

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO			
	Cátedra: ESTRUCTURAS – NIVEL 2 – PLAN DE ESTUDIOS 6		
	Taller: VERTICAL III – DELALOYE - NICO - CLIVIO		
	Guía de Estudio N° 8: ENTREPISOS SIN VIGAS		
Curso 2013	Elaboró: Ings. A. Alfano - H. Delaloye	Revisión:	Fecha: Agosto de 2013

ENTREPISOS SIN VIGAS

1. Generalidades:

Los entrepisos sin vigas son una variante de los entrepisos planos.

Entendemos por entrepisos aquellos arreglos estructurales que permiten la generación de espacios planos, con nula o muy escasa pendiente, aptos para el tránsito de personas y vehículos.

Los entrepisos planos, en forma genérica, pueden estar compuestos por losas y vigas o por losas que apoyan directamente sobre columnas, en este último caso se elimina la viga y de ahí su denominación “Entrepiso sin vigas”, también se suelen llamar losas apoyadas sobre columnas, losas sin vigas, sistemas de losas planas, etc.

En el Proyecto de Reglamento CIRSOC 201 2002, parte 5, cap. 13 se hace referencia a estos entrepisos como “*sistemas de losas planas*” cuando tienen ábacos o capiteles y “*sistemas de placas planas*” en aquellos casos que la losa apoya directamente sobre columnas.

El rango de luces entre columnas oscila entre 5 y 8 metros, aliviando las losas se puede llegar hasta 10 metros y aplicando pretensado, con losas macizas, se pueden alcanzar los 12 metros.

Son convenientes para sobrecargas elevadas, por encima de los 4 o 5 KN/m² ⁽¹⁾



Fig. 1- Entrepisos sin viga – Ampliación Hospital de Niños de La Plata

Si bien no es imprescindible, con el objeto de obtener estructuras racionales y económicas, conviene tener una modulación ortogonal, con paños rectangulares de

dimensiones parecidas en ambas direcciones x e y , las diferencias no debieran superar un 25 %.

En la fotografía de la fig. 1 se puede apreciar una estructura formada por entrepisos sin viga, tomada durante la construcción para una ampliación del Hospital de Niños de La Plata, en este caso el cuerpo principal de la ampliación estaba formado por un sub-suelo y 4 pisos, con 5 paños de 6 metros (separación entre columnas) en cada sentido, que permitían generar una planta de aproximadamente 30m x 30m.

Las losas, de 20 cm. de espesor, apoyan en columnas cuadradas de 60 cm. x 60 cm. en el sub-suelo y circulares de diámetro 50 cm. (las interiores con capiteles de 70 cm. de diámetro, fig. 2) en los pisos restantes.



Fig. 2 – columna con capitel

Las losas pueden apoyar directamente sobre las columnas sin sobre espesores o a través de ábacos y/o capiteles como el indicado en fig. 2, que son elementos dispuestos en la zona de apoyo con el objeto de reducir las tensiones que tienden a producir punzonado, nombre que se aplica a la tendencia de la columna a penetrar la losa. Los ábacos además pueden aumentar la altura de la losa en la zona en que los efectos de flexión son máximos, que es sobre las columnas, logrando una disminución en las cantidades de armadura requerida.

En el caso de las figuras 1 y 2 se puede apreciar el capitel en las columnas interiores.

Otros entrepisos pueden lograrse mediante columnas rectangulares sobre las cuales las losas apoyan en forma directa.

En la fig.3 se puede ver un entrepiso sin vigas con importantes voladizos en algunos sectores.

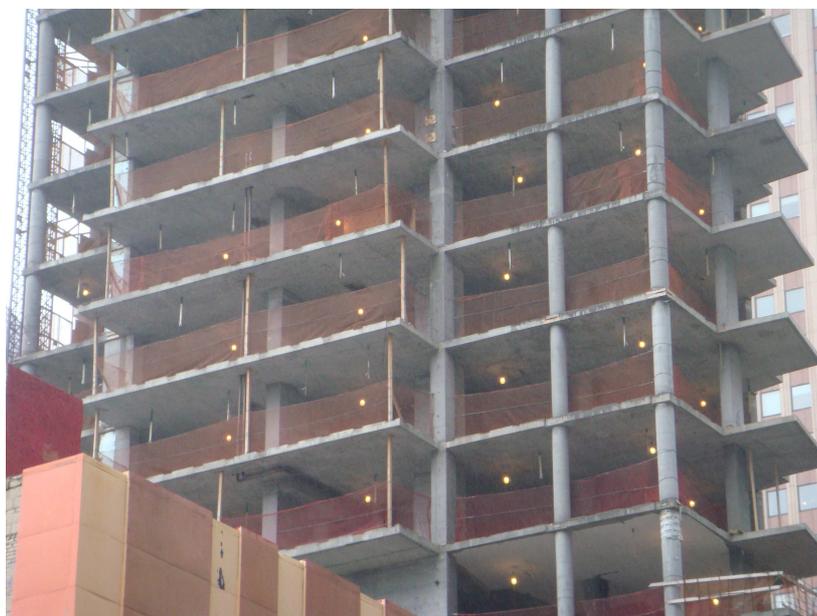


Fig. 3 – Entrepisos sin viga pretensados

Cuando se observan voladizos importantes y espesores de losas reducidos seguramente se trata de entrepisos sin viga pretensados.

Las columnas pueden tener cualquier forma, circular, facetada, cuadrada, rectangular, etc. Las columnas circulares tienen un mejor comportamiento que las rectangulares para resistir el punzonado, las cuadradas, que se asemejan mas a una circular son mejores que las rectangulares.

Los voladizos resultan muy útiles pues aumentan notablemente la resistencia al punzonado respecto a las columnas de borde, de hecho, cuando no verifican y no es posible materializar voladizos se suelen hacer vigas de borde.

Antes de llegar a la viga de borde existen otras alternativas para mejorar la resistencia al punzonado, como la disposición de armadura al efecto, perfiles dentro del hormigón en la zona de la columna ó pernos de corte montados en rieles (studrail), etc.



Fig 4 a y b

Pernos de corte utilizados en el refuerzo al corte (punzonado) en zonas cercanas a columnas.

En las siguientes fotografías se pueden apreciar otras estructuras con arreglos de tipo entrepisos sin viga.



Fig.5

Fig.6





Fig.7

En la figura 8 puede verse, además de la ausencia de vigas, la presencia de una importante estructura de transición, conformada por una gran viga a nivel sobre planta baja que permite cambiar la modulación



Fig 8

2. Ventajas y desventajas:

Como tipología estructural, estos entresijos adquieren ventajas comparativas frente a los convencionales, también tienen desventajas.

Ventajas:

- a) Plantas libres
- b) Mejor iluminación
- c) Limpieza (libres de polvo)
- d) Versatilidad en el pasaje de cañerías.
- e) Se gana altura (mayor cubaje con menor altura)
- f) Disminuye el volumen a refrigerar o calefaccionar.
- g) Facilidad en el encofrado, mayor rapidez en la ejecución
- h) Rapidez en la colocación de armaduras, en el caso de usar mallas.

Haremos a continuación una breve síntesis de los puntos indicados.

a) Plantas libres:

La disposición de columnas con separaciones importantes entre ejes, en general por encima de 5 a 6 metros, moduladas, permiten la generación de espacios libres importantes con muy poca interferencia, aptos para edificios públicos y de oficinas donde se requiere gran movilidad en la tabiquería, o para cocheras, donde la circulación y estacionamientos de vehículos es el objeto, también pueden resultar aptos para grandes tiendas e hipermercados de varios pisos, etc.

Recordemos que la utilización de esta tipología siempre será para entresijos y en algunos casos para cubiertas accesibles, nunca serán competitivos como cubiertas de cerramiento (donde las sobrecargas son muy bajas). Para estos casos existen otras tipologías estructurales mucho más económicas y racionales, como las metálicas.

b) Mejor iluminación

La eliminación de la interferencia con los rayos lumínicos que significan las vigas ya no existe, esto permite pensar en aberturas o cerramientos transparentes que llegan hasta la losa, logrando un aprovechamiento superior de la luz natural. En cuanto a la iluminación artificial también tiene ventajas por las mismas razones.

c) Limpieza (libres de polvo)

Los ángulos vivos que forman las vigas en la unión con las losas son espacios proclives a la acumulación de polvo, telarañas, etc., difíciles de limpiar en forma rutinaria. La ausencia de las vigas permite una mayor limpieza en forma natural.

d) Versatilidad en el pasaje de cañerías.

Muchas veces se requiere al pasaje de gran cantidad de cañerías y tuberías de instalaciones sanitarias, contra incendio, aire acondicionado, electricidad, productos especiales como oxígeno en el caso de hospitales, etc. Estas cañerías pueden quedar a la vista, como es habitual en estacionamientos y edificios industriales, o quedar ocultas por un cieloraso, caso de hospitales, edificios de oficinas o edificios similares, pero en cualquier caso la ausencia de vigas que interfieren con los trazados, significa una enorme ventaja a la hora de proyectar y ejecutar las instalaciones. Cuando existen vigas muchas veces resulta necesario dejar grandes pases para el pasaje de tuberías de aire que complican notablemente la construcción y condicionan el trazado de las mismas y su posible modificación en el futuro.

e) Se gana altura (mayor cubaje con menor altura)

Cuando se proyecta un Edificio, para cualquier destino, dentro de las variables que analiza el Proyectista se encuentra la altura máxima del edificio, relacionada a la altura del paquete estructural. Los entresijos sin viga tienen comparativamente un menor espesor del paquete estructural, entendiendo como tal la medida desde el fondo de la viga o losa hasta el nivel de losa terminada. Como la altura mínima de piso en general está fijada por los Códigos de Construcción de los Municipios en función del destino de locales, y por otro lado la altura total del edificio también es un dato, en algunos casos la adopción de esta tipología

estructural puede significar ganar 20 o 30 cm. por piso, que en doce plantas pueden significar un piso más y en aquellas zonas donde el valor del metro cuadrado es elevado esta ventaja puede ser definitiva.

f) Disminuye el volumen a refrigerar o calefaccionar.

Un poco relacionado con el punto anterior, la menor altura implica menos metros cúbicos de volumen de edificio a refrigerar o calefaccionar, si pensamos en un edificio de 12 pisos, de 1000 m² por planta, si en cada piso se puede disminuir la altura unos 20 cm., estaremos en $1000 \times 12 \times 0.20 = 2400$ m³ menos de volumen.

En nuestra zona para calefaccionar o refrigerar 1 m³ se requieren aproximadamente 50 cal/hora, para 2400 m³ se necesitan unas 120000 cal/h, si se multiplica por la cantidad de horas que se deberá refrigerar/calefaccionar durante la vida útil se puede tener una idea del costo que significa.

g) Facilidad en el encofrado, mayor rapidez en la ejecución

Los encofrados planos y la ausencia de recortes por la eliminación de las vigas hace mucho más sencilla la tarea de construcción de los encofrados, disminuyendo los plazos de ejecución y aprovechando mejor los materiales de construcción del encofrado. En países desarrollados donde la variable tiempo de ejecución tiene un peso mucho mayor que en nuestro medio, la adopción de sistemas estructurales de estas características es común y superan ampliamente a los tradicionales, los entrepisos sin viga pretensados son utilizados en forma cotidiana, es común observar estructuras con grandes voladizos de espesores realmente reducidos, en estos casos seguramente se trata de entrepisos pretensados.

Otra ventaja es la posibilidad de utilizar hormigones con menor asentamiento, es como llenar un pavimento, esto permite disminuir la relación agua/cemento e incrementar la resistencia a igualdad de consumo de cemento.

h) Rapidez en la colocación de armaduras, en el caso de usar mallas.

En la construcción de entrepisos de hormigón armado o pretensado, la utilización de mallas electrosoldadas (conocidas como mallas sima), de tipo estándar o especiales, es cada día más común en la construcción, las mallas especiales se pueden requerir según las necesidades de cada caso, con dimensiones máximas de 2.80 m x 7.00 m y diámetros de barras hasta 12 mm, se puede solicitar la separación entre barras principales y secundarias. Estas disposiciones permiten cubrir la mayoría de los requerimientos.

Las ventajas de utilizar mallas en los entrepisos sin vigas, por la modulación y repetición de paños, es muy superior a la que se obtiene en entrepisos tradicionales.

Desventajas:

h) Alto consumo de acero.

i) Exige una modulación adecuada (separación entre columnas)

h) Alto consumo de acero.

En los entrepisos vigados, la distribución de materiales es mucho más racional que en un entrepiso sin vigas.

Las vigas aportan altura justo donde mas se necesita, incrementando el brazo elástico (distancia entre las armaduras traccionadas y la fuerza de compresión resultante en el hormigón) con lo cual la cantidad de armadura necesaria es menor.

En el entrepiso sin vigas, la altura es uniforme prácticamente en todas las partes de la losa, esto hace que el brazo elástico sea menor que en los vigados y el consumo de acero resulte mayor.

i) Exige una modulación adecuada (separación entre columnas)

Como se mencionara en parrafos anteriores, si se pretende un funcionamiento estructural adecuado, es conveniente una modulación racionalizada, a diferencia de los entrepisos convencionales donde esa restricción no resulta tan condicionante.

Cabe acotar que la modulación no tiene por que ser de trama rectangular, pudiendo ser de tipo triangular, trapecial, etc., lo importante es proyectar varios paños de dimensiones similares en ambas direcciones.

3. Funcionamiento Estructural:

Recordemos que un entrepiso sin vigas es una estructura formada por una losa continua que apoya directamente sobre columnas.

Si pensamos en una estructura para entrepisos planos de tipo convencional conformada por losas, vigas y columnas, el camino de las cargas (aplicadas sobre las losas) será aquel que signifique la conformación de arcos de descarga contenidos en las losas que tienden a apoyarse en las zonas de mayor rigidez, en este caso representado por las vigas, que son como líneas de rigidez.

Con el mismo esquema de arcos, contenidos en las vigas, la carga seguirá hacia las columnas, a través de las cuales viajará hacia las fundaciones, dispersándose finalmente en el suelo.

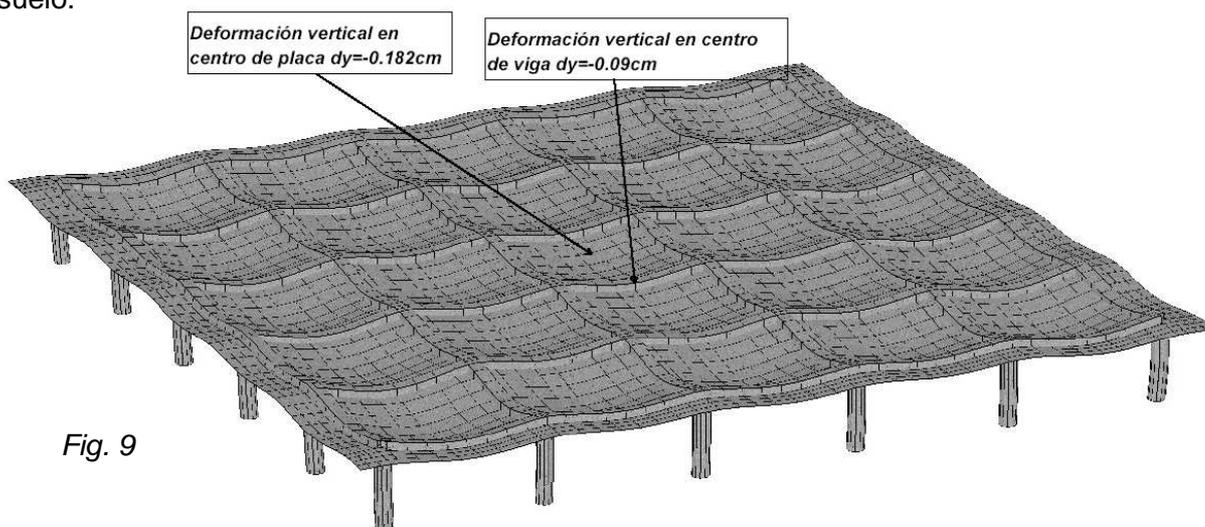


Fig. 9

En la figura 9 se puede ver la deformada de un entrepiso plano de 5 paños de 6.00m en ambas direcciones, con voladizos de 1.50m, losas de 18 cm de espesor, columnas de 60 cm de diámetro y vigas de 0.50x0.50 uniendo todas las columnas, calculada con el modelo RAM Advanse

La estructura mostrada se calculó para una carga total de 10 KN/M²

Los momentos flectores obtenidos son los siguientes:

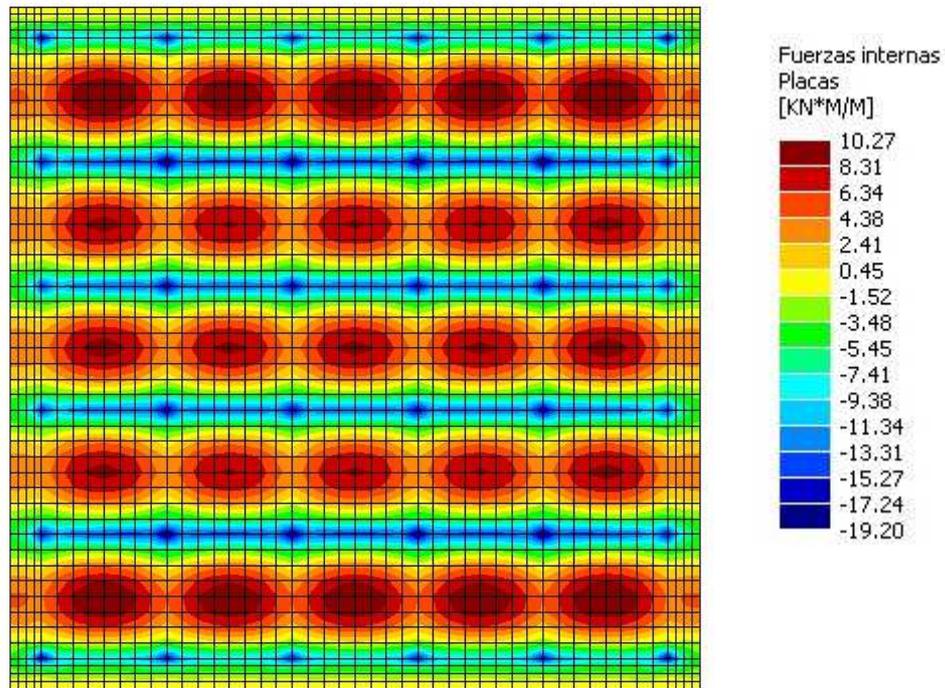


Fig. 10

La deformada de fig.9 permite apreciar claramente las líneas de mayor rigidez (menores deformaciones) en correspondencia con las vigas que unen las distintas columnas.

La deformación vertical calculada en el centro de tramo de una de las losas centrales es de -0.182 cm y en el centro de una de las vigas de contorno de la misma placa el valor es de -0.09 cm.

En la fig. 10 se muestran los momentos flectores M11 (Vector momento contenido en el eje x) en losas, el máximo valor positivo es de 10.27 KN*M/M.

Puede notarse con claridad las líneas de apoyo que imponen las vigas, haciendo que los momentos negativos de losas resultan bastante parejos (color azul).

Si ahora comenzamos a modificar la geometría de las vigas, haciéndolas mas rebajadas y anchas, lo que antes era una línea, pasa a ser una franja o faja de apoyo, sobre las columnas, pero la trayectoria de cargas sigue siendo aproximadamente igual, de losas a franjas y por franjas a columnas.

Con el esquema planteado en el párrafo anterior, las vigas son cada vez más anchas y las losas más chicas hasta llegar a confundirse, los arcos de descarga se empiezan a apoyar en franjas o zonas, con una definición no tan clara como en las vigas, pero que en definitiva sigue manteniendo el esquema de funcionamiento .

En las figuras siguientes se ha resuelto la misma estructura pero eliminando las vigas de 50x50

del caso anterior, resultando lo siguiente.

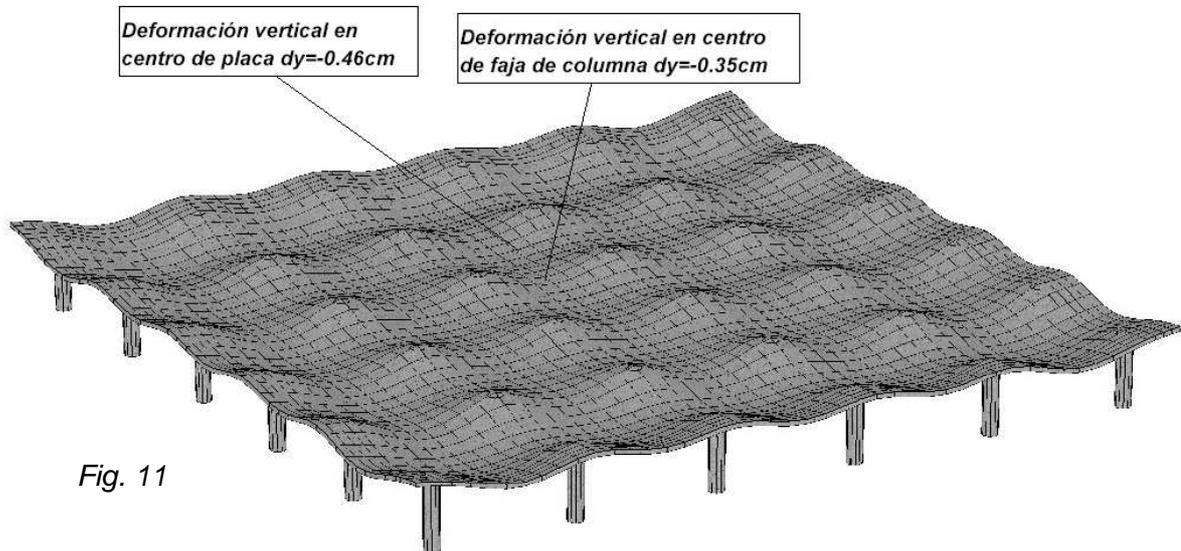


Fig. 11

Se puede ver que la configuración general de la estructura deformada se mantiene, siguen apareciendo zonas con curvaturas negativas sobre los apoyos en las columnas y positivas en los tramos, también se ve que permanecen las zonas con menores deformaciones en correspondencia con las líneas de columnas, como si siguiese existiendo alguna viga ficticia que marca la línea de apoyos.

De este modo podemos imaginar y tratar de interpretar el funcionamiento analizando dos franjas, una que pasa por las columnas y otra por el medio.

La franja que pasa por las columnas tiene apoyos puntuales (puntos en los que está impedido el descenso por la presencia de las columnas), mientras que las franjas medias podemos imaginarlas suspendidas por las franjas que corren en sentido contrario y que funcionan como resortes, que serían una suerte de apoyos elásticos, mucho más blandos que las columnas, esto hace que las franjas de columnas resulten de mayor rigidez que las medias.

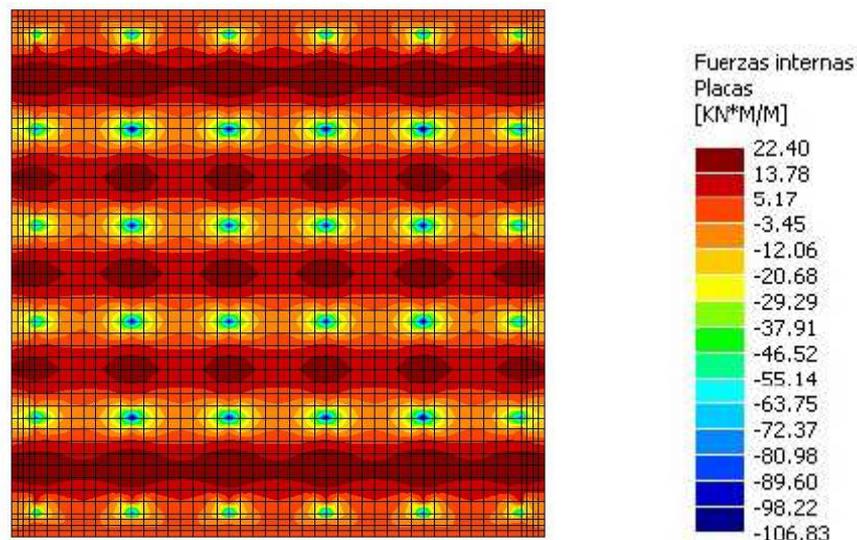


Fig. 12

No es suficiente con analizar el comportamiento resistente desde el punto de vista de la flexión y el corte, como estamos acostumbrados en los sistemas de losas y vigas, ahora, al no existir las vigas, que transferían las cargas a los apoyos por corte, lo debe hacer la losa por un efecto de punzonado.

En resumen, el análisis debe hacerse desde dos puntos de vista:

- 1) **Global** → **Flexión generalizada** (análisis resistente y de deformaciones)
- 2) **Particular** → **Punzonado**

1- Flexión Generalizada:

Como se viera en los ejemplos ilustrativos anteriores, este análisis permite determinar básicamente 2 cosas, el control de deformaciones “Flechas” y las solicitaciones, fundamentalmente “Momentos flectores”, para determinar armadura de flexión.

Deformaciones

En cuanto a las deformaciones, las flechas, determinadas con el módulo de elasticidad instantáneo, no deberían superar los siguientes valores.

Para cargas permanentes y sobrecargas $L/500$

Para sobrecargas exclusivamente $L/350$

L es la mayor luz entre columnas para el paño analizado.

En cuanto a la determinación de las deformaciones, si se cuenta con modelos de elementos finitos, no habría inconvenientes en calcular los valores de deformaciones en cualquier punto y controlar que la deformación no supere estos valores.

Una manera indirecta, pero muy efectiva de mantener las deformaciones controladas, para cargas normales en estas estructuras (digamos hasta 5.0 KN/M²) es respetar las alturas mínimas recomendadas por los reglamentos.

Para predimensionar la altura, en general se recomiendan los siguientes valores.

Losas sin abacos $L/30$

Losas con abacos $L/35$

Espesor mínimo 12 cm

Solicitaciones

La determinación de solicitaciones actualmente, a nivel de proyecto se efectúa casi exclusivamente por métodos de elementos finitos, pero a nivel anteproyecto se suelen utilizar otros métodos, muy difundidos y que brindan valores de gran aproximación a la realidad como son los métodos de los pórticos de sustitución.

Estos métodos, que hasta hace unos años se utilizaban para la resolución de prácticamente la totalidad de las estructuras de este tipo, tienen una gran riqueza desde el punto de vista conceptual y permiten adoptar armaduras con criterios muy adecuados.

En las páginas siguientes se hace un desarrollo pormenorizado En cuanto a las deformaciones, las flechas, determinadas con el módulo de elasticidad instantáneo, no deberían superar los valores indicados.

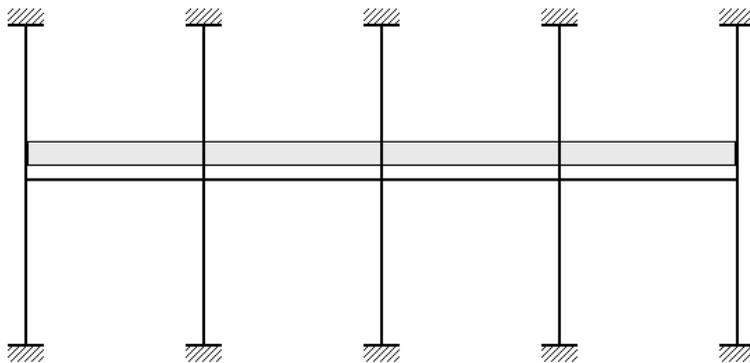
4. Método de los pórticos de sustitución:

Análisis a FLEXIÓN

Una de los métodos de cálculo que brinda una solución aproximada al problema del cálculo de los entrepisos sin vigas es el que considera a la estructura como formada por pórticos múltiples y ortogonales. Las losas constituyen los travesaños de los pórticos y las columnas, sus patas.

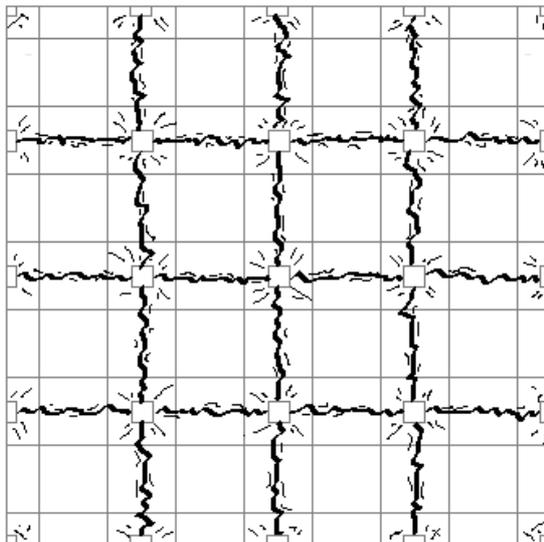
La aproximación realizada permite considerar cada columna como empotrada en los pisos superior e inferior respecto del nivel analizado.

Esta metodología de cálculo se conoce mundialmente como “método de los pórticos de sustitución”.

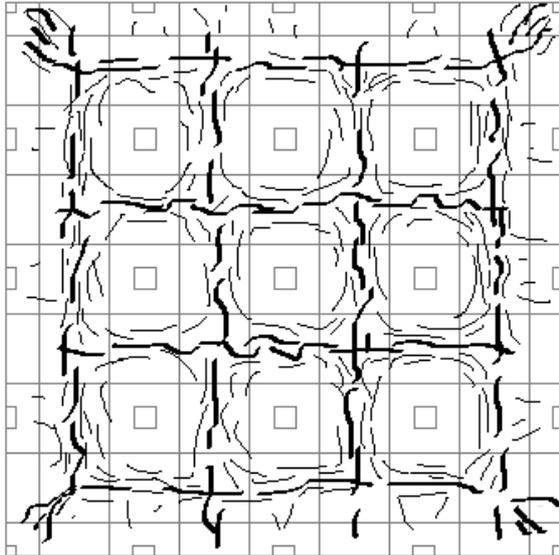


Para el cálculo, se utilizará la combinación de cargas mas desfavorable entre paños adyacentes (cargas permanentes y sobrecargas). La carga total se la considera actuando en ambas direcciones.

En el momento de la rotura, un paño interior de un E.S.V., armado según las direcciones de las columnas y cargado uniformemente en toda su extensión, se producen dos sistemas de líneas de rotura ortogonales entre si.



La figura superior muestra un patrón de fisuras de la cara superior (ajustado a los momentos negativos) en un E.S.V.. En la figura inferior se observa dicho patrón para la cara inferior del entrepiso. Ambos casos se refieren a columnas sin capitel.



El cálculo de los momentos para tramos centrales , intermedios y extremos, puede realizarse acorde a la fórmula:

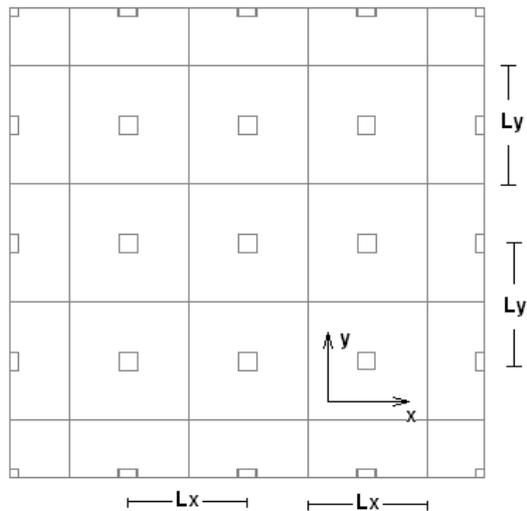
$$M = \frac{ql^2}{c}$$

siendo c un coeficiente que tiene en cuenta las condiciones de apoyo y el número de tramos.

Considerando el alto grado de hiperestaticidad que posee la estructura, los momentos pueden también ser calculados por cualquiera de los métodos conocidos (Cross, de los tres momentos, etc.) o bien por medios automatizados.

Una vez calculados los momentos en tramos y apoyos, deben ser distribuidos en todo el ancho del pórtico. Debido a que la rigidez en todo este ancho no es constante, la distribución de momentos tampoco lo es.

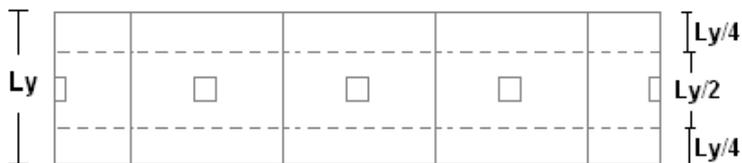
La figura muestra una planta en la que se han puesto de manifiesto las fajas correspondientes a los pórticos de sustitución, tanto en el sentido x como en el sentido y.



Si se supone constante las luces entre columnas (L_x y L_y), el ancho de cada pórtico será coincidente con dichas luces, al menos en los pórticos centrales.

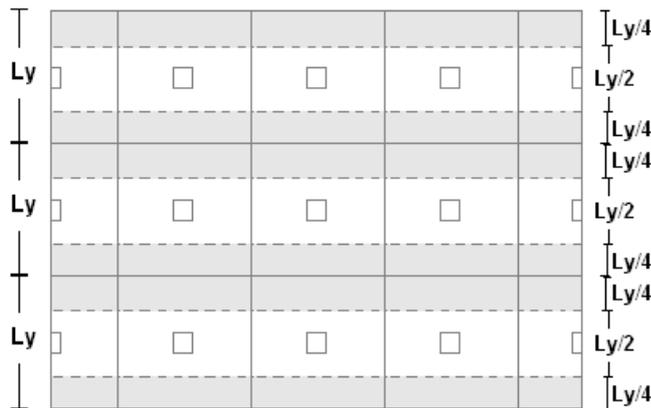
Se analizará una faja según la dirección del eje de abcisas.

Dentro de la faja existe una zona donde, debido a la colaboración de las columnas, la rigidez es mayor. Se considera la influencia de las columnas en una zona de ancho igual a $L_y/2$.



Adyacente a esta zona y completando el ancho de faja (L_y) aparecen dos franjas menos rígidas que las anteriores.

Cuando se analiza el entrepiso en su totalidad, puede observarse dos fajas bien diferenciadas: las que contienen a las columnas –fajas de columnas- y las menos rígidas, denominadas fajas centrales. Ambas fajas poseen igual ancho.



En función de esta diferenciación, se distribuyen los momentos, acorde a las rigideces, a saber:

	Momento de apoyo	Momento de tramo
Faja de columna	76 %	60 %
Faja central	24 %	40 %

Un análisis de similares características correspondería realizarlo para una dirección ortogonal.

Una vez distribuidos los momentos, se calcula la armadura, que se colocará distribuida en cada ancho de faja y en las direcciones de los pórticos de sustitución.

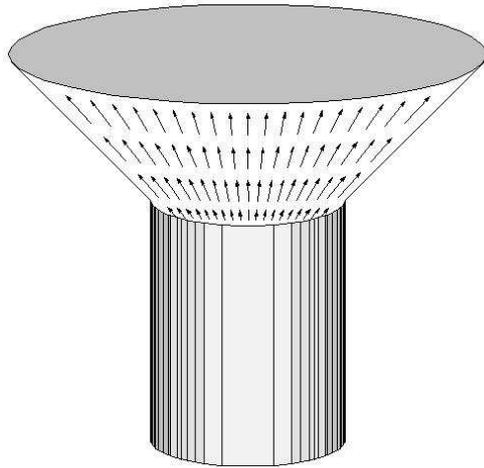
EL PUNZONADO

Las losas estarán sometidas, además de a la flexión, a una acción de punzonado, generando fuertes tensiones de corte en las proximidades de la unión losa-columnas y que resultan preponderantes a la hora del dimensionado del espesor de la losa, las columnas y la posibilidad del uso de capiteles.

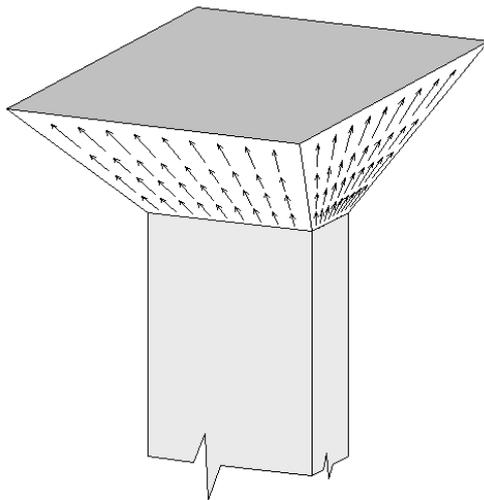
Varios han sido los estudios realizados para determinar el comportamiento, respecto del punzonado, de losas apoyadas directamente sobre columnas. Estas experiencias sirvieron de base para la redacción de distintos códigos reglamentarios de construcción.

Los ensayos realizados demuestran que una losa sometida a una fuerza concentrada, que rompe por corte, se punzona según una forma cónica o piramidal.

Si la carga es centrada, la distribución de esfuerzos tangenciales sobre la superficie lateral de las figuras formadas resulta uniforme.



*Esfuerzos tangenciales en cara lateral
-columna circular en figura superior y
rectangular en figura inferior-*



Sobre la superficie lateral de esta forma cónica o piramidal, se desarrollan tensiones tangenciales –de corte- que se oponen a las solicitaciones y sustentan la pieza. La carga actuante sobre el entepiso en el área de influencia de la columna es equilibrada por la suma de los esfuerzos tangenciales, es decir:

$$\tau = \frac{N}{Sup.lateral} \leq \tau_{adm} \quad [1]$$

Donde:

τ : tensión de corte por punzonado

N : carga actuante (carga del entepiso sobre la columna menos la carga contenida dentro del perímetro p_c).

τ_{adm} : tensión admisible de corte.

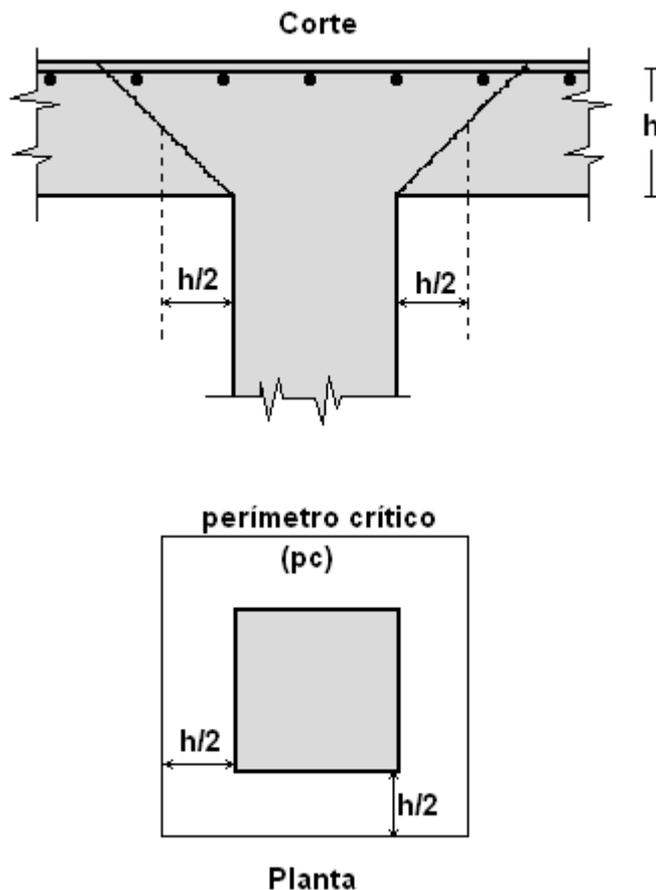
Sup. lateral : área donde actúan las tensiones de corte.

A los fines de la implementación de la fórmula [1], se define el perímetro crítico (p_c). Este perímetro multiplicado por la altura útil "h" del entrepiso, determina un área equivalente a la que actúan las tensiones tangenciales.

La fórmula [1] se transforma entonces en:

$$\tau = \frac{N}{p_c h} \leq \tau_{adm} \quad [2]$$

El p_c se calcula a una distancia $\frac{h}{2}$ del borde del área de contacto de la losa sobre la columna.



De fórmula [2] se obtiene la altura mínima del entrepiso que evita la rotura por punzonado.

Existen varias formas de incrementar la resistencia al punzonado. La adición de una armadura adecuada que "tome" el esfuerzo de corte, "cociendo" la fisura, es una de ellas. Esta práctica solo es recomendada para el caso de espesores importantes de losas.

La inclusión, dentro del espesor de la losa, de elementos metálicos rígidos (perfiles de acero), incrementan el cono o pirámide de rotura, aumentando el área donde actúan las tensiones tangenciales, disminuyéndolas.

Un incremento en la altura “h” de la losa, implica un aumento en la cantidad de hormigón (muy importante si tenemos en cuenta las grandes superficies de los E.S.V.) y por consiguiente un aumento en la carga sobre la columna y del costo de la estructura.

Lo más racional sería buscar un incremento del P_c , lo que se logra a través de capiteles o, según el proyecto, variando las dimensiones de las columnas.

EJEMPLO

Se desea dimensionar un paño central de un entrepiso sin vigas, cuyas columnas – que por razones de proyecto serán de sección circular de 50 cm de diámetro-, se encuentran separadas una distancia de 5 metros en ambas direcciones.

En la parte superior del entrepiso se destinará para el almacenamiento de alimentos.

Las características de los materiales a utilizar son:

Acero: ADN 420 (Acero de Dureza Natural, con una tensión de fluencia de 420MPa , es decir 4200kg/cm^2)

Hormigón: H17 (Hormigón de dosificación racional, de tensión característica de 17MPa , es decir 170Kg/cm^2)

En primer término se realizará el análisis de carga. Para ello predimensionamos la altura de la losa del entrepiso. Por tratarse de columnas sin capitel, resulta:

$$h \geq \frac{luz}{30} > 16\text{cm}$$

Es decir:

$$h \geq \frac{500}{30} = 17\text{cm}$$

Luego, $ht = h + \text{recubrimiento} = 19\text{cm}$

Entonces:

Peso hormigón: $(0,19m \times 2400kg/m^3)$	= $456kg/m^2$
Rodillado de cemento $(0.02m \times 2200kg/m^3)$	= $44kg/m^2$
Sobrecarga	= $500kg/m^2$
Total	= $1000kg/m^2$

A continuación se verifican las tensiones tangenciales, de manera de verificar que, con la altura adoptada, las tensiones se encuentren dentro de los límites establecidos.

Para un hormigón H17, se tiene una tensión de corte máxima, sin considerar armadura de corte, de $0,95Mpa$, o sea $9,5kg/cm^2$

A efectos de aplicar la fórmula [2], se determina el perímetro crítico:

$$pc = \pi \left(\frac{h}{2} + 50cm + \frac{h}{2} \right) = \pi(50cm + 17cm) = 210cm$$

Este perímetro encierra un círculo de radio:

$$2\pi \times r = pc$$

$$r = \frac{pc}{2\pi} = \frac{210cm}{2\pi} = 33,4cm$$

La carga actuante para la verificación de las tensiones tangenciales será:

$$N = (L_x \times L_y - \pi \times r^2) \times q = (5m \times 5m - \pi \times 0,334^2 m^2) \times 1000kg / m^2$$

$$N = 24650kg$$

Luego, aplicando la fórmula [2]:

$$\tau = \frac{N}{pc \times h} = \frac{24650kg}{210cm \times 17cm} = 6,90 \frac{kg}{cm^2} < 9,5 \frac{kg}{cm^2} = \tau_{adm}$$

Por lo que se adopta $h = 17cm$ como altura del entrepiso.

Determinada la altura, se procede a calcular los momentos. La carga total actuante

en cada faja del pórtico se calcula considerando el ancho de la faja - $\frac{L_y}{2}$ -, es decir:

$$q = 1000 \frac{kg}{m^2} \times 2,5m = 2500 \frac{kg}{m}$$

Con bastante aproximación pueden calcularse el momento de apoyo y de tramo – considerando que se trata de un tramo intermedio del pórtico- de la siguiente manera:

Momento de apoyo:

$$M_a = -\frac{q \times L^2}{10} = \frac{2500 \frac{kg}{m} \times 25m^2}{10} = 6250kgm$$

Momento de tramo:

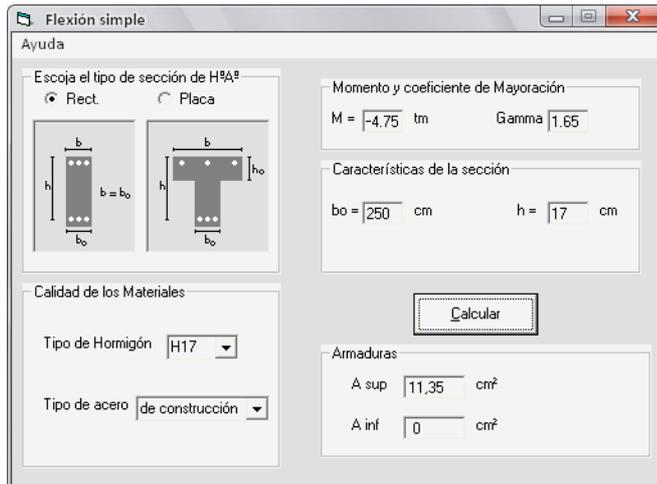
$$M_t = \frac{q \times L^2}{16} = \frac{2500 \frac{kg}{m} \times 2,5m^2}{16} = 3906kgm$$

Corresponde ahora hacer una repartición de estos momentos en las fajas, según los porcentajes ya vistos.

Momento	Momento de apoyo (kgm)	Momento de tramo (kgm)
	6250	3906
Faja de columna	76 % (4750)	60 % (2343,6)
Faja central	24 % (1500)	40 % (1562,4)

Con estos valores y considerando un ancho de sección de 2,50m (es decir, el ancho de la faja) y una altura de 17cm se procede, por cualquiera de los métodos conocidos, al cálculo de la armadura.

A modo de ejemplo, se procede a calcular la armadura correspondiente al apoyo en la faja de columna:



Es decir, la armadura necesaria resulta de $11,35\text{cm}^2$, que por tratarse de un apoyo, corre por la parte superior de la sección y se cubre con $1 \phi 10 \text{ c}/17\text{cm}$, lo que representa $11,61\text{cm}^2$.

De la misma forma se opera con el resto de los momentos.

Un análisis similar debe realizarse para la dirección ortogonal a la analizada, teniendo en cuenta que a la altura útil del entrepiso se le debe restar 1cm correspondiente al diámetro de la armadura colocada en la otra dirección.

ALGUNAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

1.- Limitaciones de las luces:

$$\frac{1}{2}L_y \leq L_x \leq 2L_y, \text{ análogamente: } \frac{1}{2}L_x \leq L_y \leq 2L_x$$

2.- De las dimensiones de las columnas:

Si a y b son los lados de una columna rectangular, en las direcciones "x" e "y" respectivamente, entonces se deberá respetar:

$$\frac{1}{2}b \leq a \leq 2b ; \frac{1}{2}a \leq b \leq 2a ; a \leq \frac{L_x}{5} ; b \leq \frac{L_y}{5}$$

Además:

$$a \geq \frac{L_x}{20} ; b \geq \frac{L_y}{20}$$

a (y b) $\geq 30cm$ (en columnas con capitel)

a (y b) $\geq 35cm$ (en columnas sin capitel)

Si la columna fuese de sección circular o poligonal, se considera:

$$a = b = \sqrt{s}$$

Donde “ s ” es la superficie de la sección de hormigón. Se deben cumplir las limitaciones establecidas.

3.- Dimensión mínima de losa:

Sin capitel : $h \geq \frac{luz}{30} > 16cm$

Con capitel : $h \geq \frac{luz}{32} \geq 15cm$