



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

ESTUDIO NUMÉRICO PARAMETRIZADO DEL PUNZONAMIENTO
EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO. EVALUACIÓN DEL
REFUERZO ESTRUCTURAL

Miguel Navarro Menargues



Tesis

Doctorales

www.eltallerdigital.com

UNIVERSIDAD de ALICANTE



DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR

**ESTUDIO NUMÉRICO PARAMETRIZADO DEL PUNZONAMIENTO
EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO. EVALUACIÓN DEL
REFUERZO ESTRUCTURAL.**

MIGUEL NAVARRO MENARGUES

**Tesis presentada para aspirar al grado de
DOCTOR POR LA UNIVERSIDAD DE ALICANTE**

**PROGRAMA DE DOCTORADO EN INGENIERÍA DE MATERIALES, ESTRUCTURAS Y
TERRENO: CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE**

Dirigida por:

Dr. SALVADOR IVORRA CHORRO, Catedrático de Universidad

Dr. FRANCISCO DE BORJA VARONA MOYA, Profesor Contratado Doctor

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA

Esta tesis doctoral ha sido posible gracias a la extraordinaria ayuda de varias personas. En primer lugar, deseo dejar constancia de mi más sincero y profundo agradecimiento a mis tutores y directores, los doctores Salvador Ivorra Chorro y Francisco de Borja Varona Moya, sin cuya confianza y su paciente y exquisito apoyo esta labor no podría haber salido adelante. Gracias a Carlos Martínez Tortosa, compañero ingeniero imprescindible en la realización de esta tesis doctoral, por su colaboración, esfuerzo, trabajo y aportación. Sin él, no hubiera sido posible. Una persona, además de brillante técnicamente, con un corazón y una sabiduría humana increíbles.

Quiero dedicar especialmente esta tesis doctoral a Héctor Faúndez Velasco. Amigo, socio, apasionado de las estructuras y un maestro para mí en todos los aspectos de la vida. Héctor me ha acompañado paso a paso desde el principio de mi carrera profesional, y me ha hecho amar la ingeniería estructural. Me ha enseñado la importancia de la excelencia en la realización de cualquier trabajo, además de la necesidad de realizarlo con ética, honestidad e integridad. Para mí es mi referente profesional y una persona a la que admiro profundamente, y por ello esta tesis doctoral va especialmente dedicada a él.

Por último, deseo dedicar esta tesis a mi pareja Alba, por su apoyo y cariño, y a mis padres Miguel Ángel y Julia y mi melliza María, por haberme permitido con su confianza, amor y ternura que me haya convertido en la persona que soy hoy.

EPÍGRAFE

La educación formal te dará una vida; la autoeducación te dará una fortuna.

Jim Rohn.

No se trata de la meta. Se trata de crecer para convertirte en la persona que puede lograr esa meta.

Tony Robbins.

Un ingeniero tiene la obligación siempre de llegar al límite de sus conocimientos, porque solo en la mejora continua está la llave para conseguir superar nuevos retos.

Javier Manterola.

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIA.....	I
EPÍGRAFE.....	III
ÍNDICE.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
CAPÍTULO 1. SÍNTESIS.....	1
1.1 RESUMEN.....	1
1.2 INTRODUCCIÓN.....	2
1.3 OBJETIVOS.....	2
1.4 ESTADO DEL ARTE.....	2
1.4.1 FORJADO COMO ELEMENTO.....	3
1.4.2 HISTORIA DE LOS FORJADOS.....	7
1.4.3 DEFINICIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO RESISTENTE DEL PUNZONAMIENTO.....	12
1.4.4 PATOLOGÍA DEL PUNZONAMIENTO.....	16
1.4.5 EJEMPLOS DE FALLOS.....	20
1.4.6 ESTUDIOS PREVIOS SOBRE PUNZONAMIENTO.....	22
1.4.7 PROGRAMACIÓN Y AUTOMATIZACIÓN DE MODELOS.....	41
1.5 RESUMEN GLOBAL DE RESULTADOS DE LA TESIS.....	42
1.6 RESUMEN GLOBAL DE LAS CONCLUSIONES DE LA TESIS.....	42
1.7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	44
CAPÍTULO 2. TRABAJOS PUBLICADOS.....	51
CAPÍTULO 3. TRABAJOS NO PUBLICADOS.....	57
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS:

<i>Fig. 1. Ejemplo transmisión de las cargas de un forjado al resto de la estructura. (Calavera Ruiz 2002)</i>	4
<i>Fig. 2. Trasmisión de las fuerzas horizontales recibidas por un forjado al resto de elementos. (Navarro 2009)</i>	5
<i>Fig. 3. a) abatimiento de pórticos. b) Comportamiento con el pórtico arriostrado. (Navarro 2009)</i>	6
<i>Fig. 4. Comportamiento del forjado frente a torsión en una viga. (Navarro 2009)</i>	7
<i>Fig. 5. Existencia de los tipos de forjado a lo largo de la historia. (Navarro 2009)</i>	8
<i>Fig. 6. Distintas formas de ferrallado: a) 2 direcciones, b) 4 direcciones y c) anular (Navarro 2009)</i>	11
<i>Fig. 7. Rehabilitación de forjado mediante vigas metálicas (https://www.albatrosconstruccio.com)</i>	12
<i>Fig. 8. Rotura por punzonamiento (Regalado Tesoro 1999)</i>	13
<i>Fig. 9. Punzonamientos inversos típicos en elementos estructurales de la edificación (Regalado Tesoro 1999)</i>	14
<i>Fig. 10. Perímetro crítico a partir de la envolvente de la sección 2d (EHE-08 fig 46.2.d)</i>	15
<i>Fig. 11. Zona a excluir del perímetro crítico a la hora de calcular: a) 7.3-23 MC2010, b) 7.3-24a MC2010, c) 7.3-24b MC2010, y d) EHE-08 fig 46.2.e</i>	16
<i>Fig. 12. Esquema de refuerzo con bandas de fibra de polímero (El-Salakawy, Soudki, and Polak 2004)</i>	20
<i>Fig. 13. Geometría refuerzo a punzonamiento post-instalado (Kunz, Fernández-Ruiz, and Muttoni 2008)</i>	21

CAPÍTULO 1. SÍNTESIS



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1.1 Resumen

En el presente trabajo se aborda la tesis “Estudio paramétrico con FEM del refuerzo a punzonamiento de losas de hormigón armado”. Se trata de todo lo relacionado con el fenómeno resistente de punzonamiento en estructuras, especialmente en forjados construidos mediante hormigón armado.

Se trata de cuatro apartados bien diferenciados. En este, el primero, se desarrolla la síntesis de la tesis, donde se marcan unos objetivos, seguido de una explicación detallada y descripción de este fenómeno mediante su estado del arte, que abarca el grueso de éste primer apartado, en el cual se describen, entre otros aspectos, las diferentes patologías producidas por el punzonamiento y casos de sucesos catastróficos que provocaron, la historia de los forjados y los principales estudios llevados a cabo sobre este fenómeno, y acabando con las principales resultados y conclusiones de la tesis.

Después, el segundo y tercer apartado contienen los artículos publicados y no publicados, respectivamente, por capítulos.

Por último, se desarrollan las conclusiones en el último y cuarto apartado.

1.2 – Introducción

La construcción conlleva una infinidad de aspectos de muy diversa índole, muchos de los cuales están estudiados y contemplados en las distintas normativas y leyes. Unos de los aspectos más importantes es el diseño de las estructuras y, dentro de éstas, los forjados y sus encuentros con los pilares. El perfecto diseño de esta conexión es crucial para garantizar la seguridad estructural de la construcción, y es por ello, por lo que se debe estudiar los peligros que acechan al respecto.

El principal peligro, estructuralmente hablando, es el cálculo frente al fenómeno del punzonamiento que, aunque más tarde se describirá en detalle, se puede resumir como la fuerza de punzonado que el forjado recibe de los pilares, fisurando éste hasta la rotura, la cual

suele ser brusca y repentina. Así pues, en esta tesis, se tratan todos los aspectos relacionados con el mencionado peligro y se investiga sobre qué factores influyen en él y de que forma se puede prevenir.

1.3 – Objetivos

Entre los principales objetivos que subyacen en la presente investigación, se encuentran:

- Exponer la importancia que tiene el estudio del fenómeno del punzonamiento en los encuentros entre pilares y muros.
- Explicar dicho fenómeno y las patologías estructurales que se derivan de él, desde fisuras hasta el colapso.
- Analizar de forma general la literatura que aborda aspectos relacionados con este fenómeno, tanto de las principales normativas como autores, con el fin de entender el contexto en el que se desarrolla la tesis.
- Estudiar la influencia de las distintas variables que intervienen en este fenómeno, tanto geométricas como de cantidad y calidad de los materiales.
- Estudiar la influencia de pernos como refuerzo en un forjado sometido a punzonamiento, tanto las características geométricas y cantidad del material como su disposición.
- Obtener resultados y conclusiones de éstos con el fin de avanzar hacia una mejor comprensión del funcionamiento del fenómeno de punzonado dentro de la comunidad científica.
- Motivar nuevas investigaciones dentro del mismo campo y también hacia el estudio numérico, concretamente hacia la automatización y parametrización de modelos mediante el uso de programación.

1.4 Estado del arte

Para llevar a cabo una parte de los objetivos anteriormente mencionados, en este apartado se definen y describe las características de un forjado, su evolución histórica, cómo se produce el fenómeno del punzonamiento en ellos, las patologías asociadas y ejemplos de fallo, la literatura y líneas de investigación hasta nuestros días y, por último, una breve reflexión sobre futuras líneas de investigación.

1.4.1 Forjado como elemento

Según la real academia de la lengua, un forjado es un “elemento que forma la estructura resistente de un piso, suelo o cubierta, sustentado a su vez por pilares, vigas o muros. Para un mayor entendimiento, se entiende como forjado de una vivienda a cada capa que separa dos alturas o la última del exterior, y que normalmente son planas.

No obstante, esta definición es totalmente insuficiente dado el nivel de detalle que se precisa en un trabajo como este, por lo que se requiere un mayor nivel de precisión y lenguaje de especialidad.

No es fácil definir un forjado debido a la infinidad de geometrías, materiales y maneras de construirse que existen, por ello, se hace referencia a uno de los autores modernos que conoce en mayor profundidad el tema: “un forjado es un elemento estructural, generalmente horizontal, aunque puede estar inclinado como sucede en ciertas cubiertas, que recibe las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura. Adicionalmente, el forjado materializa la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados e instalaciones” (Calavera Ruiz 2002)

En la figura 1 se visualiza perfectamente como las cargas que recibe el forjado es transmitida hacia los pilares y de ellos hacia la cimentación.

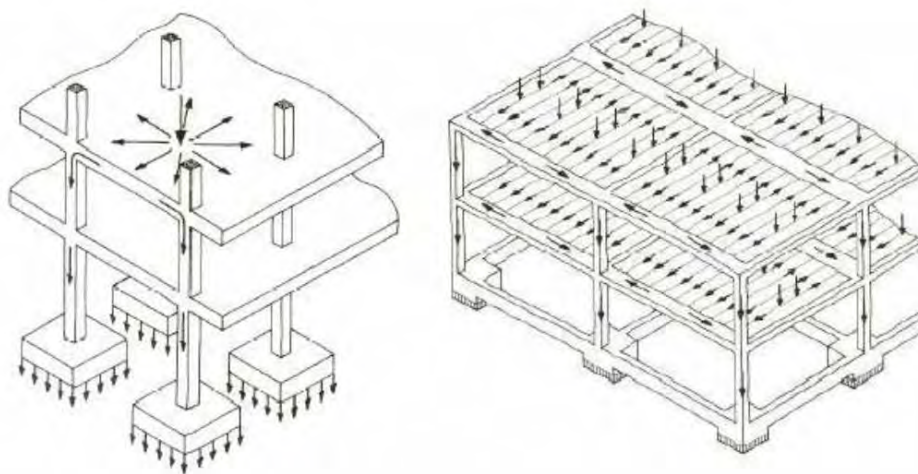


Fig. 1. Ejemplo transmisión de las cargas de un forjado al resto de la estructura. (Calavera Ruiz 2002)

1.4.1.1 FUNCIONES DEL FORJADO

Para entender mejor que es un forjado, se ha de declarar cuales deben ser sus funciones y, para ello, se definen gran parte de ellas tomando en consideración el trabajo de (Navarro 2009). Así pues, las funciones principales de un forjado son dos, el aspecto resistente y el de separar las diferentes alturas.

La primera función, la resistente, se subdivide en cinco condiciones necesarias y suficientes, que son:

a) Soportar las acciones gravitatorias:

Esta función se refiere a todas las cargas que tengan relación con el peso de elementos, como son las cargas del peso propio, permanente y de uso. Éstas, como mostraba la figura 1, son transmitidas por los forjados a los muros, vigas y pilares.

Este tipo de cargas se subdivide en dos, las que siempre permanecen inalterables, y las que varían, lo que puede conllevar a una situación de carga alejada de la que normalmente se supone. Estos imprevistos se subsanan mediante la transmisión de cargas a las vigas, no obstante, el forjado será el elemento que los soportará en primer lugar, por lo que es el punto más vulnerable y que mayor atención requiere.

Para ello, el forjado debe construirse según la normativa correspondiente y nunca por debajo del valor que ésta indique respecto a los estados límites, por lo que debe tenerse en cuenta el equilibrio estructural entre cargas y reacciones, todas las distintas sollicitaciones que soporta el forjado, la estabilidad, un buen anclaje de las armaduras y adherencia de los elementos, las posibles fisuraciones y flechas y, por último, la fatiga producida por cargas de carácter cíclico como vibraciones o golpes y sus frecuencias.

b) Una correcta distribución de las fuerzas horizontales que soportan los forjados:

Esta función cobra importancia en forjados planos, y se refiere a fuerzas como el sismo, el viento o el empuje del terreno transmitido por los muros de los sótanos. El

forjado debe transmitir correctamente estas fuerzas a los pilares, como si el forjado fuera una viga de gran canto. Para ello, podemos ver la figura 2 donde el viento actúa sobre el plano medio de un forjado horizontal.

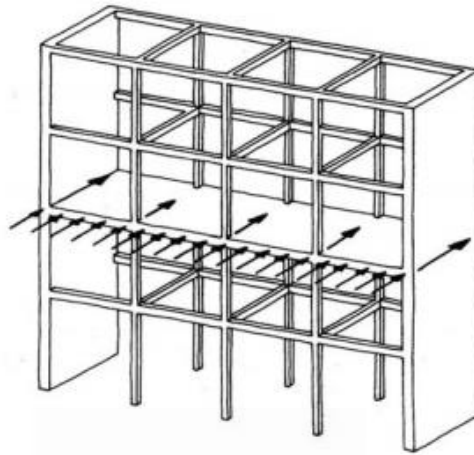


Fig. 2. Trasmisión de las fuerzas horizontales recibidas por un forjado al resto de elementos. (Navarro 2009)

Si no existieran los forjados, las vigas y soportes en conjunto (el pórtico), que no tienen prácticamente rigidez en la dirección normal de su plano, fletarían y provocarían graves daños en la fachada. Pero, considerando los forjados que actúan como vigas de gran canto, las cuales tienen mayor rigidez en el plano normal al pórtico, los desplazamientos en esta dirección son mucho menores. Para ello, los forjados deben de estar dotados de una capa de compresión con el suficiente armado.

c) Arriostramiento de pórticos:

Por supuesto, todos los pórticos deben estar unidos a otros formando así una estructura estable y armónica, pues de otra forma los esfuerzos a absorber serían demasiado para la rigidez que presentan en su dirección normal, incitando al fallo. Este problema lo solucionan los forjados al empotrarse con los soportes, ya que, de esta manera, si un pórtico se inclina debido a fuerzas externas, éstas se transmitirán a los forjados impidiendo el efecto dominó del abatimiento. (figura 3 a) y b)):

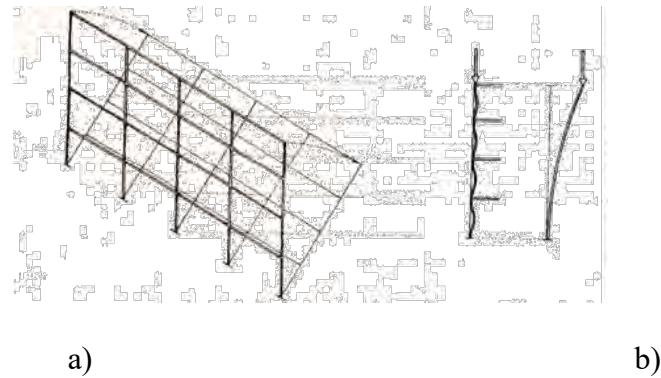


Fig. 3. a) abatimiento de pórticos. b) Comportamiento con el pórtico arriostrado. (Navarro 2009)

Por tanto, una estructura cuyos pórticos estén adecuadamente unidos (empotramiento) a los forjados, funcionará mejor que otra en la que no ocurra, evitando así en gran medida posibles movimiento, giros o asientos diferenciales debido a las fuerzas antes mencionadas o por imprevistos en el terreno o por pandeo en las direcciones que no hayan vigas.

d) Evitar el pandeo lateral en vigas:

Existe el riesgo de que las vigas, especialmente en estructuras metálicas, pandeen lateralmente en su zona comprimida, lo cual se puede evitar haciendo que el forjado inmovilice lateralmente el mencionado cordón comprimido.

e) Disminuir la torsión en vigas:

Debido a la excentricidad de las distintas cargas, las vigas pueden torsionarse sobre su propio eje, esfuerzo el cual debe ser soportado por los forjados empotrados en ellas, los cuales les añaden, mediante su rigidez a flexión, rigidez a torsión incluso cuando éstas hubieran perdido, por cualquier motivo, su propia rigidez frente a este fenómeno. En la figura 4 podemos ver una parte transversal de un forjado sometido a una carga puntual en el voladizo. La flexión que sufre el forjado es vista por una viga perpendicular al plano del dibujo como torsión.

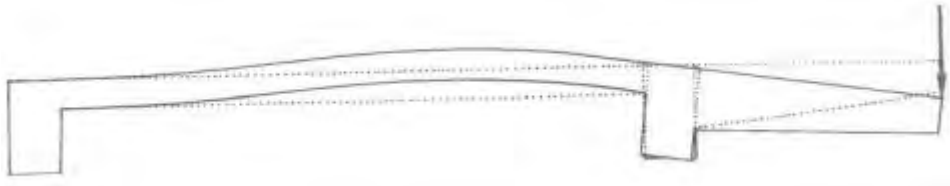


Fig. 4. Comportamiento del forjado frente a torsión en una viga. (Navarro 2009)

Por otro lado, los forjados deben desempeñar la función separadora, subdividida en:

- a) Aislamiento acústico entre las distintas plantas, de forma que se limiten y amortigüen los sonidos producidos tanto transmitidos por el aire como por la estructura o impactos.
- b) Actuar como cortafuegos impidiendo la propagación de un incendio entre plantas durante el tiempo que marque la normativa correspondiente.
- c) Debe ayudar al aislamiento térmico entre espacios interiores y entre interiores y exteriores.
- d) Además debe ser lo más estanco posible, debido a posibles fallos en los sistemas de impermeabilización.

1.4.2 Historia de los forjados

Es importante, antes de embarcarse en la investigación sobre alguna ciencia, la historia y evolución que ha tenido a lo largo del tiempo y cómo las soluciones y normativas, cada vez más específicas y estrictas, han ido apareciendo con sus razones de ser.

Aunque los elementos que intervienen o que son afectados por el fenómeno de punzonamiento son las zapatas, los soportes o pilares y los forjados, en este apartado, se contempla, de forma general, solamente la evolución histórica de estos últimos, los forjados, ya que es el objeto de esta tesis y el que más se ve afectado. El objetivo del apartado es ilustrar el camino seguido, respecto a la construcción y desarrollo del mencionado elemento, desde la antigüedad hasta nuestros días.

Durante muchos siglos, los forjados se han construido de maneras muy diferentes dependiendo de las técnicas de construcción y materiales que se conocían en cada época, siendo la principal práctica la prueba y error.

Los primeros forjados fueron creados mediante vigas de madera y bóvedas intermedias, a lo que le siguió el uso del acero y, finalmente, del hormigón y hormigón armado (figura 5).

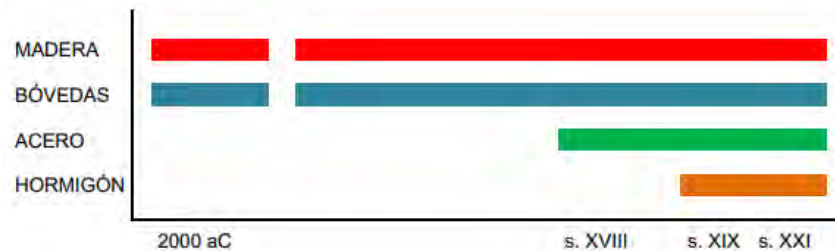


Fig. 5. Existencia de los tipos de forjado a lo largo de la historia. (Navarro 2009)

1.4.2.1 FORJADOS DE MADERA

Hace aproximadamente 5000 años, en la antigua Mesopotamia se sabe que existían viviendas de dos alturas, cuyo elemento intermedio eran vigas de madera apoyadas sobre las paredes, que eran muros de ladrillo. También en el antiguo Egipto se ha constatado la existencia de casas con tres alturas hechas de la misma forma. Esto puede deberse a la necesidad de mantenerse dentro de las murallas cuando ya no había más superficie para construir.

Los griegos llegaron a utilizar pilares internos que ahorraban así el uso de parte de los muros perimetrales, y en Roma se llegó a crear viviendas de hasta 6 alturas, con la misma disposición que los egipcios.

Estos forjados hechos de madera tenían la desventaja de la poca rigidez horizontal que poseían y que estas vigas estaban simplemente biapoyadas y no empotradas. Esta forma de construcción siguió hasta los últimos siglos, cuando apareció el acero.

1.4.2.2 FORJADOS DE ACERO

En el siglo XVIII, en plena revolución industrial, llegó el acero, lo que implicó un cambio radical en la forma y posibilidades de construir. El primer cambio fue el gradual desuso de los muros de carga en pos de los soportes o pilares, lo que permitía salas mucho más abiertas.

Al principio, todos los materiales usados hasta el momento se combinaban, lo que dejó de pasar y se sustituyó por el uso de vigas más bovedillas. El reinado del acero en los soportes duró más de un siglo, solapándose con el nacimiento del hormigón armado, que volvería a revolucionar la construcción.

En diversos países del mundo y de forma paulatina, el cemento, la puesta en obra y, en resumen, la tecnología alrededor de la creación de hormigón armado, va evolucionando. Aproximadamente en la segunda mitad del siglo XIX se conocen ya las propiedades ventajosas respecto al acero, como la resistencia al fuego, la mayor resistencia y el menor coste.

Por tanto, empezó su explotación y uso a gran escala, lo que también desarrolló su estudio en todo tipo de investigaciones y métodos de cálculo, lo que dio pie a la aparición de un gran número de patentes sobre el hormigón armado. Como hazaña digna de mención hay que destacar la construcción de forjados sin necesidad de vigas, que fue realizada por primera vez en 1.906 en los Estados Unidos por Claude A. P. Turner (1.869-1.955), cuya patente consiguió dos años más tarde. Turner verificaba la validez de sus modelos mediante prueba de carga al doble de servicio. De forma similar e independiente, Robert Maillard (1.872-1.940) consiguió lo mismo en 1.908. Por último y algo más tarde, Pier Luigi Nervi consiguió unir solidez estructural y estética circular mediante el uso de nervios para armar un forjado que tampoco necesitaría muros de carga. La principal diferencia entre los tres autores radicaba en la disposición de armado: Turner disponía el acero acorde a las direcciones de los momentos principales (Fig 6 b), Maillard de la forma más simple, de parillas ortogonales (Fig 6 a), mientras que Nervi abogó por la estética forma de nervios concéntricos más una unión entre cada pilar del paño (Fig 6 c). No obstante, la confirmación analítica de la funcionalidad de estas disposiciones llegó en 1921

En cualquier caso, el estudio analítico tuvo que esperar a 1.921, cuando se publicó por primera vez (Westergaard and Slater 1921).

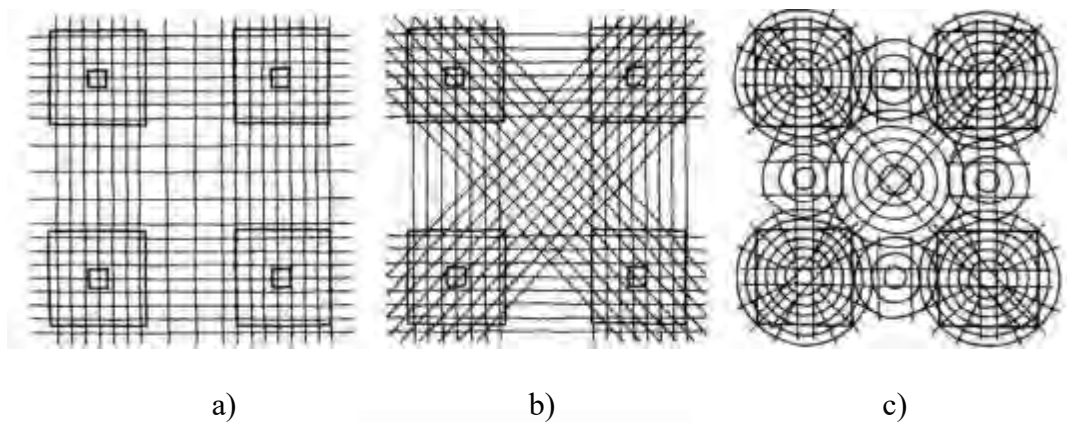


Fig. 6. Distintas formas de ferrallado: a) 2 direcciones, b) 4 direcciones y c) anular (Navarro 2009)

Así pues, en la década de los 40 estaban operativos y funcionales los tres materiales usados hasta ahora: madera, acero y hormigón. Además, ya se había estudiado el comportamiento resistente de todos ellos y la industria, que hasta ahora había seguido un camino divergente, ya estaba convergiendo hacia las soluciones constructivas convenientes a cada tipo de obra.

Poco a poco y prácticamente por ley de vida, la madera fue abandonándose gradualmente para la construcción de forjados, especialmente en las zonas urbanas, y quedó resignadas a las zonas rurales o a usos de ella por estética u otros motivos no resistentes.

Por otro lado, los forjados de acero, que dominaron en la construcción durante muchas décadas, permaneció en la lucha hasta prácticamente los años 60, cuando finalmente el hormigón se impuso, sobre todo al conseguir resistencias cada vez más altas que superaban incluso los 100MPa.

Los motivos por los cuales la lucha tardó en decidirse, fueron que:

- El cálculo resistente era muy simple:

$$M = \frac{FL^2}{8} \quad (1)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} < \sigma_e \quad (2)$$

- La mano de obra era barata.
- El acero era más conocido por los operarios y técnicos.

Pero, a pesar de que el cálculo se hizo más complejo, y dado que la mano de obra tenía prácticamente el mismo costo, el hormigón no presentaba la problemática del acero, como la resistencia al fuego, la corrosión y, sobretodo, el precio. No obstante, podemos ver cómo, en la actualidad, se usan las viguetas metálicas para la resolución de casos aislados y puntuales que no tienen una mejor posible ejecución, como puede ser reparaciones so rehabilitaciones (ver figura 7).



Fig. 7. Rehabilitación de forjado mediante vigas metálicas (<https://www.albatrosconstruccion.com>)

1.4.2.3 FORJADOS DE HORMIGÓN

Una vez consolidada la presencia del hormigón armado en los años 30, se desarrollaron sistemas industrializados para la creación de forjados hechos de este material. Durante las

siguientes décadas y con la ayuda de autores como Freyssinet, dos sistemas diferenciados empezaban a dominar debido a su coste, los forjados unidireccionales y los bidireccionales.

1.4.3 – Definición y descripción del fenómeno resistente de punzonamiento

Para definir y describir correctamente el fenómeno resistente de punzonamiento, se utilizan algunas citas y referencias de uno de los mayores conocedores de este fenómeno (Regalado Tesoro 1999).

“Si existe algún aspecto más importante que otro dentro del mecanismo resistente de una estructura resuelta con forjados de tipo reticular o de losas macizas, sin duda es su comportamiento frente al punzonamiento.

Las roturas por punzonamiento se presentan bruscamente y sin previo aviso, siendo sus consecuencias generalmente trágicas. El mejor consejo que puede darse al proyectista de estructuras con forjados tipo losas, es que elijan cantos para las mismas que no necesiten armaduras de punzonamiento en la inmensa mayoría de pilares, si no es posible hacerlo en la totalidad por economía.”

“Se dice que una placa punzona, cuando se produce una rotura de la misma alrededor del pilar en que apoya, de forma tronco-piramudal o tronco-cónica, según el pilar sea rectangular o circular.” (ver figura 8).

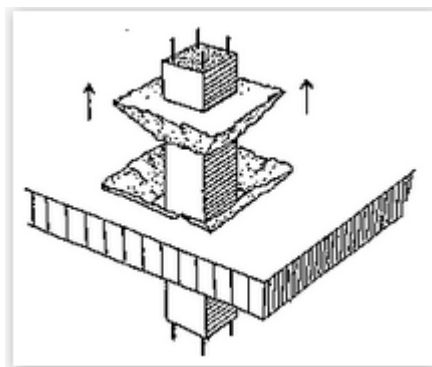


Fig. 8. Rotura por punzonamiento (Regalado Tesoro 1999)

“La superficie de rotura arranca sensiblemente del perímetro donde la losa apoya, y se eleva con una inclinación comprendida entre 30° y 45° , recibiendo el nombre de “superficie crítica de punzonamiento””

La rotura por punzonamiento, “responde a las tracciones que se generan ortogonalmente a las bielas internas de compresión que siguen la dirección de la “superficie crítica” de rotura, debido a las tensiones tangenciales que se generan por las cargas que soporta la losa, y que tienen que ser transmitidas a los pilares por flexión, torsión y cortadura.

Este mismo fenómeno, pero a la inversa, también se produce por la acción localizada de una carga concentrada sobre una superficie reducida, como sucede cuando se apean pilares sobre forjados, en las zapatas y en las losas de cimentación.” (Ver figura 9).

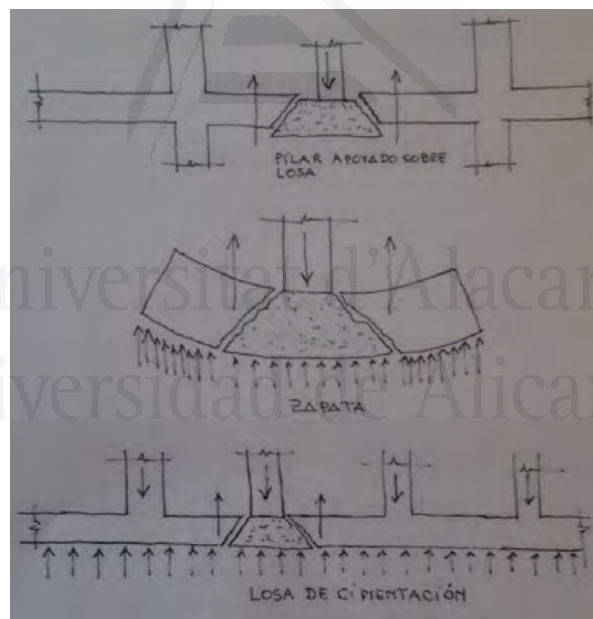


Fig. 9. Punzonamientos inversos típicos en elementos estructurales de la edificación (Regalado Tesoro 1999)

Por tanto, el estudio de punzonamiento se centra en 4 aspectos diferenciados (Regalado Tesoro 1999):

- *Determinación de la superficie de punzonamiento más desfavorable alrededor de los pilares, definida simplificada por su perímetro crítico.*
- *Determinación de los esfuerzos pésimos que según las formulaciones oficiales pueden producir punzonamiento en la losa.*
- *Cálculo de las tensiones tangenciales en la superficie crítica de punzonamiento, definidas y evaluadas teóricamente perpendiculares a la losa en su perímetro crítico.*
- *Análisis y comparación de las tensiones tangenciales resultantes con las tensiones admisibles que pueden resistir el hormigón del forjado, y cálculo de la armadura transversal de punzonamiento si fuera necesaria para resistir dicho esfuerzo con seguridad, si el hormigón no se bastase por sí sólo para hacerlo.*

En cuanto al perímetro crítico, hay una discrepancia entre normativas. Por ejemplo, según la Normativa EHE (Fomento 2008) (ver figura 10), la superficie o área crítica de punzonamiento está definida como una distancia igual a 2 veces el canto útil de la losa d desde el perímetro del área cargada o del soporte, mientras que el EC-02 (Cen 2004) es de solo 1.5 veces d y el Model Code 2010 (FIB 2011) junto con el American Concrete Institute (ACI Committee 318 2014) consideran $0.5d$.

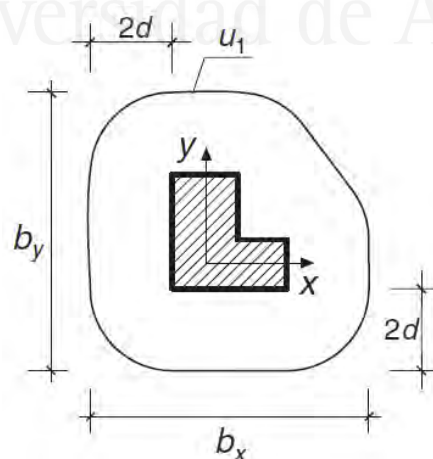


Fig. 10. Perímetro crítico a partir de la evolvente de la sección $2d$ (EHE-08 fig 46.2.d)

Como consideraciones y recomendaciones generales, según (Regalado Tesoro 1999), se ha de:

- Elegir los cantos de los forjados de forma que, si L es la distancia entre ejes de pilares, $L/20 \leq H$ (canto de losa) $\leq L/24$ para cargas ordinarias de edificación.
- Aumentar la sección de los pilares y alejar cualquier tipo de oberturas de los mismos, de esta forma se abarata el coste de armaduras en las losas y estructuralmente son más eficientes debido al mejor empotramiento, disminuyendo sus flechas, y alejan considerablemente los peligros de punzonamiento.

Ampliando el último punto, las tracciones debidas a huecos en zonas próximas a la presencia de huecos en las proximidades de los pilares, aumenta las deformaciones del forjado y, aunque éste posea un canto correcto para las luces en las que trabaja, no impide que se produzcan daños en la tabiquería. El motivo es que la presencia de huecos disminuye los empotramientos y perímetro crítico, minando la capacidad resistente del forjado a flexión y frente a punzonamiento, por lo que aumenta las deformaciones. En la EHE-08 la distancia a la que los huecos influyen es menor a $6d$ (Figura 11 d) mientras que en el Código Modelo 2010 es de $5d$ (Figura 11 c). Además, en este último, también detalla el perímetro crítico en zonas lejanas de los ejes de pilar o en caso de tuberías colocadas adyacentes al pilar (Figuras 11 b y c).



Fig. 11. Zona a excluir del perímetro crítico a la hora de calcular: a) 7.3-23 MC2010, b) 7.3-24a MC2010, c) 7.3-24b MC2010, y d) EHE-08 fig 46.2.e

1.4.4 Patologías del punzonamiento

En este apartado, se procede a describir los daños que puede producir el fenómeno de punzonamiento, como se originan, como se pueden prevenir y reparar.

1.4.4.1 DESCRIPCIÓN Y ORIGEN DE LOS DAÑOS

En el caso de forjados, el colapso es brusco y sin mostrar fisuras a la vista, ya que el pavimento suele impedir verlas, casi siempre no da aviso previo, provocando el hundimiento repentino de forjados y muchas veces con consecuencias catastróficas para los ocupantes del edificio. Se han producido numerosos hundimientos de forjados, muchas veces originados por este motivo, y sin poder apreciarse con suficiente antelación la aparición de fisuras que quedan por debajo del pavimento. Por tanto, si se llegará a observar algún signo que índice riesgo por punzonamiento, debe actuarse inmediatamente y apuntalar.

En los casos de cimentaciones también éstas pueden verse afectadas por el efecto de punzonamiento. En ellas se llegan a producir fisuras de anchos variables entre 3 y 5 mm, con el mismo tipo de plano de rotura, de forma troncopiramidal o troncocónico, y con un ángulo semejante, del orden de los 30°. No obstante, en ocasiones, el plano de rotura no arranca en la intersección del pilar con la zapata, sino un tanto alejado del mismo.

El fallo frente a punzonamiento empieza debido a las tracciones generadas de forma normal a las bielas internas de compresión, las cuales se desarrollan en la dirección de la superficie crítica de rotura. Esto ocurre a causa de las tensiones tangenciales que provocan las cargas que debe enfrentar la losa. Estas tracciones se deben, principalmente, a:

- a) Los diferentes posibles defectos de ejecución, como son, entre otros, la colocación de estribos, anclajes, recubrimientos, o los fallos de soldadura de los elementos metálicos en conexión con las losas de hormigón.
- b) El aumento imprevisto de carga que ha de soportar la losa, que a veces supera la sobrecarga calculada.
- c) Por supuesto, un cálculo incorrecto.
- d) Un incorrecto planteamiento previo del proyecto de las armaduras como es la falta total o parcial de armadura frente a punzonamiento.

- e) Un desplazamiento de la armadura de punzonamiento.
- f) Un hormigón con menor resistencia de la necesaria.
- g) Una insuficiente maduración del hormigón, como cuando se retiran las cimbras o sopandas a edades tempranas.
- h) Una infravaloración de los momentos flectores a soportar.
- i) La presencia de huecos en zonas próximas a los pilares.

1.4.4.2 PREVENCIÓN DE DAÑOS

Es de vital importancia prevenir los daños por este tipo de sollicitación, por lo que la fase de diseño y ejecución del proyecto deben estar perfectamente planeada, dando a cada una la importancia que tiene y siendo la segunda una fiel reproducción de la primera. Para ello, se describen a continuación ocho medidas para ambas fases que deben tenerse en cuenta:

- a) En forjados tipo losas, se suelen utilizar cantos que no necesitan armaduras para evitar el fallo por punzonamiento. Este canto es, aproximadamente, entre $1/24$ y $1/20$ de la distancia entre ejes de pilares.
- b) En caso de no ser posible colocar un canto suficiente que absorba las cargas de punzonado, con suma precisión se tiene que planificar en el proyecto y disponer durante la ejecución, del armado de cercos y del refuerzo frente a punzonamiento. Este refuerzo se trata, por lo general, de barras en forma de Z que cosen perpendicularmente el plano de rotura. No obstante, esta tesis aborda más adelante la incorporación de distintas geometrías y elementos como refuerzo frente a punzonamiento.
- c) Las instalaciones se deben colocar en huecos destinados para ellas que estén lo más lejos posible de los pilares. Según el artículo 46.1 de la (Fomento 2008), para que no afecten los huecos del paso de instalaciones al área crítica, se deben situar como muy cerca a una distancia de 6 veces el canto útil entre los extremos más cercanos entre el pilar y el hueco. (ver fig. 11d).
- d) Los encofrados se deben colocar siempre por encima de la cara superior del pilar finalizado, ya que, de otra manera, el pilar penetrará en el forjado. De esta forma, el diseño de las losas se efectuará con la intención éstas descansen enteramente sobre los pilares.
- e) Si los esfuerzos a soportar debidos al punzonamiento siguieran excediendo la capacidad del canto de la losa y de las armaduras de cortantes, una alternativa es aumentar el espesor de la losa, pero solamente en la zona cercana al pilar, descolgando

- los ábacos, o bien, mediante algún refuerzo extra, como alguna tipología de perfil metálico.
- f) Como se ha dicho anteriormente, la fase de proyecto y de ejecución han de estar a la par, y la definición de los espesores y pesos de los diferentes pavimentos no es una excepción, para así definir las cargas adecuadas que se incluirán en el análisis estructural. Otro caso, si hay reformas sucesivas de la vivienda o del local de que se trate, se llevará sumo cuidado a la hora de añadir un pavimento sobre otro ya existente u otras cargas no precalculadas ya que, si sobrepasa la carga estipulada, puede provocar fisuras que no se verían, lo que conlleva un peligroso riesgo.
 - g) Por descontado, no se puede emplear compactadores cuyas cargas no hayan sido contempladas en el diseño. Si el pavimento se ha de colocar de esta manera, hay que tenerlo en cuenta para incluirlo en el diseño y éste debe ser minucioso con este tipo de detalles.
 - h) El ferrallado debe ser perfecto, y más aun cuando hay condiciones desventajosas como un canto de forjado limitado. El recubrimiento e interdistancia de armado serán decisivos para evitar insuficiencias o fallos estructurales.

1.4.4.3 REPARACIÓN DE DAÑOS

Una vez el daño ya se halla producido y detectado, se ha de proceder inmediatamente a un apuntalamiento adecuado. Después, existen diversas soluciones para evitar el daño progrese y aliviar las tensiones que lo están provocando. Una solución rápida, eficaz y económica es la colocación de un sistema de perfiles metálicos que rodeen al pilar otorgando así al forjado de mayor capacidad frente a punzonamiento. Otras opciones serían rodear el pilar de perfiles metálicos en L o bien atornillar una parrilla de pernos a través de una chapa metálica que rigidizara el perímetro crítico. Por último, también se podría, como se explica en los trabajos recientes sobre refuerzo a punzonamiento, disponer de bandas de FRP en la zona inferior (ver figura 12) o incluso hacer un taladro para introducir un refuerzo y tapándolo después con resina epoxi (ver figura 13).

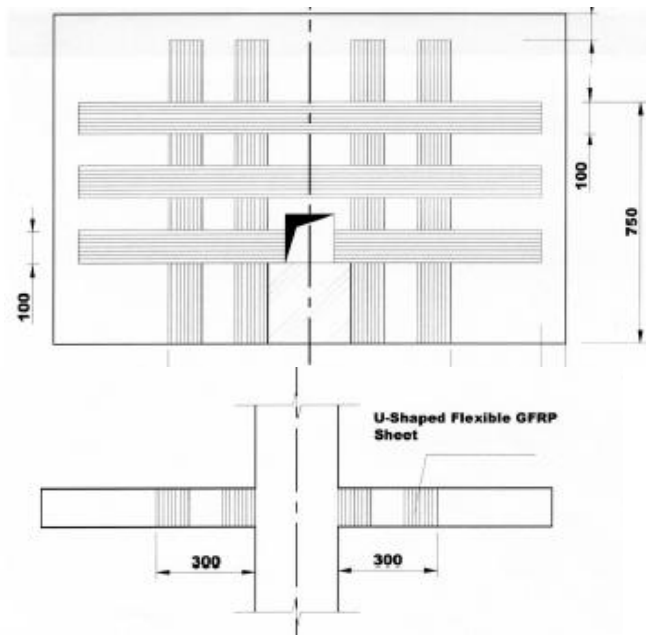


Fig. 12. Esquema de refuerzo con bandas de fibra de polímero (El-Salakawy, Soudki, and Polak 2004)

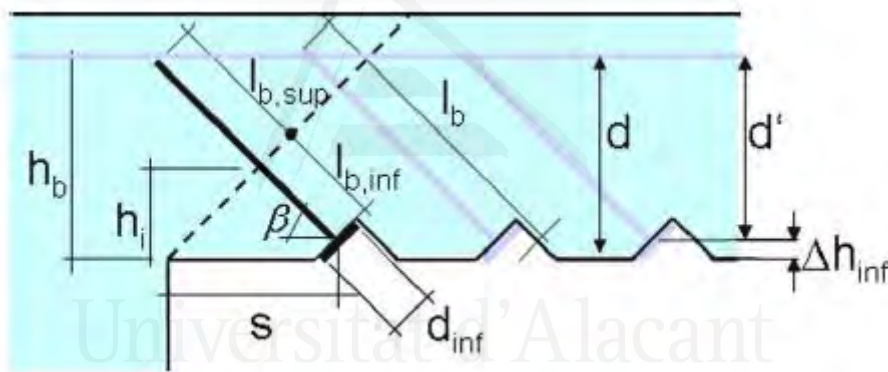


Fig. 13. Geometría refuerzo a punzonamiento post-instalado (Kunz, Fernández-Ruiz, and Muttoni 2008)

Como nota importante sobre la resina epoxi, se ha de decir que ésta pierde sus características mecánicas expuesta a temperaturas superiores a las que garantizan su correcto funcionamiento, como puede ser las producidas por un incendio, además de requerir unas condiciones de ejecución y mano de obra especializada.

1.4.5 EJEMPLO DE FALLOS

Como se ha comentado en los puntos anteriores, los fallos por punzonamiento en forjados de edificación se producen de forma frágil, esto es, de forma brusca y sin previo aviso. Por tanto, sus consecuencias suelen ser mayoritariamente trágicas. Es difícil de concluir que una

estructura falle debido exclusivamente a un fallo por punzonamiento, ya que hay diversas causas que pueden subyacer a diferentes problemas estructurales.

Existen infinidad de derrumbes producidos, entre otros factores, debido a hundimientos de forjados por fallo frente a punzonamiento, así pues, podemos encontrar algunos ejemplos, como el descrito por M. V. en Zargagoza en el Periódico de Aragón el 21 de agosto de 2006 debido a la baja resistencia del hormigón (V. 2006):

“La dirección de servicios de Arquitectura del Ayuntamiento de Zaragoza ha elaborado uno de los tres informes oficiales que tratan de aclarar las causas del derrumbe sufrido en el ala este del edificio el pasado 21 de agosto. El texto, firmado por los arquitectos Ricardo Usón y Alfredo Sánchez Hernández, considera que la empresa Arascón-Acciona desempeñaba su trabajo "con total responsabilidad y diligencia" y que un movimiento sísmico leve hubiera podido producir un derrumbe similar durante la época en que el Seminario estaba ocupado por los religiosos. A modo de cuestionario, los arquitectos tratan de detallar las causas precisas del derrumbe. Tajantemente consideran que no pudo preverse el desplome en fechas anteriores, a pesar de los análisis realizados. A continuación, transmitimos una parte de este informe.

Puede afirmarse casi con total seguridad que la causa del hundimiento es el colapso por compresión del área inferior del pilar número 15 de la planta noble de la nave sureste del antiguo Seminario. Colapso que arrastra consigo en su movimiento el giro y desplazamiento de las jácenas y forjados de su entorno, produciendo el derrumbe completo de la fachada interior próxima y el vuelco de la estructura horizontal de la crujía colindante al patio sureste. Otras hipótesis analizadas pueden descartarse casi totalmente.

Se ha constatado que existía un vicio oculto original, de la construcción del edificio, por la cual la zona inferior del pilar 15 en esa planta estaba compuesta por un hormigón de

bajísima resistencia, circunstancia anormal y extraordinaria. Su resistencia era tan baja que no puede calificarse propiamente como hormigón armado.”

Otro ejemplo de ello que sucedió en Suiza es descrito por (Ruiz, Muttoni, and Kunz 2010a): Tras un incendio en un aparcamiento, la losa punzonó sobre un pilar, e inmediatamente el colapso se propagó a toda la estructura, ocasionando la muerte de siete bomberos. En este caso concreto, además del fuego, intervinieron otra serie de factores: (i) una sobrecarga no prevista en cubierta, (ii) un cálculo demasiado sucinto a punzonamiento, (iii) la ausencia de armadura transversa, los cuales limitaban notablemente la capacidad a deformación de la estructura.

Se exponen, entre otros, estos ejemplos para indicar que, desde el punto de vista de la seguridad frente al colapso, el punzonamiento representa el mecanismo resistente más importante dentro de una estructura convencional resuelta con losas macizas o forjados reticulares. Por tanto, este fenómeno merece que se aborde con un estudio exhaustivo y pormenorizado de todos los factores que tienen implicaciones en el mismo.

Hace ya varias décadas que existen investigaciones que abordan este fenómeno tanto numéricamente (Jiang and Shen 1986) como de forma experimental (Gomes and Regan 1999), además, también se realizaron estudios sobre cómo afectaban las grietas al modo de fallo (Menétrey, P.; Walther, R.; Zimmermann, T.; Willam, K. J.; Regan 1997).

1.4.6 Estudios previos sobre punzonamiento

El objeto del presente apartado es analizar y clasificar los diferentes últimos y más influyentes estudios sobre punzonamiento y la actual normativa, así como la formulación dada por diversos autores famosos, como Florentino Regalado, Antonio Marí o Aurelio Muttoni. Para ello, primero, se comparan una gran cantidad de literatura sobre el tema, entre los que se incluyen estudios experimentales, analíticos, de forjados sin y con refuerzo a punzonamiento y de otro tipo de estructuras y, después, se realiza un análisis sobre la formulación en las normativas y la propuestas por lo mencionados autores.

1.4.6.1 - CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS EXPERIMENTALES

La bibliografía y trabajos previos relacionados con el estudio del fenómeno de punzonamiento, sobre todo en forjados, es relativamente amplia, pero aun así queda un gran campo que seguir estudiando. Entre los ensayos experimentales de mayor similitud se encuentran, por un lado, los que no estudian la interacción con refuerzo a punzonamiento y, por otro, los que sí.

Las características estudiadas por los del primer grupo son:

- Comparativas de las distintas normativas con la realidad: EC2 (Cen 2004), MC2010 (FIB 2011) y ACI 318 (ACI Committee 318 2014), como es el caso de (Inácio et al. 2015) y (Inácio et al. 2015), los cuales sobreestiman la capacidad a punzonamiento debido al incremento de resistencia a compresión del hormigón.
- El comportamiento de las grietas durante y después del fallo. En los artículos (Cavagnis, Fernández Ruiz, and Muttoni 2015), se concluye que el el comportamiento del agrietamiento durante el fallo es clave para determinar el tipo de éste. Además, una aproximación racional gracias a un estudio hecho mediante fotogrametría.
- Solicitaciones cíclicas: En (Almeida et al. 2016) un forjado es sometido a acciones cíclicas tanto verticales como horizontales y se constata como la rigidez de la unión se reduce.
- En (Mansur, Ahmad, and Paramasivam 2001) se desarrollaron varios especímenes con variaciones en las dimensiones de la placa de carga, resistencia del material, cuantía, canto del forjado y vano efectivo y en todas las variaciones la capacidad máxima aumentaba al aumentar éstas excepto en la longitud de vano efectiva.

Y las estudiadas por el segundo son principalmente refuerzos con fibras, pernos, bandas o resinas:

- Refuerzo con fibras: Existen diversos modos de reforzar el hormigón mediante fibras, en primer lugar, de más común a menos, se encuentran las fibras de carbono, que aumenta la carga última, pero ayuda a la rotura frágil (Wilby 1994), lo cual no ocurre si las fibras son de acero, reduciéndose la anchura de las grietas (Nguyen-Minh, Rovňák, and Tran-Quoc 2012). Por otro lado, se ha estudiado forjados reforzados con fibras de muy alta resistencia (A. M. T. Hassan et al. 2015), que aumentan la

capacidad del forjado sin variar su comportamiento, y con fibras ligeras, que aumenta la capacidad del forjado frente a punzonamiento en un 48% y disminuye su peso. Efectivo en hormigones normales y en reforzados con fibras. Por último, también se ha estudiado los forjados pretesados con y sin fibras (Mostafaei et al. 2011), que poseen mayor capacidad, más ductilidad y energía de absorción.

- Refuerzo con pernos y/o estribos: Los pernos reforzados con fibra de carbono permiten unas mayores deformación y carga máxima y, además, cambia el tipo de fallo de punzonamiento a flexión, debido al deslizamiento de los pernos y el pequeño canto del forjado (Meisami, Mostofinejad, and Nakamura 2014). También se ha estudiado la disposición de pernos en forjados de baja cuantía, probando el patrón ortogonal, el radial (Dam and Wight 2016), y mediante una placa de anclaje que sostiene los pernos, obteniéndose una mejora de la rigidez en esta última disposición (Elbakry and Allam 2015). En cuanto a los pernos, se han realizado estudios con varillas y estribos de polímero de fibra de carbono o de cristal (Li, Cho, and Zhang 2007), (Polak and Lawler 2011) (M. Hassan, Ahmed, and Benmokrane 2015), que aumentan la deformación máxima y disminuyen el comportamiento frágil. Por último, se ha estudiado, por un lado, la colocación de pernos con resina epoxi inclinados, ya sea pre o post construcción, muy útil para casos de refuerzo en zonas de difícil acceso (Kunz, Fernández-Ruiz, and Muttoni 2008) (Ruiz, Muttoni, and Kunz 2010b), y por otro, el cómo se ve afectado el comportamiento cuando se pretesa el forjado (Clément et al. 2014).

Refuerzo con bandas o láminas: Básicamente las bandas se han utilizado con dos fines; reforzar los forjados con huecos mediante láminas de fibra de carbono, cristal o éstos combinados con pernos alrededor de los mencionados huecos (Durucan and Anil 2015) (El-Salakawy, Soudki, and Polak 2004) o bien estudiar los efectos adversos de colocar estas bandas en la parte superior solamente, ya que impiden la deformación y promueven la rotura frágil (Duarte et al. 2014).

- Otros refuerzos: Se ha estudiado la resistencia de unos refuerzos en forma de varias Z unidas a modo de pernos (Pilakoutas and Li 2003) y también modificaciones del material como añadir un árido ligero (Youm, Kim, and Moon 2014), cemento ultraligero (Yan et al. 2016) o bien hormigón de alta resistencia en la zona superior

cercana al pilar (Zohrevand et al. 2014), que aumenta su capacidad sin casi aumentar el coste total.

Por supuesto, una gran cantidad de los artículos mencionados contrastan sus experimentos con la normativa actual, así como también proponen nueva formulación para casos prácticos y teóricos concretos.

Por otro lado, existen algunos artículos cuyo desarrollo es tanto experimental como numérico. Entre ellos se encuentra el Estudio numérico-experimental de Polak (Wosatko, Pamin, and Polak 2015), que compara dos teorías de daño plástico mediante el uso del software de elementos finitos ABAQUS. Con este programa, también se han realizado modelos cuyo objetivo era la calibración a partir de los resultados experimentales y comparación con la normativa (A. S. Genikomsou and Polak 2016). Por último, encontramos artículos que ensayan y calibran, tanto experimentalmente como numérica en el software ANSYS, forjados con FRP de cristal, cuyo coste se reduce bastante, al igual que su módulo de Young (Zhang 2004).

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

1.4.6.2 - CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS

La bibliografía y trabajos numéricos o analíticos relacionados con el estudio del fenómeno de punzonamiento, sobre todo en forjados, es relativamente amplia pero, aún así, queda un gran campo que seguir estudiando. Entre los modelos numéricos de mayor similitud se encuentran, por un lado, los que no estudian la interacción con refuerzo a punzonamiento y, por otro, unos pocos que sí.

Los aspectos estudiados por los del primer grupo son, principalmente: comportamiento del hormigón, la variación de parámetros y su influencia al tipo de fallo, comparación con normativas, propuestas de criterios de fallo, análisis teóricos y calibrados a partir de ensayos experimentales.

- Comportamiento del hormigón:

Se ha investigado (Carpinteri 2002) un modelo cuya ley de cohesión es fractal; el modelo de Hillerborg del daño y fractura del hormigón es muy usado y sencillo por su utilidad, pero no es dependiente de la escala o tamaño, prediciendo incorrectamente al extrapolarlo desde simulaciones pequeñas de laboratorio hasta estructuras enteras, este artículo proporciona una ley que reproduce adecuadamente el comportamiento real en ambos casos.

En 2001 se realizó un estudio teórico en el cual se incorporaba en las ecuaciones el concepto de la energía de fractura tanto a tensión como a compresión (De Borst 2001). Recientemente, se ha usado recientemente el modelo del daño plástico del hormigón (CDPM). En (A. S. Genikomsou and Polak 2015), (Yu et al. 2010), (A. Genikomsou and Polak 2016) y (Winkler and Stangenberg 2008) se pueden ver el uso de este comportamiento en el software de elementos finitos ABAQUS (Dassault Systèmes 2014). En el primer artículo se prueba un forjado, calibrado a partir de ensayos experimentales, a cargas verticales, horizontales y cíclicas, mientras que en el segundo, se modelizan columnas de hormigón confinadas en

acero y FRP. Por último, en (Hany, Hantouche, and Harajli 2016) destacan la difícil tarea que es modelizar un confinamiento, sobretodo de FRP, y enuncia las limitaciones del CPDM al modelizar éste a la vez que presenta una modificación que incluye la dilatación del hormigón que las solventa.

- Variación de parámetros y su influencia al tipo de fallo:

Entre las conclusiones más buscadas, se encuentran las referentes a la variación de parámetros cuantificables; el tamaño de malla del modelo numérico, la cuantía, la resistencia materiales o las dimensiones geométricas del forjado o de la cuantía, y su influencia en el tipo de fallo. (Munjiza and John 2001) estudia la influencia del tamaño de malla a la hora de modelizar, propone un algoritmo que depende del tamaño y defiende que cada problema tiene su tamaño de mallado óptimo independientemente de la capacidad del pc. En (Shu et al. 2016) y (Silva Mamede, Pinho Ramos, and Faria 2013) se analizan forjados que varían en su geometría y en la de la columna, en la capacidad del hormigón o en la cuantía

- Comparación normativas:

Son muchos los artículos sobre punzonamiento, tanto experimentales como numéricos, que comparan sus resultados con las distintas normativas. Del lado analítico, se encuentran, entre otros, (Nassim, Bouafia, and Khalil 2015) con el software NLFEAS y (Silva Mamede, Pinho Ramos, and Faria 2013) con el software ATENA 3D, que comparan sus resultados con las normativas actuales como EC-2 y ACI-318.

- Propuestas de criterios de fallo:

La mayoría de artículos numéricos sobre forjados innovan sobre algún aspecto no recogido en las principales normativas o bien comparan sus resultados con ellas. Cuando no existe una concordancia, los autores proponen un criterio de fallo frente a punzonamiento. Entre dichos artículo, (Fernández Ruiz, Muttoni, and Gambarova

2007) propone un criterio de fallo explicando el comportamiento de la linealidad y no linealidad de la fluencia del hormigón; (Jiang and Shen 1986), pese a ser de 1986, propone una solución teórica a un forjado con simetría axial con diferentes niveles de simplificación para el criterio de fallo; (Hueste and Wight 2003) da recomendaciones para definir el giro crítico que provoca el fallo y, por último, (Gomes and Regan 1999) propone dos criterios de fallo, uno en la superficie de rotura, cerca de la columna, donde se forma un mecanismo local y, el segundo como fallo fuera de la superficie de refuerzo. También afirma que la capacidad se puede doblar con un refuerzo adecuado.

- Análisis puramente teóricos:

También han sido muy estudiadas las aplicaciones de la Teoría de la Fisura Crítica. Como ejemplo de ello, en (Micallef et al. 2014) se muestra la aplicabilidad en cargas en forma de impacto axial en la columna, teniendo en cuenta los efectos inerciales.

Otro aspecto estudiado en el mundo de las simulaciones de los forjados, ha sido el del cálculo mediante elementos finitos combinado con análisis de probabilidad, lo cual reduce el tiempo de cálculo efectivo. En (Balomenos et al. 2015) se realiza, por un lado, un análisis en el software ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES 2014) de la respuesta más probable mediante la simulación Monte Carlo y, por otro, se realiza el mismo proceso mediante el método de la reducción dimensional multiplicativa y se comparan. El análisis estocástico se implementa mediante código en Python. La estima es bastante apurada respecto a las normativas y a la Teoría de la Fisura Crítica, pero da problemas cuando hay demasiadas variables. Por último y desde hace unas décadas, se han realizado artículos que desarrollan modelos puramente fisicoteóricos, como (Menétrey, P.; Walther, R.; Zimmermann, T.; Willam, K. J.; Regan 1997), (Shehata and Regan 1989)(Durucan and Anil

2015) o (Shehata 1990), cercanos la década de los 90, o bien, en la actualidad, [96], que calcula la capacidad frente a punzonamiento mediante el análisis límite.

- Comparativa de calibrado con experimental:

El artículo que probablemente expone de manera más explícita el calibrado del modelo numérico de un forjado es (A. S. Genikomsou and Polak 2015), donde en el propio artículo se realizan modelos experimentales que son después calibrados numéricamente en el software ABAQUS. No obstante, prácticamente la totalidad de artículos numéricos se comparan con resultados de campañas experimentales, pero variando el software de elementos finitos utilizado, concretamente y entre otros, (Nassim, Bouafia, and Khalil 2015) utiliza NLEFAS, (Fernández Ruiz, Muttoni, and Gambarova 2007) de forma teórica, (Hueste and Wight 2003) mediante DRAN-2DM, (A. Genikomsou and Polak 2016) y (Winkler and Stangenberg 2008) con ABAQUS (DASSAULT SYSTEMES 2014) y (Silva Mamede, Pinho Ramos, and Faria 2013) con ATENA 3D. Además, todos ellos incluyen la no linealidad del comportamiento del hormigón durante el fenómeno de punzonamiento.

Las características estudiadas por los del segundo grupo son:

- Refuerzo mediante pernos:

En (A. S. Genikomsou and Polak 2016) se realiza un estudio de un forjado sin reforzar y reforzado frente a punzonamiento mediante pernos. Estos pernos, son modelizados de 3 formas diferentes, 1D, 2D y 3D, lo cual se compara con el caso experimental llevado a cabo paralelamente.

- Láminas de FRP:

En cuanto al refuerzo mediante láminas de FRP, se ha estudiado tanto experimental como numéricamente en (Farghaly and Ueda 2011), obteniendo una

mejora del 40% de la capacidad del forjado. Este artículo se desarrolló analíticamente en el software 3D CAMUT.

1.4.6.3 - CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE PROPUESTAS DE FORMULACIÓN DE NORMATIVA

1.4.6.3.1 INTRODUCCIÓN

Entre las normativas vigentes que más se tienen en cuenta en la actualidad en cuanto a estructuras de hormigón armado son: la instrucción Española del Hormigón Estructural del 2008 (Fomento 2008), el Euro Código 2 (Cen 2004) y la del Instituto Americano del Concreto (ACI Committee 318 2014), del año 2014 junto con el Código Modelo de 2010 (FIB 2011). A continuación se hace un análisis de las tres primeras respecto a su planteamiento sobre el fenómeno del punzonamiento. Además, se compara el cálculo de la carga soportada real en el estudio experimental de M.A.Polak (A. S. Genikomsou and Polak 2015) con la carga teórica que soportaría según las diferentes normativas.

1.4.6.3.2 EHE-08

La normativa de hormigones EHE-08 propone que el fenómeno de punzonamiento afecta hasta una distancia de 0.5 veces el canto útil del forjado desde el contorno del pilar, sea cual sea la geometría de éste.

El axil máximo de cálculo soportado por el hormigón sin refuerzo a punzonamiento se obtiene de la siguiente forma:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (3)$$

$$N_{m\acute{a}x} \leq \frac{u_1 d}{\beta} \cdot \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0.1 \sigma'_{cd} \right) \geq \frac{u_1 d}{\beta} \cdot \left(\frac{0.05}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} + 0.1 \sigma'_{cd} \right) \quad (4)$$

Donde, cada unidad se obtiene, con datos en el SI es:

u_1 es el perímetro crítico

d es el canto útil

β coeficiente de excentricidad = 1.15 pilar interior/1.4 pilar de borde/1.5 pilar de esquina

ρ es cuantía media = $\sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02$

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad (5)$$

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón

σ_{cd} es la tensión axial media en la superficie crítica, procedente de una carga o pretensado

En cuanto al cálculo del refuerzo también se estudia de forma separada según la posición del pilar. El axil soportado por el refuerzo debe ser el siguiente:

$$N_{m\acute{a}x \text{ soportado}} = N_{\text{sin refuerzo}} + \frac{1,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \text{sen } \alpha}{s \cdot u_1} \quad (6)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

A_{sw} es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada, en mm².

s es la distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura. (figura 46.5.a de la EHE-08), en mm o entre el perímetro y la cara del soporte, si sólo hay uno.

$f_{y\alpha,d}$ es la resistencia de cálculo de la armadura $A\alpha$ en N/mm², no mayor que 400 N/mm².

Además, debe cumplir dos comprobaciones más, una en la zona exterior a la armadura de punzonamiento y otra en la zona adyacente al soporte o carga:

Zona adyacente a la columna:

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{u_0 \cdot d}{0.5 \cdot \beta * f_{1cd}} \quad (7)$$

Zona exterior a la armadura de punzonamiento:

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{u_{n,ef} d}{\beta} \cdot \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0.1 \sigma'_{cd} \right) \quad (8)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

$$f_{1cd} = \left\{ \begin{array}{l} 0.60 f_{cd} \text{ si } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ (0.90 f_{cd} - f_{ck}/200) \text{ si } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \quad (9)$$

$u_{n,ef}$ es el perímetro definido en la figura 46.5.1 de la EHE-08

u_0 es el perímetro de comprobación (EHE-08 figura 46.4.3):

Sobre el alcance de la normativa EHE-08, se puede decir que menciona los cercos, horquillas verticales y barras dobladas y estudia, principalmente, los mismos casos. Como particularidades de su formulación, decir que el cálculo en zapatas es ligeramente distinto permitiendo solamente casos concretos.

Particularmente, aplicando la formulación de la EHE-08 a un caso real perteneciente a un ensayo de (A. S. Genikomsou and Polak 2015), cuyo modelo experimental soportó una carga máxima de 253 kN, se obtiene una carga de 166.63 kN, lo cual es un 65.9% de la carga real soportada, muy por debajo de ésta.

1.4.6.3.3 EC-2

La normativa de hormigones EC-2 propone que el fenómeno de punzonamiento afecta hasta una distancia de 2 veces el canto útil del forjado desde el contorno del pilar, sea cual sea la geometría de éste.

El axil máximo de cálculo soportado por el hormigón sin refuerzo a punzonamiento se obtiene de la siguiente forma:

$$V_{Ed} \leq V_{rd} \quad (10)$$

$$N_{m\acute{a}x} \leq \frac{u_1 d}{\beta} \cdot (C_{Rd} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \sigma_{cd}) \geq \frac{u_1 d}{\beta} \cdot (0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} + k_1 \sigma_{cd}) \quad (11)$$

Donde, cada unidad se obtiene, con datos en el SI es:

u_1 es el perímetro crítico

d es el canto útil

β coeficiente de excentricidad

ρ es cuantía media = $\sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02$

C_{Rd} es un valor que depende del país, lo normal es usar $\frac{0.18}{\gamma_c}$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad (12)$$

k_1 = es un valor que depende del país, lo normal es usar 0.15

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_C} < 0.2 f_{cd} \quad (13)$$

En cuanto al cálculo del refuerzo también se estudia exactamente de la misma forma que lo hace la EHE-08:

$$N_{m\acute{a}x\ soportado} = N_{sin\ refuerzo} + \frac{1,5 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot sen\ \alpha}{s \cdot u_1} \quad (14)$$

$f_{ywd,ef}$ es la resistencia de cálculo de la armadura $A\alpha$ en N/mm², no mayor que 400 N/mm².

Además, debe cumplir dos comprobaciones más, una en la zona exterior a la armadura de punzonamiento y otra en la zona adyacente al soporte o carga:

Zona adyacente a la columna:

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{u_0 \cdot d}{v \cdot \beta * f_{ck}} \quad (15)$$

Zona exterior a la armadura de punzonamiento:

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{u_{out,ef} d}{\beta} \cdot \left(\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0.1 \sigma'_{cd} \right) \quad (16)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

$$f_{1cd} = \left\{ \begin{array}{l} 0.60 f_{cd} \quad si\ f_{ck} \leq 60\ N/mm^2 \\ (0.90 f_{cd} - f_{ck}/200) \quad si\ f_{ck} > 60\ N/mm^2 \end{array} \right\} \quad (17)$$

$u_{out,ef}$ es el perímetro definido en la figura de la pag 6.22 del EC-02

u_0 es el perímetro de comprobación (figura 6.20 del EC-02):

Sobre el alcance de la normativa EC-2, se puede decir que menciona los cercos, horquillas verticales y barras dobladas y estudia, principalmente, los mismos casos que la EHE-08 mencionados anteriormente junto con el punzonamiento en zapatas de canto variable y en pilares con capitel o ábaco. Como particularidades de su formulación, decir que el cálculo de la excentricidad, las uniones y fatiga es más tedioso.

Particularmente, aplicando la formulación del EC-2 a un caso real perteneciente a un ensayo de A.M.Polak, cuyo modelo experimental soportó una carga máxima de 253 kN, se

obtiene una carga de 166.63 kN, lo cual es un 65.9% de la carga real soportada, muy por debajo de ésta.

1.4.6.3.4 ACI-318

La normativa de hormigones ACI-318 propone que el fenómeno de punzonamiento afecta y solo debe disponerse hasta en una distancia de 0.5 veces el canto útil del forjado desde el contorno del pilar, siendo éste con bordes rectos.

Dicha normativa no tiene un apartado explícito que trate el fenómeno de punzonamiento, sino que, a través del cálculo a cortante, se obtiene, para el cálculo, la siguiente formulación correspondiente al artículo 22.6. Sin refuerzo:

$$V_{m\acute{a}x} = V_c + V_s ; V_s = 0 \text{ y } V_c = \text{mín} \left\{ 2, \left(1 + \frac{2}{\beta} \right), \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right) \right\} 0.17\lambda\sqrt{f'_c} \quad (18)$$

Y para el cálculo de la resistencia aportada por el refuerzo, V_s , es:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (19)$$

donde:

β es la relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

α_s es 40 para columnas interiores, 30 para las de borde y 20 para las de esquina

b_o es el ancho eficaz de la sección

d es el canto útil

λ es el factor de modificación de acuerdo con el artículo 19.2.4.

No obstante, hay que decir que la formulación está diseñada pensando en el cortante proveniente de dos vigas ortogonales incidentes en el forjado y no desde el pilar. Es decir, que no hay formulación propiamente frente a punzonamiento y se ha de afrontar esta mediante la de cortante que proporcionan las vigas.

Sobre el alcance de la normativa ACI-318, se puede decir que menciona los casos con los cercos, horquillas verticales, barras dobladas y vigas y cabezas de acero. Estudia, principalmente, los casos donde hay huecos, las losas en unidireccionales y bidireccionales, y

los refuerzos con vigas estructurales en I o con cabezas de acero.. Como particularidades de su formulación, decir que no existe el punzonamiento en sí como cálculo aparte.

Particularmente, aplicando la formulación del ACI-318 a un caso real perteneciente a un ensayo de A.M.Polak, cuyo modelo experimental soportó una carga máxima de 253 kN, se obtiene una carga de 175.7 kN, lo cual es un 69.5% de la carga real soportada, muy por debajo de ésta.

1.4.6.3.5 COMENTARIOS GENERALES

El perímetro crítico es mucho menor en el código ACI. Las fórmulas para el axil de punzonamiento máximo son parecidas en la EHE y EC-2, siendo en esta última el coeficiente β dependiente de la excentricidad.

En cuanto al cálculo de la carga máxima sin refuerzo, se parecen mucho la EHE y el EC-2, con pequeñas modificaciones en la capacidad del acero, además, también son similares en el cálculo con refuerzo, con pequeñas modificaciones en el mínimo considerado como v en el EC-02. Los perímetros críticos son idénticos. aunque hay pequeñas variaciones en el perímetro exterior crítico.

Todas subestiman el valor real de carga última. EHE y el EC-2 poseen una formulación similar, aunque el EC-2 llega más profundamente a más casos. El Código ACI-318 no estudia el caso de punzonamiento en sí, sino que es un subapartado del cálculo a cortante llamado: "Disposiciones especiales para losas y zapatas" y las estudia desde las fórmulas a cortante previamente mencionadas.

1.4.6.4 - CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE PROPUESTAS DE FORMULACIÓN DE AUTORES

Desde hace ya muchos años, muchos autores han intentado predecir el comportamiento frente al fenómeno de punzonamiento con o sin refuerzo mediante su propia formulación, bien porque pensaban que era más simple, más exacta o bien porque no existía una normativa fiable en su tiempo. Este apartado se centrará en abordar las principales propuestas

alternativas a la normativa vigente frente a punzonamiento formuladas por los autores Florentino Regalado (Regalado Tesoro 1999), Antonio Marí y Aurelio Muttoni (Ruiz, Muttoni, and Kunz 2010a). Además, se compara el cálculo de la carga soportada real en el estudio experimental de (A. S. Genikomsou and Polak 2015) con la carga teórica que soportaría según algunos de los autores.

Se ha de decir que, de forma común, todos los autores definen un perímetro crítico que rodea a la columna seguido de un criterio de cálculo tanto para el caso de no tener refuerzo frente a punzonamiento como en el caso de tenerlo. Por último, se obtendrán unas conclusiones acerca del alcance y comparación de la formulación propuesta por cada autor.

1.4.6.4.1 FLORENTINO REGALADO

Florentino propone que el fenómeno de punzonamiento afecta hasta una distancia de 0.5 veces el canto útil del forjado desde el contorno del pilar, sea cual sea la geometría de éste.

El axil máximo de cálculo soportado se obtiene, dependiendo de la posición de la columna, de la siguiente forma:

Para pilares centrales:

$$Nm_{\max} = u_1 * d * 0,28 * \sqrt{f_{ck}} \quad (20)$$

Para pilares centrales con luces descompensadas:

$$Nm_{\max} = u_1 * d * 0,238 * \sqrt{f_{ck}} \quad (21)$$

Para pilares de borde:

$$Nm_{\max} = u_1 * d * 0,21 * \sqrt{f_{ck}} \quad (22)$$

Para pilares de esquina:

$$Nm_{\max} = u_1 * d * 0,182 * \sqrt{f_{ck}} \quad (23)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

u_1 es el perímetro crítico

d es el canto útil

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón

En cuanto al cálculo del refuerzo también se estudia de forma separada según la posición del pilar. El axil soportado por el refuerzo debe ser el siguiente:

$$N_{acero} = N_{calculo} - 0,85 N_{m\acute{a}x} \quad (24)$$

siempre que las compresiones oblicuas en la losa sean menores a:

$$Compresiones\ oblicuas \leq u_0 * d * f_{cd} \quad (25)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

$N_{c\acute{a}lculo}$ es el axil soportado proveniente del pilar

$N_{m\acute{a}x}$ es el axil soportado por el forjado sin refuerzo

u_0 es el perímetro de la columna

d es el canto útil

f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón

Sobre el alcance de la formulación de Florentino, se puede decir que menciona los cercos, horquillas verticales y barras dobladas y estudia los casos con huecos en las cercanías ($\leq 5d$).

Como particularidades de su formulación, decir que considera el cortante V_d sin la reducción a un canto útil.

Particularmente, aplicando la formulación de Florentino a un caso real perteneciente a un ensayo de (A. S. Genikomsou and Polak 2015), cuyo modelo experimental soportó una carga máxima de 253 kN, se obtiene una carga de 257.8 kN, lo cual difiere un 1.9% de la carga real soportada.

1.4.6.4.2 ANTONIO MARÍ

Antonio Marí propone estudiar principalmente el fenómeno de punzonamiento en pilares de sección circular, con un perímetro crítico equivalente a un círculo del siguiente radio:

$$r_{crit} = \left(r_{crack} * \frac{x}{d} + r_{col} * \left(1 - \frac{x}{d} \right) \right) = r_{col} + \frac{x}{d} * (r_{crack} - r_{col}) \quad (26)$$

Donde:

r_{crack} es la distancia radial desde el dentro de la columna hasta la aparición de grietas

r_{col} es el radio de la columna

x es la distancia perpendicular al plano inferior del forjado hacia arriba, $x \leq d$

d es el canto útil

El axil máximo de cálculo soportado se obtiene del menor de las tres siguientes comprobaciones:

- Comprobación del refuerzo:

$$V_{Rd} = V_{cu} + V_{su} \leq V_{Rd,m\acute{a}x} \quad (27)$$

$$V_{cu} = u_{crit} d * K_p * \zeta * \frac{x_1}{d} * \left[0,30 * \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + \sigma_{CV} \right] \geq V_{cu,min} \quad (28)$$

$$V_{cu,min} = u_{crit} d * K_p * \left[0,05 * \left(\zeta + \frac{100}{d} \right) * \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + \zeta * \frac{x_1}{d} * \sigma_{CV} \right] \geq V_{cu,min} \quad (29)$$

$$V_{su} = A_{sw} f_{ywd,ef} \text{sen } \alpha \quad (30)$$

- Comprobación de donde no es ya necesario el refuerzo:

$$u_{out,ef} = \frac{V_{Ed}}{d * K_p * \zeta * \frac{x_1}{d} * \left[0,30 * \frac{f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + \sigma_{CV} \right]} \quad (31)$$

- Comprobación en el contorno del pilar:

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,m\acute{a}x} = u_0 * d * \alpha_{cw} * \zeta * v_1 * f_{cd} * \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (32)$$

Donde, cada unidad en el SI es:

u_{crit} es el perímetro crítico

d es el canto útil

K_p el factor de flexión y axil

ζ es el factor de tamaño

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón

$f_{ywd, ef} \leq f_{ywd}$ es la resistencia efectiva de cálculo del acero

A_{sw} es el área total de punzonamiento en un perímetro concéntrico

u_0 es el perímetro de la columna

$u_{out, ef}$ es el perímetro crítico después de añadir el refuerzo

Sobre el alcance de la formulación de Antonio Marí, se puede decir que menciona los cercos, horquillas verticales y barras dobladas y estudia, principalmente, el caso circular aunque también es válida para el rectangular, dejando atrás los casos con huecos en las cercanías. Como particularidades de su formulación, decir que el cálculo de la excentricidad es más tedioso así como otros parámetros mostrados, lo cual dificulta su cálculo en pos de una mayor precisión.

1.4.6.4.3 AURELIO MUTTONI

Aurelio Muttoni propone que el fenómeno de punzonamiento afecta hasta una distancia de 0.5 veces el canto útil del forjado desde el contorno del pilar, sea cual sea la geometría de éste.

El axil máximo de cálculo soportado se obtiene de la siguiente forma:

$$V_{Rd} = \text{mín}(V_{Rd,crush,d}, V_{R,in,d}, V_{R,out,d}) \quad (33)$$

$$V_{Rd,crush,d} = 2,6 * \left(\frac{2}{3 * \gamma_c} \right) \frac{\sqrt{f_{ck}} * b_{0,in} * d}{1 + 20 * \frac{\psi * d}{d_{g0} * d_g}} \quad (34)$$

$$V_{Rd} = \text{mín}(V_{Rd,crush,d}, V_{R,in,d}, V_{R,out,d}) \quad (35)$$

$$V_{Rd,crush,d} = 2,6 * \left(\frac{2}{3 * \gamma_c} \right) \frac{\sqrt{f_{ck}} * b_{0,in} * d}{1 + 20 * \frac{\psi * d}{d_{g0} * d_g}} \quad (36)$$

$$V_{R,in,d} = V_{R,c,d} + V_{R,s,d} \quad (37)$$

$$V_{R,c,d} = \left(\frac{2}{3 * \gamma_c} \right) \frac{\sqrt{f_{ck}} * b_{0,in} * d}{1 + 20 * \frac{\psi * d}{d_{g0} * d_g}} \quad (38)$$

Donde, cada unidad en el mismo sistema de unidades es:

$b_{0,in}$ es el perímetro crítico dentro de la zona de agrietamiento

$b_{0,out}$ es el perímetro crítico fuera de la zona de agrietamiento

d_g es el tamaño máximo de árido

d_{g0} es el tamaño de árido de referencia (16 mm)

ψ es la rotación del forjado fuera de la zona del pilar

w_b es el desplazamiento relativo de los labios de la grieta crítica paralela al refuerzo

d_b es el diámetro de cada barra de refuerzo

A_s es el área de cada uno de los refuerzos parciales

Sobre el alcance de la formulación de Aurelio Muttoni, se puede decir que menciona los cercos, horquillas verticales y barras dobladas y estudia, principalmente, el caso circular aunque también es válida para el rectangular, dejando atrás los casos con huecos en las cercanías. Como particularidades de su formulación, decir que Muttoni estudia el punzonamiento a partir del giro relativo del forjado y la composición del hormigón.

1.4.6.4.4 COMENTARIOS GENERALES

El cálculo que Florentino Regalado propone es una simplificación para estimar cual sería la carga máxima y, como se puede comprobar comparando con el forjado del artículo de A.M.Polak, se obtiene una precisión excelente de la carga máxima real soportada. En cuanto a la formulación de Toni Marí, es bastante tediosa de usar, pero es más precisa pues tiene en cuenta un mejor perímetro crítico. Por último, la formulación que propone Muttoni depende del tamaño de árido y sobretodo del ángulo de rotación del forjado, lo cual la hace muy precisa por un lado, pero difícil de usar por otro, pues el giro del forjado no se puede saber exactamente antes de que ocurra (si con modelización)

1.4.7 Programación y automatización de modelos

Como último avance de esta tesis, se destaca la modelización asociada a la programación, ya que ABAQUS (Dassault Systèmes 2014) posee una biblioteca inmensa donde cada uno de sus comandos está representado mediante el lenguaje de programación Python a través de código perfectamente válido para utilizar en cualquier editor de texto, lo que hace, tanto para ingenieros ajenos a la programación como para los informáticos, significativamente más fácil el uso de esta herramienta tan poderosa.

Las principales ventajas de desarrollar modelos a partir de un código es la posible parametrización de sus variables, creando tantos modelos como la computadora pueda procesar, automatizando así el proceso y ahorrando en costes de tiempo.

Por tanto, parece lógico pensar que una de las líneas de avance futuras y, a la vez, no tan lejanas, es precisamente la unión entre modelización y programación de elementos estructurales.

1.5 Resumen global de resultados de la tesis

En los artículos publicados se puede ver gran parte de los resultados obtenidos durante el desarrollo de la tesis. A modo de resumen se explican qué resultados son:

Por un lado, se hallaron la capacidad máxima y desplazamiento máximo asociado a un modelo base, en el cual se modificaban la resistencia del hormigón y la del acero, la cantidad de cuantía a flexión, la relación ancho de columna/ancho de forjado y la relación ancho de pilar/canto de forjado.

Por otro lado, se llevó a cabo otro estudio paramétrico, pero esta vez sobre el refuerzo del modelo original de forma que se ejecutaron 244 modelos (243 más el original) con el fin de detectar la influencia del tipo de refuerzo y obtener conclusiones sobre cual sería el refuerzo óptimo. Los parámetros a estudiar fueron: la distancia del primer perno al pilar, la

equidistancia entre pernos, el número y diámetro de los pernos y su disposición entre doble línea, radial y rómbica.

De forma paralela, se calculan algunos modelos mediante las distintas normativas o formulación propuesta por autores, con el objetivo de comparar los diferentes valores obtenidos.

1.6 Resumen global de las conclusiones de la tesis

Por último, aunque las conclusiones de la tesis serán ampliadas en los respectivos artículos publicados, se muestra, a continuación, un resumen de éstas.

Por un lado, se hallaron la capacidad máxima y desplazamiento máximo asociado a un modelo base en el cual se modificaba algún parámetro, ya sea geométrico como el canto de la losa o de la calidad del material como la resistencia característica del hormigón. Sus conclusiones resumidas son:

- La variación de límite elástico del acero no afecta notablemente a la carga y muy poco al desplazamiento.
- El incremento de la resistencia a compresión del hormigón permite mejorar la carga última sin pérdida de ductilidad.
- A mayor cuantía de armado longitudinal, mayor carga y menor desplazamiento.
- A mayor relación ancho de pilar/ancho de forjado, disminuye ligeramente la carga pero mayor desplazamiento.
- A mayor relación ancho de pilar/canto de forjado, menor carga pero mayor desplazamiento.

Por otro lado, se llevó a cabo otro estudio paramétrico, pero esta vez sobre el refuerzo del modelo original de forma que se ejecutaron 244 modelos (243 más el original) con el fin de detectar la influencia del tipo de refuerzo y obtener conclusiones sobre cual sería el refuerzo óptimo. Sus conclusiones resumidas son:

- A mayor diámetro de pernos, mayor desplazamiento pero similar carga soportada.

- A mayor número de pernos, mayor carga soportada, sobretodo en la disposición de rombo, mayor desplazamiento en la disposición de doble línea y menor en la de rombo.
- Existe una distancia óptima donde colocar el primer perno en cuanto a carga soportada. No obstante, hay menor desplazamiento a mayor distancia inicial.
- La equidistancia entre pernos no muy determinante para calcular la carga máxima en comparación con la distancia inicial.
- La disposición rómbica tiene el mayor número de pernos, seguida de la radial, y a menor diámetro de perno, más se densifica el perímetro crítico de éstas y disminuye la ductilidad. Por otro lado, la carga máxima se obtiene también, por lo general, para un diámetro intermedio.

De forma paralela, se plantea una discusión e incluso comparativa de algunos modelos y tipos de refuerzos con las distintas normativas vigentes y con algunos autores que han propuesto criterios de diseño de forjados sin refuerzo frente a punzonamiento. Además se plantea una breve reflexión final sobre la evolución en la creación de modelos. Sus conclusiones resumidas son:

- A juzgar por los resultados, podría argumentarse que la posición para el perímetro de control dada en el Eurocódigo 2 es más o menos válida, al menos para esta geometría particular de forjado.
- Aunque el manejo del código en ABAQUS (DASSAULT SYSTÈMES 2014) es complicado, es muy útil para el desarrollo de modelos paramétricos, ya que, a la larga, permite ahorrar tiempo en la creación de modelos.
- Los resultados aquí expuestos permiten iniciar el camino para abordar un estudio más complejo con el que poder evaluar de forma sistemática cuales son los valores óptimos.

1.7 Referencias bibliográficas

ACI Committee 318. 2014. *Acı 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*.

Almeida, André F.O., Micael M.G. Inácio, Válter J.G. Lúcio, and António Pinho Ramos.

2016. “Punching Behaviour of RC Flat Slabs under Reversed Horizontal Cyclic Loading.” *Engineering Structures* 117: 204–19.
- Balomenos, Georgios P., Aikaterini S. Genikomsou, Maria Anna Polak, and Mahesh D. Pandey. 2015. “Efficient Method for Probabilistic Finite Element Analysis with Application to Reinforced Concrete Slabs.” *Engineering Structures* 103: 85–101. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.038>.
- De Borst, René. 2001. “Fracture in Quasi-Brittle Materials: A Review of Continuum Damage-Based Approaches.” *Engineering Fracture Mechanics* 69(2): 95–112.
- Calavera Ruiz, J. 2002. *Cálculo, Construcción, Patología y Rehabilitación de Forjados de Edificación : Unidireccionales y Sin Vigas-Hormigón Metálicos y Mixtos*. INTEMAC.
- Carpinteri, A. 2002. “A Scale-Invariant Cohesive Crack Model for Quasi-Brittle Materials.” *Engineering Fracture Mechanics* 69: 207–17.
- Cavagnis, Francesco, Miguel Fernández Ruiz, and Aurelio Muttoni. 2015. “Shear Failures in Reinforced Concrete Members without Transverse Reinforcement: An Analysis of the Critical Shear Crack Development on the Basis of Test Results.” *Engineering Structures* 103: 157–73. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>.
- Cen. 2004. Design of concrete structures - Part 1-2: General rules-Structural fire design *Eurocode 2*.
- Clément, Thibault, António Pinho Ramos, Miguel Fernández Ruiz, and Aurelio Muttoni. 2014. “Influence of Prestressing on the Punching Strength of Post-Tensioned Slabs.” *Engineering Structures* 72: 56–69.
- Dam, Thai X., and James K. Wight. 2016. “Flexurally-Triggered Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slab-Column Connections Reinforced with Headed Shear Studs Arranged in Orthogonal and Radial Layouts.” *Engineering Structures* 110: 258–68. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.050>.

Dassault Systèmes. 2014. “Abaqus 6.14.”

Duarte, Duarte M. et al. 2014. “On the Efficiency of Flat Slabs Strengthening against Punching Using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymers.” *Construction and Building Materials*.

Durucan, Cengizhan, and Özgür Anil. 2015. “Effect of Opening Size and Location on the Punching Shear Behavior of Interior Slab-Column Connections Strengthened with CFRP Strips.” *Engineering Structures* 105: 22–36.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.033>.

El-Salakawy, Ehab, Khaled Soudki, and Maria Anna Polak. 2004. “Punching Shear Behavior of Flat Slabs Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Laminates.” *Journal of Composites for Construction* 8(5): 384–92.

Elbakry, Hazem M.F., and Said M. Allam. 2015. “Punching Strengthening of Two-Way Slabs Using External Steel Plates.” *Alexandria Engineering Journal* 54(4): 1207–18.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2015.09.005>.

Farghaly, Ahmed Sabry, and Tamon Ueda. 2011. “Prediction of Punching Shear Strength of Two-Way Slabs Strengthened Externally with FRP Sheets.” *Journal of Composites for Construction* 15(April): 181–93.

Fernández Ruiz, Miguel, Aurelio Muttoni, and Pietro G Gambarova. 2007. “Relationship between Nonlinear Creep and Cracking of Concrete under Uniaxial Compression.” *Journal of Advanced Concrete Technology* 5(3): 1–11.

FIB. 2011. “Model Code 2010.” *fib Model Code for Concrete Structures 2010*.

Fomento, Ministerio. 2008. BOE N° 203 *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)*.

Genikomsou, Aikaterini, and Maria Anna Polak. 2016. “Damaged Plasticity Modelling of Concrete in Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs.” *Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete*

Structures. <http://framcos.org/FraMCoS-9/Full-Papers/6.pdf>.

Genikomsou, Aikaterini S., and Maria Anna Polak. 2015. “Finite Element Analysis of Punching Shear of Concrete Slabs Using Damaged Plasticity Model in ABAQUS.”

Engineering Structures 98: 38–48. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016>.

———. 2016. “Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punching Shear Reinforcement.” *Journal of Structural Engineering*: 1–15.

Gomes, Ronaldo B., and Paul E. Regan. 1999. “Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement.” *Journal of Structural Engineering* 125(6): 684–92.

Hany, Najwa F., Elie G. Hantouche, and Mohamed H. Harajli. 2016. “Finite Element Modeling of FRP-Confined Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity.”

Engineering Structures 125: 1–14. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.047>.

Hassan, A. M.T., G. H. Mahmud, S. W. Jones, and C. Whitford. 2015. “A New Test Method for Investigating Punching Shear Strength in Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) Slabs.” *Composite Structures* 131: 832–41.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.06.044>.

Hassan, Mohamed, Ehab Ahmed, and Brahim Benmokrane. 2015. “Punching Shear Behavior of Two-Way Slabs Reinforced with FRP Shear Reinforcement.” *Journal of Composite for construction*.

Hueste, Mary Beth D., and James K. Wight. 2003. “NONLINEAR PUNCHING SHEAR FAILURE MODEL FOR INTERIOR SLAB-COLUMN CONNECTIONS.” *85(August)*: 725–30.

Inácio, Micael M.G. et al. 2015. “Punching of High Strength Concrete Flat Slabs without Shear Reinforcement.” *Engineering Structures* 103: 275–84.

Jiang, Da-Hua, and Jing-Hua Shen. 1986. “Strength of Concrete Slabs in Punching Shear.” *Journal of Structural Engineering* 112(12): 2578–91.

- Kunz, J., M. Fernández-Ruiz, and A. Muttoni. 2008. “Enhanced Safety with Post-Installed Punching Shear Reinforcement.” *Tailor made concrete structures - new solutions for our society* (1): 679–84.
- Li, Ran, Young Sang Cho, and Sumei Zhang. 2007. “Punching Shear Behavior of Concrete Flat Plate Slab Reinforced with Carbon Fiber Reinforced Polymer Rods.” *Composites Part B: Engineering* 38(5–6): 712–19.
- Mansur, By M A, I Ahmad, and P Paramasivam. 2001. “PUNCHING SHEAR STRENGTH OF SIMPLY SUPPORTED FERROCEMENT SLABS.” 13(December): 418–26.
- Meisami, M. Hasan, Davood Mostofinejad, and Hikaru Nakamura. 2014. “Punching Shear Strengthening of Two-Way Flat Slabs with CFRP Grids.” *Journal of Composites for Construction* 18(2): 04013047.
<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CC.1943-5614.0000443>.
- Menétrey, P.; Walther, R.; Zimmermann, T.; Willam, K. J.; Regan, P. E. 1997. “Simulation of Punching Failure in Reinforced-Concrete Structures.” *Journal of structural engineering* 123(5): 652–59.
- Micallef, K., J. Sagaseta, M. Fernández Ruiz, and A. Muttoni. 2014. “Assessing Punching Shear Failure in Reinforced Concrete Flat Slabs Subjected to Localised Impact Loading.” *International Journal of Impact Engineering* 71: 17–33.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003>.
- Mostafaei, H., F. J. Vecchio, P. Gauvreau, and M. Semelawy. 2011. “Punching Shear Behavior of Externally Prestressed Concrete Slabs.” *Journal of Structural Engineering* 137(1): 100–108. [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000283](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000283).
- Munjiza, A., and N. W.M. John. 2001. “Mesh Size Sensitivity of the Combined FEM/DEM Fracture and Fragmentation Algorithms.” *Engineering Fracture Mechanics* 69(2): 281–

95.

Nassim, Kernou, Youcef Bouafia, and Belakhdar Khalil. 2015. “Reliability and Punching Shear Resistance of Slabs in Non Linear Domain.” *Gradjevinar* 67(11): 1051–62.

Navarro, Jonatan Vicente. 2009. “La Evolución De Los Forjados De Edificación Hacia Unas Técnicas Más Competitivas Económicamente.” (PROYECTE O TESINA D’ESPECIALITAT): 1–59.

Nguyen-Minh, Long, Marián Rovňák, and Toan Tran-Quoc. 2012. “Punching Shear Capacity of Interior SFRC Slab-Column Connections.” *Journal of Structural Engineering* 138(5): 613–24. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000497>.

Pilakoutas, K., and X. Li. 2003. “Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs.” *Journal of Structural Engineering* 129(9): 1164–72.

Polak, Maria Anna, and Nicholas Lawler. 2011. “Application of FRP for Punching Shear Retrofit of Concrete Slab-Column Connections.”

Regalado Tesoro, Florentino. 1999. *Cortante y Punzonamiento: Teoría y Práctica (Propuestas Alternativas a La EHE)*. CYPE Ingenieros.

Ruiz, Miguel Fernández, Aurelio Muttoni, and Jakob Kunz. 2010a. “Strengthening of Flat Slabs against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement.” *ACI Structural Journal*.

———. 2010b. “Strengthening of Flat Slabs against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement.” *ACI Structural Journal* 107(4): 434–42.

Shehata, Ibrahim A. E. M. 1990. “RATIONAL METHOD FOR DESIGNING RC TO RESIST PUNCHING.” 116(7): 2055–60.

Shehata, Ibrahim A. E. M., and Paul E. Regan. 1989. “Punching in R.C. Slabs.” *Journal of Structural Engineering* 115(7): 1726–40.

Shu, Jiangpeng et al. 2016. “Prediction of Punching Behaviour of RC Slabs Using Continuum

- Non-Linear FE Analysis.” *Engineering Structures* 125: 15–25.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.044>.
- Silva Mamede, Nuno F., A. Pinho Ramos, and Duarte M V Faria. 2013. “Experimental and Parametric 3D Nonlinear Finite Element Analysis on Punching of Flat Slabs with Orthogonal Reinforcement.” *Engineering Structures* 48: 442–57.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.09.035>.
- V., M. 2006. “Las Causas Del Colapso.” *El Periódico de Aragón*: 1.
http://www.elperiodicodearagon.com/noticias/temadia/causas-colapso_278704.html.
- Westergaard, H.M., and W.A. Slater. 1921. “Moments and Stresses in Slabs.” *ACI Journal Proceedings* 17(2): 415–538.
<http://www.concrete.org/Publications/ACIMaterialsJournal/ACIJJournalSearch.aspx?m=details&ID=15734>.
- Wilby, C.B. 1994. “Punching Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Slabs.” *Structural Concrete* 6(2): 100–148.
<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/B9780408011709500089>.
- Winkler, Karsten, and Friedhelm Stangenberg. 2008. “Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs.” *2008 Abaqus Users’ Conference*: 1–15.
- Wosatko, Adam, Jerzy Pamin, and Maria Anna Polak. 2015. “Application of Damage–plasticity Models in Finite Element Analysis of Punching Shear.” *Computers & Structures*.
- Yan, Jia Bao et al. 2016. “Reinforced Ultra-Lightweight Cement Composite Flat Slabs: Experiments and Analysis.” *Materials and Design* 95: 148–58.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2016.01.097>.
- Youm, Kwang Soo, Jung J. Kim, and Jiho Moon. 2014. “Punching Shear Failure of Slab with Lightweight Aggregate Concrete (LWAC) and Low Reinforcement Ratio.” *Construction*

and Building Materials 65: 92–102.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.097>.

Yu, T., J. G. Teng, Y. L. Wong, and S. L. Dong. 2010. “Finite Element Modeling of Confined Concrete-II: Plastic-Damage Model.” *Engineering Structures* 32(3): 680–91.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.11.013>.

Zhang, Qi. 2004. “Finite Element Application to Slab-Column Connections Reinforced with Glass Fibre-Reinforced Polymers.” *Engineering*.

Zohrevand, Pedram et al. 2014. “Punching Shear Enhancement of Flat Slabs with Partial Use of Ultrahigh-Performance Concrete.” *Journal of Structural Engineering* 27(9): 1–10.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

CAPÍTULO 2. TRABAJOS PUBLICADOS



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

En esta sección se incluirá la totalidad de los trabajos publicados, que son dos:

- Análisis paramétrico automatizado de losas de hormigón sometidas a punzonamiento en la revista DYNA Ingeniería e Industria.
- Parametric computational analysis for punching shear in RC slabs en la revista científica Engineering Structures de la editorial Elsevier.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

REFERENCIA:

Análisis paramétrico automatizado de losas de hormigón sometidas a punzonamiento.

Miguel Navarro Menargues, Francisco de Borja Varona, David Bru y Salvador Ivorra.
DYNA. Cod. 8777. Tecnología de la construcción. 3305.05 Tecnología del hormigón.

DOI:

<http://dx.doi.org/10.6036/8777>

RESUMEN:

Uno de los principales problemas en las estructuras de edificación es el debido al punzonamiento en el encuentro losa-pilar. En el presente trabajo se expone una metodología basada en modelo numérico no lineal basado en método de los elementos finitos, para el análisis de la rotura por punzonamiento en losas de hormigón armado. El objeto es disponer de una herramienta de simulación que permita el estudio de forjados existentes, para la evaluación de su capacidad a punzonamiento y de un posible refuerzo. También el estudio de forjados de nueva construcción, donde se pueda optimizar la geometría y las cuantías de armado necesarias. Para ello se ha realizado la automatización de rutinas en código Python con el objeto de mejorar la eficiencia del proceso de elaboración de los modelos numéricos.

PALABRAS CLAVE:

Python, Abaqus, punzonamiento, hormigón armado, losas, no lineal, simulación numérica.

REFERENCIA:

Parametric computational analysis for punching shear in RC slabs.

Miguel Navarro Menargues, Francisco de Borja Varona y Salvador Ivorra. Engineering Structures 165 (2018) 254–263

DOI:

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.03.035>

RESUMEN:

One of the key phenomena in flat slab structures is their punching shear behaviour. The real importance of punching shear consists of a sudden brittle fracture, which can trigger catastrophic consequences for humans. This paper presents a nonlinear numerical model based on finite elements in order to study the punching shear phenomenon of reinforced slabs. The numerical model developed has been configured with hexahedral 3D elements for concrete and linear elements (2D truss) for steel reinforcements. Constitutive equations for concrete and steel include the nonlinearity of these materials. The slab has been simulated in ABAQUS software and the model has been calibrated in comparison to experimental results developed in the University of Waterloo by Adetifa and Polak, and some additional analytical results developed by Polak, in order to validate the model. The calibration has also been contrasted with some experimental results from ACI database for punching tests. Afterwards, a parametric analysis has been performed to study the influence of different geometric and mechanical parameters which define a classic slab-column structure. This discussion also addresses the adequacy of some mechanical approaches, such as the CEB Model Code 2010.

PALABRAS CLAVE:

Punching shear, reinforced concrete, flat slabs, nonlinearity, parametric analysis, FEM, analysis, concrete damaged plasticity.

CAPÍTULO 3. TRABAJOS NO PUBLICADOS



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

En esta sección se incluirá la totalidad de los trabajos no publicados y congresos asistidos por el autor, que son:

- Estudio paramétrico con FEM del comportamiento a punzonamiento de losas de hormigón armado reforzadas mediante pernos.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

PARAMATRIC STUDY WITH FEM FOR PUNCHING SHEAR BEHAVIOUR IN BOLTS REINFORCED RC SLABS

M. Navarro¹, S. Ivorra^{1,2,*}, F. B. Varona¹

¹ *Department of Civil Engineering, University of Alicante. San Vicente Del Raspeig, Apartado
99, 03080, Spain*

² *Department of Civil Engineering, University of Bristol, Queen's Building, University Walk,
Clifton, Bristol, BS8 1TR, United Kingdom.*

ABSTRACT

Reinforced concrete slabs are an essential part of the structure of today's buildings, which must support all the loads they are subjected to. One of the highest hazards because of a slab can reach the failure is that the charges exceeded their resistance against the phenomenon of punching shear, whose occurrence is almost instantaneous and complicated to predict, which leads to catastrophic consequences. This paper presents the analysis of a series of non-linear numerical models developed by the ABAQUS software, which simulate a flat slab subjected to punching shear and reinforced by bolts in three different dispositions around the column. These models have been calibrated with results from the experimental tests carried out at the University of Waterloo by A.S.Genikomsou and M.A. Polak, in order to perform a validation of it. The aim of the current paper is, on the one hand, to perform a parametric analysis to determine the influence of different geometrical parameters of the reinforcement and thus be able to optimize it and, on the other hand, to highlight the way in which the models have been created by means of automatization based on a base code. The numerical model has been configured with 3D hexahedral elements for concrete and linear elements for flexural reinforcement and bolts. The constitutive equations of concrete and steel include the non-linearity of the materials, where the reinforcement has been considered elastic.

KEYWORDS

Flat slab, reinforced concrete, bolts, nonlinearity, FEM analysis, parametric study, automatization.

1 Introduction

Punching shear failures in building slabs are produced in a fragile manner, that is, abruptly and without warning. Therefore, its consequences tend to be mostly tragic [1], [2]. An example of this, which happened in Switzerland, is described by Fernández-Ruiz et al [3]: after a fire in a parking, the slab failed by punching shear at a column, which triggered a complete collapse of the

* Corresponding author. Tel.: +34 965903400 x 1119; fax: Fax: +34 96 590 3678. E-mail address: sivorra@ua.es (S. Ivorra), Salvador.Ivorra@bristol.ac.uk (S. Ivorra)

whole frame causing the death to seven firemen. In this specific case, in addition to the fire exposure, many other were reported: (i) an unexpected load located on the roof, (ii) calculations that underestimated the punching shear phenomenon and (iii) lack of transverse reinforcement, which significantly limited the ultimate deformation. As can be observed in this case, punching shear represents, in terms of safety requirements, the most important mechanism of resistance within a conventional structure built with flat or waffle slabs. Hence, punching shear deserves to be addressed through an exhaustive and detailed study of every factor involved.

Several decades ago, there were already investigations that tackle this phenomenon both numerically [4] and experimental [5], in addition, studies about how cracks affected the failure mode [6] were also performed.

Currently, there are several researches consisting of performing experimental campaigns to assess this typology of effort. Among others, the described in [7], at the University of Waterloo by B. Adetifa and M.A. Polak [8] highlight. Other studies about punching shear that are worth mentioning are Lips et al. [9] and Marzouk and Hussein [10], where different mechanical and geometrical parameters that affect punching shear failure are evaluated.

Furthermore, there is also a large variety of scientific works of numerical and analytical modeling of the phenomenon of punching shear in reinforced concrete slabs. For example, Polak [11], Genikomsou and Polak [12] [13] [14] developed a numerical model capable of correctly representing the experimental behaviour recorded for the punching phenomenon.

Wosatko [15] studies and compares two theories of concrete plastic damage. The first one called "Gradient-enhanced damage-plasticity" where the gradient evolves with the load, and the second one, called "rate-dependent damage plasticity", where a parameter of viscoelastic deformation is introduced.

De Borst and Nauta [16], Cervera et al. [17] and Shehata and Regan [18] were among the first researchers to study the punching shear failure. The last one analysed the mode of failure by studying the growth of a small microcrack that subsequently propagates to rupture. Some of the most recent literature in this direction are, on the one hand, the research directed by Shu et al. [19], where the significant influence in the process of the factors was manifested; fracture energy, shear retention and the amount to bending and, on the other hand, the work directed by Miguel F.R. et al [20], where the moment of failure is studied from photogrammetry.

Studies have also been carried out on slabs subjected to other loads, such as J. Sagaseta et al [21], who carried out a numerical study of a slab against a dynamic impact or André F.O. et al [22], which loaded five slabs to cyclical horizontal and vertical loads.

However, the scientific literature that addresses the study of how the different parameters of the reinforcement of the slab against punching shear (type of reinforcement, disposition, geometrical and mechanical parameters of the reinforcement, etc.) influence the phenomenon of punching shear is rather scarce. For example, Menétrey et al. [23] published a first study on how

different variables (concrete strength, amount of reinforcement, geometric relationships) affected the final load by punching, using an axisymmetric model with a circular column section. Next, Menétrey published a synthesis about failure against punching shear in RC slabs [24], showing experimental results and numerical simulations, which derived into an analytical model. Hence, H. Guan [25] studied, for his part, the influence of another parameter, in this case, the size and location of hollows with respect to the column. Belletti et al. [26] compared numerical predictions based on a non-linear finite element model created with two-dimensional reinforcing layers with experimental results and analytical values obtained by formulating the different normatives. In fact, many authors have compared their results, both experimental and analytical, with different regulations, such as Micael M.G. et al [27], where the main conclusion was that the main regulations overestimate the capacity of the slab, especially for high values of concrete strength.

This article focuses on analysing the influence of the aforementioned factors, through which the parametric study based on a finite element structure will be carried out using the ABAQUS software, taking advantage of the possibility it gives regarding plastic damage models for concrete [28] - [30]. Numerical simulations of failure mechanisms have proven to be of help saving costs compared to experimental studies [31], as well as a larger significance in the study and the proposal of all aspects related to reinforcement against punching shear.

The types of reinforcements with which a slab can be reinforced are varied, among which are, mainly, elastic plates or strips and variations in the composition of the concrete and in the disposition and composition of bolts.

One of the authors that has produced the most literature on punching shear in flat slabs is M.A. Polak, for example in [32], studies the influence of slab openings in areas near the column reinforced with strips of carbon or glass fibres. A similar study carried out Özgür Anil in [33]. Polak also performed tests, both analytical and numerical, by reinforcing slabs using steel bolts [34] or fiber reinforced polymer [35], [36]. In addition, he proposed new methods of anchoring bolts by pressing the ends [35], and other authors proposed new forms of reinforcement in slabs already built, as in [37] and [38], which describes how to install bolts with epoxy resin in drills previously facts, or in [39], where an alternative reinforcement based on undulating steel bands is used, whose capacity is underestimated by the different regulations. The statements of [40] and [41] also deserve to be mentioned, which highlight the importance and capacity that can be achieved by the layout of bolts with rails or plates.

The last types of reinforcement that deserves special mention are those that modify the composition of the concrete. There are two main subtypes, the modification of the basic components, such as the use of a lightweight aggregate [42], the use of lightweight cement [43] or the localized placement of high compressive strength concrete in the centre of the floor [44], and reinforcement by incorporating fibre-reinforced polymer, which may be carbon or crystal

[45], [46] or ultra-high strength [47] or light [48] fibres. Finally, it is important to mention that one of the first studies that analysed the reinforcement by means of steel fibres and at the same time carried out a parametric analysis was Kiang-Hwee Tan and P. Paramasivam [49].

Following this introduction, the second section of this article describes the experimental numerical study carried out by A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34], which is then used to calibrate numerically the proposed slab and is based on the previous study by Adetifa and Polak [8].

In the third section of the present work a detailed description of the proposed numerical model as well as its characteristics is made. The parameters of the model are validated by comparison with the experimental and numerical data [34].

The fourth section presents the parametric study based on the numerically calibrated model. The parameters analysed in the parametric study of failure against punching shear are the diameter of the reinforcement bolts, the number of them in each disposition, the first bolt-column distance from the first bolt to the column, the equidistance between bolts and finally the disposition in which they have been placed. It will also describe the process followed for the calculation of the 243 models, by programming in Python for ABAQUS, so that the calculation of models is automated and labour time is reduced. The novelty of this article lies in two main aspects; the development of a parametric study of reinforcement of an armed flat slab, which is developed by means of a non-linear three-dimensional model, and the mentioned innovative character of the creation and automation of models by code.

The fifth section highlights the most relevant conclusions and proposes some new lines of research. A possible future study in the context of this article could be to obtain a modelling tool that accurately assesses the real capacity of the reinforcement in both unidirectional and waffle slabs and thus design the necessary reinforcement, for example, through FRP (see Meisami et al. [50] and Faria et al. [51]).

2 Description of the experimental background

In order to design the base numerical model exposed in the present paper and its subsequent calibration, tests carried out at the University of Waterloo by B. Adetifa and M.A. Polak [8] and A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34] were used. Both tests consist of duplication of real-scale models of reinforced concrete slab-column connections. The first is the same described in [52], while the second is a modification by the aforementioned reinforcement.

The dimensions of the flat slab are 1800 x 1800 x 120 mm, while the cross section of the column is 150 x 150 mm. Likewise, the column has a height of 150 mm millimetres both from the lower and upper face of the slab. The mechanical properties of concrete, steel bars and reinforcement are shown in Table 1.

Table 1. Material properties of the slab tested in [8]

Compressive strength of concrete [MPa]	Tensile strength of concrete [MPa]	Yield strength of steel reinforcement [MPa]
44	2.2	455

The slab has two steel meshes, an upper one and a lower one, both built with 10M bars (transversal section of 100 mm²). Bars situated on the compression zone (upper face) have an equidistance of 200mm whereas bars situated on the stress zone (lower face) have 100 mm. Therefore, the slab was reinforced with equal flexure reinforcement in both directions. The distance between the steel meshes and the external surface is 20 mm. The column was reinforced with four 20M bars (transversal section of 300 mm²) of flexural reinforcement and four 8M bars for shear reinforcement (transversal section of 50mm²). The effective depth of columns is 130 mm. In terms of the boundary conditions, the slab was simply supported along the edges on little neoprene supports, creating spans of 1500mm in the X and Y directions. The reinforcement disposed in [34] is arranged as a double line every 80 mm from the first, which is placed at a distance from the column of 45 mm. The load is transmitted through the column and vertically downwards, until the failure is reached, in this case by punching and adopting a fragile behaviour. It should be noted that the experimental configuration is in reverse if compared to a real structure, for a better ease in the execution of the test. The shape of the cracks at failure are indicated in Figure 1.

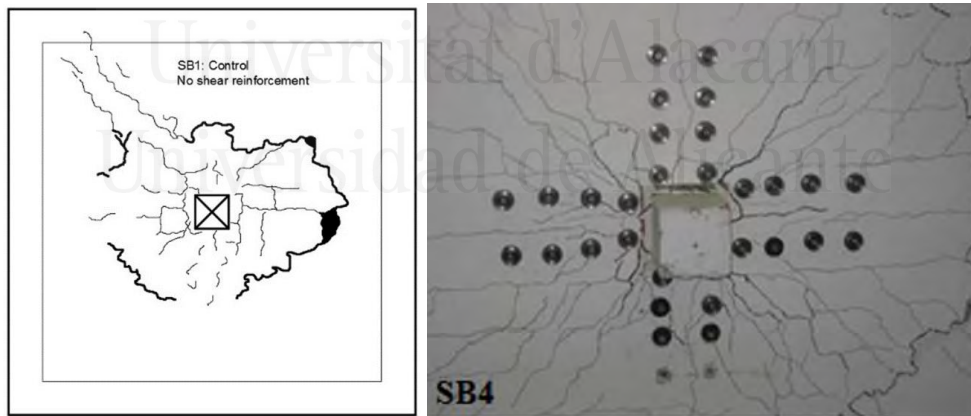


Fig. 1. Punching shear failure from experimental study: (a) [8] y (b) [34]

In the tests, the relationship between the applied load and the displacement in the centre of the lower face of the column is recorded. The load-displacement response and the results obtained in [8] and [34] are shown below, in table 5 and in figure 5.

3 Implementation of the slab numerical model

3.1 Features of the numerical model

The numerical model has been developed with the ABAQUS software [30]. This program is able to accurately simulate the non-linearity of materials such as steel or concrete, and has been used to simulate concrete structures by authors such as Mirza [53], Obaidat [54] and Alfarah et al. [55]

In order to simulate the experimental tests carried out by A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34], a portion of slab with a central column subjected to an axial load on it, which implying a shear stress on the slab, has been modelled, as in the mentioned article. Due to the symmetry both in the geometry and in the load, only one quarter of the slab-column connection has been modelled. This quarter of slab presents, therefore, simple supports on its two outer edges. The properly symmetry conditions have been applied to its inner edges. The test is performed by displacement control, applying a displacement that increases linearly over time. Details are included in figures 2 and 3.

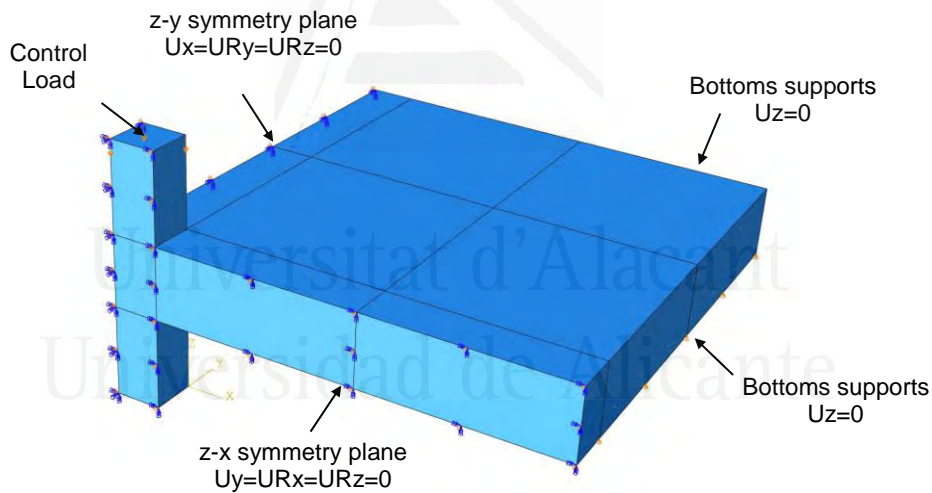


Fig. 2. Geometry and boundary conditions of the model

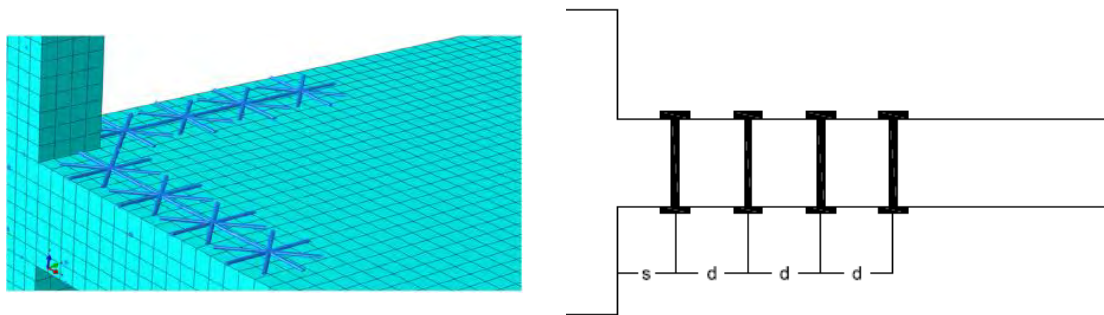


Fig. 3. Geometry and boundary conditions of the reinforcement

On the issue of concrete, the ABAQUS Concrete Damage Plasticity model has been used [11]. This model assumes that concrete has two types of failure mechanisms, cracking and crushing. This model is a modification of another proposed by Drucker and Prager [56] and is based on the criterion of Lubliner et al. [29], incorporating the Lee and Fenves adjustments [28] with the intention of taking into account the evolution of the compression strength and tensile strength. As principal stresses are in different directions, the tension-strain relationship is defined in equation (1):

$$\sigma = (1 - D)D_0^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1)$$

where D is the parameter of deformation, D_0^{el} is the initial elastic matrix of deformation, ε the total deformation and ε^{pl} is the plastic deformation. Values adopted for the parameters of the Concrete Damage Plasticity model can be observed in the Table 2.

Table 2: Parameters considered for the application of the Concrete Damage Plasticity model

Dilation angle ψ	Eccentricity ε	Viscosity μ	Shape parameter K_c	Max.compression axial/biaxial
36°	0.1	0.00001	1.16	0.667

The constitutive behaviour of concrete to compression is the advocated by the Model Code CEB 2010 [57], and is represented in figure 4a, where σ_c is the compression stress, ε_c is the deformation of concrete, f_{cm} is the characteristic compression strength of concrete, $\varepsilon_{c,lim}$ is the ultimate strain, E_{cm} is the elasticity tangent modulus and E_{c1} is the secant elasticity modulus. Regarding the uniaxial behaviour to tensile of the concrete, the constitutive model based on the fracture energy advocated by Hillerborg et al. [58] (Figure 4b and 4c) has been chosen, where σ_t is the tensile stress, ε_c is the concrete strain, w is the crack width and G_f is the fracture energy.

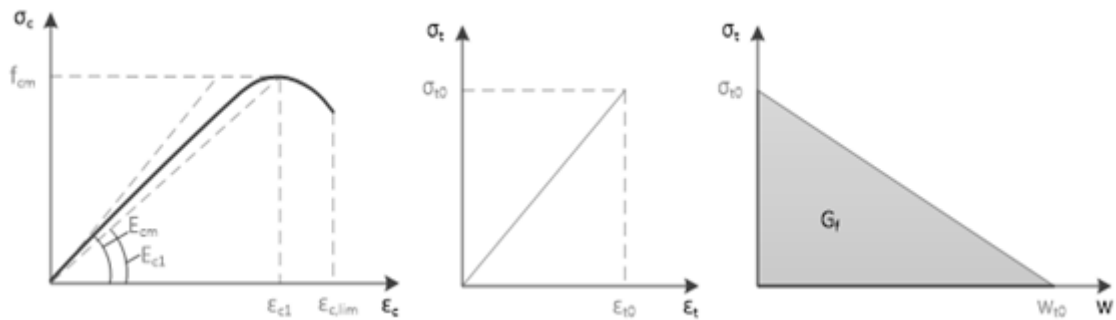


Fig. 4. Constitutive compression behaviour of concrete according to Model Code CEB [57] (a), constitutive tensile behaviour of concrete Hillerborg's model before cracking (b); and softening after cracking (c) [58].

On the subject of reinforcement, the bi-linear steel model proposed by Eurocode 2 has been adopted [59]. This model begins with an elastic curve until it reaches the elastic limit of the material, followed by a second curve until failure, where the material fails, where σ_s is the tensile stress, ε_s is the steel strain, f_y is the elastic limit of the steel, ε_y is the elastic limit strain, f_u is the ultimate stress of the steel and ε_u is the strain corresponding to the ultimate stress. In addition, the Von Mises failure criterion has been applied to steel. The bolts have supposed perfectly elastic, as they never reach tensions close to the elastic limit.

The contact between concrete and steel has assumed perfectly adherent, a common practice in the study of reinforced concrete pieces analysed globally, an example can be observed Genikomsou and Polak [12] and Wosatko et al. [15].

The meshing of the concrete has been designed with 8-node hexahedral elements with reduced integration (C3D8R) have been used, while the steel has been designed with 2-node truss elements with reduced integration (T3D2) for steel bars in the column and meshes and 3-node quadratic beam in space (B32) for bolts. The reinforcement and reinforcements, therefore, have been displaced uniformly, establishing an area of uniform section. As in the experimental case, a displacement control method is used in the numerical model, that is, by imposing a constant displacement speed for the application of the load. In this way, convergence problems that would involve a load control solution are minimized.

The slab model of A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34] has been used as a reference model to assess the current model calibration. Whereas the geometry and boundary conditions of both models are obviously the same, there are some differences. The parameters of the Concrete Damage Plasticity model and the concrete mechanical properties that have been adopted in this article and those adopted by A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34] are shown in Tables 3 and 4.

Table 3: Parameters for *Concrete Damaged Plasticity* model considered in this paper and considered by Genikomsou and Polak [34]

	Dilation angle ψ	Excentricity ε	Viscosity μ	Shape parameter K_c	Max. compression axial/biaxial
Polak	40°	0.1	0	1.16	0.667
Current paper	40°	0.1	0.00001	1.16	0.667

Table 4: Concrete properties considered in this paper and considered by Genikomsou and Polak [34]

	Modulus of elasticity of concrete [MPa]	Poisson's ratio	Fracture energy of concrete [N/mm]	Tensile strength of concrete [MPa]
Polak	35217	0.2	0.077	2.2
Current paper	35217	0.2	0.105	3.6

Genikomsou and Polak [34] also use a mesh size of 20 mm, and elements C3D8R for concrete and elements T3D2 for steel (discrete reinforcement, unlike the armature distributed here presented). The experimental results and the load-displacement numerical responses obtained in [34] are shown in Figure 5 and Table 5.

3.2 Validation of the calibration for the slab model

The comparison between the experimental test of Adetifa and Polak [8], the model of A.S.Genikomsou and M.A. Polak [34] and the slab model presented in this document is shown in Fig. 5 and in Table 5.

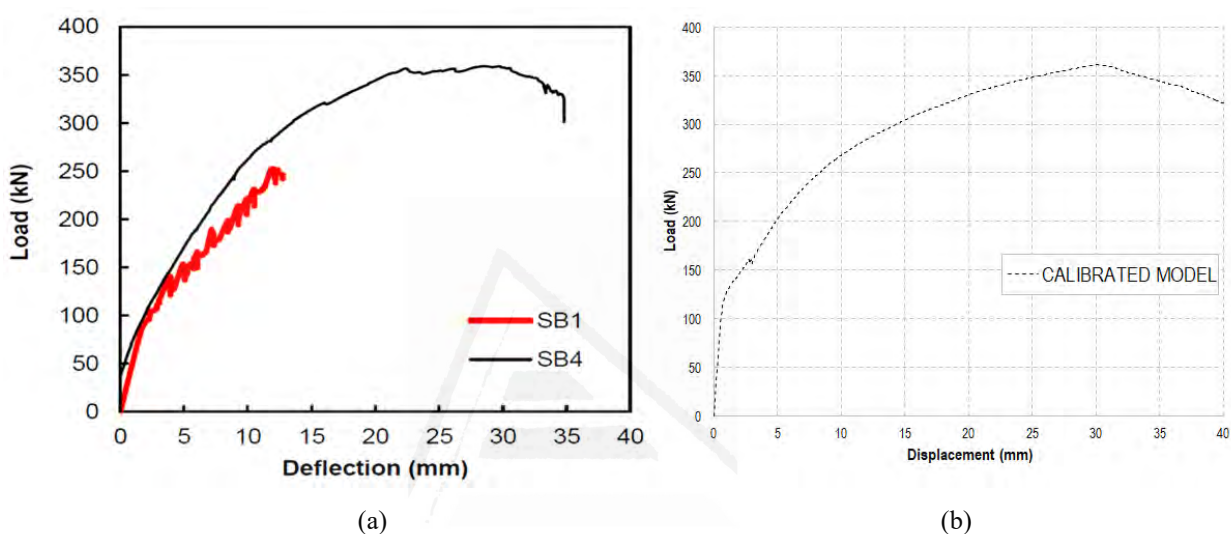


Fig. 5. Comparative of load–deflection responses obtained in the test SB1 by Adetifa and Polak [8] (a), the model SB4 proposed by Genikomsou and Polak [34] (a) and the slab model presented here (b)

Table 5: Results of the slab model for load–deflection compared with ref. [8], ref. [34] and the model presented here

Without reinforcement		With reinforcement			
Adetifa y Polak [8] SB1		Genikomsou y Polak [8] SB4		Modelo de forjado calibrado	
Ultimated load (kN)	Ultimate deflection (mm)	Ultimated load (kN)	Ultimate deflection (mm)	Ultimated load (kN)	Ultimate deflection (mm)
253	11.9	360	29.8	361	30.1

As Table 5 shows, the model presented in this document accurately represents the results of the experimental tests of Genikomsou and Polak [8]: the relative error with respect to the ultimate load is 0.27% and the relative error with respect to the ultimate displacement is 1.01%.

3.3 Parámetros considerados para el estudio paramétrico

The model presented in table 6 has been established as a base model of the parametric study, with the rest of the models with the different reinforcements will be compared to. The properties of the base model without reinforcement against punching shear are the next:

Table 2: Values of parameters in the reference model for parametric study.

Variable	Valor
Yield strength of steel	B 500 S
Concrete type	HA 25
Longitudinal reinforcement ratio	1.50%
Column width/Slab width ratio	0.1
Column width/Slab thickness ratio	1.25
Punching shear reinforcement	None

The studied parameters of the reinforcement in the present article are the following: diameter of the bolts, number of bolts of each disposition, distance from the first bolt to the column, equidistance (separation) between bolts and the disposition or pattern of these. Each variables adopts 3 different values, which are defined in table 7.

Table 7: Values adopted for each variable

Parámetro	Value 1	Value 2	Value 3
Bolts diameter (\emptyset) (mm)	8	12	16
Number of bolts in each disposition (ud)	2	3	4
First bolt-column distance (mm)	3.5 \emptyset	5 \emptyset	6.5 \emptyset
Distance between bolts (mm)	5 \emptyset	6.5 \emptyset	8 \emptyset
Bolts disposition	Double line	Radial	Rhomboidal

The range of values adopted for the distance from the first bolt to the column and for the equidistance between bolts has been based on which ones the different regulations allow, such as Eurocode 2 [59] and EHE-08 [60].

There are a total of 243 models, equivalent to all possible combinations of these 5 parameters over 3 values. The main features of the chosen parameters is that the distance from the first bolt to the column and the equidistance between them adopt values according to the chosen diameter, which totally affects the design of the disposition, as identical models with different reinforcement diameters have a completely different geometric disposition. This has been done intentionally because it is considered that increasing the diameter, as the only change, provides less information than in the described way.

Each model was subjected, like the base model, to the displacement control method, that is, imposing a constant displacement speed. The displacement is developed at the same point in each model, but it has a ultimate vertical deflection of 40 mm as 20 mm is not enough to reach the failure with the majority of models. In addition, each disposition is detailed in figure 6, as well as its nomenclature.

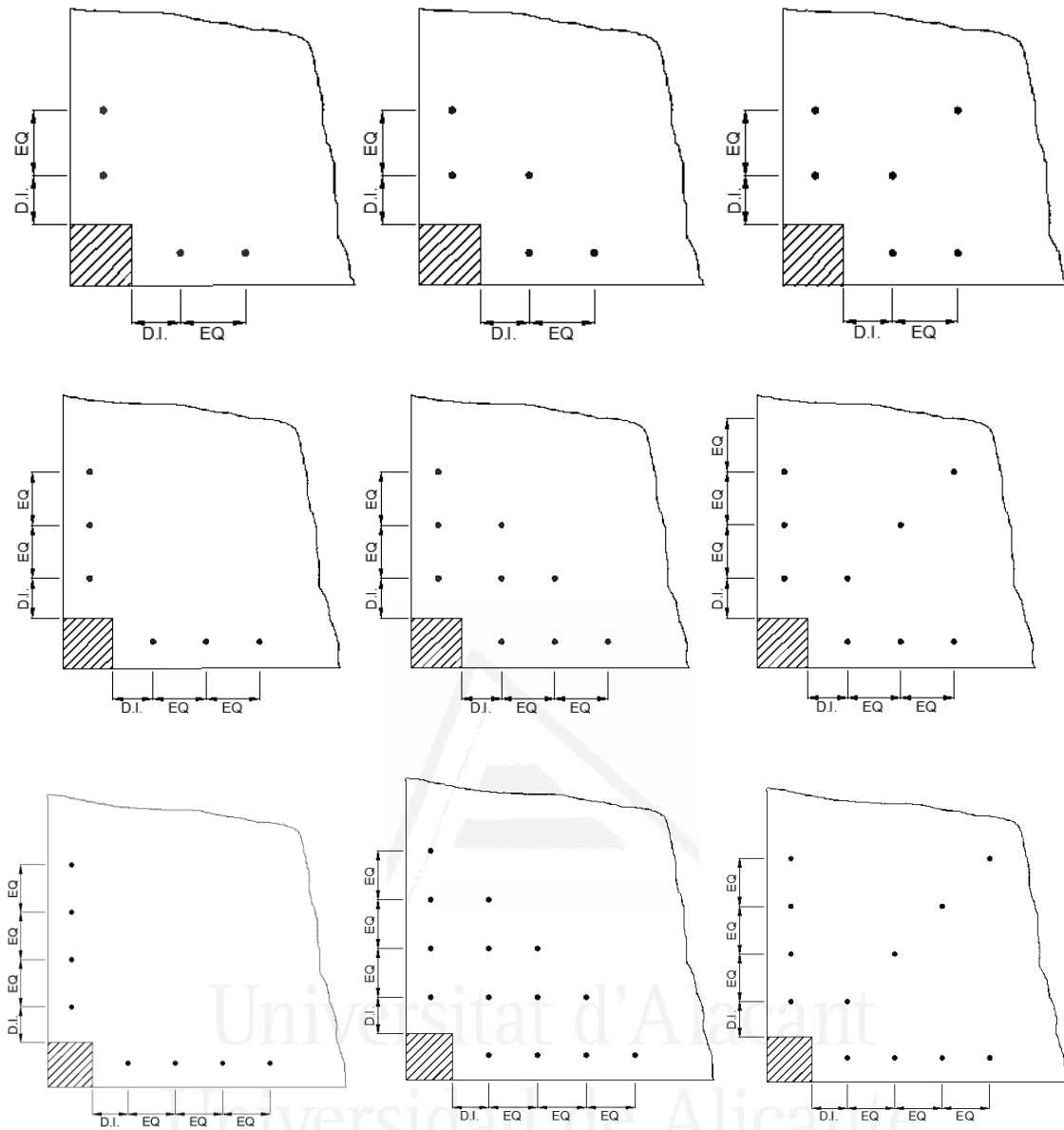


Fig. 61. Pattern of each studied disposition for the cases of: first row 2 bolts, second row 3 bolts and third row 4 bolts, first column double line disposition, second radial disposition and third column rhomboidal disposition. (D.I.= First bolt-column distance, E.Q.= Distance between bolts or equidistance)

Each model of the 243 has been calculated and its two most important data have been compiled in tables 8 and 9, ultimate load and its associated ultimate displacement, respectively.

3.4 Parametric analysis automation

Nowadays, especially since the appearance of modern computer programs, engineering and construction is related and depends, fundamentally, on computer science, and it is, more every day, an indispensable competence and one of the most valued in an engineer. [61]

The next step in the evolution, especially in the field of material properties simulations, seems to be oriented towards the parameterization of the features of the models, both at the level of materials and geometry as well as calculation automation. For this, the knowledge of the two previously mentioned aspects is required and, in this way, reducing the time invested in the execution of the models, especially if it is a question, as in this case, of modelling 243 models in terms of varying five parameters between three values.

In this article, as a novelty, the implementation of the model parametrized in order to automate the calculation of all of them instead of individually is exposed. It has been carried out by using the Python programming language [62], and the ABAQUS finite element software.

Through Python is possible to program a code that performs the processes and steps in ABAQUS that are necessary for the models development in all phases; the calculation and data collection of the model and its parameterization and automation [63].

There are two possibilities to automate the process and save model execution time, the first is that a model is calculated at the end of the previous one and the second is by batches. In addition, once the code has been written and for greater ease with the user, the range and parameterization intervals can be chosen. This is very useful and, at the same, time dangerous in relation to computational overload, because in the second way of automation the limit is marked by the user and must not exceed the processing limit of the computer.

ABAQUS has an immense library of commands written in Python that are vital for the elaboration of the model code and its parameterization and automation used in this paper. Among these commands, a user interface is found, which has been implemented to significantly increase the comfort and the intuitive nature of the parameterization and automation carried out.

4 Results analysis

4.1 Introduction

This section shows the analysis of the most remarkable results in relative value, mainly, being untimely and unnecessary the analysis of the strict combination between all the variables. Before analyse the influence of each parameter, a figure with several graphs will be displayed where the analysis can be observed in a more absolute way (Tables 8 and 9).

It should also be noted that certain models of the radial and rhomboidal dispositions of 16 mm diameter have not reached failure in the 40 mm simulated test, so conclusive data will not be extracted from them.

The way of presenting the data is in the form of a multidimensional table in which the variations of the 5 parameters are intertwined (Tables 8 and 9). In the second row of these tables appears the diameter of the bolts, and in the third row appears the number of bolts of each disposition; in

the first column appears the disposition whereas in the second appears the equidistance between bolts and in the third appears the first bolt-column distance.

Table 8: Pentadimensional table for ultimate load according to the adopted disposition, distance between bolts (EQ), first bolt-column distance (DI), bolts diameter and number of bolts in each disposition.

			ULTIMATE LOAD (kN)								
			8			12			16		
			2	3	4	2	3	4	2	3	4
DOUBLE LINE	5Φ	3.5Φ	333.9	347.8	366.8	339.2	370.3	393.5	325.9	328.5	326.4
		5Φ	329.5	357.9	362.8	316.0	323.1	320.4	314.8	316.5	318.0
		6.5Φ	333.9	319.9	327.9	312.7	313.5	314.2	312.7	311.1	308.5
	6.5Φ	3.5Φ	333.0	356.1	375.1	360.2	391.4	398.5	326.3	325.7	320.6
		5Φ	335.6	355.5	367.8	317.8	322.3	322.2	314.9	317.0	317.6
		6.5Φ	360.2	325.9	313.7	321.2	319.5	319.6	315.8	314.6	313.9
	8Φ	3.5Φ	342.7	361.2	388.8	365.6	390.4	395.2	329.2	322.4	323.2
		5Φ	340.4	363.8	368.8	316.5	317.1	317.4	317.7	315.4	315.7
		6.5Φ	319.9	324.5	326.4	318.7	317.8	317.0	314.4	312.2	315.5
RADIAL	5Φ	3.5Φ	342.5	381.8	379.6	378.4	415.3	460.7	402.3	428.2	460.3
		5Φ	358.8	379.5	399.9	377.8	395.7	407.3	324.3	340.2	337.2
		6.5Φ	361.2	386.4	407.2	371.8	378.4	382.9	316.4	327.5	329.1
	6.5Φ	3.5Φ	360.4	389.5	402.5	385.3	418.4	449.4	371.3	395.2	333.5
		5Φ	365.7	387.1	427.2	382.4	385.0	398.6	322.6	344.9	341.4
		6.5Φ	360.6	383.9	386.7	367.4	371.2	379.6	323.3	341.8	381.8
	8Φ	3.5Φ	362.2	386.2	418.0	380.8	416.5	446.5	370.2	375.4	380.7
		5Φ	365.3	404.6	418.7	370.8	372.1	390.3	341.6	348.5	348.5
		6.5Φ	362.4	362.4	383.8	367.6	363.5	377.3	329.8	328.0	343.0
RHOMBOIDAL	5Φ	3.5Φ	337.7	365.4	389.9	357.0	393.9	429.7	380.8	396.7	413.8
		5Φ	334.8	375.2	398.5	358.9	410.7	453.3	324.9	351.5	356.8
		6.5Φ	346.9	378.5	407.7	350.8	406.2	455.3	328.9	344.6	352.6
	6.5Φ	3.5Φ	342.7	389.5	405.7	367.5	406.8	460.0	372.5	379.0	385.6
		5Φ	346.4	378.0	405.4	382.4	421.6	484.5	328.0	349.8	353.4
		6.5Φ	337.1	383.1	417.4	348.6	400.2	457.0	330.2	336.5	344.2
	8Φ	3.5Φ	347.3	379.8	413.6	375.0	427.5	496.2	363.2	374.9	376.0
		5Φ	354.4	386.9	420.3	362.1	417.4	476.2	332.0	339.4	344.4
		6.5Φ	343.5	390.1	399.3	353.0	408.0	433.2	319.6	335.4	343.4

Table 9: Pentadimensional table for ultimate associated displacement according to the adopted disposition, distance between bolts (EQ), first bolt-column distance (DI), bolts diameter and number of bolts in each disposition.

		ULTIMATE DISPLACEMENT (mm)												
		EQ		DI		8			12			16		
						2	3	4	2	3	4	2	3	4
DOUBLE LINE	5Φ	3.5Φ	27.65	23.01	22.98	21.04	23.87	27.84	28.90	31.27	28.26			
		5Φ	25.91	29.22	28.30	28.21	29.21	28.06	28.11	31.35	27.78			
		6.5Φ	27.65	28.56	30.17	27.32	27.04	28.05	28.31	27.86	30.07			
	6.5Φ	3.5Φ	22.97	21.78	23.28	25.98	29.63	29.13	30.58	28.88	26.85			
		5Φ	26.98	27.90	29.34	28.91	30.62	29.48	28.08	32.53	28.86			
		6.5Φ	25.98	31.23	32.21	30.95	29.37	30.33	33.43	31.37	28.51			
	8Φ	3.5Φ	26.33	22.34	22.98	27.06	30.51	30.29	31.07	33.17	32.09			
		5Φ	26.34	29.57	28.50	28.17	27.68	28.00	32.91	33.84	32.34			
		6.5Φ	28.98	30.14	29.10	31.54	29.73	29.40	28.29	29.51	32.23			
RADIAL	5Φ	3.5Φ	19.84	22.79	20.98	20.83	19.73	20.63	26.36	29.51	33.13			
		5Φ	23.88	22.53	21.09	26.63	26.46	27.61	31.16	40.00	32.22			
		6.5Φ	25.40	26.08	28.11	28.09	26.64	26.72	31.38	34.05	30.09			
	6.5Φ	3.5Φ	24.52	22.34	18.61	22.03	22.74	25.70	27.89	40.00	33.03			
		5Φ	24.28	23.14	22.45	28.87	28.02	32.30	28.78	40.00	36.00			
		6.5Φ	26.02	27.55	26.31	28.85	30.25	31.52	33.99	40.00	40.00			
	8Φ	3.5Φ	22.02	23.22	21.59	24.65	25.64	28.81	28.22	33.72	40.00			
		5Φ	24.28	25.26	23.90	30.54	30.22	34.97	40.00	40.00	40.00			
		6.5Φ	27.31	25.55	28.54	32.70	29.97	33.87	40.00	40.00	40.00			
RHOMBOIDAL	5Φ	3.5Φ	23.35	20.61	19.10	22.26	17.55	15.17	24.70	29.29	27.29			
		5Φ	20.35	21.68	19.11	27.17	24.79	21.33	29.78	40.00	36.68			
		6.5Φ	26.99	23.72	21.09	27.09	27.62	25.84	40.00	40.00	40.00			
	6.5Φ	3.5Φ	23.34	21.47	17.90	22.06	17.72	19.10	30.59	35.18	27.74			
		5Φ	23.24	20.17	17.20	28.87	25.79	23.34	35.70	40.00	34.89			
		6.5Φ	25.38	24.16	22.17	28.80	26.48	26.35	40.00	40.00	37.27			
	8Φ	3.5Φ	23.43	18.87	16.30	23.67	20.07	19.73	26.37	30.22	27.34			
		5Φ	26.73	20.30	19.18	27.17	25.69	25.05	36.16	40.00	40.00			
		6.5Φ	27.16	26.73	30.21	27.61	28.37	25.29	30.05	40.00	40.00			

Therefore, as can be observed, a total of 244 models have been performed: a base model, and 243 variations thereof. Regarding the average calculation time, it is 4 hours per model using an Intel Core i7 340 GHz processor.

4.2 Influence of the diameter of the bolts

Regarding the ultimate load supported in the models, the increase in diameter from 8 mm to 12 mm increases the ultimate load supported by 3.24% and, from 12 mm to 16 mm, decreases by 9.80%. This behaviour is accentuated in the rhomboidal disposition and mitigated in the double line, which even drops the average ultimate load from 8 mm to 12 mm, as load-displacement responses in figure 7, corresponding to the model of 3 bolts, double line disposition, and a first bolt-column distance and equidistance of $8\varnothing$ and $5\varnothing$, respectively, show. The general case is shown in figure 8, corresponding to model of 3 bolts, radial disposition, and with a first bolt-column distance and equidistance of $8\varnothing$ and $3.5\varnothing$, respectively.

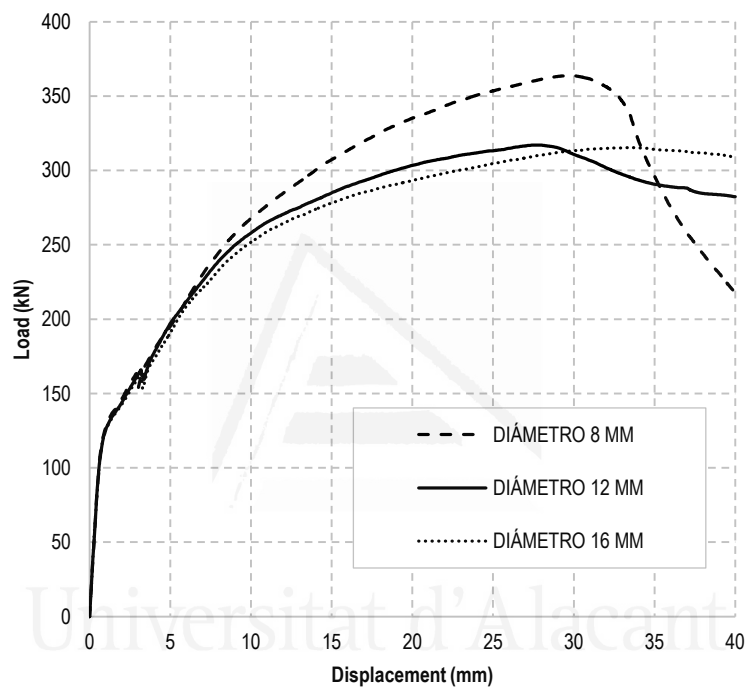


Fig. 7. Load-deflection response of this model: 3 bolts, $8\varnothing$ DI, $5\varnothing$ EQ, and a double line disposition.

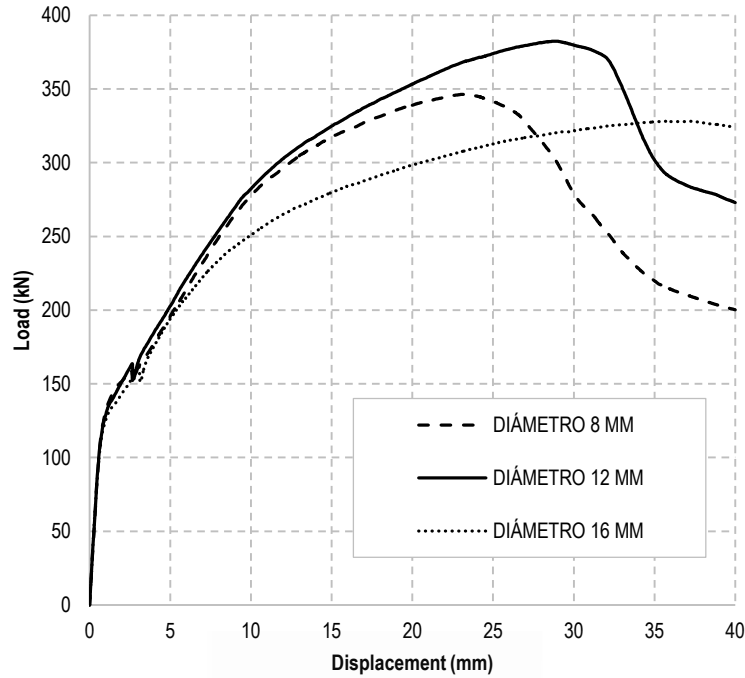


Fig. 8. Load-deflection response of this model: 3 bolts, 8Ø DI, 3.5Ø EQ, and a radial disposition.

On another front, the associated displacement, when the diameter increases from 8 mm to 12 mm, the displacement also increases an average of 9.43% and, when the diameter increases from 12 mm to 16 mm, the displacement increases an average of 25.17%. This behaviour is accentuated more in the radial disposition for the first increase and mitigated in double line disposition for the second; however, there is some case in which the displacement decreases, as seen in figure 7.

4.3 Influence of the number of bolts of the provisions

Regarding the ultimate load supported in the models, increasing the number of bolts in each disposition from 2 to 3 increases the ultimate load supported by an average of 5.51%, and from 3 to 4 increases it an average of one 4.05%. This behaviour is accentuated more in the rhomboidal disposition and the leap from 2 to 3 bolts and mitigated in the leap from 3 to 4 bolts or in the double line disposition, in which even the average ultimate load decreases, as load-displacement responses in figure 9, corresponding to the model of 16 mm bolts diameter bolts, double line disposition and a first bolt-column distance and equidistance of 8Ø and 5Ø, respectively, show. The general case is shown in figure 10, corresponding to the 8 mm bolts diameter, double line disposition and a first bolt-column distance and equidistance of 6.5Ø and 5Ø, respectively.

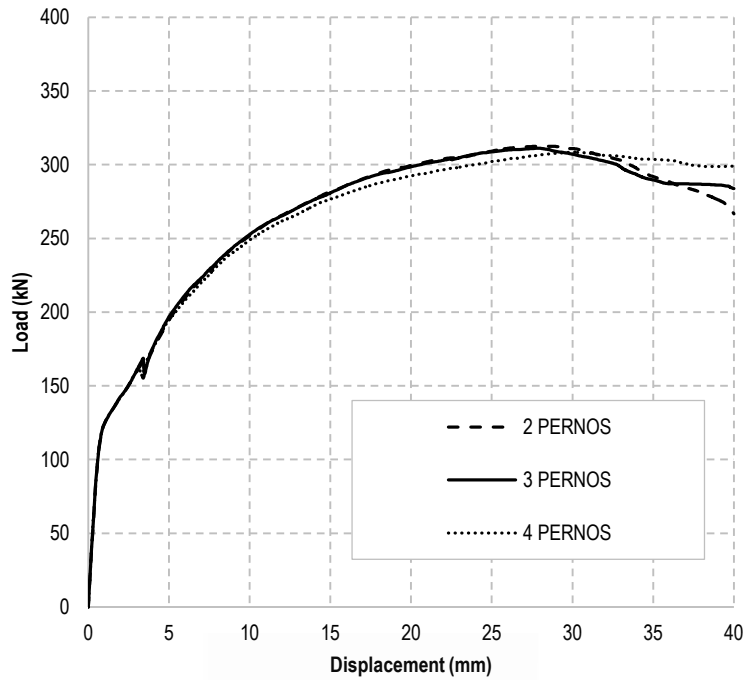


Fig. 9. Load-deflection response of this model: 16 mm diameter, 5Ø DI, 6.5Ø EQ, and a double line disposition.

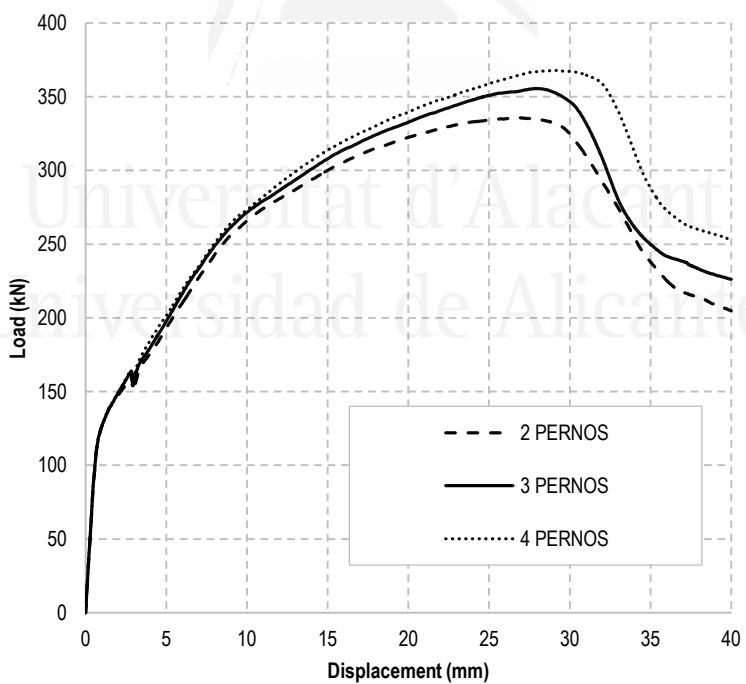


Fig. 20. Load-deflection response of this model: 8 mm diameter, 6.5Ø DI, 5Ø EQ, and a double line disposition.

On another front, the associated displacement should be studied for each disposition. In the double line disposition, when increasing the number of bolts from 2 to 3, an average elongation of 3.08% is observed and, when increasing from 3 to 4 bolts, an average elongation that exceeds

1% for all the bolts diameters but 16 mm, which produces an average shortening of 4.57%. In the radial disposition, when increasing the number of bolts from 2 to 3, almost no variation is observed and, when increasing from 3 to 4 bolts, there is an average shortening of 3% for the diameters of 8 mm and an average elongation of 9% for a diameter of 12 mm. Finally, for the rhomboidal disposition, when increasing the number of bolts from 2 to 3, an average shortening of 9% is observed and, when increasing from 3 to 4 bolts, another average shortening of 7%, approximately, is produced.

4.4 Influence of the distance from the first bolt to the column

Regarding the ultimate load supported in the models, increasing the distance from the first bolt to the column from $3.5\varnothing$ to $5\varnothing$, decreases the ultimate load supported by an average of 5.47%, and from $5\varnothing$ to $6.5\varnothing$ decreases an average of one 2.62%. This behaviour is accentuated more in double line and radial dispositions and mitigated in the rhomboidal disposition. The general case is shown in figure 11, corresponding to the load-displacement model responses with 4 bolts, a bolts diameter of 12 mm, radial disposition, and a equidistance of $6.5\varnothing$.

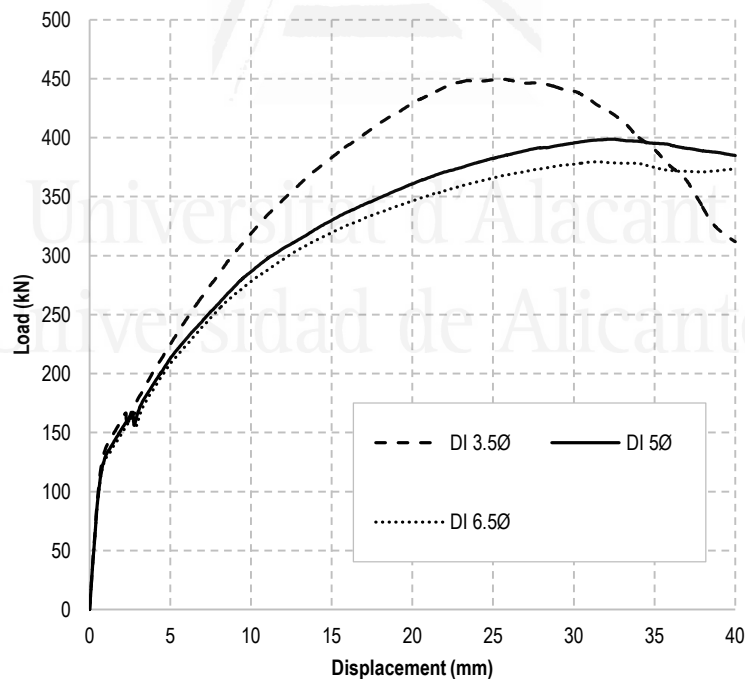


Fig. 31. Load-deflection response of this model: 4 bolts, 12 mm diameter, $6.5\varnothing$ EQ, and a radial disposition.

On another front, the associated displacement, increasing the first bolt-column distance from $3.5\varnothing$ to $5\varnothing$, the displacement increases and average of 12.55% and 4.57% when the first bolt-

column distance increases from $5\emptyset$ to $6.5\emptyset$. This behaviour is accentuated more in the rhomboidal disposition for the first increase and mitigated in double line disposition in the second.

4.5 Influence of the equidistance between bolts

Regarding the ultimate load supported in the models, increasing the equidistance between bolts from $5\emptyset$ to $6.5\emptyset$, the ultimate load variation does not exceed 2-3%, generally increasing it. From $6.5\emptyset$ to $8\emptyset$ the ultimate load variation is even lower, it does not exceed 1-2%. The general case is shown in figure 12, corresponding to the load-displacement model responses with 2 bolts, a bolts diameter of 8 mm, rhomboidal disposition, and a first bolt-column distance of $6.5\emptyset$.

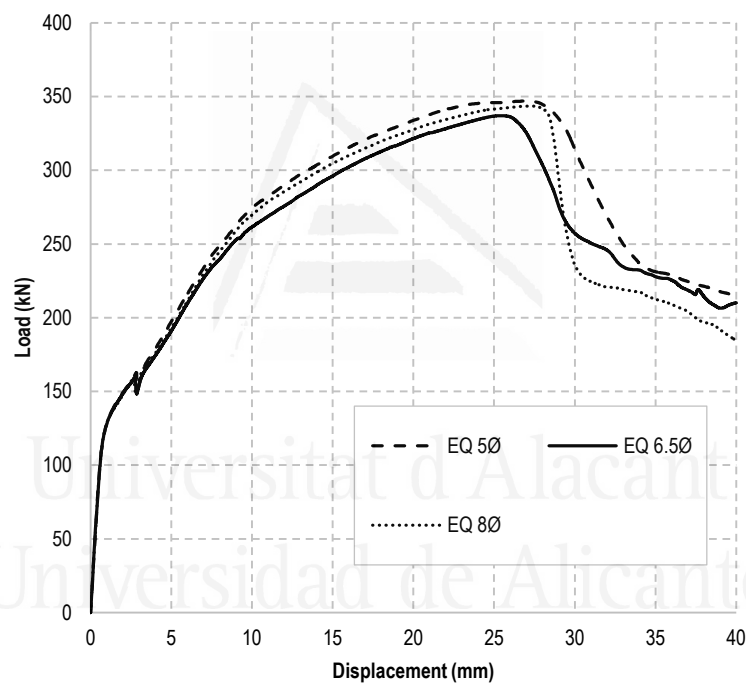


Fig. 42. Load-deflection response of this model: 2 bolts, 8 mm diameter, $6.5\emptyset$ DI, and a rhomboidal disposition.

On another front, the associated displacement, increasing the equidistance between bolts from $5\emptyset$ to $6.5\emptyset$, the displacement increases and average of 5.43% and increasing the equidistance between bolts from $6.5\emptyset$ to $8\emptyset$ increases the displacement an average of 3.12%. This behaviour is accentuated more in the radial disposition and mitigated in the other dispositions, in which it even decreases.

4.6 Influence of the provision of the pins

In this section, the standard double line, radial and rhomboidal disposition are compared. Regarding the ultimate load supported in the models, on the one hand, when varying from the double line to radial, the ultimate load supported by the model increases between 7% and 14%, with a larger increase as more bolts are placed. On the other hand, the comparison between the double line disposition and the rhomboidal disposition shows more disparate increases, between 2% and 33% with an average of 13.79%. This variation is also increased when the number of bolts of the dispositions increases, as can be observed in figure 13, corresponding to the load-displacement responses of the models with 4 bolts, bolts diameter of 16 mm, and a first bolt-column distance and equidistance of 5ϕ .

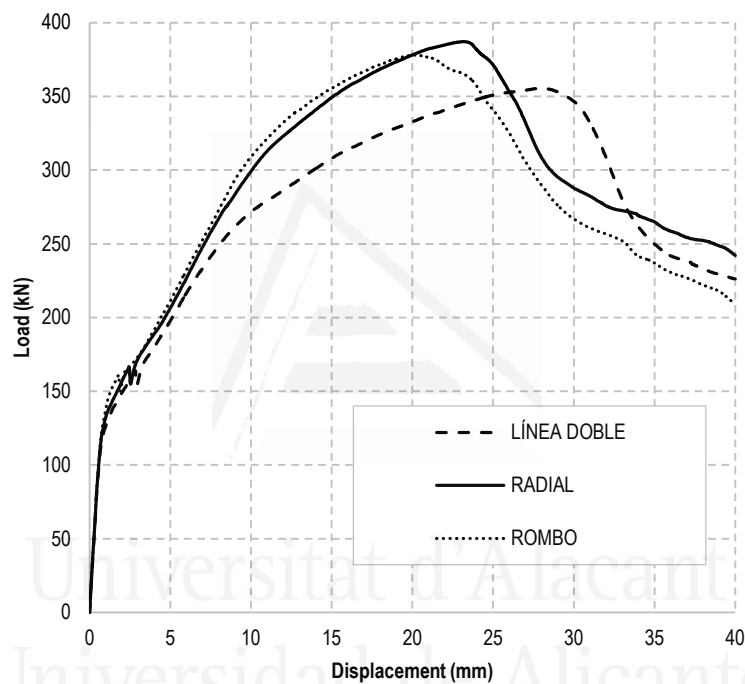


Fig. 53: Load-deflection response of this model: 3 bolts, 8 mm diameter, 5ϕ DI and 6.5ϕ EQ.

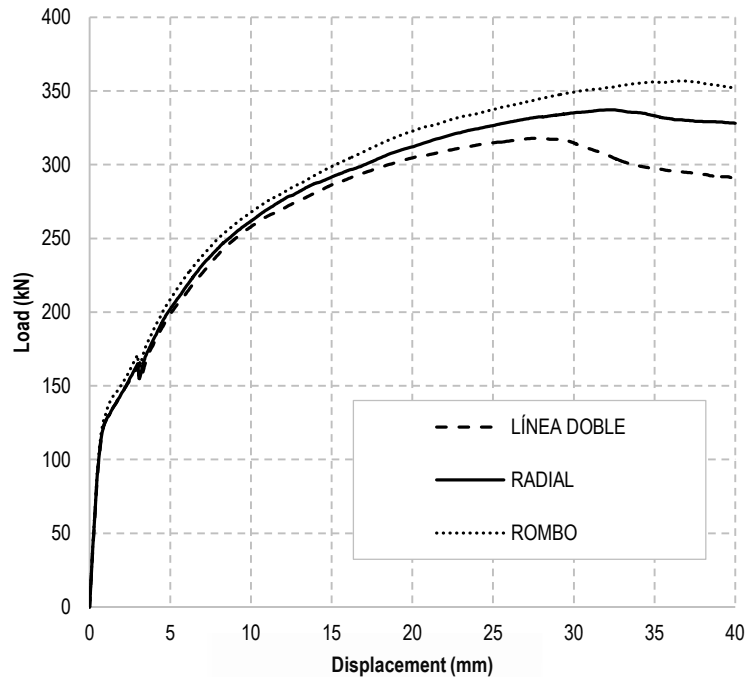


Fig. 14. Load-deflection response of this model: 4 bolts, 16 mm diameter, 5Ø DI and EQ.

On another front, the associated displacement, when the disposition varies from the double line to the radial, the shortening increases when the diameter or the number of bolts decreases, and the elongation increases when the disposition has more number of bolts. Also, the comparison between the double line disposition and the rhomboidal disposition shows a shortening for diameters 8 and 12 mm that increases with the increase of the number of bolts in the dispositions and a elongation can be observed in reinforcements with a diameter of 16 mm, which also increases by increasing the number of bolts of the dispositions, as is shown in figure 14, corresponding to the load-displacement responses of the models with 4 bolts, diameter bolts of 16 mm, with a first bolt-column distance and equidistance of 5Ø.

5 Conclusions

A numerical model using finite elements has been presented with ABAQUS software to reproduce the study of reinforced concrete flat slabs reinforced with bolts against punching shear, which has been calibrated both quantitatively and qualitatively.

The aspect that presents a greater difficulty in the modelling of reinforced concrete structures is precisely the choice of concrete behaviour model. For this, the Concrete Damaged Plasticity model has been used. The model has been calibrated by contrasting it with published scientific results, both experimental and numerical, and checking the adjustment until sufficiently low error rates.

Through this numerical model, a parametric study has been carried out in order to know the influence of the different variables that define a reinforced building slab against punching.

The following conclusions have to be understood taking into account the aspect already mentioned; both the first bolt-column distance and the equidistance between bolts adopt values depending on the diameter. That means that a change in the diameter entails totally different geometrical dispositions.

The main conclusions relating to the parametric study are the next:

- Increasing the bolt diameter, increases ultimate displacements but decreases ultimate loads supported. This may be due to the fact that for $\varnothing 16$ mm some bolts leave the area surrounded by the critical perimeter, reason that explains, at the same time, the significant loss of ductility.
- Increasing the number of bolts in a disposition, increases the value of the ultimate load, especially in the rhomboidal disposition. There is also a larger displacement in the more slender disposition (double line) and a smaller one in the rhomboidal disposition, that means, lower ductility. This phenomenon is explained by the fact that the rhomboidal disposition is the most reinforced, specially near the column, and the double line disposition, the least.
- Regarding the first bolt-column distance, the models that support the highest ultimate load are those with the intermediate value ($5\varnothing$). This may be due to, depending on the diameter of the bolt and the number, the first value of first bolt-column distance ($3.5\varnothing$) does not reach the critical perimeter and the third one ($6.5\varnothing$) leaves this area. However, the ductility decreases when the first bolt-column distance increases, which may be due to the fact that there is not such a high concentration of steel located near the column.
- The equidistance between bolts is a factor that, in most cases, is not decisive when calculating the ultimate load, first bolt-column distance is much more important. In terms of ductility, its variation can be explained in the same way as the variation of the first bolt-column distance.
- Both dispositions, the radial and rhomboidal, have a larger number of bolts than the double line, being the rhomboidal which more densifies the critical perimeter of the column. For this reason, if the diameter decreases, the critical perimeter is densified and the ductility decreases. Furthermore, the ultimate load is also obtained, generally, for an intermediate diameter, which ratifies the reasoning followed in the previous conclusions.
- Although the code management in ABAQUS is complicated, since it requires techniques and knowledge of both civil engineer and computer engineer, it is very useful for the development of models, especially if it is a parametric one. In spite of a

large amount of time has to be invested in the creation of the code, it is widely compensated for saving the creation each model.

Results here exposed allow initiating the path towards a more complex study which is able to systematically assess what values are optimums.

6 Acknowledgements

The authors would like to thank the Technical University of Valencia for their collaboration in order to use their ABAQUS software license to develop this research framed in Miguel Navarro's doctoral studies. A special mention is made of Dr. Vicente Alberro and Dr. David Pons for their assistance and advice in the use of this software.

7 References

- [1] J. Kunz, M. Fernández-Ruiz, and A. Muttoni, *Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement*, no. 1. London: Taylor & Francis Group, 2008.
- [2] D. Foti, “Shear vulnerability of historical reinforced-concrete structures,” *Int. J. Archit. Herit.*, vol. 9, no. 4, pp. 453–467, May 2015.
- [3] M. Fernández-Ruiz, A. Muttoni, and J. Kunz, “Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement,” *ACI Struct. J.*, vol. 107, no. 4, pp. 434–442, 2010.
- [4] Da-Hua Jiang¹ and Jing-Hua Shen. STRENGTH OF CONCRETE SLABS IN PUNCHING SHEAR. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 12, December, 1986.
- [5] Ronaldo B. Gomes and Paul E. Regan. PUNCHING RESISTANCE OF RC FLAT SLABS WITH SHEAR REINFORCEMENT. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 6, June, 1999.
- [6] P. Menetrey, R. Walther, T. Zimmermann, K. J. Willam and P. E. Regan. SIMULATION OF PUNCHING FAILURE IN REINFORCED-CONCRETE STRUCTURES. *J. Struct. Eng.*, 1997, 123(5): 652-659.
- [7] M. Navarro, S. Ivorra, and F. B. Varona, “Parametric computational analysis for punching shear in RC slabs,” *Eng. Struct.*, vol. [In press], 2018.
- [8] B. Adetifa and M. A. Polak, “Retrofit of slab column interior connections using shear bolts,” *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 2, pp. 268–274, 2005.
- [9] S. Lips, M. Fernández-Ruiz, and A. Muttoni, “Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs,” *ACI Struct. J.*, vol. 109, no. 6, pp. 889–900, 2012.
- [10] H. Marzouk and A. Hussein, “Experimental investigation on the behavior of high-strength concrete slabs,” *ACI Structural Journal*, vol. 88, no. 6. pp. 701–713, 1991.
- [11] M. A. Polak, “Modeling punching shear of reinforced concrete slabs using layered finite

- elements,” *ACI Struct. J.*, vol. 95, no. 1, pp. 71–80, 1998.
- [12] A. S. Genikomsou and M. A. Polak, “Finite element analysis of a reinforced concrete slab-column connection using ABAQUS,” in *Structures Congress 2014*, 2014, pp. 813–823.
- [13] A.S. Genikomsou, M. P. Damaged plasticity modelling of concrete in finite element analysis of reinforced concrete slabs. 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures 2016
- [15] A. Wosatko, J. Pamin, and M. A. Polak, “Application of damage–plasticity models in finite element analysis of punching shear,” *Comput. Struct.*, vol. 151, pp. 73–85, 2015.
- [16] R. de Borst and P. Nauta, “Non-orthogonal cracks in a smeared finite element model,” *Eng. Comput.*, vol. 2, no. 1, pp. 35–46, 1985.
- [17] M. Cervera, E. Hinton, and O. Hassan, “Nonlinear analysis of reinforced concrete plate and shell structures using 20-noded isoparametric brick elements,” *Comput. Struct.*, vol. 25, no. 6, pp. 845–869, Jan. 1987.
- [18] I. A. E. M. Shehata and P. E. Regan, “Punching in R.C. slabs,” *J. Struct. Eng.*, vol. 115, no. 7, pp. 1726–1740, Jul. 1989.
- [19] J. Shu, M. Plos, K. Zandi, M. Johansson, and F. Nilenius, “Prediction of punching behaviour of RC slabs using continuum non-linear FE analysis,” *Eng. Struct.*, vol. 125, pp. 15–25, 2016.
- [20] Francesco Cavagnis, Miguel Fernández Ruiz, Aurelio Muttoni. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. *Engineering Structures* 103 (2015) 157–173.
- [21] K. Micallef, J. Sagaseta, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. *International Journal of Impact Engineering* 71 (2014) 17-33.
- [22] André F.O., Micael M.G., Válder J.G., António P.R. Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic Loading. *Engineering Structures* 117 (2016) 204–219
- [23] P. Menétrey, R. Walther, T. Zimmermann, K. J. Willam, and P. E. Regan, “Simulation of punching failure in reinforced-concrete structures,” *J. Struct. Eng.*, vol. 123, no. 5, pp. 652–659, 1997.
- [24] P. Menétrey, “Synthesis of punching failure in reinforced concrete,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 24, no. 6, pp. 497–507, Dec. 2002.
- [25] H. Guan, “Prediction of punching shear failure behaviour of slab-edge column connections with varying opening and column parameters,” *Adv. Struct. Eng.*, vol. 12, no. 1, pp. 19–36, 2009.
- [26] B. Belletti, J. C. Walraven, and F. Trapani, “Evaluation of compressive membrane action

- effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs,” *Eng. Struct.*, vol. 95, pp. 25–39, Jul. 2015.
- [27] Micael M.G., André F.O., Duarte M.V., Válder J.G., António P.R. Punching of high strength concrete flat slabs without shear reinforcement. *Engineering Structures* 103 (2015) 275–284
- [28] J. Lee and G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures,” *J. Eng. Mech.*, vol. 124, no. 8, pp. 892–900, 1998.
- [29] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, “A plastic-damage model for concrete,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 25, no. 3, pp. 299–326, 1989.
- [30] *Abaqus Theory Manual (6.14)*. Dassault Systemes, Providence, RI, USA, 2014.
- [31] P. A. Calderón, J. M. Adam, S. Ivorra, F. J. Pallarés, and E. Giménez, “Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging,” *Mater. Des.*, vol. 30, no. 10, pp. 4069–4080, 2009.
- [32] Ehab El-Salakawy; Khaled Soudki; and Maria Anna Polak. Punching Shear Behavior of Flat Slabs Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Laminates. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No. 5, October 1, 2004.
- [33] Cengizhan Durucan, Özgür Anil. Effect of opening size and location on the punching shear behavior of interior slab–column connections strengthened with CFRP strips. *Engineering Structures* 105 (2015) 22–36.
- [34] A.S. Genikomsou, M.A.Polak. Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Punching Shear Reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, © ASCE, ISSN 0733-9445. 2016.
- [35] Maria Anna Polak, Nicholas Lawler. Application of FRP for Punching Shear Retrofit of Concrete Slab-Column Connections. CICE 2010 - The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering September 27-29, 2010, Beijing, China.
- [36] Nicholas Lawler and Maria Anna Polak. Development of FRP Shear Bolts for Punching Shear Retrofit of Reinforced Concrete Slabs. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 4, August 1, 2011.
- [37] M. Hasan Meisami; Davood Mostofinejad; and Hikaru Nakamura. Punching Shear Strengthening of Two-Way Flat Slabs with CFRP Grids. *Journal of Composites for Construction*. 2014.
- [38] J. Kunz, M. Fernández Ruiz & A. Muttoni. Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement. *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst* (eds). 2008.
- [39] K. Pilakoutas and X. Li. Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 9, September 1, 2003.

- [40] Thai X. Dama, James K. Wigh. Flexurally-triggered punching shear failure of reinforced concrete slab–column connections reinforced with headed shear studs arranged in orthogonal and radial layouts. *Engineering Structures* 110 (2016) 258–268
- [41] Hazem M.F. Elbakry, Said M. Allam. Punching strengthening of two-way slabs using external steel plates. *Alexandria Engineering Journal* (2015) 54, 1207–1218
- [42] Kwang-Soo Youma, Jung J. Kim, Jiho Moon. Punching shear failure of slab with lightweight aggregate concrete (LWAC) and low reinforcement ratio. *Construction and Building Materials* 65 (2014) 92–102.
- [43] Jia-Bao Yan, Jun-Yan Wang, J.Y. Richard Liew, Xudong Qian, Wei Zhang. Reinforced ultra-lightweight cement composite flat slabs: Experiments and analysis. *Materials and Design* 95 (2016) 148–158.
- [44] Pedram Zohrevand; Xiong Yang, Xin Jiao and Amir Mirmiran. Punching Shear Enhancement of Flat Slabs with Partial Use of Ultrahigh-Performance Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, © ASCE, ISSN 0899-1561/04014255(10). 2015.
- [45] Mohamed Hassan; Ehab A. Ahmed, M.ASCE; and Brahim Benmokrane. Punching Shear Behavior of Two-Way Slabs Reinforced with FRP Shear Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, © ASCE, ISSN 1090-0268/04014030(13). 2014.
- [46] Abdel Wahab El-Ghandour; Kypros Pilakoutas; and Peter Waldron. Punching Shear Behavior of Fiber Reinforced Polymers Reinforced Concrete Flat Slabs: Experimental Study. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, No. 3, August 1, 2003.
- [47] A.M.T. Hassan, G.H. Mahmud, S.W. Jones, C. Whitford. A new test method for investigating punching shear strength in Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRC) slabs. *Composite Structures* 131 (2015) 832–841.
- [48] Angelo Caratelli, Stefania Imperatore, Alberto Meda, Zila Rinaldi. Punching shear behavior of lightweight fiber reinforced concrete slabs. *Composites Part B* 99 (2016) 257-265.
- [49] Kiang-Hwee Tan and P. Paramasivam. PUNCHING SHEAR STRENGTH OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE SLABS. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 6, No. 2, May, 1994.
- [50] M. H. Meisami, D. Mostofinejad, and H. Nakamura, “Punching shear strengthening of two-way flat slabs with CFRP grids,” *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 2, p. 4013047, Apr. 2014.
- [51] D. M. . Faria, J. Einpaul, A. M. P. Ramos, M. Fernández-Ruiz, and A. Muttoni, “On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 73, pp. 366–377, 2014.
- [52] A.S. Genikomsou, M.A.Polak. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. *Engineering Structures* 98 (2015) 38–48

- [53] O. Mirza and B. Uy, "Behaviour of headed stud shear connectors for composite steel–concrete beams at elevated temperatures," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 3, pp. 662–674, Mar. 2009.
- [54] Y. T. Obaidat, S. Heyden, and O. Dahlblom, "The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM," *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 6, pp. 1391–1398, 2010.
- [55] B. Alfarah, F. López-Almansa, and S. Oller, "New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures," *Eng. Struct.*, vol. 132, pp. 70–86, 2017.
- [56] D. C. Drucker and W. Prager, "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design," *Q. Appl. Math.*, vol. 10, no. 2, pp. 157–165, 1952.
- [57] International Federation for Structural Concrete (fib), *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [58] A. Hillerborg, M. Modéer, and P. E. Petersson, "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements," *Cem. Concr. Res.*, vol. 6, no. 6, pp. 773–781, Nov. 1976.
- [59] European Committee for Standardisation, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Madrid: AENOR, 2013.
- [60] EHE-08 structural concrete instruction (3rd edition); Permanent Commission of Publications of the Ministry of Housing, Madrid, 2006.
- [61] V. Albero, A. Espinos, M. L. Romero, A. Hospitaler, G. Bihina, and C. Renaud, "Proposal of a new method in EN1994-1-2 for the fire design of concrete-filled steel tubular columns," *Eng. Struct.*, vol. 128, pp. 237–255, 2016.
- [62] "Python Software Foundation webpage." [Online]. Available: <https://www.python.org/>.
- [63] G. Puri, *Python scripts for Abaqus*. Kan Sasana Printer, 2011.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

En este capítulo se exponen las conclusiones de la tesis así como la propuesta de futuras líneas de investigación y desarrollo

Por un lado, se llevó a cabo un modelo numérico mediante elementos finitos con el software ABAQUS para reproducir el estudio de punzonamiento en losas de edificación de forjados. Primero se calibró en base a otros ensayos experimentales conocidos y posteriormente se parametrizaron distintas variables del mismo, tanto geométricas como son la relación entre el canto del forjado y el ancho del pilar o la relación entre el ancho del pilar y del forjado, como intrínsecas, como son la cuantía de armado o las resistencias del hormigón y del acero. El aspecto que reviste una mayor dificultad en la modelización de estructuras de hormigón armado es precisamente la elección del modelo de comportamiento del hormigón. Para ello se ha utilizado el modelo Concrete Damaged Plasticity.

La calibración del modelo inicial se realizó contrastándola con resultados científicos publicados, tanto de carácter experimental como numérico, y comprobando el ajuste determinando unas tasas de error lo suficientemente pequeñas. Los parámetros más significativos que se han tenido en cuenta en la calibración han sido el tamaño de mallado, el tipo de análisis (cuasi-estático o estático con distintos valores de viscosidad) y el ángulo de dilatación. Este último ha resultado ser ligeramente más decisivo, puesto que desviaciones relativas respecto del valor que resultó ser óptimo para la calibración modificaban apreciablemente la respuesta del modelo, especialmente en el desplazamiento en rotura.

Una vez calibrado el modelo numérico, éste se ha adaptado para realizar un estudio paramétrico automatizado mediante código en Python para conocer la influencia de las distintas variables antes mencionadas que definen a un forjado de edificación en el fenómeno del punzonamiento. Las principales conclusiones relativas al estudio paramétrico son las siguientes:

- El incremento del límite elástico del acero no parece tener una gran influencia en la mejora de la resistencia a punzonamiento. De hecho, produce una ligera merma de ductilidad que no es compensada por la mejora de resistencia.
- El incremento de la resistencia a compresión del hormigón permite mejorar la carga última sin pérdida de ductilidad.
- El estudio paramétrico confirma que a mayores cuantías de armado longitudinal en la losa, se incrementa lógicamente la resistencia a punzonamiento, pero se reduce la ductilidad, como cabría esperar.
- A mayor relación ancho de pilar/ancho de forjado, se reduce ligeramente la carga última pero se incrementa el desplazamiento vertical.
- A mayor relación ancho de pilar/canto de forjado, la carga última cae bruscamente pero la ductilidad se incrementa.
- Los resultados del análisis paramétrico en relación a los ratios geométricos se comparan con los resultados derivados de los modelos analíticos propuestos por el Eurocódigo 2, que da resultados más conservadores, y el código Modelo 2010, que no solo permite el cálculo de la carga última sino que también permite calcular una estimación del desplazamiento último.

Por otro lado, se llevó a cabo otro estudio paramétrico, pero esta vez sobre el refuerzo del modelo original calibrado de forma que se ejecutaron 244 modelos (243 más el original) con el fin de detectar la influencia del tipo de refuerzo y obtener conclusiones sobre cuál sería el refuerzo óptimo. También ha sido modelizado mediante elementos finitos con el software ABAQUS, con el fin de reproducir el estudio del punzonamiento en losas de edificación reforzadas con pernos frente a mencionado fenómeno, que ha sido calibrado tanto cuantitativa como cualitativamente.

Mediante este modelo numérico se ha realizado un estudio paramétrico para conocer la influencia de las distintas variables que definen a un forjado de edificación reforzado frente a punzonamiento.

Las siguientes conclusiones han de entenderse en el contexto ya mencionado en el trabajo que, tanto la distancia inicial como la equidistancia están en función del diámetro, por lo que un cambio en el diámetro conlleva disposiciones geométricas totalmente distintas.

Las principales conclusiones relativas al estudio paramétrico son las siguientes:

- A mayor diámetro de pernos, mayores distancias pero no menos carga máxima soportada. Esto puede deberse a que para $\varnothing 16$ mm algunos pernos salen de la zona donde se abarca el fenómeno de punzonamiento no afectando, en general, como una significativa pérdida de ductilidad.
- A mayor número de pernos de las disposiciones en una disposición, mayor carga máxima soportada, sobretodo en la disposición de rombo. También existe un mayor desplazamiento en la disposición más esbelta (doble línea) y menor en la disposición en rombo, es decir, menor ductilidad. Este fenómeno lo explica el hecho de que, la disposición rombo es la que más acero tiene cerca del pilar y la de doble línea la que menos.
- Los modelos cuya distancia a la que se coloca el primer perno que más carga máxima soportan es en el valor intermedio, esto puede ser debido a que, dependiendo del diámetro del perno y el número, la distancia inicial menor no alcanza el perímetro crítico y la mayor se sale de la zona. No obstante, la ductilidad baja cuanto mayor es el valor de la distancia inicial, lo cual puede deberse a que no existe una concentración tan alta de acero localizada cerca del pilar.
- La equidistancia entre pernos es un factor que, en la mayoría de casos, no es determinante a la hora de calcular la carga máxima, es mucho más importante la distancia a la que se coloca el primer perno. En cuanto a la ductilidad, se puede explicar de la misma manera que la variación de la distancia inicial.
- Ambas disposiciones, la radial y en rombo, tienen un mayor número de pernos de las disposiciones, siendo la de en rombo la que más densifica el perímetro crítico del pilar. Por ello ocurre que, a menor diámetro, más se densifica el perímetro crítico y disminuye la ductilidad. Por otro lado, la carga máxima se obtiene también, por lo general, para un diámetro intermedio, lo cual ratifica el razonamiento seguido en las anteriores conclusiones

- Aunque el manejo del código en ABAQUS es complicado, pues requiere técnicas y conocimientos tanto de ingeniero civil como de informático, es muy útil para el desarrollo de modelos, especialmente si se trata de uno paramétrico, ya que, aunque haya que invertir una gran cantidad de tiempo en la creación del código, se compensa ampliamente al no tener que crear cada modelo.

En cuanto a las futuras líneas de investigación, los resultados aquí expuestos permiten iniciar el camino para abordar un estudio más complejo con el que poder evaluar de forma sistemática cuales son los valores óptimos, sobre todo en el campo de la automatización y parametrización de modelos.



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante