

UPDATE OF THE ARGENTINEAN STANDARD INPRES-CIRSOC 103 - II (2021)

Cristian Otto Bay⁽¹⁾, Carlos Alberto Martínez⁽¹⁾, Ricardo Daniel Bassotti⁽¹⁾

⁽¹⁾ GEDEC, FRSR, Universidad Tecnológica Nacional, Urquiza 314, San Rafael, Mendoza, Argentina.
cbay@frsr.utn.edu.ar

Received: May 2023. Accepted: August 2023

Published: September 2023

ABSTRACT

Argentina has a wide spectrum of seismic hazard, being very high in the central west and attenuating towards the east. This is the reason for the need of having updated regulations for the seismic resistant design of structures. The National Institute for Seismic Prevention is in charge of drafting the seismic-resistant regulations in our country and, for the design of reinforced concrete structures under seismic actions, INPRES-CIRSOC 103-II (2005) is in force. In 2020, a new version was put under national public discussion and, since 2021, it is in the process of approval, maintaining the philosophy of design by capacity. This paper analyzes and compares the changes between both versions and, in some aspects, with other international standards. Important changes in material requirements, longitudinal reinforcement amounts of beams and partitions are highlighted. The changes are shown with graphs and comparative tables between both versions

Keywords: INPRES-CIRSOC 103-PARTE II – Capacity design – Reinforced Concrete structures.

ACTUALIZACIÓN DEL REGLAMENTO ARGENTINO INPRES-CIRSOC 103 – II (2021)

RESUMEN

Argentina cuenta con un amplio espectro de peligrosidad sísmica, siendo muy elevada en el centro oeste y atenuándose hacia el este. Esto radica en la necesidad de contar con normativa actualizada para el diseño sísmo resistente de estructuras. El Instituto Nacional de Prevención Sísmica es el encargado de redactar la normativa sismorresistente de Argentina y, para el diseño de estructuras de hormigón armado bajo acciones sísmicas está vigente el INPRES-CIRSOC 103-II (2005). En 2020 se puso en discusión pública nacional una nueva versión que, desde 2021 está en trámite de aprobación, manteniendo la filosofía del diseño por capacidad. En este trabajo se analizan y comparan los cambios entre ambas versiones y, en algunos aspectos con otras normativas internacionales. Se destacan cambios importantes en prescripciones de materiales, cuantías de armadura longitudinal de vigas y tabiques. Los cambios son mostrados con gráficos y tablas comparativas entre ambas versiones.

Palabras clave: INPRES-CIRSOC 103-PARTE II – Diseño por capacidad – Estructuras de hormigón.

DOI: <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v28i2.3029>

1 Introducción

En la República Argentina una importante extensión de superficie se encuentra en zonas propensas a actividad sísmica destructiva, entonces resulta necesario contar con normativa de diseño estructural acorde a los avances de la ciencia (Priestley, Kowalsky, & Calvi, 2007). Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes, por lo tanto, deben ser considerados en el momento de proyectar edificios. El comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras es la causa principal de pérdidas humanas y económicas. “Recuerden que no es el terremoto el que mata a las personas, sino las construcciones que los ingenieros no hacemos bien”, reiteraba el profesor Vitelmo Bertero en visitas a Argentina.

En el oeste argentino el desarrollo de la ingeniería sísmica y normativa asociada ha permanecido en el ámbito de las universidades, por lo tanto, los resultados obtenidos en ella también se han volcado en la formación de profesionales y en la redacción de normativa a través de la participación de investigadores y docentes (Maldonado, Tornello, & Frau, 2012).

La evolución de los reglamentos nacionales, al igual que en el ámbito internacional, ha tenido una correlación con sismos destructivos, en Argentina desde 1861 hasta la actualidad, siendo la provincia de Mendoza pionera en América latina en tener algunos lineamientos básicos desde el año 1923 (Maldonado, Tornello, & Frau, 2012).

En el ámbito nacional, el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), creado en 1972 (Ley 19616) con el objetivo de centralizar en San Juan las investigaciones aplicadas a todo el territorio nacional, desarrolló 3 documentos normativos. Las CONCAR 70 (1972), bajo resolución 4/INPRES 72 con alcance nacional. Las NAA-80 (1980), también con alcance nacional, bajo resolución 28/INPRES 83. Y por resolución 121/INPRES 83 se presentó el INPRES-CIRSOC 103 “Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes” con 3 partes (Parte I: Construcciones en general; Parte II: Construcciones de hormigón armado; y parte III: Construcciones de mampostería). En 1991, por resolución de la Secretaría de Obras y Servicios Públicos se aprueban las modificaciones al reglamento INPRES CIRSOC 103 (Parte I, Parte II y Parte III), en función de la experiencia acumulada desde su creación.

Mediante la resolución 784-AOP-2004 se constituye Comisión Interinstitucional conformada por representantes de la Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Mendoza, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo, Centro de Ingenieros de Mendoza y Consejo Profesional de Ingenieros y Geólogos de Mendoza, la que considera de suma importancia presentar una propuesta integral de mejora, en continuidad con la tarea que venían desarrollando desde el año 2000. Los resultados de este trabajo se incorporan en una propuesta, dando por resultado el Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I: Construcciones en General, publicado en noviembre de 2008, discutido hasta 2010 y puesto en vigencia en 2013. En 2018 se publica una nueva actualización con algunas mejoras, como incorporar 6 tipos de suelos, modificar los espectros e incluir un Capítulo para evaluar las construcciones existentes.

La discusión de la parte II finaliza en 2005 (INPRES-CIRSOC 103-II, 2005), pero se aprueba por Resolución 247/12 en 2012, versión que actualmente está en vigencia. Esta parte II considera de base la norma neozelandesa (NZS3101:P1, 1995) tomando como principal premisa el diseño por capacidad (Paulay & Priestley, 1992). Recientemente, en el año 2020 se puso en discusión pública nacional una actualización del INPRES-CIRSOC 103-II (2021) y en 2021 pasó a estar en trámite de aprobación. Cabe destacar que la norma neozelandesa presentó una nueva versión en 2006 (NZS3101:P1, 2006) y luego 3 adendas, la más importante en 2017 (NZ3101:P1, 2017). En la Figura 1 se presentan las tapas de ambas versiones (2005, 2021) que serán objeto de análisis en este trabajo.



Figura 1. Tapa del reglamento versión 2005 y 2021.

En este contexto, el objetivo de este artículo es mostrar y analizar los cambios entre las versiones 2005 y 2021 del INPRES-CIRSOC 103-II. Se presenta un apartado para cada Capítulo del reglamento, es decir, para cada sistema estructural propuesto, y finalmente se presentan las conclusiones del trabajo. También se destaca que los autores realizaron un trabajo, utilizado de base en este artículo, comparando los cambios entre ambas versiones en vigas de pórticos dúctiles (Bay & Martínez, 2022).

2 Cambios a la sección requisitos generales

2.1 Aspectos formales

En términos generales la versión 2021 mantiene los mismos alcances de la versión 2005, siendo cambios formales y de contenido los que presenta la nueva versión. La necesidad de actualización surge de que, la experiencia acumulada durante los últimos años ha demostrado que los profesionales involucrados en el diseño sísmico de estructuras han tenido inconvenientes en la aplicación efectiva de las prescripciones contenidas en la versión 2005. Esto que ha conducido, en muchos casos, a diseños inadecuados que se alejan del espíritu reglamentario. Entonces, la experiencia, consultas, comentarios y propuestas recibidas durante su vigencia legal han puesto de manifiesto la necesidad de transparentar dichas prescripciones,

las cuales, sin modificarse en mayor medida, se han ampliado y aclarado en la versión 2021, con abundante material gráfico incorporado a los comentarios.

La versión 2021 se presenta en formato unificado, incluyendo los comentarios en el cuerpo principal del Reglamento, inmediatamente después de las prescripciones reglamentarias, recuadrados con fondo grisáceo, de manera tal que el diseñador encuentre rápidamente los fundamentos y aclaraciones sin la necesidad de consultar otro documento. La idea de documento unificado es trasladarla a los demás reglamentos a medida que sea necesario su actualización. También, es importante destacar que, se han agregado gráficos ilustrativos para que el diseñador, poco familiarizado con el diseño por capacidad, comprenda estos conceptos, sobre todo en el diseño de vigas a esfuerzos de corte.

Otro aspecto importante es que se ha mejorado la nomenclatura. Se utilizan superíndices para indicar elementos (vigas, columnas, tabiques, etc) y subíndices para indicar el tipo de sollicitación (nominal, requerida, ideal, etc). También se ha reemplazado el factor μ por R ya que eso originaba una confusión en el diseñador, el primero se asocia a ductilidad y el segundo a factor de modificación de respuesta.

2.2 Propiedades de los materiales

En las propiedades de los materiales hay cambios importantes, en el hormigón por el avance de la tecnología en la fabricación y en el acero por la disponibilidad de materiales en Argentina.

Respecto del hormigón es conocido que a medida que aumenta la resistencia, disminuyen las deformaciones correspondientes a la máxima tensión y a la rotura, razón por la que la versión 2005 limita la tensión característica del hormigón (f'_c) a 40 MPa. Esto es porque, al aumentar las tensiones de compresión se requieren detalles especiales de confinamiento. En consecuencia, es posible utilizar hormigones de mayor resistencia siempre que la deformabilidad se incremente a través de confinamiento provisto por armadura longitudinal y transversal (Priestley, Kowalsky, & Calvi, 2007). La necesidad de aumentar la resistencia a compresión del hormigón estriba en que, por un lado, la tecnología del hormigón ha evolucionado y no resulta complejo fabricar estos materiales y por el otro, los desarrollos inmobiliarios requieren de reducir secciones de hormigón sobre todo en elementos verticales sin reducir la seguridad estructural.

Bajo este concepto la versión 2021 permite el uso de hormigones con $f'_c = 70$ MPa (incluso mayores resistencias si la autoridad de aplicación lo permite). Este incremento de f'_c origina un aumento de armadura transversal para lograr el confinamiento necesario para las demandas de deformación unitarias del concreto. En la Figura 2 se representa este efecto. A la izquierda cada curva muestra cómo, para una determinada relación de carga axial, se reduce la sección necesaria de hormigón conforme aumenta f'_c . Las curvas están para una cuantía de acero longitudinal de 0,02. Y a la derecha como, a medida que aumenta f'_c se requiere mayor armadura transversal de confinamiento (expresión 2.3-18 de la versión 2021). En Bay & Martínez (2022) se profundiza sobre este concepto.

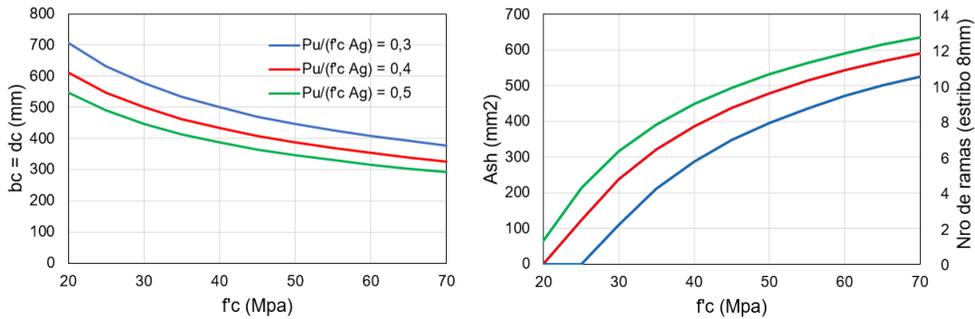


Figura 2. Efecto del aumento de f'_c en la sección de hormigón y cantidad de armadura transversal.

Respecto del acero de construcción, la versión 2021 incluye a los aceros soldables, ADN420S, que se fabrican actualmente en Argentina desde 2009 aproximadamente. En estos aceros, el proceso de fabricación implica un enfriamiento rápido de la superficie mientras que el núcleo permanece caliente, y este calor interno es el que temple las capas exteriores. Esto permite obtener aceros de relativamente alta resistencia (>550 MPa) con un bajo contenido de carbono ($<0,52\%$), entonces resultan soldables (Vega, Llopiz, Crisafulli, & Jeremy, 2018).

La versión 2005 indica que las características de los aceros, para estructuras que deban desarrollar ductilidad son, un *plateau* de fluencia extendido seguido por un endurecimiento gradual (superior al 25%) y baja variabilidad entre la tensión real y tensión nominal de fluencia. Sin embargo, los aceros ADN420S, tal como muestra la **Figura 3**, son de bajo endurecimiento post fluencia (10%) y no cumplen con los requisitos de la versión 2005.

La versión 2021 incluye a los aceros ADN420S. Sin embargo, el reglamento no contempla prescripciones sobre los efectos que estos podrían tener en la estructura, dado que ensayos realizados en columnas han mostrado disminución en la longitud de la rótula plástica y mayor facilidad de pandeo de las barras longitudinales por el bajo endurecimiento posterior a la fluencia (Paulay & Priestley, 1992).

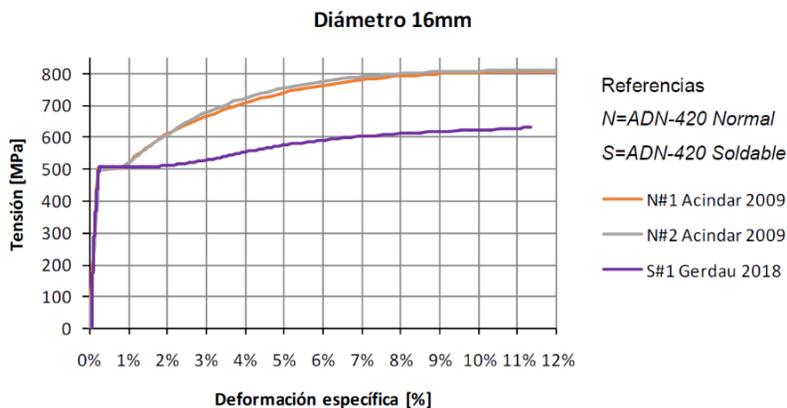


Figura 3. Ensayos barras de acero (Vega, Llopiz, Crisafulli, & Jeremy, 2018).

2.3 Combinación de acciones

La versión 2005 incluye las combinaciones de carga que incluyen sismo en estado último. Para la carga permanente (D) utiliza un factor de 1,2 y 0,9. Sin embargo, según la tendencia de las normas actuales (NZS3101:P1, 2006; ASCE-7, 2016) han demostrado que es suficiente considerar 1 D, tal como lo propone la versión 2021. Sobre todo, considerando que la carga sísmica vertical (E_v) resulta un porcentaje de D y permite tener en cuenta la cierta variabilidad que puede presentar D.

3 Cambios a la sección de pórticos de hormigón armado

3.1 Diseño de vigas

Aspectos dimensionales

En la versión 2021 se ha reducido el ancho mínimo de la sección comprimida (b_w) de 200 mm a 180 mm. Este cambio permite utilizar estructura del ancho de ladrillos cerámicos, algo que en Argentina es todavía de uso común.

Por otro lado, se continúa estableciendo relaciones máximas de esbelteces de la sección, L_n/b_w y $L_n \cdot h_b/b_w^2$, donde L_n es la longitud, h_b la altura y b_w el ancho de la viga. Estas relaciones tienen por objeto favorecer el comportamiento dúctil de la sección, y en la versión 2021 han sufrido pequeñas modificaciones respecto de la versión 2005. Es conocido que el diseñador estructural está familiarizado con esbelteces seccionales (h_b/b_w) y esbelteces de elementos (L_n/h_b), entonces se presentan gráficos para relacionar ambas esbelteces según la versión 2021. En la Figura 4 se presentan estas relaciones y se las compara con las indicadas en el CIRSOC 201-05 (Tabla 9.5.a), para vigas T o L (VTL), vigas I (VI) continuas en la gráfica izquierda y en voladizo gráfica derecha (Bay & Martínez, 2022).

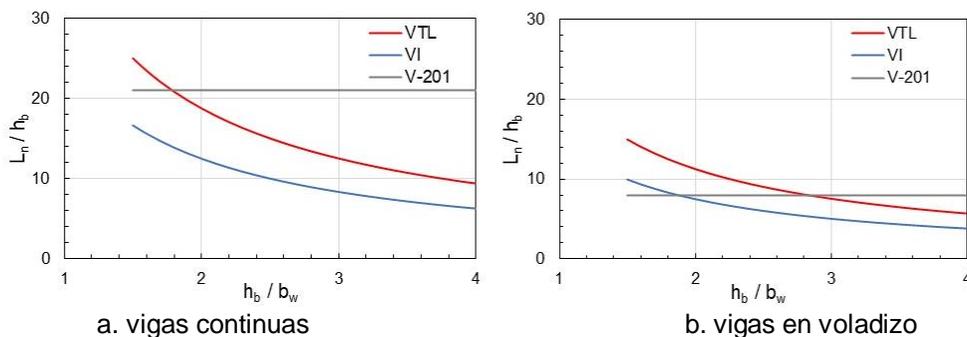


Figura 4. Esbelteces máximas de vigas según versión 2021 y CIRSOC 201-05

Se observa que para ambos casos la esbeltez seccional máxima es de 4 ($h_b/b_w \leq 4$). También que las esbelteces son notablemente inferiores que las requeridas por el CIRSOC 201-05. Por ejemplo, para una viga 250 mm x 600 mm, $h_b/b_w = 2,4$ se admite esbeltez de viga de hasta 15 para vigas T o L, 10 para vigas I, frente a los 21 que admite el diseño a cargas verticales.

Ancho efectivo en vigas T y L

En vigas T y L, construidas monolíticamente con la losa debe considerarse el ancho efectivo en compresión y tracción, para reducir la sección de acero necesaria, pero

también para considerar toda la resistencia y sobre resistencia de la viga que se considerada en el diseño a corte (fundamental en el diseño por capacidad).

La versión 2005 indica que los anchos colaborativos en tracción (momento negativo) son diferentes a los anchos de compresión (momento positivo), además en la versión 2005 solo se indican los primeros, para los segundos remite al lector al reglamento CIRSOC 201-05, lo cual resulta complejo y tedioso al momento del diseño. La versión 2021 adopta el criterio de la última versión de la norma base (NZ3101:P1, 2017), es decir, los anchos de vigas T y L son idénticos para compresión y tracción. De esta forma se simplifica el análisis sin reducir la seguridad estructural.

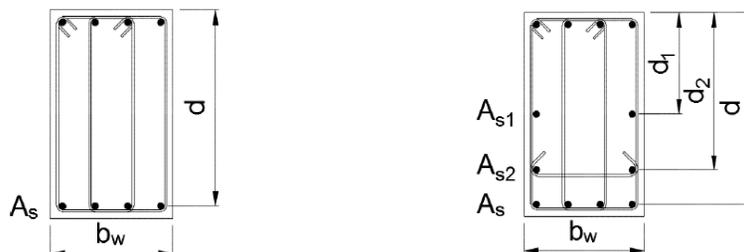
Diseño de la armadura longitudinal

No hay cambios en cuanto a la determinación de la demanda y capacidad flexional de vigas. Sin embargo, hay modificaciones importantes en cuantías.

En la versión 2021 se mantiene una armadura mínima de 2 d_b12 mm en la cara superior e inferior para asegurar una cantidad de momento mínimo. Sin embargo, en los comentarios se indica que, a diferencia de la versión 2005, puede reemplazarse por una cuantía equivalente. Esto permite, en forma implícita, reducir el tamaño de las columnas de 300 mm a 250 mm por la limitación indicada en ambas versiones sobre tamaño máximo de barras longitudinales (ver expresión 10.2.3.4 (INPRES-CIRSOC 103-II, 2021)).

En la versión 2021 se incorpora el concepto de armadura efectiva (A_{se}), como la armadura equivalente ubicada a una profundidad (d) coincidente con la de la capa más traccionada de la sección. Este concepto se manifiesta en la expresión (1) donde, $A_{s,i}$ es el área de la capa en la posición i y d_i es la distancia de la capa i desde la fibra comprimida (ver **Figura 5**).

$$\rho = \frac{A_{se}}{b_w d} \quad ; \quad A_{se} = \sum_{i=1,t}^n \left(A_{s,i} \frac{d_i}{d} \right) \quad (1)$$



a. Sección con una capa de armadura

b. Sección con varias capas de armadura

Figura 5. Sección transversal para determinar armadura longitudinal efectiva.

El concepto de A_{se} resulta más racional que el utilizado en la versión 2005 (y otras normativas) donde se utiliza toda la armadura traccionada para determinar la cuantía (Paulay & Priestley, 1992). Estudios recientes mostraron que se puede

incorporar hasta un 15% más de armadura bajo este nuevo concepto (Bay & Martinez, 2022).

La cuantía máxima (ρ_{max}), para asegurar una ductilidad adecuada de la sección, se mantiene igual que en la versión 2005. La cuantía mínima (ρ_{min}) conserva el concepto de la mayoría de las normas de garantizar una falla dúctil. Además, se agrega una condición donde se establece que el momento nominal de la sección (M_n) sea al menos 1,5 veces el momento de fisuración (M_{cr}). Esta limitación no tiene antecedentes normativos, aunque si está basada en el concepto físico de alejarse del M_{cr} para evitar la falla frágil (Paulay & Priestley, 1992).

Entonces, resulta interesante analizar como impacta esta nueva limitación de cuantía mínima. En la Figura 6 se presentan, además de ρ_{min} tradicionales, la cuantía que representa el 1,5 M_{cr} . Para este último se ha considerado una sección rectangular de relación $h_b/b_w = 2$ y capas de armadura simétricas ubicadas a la profundidad de capa de fluencia, para distintos valores de f'_c .

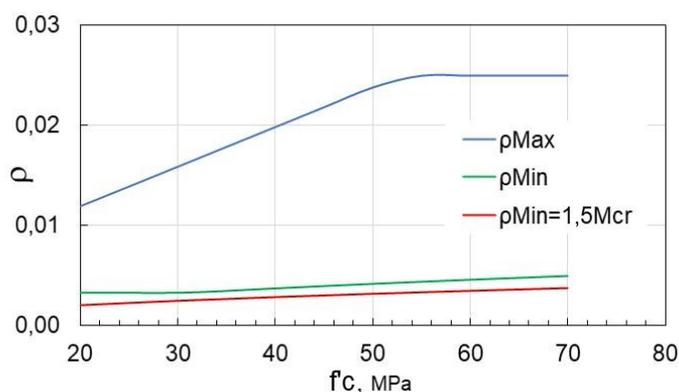


Figura 6. Cuantías límites para vigas de hormigón armado

Se observa que la cuantía referida al 1.5 M_{cr} es menor para todo f'_c , siguiendo la tendencia de ρ_{min} de la versión 2005 y 2021. También se aprecia la limitación de ρ_{max} , con el máximo valor de 0,025 que se alcanza para $f'_c = 50$ MPa. Además, estudios recientes muestran como esta nueva propuesta de ρ_{min} permite reducir la cantidad de armadura hasta en un 50% para $h_b/b_w=4$ (Bay & Martinez, 2022). Entonces, por aplicación del diseño por capacidad está reducción impacta directamente en el diseño de todos los elementos de la estructura.

Diseño de la armadura transversal

Respecto de la armadura transversal, en la versión 2021 no se permite el uso de estribos que contengan ganchos a 90° , esto para asegurar el anclaje del estribo y que garantice su contribución al pandeo de barras longitudinales y confinamiento del núcleo de hormigón.

Cantidad mínima de armadura transversal en zona normal

La versión 2005 no hace referencia a cantidad mínima de armadura transversal en zona normal, por ello se deben tomar los requerimientos del CIRSOC 201-05. La versión 2021 considera una cantidad mínima de armadura transversal, tal como lo

indica la norma neozelandesa (NZ3101:P1, 2017). Aunque no se especifica una separación máxima de estribos como si lo hace la NZ3101:P1, 2017. Esta limitación es importante, sobre todo para no generar cambios bruscos en la cantidad de armadura transversal entre la zona de rotula plástica y la zona normal, considerando que, como se comentó anteriormente, los aceros ADN420S incrementan la longitud de rotula plástica en secciones de hormigón armado (Paulay & Priestley, 1992).

3.2 Diseño de columnas

En el diseño de columnas, a diferencia de lo que ocurre en vigas, no hay cambios importantes entre la versión 2005 y 2021, en aspectos dimensionales y diseño a flexión. Se expresa de una forma más clara la cantidad de armadura transversal para confinamiento de columnas, diferenciándose entre columnas circulares y rectangulares y entregando una cantidad de armadura transversal por rama, a diferencia de la versión 2005, que entrega una cuantía volumétrica un poco confusa para el diseñador. También se han incorporado gráficos explicativos (a modo de comentarios) para comprender esta expresión.

En cuanto al diseño al corte, la versión 2005, establece una expresión para determinar la demanda de corte en el primer piso que ha sido eliminada en la versión 2021. También en la versión 2021 se limita la tensión de corte última al menor valor entre $0,16 f'_c A_g$ y $0,85 (f'_c)^{0,5} A_g$, en la versión anterior no estaba del todo claro tal limitación. También se ha incorporado el coeficiente k_a (tiene en cuenta el tamaño del agregado grueso del hormigón) para determinar la colaboración del hormigón, V_c , en la resistencia al corte de la sección.

3.3 Diseño de nudos viga-columna

Se mantiene el criterio de diseño de nudos de la escuela norteamericana, en la que la armadura transversal tiene la función de confinar el núcleo de hormigón, y este transmite las fuerzas de corte que se generan dentro del nudo (ACI 318, 1995). Sin embargo, en la versión 2021 se incrementan las tensiones de corte admitidas en el nudo de $0,16 f'_c$ a $0,25 f'_c$ para pórticos planos y de $0,16 f'_c$ a $0,20 f'_c$ para pórticos espaciales, similar a la norma neozelandesa (NZ3101:P1, 2017). Sin embargo, la formulación no contempla la incidencia de la carga axial, la excentricidad entre la viga y la columna y el efecto del confinamiento generado por vigas transversales como parámetros adicionales (Parate & Kumar, 2019).

4 Cambios a la sección de tabiques de hormigón armado

El diseño de tabiques se aborda en el Capítulo 3. En la versión 2021 se han ajustado las expresiones que definen el ancho mínimo para evitar el pandeo del tabique (b_{cr}), aunque se mantiene el criterio de la versión 2005. En la **Figura 7** se presentan gráficas que indican la altura máxima del tabique (h_w), en función del ancho (L_w) que no requiere elementos de borde para anchos de 200 mm y 250 mm. Se trazan 3 curvas para contemplar la incidencia de la cuantía longitudinal del tabique. Así, por ejemplo, para un edificio de 6 niveles, se podrán utilizar tabiques de 200 mm, sin elementos de borde, con $L_w = 2,20$ m y ρ_{min} . Si la cuantía es del 0,02 se tendrá como máximo $L_w = 1,00$ m.

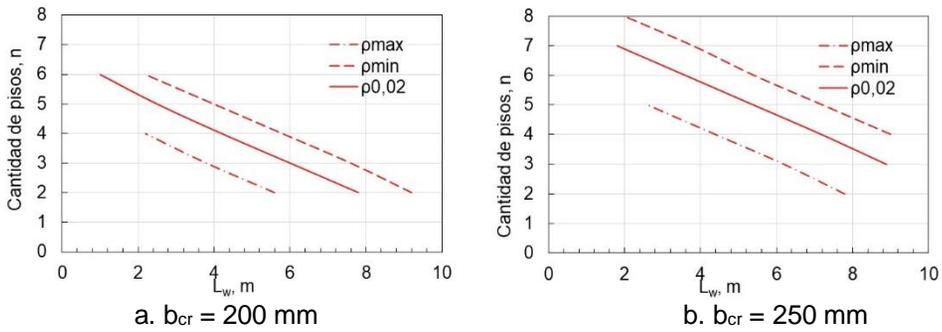


Figura 7. Largo máximo, L_w , sin elementos de borde para tabiques de hormigón armado.

Respecto de la cuantía mínima de armadura longitudinal (ρ_{\min}) se presentan cambios importantes en la versión 2021. En la versión 2005 se exige una cantidad mínima de armadura longitudinal por efectos de contracción y temperatura, $\rho_{\min} > 0,7 (f_y)^{0,5}$, similar a la norma neozelandesa (NZS3101:P1, 1995). Pero, estudios realizados sobre 37 muros de hormigón armado mostraron que para cuantías inferiores a 0,01 se llegaba a una falla frágil (Wood, 1989), por esa razón la norma neozelandesa adoptó la expresión utilizada en vigas para cuantía mínima bajo el criterio de tener un margen de entre 1,5 y 2 respecto de la falla frágil (Paulay & Priestley, 1992) y, en la última adenda (2017) incrementó la armadura en los extremos del tabique ($0,15 L_w$) al doble, con el objeto de tener fisuras flexionales adecuadamente distribuidas en la zona de formación potencial de rotula plástica (Paulay & Priestley, 1992). La versión 2021 del reglamento adoptó incrementar las armaduras en los extremos ($0,15 L_w$) pero con cuantías un 25% inferiores las adoptadas por la norma de base (NZ3101:P1, 2017), razón que se desconoce. En la **Tabla 1** se presentan las cuantías mínimas de las principales normativas a nivel internacional para muros con respuesta dúctil ante carga sísmica.

Tabla 1. Cuantías mínimas de tabiques según distintas normativas.

Normativa	Cuantía distribuida	Cuantía de extremos
INPRES-CIRSOC 103-II (2005)	$> 0,7/(f_y)$	Ninguno
INPRES-CIRSOC 103-II (2021)	$> \sqrt{f'_c}/(5,2f_y)$	$> \sqrt{f'_c}/(2,6f_y)$
NZS 3101:2006 (2006)	$> \sqrt{f'_c}/(4f_y)$	Ninguno
NZS 3101:2006 (2017)	$> \sqrt{f'_c}/(4f_y)$	$> \sqrt{f'_c}/(2f_y)$
ACI 318-14	$> 0,25 \%$	Ninguno
Eurocode 8	$> 0,2 \%$	$> 0,5 \%$
GB 50010-2010	$> 0,25 \%$	$> 1,0 \%$

En la **Figura 8** se comparan las cuantías de la versión 2005 ($\rho_{\min(2005)}$), versión 2021 en extremos ($\rho_{\min(2021-E)}$) y en el centro ($\rho_{\min(2021-C)}$), y NZS3101:P1 extremos ($\rho_{\min(NZS-E)}$) y centro ($\rho_{\min(NZS-C)}$). Si bien se observa un incremento notorio de la cuantía mínima de tabiques, la misma está lejos aún de los valores recomendados por

Woods (1995) y adoptados por la norma americana (ACI318-14). No hay cambios en la cuantía máxima.

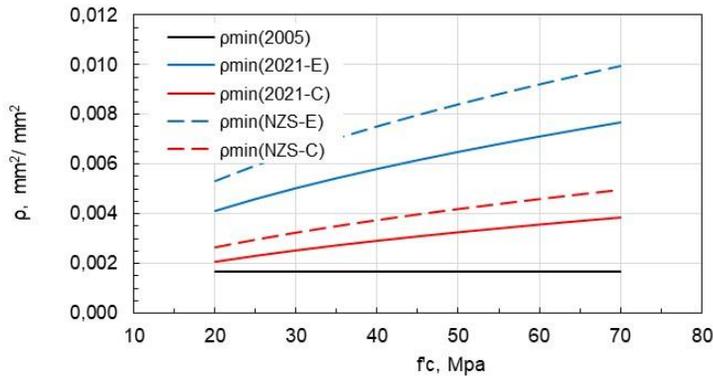


Figura 8. Cuantías mínimas de tabiques (versión 2005 y 2021).

Respecto del confinamiento, en la versión 2021 se requiere confinar una distancia c , entre la fibra comprimida y el eje neutro de la sección, antes se requería solo el 70% de esta distancia. También se ha eliminado el factor μ de las expresiones, adoptándose $\mu = 6$.

En la resistencia al corte no hay cambios, solo reordenamiento de las expresiones. En la versión 2005 se refieren a tensiones y en la actual a fuerzas (como es la tendencia de todo el reglamento). También se han incorporado detalles de anclaje y armado para la armadura de tabiques en los comentarios.

Respecto de vigas de acoplamiento no se presentan cambios, solo algunas modificaciones a las expresiones para unificar las nomenclaturas con el resto del documento.

En la versión 2021 se presentan prescripciones para tabiques bajos cuando la relación de aspecto es menor que 2, a diferencia de la versión 2005 que establecía el límite en 3. También en la versión 2021 se desarrollan las expresiones para determinar las demandas y capacidades en flexión y corte, mientras que en la versión anterior estaba inconclusa esa sección.

5 Cambios al resto de las secciones

El reglamento presenta otras secciones en las cuales no se vislumbran cambios importantes. Entonces a continuación se indican los cambios y comentarios a estas secciones.

5.1 Diafragmas

En el Capítulo 5 se trata sobre el análisis y diseño de los diafragmas, no hay modificaciones entre las versiones 2005 y 2021.

5.2 Fundaciones

En el Capítulo 6 se aborda el diseño de fundaciones. En la versión 2021 se admite una cuantía mínima de armadura longitudinal para pilotes de $0,7/f_y$ siempre que se

garantice que la resistencia nominal supere a la resistencia de demanda en un 40% al menos. Esto permite reducir las armaduras mínimas en un 70% para pilotes de hasta 0,80 m de diámetro y hasta un 40% para pilotes de mayor diámetro. Este cambio permite ser más racional con las estructuras de fundación dado que, en general las dimensiones de los pilotes están dadas por las características geotecnia del terreno o de los sistemas de construcción y no por la capacidad a flexión o compresión de estos.

5.3 Estructuras con ductilidad limitada

En el Capítulo 7 se abordan las prescripciones para estructuras con ductilidad limitada. En la versión 2005 se define las estructuras con ductilidad limitada cuando $\mu \leq 3$ y en la versión 2021 cuando $R \leq 3,5$. Esto es para ser congruente con la última versión del reglamento que determina la acción sísmica (INPRES-CIRSOC 103-I, 2018).

6 Conclusiones

En línea con el objetivo descripto, se desarrolló un análisis comparativo del reglamento INPRES-CIRSOC 103-II versión 2005 (actualmente en vigencia) y versión 2021 (en trámite de aprobación). Se realizó una comparación de aspectos formales en primera instancia y luego desde lo conceptual. Se marcaron las diferencias entre ambas normativas indicando los motivos y consecuencias de cada uno de los cambios realizados.

En cuanto a los materiales se admiten hormigones con resistencia superior a 40 MPa y aceros ADN420S (de bajo endurecimiento post fluencia), aunque no se han considerado los efectos en las rotulas plásticas que estos aceros pueden presentar.

Respecto de pórticos de hormigón, se ha incluido el novedoso concepto de cuantía efectiva, que permite incorporar mayor cuantía a una viga sin modificar la resistencia de la misma. En nudos viga-columna se ha aumentado la resistencia máxima al corte en un 25% para pórticos espaciales, aunque no se considera el efecto del confinamiento transversal, que si lo incorporan otras normas.

En tabiques se presenta un cambio importante en las cuantías mínima. Se establecen bajo el concepto de evitar una rotura frágil, entonces resultan casi 3 veces más grandes que las definidas en la versión 2005. No hay cambios importantes en los restantes Capítulos del reglamento.

El aporte fundamental de este trabajo es mostrar y cuantificar los cambios que se exponen en la nueva versión del reglamento vigente actualmente en la República Argentina para el diseño de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas.

REFERENCIAS

1. ACI 318. (1995). Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills: American Concrete Institute.
2. ASCE-7. (2016). Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, Virginia, EEUU: American Society of Civil Engineers.
3. Bay, C., & Martinez, C. (2022). Actualización del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-II: Un análisis comparativo del diseño de vigas. XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural (págs. 1-13). Rosario, Argentina: JAIE.
4. CIRSOC 201. (2005). Reglamento Argentino para Estructuras de Hormigón Armado. Bs. As.: INTI.
5. CONCAR-70. (1972). Normas Antisísmicas CONCAR 70. San Juan, Argentina: Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
6. INPRES-CIRSOC 103-I. (2018). Reglamento argentino para construcciones sismorresistente. Parte I. Construcciones en general. Bs. As.: INTI.
7. INPRES-CIRSOC 103-II. (2005). Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. Parte II - Estructuras de hormigón armado. Bs.As.: INTI.
8. INPRES-CIRSOC 103-II. (2021). Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes. Parte II - Estructuras de hormigón armado. Bs. As.: INTI.
9. Maldonado, N., Tornello, M., & Frau, C. (2012). Estado actual de la investigación y conocimiento de la ingeniería sísmica en Mendoza. Avances. Estado de los códigos de edificación. Publicación interna.
10. NAA-80. (1980). Normas Antisísmicas Argentinas 80. San Juan, Argentina: Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
11. NZ3101:P1. (2017). Concrete Structures Standard Part 1- The Design of Concrete Structures (Addenda N3). Wellington, New Zeland: Standard New Zeland.
12. NZS3101:P1. (1995). Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures. Wellington, New Zeland: Standards New Zealand.
13. NZS3101:P1. (2006). Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures. New Zeland: New Zealand Standard.
14. Parate , K., & Kumar, R. (2019). Shear strength criteria for design of RC beam–column joints in building codes. Bulletin of Earthquake Engineering, 1407–1493. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0492-8>
15. Paulay, T., & Priestley, M. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. NY: John Wiley and Sons, Inc.
16. Priestley, M., Kowalsky, M., & Calvi, M. (2007). Displacement Based Seismic Design Of Structure. Pavia, Italia, Pavia: IUSS Press.
17. Vega, E., Llopiz, C., Crisafulli, F., & Jeremy, M. (2018). Aceros ADN-420S (Soldables) vs. Aceros ADN-420. Situación normativa en Argentina. 25°

Jornadas argentinas de Ingeniería Estructural. . Resistencia, Chaco: Asociación de Ingenieros Estructurales.

18. Wight, J., & MacGregor, J. (2009). Reinforced concrete: Mechanics and Design. Upper Saddle River, JL: Prentice Hall.
19. Wood, S. (1989). Minimum tensile reinforcement requirements in walls. ACI Structural Journal, 582-591.