

DEFORMACIÓN DE LOSAS SIN VIGAS INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA A LA FLEXOTRACCIÓN

E. Pedoja¹, J. Murcia²

1 RESUMEN

Las losas sin vigas de hormigón armado han tenido una difusión muy importante en nuestro continente en los últimos 10 años, siendo utilizadas de modo sistemático en edificios de vivienda, hoteles, oficinas estacionamientos etc.

Se sabe que el hormigón es un material muy noble en cuanto a su resistencia, pero es difícil de predecir en cuanto a sus deformaciones por flexión.

En elementos tipo viga se ha logrado una cuantificación suficientemente aproximada del fenómeno mediante la fórmula de Branson o los diagramas momento-curvatura bi o trilineales.

En las losas sin vigas desde un punto de vista cualitativo, se puede afirmar que intervienen los mismos parámetros, pero la fenomenología y la modelización matemática resulta mucho más complicada.

No obstante mediante la teoría de la fisuración distribuida, la ortotropía del hormigón fisurado y la teoría de los elementos multicapa se puede lograr expresar las ecuaciones constitutivas del hormigón armado en estado no lineal. Esta modelización combinada con los elementos finitos apropiados llevan a una metodología de cálculo que mediante un proceso de aproximaciones sucesivas permite calcular

con suficiente aproximación cualquier tipo de losa.

Palabras clave : Losas, deformación, flexotracción

2 INTRODUCCIÓN

Por múltiples razones que ya son conocidas de todos, las losas sin vigas son una solución estructural que ofrece una serie de ventajas de tipo constructivo y económico para edificios destinados a vivienda oficinas o estacionamiento.

Velocidad y sencillez de construcción, economía y flexibilidad arquitectónica son algunas de las ventajas que ya fueron vistas a principios del siglo XX por los pioneros en este tipo de construcción en Europa y América del Norte (Furst et al. [1]) (Gasparini [2]) .

Sin embargo su aplicación fue limitada a estructuras muy regulares, porque durante muchas décadas su diseño estuvo atado a las reglas impuestas por los métodos de cálculo conocidos. Dichos métodos imponían por lo general una distribución uniforme de los pilares. (Shtaerman [3])

La difusión de los software de cálculo basados en elementos finitos lineales permitió a los proyectistas liberarse de los métodos de cálculo tradicionales aventurándose en estructuras de formas irregulares, con cargas lineales, huecos etc.

En Uruguay en el año 1994 se proyectaron y construyeron los primeros edificios con losas sin vigas cuya estructura fue concebida de esta forma. La distribución de pilares se adaptaba totalmente al diseño arquitectónico con la única limitación de no superar los 6m de luz. Sólo existían algunas vigas perimetrales, en general invertidas que contribuían a la rigidez y al control del punzonado en los bordes.

¹ UNIVERSIDAD DE MONTEVIDEO. Facultad de Ingeniería. Montevideo, Uruguay epedoja@um.edu.uy

² CSIC (ICMAB) Barcelona, España
murcia@icmab.es

Tampoco se sometía a los pilares a ninguna condición geométrica, excepto el área necesaria para soportar los esfuerzos, podían ser pilares pantalla o con formas irregulares. Los huecos por grandes que fueran tampoco presentaban problemas.

Esta libertad de proyecto que se sumó las ventajas constructivas y económicas, fue inmediatamente apreciadas por los constructores y los arquitectos, que hicieron que las losas sin vigas proyectadas con estos criterios se difundieran rápidamente.

Los inconvenientes son un mayor consumo de hormigón por unidad de área cubierta (aproximadamente 10%), las dimensiones de los pilares pueden ser condicionadas por el punzonado y requiere un especial cuidado en el control de las deformaciones, especialmente si hay muros apoyados en la losa.

Los problemas que hasta ahora han sido muy escasos, están relacionados con las deformaciones excesivas y han estado asociados a prácticas constructivas incorrectas.

Las losas sin vigas se muestran como estructuras sensibles a aquellos parámetros que intervienen en la deformación. Se han observado por ejemplo edificios con plantas repetitivas en donde losas iguales adquieren flechas diferentes y se ha constatado en algunos casos que el valor medido de la flecha puede ser notoriamente diferente que el valor calculado.

Esta aparente aleatoriedad se debe a la no consideración de ciertos parámetros que influyen notoriamente en el valor de las deformaciones. La historia de cargas la cuantía, la distribución de armadura, la adherencia del acero, los vínculos perimetrales y especialmente la resistencia a la flexotracción la retracción y la fluencia influyen decisivamente en las deformaciones de una estructura de losa sin vigas.

En el presente trabajo, utilizando un software experimental desarrollado en la Universidad de Montevideo, se ha resuelto una losa sin vigas en las que se estudia de modo cuantitativo la influencia de la resistencia a la flexotracción, de la retracción y de la fluencia en la deformación.

3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO

Se ha modelizado un elemento de losa que interpreta el comportamiento no lineal del hormigón y del acero, y que tiene en cuenta los fenómenos reológicos del hormigón y los efectos de segundo orden.

Para los materiales en estado uniaxial se toman los siguientes diagramas constitutivos expresados en forma esquemática :

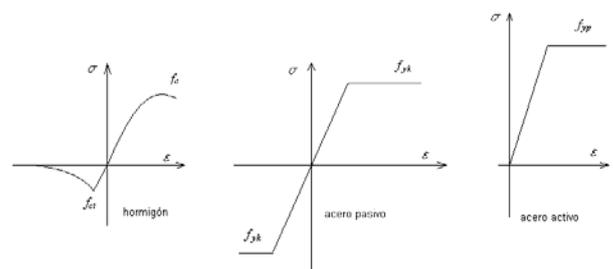


Figura 1 – Diagramas tensión-deformación de los materiales

El comportamiento del hormigón en tracción después de la fisuración se interpreta mediante la teoría de la fisuración distribuida en la cual se considera la colaboración del hormigón entre las fisuras (Bazant et al. [4]).

En estado biaxial se supone que el hormigón se comporta como un material ortotrópico cuyas direcciones coinciden con la dirección de las tensiones principales (ASCE [5]). El ángulo se considera libre, o sea que no se fija en el primer estado de fisuración. Según las direcciones de ortotropía se toman los diagramas constitutivos uniaxiales. Además se supone que el coeficiente de fluencia es el mismo en todas

las direcciones, que no es afectado por las tensiones y que el módulo de Poisson diferido es nulo. (Murcia [6])

En base a estas hipótesis se calculan las matrices constitutivas del hormigón y de las mallas de acero pasivo en estado plano.

El pasaje del estado plano a un elemento de losa se realiza a través del modelo multicapa (Hand et al. [7]) (Barzegar [8]). De acuerdo a este modelo se calculan las matrices constitutivas del elemento de losa constituido por una sucesión de placas de hormigón y por mallas de acero, unidas de tal forma que cumplen con la hipótesis de linealidad de las deformaciones por flexión. No se tiene en cuenta la deformación por cortante (Tae Hoo Kim et al. [9]).

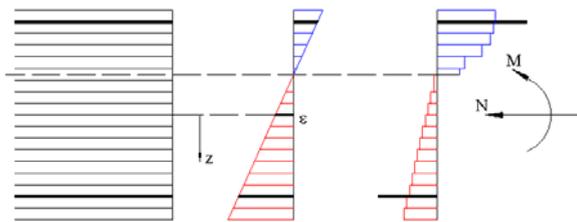


Figura 2 – Modelo multicapa uniaxial

Las distintas capas del hormigón al estar sometidas a estados tensionales diferentes les corresponden condiciones de rigidez y direcciones de ortotropía diferentes.

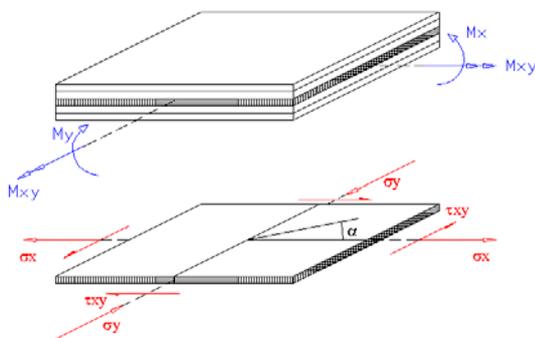


Figura 3 – Modelo multicapa biaxial

Una vez determinadas estas matrices se desarrolla un elemento finito triangular de tres

nudos y 15 grados de libertad que interpreta las propiedades mecánicas y reológicas del hormigón armado en flexión compuesta biaxial. Este elemento está basado en el triángulo de deformación constante de 6 grados de libertad para placas y en el triángulo no conforme de 9 grado de libertad para losas (Zienkiewicz [10]). Los efectos de segundo orden tanto estáticos como geométricos se introducen simplificadaamente como términos de carga.

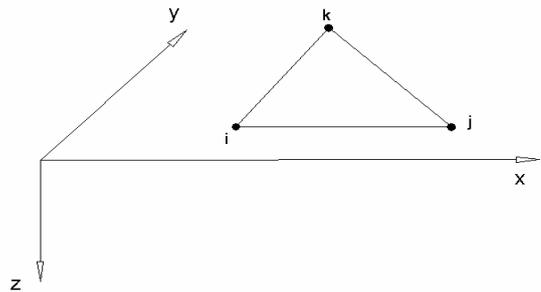


Figura 4 – Elemento finito triangular

La no linealidad múltiple del sistema se resuelve numéricamente mediante un proceso iterativo por el método de la secante, que consiste en la linealización a través de los módulos de elasticidad secantes. Resulta de implementación bastante simple, y no presenta grandes dificultades en la convergencia porque el módulo secante siempre es positivo y decreciente. Sin embargo puede no ser convergente en los casos en que hay una relajación y un posterior endurecimiento, lo que puede ocurrir cuando interactúan la no linealidad mecánica y los fenómenos de segundo orden.

Atendiendo a esta situación se optó por permitir al usuario del programa que elija entre considerar o no los fenómenos de segundo orden.

Se adoptó un ciclo de 20 iteraciones lográndose en general una muy buena convergencia. Solamente para valores cercanos al colapso se registran algunas anomalías.

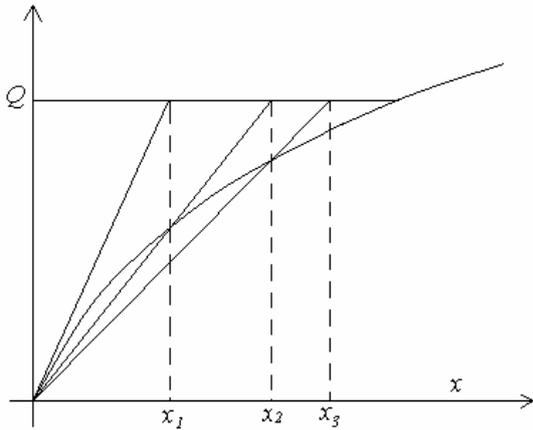


Figura 5 – Método de la secante

El modelo matemático y el programa se verificaron y ajustaron utilizando una serie de ensayos extraídos de la bibliografía (Sherif et al [11]) (ASCE [5]).

4 RESOLUCIÓN DE UNA LOSA SIN VIGAS

En este párrafo, considerando la no linealidad mecánica y los efectos de segundo orden, se calculan las deformaciones de una losa, dimensionada por métodos tradicionales. Se estudia especialmente la influencia en las deformaciones y en la carga de agotamiento de la resistencia a la flexotracción, la retracción y la fluencia.

Se proponen espesores, cuantías y disposición de armaduras comunes en la práctica y se estudia el comportamiento de la losa hasta el agotamiento. Se grafican las curvas carga-deformación para cuatro resistencias a la flexotracción diferentes y se comparan con el cálculo lineal. Se calcula y grafica la misma losa para carga instantánea sin considerar los efectos de segundo orden y para carga permanente teniendo en cuenta los efectos de segundo orden y los efectos reológicos.

Aprovechando la doble simetría el estudio se reduce a un cuarto de losa. La zona rayada

indica el área cubierta por las armaduras negativas.

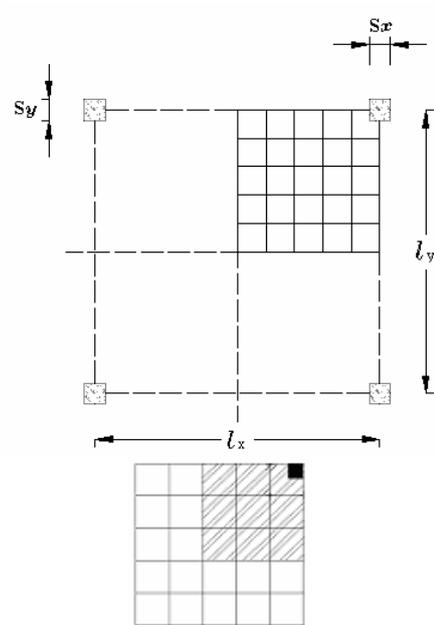
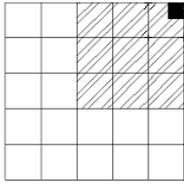


Figura 6 – Esquema de malla de E. F.

TABLA 1 - Ficha de la losa

Luz	$l_x = l_y = 5.00 \text{ m}$	
Pilares	$s_x = s_y = 0.50 \text{ m}$	
Espesor	$t = 0.18 \text{ m}$	
Recubrimiento	$r = 0.02 \text{ m}$	
Hormigón	$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $E_c = 30000 \text{ Mpa}$ $\nu = 0.2$	
Acero	$f_y = 500 \text{ Mpa}$ $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$	Armaduras $A_{ix} = A_{iy} = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ inferior $A_{sx} = A_{sy} = 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ superior
Momento de diseño EHE	$md = 2.5 \text{ tm/m}$	

- f_t = resistencia a la flexotracción [Mpa]
- m_f = momento de fisuración [tm/m]
- m_c = momento en el centro –hipótesis lineal-[tm/m]
- m_v = momento en el vano – hipótesis lineal-[tm/m]

TABLA 2 – Flecha máxima w [cm] $\phi = 0$ $\epsilon = 0$

f_t	Carga q [t/m^2]									m_f
	0.40	0.60	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	
1.0	0.082	0.249	0.876	1.685	2.435	3.010	3.760	5.054	-	0.540
2.0	0.075	0.116	0.235	1.173	1.949	2.865	3.611	6.749	-	1.080
2.5	0.075	0.114	0.208	0.766	1.782	2.603	3.598	9.050	-	1.350
3.0	0.075	0.113	0.195	0.371	1.552	2.461	3.448	8.731	-	1.620
∞	0.074	0.111	0.184	0.276	0.368	0.461	0.553	0.645	-	-
m_c	0.242	0.363	0.605	0.908	1.21	1.51	1.82	2.12	2.42	
m_v	0.470	0.706	1.18	1.77	2.35	2.94	3.53	4.12	4.71	

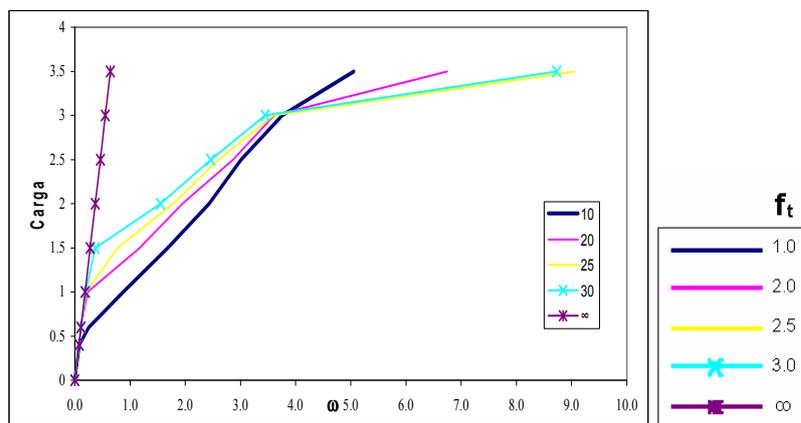


Figura 7 – Gráfica Carga-Flecha $\phi = 0$ $\epsilon = 0$

TABLA 2 – Flecha máxima w [cm] $\phi = 2.5$ $\varepsilon = 0.00025$

		Carga q [t/m^2]								
f_t	0.40	0.60	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	m_f
1.0	0,460	0,796	1,505	2,355	3,226	4,130	5,213	7,433	14,840	0.540
2.0	0,270	0,391	0,873	1,652	2,528	3,521	4,547	6,379	10,320	1.080
2.5	0,268	0,386	0,644	1,369	2,205	3,100	4,081	5,751	9,101	1.350
3.0	0,267	0,384	0,623	0,994	1,899	2,787	3,714	4,932	13,030	1.620
∞	0,277	0,396	0,632	0,925	1,222	1,516	1,811	2,106	2,401	-
m_c	0.242	0.363	0.605	0.908	1.21	1.51	1.82	2.12	2.42	
m_v	0.470	0.706	1.18	1.77	2.35	2.94	3.53	4.12	4.71	

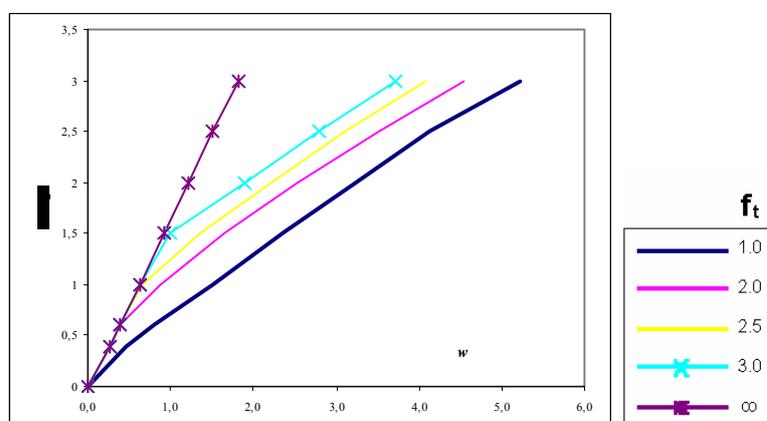


Figura 8 – Gráfica Carga-Flecha $\phi = 2.5$ $\varepsilon = 0.00025$

5 COMENTARIOS

Este caso se puede considerar como una situación típica en las losas sin vigas: Pilares de 0.50×0.50 m, separados por una luz de 5.0m en ambas direcciones, 18cm de espesor, La disposición de la armadura es la que se usa más comúnmente en el Uruguay y consta de una malla inferior constante en toda la superficie con $4.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi 10c/20$) en ambas direcciones, armadura superior en malla cuadrada con $9.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi 12c/12.5$) ubicada sobre los pilares cubriendo un área aproximadamente igual a $\frac{1}{4}$ del paño definido por los pilares. Se desprecian los momentos negativos transversales a los vanos que quedan fuera de la malla superior. La carga de servicio puede estimarse entre 1.0 y 1.5 t/m^2 , lo que corresponde a un valor normal de

utilización en viviendas, estacionamientos o depósitos de carga liviana.

En primer término aparece claramente marcada la fuerte dependencia que tiene la flecha máxima con la resistencia a la tracción del hormigón en el entorno de las cargas de servicio. Para el nivel de cargas de 1.0 t/m^2 se observa que las flechas para resistencias a la tracción entre 2.0 y 3.0 Mpa no se apartan más que un 30% del modelo lineal, mientras que para resistencias a la tracción bajas (1.0Mpa) la flecha crece peligrosamente hasta casi 5 veces la flecha elástica. Es importante notar que en la primera situación los momentos positivos máximos no superan el momento de fisuración mientras que en la segunda situación lo duplican.

En el nivel de cargas de 1.5 t/m^2 las flechas comienzan a despegarse del modelo lineal. Así para $f_t = 3.0 \text{ Mpa}$ en que los momentos máximos positivos son similares al momento de fisuración la brecha es del 34%, mientras que con resistencias a la tracción más bajas la flecha está entre 3 y 6 veces la flecha elástica

En segundo término se observa que los límites de seguridad se hallan generosamente cubiertos. La carga de colapso se ubica en el entorno de los 3.5 t/m^2 , a partir de los cuales la flecha crece exageradamente. En este entorno de carga se observan algunas anomalías en los resultados. La relación entre cargas de servicio y de colapso está entre 2.3 y 3.5. Esto resulta totalmente coherente con el hecho bien conocido de que una losa colapsa cuando se plastifica en toda una línea generando un mecanismo de rotura.

Con retracción fluencia y efectos de segundo orden, es digno de notar que en niveles bajos de carga, la relación entre la flecha lineal instantánea y la diferida es algo mayor que $1+\phi$. Esto se debe a que la retracción actuando contra de la armadura (asimétrica según el plano horizontal) produzca una cierta curvatura de la losa). Para los niveles medios y altos de carga la relación es algo menor por la presencia de la armadura oponiéndose a la fluencia.

Otro dato importantísimo es que si bien las flechas lineales se incrementan con el tiempo en un valor próximo a $1+\phi$, la no lineales lo hacen en un valor mucho menor. Para los niveles de carga de servicio la relación entre flecha diferida e instantánea varía entre 1.5 y 3.5. Obviamente cuanto más extendida está la fisuración menor es el crecimiento de la flecha diferida. En los niveles de carga superiores la relación se mantiene entre 1.2 y 1.5 (Murcia [12]).

Un aspecto muy importante relacionado con lo anterior es la historia de cargas a que fue sometida una losa. Ocurre frecuentemente que las losas son desapuntaladas en forma

prematura o tienen que soportar sobrecargas no previstas por acumulación de material de obra o por apoyo de los puntales que sostienen la losa siguiente. El desapuntalado prematuro conduce a que la losa entre en carga con resistencias a la tracción bajas. Tanto esta situación como las sobrecargas excesivas, pueden producir una microfisuración en áreas considerablemente extensas, con la consecuente pérdida de rigidez.

Salvo en elementos fuertemente pretensados, la pérdida de rigidez es un proceso irreversible, que conlleva un incremento importante de las deformaciones para toda la vida útil de la estructura.

Otro aspecto no menos importante son los diversos factores que contribuyen a reducir la capacidad del hormigón de absorber tracciones por flexión y que normalmente no se tienen en cuenta. La retracción, cuando no es uniforme, o cuando hay restricción en los desplazamientos en el plano de la losa (pantallas, muros de contención etc), produce esfuerzos de tracción, al extremo de que es frecuente ver fisuras en losas que aun no han sido desapuntaladas.

Esto reduce sensiblemente el momento de fisuración, tanto que algunos códigos (CSA 1994) recomiendan disminuir la resistencia a la tracción a la mitad cuando se trata de calcular las deformaciones en losas. El uso de hormigones bombeados, a veces con exceso de cemento en las primeras canchadas, el hormigonado en etapas, el curado incorrecto y la impermeabilidad de los encofrados que impiden la salida del exceso de agua, contribuyen a aumentar este fenómeno. Todo esto se minimiza cuidando la dosificación del hormigón.

Sería altamente recomendable que en las especificaciones de proyecto se incluyeran la resistencia a la flexotracción y valores límites de los contenidos de agua y de cemento, para limitar la retracción. Por otra parte sería importante condicionar los tiempos de desapuntalado a la resistencia a la

flexotracción más que a la resistencia a la compresión.

6 REFERENCIAS

- [1] Furst A.-Marti (1997) P., Robert Maillart's Design Approach for flat Slabs. J. Struct. Engrg. ASCE 123 (8), 1102-1110
- [2] Gasparini D.A., (2002) Contributions of C.A.P. Turner to development of reinforced Flat Slabs J. Struct. Engrg. ASCE 128 (10), 1243-1252
- [3] Shtaerman M.I.- Ivianski A.M., Entrepisos sin vigas, Editora Interciencia 1960. Primera edición en ruso 1937.
- [4] Bazant Z. and Lin F. (1988) Non local smeared cracking model for concrete fracture. J. Struct. Engrg. ASCE 114(11) 2493 – 2510
- [5] ASCE (1982) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete
- [6] Murcia J. (1995) Formulaciones tridimensionales de la retracción y la fluencia del hormigón. Hormigón y Acero N°197
- [7] Hand, R.F.- Pecknold, D.A.- Schnobrich, W.C. (1973). Nonlinear layered analysis of RC plates and shells. J. Struct. Div. ASCE 99(7), 1491 – 1505
- [8] Barzegar F. (1989). Analysis of RC membrane elements with anisotropic reinforcement. J. Struct. Engrg. ASCE 115(3), 647 – 655
- [9] Tae Hoon Kim-Kwany Myong Lee (July, 2002). Non linear analysis of RC Shells using layered elements with drilling degree of freedom. ACI Structural Journal.
- [10] Zienkiewicz O.C., El método de los elementos finitos, Reverté 1980.
- [11] Sherif A, - Dilger W. (May, 2000). Test of full-scale continuous RC flat Slabs. ACI Structural Journal.
- [12] Murcia J. (2000) Cálculo práctico de flechas diferidas en estructuras de hormigón armado, Hormigón y Acero N° 215