

PROYECTO ESTRUCTURAL CURSO ANUAL

TEMA 9 – DISEÑO DE LOSAS

AÑO 2020

Contenido

1. Introducción	4
2. Análisis de losas	4
2.1. Conceptos generales	4
2.2. Energía de deformación de una losa	5
3. Sistemas con losas	6
3.1. Entrepisos con vigas	6
3.1.1. Conceptos de apoyos para elementos de losas	6
3.1.2. Ejemplo de placa apoyada en 4 lados con vigas con distinta rigidez	7
3.1.3. Consideración de las solicitaciones M_{xy} – Torsión en losas	11
3.2. Losas sin vigas:	16
3.2.1. Concepto de líneas de rigidez	16
3.2.2. Solicitaciones sobre pilares y puntos angulosos	18
3.2.3. Plastificación de secciones	22
3.2.4. Condiciones de ductilidad para análisis plástico de secciones.	31
4. Diseño de losas	32
4.1. Estados límites últimos:	32
4.1.1. ELU – Flexión	32
4.1.2. Armado de huecos	33
4.1.3. ELU – Cortante	34
4.1.4. ELU punzonamiento:	34
4.1.4.1. Caso general	34
4.1.4.2. Capiteles	36
4.1.4.3. Punzonamiento en pilas con secciones alargadas.	36
4.2. Estados límites de servicio:	38
4.2.1. ELS deformaciones	38
4.2.1.1. Conceptos generales	38
4.2.1.2. Conceptos normativos – Criterios de aceptación	39
4.2.1.3. Determinación de flechas en losas	41
4.2.2. ELS Vibraciones	42
4.2.2.1. Conceptos generales	42
4.2.2.2. Criterios de aceptación	42
4.2.3. ELS Fisuración:	43

5. Referencias.....44

1. Introducción

Las estructuras de edificación constan en general de superficies de tránsito las cuales en suelen materializarse por losas de hormigón armado. Hoy en día existen entrepisos los cuales se construyen con estructuras mixtas como en el caso de las estructuras de Steel deck, pero en general, la solución clásica para superficies de tránsito es las placas de hormigón armado.

En los puntos siguientes de este documento se presentan los aspectos esenciales de este tipo de elemento, los cuales en general, en función del expertis del ingeniero calculista se pueden simplificar más o menos en el análisis.

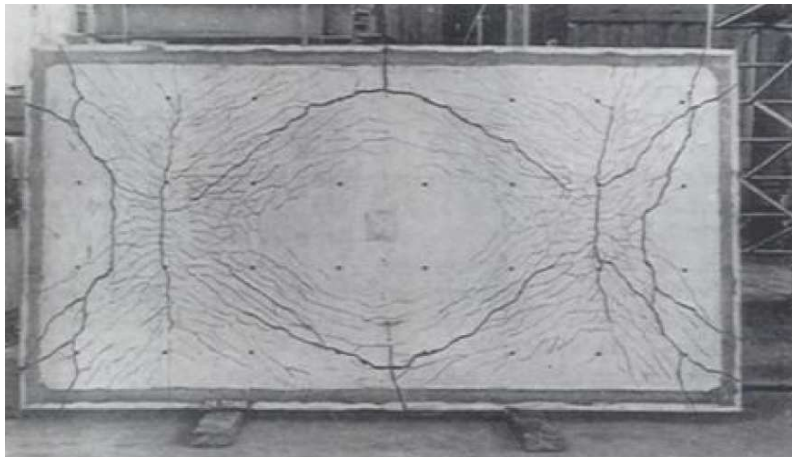
2. Análisis de losas

2.1. Conceptos generales

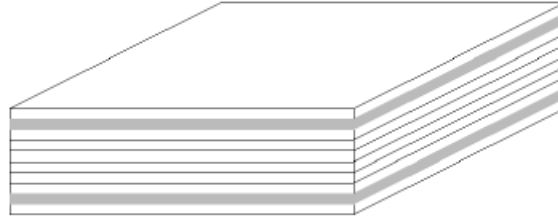
En general las losas de hormigón en cualquiera de las configuraciones que se proyecten generan piezas con alto grado de hiperestaticidad y gran posibilidad de redistribución de solicitaciones dependiendo de las condiciones de apoyo que las mismas dispongan.

Existen varias formas de analizar este tipo de piezas, partiendo desde métodos elásticos, hasta métodos de colapso los cuales se justifican principalmente por la posibilidad de redistribuir las solicitaciones hasta encontrar el esquema de colapso que minimice la deformación plástica.

En la práctica desde el punto de vista de que las piezas de hormigón armado, las mismas experimentan fisuras según el patrón de momentos principales a los cuales las piezas estén sometidas. Se tiene que este tipo de elemento tiene un comportamiento ortótropo según el patrón de fisuración desarrollado, esto torna a este tipo de elementos como algo bastante complejo de analizar.



Históricamente, este tipo de piezas se han estudiado mediante métodos elásticos. Hoy en día existen algunos métodos como los elementos multicapa los cuales estudian los elementos de losa como capas de varias membranas las cuales estudian en mejor forma el comportamiento no lineal de las losas de hormigón armado.



Modelo multicapa biaxial

2.2. Energía de deformación de una losa

Al estudiar el comportamiento de una placa de material isótropo con comportamiento elástico lineal, se tiene que la energía de deformación de una placa es la siguiente:

$$V = \frac{1}{2} D \iint \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1 - \nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy$$

Dónde se puede expresar lo anterior en función de las curvaturas de la placa:

$$\frac{\partial w^2}{\partial x^2} = K_{xx} \quad , \quad \frac{\partial w^2}{\partial y^2} = K_{yy} \quad , \quad \frac{\partial w^2}{\partial x \partial y} = K_{xy}$$

Entonces se tiene:

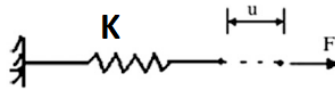
$$V = \iint_A \left(\frac{1}{2} D (K_{xx} + K_{yy})^2 - 2(1 - \nu) K_{xx} K_{yy} + 2(1 - \nu) K_{xy}^2 \right) dx dy$$

En función de lo expresado, se tiene que la energía de deformación de una placa cargada transversalmente es una función creciente con las curvaturas de la placa, K_{xx} , K_{yy} , K_{xy} .

Dichas expresiones pueden ser útiles para resolver algunos problemas de placas con algunas condiciones de borde dadas, suponiendo una función represente la deformada de la placa y que cumpla las condiciones de borde.

Cómo se verá en los puntos siguientes, en ciertas situaciones se puede tomar ventaja de las condiciones de hiperestaticidad de las placas de hormigón armado y eventualmente despreciar los efectos, como por ejemplo de la curvatura K_{xy} . Sin embargo, si bien la estructura es hiperestática, se debe tener en cuenta de que, al asumir esta hipótesis, se pierde un término de la energía definido positivo, de manera que, ante cargas fuera del plano de la placa, si uno iguala el trabajo externo a la energía interna, bajo este tipo de hipótesis se tendrán mayores curvaturas K_{xx} y K_{yy} de manera de verificar la igualdad.

Para fijar las ideas, se plantea la siguiente analogía con un resorte y una carga:



Dónde se tiene:

$$W = \frac{1}{2}P \cdot u \quad U = \frac{1}{2}Ku^2 \rightarrow W = U \rightarrow \frac{1}{2}P \cdot u = \frac{1}{2}Ku^2$$

Se podría realizar el mismo ejercicio integrando la energía potencial en función de las curvaturas que pudiera experimentar la placa e integrar el trabajo de las fuerzas externas debido los desplazamientos que estas generen. A partir de este ejercicio, el lector puede intentar dilucidar que sucede con las curvaturas de una placa al despreciar alguna de ellas para intentar generar suficiente energía potencial cómo para igualar al trabajo externo de las cargas aplicadas.

Las expresiones presentadas se deducen de los conceptos desarrollados en los cursos de hormigón armado. Aquel lector interesado en expandir los conceptos teóricos relativos a análisis de placas, puede encontrar un gran desarrollo en la referencia “Theory of shells and plates” de Stephen Timoshenko.

3. Sistemas con losas

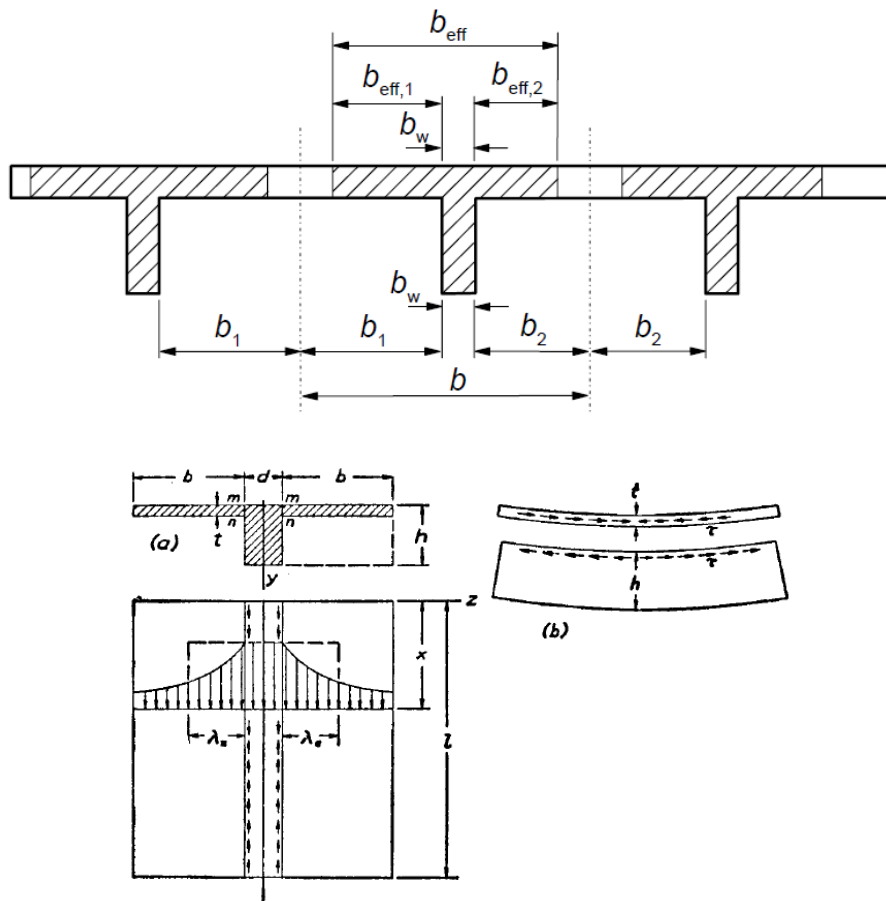
3.1. Entrepisos con vigas

La forma clásica de análisis de entrepisos con vigas se basa en la consideración de apoyos lineales. Esto es “las losas descargan en las vigas, las vigas descargan en los pilares”. Esta relación es un compromiso entre rigideces relativas de los elementos que interaccionan. Esto es, el elemento más rígido es el que “apoya” al otro elemento.

3.1.1. Conceptos de apoyos para elementos de losas

El análisis de los sistemas con losas se puede simplificar en su análisis suponiendo esquemas de apoyo, con los cuales se puede determinar mecanismo de equilibrio estable. Asumiendo un comportamiento dúctil, planteando una distribución de momentos de losa en equilibrio con las cargas externas, los cuales se dimensionan para que no se sobre pase el momento último, se tiene certeza de que la carga de colapso es superior a la requerida.

En los sistemas que involucran vigas y losas, se debe tener en cuenta que las losas aportan rigidez a las vigas mediante el ancho eficaz, pudiendo colaborar, además, en el esquema elástico con rigidez a flexión, siendo en muchos casos la rigidez a flexión de las losas no despreciable respecto a la de las vigas. En la norma EN 1992-1-1 se presenta cómo determinar el ancho colaborante tanto para los casos de cabezas de compresión cómo para los casos de zonas de tracción.

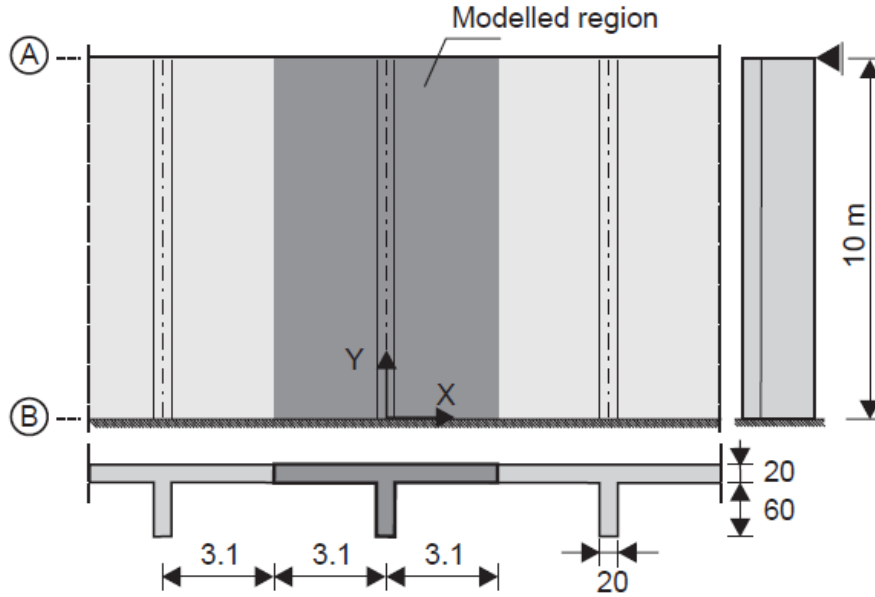


En efecto se pueden dar situaciones en las cuales vigas tomen menos solicitaciones que las que uno podría determinar mediante un esquema de cálculo manual, mientras que las losas en este escenario pueden tener mayores solicitaciones de flexión.

En definitiva, suponer que una viga es un apoyo fijo a una losa, la misma debe tener una rigidez relativa tal que permita que este esquema sea el genere menor energía de deformación.

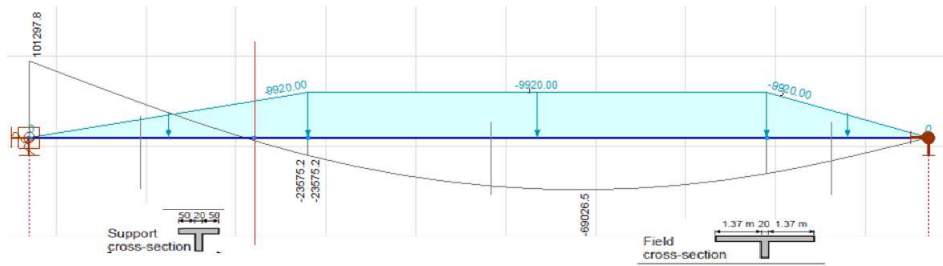
3.1.2. Ejemplo de placa apoyada en 4 lados con vigas con distinta rigidez

Se presenta a continuación el caso de un sistema de losas y vigas. Se estudiará la variación de las solicitaciones de flexión con la variación de rigidez de los elementos de viga. La geometría es la siguiente:

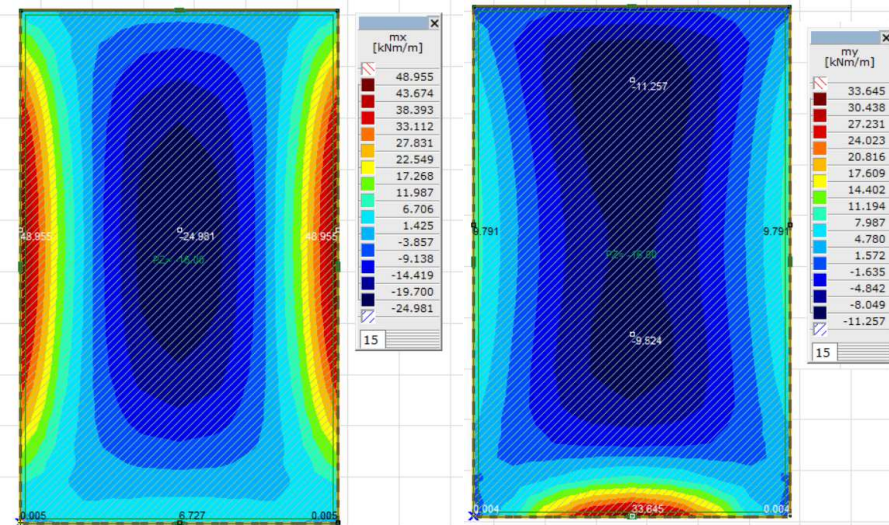


Se considera una carga uniforme $Q = 16 \text{ kN/m}^2$.

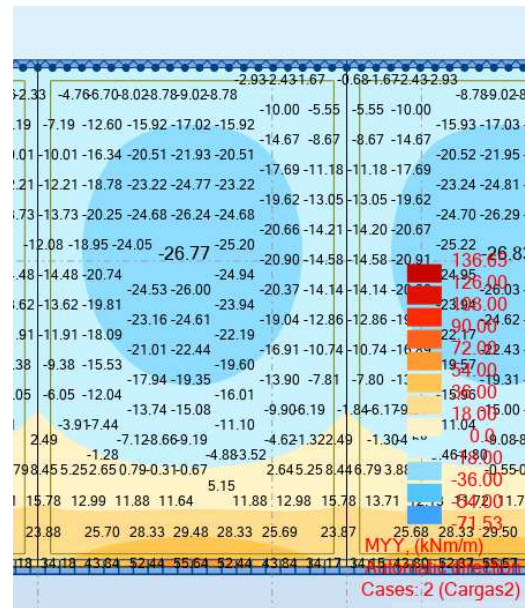
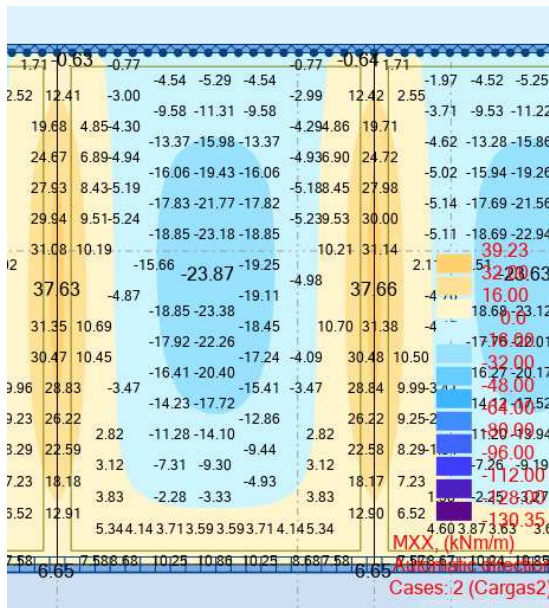
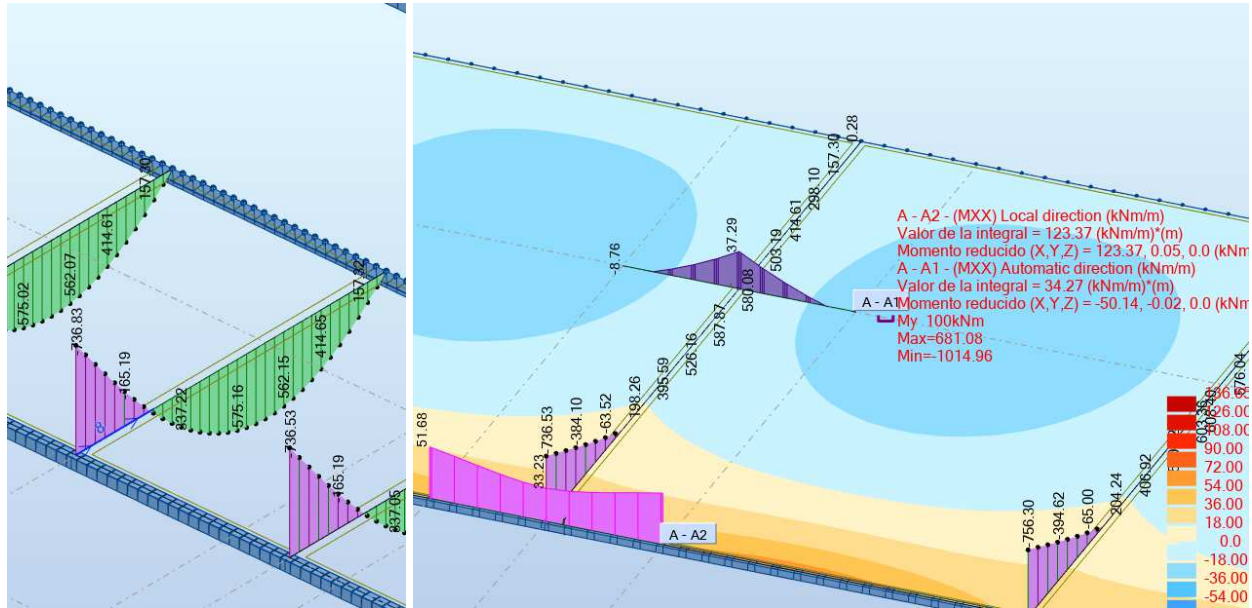
Mediante el cálculo manual, suponiendo a las vigas como apoyos continuos para las losas, tomando en cuenta distribuciones de carga según el método del sobre se tiene:



M: kg.m
 q: kg/m



Realizando un análisis mediante método de los elementos finitos, con elementos de área y elementos de viga se tiene lo siguiente:

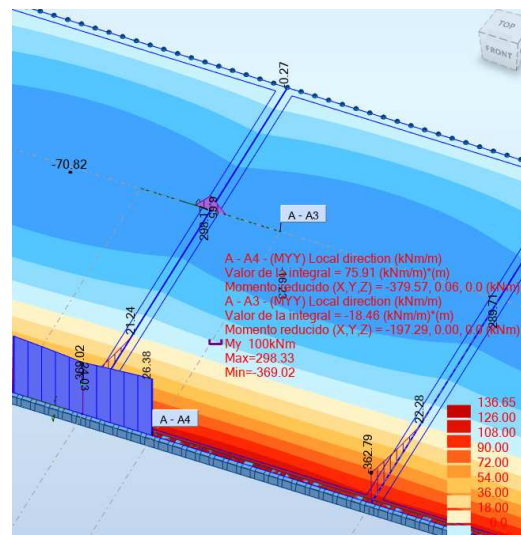
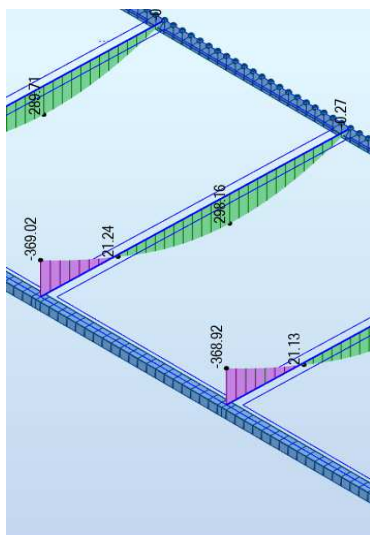
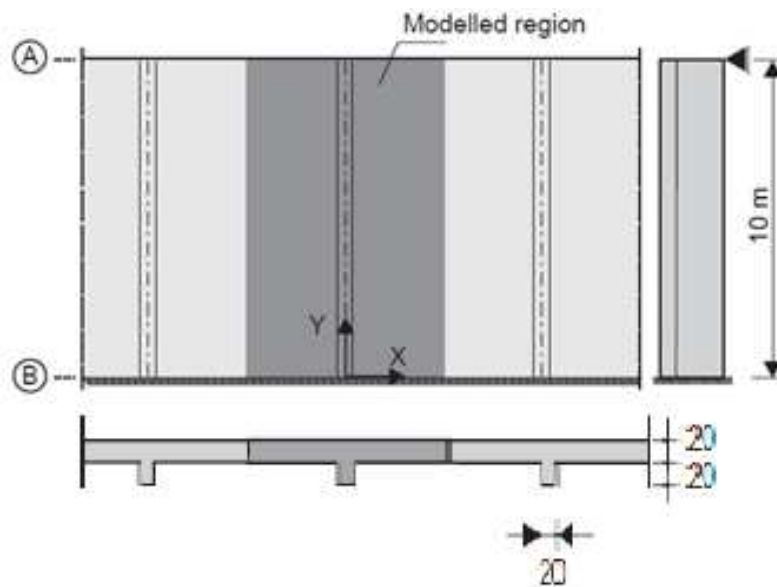


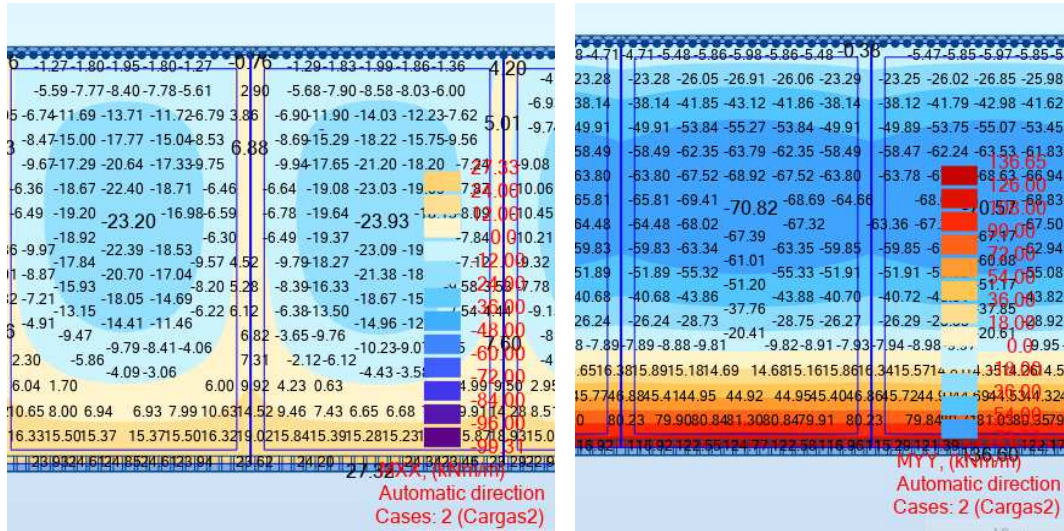
	M_viga	M Losa	M tot	M - Teo	Ratio viga	Ratio tot
M + (kN.m)	575	50	625	689	83,45%	90,71%
M - (kN.m)	736	123	859	1020	72,16%	84,22%

	Modelo	Placa apoyada	Ratio
m_x+ (kN.m/m)	23,87	24,94	95,71%
m_x- (kN.m/m)	37,7	43,95	85,78%
m_y+ (kN.m/m)	26,7	11,26	237,12%
m_y- (kN.m/m)	55,64	33,65	165,35%

Cómo se ve en las comparaciones, las solicitaciones en las vigas no tienen variaciones muy apreciables contra los esquemas teóricos, no obstante, las losas tienen una variación importante relativa a la flexión “ m_y ” la cual coincide con la dirección de las vigas. Dicha diferencia se debe especialmente a la curvatura que desarrolla la pieza en el sentido longitudinal.

Se presenta a continuación la situación con nervios de menor rigidez:





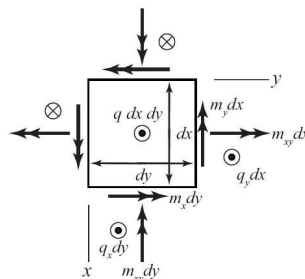
	M_viga	M Losa	M tot	M - Teo	Ratio viga	Ratio tot
M + (kN.m)	298	197	495	689	43,25%	71,84%
M - (kN.m)	369	379	748	1020	36,18%	73,33%

	Modelo	Placa apoyada	Ratio
mx+ (kN.m/m)	23,2	24,94	93,02%
mx- (kN.m/m)	4,9	43,95	11,15%
my+ (kN.m/m)	70,82	11,26	628,95%
my- (kN.m/m)	136,5	33,65	405,65%

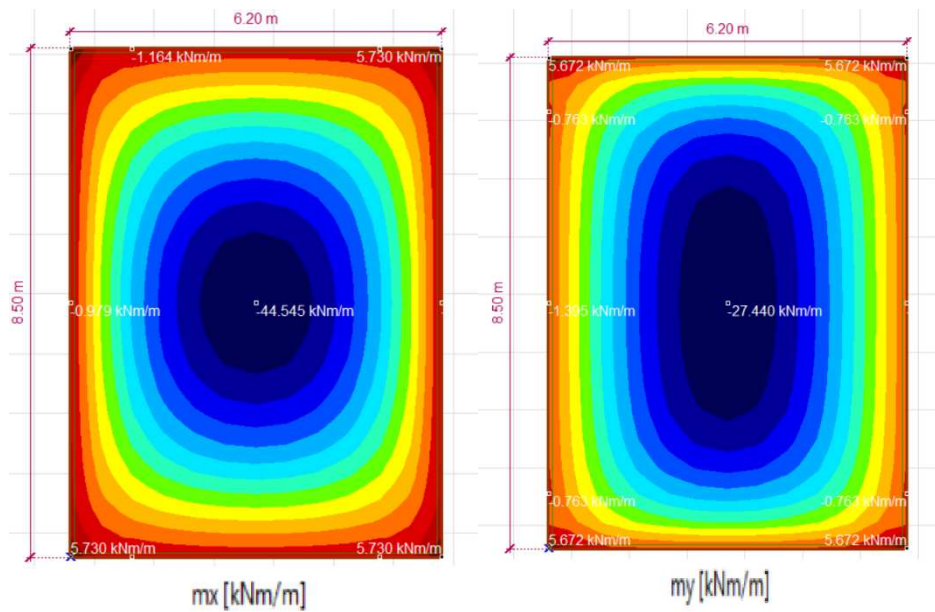
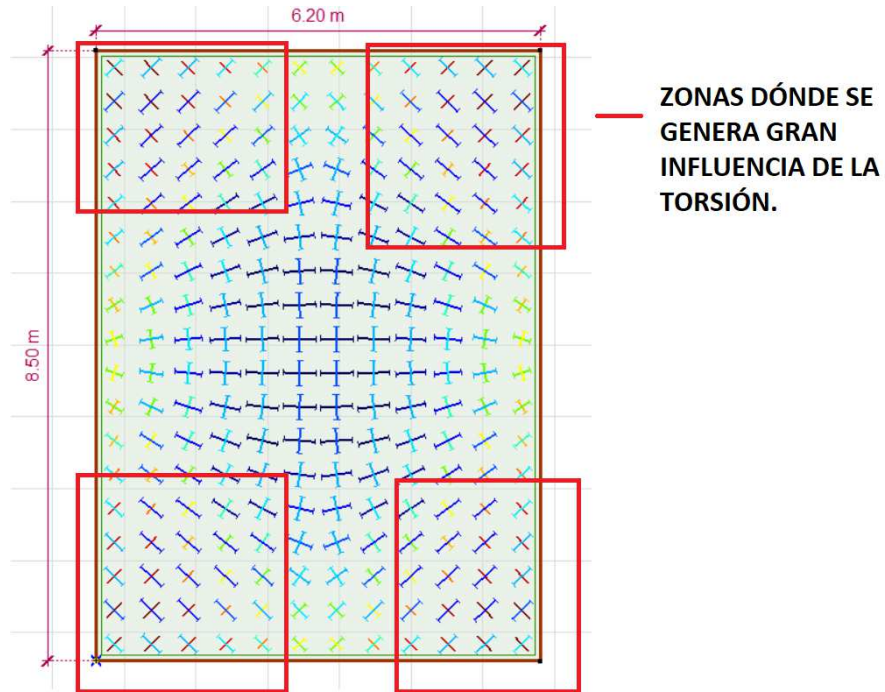
Cómo se puede ver, tanto las solicitaciones de flexión que se tiene en los elementos de viga cómo en los elementos de losa cambian radicalmente con la rigidez de los elementos que “ofician de apoyo”. Por este motivo se debe estudiar detenidamente cómo funciona cada esquema estructura en los casos en los cuales las rigideces relativas de las vigas son comparables a la rigidez de las losas.

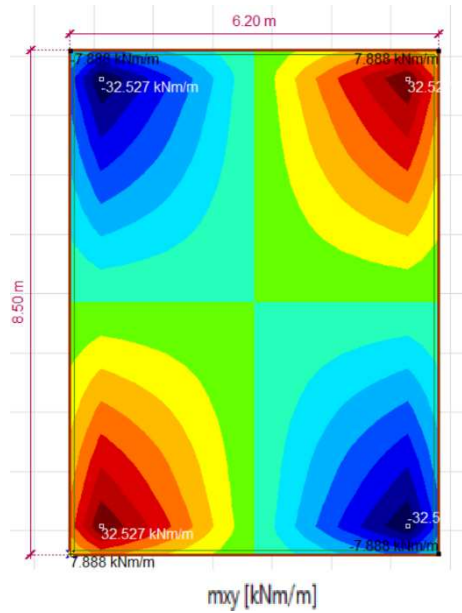
3.1.3. Consideración de las solicitaciones Mxy – Torsión en losas

Se debe tener en cuenta que en las placas solicitadas a flexión se tiene el siguiente conjunto de solicitaciones de flexión:



Esto se traduce en un campo de flexiones principales, donde acorde a lo visto en los cursos de hormigón armado, se puede orientar punto a punto el sistema de coordenadas locales de tal manera de que se tenga solicitaciones M_I y M_{II} en las placas. Se presenta a continuación un ejemplo de placa con carga uniforme:

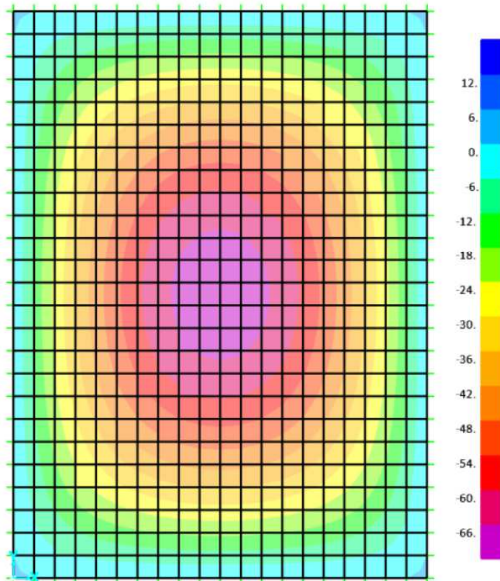




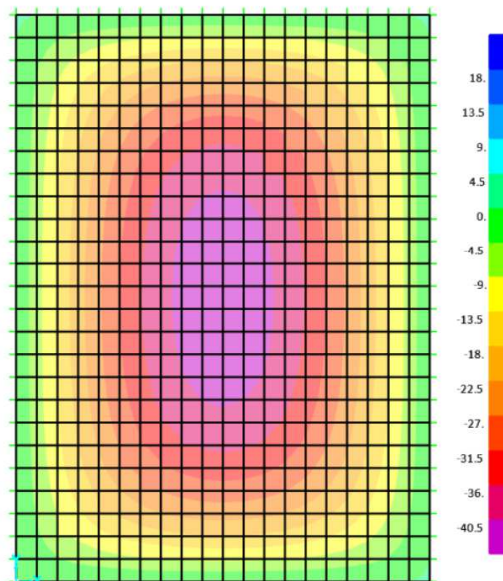
Tal como se indicó en los apartados anterior, la curvatura k_{xy} (que deviene en M_{xy}) colabora a la energía de deformación que acumula la placa, por este motivo en el caso de no armar dicha sollicitación, se generarían fisuras las cuales harían que las demás curvaturas de la placa tengan que aumentar de magnitud para igualar al trabajo externo.

Existen varios caminos para contemplar esta situación. Un método utilizado antiguamente consistía en despreciar la curvatura K_{xy} . Se presenta a continuación la misma placa analizada bajo esta hipótesis. Acorde a cómo se puede ver, el cambio en el orden de sollicitaciones obtenidas.

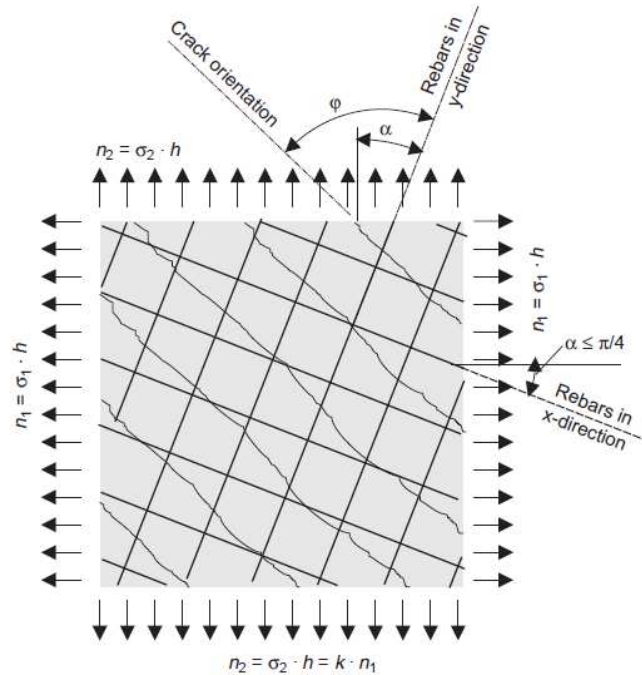
mx_x - losa sin rigidez a torsión



my_y - losa sin rigidez a torsión



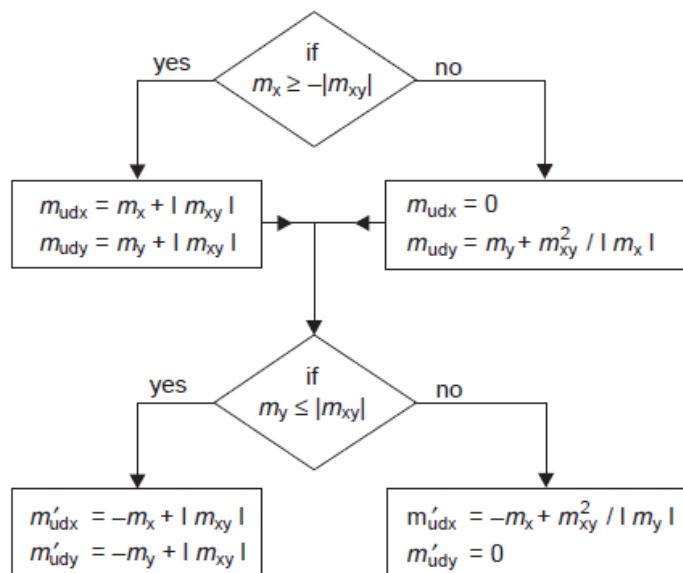
Sin embargo, existen otros métodos los cuales se utilizan frecuentemente para estudiar los fenómenos de flexión oblicua, en dónde lo que se tiene básicamente es posición de armaduras no necesariamente alineados con el vector momento en un punto en cuestión.



Existen varios tipos de análisis desarrollados para este tipo de situación:

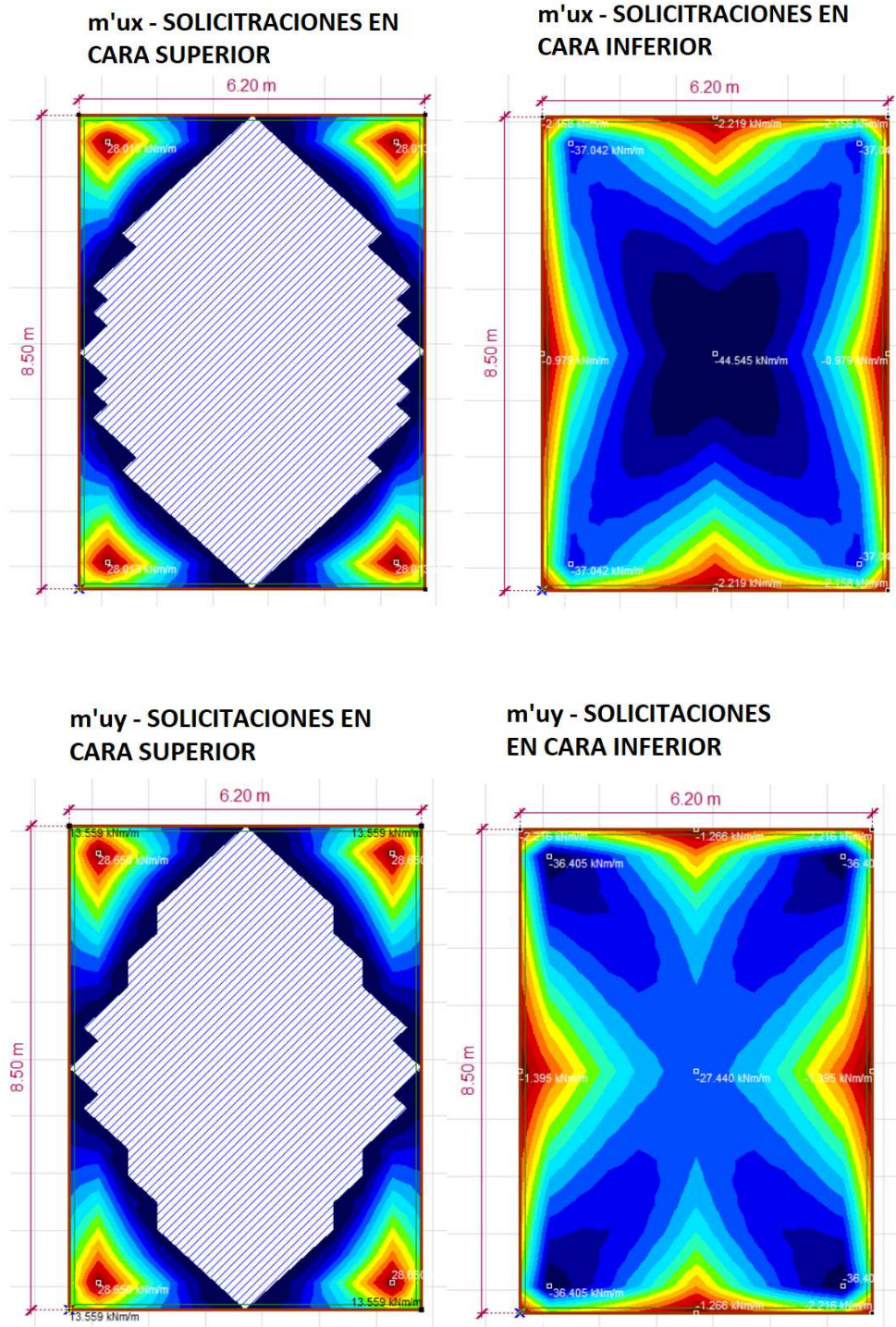
- Modelo de Stiglat
- Modelo de Bauman
- Modelo de Wood&Armer

Se presenta a continuación el diagrama de flujo del método de Wood&Armer:



En esencia, se determina, para direcciones de armado dadas, las solicitaciones m'_{ux} y m'_{uy} . Existen algunos softwares comerciales, los cuales incluyen dentro de su desarrollo la descomposición vectorial comentada, pudiendo obtener directamente las solicitaciones para armar cómo resultado del modelo.

Se presenta la influencia de esto en la misma placa analizada anteriormente:



Cómo se puede ver en las imágenes, se generan solicitaciones en la cara superior de las losas debido a las solicitaciones M_{xy} que se generan en este sector. De esta manera, si bien se puede obtener un mecanismo seguro despreciando las solicitaciones de torsión en las losas, la estructura deberá asumir cierto grado de fisuración para que este mecanismo sea factible.

El lector podrá comparar estos resultados con las disposiciones normativas referentes a armaduras superiores en losas apoyadas en sus lados.

3.2. Losas sin vigas:

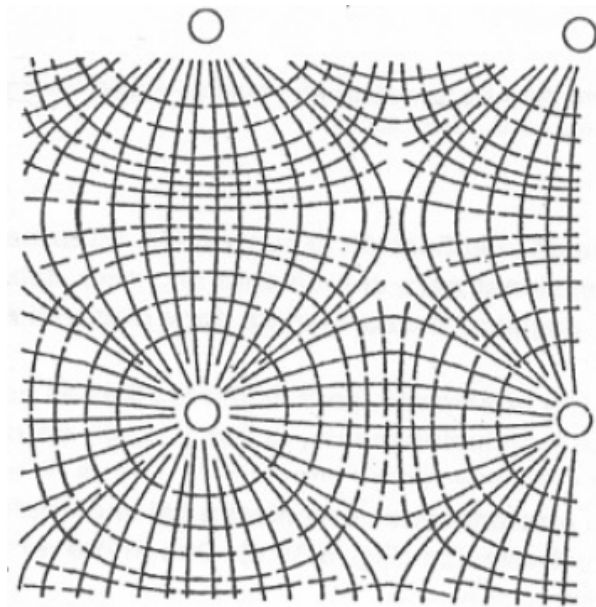
Cómo se ilustró en el tema 7, se trata de un esquema de funcionamiento estructural que hoy en día ha ganado bastante terreno por su simplicidad constructiva. Consta de losas directamente apoyadas sobre columnas, sin disponer de vigas interiores y apelando al trabajo bidireccional de las losas que conforman el entrepiso.

Estos sistemas tienen las siguientes características generales:

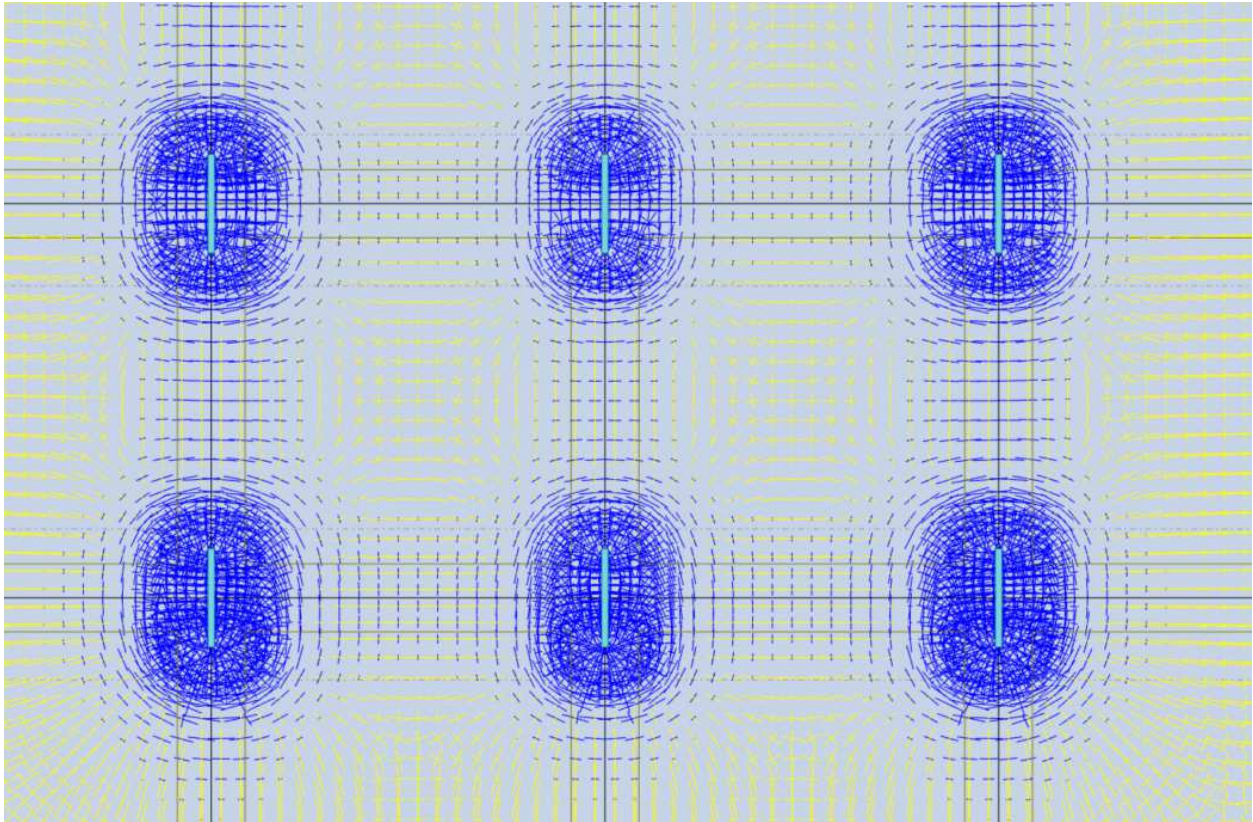
- Se trata de sistemas bastante flexibles
- Se trata de piezas con un alto grado de hiper-estaticidad.
- Se generan secciones especialmente críticas en lo que refiere a solicitaciones cortantes.
- Se debe tener especial atención en el tratamiento de los momentos torsores en losas (m_{xy})

3.2.1. Concepto de líneas de rigidez

Los apoyos de las losas determinan puntos de descenso nulo (asumiendo que estos sean un apoyo fijo). De esta manera si se tuviera un patrón regular de pilares, se tiene que las líneas que unen los apoyos son zonas que presentan mayor rigidez, por este motivo, las solicitaciones se concentran en estas secciones:



De esta manera se tiene que las zonas sobre las líneas de columnas son las secciones dónde se generan acumulaciones de armaduras. Esto es principalmente apreciable en para las armaduras superiores, las cuales se acumulan principalmente en los puntos singulares (en los apoyos). Dichos conceptos se pueden intuir siguiendo el método de los pórticos virtuales.



Distribución de momentos principales en losa sin vigas

Cuando se tiene pilares pantalla, se tienen líneas en las cuales se restringe el giro de la losa en todo el largo de la pieza, teniendo esquema de apoyo de línea fijo y zonas donde se concentran las solicitaciones. De esta manera se generan empotramientos para los tramos de losa que se encuentran entre pantallas adyacentes. En lo que refiere a análisis numérico, el cambio en condiciones de borde puede generar picos de solicitaciones excesivos.

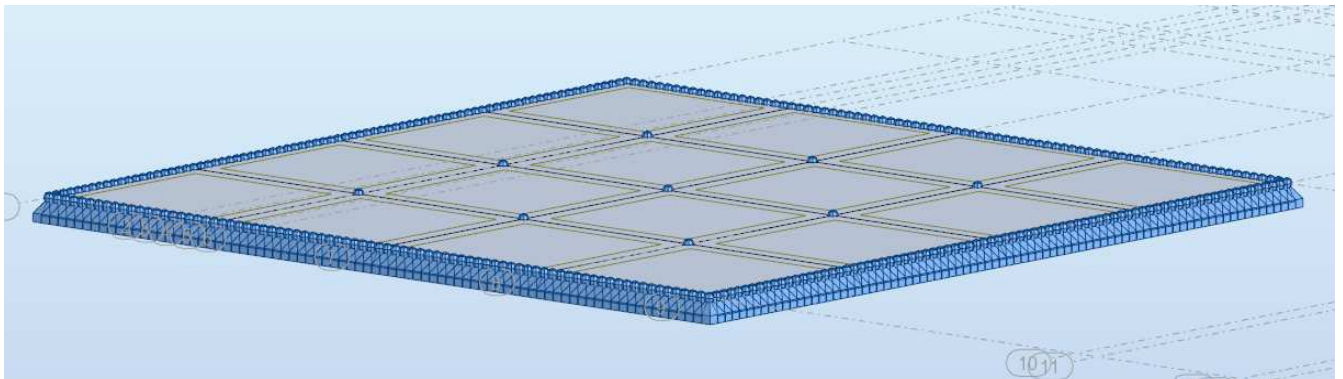
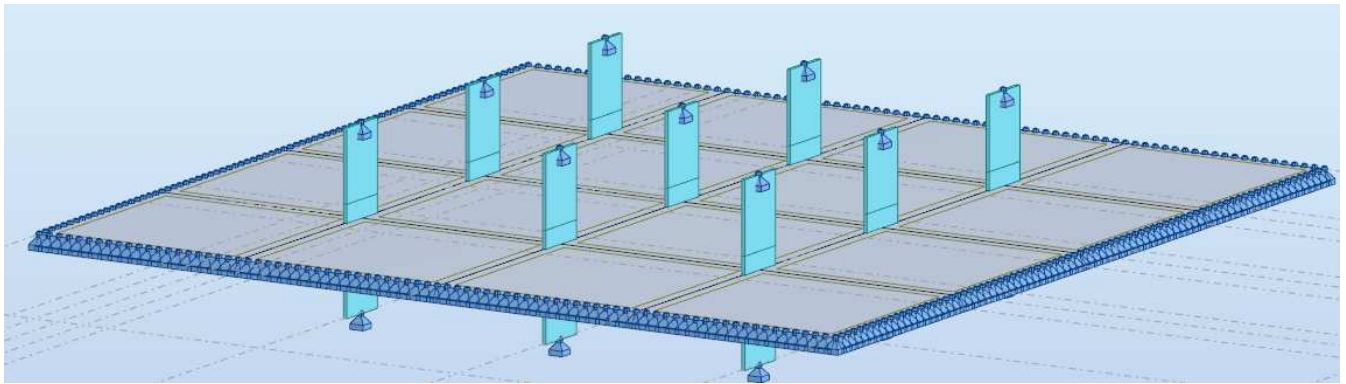
A efectos de primer análisis para pre - dimensionado, el método ilustrado en el tema 7 es lo suficientemente preciso para el caso de geometrías regulares. Sin embargo, se debe tener en cuenta que los puntos singulares generados por los apoyos son zonas en dónde se generan solicitaciones de torsión en las losas, siendo de aplicación lo mencionado en el 3.1.3 referente a los métodos para estudiar zonas dónde la armadura no es paralela a los momentos principales a los cuales está sometida una sección.

3.2.2. Solicitaciones sobre pilares y puntos angulosos

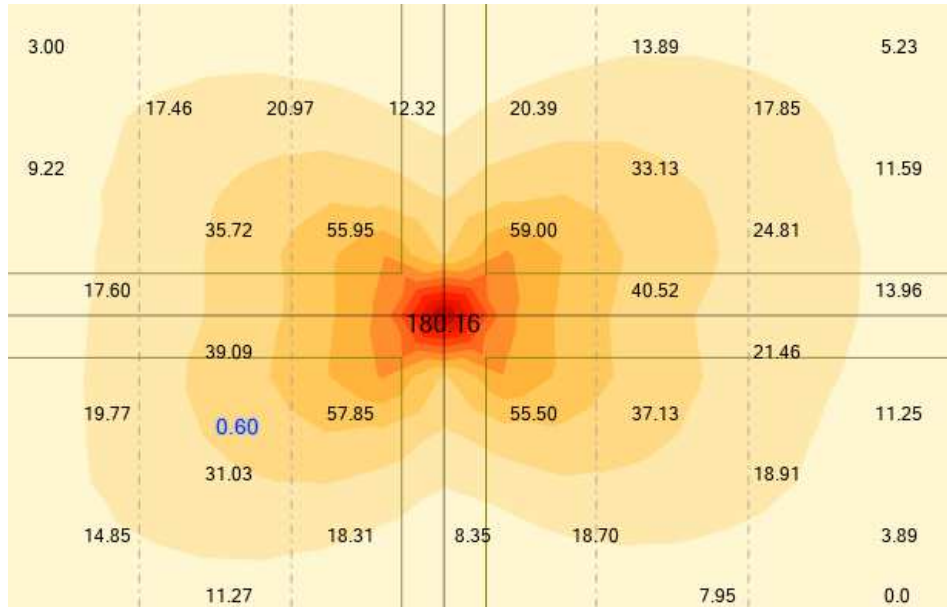
En el estudio de losas sin vigas, tanto los casos de apoyos fijos (columnas aisladas) cómo pilares pantallas o puntos angulosos, son situaciones en las cuales se tiene un cambio brusco de las condiciones de borde de la losa. Son sectores dónde se pasa repentinamente de tener una pieza que se encuentra solicitada a flexión a tener una pieza que cuya curvatura en alguno de los sentidos se encuentra restringida.

En efecto, y tal cómo se ilustra en criterios cómo los explicitados en el apartado 9.4 de EN 1992-1-1, se tienen zonas próximas a los apoyos en las cuales se concentran las solicitaciones de flexión, sectores los cuales deben concentrar mayores armaduras. A partir de los modelos de elementos finitos que se pudieren desarrollar, se pueden identificar picos de solicitaciones de flexión. Estas solicitaciones en la práctica se atenúan por fenómenos de fisuración, generándose repartos más uniformes de solicitaciones.

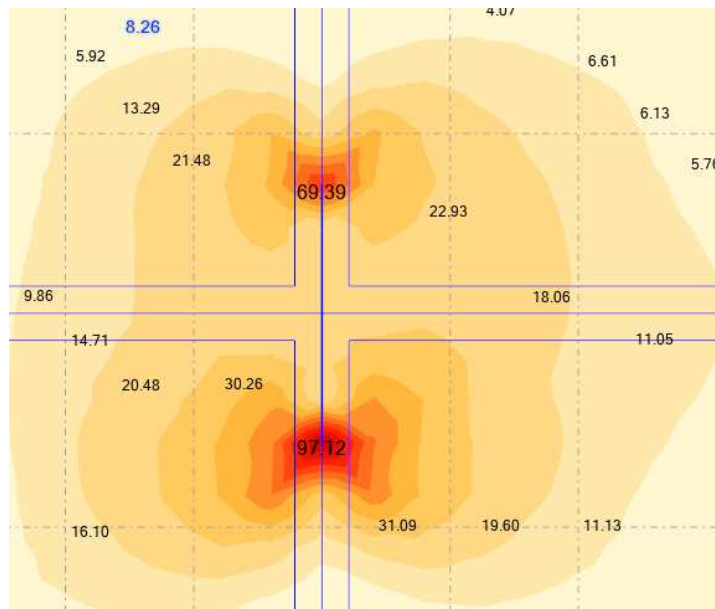
Se presenta a continuación el ejemplo de una planta con modulación de pilares tal que $L_x = 6\text{m}$ y $L_y = 6$, con una carga $Q_k = 10\text{ kN/m}^2$. Se considera el caso de apoyos puntuales y de pantallas de 1.5m de largo.



- Apoyos puntuales - Concentración de momentos negativos sobre pilares (m'uy).

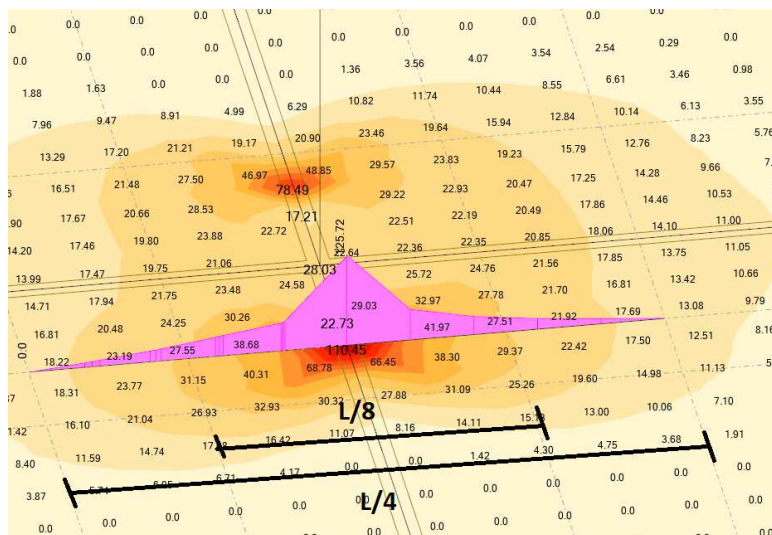
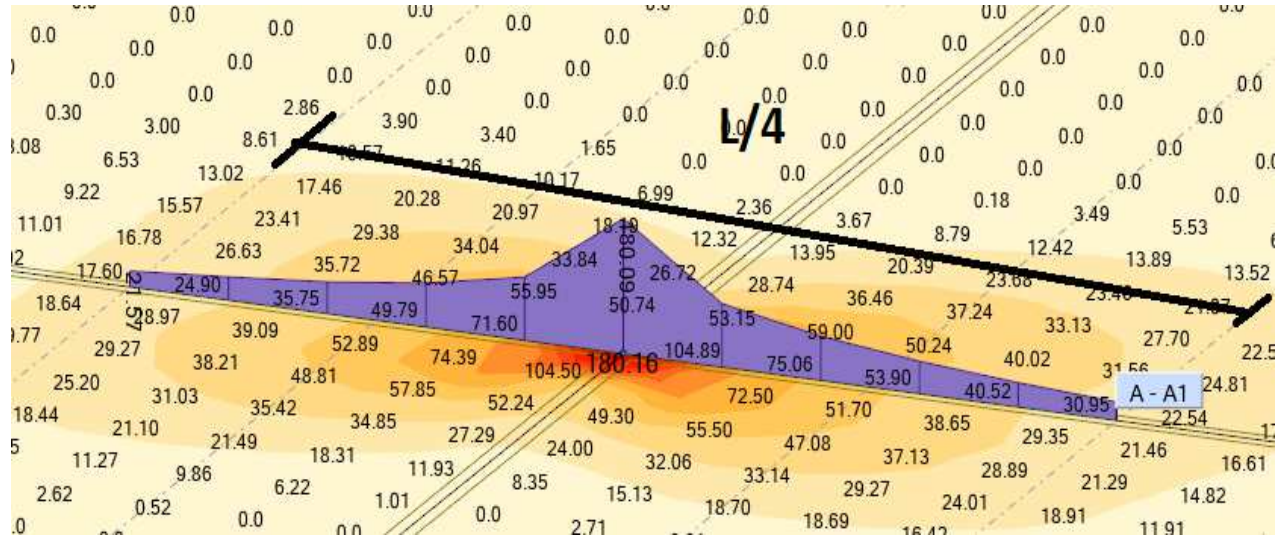


- Apoyos lineales de largo 1.5m - Concentración de momentos negativos sobre pilares (m'uy).



Tal cómo se puede ver en las imágenes, se generan concentraciones de solicitaciones de flexión en los puntos singulares. Esto es, en las zonas aledañas a los apoyos fijos para columnas aisladas, o en las zonas donde comienza a introducirse el cortante en los pilares pantalla (Knife-edge support). Analizando las

solicitaciones en un corte de la sección, se tiene que las solicitaciones cambian bruscamente en la zona cercana a los puntos singulares:



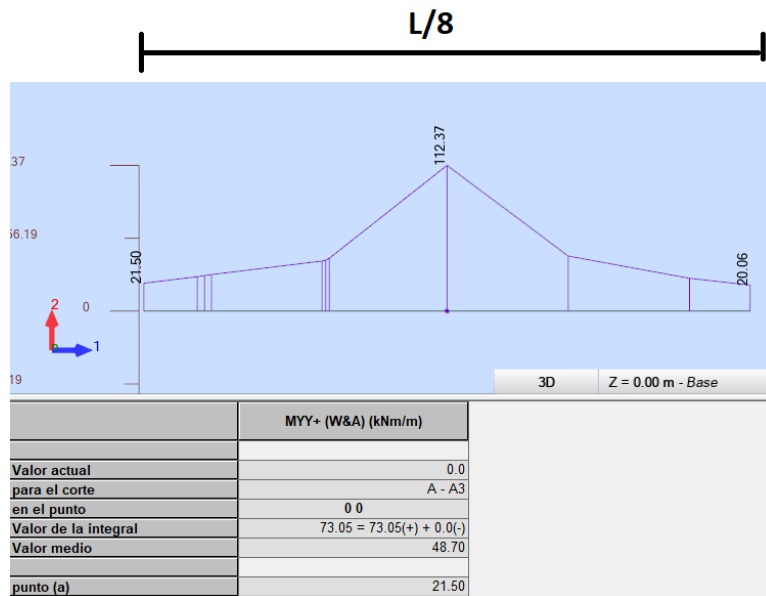
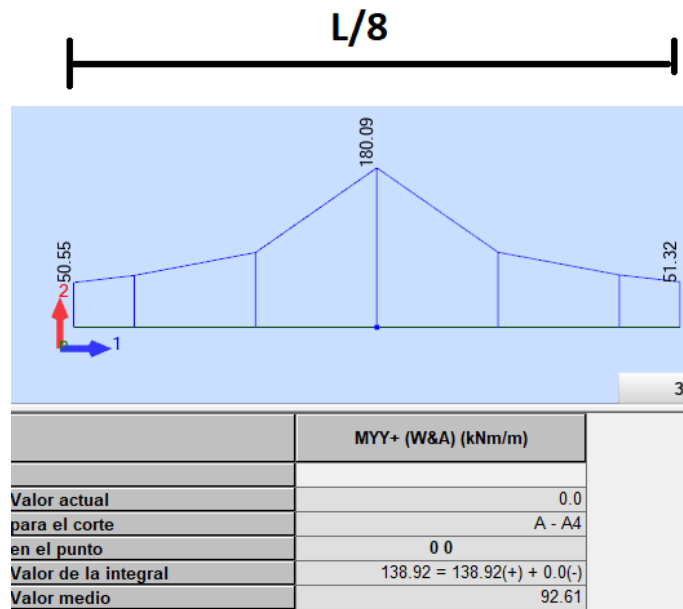
Carece de sentido determinar el armado para un máximo de solicitación elástica correspondiente a un punto singular. La ductilidad de la sección y la redistribución debido a la fisuración que se pudiere generar en las zonas aledañas a este punto determinarán zonas de armado más uniformes que lo establecido en el modelo elástico. En función de esto, el proyectista debe toma en cuenta partidas para distribuir las solicitaciones de flexión generadas, asumiendo que las solicitaciones redistribuirán en forma uniforme en cierto ancho.

No existe un criterio claro de cómo distribuir las solicitaciones de flexión ante cualquier situación, por lo cual se debe estudiar cada caso a la vez. Se pueden asumir las siguientes partidas:

- En geometrías regulares, es esperable que se determinen patrones similares a los determinados por el método de los pórticos virtuales, concentrando armados en la sección a $L/8$ del borde de los pilares
- En otros casos, es posible tomar en cuenta un ancho de distribución igual al ancho colaborante para pantalla actuando en ese nudo

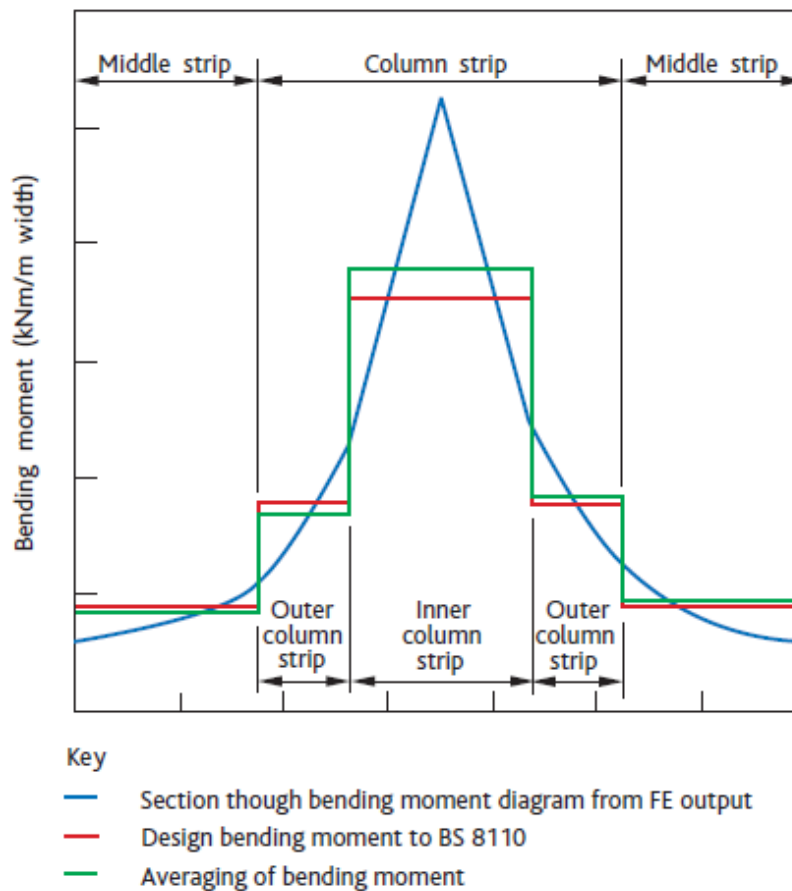
Se pueden tomar partidas correspondientes a considerar en entre 4 y 6 espesores de losa cómo ancho de distribución. Esta claro que en todos los casos se debe obtener un mecanismo de equilibrio estable el cual no se pierda energía de deformación en el sistema.

Se ilustran a continuación distribuciones acordes al primer criterio indicado:



De esta manera, se obtienen armados más razonables para solicitaciones totales en una sección. En función de los diferentes criterios, se pueden obtener distribuciones de armaduras más o menos concentradas. En la práctica, se debe tener en cuenta que es necesario obtener un mecanismo estable el cual justifique el esquema de armado seleccionado.

Se presenta una representación de la distribución de solicitaciones siguiendo el método de los pórticos virtuales, obteniendo las solicitaciones de diseño distribuidas en las fajas de columnas.



3.2.3. Plastificación de secciones

Cómo se ha comentado en los puntos anteriores, para el análisis de placas se debe tener en cuenta de que estas piezas en general tienen un grado alto de hiperestaticidad. Debido a esto, se puede considerar que algunos puntos de la estructura pueden asumir ciertos grados de plastificación, de manera de qué si la placa es capaz de generar suficiente energía para igualar al trabajo de las cargas externas, se tiene un sistema seguro, el cual puede asegurar un mecanismo estable.

EN 1992-1-1 establece lo siguiente referente a análisis plástico de estructuras:

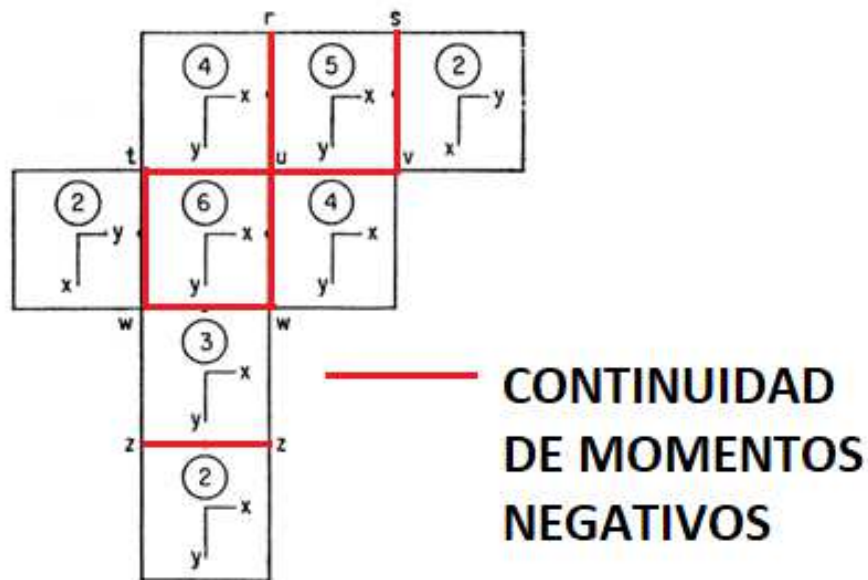
5.6.1 General

- (1) P Methods based on plastic analysis shall only be used for the check at ULS.
- (2) P The ductility of the critical sections shall be sufficient for the envisaged mechanism to be formed.
- (3) P The plastic analysis should be based either on the lower bound (static) method or on the upper bound (kinematic) method.

Particularmente los puntos referentes a ductilidad son críticos en lo que refiere a la posibilidad de asumir mecanismos de equilibrio.

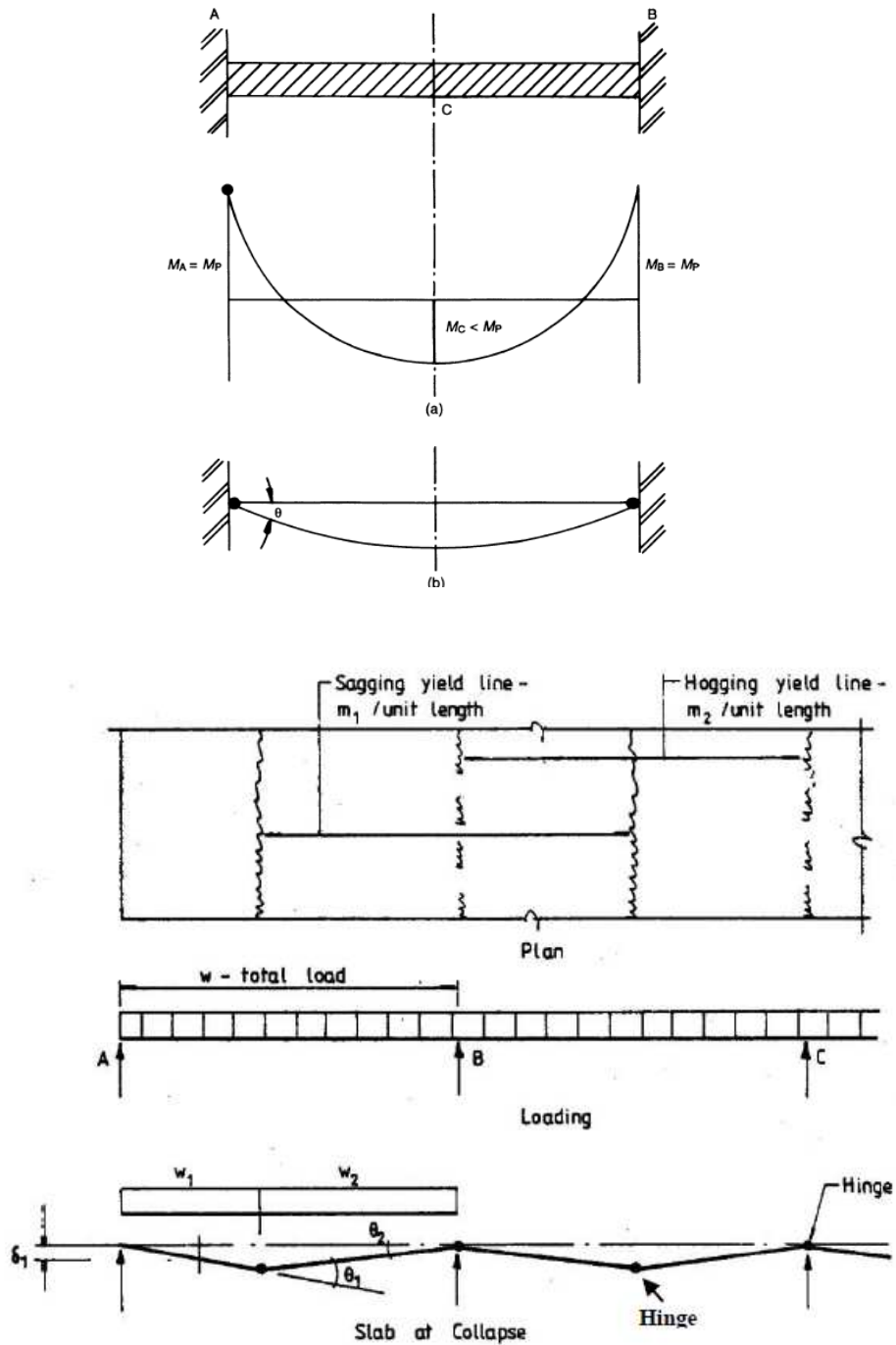
En la práctica, se puede tener por ejemplo una losa continua apoyada en varios lados, la cual tendrá en las zonas de continuidad solicitaciones que generen tracciones en la cara superior de las placas, es decir, dónde se ubica la armadura superior. Sin embargo, es posible asumir que en dichas secciones no desarrollen la totalidad del momento elástico, de manera de que la pieza fisure, pierda rigidez y en el peor de los casos desarrolle una rótula plástica con valor máximo de solicitación a flexión de valor del momento último.

De esta manera, la pieza no sería capaz de adsorber energía de deformación debida a la curvatura en dicha sección, por lo cual, se tendría que las demás curvaturas de la pieza deberían adsorber la energía que este sector de la placa no puede asumir.



Cómo caso límite, uno podría armar todas las placas de la figura cómo piezas simplemente apoyadas, las cuales pudieran fisurar en su cara superior en los apoyos (zonas indicadas en rojo). En caso de por ejemplo no disponer de ninguna armadura superior en las placas en cuestión, dichas estructuras serían estables, podrían llegar a un esquema de equilibrio estable siempre y cuando estén armadas para el esquema de cálculo propuesto, pero deberían asumir un grado de fisuración importante, particularmente en los apoyos fisuración no controlada.

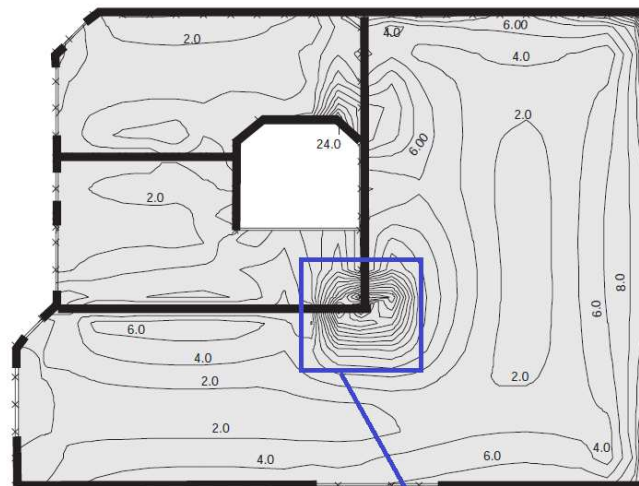
Esto alienta a poder tener en cuenta varias hipótesis en lo que refiere a los armados y posibles incertidumbres en las losas de hormigón, debiendo tener especial cuidado con posibles fenómenos de fisuración debido a las hipótesis tenidas en cuenta. El caso límite de los análisis que toman en cuenta redistribución de solicitaciones, es el método de las líneas de rotura, en el cual se asume que la estructura desarrolla diferentes rótulas plásticas hasta que alcanza un mecanismo de colapso.



Por otro lado, existen varias situaciones, principalmente en el caso de entrepisos sin vigas, en las cuales se generan puntos angulosos o zonas dónde las losas se unen con pilares pantalla, sectores los cuales pueden llegar a requerir de concentrar grandes cantidades de armadura superior. En muchos casos, considerando la pérdida de rigidez de las losas en puntos discretos se puede tener armados más sencillos en estos sectores (cómo se ilustró en el punto anterior).

Bajo ciertas condiciones de ductilidad, es posible estudiar la perdida de rigidez en estos elementos de área. En general, este fenómeno hace que se requiera menos armaduras superiores y más armaduras inferiores. Esto da como resultado armados más seguros, ya que la colocación de la armadura inferior en losas en general es una tarea más sencilla, y la posición de las armaduras es bien conocida.

Tomando la figura que muestra a continuación cómo referencia, considerando el caso límite en el cual se genere una articulación en el punto indicado, es claro que existen caminos por los cuales las curvaturas pueden generar energía tal que esta se iguale con el trabajo externo. De esta manera, en el diseño de losas de hormigón armado, puede tenerse en cuenta simplificaciones de manera de manejar los esquemas de armado y mantener situaciones en las cuales se generen equilibrios estables que garanticen la estabilidad de las piezas.



PUNTO EN EL CUAL SE CONCENTRAN LAS SOLICITACIONES DE FLEXIÓN

Sin embargo, se debe tener claro que el principio de mínima energía de deformación establece que el primer esquema a desarrollarse es el esquema más rígido, por dicho motivo, algunas hipótesis asumidas pueden traer arraigados fenómenos de fisuración no controlada en el caso de no disponer de armaduras de ciertos puntos. Por este motivo, al asumir redistribuciones, se debe tener especial cuidado con las verificaciones de servicio.

Por otro lado, y relativo a la deformabilidad del sistema de losas, sin duda que, al generarse cierto patrón de solicitaciones de flexión negativa de gran intensidad en puntos discretos, las zonas en cuestión llegan rápidamente al momento de fisuración. Por este motivo, estos sectores, los cuales son los

que primero llegan a tensiones de mayor magnitud, bajan rápidamente su rigidez a flexión, experimentando un “ablandamiento”. Esto trae arraigado la capacidad de estos sectores de asumir mayor curvatura con menor energía de deformación asociada. Por transitiva, estos fenómenos vienen asociados a la asunción de más curvatura y más deformación de otros sectores de las losas en estudio.

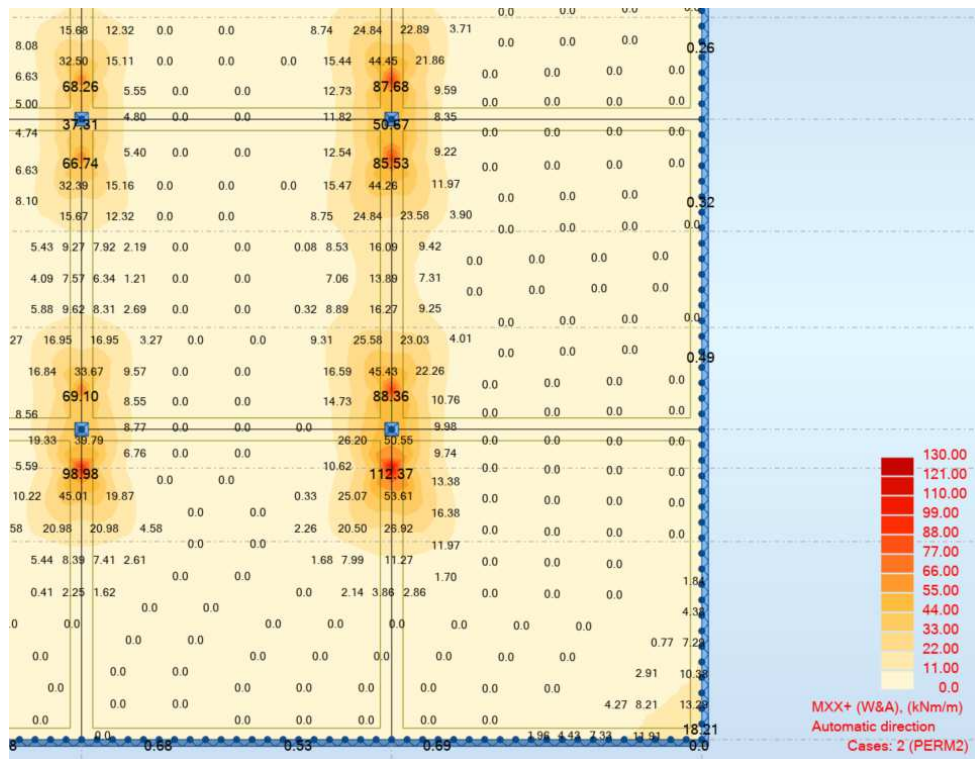
En líneas generales, y cómo resumen de lo expresado, se tiene que el diseño de losas tiene un gran compromiso entre las hipótesis de funcionamiento asumidas y las posibles consecuencias de servicio que dichas hipótesis traen arraigadas.

Cómo concepto general en lo que refiere a la seguridad ante solicitaciones últimas, se debe tener en cuenta que, si bien algunas partes de las losas pueden ser armadas para solicitaciones que no correspondan con los picos elásticos, no se debe perder energía de deformación total en el sistema, ya que en el momento que no es posible igualar al trabajo externo, se tiene que no existe equilibrio estable posible.

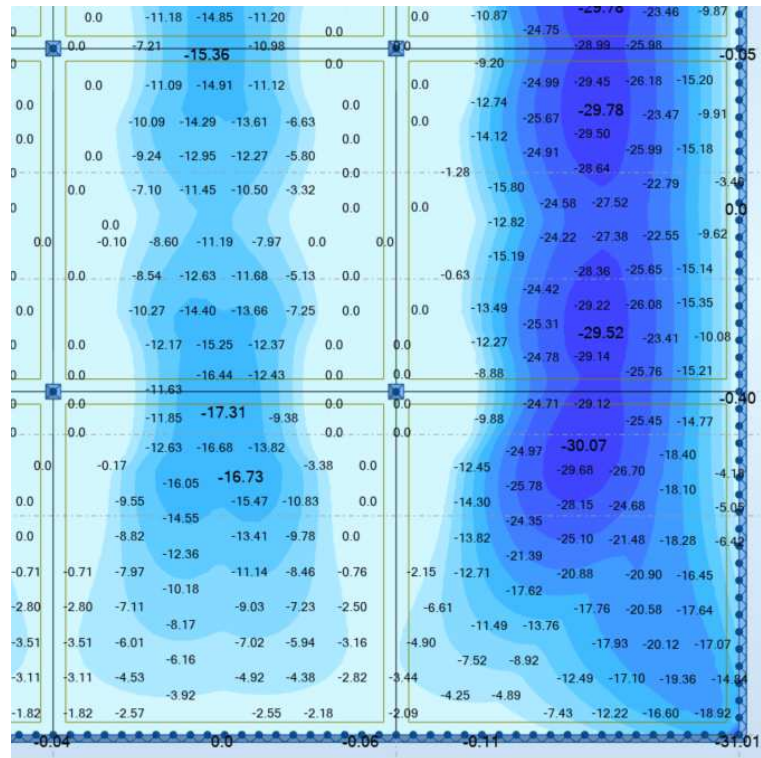
Se toma el ejemplo presentado en el punto anterior, dónde se modeló un entepiso sin vigas con pialares, pantalla. Se tiene en cuenta una losa de 20cm, pantallas de 1.5m de largo y una carga de 10 kN/m².

Se tienen las siguientes solicitaciones según el método de Wood and Armer para el modelo elástico:

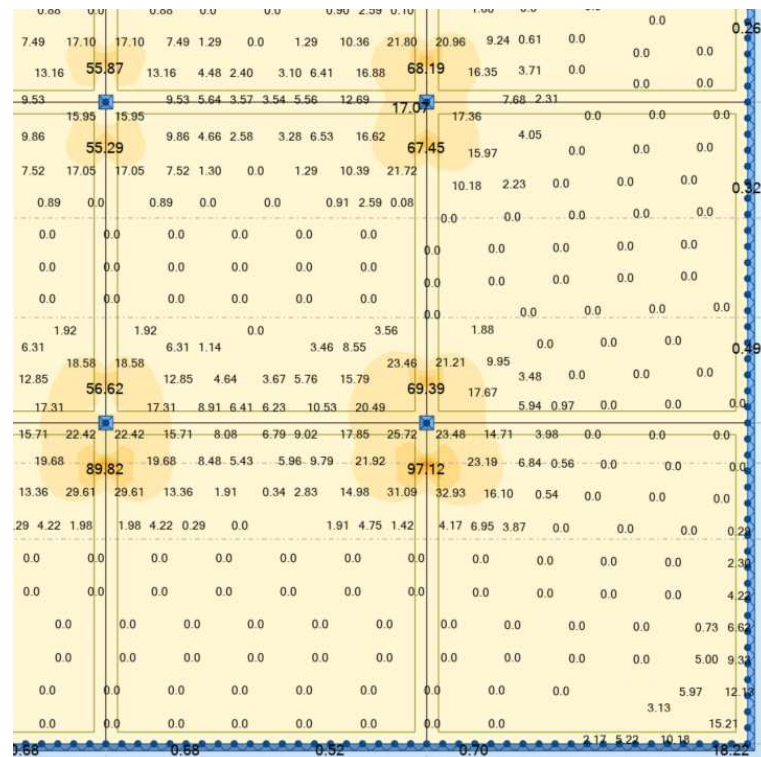
- Mxx (kN.m/m) armaduras superiores:



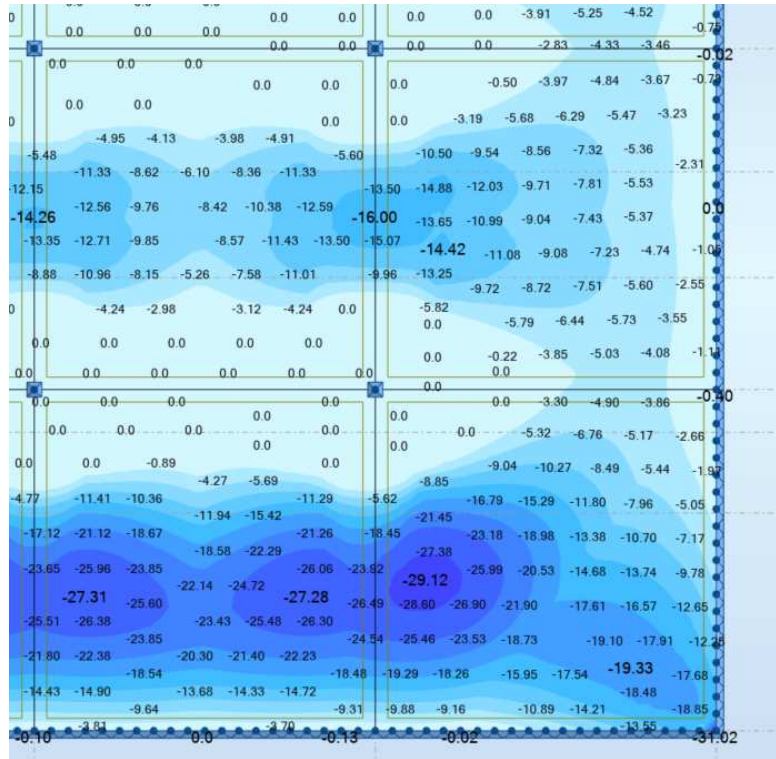
- Mxx (kN.m/m) armaduras inferiores:



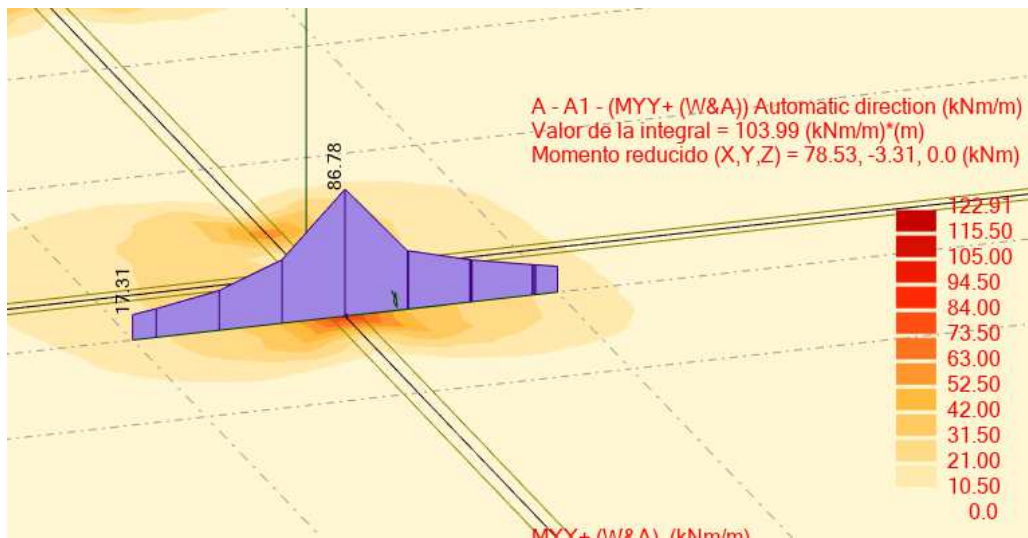
- Myy (kN.m/m) armaduras superiores:



- Myy (kN.m/m) armaduras inferiores:

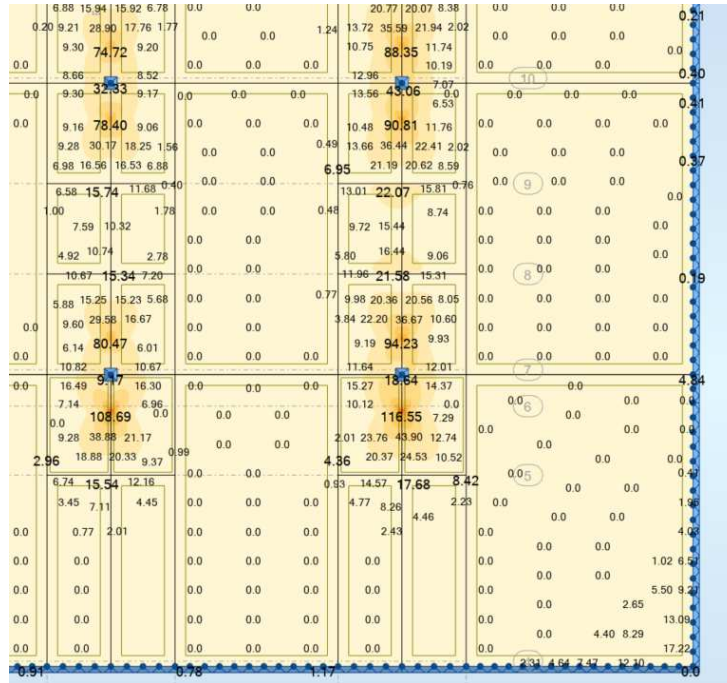


- Solicitaciones integradas sobre apoyo de pantalla, se toman en forma ilustrativas las solicitaciones myy según el método de Wood and Armer:

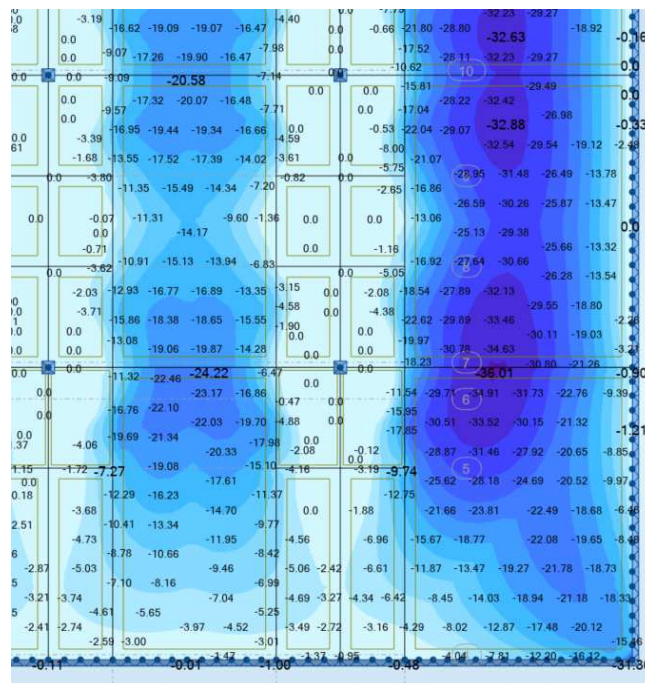


Se considera por otro lado una pérdida de rigidez en los elementos de área dónde se generan fuertes sollicitaciones de flexión. Se toman sectores con una reducción de la inercia en los elementos de área en un 50% a modo de ejemplo.

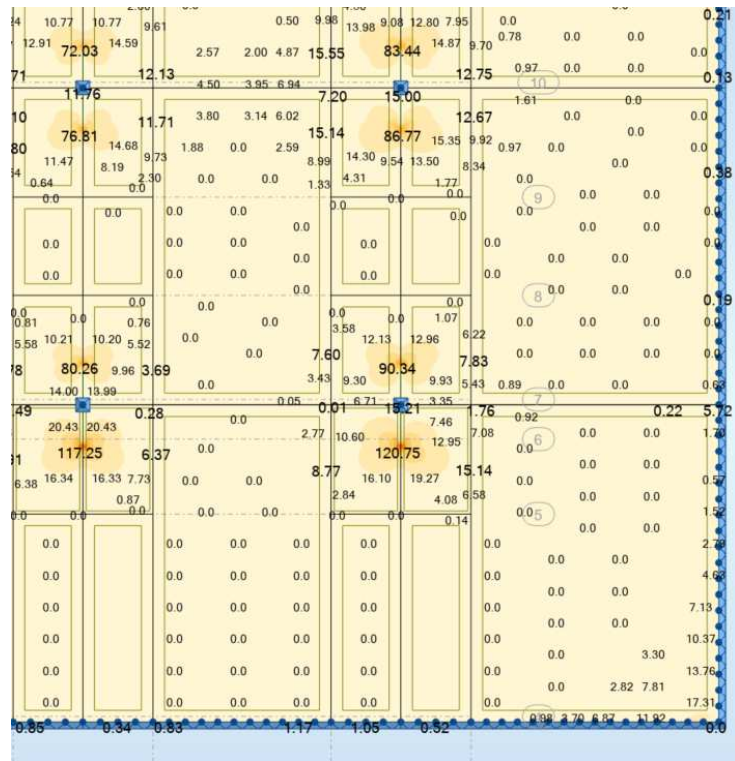
- Mxx (kN.m/m) armaduras superiores:



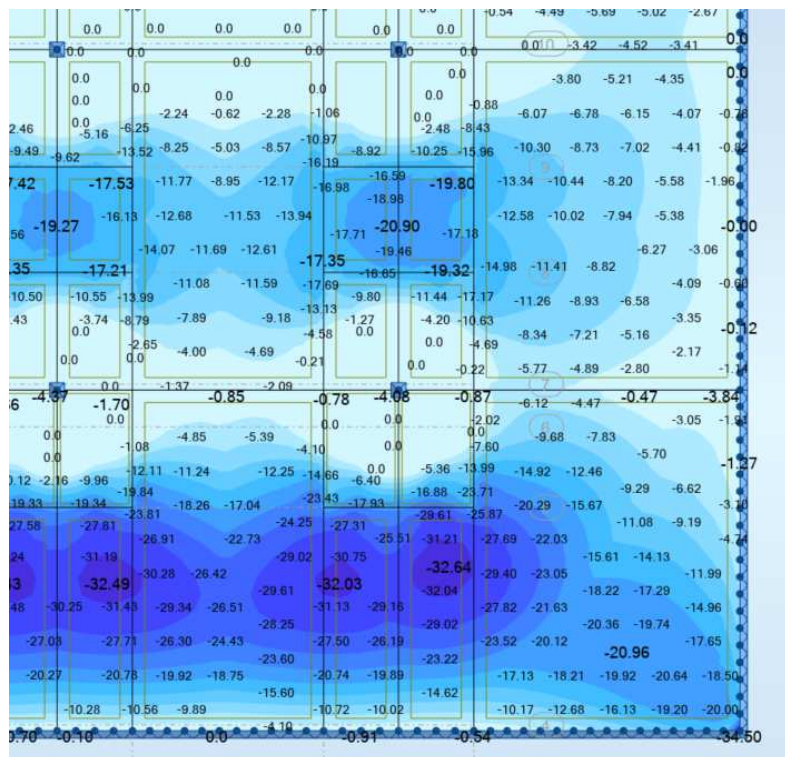
- Mxx (kN.m/m) armaduras inferiores:



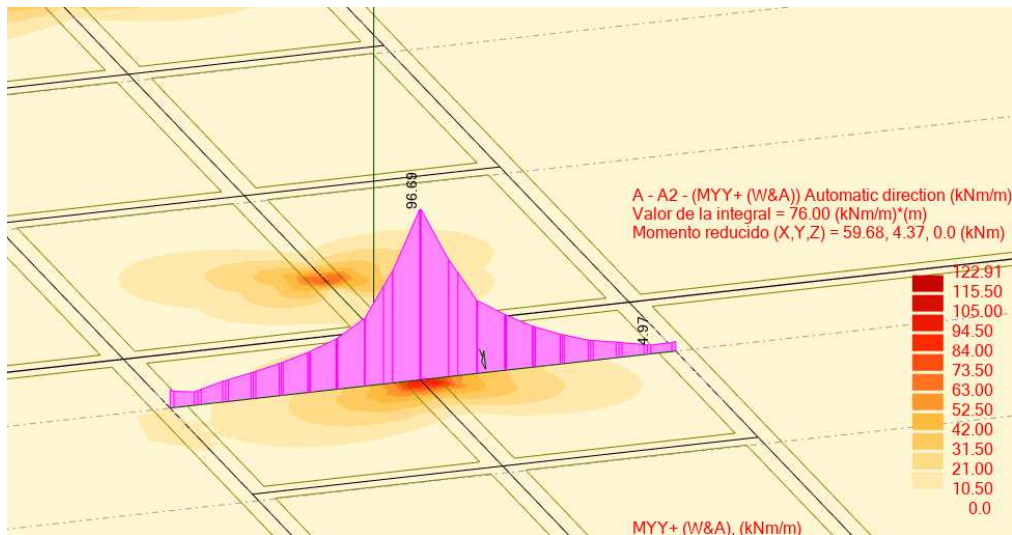
- Myy (kN.m/m) armaduras superiores:



- Myy (kN.m/m) armaduras inferiores:



Solicitaciones integradas sobre apoyo de pantalla, se toman en forma ilustrativas las solicitaciones myy según el método de Wood and Armer:



Acorde a lo que se puede ver, considerando zonas con menor rigidez en los sectores dónde se desarrollan solicitaciones negativas, se obtiene una reducción de aproximadamente 75% en las solicitaciones de flexión myy estudiadas, y aumentos de entre 12 y 20% en las flexiones que determinan las armaduras inferiores.

En el diseño de losas este diseño es iterativo hasta que se converge a un esquema de armado razonable.

3.2.4. Condiciones de ductilidad para análisis plástico de secciones.

Para poder disponer de la formación de rótulas plásticas, es necesario asegurar que las secciones tengan cierto grado de ductilidad. Para esto, EN 1992-1-1 en la Sección 5.6 da ciertas limitantes referentes a la posición de la cabeza de compresión de la sección en relación con el canto útil. En dependencia de las prestaciones de ductilidad del acero de refuerzo.

La limitación que establece la normativa básicamente intenta que el plano de deformaciones último de la sección se encuentre en una zona dúctil no limitada por la rotura del hormigón. Existen además en los casos en que no se pueden cumplir los criterios simplificados debido a la cuantía de hierro verificaciones relativas a la capacidad de asumir rotación plástica de la sección de hormigón.

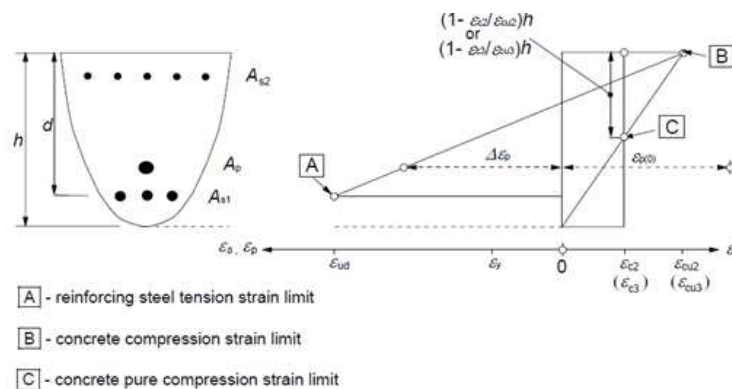
4. Diseño de losas

4.1. Estados límites últimos:

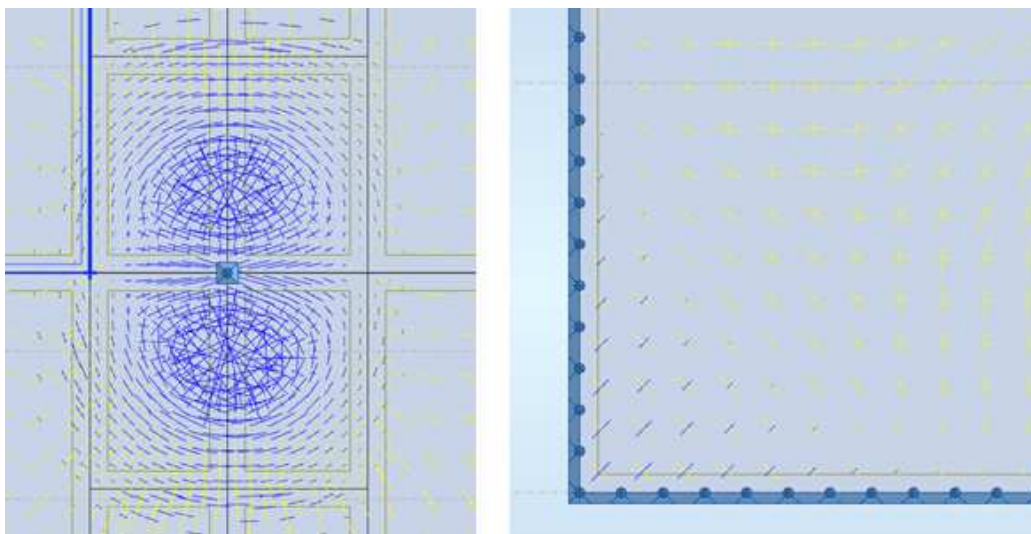
4.1.1. ELU – Flexión

Tal cómo se ve en los cursos de hormigón armado, se determinan los armados a flexión de las losas a partir de las solicitaciones de flexión determinadas para las combinaciones de Estado Límite Último y teniendo en cuenta las posibles redistribuciones plásticas que se tengan en cuenta en el diseño.

En función de las solicitaciones, se dimensionan las armaduras para el par de deformaciones que determina el equilibrio de sección:



Tal cómo se ilustró en los puntos anteriores, se debe tener especial cuidado con la torsión que se desarrolle en los elementos de losa, principalmente en esquinas y puntos singulares (apoyos sobre columnas, etc.). Para determinar las solicitaciones totales para el armado de las secciones, se debe tomar en consideración métodos los cuales permitan el dimensionado de armaduras para flexiones no paralelas a las mismas.

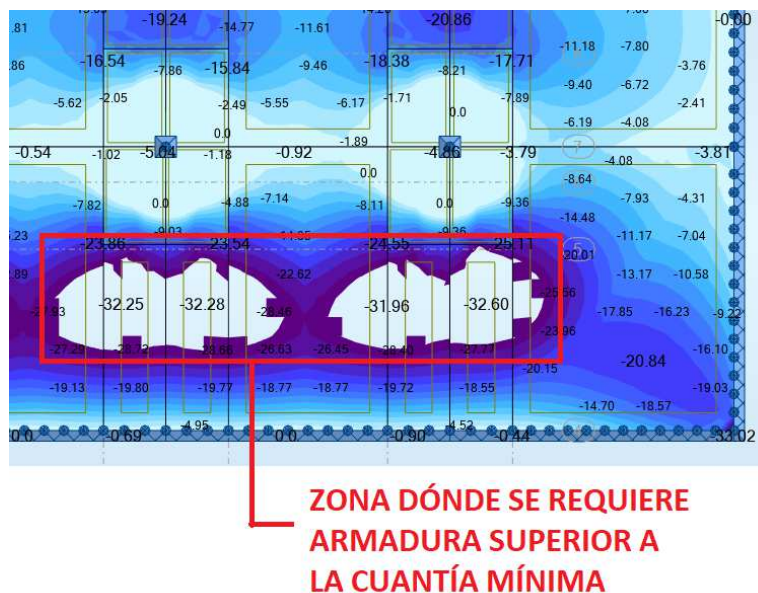


Zonas donde existe influencia del momento Mxy

Un punto para tener en cuenta en el diseño de losas de hormigón es que hay zonas las cuales tienen mayores solicitaciones que otras. Por este motivo se identificarán las siguientes secciones:

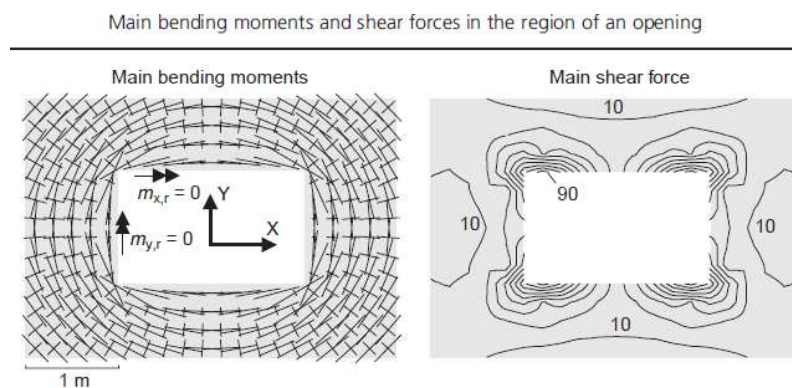
- Secciones las cuales los armados están determinadas por las solicitaciones totales en la sección en cuestión
- Secciones en las cuales los armados estarán determinados por la cuantía mínima de la losa en proceso de diseño.

Existen, muchas formas de abordar el armado de este tipo de losas, una forma de determinar las armaduras es establecer una malla general que cubra los requerimientos de cuantía mínima, y determinar parches de refuerzo en los sectores donde el momento último de la sección no es superior a las solicitaciones de diseño:



4.1.2. Armado de huecos

En los casos en los cuales se tienen aberturas en las losas, se generan discontinuidades que generan concentraciones de solicitaciones de flexión y cortante.



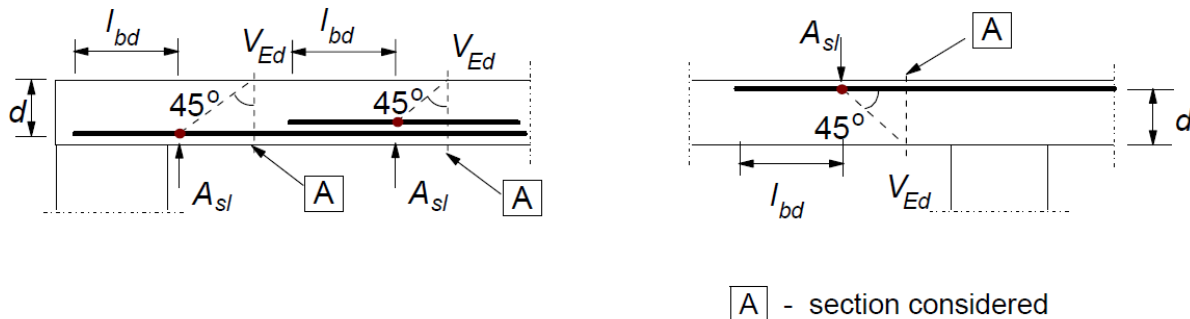
Al igual que en lo explicado sobre redistribución, a medida que se comience a fisurar la losa la ductilidad del sistema hará que se las solicitaciones se repartan en cierto ancho. De esta manera, es posible, al igual que en el caso de flexión en puntos singulares, considerar un ancho de redistribución en dónde se pueden integrar los armados y concentrar la armadura en la cercanía de los huecos.

Existen recomendaciones cómo las indicadas en el libro “Estructuras de hormigón Armado – Tomo III” de Fritz Leonhardt en el cual se determina que huecos de pequeño tamaño (por ejemplo, menores a 1/5 de la luz de la losa) es suficiente con concentrar la armadura interrumpida en los bordes de los huecos. Estableciendo algunas relaciones para aberturas de mayor importancia.

4.1.3. ELU – Cortante

Al igual que las vigas de hormigón armado, y tal cómo se ve en los cursos de hormigón armado, se deben verificar las losas a solicitaciones de cortante. En general, se trata de piezas las cuales se intenta de dimensionar un canto tal que no sea necesario disponer armadura transversal en forma generalizada. Este tipo de solicitación es importante cuando se tiene placas con grandes cargas aplicadas, cómo sucede por ejemplo en los muros de contención.

Son de aplicación todos los conceptos de diseño a solicitaciones cortantes para piezas sin armaduras, dónde se debe tener especial cuidado con el anclaje de estas para considerarlas dentro de las expresiones que determinan el cortante último que soporta una sección sin armadura:

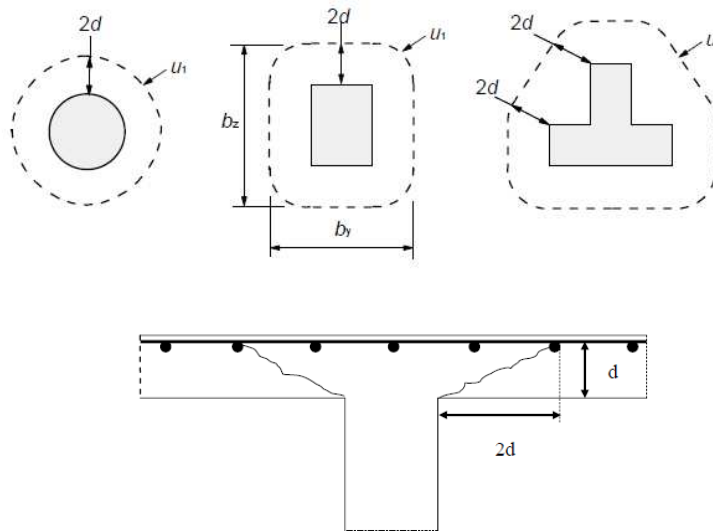


4.1.4. ELU punzonamiento:

4.1.4.1. Caso general

El Estado Límite Último de Punzonamiento se vuelve de particular importancia para piezas las cuales involucran cargas puntuales aplicadas. Este tipo verificación se vuelve importante en entresijos sin vigas, dónde los pilares son grandes puntos de introducción de cortante a través de las losas.

EN 1992-1-1 al igual que la norma EHE-08 determinan perímetros críticos en los cuales realizar las verificaciones, teniendo algunas disposiciones relativas a la transferencia de momentos en los casos de soportes aislados.



En la aplicación de esta verificación, la misma puede involucrar a varios perímetros concéntricos en los casos de requerir armaduras transversales, cubriendo con armado las zonas necesarias hasta que la capacidad de tomar cortante por parte de la losa sin considerar armadura transversal sea suficiente.

Si bien se intenta de diseñar losas las cuales no requieran armadura transversal para los casos generales, es posible que en los casos de punzonamiento se tengan áreas discretas cerca de las columnas o puntos de introducción de carga.

En lo que refiere a armaduras para cortante en losas, se tienen varios tipos de disposiciones tal cómo se ilustra a continuación. Se debe tener en cuenta que cualquiera sea el tipo de armado seleccionado, se debe lograr anclar debidamente los tirantes tanto en la cabeza de compresión de las losas cómo en los tirantes.

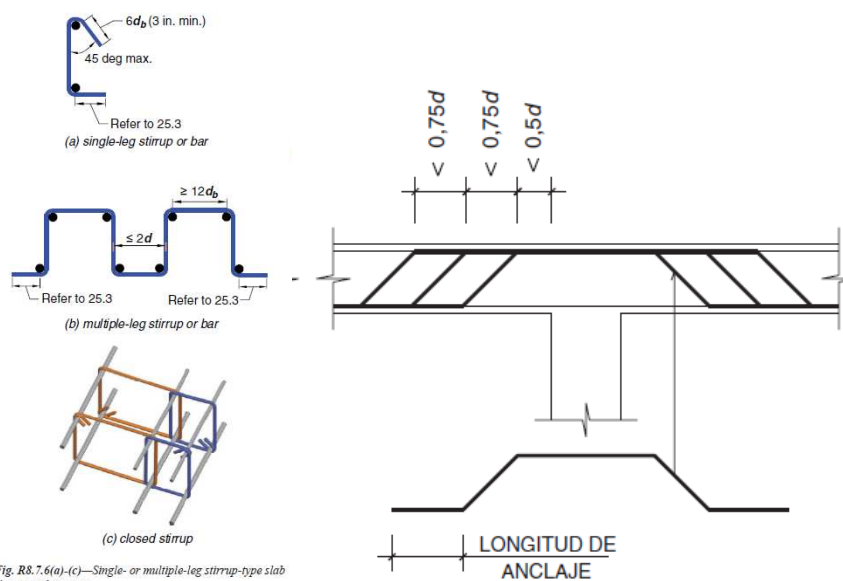
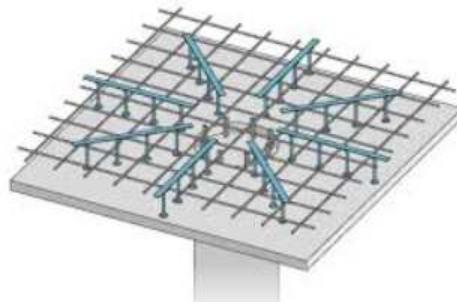


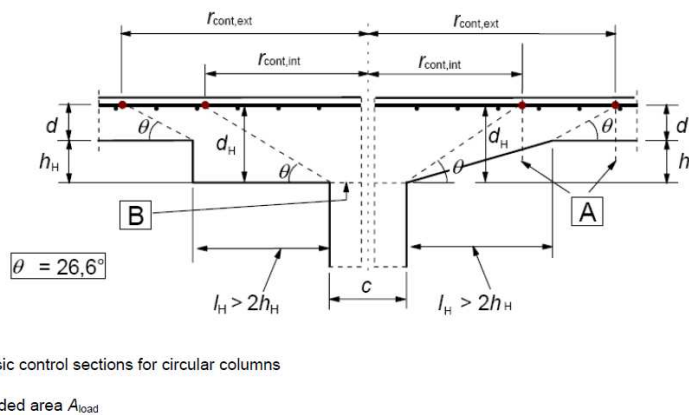
Fig. R8.7.6(a)-(c)—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.

Existen también anclajes mecánicos los cuales también pueden oficiar de refuerzo para Estado Límite de Punzonamiento.



4.1.4.2. Capiteles

Al igual que el dimensionado de solicitaciones cortantes en vigas, se tiene una verificación de cortante último debido a agotamiento de la compresión en el hormigón. En dicha situación, se dispone de capiteles, con los cuales se aumenta la capacidad resistente de la sección.



[A] - basic control sections for circular columns

[B] - loaded area A_{load}

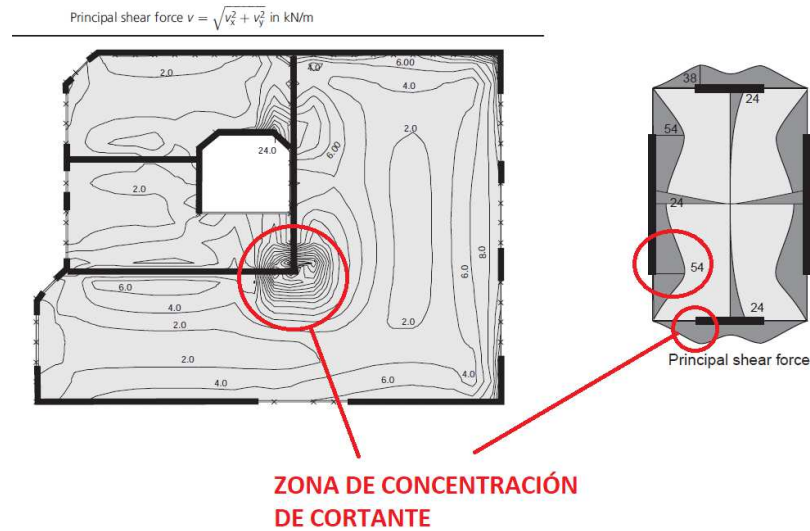
Figure 6.18 – Slab with enlarged column head where $l_H > 2 h_H$

Se debe estudiar la verificación de punzonado inmediatamente luego de la sección en la cual termina el capitel.

Este tipo de pieza se vuelve necesario cuando se dispone de entrepisos sin vigas con luces importantes o con cargas de gran magnitud.

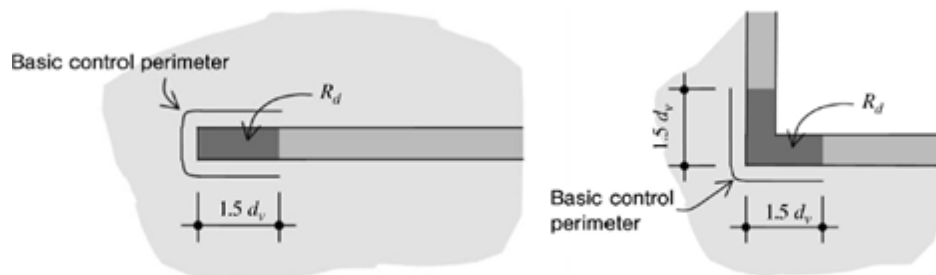
4.1.4.3. Punzonamiento en pilas con secciones alargadas.

Existen situaciones particulares en las cuales existen apoyos los cuales generan concentración de cortante en algunas secciones, cómo es el caso de los pilares pantalla, dónde en general en sus extremos.



En estos sectores dónde se concentran las solicitaciones cortantes por transferencia de solicitaciones las columnas se pueden generar fallas por punzonamiento, debido a la concentración de tensiones rasantes.

Existen varias partidas para analizar estas situaciones. Por ejemplo, es posible determinar las solicitaciones cortantes que se transfieren en el perímetro crítico circundante al punto singular mediante integración, en función de esto realizar la verificación de punzonamiento con el perímetro crítico correspondiente suponiendo que la sección es una sección alargada.



4.2. Estados límites de servicio:

4.2.1. ELS deformaciones

4.2.1.1. Conceptos generales

En la evolución de la construcción de entresijos sin vigas, con o sin pretensado, las condiciones de servicio han pasado a tomar un papel muy importante. Esto se debe a que se generan estructuras más flexibles. En este punto se tratan netamente el Estado Límite de Servicio de Deformaciones.

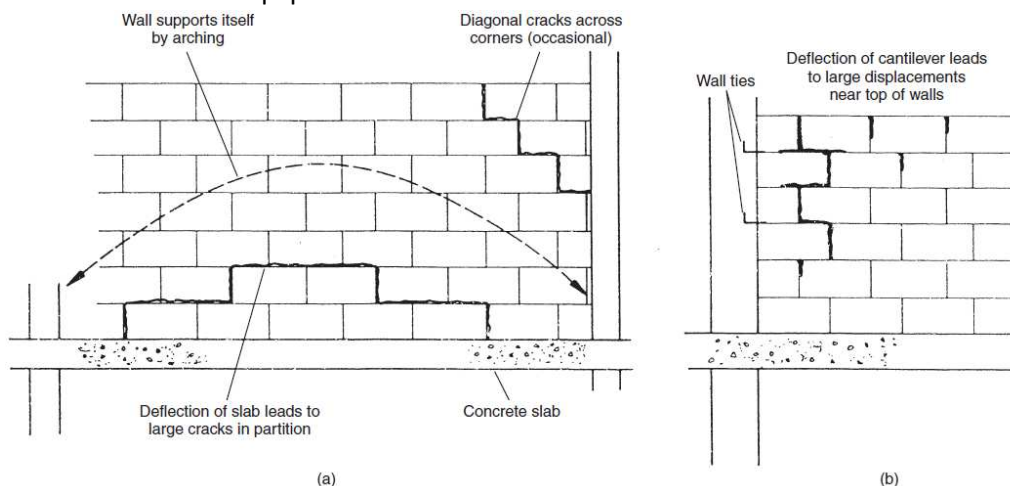
Los límites de deformaciones de entresijos para cumplir con todos los requerimientos posibles para asegurar que un entresijo cumpla con todas las condiciones dadas son tan amplios que determinar criterios generales es difícil para los códigos de diseño, el intentar cumplir en forma general con todas las limitas devendría en soluciones costosas. De esta manera, es importante que el proyectista pueda determinar límites claros en cada caso según el tipo de obra en cuestión.

Existen dos condiciones vitales a tener en cuenta en la verificación de Estado Límite de deformaciones:

- La apariencia de la estructura, esto es que los ocupantes no perciban las deformaciones (control de flecha total)
- La funcionalidad de la estructura (control de flecha activa)

En lo que refiere a la flecha activa, es el punto más delicado en lo que refiere a control de deformaciones. Se tienen las siguientes consecuencias posibles:

- Deformaciones en vigas y losas que puedan devenir en fisuración de particiones (muros) los cuales están siendo soportados por el elemento en cuestión.
- Deformación que afecten la posibilidad de abrir aberturas o incluso romper vidrios de ventanas
- Daños en terminaciones frágiles
- En el caso de obras industriales, deformaciones que puedan por ejemplo generar desalineaciones en equipos.



Examples of damage to partitions due to deflection of (a) beam, (b) cantilever

4.2.1.2. Conceptos normativos – Criterios de aceptación

Cómo se mencionó en el punto anterior, se puede separar por el análisis de deformaciones en verificación de flechas totales y de flechas activas.

En lo que refiere a flechas totales, la idea es controlar la apariencia de la estructura, verificando que las deformaciones no sean perceptibles. Se tienen los siguientes criterios según normativas usuales:

- EN 1992-1-1:
 - o Flecha total tal que $\delta/L < 1/250$
 - o Verificación de flecha total y efectos de fluencia para combinación cuasi permanente de acciones (ELS:QPR)
- EHE-08:
 - o Flecha total tal que mínimo de $\delta/L < 1/250$ $\delta/L < 1/250+1\text{cm}$
 - o Se evalúa en el mismo sentido que en EN 1992-1-1

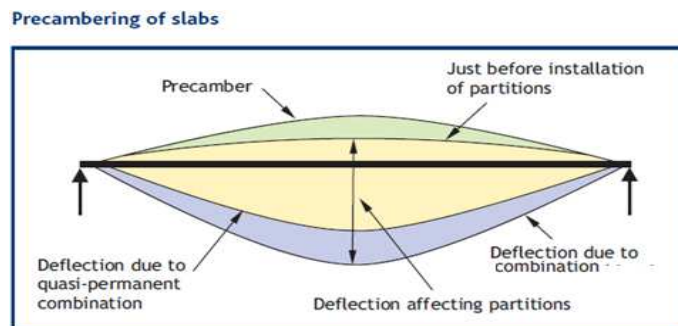
Para control de las flechas totales, puede ser de utilidad proyectar contra flechas para los entrepisos. Se debe tener en cuenta de que la contra flecha debe ser menor que $\delta/L < 1/250$ en el mismo sentido que los límites antes mencionados.

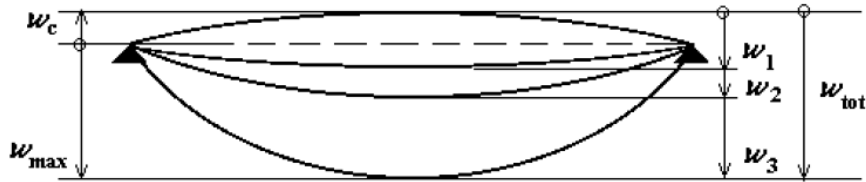
Por otro lado, y referente a flechas activas, las limitaciones dependen del tipo de elementos que habrá en la estructura. Es decir, depende entre tantos factores de por ejemplo la fragilidad de los elementos de cerramiento, ventanas, etc. Esto debe ser estudiado para cada proyecto.

En cualquier caso, las normas establecen criterios de referencia para el control de flechas activas:

- EN 1992-1-1:
 - Flecha activa tal que $\delta/L < 1/500$
 - Verificación de flecha total y efectos de fluencia para combinación cuasi permanente de acciones (ELS:QPR)
- EHE-08:
 - Flecha activa tal que mínimo de $\delta/L < 1/400$
 - Para piezas que soportan elementos de cerramiento: mínimo de $\delta/L < 1/500$ $\delta/L < 1/1000+1\text{cm}$
 - Se evalúa en el mismo sentido que en EN 1992-1-1

Se ilustra a continuación el concepto de flecha total y flecha activa:

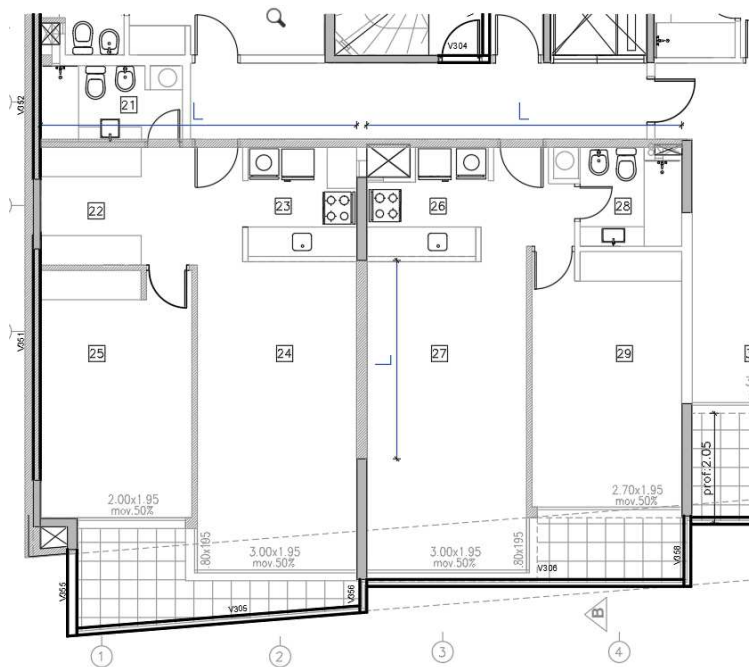




Key :

- w_c Precamber in the unloaded structural member
- w_1 Initial part of the deflection under permanent loads of the relevant combination of actions according to expressions (6.14a) to (6.16b)
- w_2 Long-term part of the deflection under permanent loads
- w_3 Additional part of the deflection due to the variable actions of the relevant combination of actions according to expressions (6.14a) to (6.16b)
- w_{tot} Total deflection as sum of w_1 , w_2 , w_3
- w_{max} Remaining total deflection taking into account the precamber

En losas, se debe tener en cuenta que en lo que refiere a los límites de deformación admitidos para flechas activas, se debe tener en cuenta lo importante es ver la distorsión en el sentido del tabique para el cuál se está realizando la verificación. Si se tienen elementos lineales sobre losas de edificación, se verifica entonces la distorsión del elemento de interés.

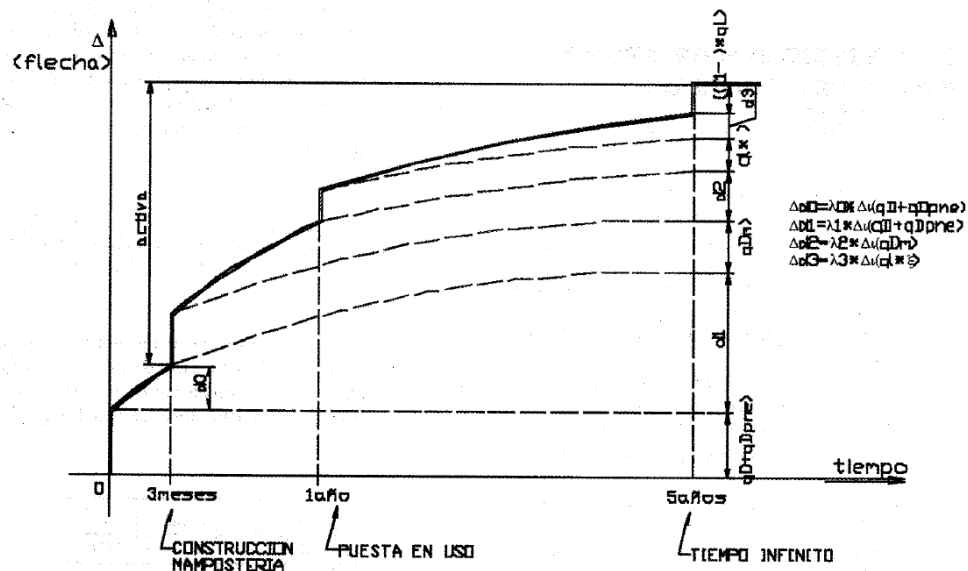


4.2.1.3. Determinación de flechas en losas

Tal cómo se ha visto en los cursos de hormigón armado, existen varios efectos que toman especial importancia en lo que refiere a deformaciones totales en estructuras de hormigón armado. A saber:

- Historia de cargas
- Propiedades mecánicas del hormigón en cada etapa de carga (resistencia a la compresión, resistencia a la flexo-tracción, módulo de elasticidad)
- Fisuración de las zonas que tienen solicitaciones mayores al momento de fisuración (esto repercute en un ablandamiento de las piezas)
- Fluencia

Se tiene entonces un proceso en el cual las deformaciones en las piezas de hormigón se van acrecentando a medida que pasa el tiempo y aumentan las cargas. Para realizar un análisis completo se debe realizar un análisis de la historia de cargas considerando el desarrollo de efectos cómo fluencia lenta y pérdida de rigidez por fisuración.



El análisis de deformaciones en losas es complejo, debido al comportamiento de estas piezas, las cuales pueden generar patrones de fisuras no lineales. En general para este tipo de piezas las verificaciones de servicio son de los puntos que dimensionan la solución, motivo por el cual es de vital importancia generar un análisis lo más certero posible, con hipótesis sensatas.

En lo que refiere a métodos de análisis, se puede proceder mediante lo siguiente:

- Cumplimiento de los límites de espesor en relación a la luz efectiva de las losas (e/L). En general las normas contemplan algunas situaciones de geometría y armadura en las cuales se puede dar por satisfecha la verificación de ELS deformaciones.
- Análisis mediante modelo de elementos finitos, con elementos lineales y elásticos, con ajuste en el módulo de elasticidad. Requiere calcular la rigidez equivalente, y se ajusta el módulo de elasticidad de los elementos localmente para modelar la rigidez de la pieza.

- Análisis mediante modelo no lineal de elementos finitos (con elementos tipo sándwich, por ejemplo). Se debe tener cierto grado de definición del armado de las losas a analizar, ya que los elementos toman en cuenta este dato dentro de sus propiedades. Se recurre a métodos iterativos.

4.2.2. ELS Vibraciones

4.2.2.1. Conceptos generales

Existen estructuras en las cuales la flexibilidad y poco peso de las mismas hace que se vuelvan importantes verificaciones de prestaciones de servicio relativas al confort del uso. Es aquí donde se vuelven importantes las verificaciones relativas a vibraciones.

Estas pueden traer las siguientes consecuencias:

- Que puedan causar disconformidad en los usuarios
- Que puedan limitar la funcionalidad de la estructura

Las vibraciones en estructuras provenir de varios tipos de acciones que tengan una función de carga variable en el tiempo, se tienen los siguientes ejemplos de interés usual:

- Equipos con masas excéntricas o que tengan funcionamiento oscilatorio en las mismas generando “fuerzas no inerciales” (ventiladores, compresores, equipos de impacto, etc.)
- Efectos debidos a cargas móviles (i.e.: Cargas móviles en puentes de carretera y puentes ferroviarios, Cargas en equipamiento tipo puente grúa)
- Efectos debidos a las acciones del viento (En general son de interés en edificios esbeltos, un ejemplo de esto es la Torre de Antel)
- Acciones de carácter sísmico
- Actividad Humana sincronizada, i.e.: Gradas de estadios, lugares de congregación de personas para actividades con fines específicos, pasarelas peatonales, etc.

Siendo éstas últimas las que son de interés para diseño de Entrepisos.

4.2.2.2. Criterios de aceptación

Las normativas y referencias establecen criterios para realizar las verificaciones de Estado Límite de Vibraciones en función de:

- La frecuencia natural de la estructura: En general se compara contra parámetros establecidos según el uso de la estructura, en caso de tener valores de frecuencia mayores a los límites establecidos se da por satisfecha la verificación
- De la respuesta ante cargas armónicas (aceleraciones): En general si las frecuencias naturales de la estructura son menores a los parámetros de comparación, se procede a realizar un estudio de las aceleraciones del entrepiso.

Se presentan a continuación los criterios establecidos referentes a frecuencias límites según EHE-08:

Estructura	Frecuencia [Hz]
Gimnasios o palacios de deporte	> 8,0
Salas de fiestas o conciertos sin asientos fijos	> 7,0
Salas de fiesta o conciertos con asientos fijos	> 3,4

En caso de ser necesario verificar aceleraciones, se debe recurrir a criterios de normativas específicas las cuales determinan parámetros de aceleraciones aceptables para el uso de la estructura previsto.

4.2.3. ELS Fisuración:

Al igual que en todas las estructuras de hormigón armado, se realizar las verificaciones correspondientes a estado límite Fisuración. Se debe tener control en servicio de la tensión en las armaduras de manera de evitar deformación inelástica que pueda derivar en deformaciones y fisuración excesiva.

Se definen los diferentes anchos de fisura máximo para cada ambiente:

Table 7.1N Recommended values of w_{max} (mm)

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members with unbonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompression
<p>Note 1: For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.</p> <p>Note 2: For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.</p>		

En general, las obras de edificación no tienen grandes restricciones en lo que refiere a Estado Límite de Fisuración, a diferencia de estructuras cómo plantas de tratamiento, por ejemplo. Esto depende de las condiciones particulares del proyecto.

Para determinar las solicitaciones que generan intervienen en el análisis del ancho de fisura, se sigue lo comentado en los puntos anteriores referente a flexión no paralela a la dirección de armado.

5. Referencias

- Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. Tomos I y II, Calavera, J. (2008).
- Cálculo de Flechas en estructuras de hormigón armado, José Calavera
- Concrete Buildings Scheme Design Manual, O Brooker, The Concrete Centre
- Manual for the design to Concrete Building Structures to Eurocode 2, ICE, The Concrete Centre
- Estructuras de Hormigón Armado, Tomo III, F Leonhardt
- Technical Report 58 - Deflection in Concrete Slabs and Beams - The Concrete Society and the Concrete Center
- Reinforced Concrete Slabs, Second edition - Robert Park and William L. Gamble
- How to design reinforced concrete flat slabs using Finite Element Analysis, The Concrete Center
- Finite Element Design of Concrete Structures, Second Edition, G.A. Rombach
- Designers' Guide to Eurocode 2: Design of concrete structures, ICE
- Designers' Guide to Eurocode: Basis of structural design EN 1990, ICE
- Theory of plates and shells, Stephen Timoshenko