

# CRITERIOS DE DISEÑO DE ENTREPISOS DE HORMIGÓN ARMADO y LA EVOLUCIÓN DE SU DEFORMABILIDAD

Ercoli, Norma Luján; Dietrich, Claudia Viviana  
Ingeniero Civil

Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires –  
Olavarría- Bs.As. Argentina. E-mail: nercoli@fio.unicen.edu.ar

## RESUMEN

En las últimas décadas, las estructuras de hormigón armado utilizadas en entrepisos de edificios han tenido importantes cambios, tanto desde el punto de vista de las tipologías estructurales como en lo relacionado con la calidad de los materiales empleados. La aplicación usual de estructuras de entrepisos constituidas por losas apoyadas en vigas de pórticos con altura entre  $1/10$  y  $1/12$  de la luz  $L$ , ha sido reemplazada por entrepisos planos, atendiendo a requisitos de diseño relacionados con la ventaja de la flexibilidad de disponer el uso de la planta, resultando relaciones de esbeltez  $h/L$  de  $1/20$  e incluso inferiores.

En simultáneo se produjo un notable desarrollo en las calidades de los materiales hormigón y acero empleados, con un incremento en el nivel prestacional, y de los métodos de cálculo que permiten realizar análisis considerando no linealidad geométrica y teorías constitutivas para los materiales considerando su comportamiento reológico.

Como resultado de ese diseño, las estructuras de hormigón armado actuales presentan reducción de rigidez respecto a las empleadas en épocas precedentes, y considerando que las mismas son sensibles a los problemas derivados del incremento de deformabilidad en estado de servicio, en particular la aparición de patologías en elementos no estructurales rígidos soportados por los mismos. En el presente trabajo se presenta un estudio cuantitativo con el objetivo de establecer la influencia que estos cambios tecnológicos tienen en la deformabilidad de los entrepisos, y realizar un aporte a los profesionales diseñadores de este tipo de estructuras.

## ABSTRACT

*In past decades, the concrete structures used in building's floors have had major changes, from the structural typologies and also to the quality of the materials used. The usual application of structures made by slabs supported on beams with height between  $1/10$  and  $1/12$  of the length, has been replaced by structures with no beams, in response to design requirements related to the advantage that it brings to the usage of the floor, resulting on  $h/L$  slenderness ratios of  $1/20$  and even lower.*

*Simultaneously there was a remarkable development in the quality of concrete and steel used, with an increasing level of performance, and the development in analysis methods allows to considering a non-linear geometry and constitutive theories for materials with rheological behavior.*

*As a result of that design, existing concrete structures presents a decreased stiffness compared to those used in earlier times, and also considering that they are especially sensitive to deflection problems in the service life, in particular to the appearance of pathologies in rigid non-structural elements. The present paper presents a quantitative study with the objective to establish the influence that the changes have over the deformability of these structures, and also pretending to contribute to the professional designer.*

## 1- INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón armado utilizadas en el diseño de estructuras de entresijos para edificios han tenido importantes variaciones en las últimas décadas a partir de innovaciones en las tipologías estructurales empleadas, calidades de materiales y tecnología para su realización.

La práctica usual en nuestro país hasta la década de los 80 en estructuras de entresijos de edificios de hormigón armado eran los sistemas estructurales de pórticos y losas unidireccionales y/o bidireccionales, empleándose para las vigas de pórticos altas que oscilaban entre  $1/10$  y  $1/12$  de la luz  $L$ , y cuando los requisitos lo hacían necesario el empleo de soluciones de altura variable con cartelas.

En las dos últimas décadas una evolución significativa de uso cada vez mayor, es la que conduce a disponer vigas conocidas como “vigas cintas”, hasta los techos planos, conocidos como entresijos sin vigas, para lo cual la altura de las vigas se reducen a las de las losas que sustentan, con valores de  $1/20$  a  $1/25$  de la luz del vano  $L$ . Esta solución se fue imponiendo porque se plantea una solución estructural competitiva, para las exigencias de diseños arquitectónicos con el objetivo de contar con plantas libres y con flexibilidad para la disposición de los tabiques divisorios.

En la Figura 1 se muestran esquemas de tipologías estructurales de entresijos de edificios de hormigón armado y su evolución en el tiempo <sup>[1],[3]</sup>, y en la Figura 2 material fotográfico de realizaciones de este tipo de estructuras.

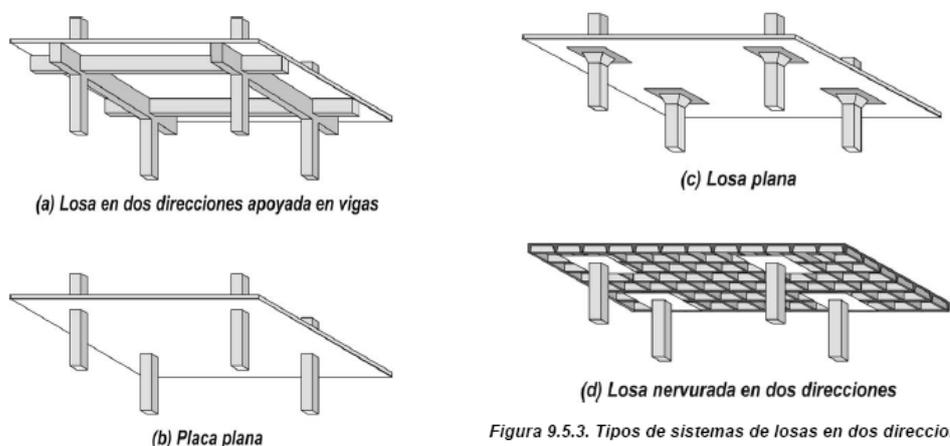


Figura 9.5.3. Tipos de sistemas de losas en dos direcciones.

Figura 1- Tipologías estructurales correspondientes a entresijos de edificios de hormigón armado <sup>[3]</sup>



Figura 2 - Material Fotográfico que muestra la evolución de las topologías estructurales de entresijos de hormigón armado en las últimas cuatro décadas en el país

En simultáneo con la evolución de las tipologías estructurales se produjo una notable evolución tecnológica en los materiales, fundamentalmente en la tecnología del hormigón. Es así que en nuestro país en la década del 70 y 80 era habitual calidad H 17, Resistencia característica a compresión de 17 MPa según CIRSOC 201<sup>[2]</sup>, pasando en el presente a generalizarse el uso de hormigones H 21 y H30, y hasta H47<sup>[2]</sup>, cuando los requerimientos estructurales lo demandan. Ello supone un incremento de los valores del Módulo de Elasticidad del hormigón,  $E_c$ . Este cambio a nivel de propiedades mecánicas del material hormigón representa un incremento de los valores del momento de fisuración, a igualdad de dimensiones de la sección, debido al incremento de la resistencia a tracción de esta nueva generación de hormigones,  $f_r$ <sup>[3]</sup>.

Los métodos de cálculo también han evolucionado, fundamentalmente basados en la evolución del concepto de Seguridad Estructural, y ello se refleja en la filosofía

de la segunda generación de Reglamentos CIRSOC, año 2005 <sup>[3]</sup>, con base filosófica en el ACI 318 <sup>[4]</sup>, en donde el modelo de seguridad con bases probabilísticas, se traduce en la aplicación del Método LRFD -Load and Resistance Factor Design-, con empleo de coeficientes parciales de mayoración de cargas y minoración del material. La teoría de cálculo basada en el Método en Estado Límite (ELU), o Diseño por Resistencia <sup>[1],[5],[6]</sup>, conlleva a secciones con menores cuantías de armadura, por lo que es necesaria la verificación en condiciones de servicio de la estructura (ELS), s fundamentalmente los aspectos relacionados con la deformabilidad flexional de los diseños actuales de entresijos. A ello debe sumarse el importante desarrollo de software disponibles en el mercado con la consideración de análisis con no linealidad geométrica y del material.

Según lo expuesto anteriormente, la evolución de los diseños conllevan a una reducción de las inercias brutas de los elementos estructurales, reducción de cuantías geométricas con mayores niveles tensionales en los materiales para las condiciones de servicio <sup>[5],[6],[1]</sup>. Como consecuencia las estructuras de entresijos de hormigón armado actuales responden con menor rigidez que las empleadas anteriormente. Teniendo en cuenta que los elementos soportados por las mismas, como por ejemplo tabiquería o vidriados son especialmente sensibles y con comportamiento frágil ante incrementos de deformabilidad, ello hace que el control de deformaciones sea un factor fundamental para prevenir posibles daños o patologías en este tipo de construcciones <sup>[7],[8]</sup>. O sea que no está siendo afectada la seguridad de la estructura, sino los aspectos relacionados con la funcionalidad de los elementos rígidos soportados por la estructura <sup>[7]</sup>. A partir de las mayores relaciones de esbeltez, Altura/Luz, utilizadas en la actualidad, comparadas con las que estaban establecidas en décadas pasadas, y la conjunción de los otros factores expuestos, se justifica un análisis cuantitativo con aplicaciones a casos reales de práctica corriente en nuestro país, tendiente a cuantificar la influencia y significación de estas variables en el resultado del diseño, y que el mismo constituya un aporte para los diseñadores de este tipo de estructuras.

## 2- OBJETIVOS

La situación expuesta es importante analizarla a través de un estudio de casos reales, que permita realizar un análisis cuantitativo a partir del cual establecer cómo las modificaciones en el criterio de diseño han influenciado en la evolución de la deformabilidad en el comportamiento en estado de servicio de dichas estructuras. Este desarrollo se basa en el trabajo realizado por Gil <sup>[9]</sup> con respecto a la evolución de la deformabilidad resultante de las modificaciones que tuvieron estas estructuras en España.

Este análisis comprenderá la influencia que se ha registrado a partir de las variaciones de los factores que se consideran de mayor significación a los fines del análisis, que se detallan:

- Reducción de altura de las vigas o dinteles de pórticos que sirven como apoyos de losas de entresijos.
- Evolución del nivel de las prestaciones mecánicas de los materiales empleados, en particular el hormigón.

- Evolución del concepto de Seguridad Estructural, con la utilización de coeficientes parciales de seguridad para acciones y materiales, denominado método LRFD.

Este desarrollo tiene como objetivo obtener datos sobre la influencia que estas evoluciones tienen en particular sobre la deformabilidad de los elementos horizontales del entrepiso, y en consecuencia establecer si pueden constituir causales de patologías en dichas construcciones, por ejemplo en elementos rígidos sostenidos por los mismos.

### 3- MODELOS DE ANÁLISIS Y VARIABLES CONSIDERADAS

El estudio paramétrico se realiza a partir de datos de la práctica habitual y usual en nuestro medio con respecto a las tipologías estructurales correspondientes a entrepisos de edificios, en una línea de tiempo de cuatro décadas al presente. En concordancia con ello se adoptan calidades de material ofrecidos por el mercado, y la metodología de cálculo para determinar el comportamiento resistente y de servicio.

Para el desarrollo de este trabajo se han adoptado dos hipótesis que nos permitan establecernos en la línea de tiempo establecida, para lo cual denominamos estructuras antiguas(a) y estructuras nuevas (n), referidas a los factores: tipología, material y bases de cálculo.

Para realizar el análisis de la influencia que han tenido con la evolución en el tiempo los factores definidos como las variables a estudiar, se han establecido cuatro situaciones las cuales están definidas en la Tabla 1. Cabe acotar que la calidad de los hormigones se ha definido de acuerdo al CIRSOC/82 <sup>[2]</sup>, con el cuantil del 5 por mil, considerando que para relacionarlos con la denominación establecida en el CIRSOC /05 <sup>[3]</sup>, cuantil 10 por mil, se debe adicionar 3 a 5 MPa.

SITUACIÓN	a-a (Material antiguo- estructura antigua)	n-n (Material nuevo- estructura nueva)	a-n (Material antiguo- estructura nueva)	n-a (Material nuevo- estructura antigua)
Tipo de hormigón (s/ CIRSOC /82)	H-17	H-30	H-17	H-30
Tipo de acero	BSt 42/50	ADN 420	BSt 42/50	ADN 420
Altura de viga	L/12	L/20	L/20	L/12
Hipótesis de cálculo	Cálculo con carga de servicio	Cálculo con carga mayorada(LRFD)	Cálculo con carga de servicio	Cálculo con carga mayorada (LRFD)
Coefficientes de seguridad	$\gamma=1,75$ (s/ CIRSOC /82)	$U=1,2D+1,6L$ $\phi =0,9$ (s/ CIRSOC /05)	$\gamma=1,75$ (s/ CIRSOC /82)	$U=1,2D+1,6L$ $\phi =0,9$ (s/ CIRSOC /05)

Tabla 1- Descripción de las configuraciones adoptadas

## SITUACIONES ESTUDIADAS

De acuerdo con las hipótesis y situaciones detalladas, se ha procedido al dimensionado de las secciones de apoyo y vano de vigas continuas para los doce casos, que se obtendrían al considerar tres luces de vigas :4, 5 y 6 m; para cada una de las situaciones detalladas (a-a, n-n, a-n, n-a) en la Tabla 1.

Se adopta para el análisis, el pórtico central correspondiente a un esquema estructural de entrepiso de hormigón armado como el de la Figura 3. La estructura está compuesta por pórticos de tres vanos en un sentido y dos en el otro eje, apoyados sobre columnas, de igual luz  $L$  entre centros de columnas, quedando definidas losas bidireccionales de relación 1 entre las luces en ambas direcciones.

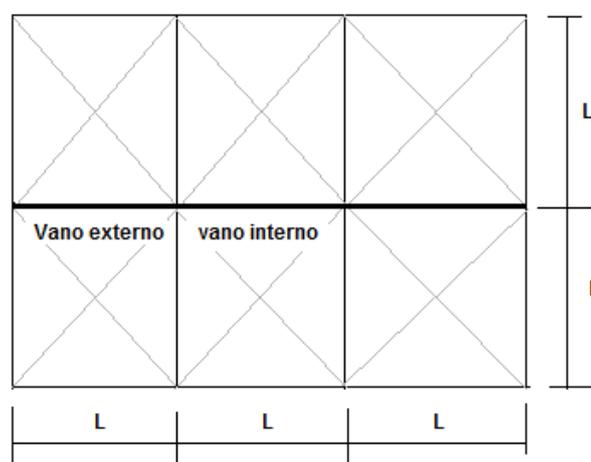


Figura 3- Esquema Estructural a analizar, Pórtico central y vanos a considerar.

Dado que lo que interesa del análisis es la comparación entre los resultados de las diferentes situaciones, se ha supuesto una ley de momentos de servicio única para todas las situaciones que se analizarán, según Figura 4. Con respecto a las acciones se adoptan acciones de carga permanente y sobrecargas iguales para todas las situaciones, variando solamente el peso propio de la losa que resulte del pre-diseño. El análisis comparativo se realiza considerando una luz de losa igual a la de la viga, y para un vano extremo y uno intermedio de las vigas del pórtico central de la Figura 3.

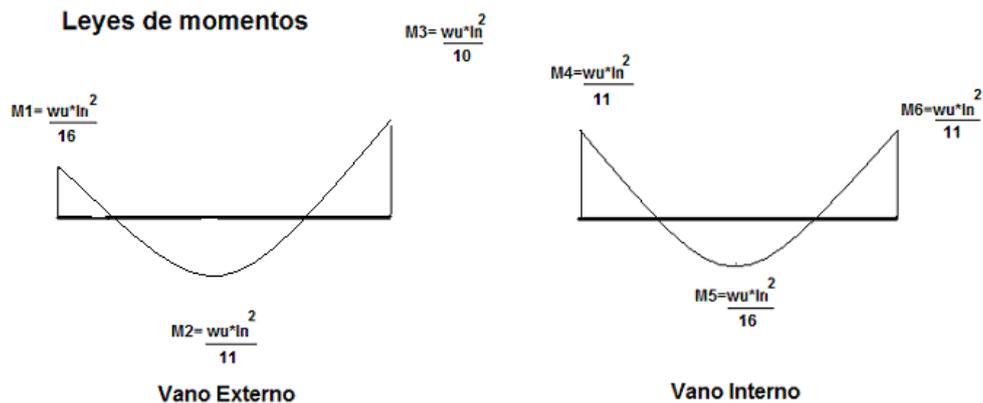


Figura 4- Leyes de momentos en servicio adoptadas [3].

Para determinar el peso propio de losas, se realiza la determinación de la altura por control de esbeltez, para que no sea necesario un cálculo de las deformaciones en estado de servicio de acuerdo con el CIRSOC 201/ 82<sup>[2]</sup> y CIRSOC 201/ 2005<sup>[3]</sup>, según Figura 5, adoptándose el mayor valor de altura de losa obtenido por ambos reglamentos, según Tabla 2.

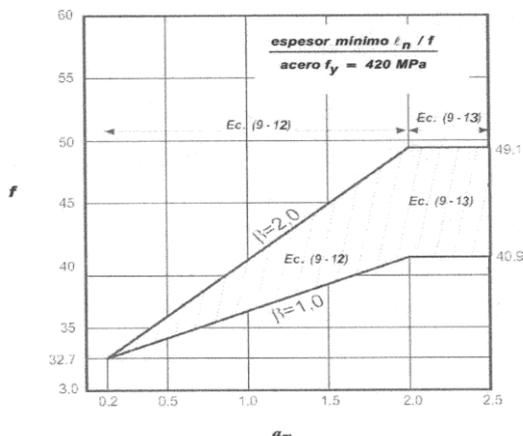


Figura 5 - Espesor mínimo de las losas armadas en dos direcciones, apoyadas en vigas en todos sus lados, para  $f_y = 420 \text{ MPa}$  [3]

Dimensiones del paño de losa	Altura de losa
4 x 4	12 cm
5x5	13,5 cm
6x6	16,5 cm

Tabla 2- Altura de losa adoptada según criterio de control de deformaciones en servicio.

A partir de estos valores de espesor de losa considerados, y para cada caso de altura de viga a analizar, surgen las cargas en vigas, debidas a cargas permanentes más sobrecargas, que se muestran en la Tabla 3. Se asume una sobrecarga L según CIRSOC 101<sup>[10]</sup>, Tabla 4.1, para destino uso residencial.

Cargas	L =4 m	L= 5 m	L=6 m
D [KN/m2]	4,5	4,9	5,6
L[KN/m2]	2	2	2
Total [KN/m2]	6,5	6,9	7,6

Tabla 3- Análisis de cargas en servicio a emplear en el desarrollo

#### 4- RESULTADOS OBTENIDOS

Para cada uno de los casos definidos en la Tabla 1, se ha procedido a dimensionar las secciones de apoyo y centro de vano de las vigas de pórtico, calculando la sección de armadura. El criterio para el dimensionado fue el establecido en el CIRSOC 201/82 para las estructuras denominadas antiguas, y el CIRSOC 201/05 para las estructuras denominadas actuales. Se adoptan el armado de cada sección para las tres luces definidas de 4m, 5m y 6m.

Aplicando los criterios establecidos en el ACI 318-08[4], se calcula el momentos de fisuración  $M_f$  y se aplica la fórmula de Branson para obtener las inercias eficaces  $I_e$  en función del momento de servicio que las solicita,  $M$ , ver Ecuación (1) <sup>[6],[2],[11]</sup>.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \dots\dots\dots(1)$$

Siendo :

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \text{Momento de fisuración de la sección} \dots\dots\dots(2)$$

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (3)$$

$M$  = Momento flector de servicio aplicado a la sección.

$I_g$  = Momento de Inercia de la sección bruta

$I_{cr}$  = Momento de Inercia de la sección fisurada en flexión simple.

A posteriori se han calculado las inercias eficaces que corresponden a cada vano,  $I_{e-vano}$ , en función de las inercias eficaces de las secciones de apoyo y vano, interpretada como la rigidez con que responde cada vano para el cálculo de deformaciones.

Los resultados obtenidos se vuelcan en las Tablas 4, 5 y 6 para el caso a-a y 4 m, 5m y 6 m de luz respectivamente. De forma similar en las Tablas 7, 8 y 9 para el caso n-n y las tres luces mencionadas; las Tablas 10,11 y 12 para el caso a-n y las tres luces, y las Tablas 13,14 y 15 para el caso n-a y las tres luces, respectivamente.

4 a-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b = 20 cm; d = 35 cm; altura de cálculo h = 31,5 cm. .					
ln [m]	3,8					
P[ N/m]	19,01					
M [KNm]	17,16	24,95	27,45	24,95	17,16	24,95
As [cm <sup>2</sup> ]	4,3	6,5	7,15	6,5	4,3	6,5
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	4,52	9,42	9,42	9,42	4,52	9,42
Ig [cm <sup>4</sup> ]	71.458,33					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	22.337,13	38.881,83	38.881,83	38.881,83	22.337,13	38.881,83
Mcr[KN-m]	13,51					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	46.307,96	44.053,83	42.765,51	42.765,51	46.307,96	42.765,51
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	44.198,70			45.631,72		

Tabla 4- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 4m y el Caso a-a de la Tabla 1.

5 a-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b = 25 cm.; d = 45 cm.; altura de cálculo h = 41,5 cm.					
ln [m]	4,8					
P[ KN/m]	25,64					
M [KNm]	36,92	53,70	59,07	53,70	36,92	53,70
As [cm <sup>2</sup> ]	7,1	10,58	11,64	10,58	7,1	10,58
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	8,04	12,57	12,57	12,57	8,04	12,57
Ig [cm <sup>4</sup> ]	189.843,75					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	67.855,23	95.411,87	95.411,87	95.411,87	67.855,23	95.411,87
Mcr[KN-m]	27,92					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	120.612	108.684	105.383	108.684	120.612	108.68

						4
$I_{e-vano}$ [cm <sup>4</sup> ]	109.978,19			117.033,78		

Tabla 5- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano,  $I_{e-vano}$  para la luz de 5m y el Caso a-a de la Tabla 1.

6 a-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b = 25 cm.; d = 50 cm.; altura de cálculo h = 44,5 cm.					
ln[m]	5,8					
P[ KN/m]	33,52					
M [KNm]	70,48	102,51	112,76	102,51	70,48	102,51
As [cm <sup>2</sup> ]	12,83	19,98	22,4	19,98	12,83	19,98
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	14,73	25,55	25,55	25,55	14,73	25,55
Ig [cm <sup>4</sup> ]	260.416,67					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	125.541	183.768,3	183.768,3	183.768,3	125.541,6	183.768,3
Mcr[KN- m]	34,48					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	141.333,5	186.685,13	185.959,82	186.685,13	141.333,52	186.685,13
$I_{e-vano}$ [cm <sup>4</sup> ]	179.773,59			159.139,00		

Tabla 6- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano,  $I_{e-vano}$  para la luz de 6m y el Caso a-a de la Tabla 1.

4 n-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b=40 cm.; h= 20 cm.; altura de cálculo d= 16,4 cm.					
ln[m]	3,8					
P [ KN/m]	19,26					
M [KNm]	17,38	25,28	27,81	25,28	17,38	25,28
Pu [KN/m]	25,25					
Mu [KNm]	22,79	33,15	36,46	33,15	22,79	33,15
As [cm <sup>2</sup> ]	3,89	5,84	6,43	5,84	3,89	5,84
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	4,02	6,03	6,79	6,03	4,02	6,03

Ig [cm4]	26.666,67					
Icr[cm4]	5.627,1	7.743,36	8.475,01	7.743,36	5.627,09	7.743,36
Mcr[KNm]	9,13					
Ie [cm4]	8.677,1	8.634,77	9.118,71	8.634,77	8.677,1	8.634,77
I <sub>e-vano</sub> [cm4]	8.713,71			8.583,40		

Tabla 7 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 4m y el Caso n-n de la Tabla 1.

5 n-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b=45 cm; h= 25 cm.; altura de cálculo d= 21,4 cm.					
ln[m]	4,8					
P [KN/m]	25,64					
M [KNm]	36,92	53,70	59,07	53,70	36,92	53,70
Pu [KN/m]	33,44					
Mu [KNm]	48,15	70,04	77,05	70,04	48,15	70,04
As [cm2]	6,3	9,46	10,56	9,46	6,3	9,46
As adop. [cm2]	6,79	9,82	12,06	9,82	6,79	9,82
Ig [cm4]	58.593,75					
Icr[cm4]	15.736,05	20.946,43	24.406,93	20.946,43	15.736,05	20.946,43
Mcr[KN-m]	16,046					
Ie [cm4]	19.254,4	21.950,8	24.715,7	21.950,8	19.254,44	21.950,84
I <sub>e-vano</sub> [cm4]	21.961,11			20.063,36		

Tabla 8 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 5m y el Caso n-n de la Tabla 1.

6 n-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b=50cm; h= 30cm ; altura de cálculo d= 26,4 cm.					
ln[m]	5,8					
P [ KN/m]	34,17					
M [KNm]	71,84	104,50	114,95	104,50	71,84	104,50

Pu [KN/m]	44,2					
Mu [KNm]	92,93	135,17	148,69	135,17	92,93	135,17
As [cm <sup>2</sup> ]	10,02	15,02	16,75	15,02	10,02	15,02
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	10,05	15,71	18,84	15,71	10,05	15,71
Ig [cm <sup>4</sup> ]	112.500					
Icr [cm <sup>4</sup> ]	34.879,27	49.043,24	55.971,91	49.043,24	34.879,27	49.043,24
Mcr [KN-m]	25,67					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	38.420,5	49.983,8	56.601,4	49.983,8	38.420,5	49.983,8
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	49.241,98			41.889,52		

Tabla 9 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 6m y el Caso n-n de la Tabla 1.

4 a-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b=40cm ; h= 20cm ; altura de cálculo d= 16,4 cm.					
ln[m]	3,8					
P [ KN/m]	19,25					
M [KNm]	17,38	25,28	27,81	25,28	17,38	25,28
As [cm <sup>2</sup> ]	8,78	13,65	15,6	13,65	8,78	13,65
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	9,05	14,07	15,71	14,07	9,05	14,07
Ig [cm <sup>4</sup> ]	26.666,67					
Icr [cm <sup>4</sup> ]	10.358,40	14.069,19	15.124,42	14.069,19	10.358,40	14.069,19
Mcr [KNm]	8,83					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	12.497,1	14.606,1	15.493,9	14.606,1	12.497,1	14.606,1
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	14.422,85			13.129,74		

Tabla 10 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 4m y el Caso a-n de la Tabla 1.

5 a-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
-------	----	----	----	----	----	----

Sección	b=45cm ; h= 25cm.; altura de cálculo d= 21,5 cm.					
ln[m]	4,8					
P [ KN/m]	25,64					
M [KNm]	36,92	53,70	59,07	53,70	36,92	53,70
As [cm <sup>2</sup> ]	14,39	23,06	25,56	23,06	14,39	23,06
A' s [cm <sup>2</sup> ]			1,18			
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	15,71	25,14	25,55	25,14	15,71	25,14
A' s [cm <sup>2</sup> ]			1,57			
Ig [cm <sup>4</sup> ]	58.593,75					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	29.487,48	40.398,5	41.311,7	40.398,6	29.487,5	40.398,6
Mcr[KNm]	15,52					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	31.649,6	40.837,8	41624,8	40.837,8	31.649,6	40.837,8
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	39.577,62			34.271,05		

Tabla 11 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 5m y el Caso a-n de la Tabla 1

6 a-n	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b=50cm.; h= 30cm.; altura de cálculo d= 26,4 cm.					
ln[m]	5,8					
P [ KN/m]	34,17					
M [KNm]	71,84	104,50	114,95	104,50	71,84	104,50
As [cm <sup>2</sup> ]	22,55	36,56	39,82	36,56	22,55	36,56
A' s [cm <sup>2</sup> ]		3,22	6,48	3,22		3,22
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	25,55	39,28	44,19	39,28	25,55	39,28
A' s [cm <sup>2</sup> ]		3,39	6,79	3,39		3,39
Ig [cm <sup>4</sup> ]	112.500					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	68.476,96	92.871,3	102.379,1	92.871,3	68.476,9	92.871,3
Mcr[KNm]	24,83					
Ie[cm <sup>4</sup> ]	70.294,6	93134,6	102.481,	93134,62	70.294,62	93134,62
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	91.110,61			77.146,62		

Tabla 12 - Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 6m y el Caso a-n de la Tabla 1

4 n-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
Sección	b = 20 cm.; h = 35 cm.; d altura de cálculo = 31,5 cm.					
ln[m]	3,8					
P [KN/m]	19,01					
M [KNm]	17,16	24,95	27,45	24,95	17,16	24,95
Pu [KN/m]	24,95					
Mu [KNm]	22,52	32,75	36,03	32,75	22,52	32,75
As [cm <sup>2</sup> ]	2,1	2,86	3,2	2,86	2,1	2,86
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	2,26	3,39	3,39	3,39	2,26	3,39
Ig [cm <sup>4</sup> ]	71.458,33					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	12.790,12	17.938,48	17.938,48	17.938,48	12.790,12	17.938,48
Mcr[KNm]	13,97					
Ie [cm <sup>4</sup> ]	44.444,9	27.333,4	24.993,2	27.333,4	44.445	27.333,4
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	29.549,09			39.311,50		

Tabla 13- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 4m y el Caso n-a de la Tabla 1

5 n-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
sección	b = 20 cm ; h altura = 35 cm.; d altura de cálculo = 31,5 cm.					
ln[m]	4,8					
P [KN/m]	25,64					
M [KNm]	36,92	53,70	59,07	53,70	36,92	53,70
Pu [KN/m]	33,44					
Mu[KNm]	48,15	70,04	77,05	70,04	48,15	70,04
As [cm <sup>2</sup> ]	3,2	4,64	5,2	4,64	3,2	4,64
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	3,39	5,65	5,65	5,65	3,39	5,65
Ig [cm <sup>4</sup> ]	189.843,75					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	33.760,22	51.779,78	51.779,78	51.779,78	33.760,22	51.779,78
Mcr[KNm]	28,88					

le [cm <sup>4</sup> ]	108.467,6	73.255,6	67.914,9	73.255,6	108.467,61	73.255,57
I <sub>e-vano</sub> [cm <sup>4</sup> ]	77.736,27			97.904,00		

Tabla 14- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 5m y el Caso n-a de la Tabla 1

6 n-a	M1	M2	M3	M4	M5	M6
sección	b = 25cm.; h altura = 50 cm.; d altura de cálculo = 46,4 cm.					
ln[m]	5,8					
P[KN/m]	33,52					
M[KNm]	70,48	102,51	112,76	102,51	70,48	102,51
Pu [KN/m]	43,42					
Mu [KNm]	91,29	132,79	146,06	132,79	91,29	132,79
As [cm <sup>2</sup> ]	5,41	8,02	8,96	8,02	5,41	8,02
As adop. [cm <sup>2</sup> ]	6,03	8,04	9,42	8,04	6,03	8,04
Ig [cm <sup>4</sup> ]	260.416,67					
Icr[cm <sup>4</sup> ]	69.666,8	87.906,44	99.587,49	87.906,44	69.666,85	87.906,44
Mcr[KNm]	35,66					
le[cm <sup>4</sup> ]	94.373,3	95.168,5	104.674,28	95.168,51	94.373,31	95.168,51

Tabla 15- Valores obtenidos del dimensionado y el valor del momento de inercia equivalente del vano, I<sub>e-vano</sub> para la luz de 6m y el Caso n-a de la Tabla 1

## 5- ANÁLISIS DE RESULTADOS

El estudio paramétrico realizado muestra como ha evolucionado la inercia eficaz de los vanos de vigas en función de la evolución de las tipologías estructurales, de las resistencias del material hormigón utilizado y del coeficiente de seguridad en el empleo de los reglamentos CIRSOC 201/82 Y CIRSOC 201/2005, que se han registrado en el período de tiempo de interés del estudio, y que configuraron las hipótesis para el presente desarrollo.

En la Tabla 16 se presenta un resumen con la reducción de inercia con la que responden los vanos de las vigas del pórtico central analizado.

Hipótesis	Vano externo		Vano interno	
Material antiguo-estructura antigua				
4 a-a	44.198,7	1	45.631,72	1
5 a-a	109.978,19	1	117.033,78	1
6 a-a	179.773,59	1	159.139,00	1
Materiales nuevos- estructura nueva				
4 n-n	8.713,71	0,2	8.583,40	0,19
5 n-n	21.961,11	0,2	20.063,36	0,17
6 n-n	49.241,98	0,27	41.889,52	0,26
Materiales antiguos- estructura nueva				
4 a-n	14.422,85	0,33	13.129,74	0,29
5 a-n	39.531,87	0,36	34.271,05	0,29
6 a-n	91.110,61	0,51	77.146,62	0,48
Material nuevos -estructura antigua				
4 n-a	29.549,09	0,67	39.311,50	0,86
5 n-a	77.736,27	0,71	97.904,00	0,84
6 n-a	96.475,096	0,54	94.611,87	0,59

Tabla 16- Comparación de los valores de los momento de inercia equivalente del vano,  $I_{e-vano}$ , según Branson, para los distintos casos analizados.

Del análisis de los valores de la Tabla 16, se deduce que las estructuras denominadas n-n, con dimensiones de altura de viga de relación L/20, ejecutada con materiales de calidad H-30 y dimensionada con los criterios establecidos en el CIRSOC 201/2005, responden con inercias eficaces entre .17 a .27%, con respecto a las que se corresponden a la hipótesis denominada a-a, estructura con tipología estructural considerada antigua, altura de viga con relación L/12, materiales de calidad H17 y los criterios de diseño del CIRSOC 201/82. **Es decir deformabilidades entre 4 y 5 veces inferiores.**

La Tabla 16 permite además analizar como resultarían las inercias eficaces si se hubiesen mantenido las características de los materiales empleados y el método de cálculo según CIRSOC 201/82, y se considere la evolución de la tipología estructural a las utilizadas en la actualidad, que denominamos a-n. Las inercias eficaces se han visto reducidas en un .29 a .51 % con respecto a las estructuras denominadas antiguas, a-a. Es de señalar, de la misma Tabla 16, que considerando la evolución de las calidades del hormigón y la metodología de cálculo utilizada, manteniendo la tipología estructural con alturas de vigas de relación L/12, las reducciones de rigidez resultan más moderadas, resultando inercias eficaces en esta hipótesis n-a, entre el

54 y 86 % de las correspondientes a la hipótesis a-a.

En cuanto a la evolución de la rigidez flexional de los vanos de vigas considerados,  $E_i$ , según Tabla 18, es importante señalar la evolución del Módulo de Elasticidad del Hormigón con la mayor resistencia de los hormigones utilizados en las estructuras actuales, según Tabla 17. En ese sentido corresponde señalar que para el cálculo según el reglamento CIRSOC 201/05<sup>[3]</sup> este valor se adopta de acuerdo a la Ecuación 4 .

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad [\text{MPa}] \dots\dots\dots(4)$$

$f'_c$	$E_c$ [ MPa]	$E_c$ [ MPa]	Relación $E_c$
CIRSOC 201/82 Material antiguo	H 17 = 27.500	H30 = 34000	H30/H17=1,23
CIRSOC 201/05 Material nuevo	H20 = 21.019	H 33= 26999	H33/H20=1,28
Relación $E_c$ según Reglamentos	H20/H17=0,76	H30 /H30 =0,80	

Tabla 17- Comparación de los valores del Módulo de Elasticidad del Hormigón según CIRSOC 201/82 y CIRSOC 201/05.

RIGIDECES $E_c I$ (KN-cm2)				
Hipótesis	Vano externo		Vano interno	
Material antiguo-estructura antigua				
4 a-a	121.546.425	1	125.487.230	1
5 a-a	302.440.022,5	1	321.842.895	1
6 a-a	494.377.372,5	1	437.632.250	1
Materiales nuevos- estructura nueva				
4 n-n	23526145,6	0,19	23174321,7	0,18
5 n-n	59292800,9	0,20	54169065,7	0,17
6 n-n	132948421,8	0,27	11309515,1	0,26
Materiales antiguos- estructura nueva				
4 a-n	39.662.837,5	0,33	36.106.785	0,29
5 a-n	108.712.642,5	0,36	94.245.387,5	0,29
6 a-n	250.554.177,5	0,51	212.153.205	0,48

Material nuevos -estructura antigua				
4 n-a	79779588,1	0,66	106137118,8	0,85
5 n-a	209880155,4	0,69	264331009,4	0,82
6 n-a	260473122,5	0,55	255442587,8	0,58

Tabla 18- Comparación de los valores de las rigideces a flexión,  $EI$ , para los distintos casos analizados

## 6- CONSIDERACIONES FINALES

A partir de este desarrollo se pueden establecer las siguientes consideraciones:

- El análisis de la evolución de tipologías estructurales, materiales y los criterios de cálculo en estas últimas cuatro décadas, a las que hemos hecho referencia, permite concluir que las estructuras actuales presentan una deformabilidad mayor que las empleadas en el pasado reciente para cargas estáticas, lo cual debe ser atendida en el diseño porque pueden resultar críticas en el comportamiento en servicio.
- Del análisis paramétrico realizado, los cambios de las tipologías estructurales, traducidas en importante reducción de las alturas de las vigas empleadas en los entresijos de edificios de hormigón armado, han supuesto una pérdida de rigidez muy apreciable, llegando a obtenerse rigideces actuales de las vigas entre 29 y .51 % con respecto a las que tendrían las estructuras empleadas en el pasado reciente utilizando los mismos materiales.
- Las reducciones de rigidez son aún mayores si se tiene en cuenta que unido a estos cambios en las tipologías estructurales, se contempla la evolución en las prestaciones de los materiales empleados, fundamentalmente el hormigón, y los modernos criterios de diseño con conceptos de seguridad que se traducen en el empleo de coeficiente parciales de mayoración de acciones y minoración de material. Del resultado del análisis paramétrico realizado para estos casos surgen rigideces actuales del .17 al .27 % de las que tendrían las vigas empleadas anteriormente.
- Los aspectos analizados en este trabajo producto de la evolución experimentada por el diseño, los materiales y métodos de cálculo de las estructuras de entresijos de hormigón armado, pretenden constituir un aporte para los diseñadores de este tipo de estructuras, dado que el aumento de la deformabilidad pueden significar el origen de patologías, por ejemplo en elementos rígidos, como tabiquería y cerramientos vidriados, las cuales pueden traducirse en fisuras debido a estos comportamientos en servicio.
- Es de interés de los autores continuar trabajando en el tema, en particular en la evaluación de la deformabilidad resultante para el caso de entresijos sin vigas de hormigón armado.

## 7- BIBLIOGRAFÍA

- [1]-Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto. Ed. Mc Graw Hill. Duodécima Edic.
- [2]-Reglamento CIRSOC 201.” Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y pretensado”. Diciembre 1984. Impresión 1998. INTI - CIRSOC
- [3]-Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. CIRSOC 201. Noviembre 2005. INTI – CIRSOC y COMENTARIOS.
- [4]- ACI 318 – 05 y 08. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, Michigan. American Concrete Institute. Committee 318.
- [5]-MacGregor; Wight. Reinforced Concrete. Mechanics and Design. Prentice Hall. Third Edition
- [6] Nawy,E- Reinforced Concrete. A fundamental approach. Prentice Hall. Fifth Edition.
- [7] Calavera Ruiz, J. Patología de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado. Editorial INTEMAC, España. 2º Edición- Tomo 1 . 1996.
- [8 ]-Ercoli, N; Dietrich, C. “Aspectos Relacionados Con La Verificación De Las Condiciones De Servicio Según El Reglamento Cirsoc 201/02”. XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Organizadas por AIE. 2004. Buenos Aires.
- [9]-Gil, Diego; Gonzalez Valle, E. “La deformabilidad de las estructuras de hormigón en la edificación: su evolución”. Revista HORMIGON Y ACERO, Vol.61, Nº256, abril 2010. Editorial ACHE, España.
- [10] Reglamento Argentino de cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras- CIRSOC 101 . INTI CIRSOC. Dic.2002.
- [11]- ACI 435 / 1995 y 2002. Control of Deflection in Concrete Structures. Farmington Hills, Michigan. American Concrete Institute. Committee 435.