

CMMoST 2019

5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON

Mechanical Models in Structural Engineering

Alicante, SPAIN

23 - 25 October 2019

Escuela Politécnica Superior

Universidad de Alicante

Full Papers



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



UNIVERSIDAD
DE GRANADA

CMMoST 2019

5th INTERNATIONAL CONFERENCE ON
**Mechanical Models in
Structural Engineering**

Polytechnic School of Alicante

23rd – 25th October 2019



Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante



UNIVERSIDAD DE SEVILLA

COMITÉ DE EDICIÓN

Salvador Ivorra Chorro

Victor Compán Cardiel

Andrés Sáez Pérez

Enrique Hernández Montes

Luisa M^a Gil Martín

Margarita Cámara Pérez

COORDINADORES

Francisco Javier Baeza de los Santos

M. A. Yordhana Gómez Sánchez

Edita: Editorial Club Universitario
C/ Decano, n.º 4 – 03690 San Vicente (Alicante)
www.ecu.fm
original@ecu.fm

ISBN: 978–84–17924–58–4
ISBN papel: 978–84–17924–22–5

Printed in Spain

Organizan:



UGR



UNIVERSIDAD DE SEVILLA

Patrocinan:



PAVASAL

CONTENTS

KEYNOTE LECTURES

FROM REAL-TIME SIMULATION TO STRUCTURAL DYNAMICS HYBRID TWIN. <i>Francisco Chinesta</i>	17
LOS EDIFICIOS EN ALTURA DE LA CIUDAD DE BENIDORM. <i>Florentino Regalado Tesoro</i>	17
DISEÑO PARAMÉTRICO. SU APLICACIÓN AL PROYECTO DE PUENTES. <i>José Romo Martín</i>	17

EXTENDED ABSTRACTS

A METHODOLOGY TO DESIGN INERTIAL MASS CONTROLLERS FOR HUMAN-INDUCED VIBRATIONS. <i>I.M. Díaz, X. Wang, E. Pereira, J. García Palacios, J.M. Soria, C. Martín de la Concha Renedo y J.F. Jiménez-Alonso</i>	21
A STATISTICAL-BASED PROCEDURE FOR GENERATING EQUIVALENT VERTICAL GROUND REACTION FORCE-TIME HISTORIES. <i>J.M. García-Terán, Á. Magdaleno, J. Fernández y A. Lorenzana</i>	37
A TOPOLOGICAL ENTROPY-BASED APPROACH FOR DAMAGE DETECTION OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES. <i>J.F. Jiménez-Alonso, J. López-Martínez, J.L. Blanco-Claraco, R. González-Díaz y A. Sáez</i>	55
ALTERNATIVE SOLUTIONS FOR THE ENHANCEMENT OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS IN FIRE USING HIGH PERFORMANCE MATERIALS – A NUMERICAL STUDY. <i>A. Espinós, A. Lapuebla-Ferri, M.L. Romero, C. Ibáñez y V. Albero</i>	63
ANÁLISIS PARAMÉTRICO MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO REFORZADAS FRENTE A PUNZONAMIENTO. <i>M. Navarro, S. Ivorra y F.B. Varona</i>	83
APLICACIÓN DE OPTIMIZACIÓN KRIGING PARA LA BÚSQUEDA DE ESTRUCTURAS ÓPTIMAS ROBUSTAS. <i>V. Yepes, V. Penadés-Plà y T. García-Segura</i>	101
APPLICATION OF THE COMPRESSION CHORD CAPACITY MODEL TO PREDICT THE FATIGUE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS WITHOUT STIRRUPS. <i>A. Cladera Bohigas, C. Ribas González, E. Oller Ibars y A. Marí Bernat</i>	115
ASSESSMENT OF MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE USING ELECTRIC ARC FURNACE DUST AS AN ADMIXTURE. <i>M.D. Rubio Cintas, M.E. Parrón Rubio, F. Pérez García, M.A. Fernández Ruiz y M. Oliveira</i>	123
CARACTERIZACIÓN DEL MOVIMIENTO DE UN DESLIZADOR ANTE TENSIONES NORMALES VARIABLES Y FRICCIÓN RATE AND STATE REGULARIZADA. <i>J.C. Mosquera, B. González Rodrigo, D. Santillán y L. Cueto-Felgueroso</i>	133
CHANGES IN STRENGTH AND DEFORMABILITY OF POROUS BUILDING STONES AFTER WATER SATURATION. <i>Á. Rabat, R. Tomás y M. Cano</i>	147
CHARACTERIZATION OF WELDED STEEL JOINTS USING MODAL SHAPES. <i>E. Bayo, J. Gracia y J. Jönsson</i>	157

COMPARATIVA NUMÉRICO EXPERIMENTAL DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA A COMPRESIÓN DIAGONAL. <i>D. Bru, B. Torres, F.B. Varona, R. Reynau y S. Ivorra</i>	171
CONDUCTIVE CONCRETE, NANOADDITIONS AND FUNCTIONAL APPLICATIONS. <i>B. del Moral, O. Galao, F.J. Baeza, E. Zornoza y P. Garcés</i>	181
CONSTRUIR Y ROMPER ESTRUCTURAS UN CURSO PRÁCTICO DE INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS. <i>J. Antuña, M. Vázquez, V. Pascua y C. Olmedo</i>	191
CORRODED B-REGIONS RESIDUAL FLEXURE CAPACITY ASSESSMENT IN REINFORCED CONCRETE BEAMS. <i>J.F. Carbonell-Márquez, L.M. Gil-Martín y E. Hernández-Montes</i>	203
DISEÑO DE EXPERIMENTOS FACTORIAL COMPLETO APLICADO AL PROYECTO DE MUROS DE CONTENCIÓN. <i>D. Martínez-Muñoz, V. Yepes y J.V. Martí</i>	221
DYNAMIC MODEL UPDATING INCLUDING PEDESTRIAN LOADING APPLIED TO AN ARCHED TIMBER FOOTBRIDGE. <i>Á. Magdaleno, J.M. García-Terán, I.M. Díaz y A. Lorenzana</i>	235
DYNAPP: A MOBILE APPLICATION FOR VIBRATION SERVICEABILITY ASSESSMENT <i>J. García Palacios, I. Lacort, J.M. Soria, I.M. Díaz y C. Martín de la Concha Renedo</i>	247
EFFECT OF THE BOND-SLIP LAW ON THE BOND RESPONSE OF NSM FRP REINFORCED CONCRETE ELEMENTS. <i>J. Gómez, L. Torres y C. Barris</i>	257
EFFECTS OF TENSILE STRESSES ON PUNCHING SHEAR STRENGTH OF RC SLABS. <i>P.G. Fernández, A. Mari, E. Oller y M. Domingo Tarancón</i>	275
E-STUB STIFFNESS EVALUATION BY METAMODELS. <i>M. López, A. Loureiro, R. Gutiérrez y J.M. Reinosa</i>	291
ESTUDIO DE LOS DESPLAZAMIENTOS NECESARIOS PARA EL COLAPSO DE ARCOS DE FÁBRICA EN LA EDUCACIÓN. <i>J. Antuña, J.I. Hernado, F. Magdalena, A. Aznar, V. Pascual y A. Blasco</i>	297
EVALUACIÓN DEL DAÑO POR EXPLOSIONES EN PATRIMONIO HISTÓRICO. <i>S. Ivorra, R. Reynau, D. Bru y F.B. Varona</i>	307
EVALUACIÓN EXPERIMENTAL MEDIANTE ANÁLISIS DIGITAL DE IMÁGENES DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA FRENTE A CARGAS CÍCLICAS EN SU PLANO. <i>B. Torres, D. Bru, F.B. Varona, F.J. Baeza y S. Ivorra</i>	319
EVALUATION OF X42 STEEL PIPELINES BASED ON DEFORMATION MONITORING USING RESISTIVE STRAIN GAUGES. <i>H.F. Rojas-Suárez y Á.E. Rodríguez-Suesca</i>	331
EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATION ON TRM REINFORCED MASONRY VAULTS SUBJECTED TO MONOTONICAL VERTICAL SETTLEMENTS. <i>E. Bertolesi, M. Buitrago, B. Torres, P.A. Calderón, J.M. Adam y J.J. Moragues</i>	341
EXPERIMENTAL EVALUATION OF 3D STEEL JOINT WITH LOADING IN BOTH AXIS. <i>A. Loureiro, M. López, J.M. Reinosa y R. Gutiérrez</i>	351

EXPERIMENTAL EVALUATION OF HAUNCHED JOINTS. <i>A. Loureiro, M. López, R. Gutiérrez y J.M. Reinos</i>	359
EXPERIMENTAL NUMERICAL CORRELATION OF A PADEL RACKET SUBJECT TO IMPACT <i>A.A. Molí Díaz, C. López Taboada, G. Castillo López y F. García Sánchez</i>	371
FORM FINDING OF TENSEGRITY STRUCTURES BASED ON FAMILIES: THE OCTAHEDRON FAMILY. <i>M.A. Fernández Ruiz, L.M. Gil-Martín, J.F. Carbonell-Márquez y E. Hernández-Montes</i>	389
HEALTH MONITORING THROUGH A TUNED FE MODEL OF A MEDIEVAL TOWER PLACED IN A LANDSLIDE AREA. <i>M. Diaferio, D. Foti, N.I. Giannoccaro y S. Ivorra</i>	399
HIGH PERFORMANCE CONCRETE REINFORCED WITH CARBON FIBERS FOR MULTIFUNCTIONAL APPLICATIONS. <i>O. Galao, M.G. Alberti, F. Baeza, B. del Moral, F.J. Baeza, J. Gálvez y P. Garcés</i>	415
IN THE SEARCH OF MODAL PARAMETERS CONFIGURATION OF PASSIVE AND ACTIVE ISOLATION SYSTEMS, APPLIED TO MOMENT FRAMES. <i>C.A. Barrera Vargas, J.M. Soria, I.M. Díaz y J.H. García-Palacios</i>	429
INFLUENCE OF INFILL MASONRY WALLS IN RC BUILDING STRUCTURES UNDER CORNER-COLUMN FAILURE SCENARIOS. <i>M. Buitrago, E. Bertolesi, P.A. Calderón, J.J. Moragues y J.M. Adam</i>	441
LABORATORY DYNAMIC STRUCTURAL TESTING. METHODS AND APPLICATIONS. <i>J. Ramírez Senent, J.H. García Palacios, I.M. Díaz y J.M. Goicolea</i>	451
MECHANICAL AND DYNAMIC PROPERTIES OF TRM WITH DIFFERENT FIBERS <i>D. Bru, B. Torres, F.J. Baeza y S. Ivorra</i>	469
METODOLOGÍA PARA VALORAR LA SOSTENIBILIDAD CON BAJA INFLUENCIA DE LOS DECISORES. <i>V. Penadés-Plà, V. Yepes y T. García-Segura</i>	481
MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN ACUEDUCTO DE MAMPOSTERÍA. <i>S. Ivorra, Y. Spariani, B. Torres y D. Bru</i>	495
MODELLING OF HIGHLY-DAMPED COMPOSITE FLOOR BEAMS WITH CONSTRAINED ELASTOMER LAYERS. <i>C. Martín de la Concha Renedo, I. Díaz Muñoz, J.H. García Palacios y S. Zivanovic</i>	507
MODELOS MULTI-VARIABLE NO-LINEALES PARA PREDECIR LA ADHERENCIA ACERO-HORMIGÓN A ALTA TEMPERATURA. <i>F.B. Varona-Moya, F.J. Baeza, D. Bru y S. Ivorra</i>	521
MODELOS NUMÉRICOS PARA PREDECIR LA ADHERENCIA RESIDUAL ENTRE ACERO Y HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS A ALTA TEMPERATURA. <i>F.B. Varona-Moya, Y. Villacampa, F.J. Navarro-González, D. Bru y F.J. Baeza</i>	539
MOTION-BASED DESIGN OF VISCOUS DAMPERS FOR CABLE-STAYED BRIDGES UNDER UNCERTAINTY CONDITIONS. <i>J. Naranjo-Pérez, J.F. Jiménez-Alonso, I.M. Díaz y A. Sáez</i>	553
NUMERICAL AND EXPERIMENTAL LATERAL VIBRATION ASSESSMENT OF AN IN-SERVICE FOOTBRIDGE.	567

<i>R. García Cuevas, J.F. Jiménez-Alonso, C. Martín de la Concha Renedo, F. Martínez y I.M Díaz</i>	
NUMERICAL MODEL OF VEGETAL FABRIC REINFORCED CEMENTITIOUS MATRIX COMPOSITES (FRCM) SUBJECTED TO TENSILE LOADS. <i>L. Mercedes, E. Bernat y L. Gil</i>	583
NUMERICAL MODELS FOR MAMMOPLASTY SIMULATIONS. <i>A. Lapuebla-Ferri, A. Pérez del Palomar, J. Cegoñino- y A.J. Jiménez-Mocholí</i>	597
ON THE VULNERABILITY OF AN IRREGULAR REINFORCED CONCRETE BELL TOWER. <i>M. Diaferio, D. Foti, N.I. Giannoccaro, S. Ivorra, G. Notarangelo y M. Vitti</i>	611
OPTIMIZACIÓN DE MUROS DE HORMIGÓN MEDIANTE LA METODOLOGÍA DE LA SUPERFICIE DE RESPUESTA. <i>V. Yepes, D. Martínez-Muñoz y J.V. Martí</i>	623
PIEZOELECTRIC LEAD-FREE NANOCOMPOSITES FOR SENSING APPLICATIONS: THE ROLE OF CNT REINFORCED MATRICES. <i>F. Buroni, J.A. Krishnaswamy, L. Rodríguez-Tembleque, E. García-Macías, F. García-Sánchez, R. Melnik y A. Sáez</i>	637
STRONG EQUILIBRIUM IN FEA - AN ALTERNATIVE PARADIGM? <i>E. Maunder y A. Ramsay</i>	651
STUDY OF ACTIVE VIBRATION ISOLATION SYSTEMS CONSIDERING ISOLATOR-STRUCTURE INTERACTION <i>J. Pérez Aracil, E. Pereira González, I. Muñoz Díaz y P. Reynolds</i>	665
THERMAL AND STRUCTURAL OPTIMIZATION OF LIGHTWEIGHT CONCRETE MIXTURES TO MANUFACTURE COMPOSITE SLABS. <i>F.P. Álvarez Rabanal, J.J. del Coz Díaz, M. Alonso Martínez y J.E. Martínez-Martínez</i>	675
THROUGH-BOLTING EFFECT ON STIFFENED ANGLE JOINTS. <i>J.M. Reinoso, A. Loureiro, R. Gutiérrez y M. López</i>	689
VIBRATION TESTING BASED ON EVOLUTIONARY OPTIMIZATION TO IDENTIFY STRUCTURAL DAMAGES. <i>J. Peña-Lasso, R. Sancibrián, I. Lombillo, J. Setién, J.A. Polanco y Ó.R. Ramos</i>	699

Análisis paramétrico mediante elementos finitos de losas de hormigón armado reforzadas frente a punzonamiento

Navarro, Miguel¹; Ivorra, Salvador²; Varona, Francisco de Borja³

ABSTRACT

In this paper, ABAQUS is used to analyse a series of non-linear numerical models to simulate the punching shear effect on reinforced bolt-retrofitted concrete flat slabs whose bolts are arranged in three different positions around the support. To start with, an initial calibration of a finite element model was carried out with experimental results reported by Adetifa and Polak. Next, a parametric analysis was performed to determine the influence of the retrofitting geometrical parameters. For this purpose, over two hundred models were created with the help of an automation algorithm programmed in Python. Our parametric study shows that a shear-bolt radial layout may be most adequate for retrofitting slab-to-column connections in which the phenomenon of punching shear is likely to occur. Moreover, the distance between the first pair of bolts and the column's face is recommended to be approximately five times the diameter of the shear bolts.

Keywords: finite element modelling; numerical calibration; punching shear; reinforced concrete; structural retrofitting.

1. INTRODUCCIÓN

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. Un ejemplo de ello que sucedió en Suiza es descrito por Fernández-Ruiz et al. [1]: 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 transversal, los cuales limitaban notablemente la capacidad a deformación de la estructura. Se expone este ejemplo 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.

Actualmente, existen diversas investigaciones consistentes en la realización de campañas experimentales para evaluar esta tipología de esfuerzo. Entre ellas destacan las llevadas a cabo por

¹ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). miguel.navarro@ua.es

² Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). sivorra@ua.es (Corresponding author)

³ Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Alicante (ESPAÑA). borja.varona@ua.es

Adetifa y Polak [2]. Otros estudios sobre punzonamiento que vale la pena mencionar, son los de Lips et al. [3] y Marzouk y Hussein [4], donde se evalúan diferentes parámetros mecánicos y geométricos que afectan al fallo por punzonamiento.

Por otro lado, también existe una gran variedad de trabajos científicos de modelización numérica y analítica del fenómeno del punzonamiento en losas de hormigón armado. Por ejemplo, Polak [5], Genikomsou y Polak [6]–[8] desarrollaron un modelo numérico capaz de representar de forma correcta el comportamiento experimental registrado para el fenómeno del punzonamiento. Por otro lado, Wosatko [9] estudia y compara dos teorías del daño plástico del hormigón. La primera llamada *Gradient-enhanced damage–plasticity* donde el gradiente evoluciona con la carga, y la segunda, llamada *Rate-dependent damage plasticity*, donde se introduce un parámetro de deformación viscoelástica.

De Borst y Nauta [10], Cervera et al. [11] y Shehata y Regan [12] estuvieron entre los primeros investigadores que estudiaron el fallo a punzonamiento. El último de ellos analizó el modo de fallo mediante el estudio del crecimiento de una pequeña microfisura que posteriormente se propaga hasta la rotura. Uno de los trabajos más recientes al respecto es el dirigido por Shu et al. [13], donde se manifestó la gran influencia en el proceso de los factores; energía de fractura, retención de cortante y la cuantía a flexión.

No obstante, la literatura científica que aborde el estudio de cómo los distintos parámetros del refuerzo del forjado frente a punzonamiento (tipo de refuerzo, disposición, parámetros geométricos y mecánicos del refuerzo, etc.) influyen en el fenómeno del punzonamiento es más bien escasa. Por ejemplo, Menétrey et al. [14] publicaron un primer estudio sobre cómo distintas variables (resistencia del hormigón, cantidad de refuerzo, relaciones geométricas) afectaban a la carga final por punzonamiento, utilizando para ello un modelo axisimétrico con pilar circular. A continuación, Menétrey publicó una síntesis sobre el fallo frente a punzonamiento en forjados armados [15], mostrando resultados experimentales y simulaciones numéricas, que derivaron en un modelo analítico. Por otro lado, Guan [16] estudió la influencia de otro parámetro, en este caso, el tamaño y la localización de huecos respecto a la columna. Belletti et al. [17] compararon predicciones numéricas basadas en un modelo de elementos finitos no lineal creado con capas bidimensionales de armado con resultados experimentales y valores analíticos obtenidos mediante la formulación de las distintas normativas. De hecho, muchos autores han comparado sus resultados, tanto experimentales como analíticos, con las diferentes normativas, como Micael et al. [18], donde se concluye que las principales normativas sobreestiman la capacidad del forjado, sobre todo para valores altos de la resistencia del hormigón.

Este artículo se centra en analizar la influencia de los anteriormente mencionados factores, a través de los cuales será llevado a cabo el estudio paramétrico basado en una estructura de elementos finitos mediante el software ABAQUS, aprovechando la posibilidad que otorga en cuanto a modelos de daño plástico para el hormigón. Las simulaciones numéricas sobre mecanismos de fallo han probado ser de ayuda ahorrando costes en comparación con los estudios experimentales [19], así como un mayor alcance en el estudio y la propuesta de todos los aspectos relacionados con el refuerzo frente a punzonamiento.

Son variados los tipos de refuerzos con los que se puede reforzar un forjado, entre ellos se encuentran, principalmente, láminas elásticas, variaciones en la composición del hormigón y pernos. En este sentido, El-Salakawy et al. [20] estudiaron la influencia de las fisuras en zonas próximas a una columna reforzadas con tiras de fibras de carbono o de cristal. Un estudio parecido llevó a cabo Durucan y Anil [21]. Polak también realizó pruebas, tanto analíticas como numéricas, reforzando forjados mediante pernos de acero [6] o de polímero reforzado con fibra [22], [23]. Otros autores propusieron también nuevas formas de refuerzo en forjados ya construidos, como en [24], [25], donde se describe cómo introducir pernos con resina epoxi en taladros previamente hechos o bien en [26], donde se utiliza un refuerzo alternativo basado en bandas de acero onduladas, cuya capacidad es subestimada por las distintas normativas. También merece especial mención las investigaciones presentadas en [27], [28], que destacan la importancia y capacidad que puede alcanzar el hecho de disponer los pernos con railes o bien mediante placa, respectivamente.

Seguido de esta introducción, la segunda sección de este artículo describe el estudio experimental llevado a cabo por Adetifa y Polak [2], el cual es usado en la metodología presentada para calibrar el modelo numérico de forjado. Este modelo calibrado es comparado en la tercera sección no sólo con los resultados experimentales de [2] sino también con una calibración numérica previa hecha por Genikomsou y Polak [6].

La cuarta sección presenta el estudio paramétrico basado en el modelo calibrado numéricamente. Los parámetros analizados en el estudio paramétrico del fallo frente a punzonamiento son el diámetro de los pernos de refuerzo, el número de ellos, la distancia inicial del primer perno al pilar, la equidistancia entre pernos y por último la disposición en la que se han colocado. También se describirá el proceso seguido para el cálculo de los 243 modelos, mediante programación en Python para ABAQUS, de forma que se automatiza el cálculo de modelos y se reduce el tiempo de mano de obra. La novedad de este artículo radica en dos aspectos principales; el desarrollo de un estudio paramétrico del refuerzo de un forjado armado donde éste es estudiado mediante un modelo tridimensional no lineal y el mencionado carácter innovador de la creación y automatización de modelos mediante código. La quinta y última sección destaca las conclusiones más relevantes y propone algunas nuevas líneas de investigación.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL DE REFERENCIA

Para el diseño del modelo numérico base expuesto en el presente artículo y su posterior calibración, se han utilizado los ensayos realizados en la Universidad de Waterloo por Adetifa y Polak [2]. En esos ensayos se estudió el fallo por punzonamiento en conexiones losa-pilar a escala real, incluyendo configuraciones sin refuerzo externo a cortante y configuraciones con refuerzo externo con pernos de conexión. Las dimensiones de los forjados eran de 1800 x 1800 x 120 mm, mientras que la sección transversal del pilar era de 150 x 150 mm. Asimismo, el pilar sobresalía una altura de 150 mm milímetros tanto desde la cara inferior del forjado como desde la cara superior. Las características mecánicas del hormigón, de las barras de acero y del refuerzo se muestran en la Tabla 1.

En ambos forjados se dispusieron sendas mallas de armado longitudinal superior e inferior, ambas con barras 10M (100 mm² de sección transversal por barra). Las barras situadas en la zona de compresión (cara superior) tenían una separación de 200 mm; las barras situadas en la zona de tracción (cara inferior) tenían una separación de 100 mm. Se presentaba por tanto idéntica capacidad a flexión en

ambas direcciones. El recubrimiento para las dos mallas de armado era 20 mm. En cuanto al pilar, tenía un armado con cuatro barras 20M (300 mm² de sección transversal por barra) y cuatro estribos 8M (50 mm² de sección transversal por barra). Su canto útil era de 130 mm. En cuanto a las condiciones de contorno, el forjado estaba simplemente apoyado en sus cuatro caras sobre almohadillas de neopreno, configurando unas luces reales de 1500 x 1500 mm.

Tabla 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

En el caso de los especímenes con refuerzo a punzonamiento, éste consistía en una doble línea de pernos frente a cada cara del soporte. La distancia del primer par a la cara del soporte era 45 mm y sucesivas parejas de pernos mantenían separaciones de 80 mm.

La carga se transmitía a través del pilar y en sentido vertical hacia abajo, hasta que se alcanzase el fallo, en este caso por punzonamiento y adoptando un comportamiento frágil. Debe observarse que la configuración experimental está al revés si se compara con una estructura real, para una mayor facilidad en la ejecución del ensayo. Las formas de rotura resultantes se muestran en la figura 1.

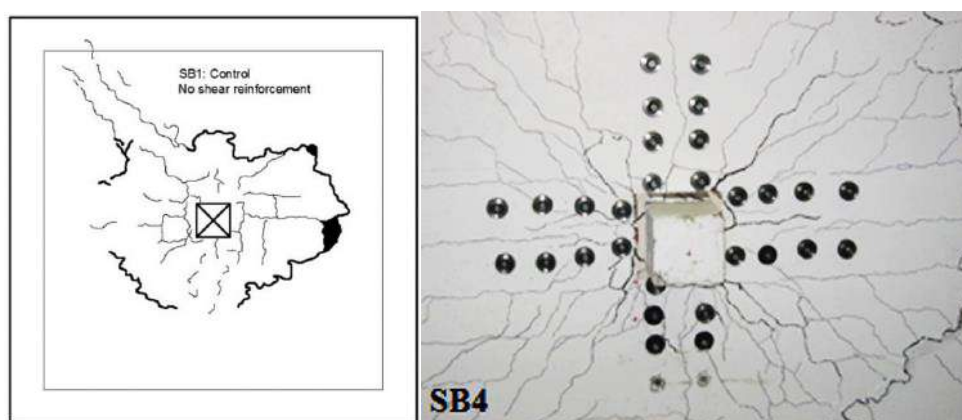


Figura 1. *Punching shear failure modes obtained by Adetifa and Polak [2]: slab-column connection without punching retrofitting (left); slab-column connection with shear bolts (right).*

En los ensayos se registró la relación entre la carga aplicada y el desplazamiento en el centro de la cara inferior del pilar. La curva experimental carga-desplazamiento y los resultados obtenidos en [2] y [6] son representados más adelante, en la tabla 5 y en la figura 7.

3. DEFINICIÓN DEL MODELO NUMÉRICO Y CALIBRACIÓN

3.1. Características del modelo numérico desarrollado

El modelo numérico se ha desarrollado con el software ABAQUS [29]. Este programa es capaz de simular de forma precisa la no linealidad de materiales como el acero o el hormigón, y ha sido usado para simular estructuras de hormigón por autores como Mirza [30], Obaidat [31] y Alfarah et al. [32].

Con el objeto de simular los ensayos experimentales realizados por Adetifa y Polak [2], se ha modelado, al igual que en dicho artículo, una porción de losa con un pilar central sometido a una carga axial en dicho pilar, implicando por tanto un esfuerzo de punzonamiento en la losa. Debido a la simetría tanto en la geometría como en la carga, únicamente se ha modelado un cuarto de la conexión losa-pilar. El cuarto de forjado presenta, por tanto, apoyos simples en sus dos bordes exteriores. En sus bordes interiores se han aplicado las condiciones de simetría pertinentes. El ensayo se realiza mediante control por desplazamiento, aplicando un desplazamiento que se incrementa linealmente a lo largo del tiempo. Todo ello queda recogido en las figuras 2 y 3.

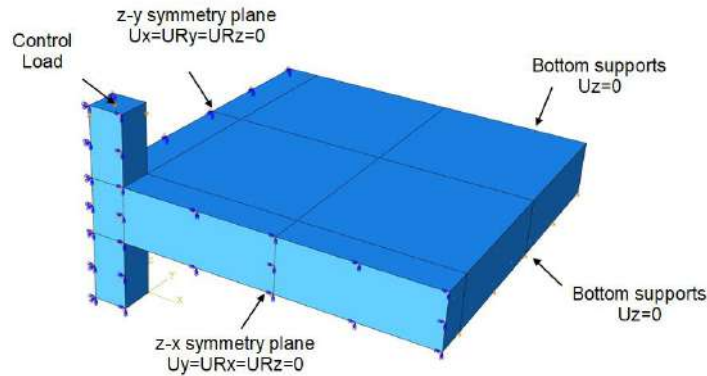


Figura 2. Geometry and boundary conditions of the model.



Figura 3. Shear bolt arrangement in the slab model simulating retrofitted in [2]. Left: general view of the FEM. Right: diagram showing location and spacing of shear bolts.

Para el hormigón se ha empleado el modelo *Concrete Damage Plasticity* de ABAQUS [29]. Este modelo asume que el hormigón presenta dos tipos de mecanismos de fallo, por agrietamiento y por aplastamiento. Este modelo es una modificación del propuesto por Drucker y Prager [33] y está basado en el criterio de Lubliner et al. [34], incorporando los ajustes de Lee y Fenves [35] con la intención de tener en cuenta la evolución de la resistencia en compresión y tracción. Con tensiones principales en diferentes direcciones, la relación tensión-deformación se define en la Eq. (1):

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

donde d es el escalar asociado al daño en la rigidez, cuyos valores varían desde 0 (sin daño) hasta 1 (completamente dañado), D_0^{el} es la matriz de elasticidad inicial, ε es la deformación unitaria total y ε^{pl} es la deformación unitaria plástica. En la Tabla 2 se recogen los valores que han sido adoptados para los parámetros del modelo *Concrete Damage Plasticity*.

Tabla 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

El comportamiento constitutivo del hormigón a compresión es el propugnado por el Código Modelo CEB [36], y se representa en la figura 4, donde σ_c es la tensión de compresión, ε_c es la deformación del hormigón, f_{cm} es la resistencia del hormigón a compresión, $\varepsilon_{c,lim}$ es la deformación límite, E_{cm} es el módulo de elasticidad tangente y E_{c1} es el módulo de elasticidad secante. Para el comportamiento uniaxial del hormigón en tracción se ha escogido el modelo constitutivo basado en la energía de fractura propugnado por Hillerborg et al. [37] (figura 5), donde σ_t es la tensión de tracción, ε_c es la deformación del hormigón, w es el ancho de fisura y G_f es la energía de fractura.

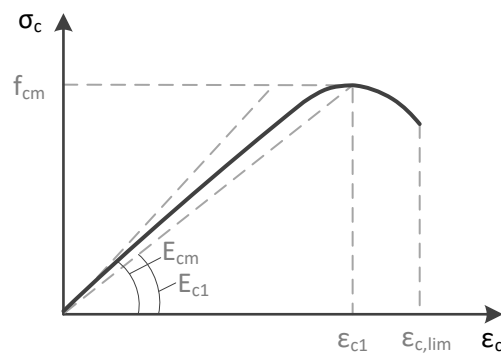


Figura 4. Constitutive compression behaviour of concrete according to Model Code CEB [36].

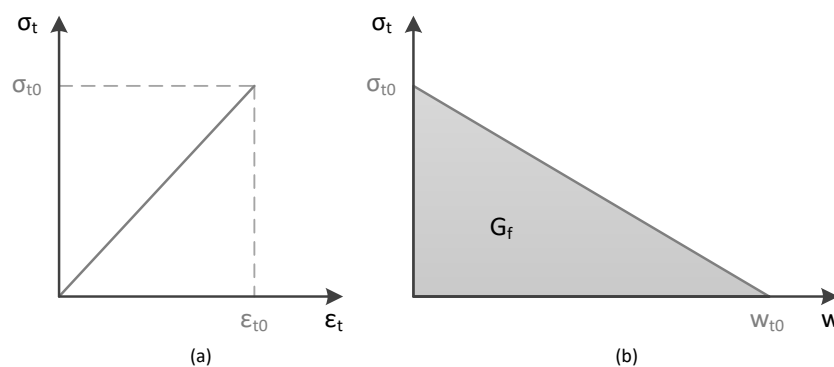


Figura 5. Constitutive tensile behaviour of concrete, according to Hillerborg et al. [37]: (a) before cracking; and (b) softening after cracking.

En el caso del acero corrugado soldable de las mallas de armado longitudinal, se aplica el modelo bilineal del acero propuesto por el Eurocódigo 2 [38], que comienza con una curva elástica hasta que se alcanza el límite elástico del material (f_y), a lo que le sigue una segunda curva hasta rotura (tensión f_s). Además, se ha aplicado el criterio de fallo de Von Mises en el acero. En el caso de los pernos del

refuerzo, éstos se han supuesto perfectamente elásticos, pues nunca llegan a tensiones cercanas a las del límite elástico.

El contacto entre hormigón y acero se ha supuesto perfectamente adherente, práctica habitual en el estudio de piezas de hormigón armado analizadas globalmente, como en anteriores trabajos de Genikomsou y Polak [8] y Wosatko et al. [9].

Para el mallado del hormigón se han utilizado elementos hexaédricos de 8 nodos con integración reducida (C3D8R), mientras que para el acero se han usado elementos truss de 2 nodos con integración reducida (T3D2). La armadura y los refuerzos, por tanto, se han dispuesto de forma distribuida, estableciendo un área de sección uniforme. Al igual que en el caso experimental, el modelo numérico se ha diseñado por el método de control por desplazamiento, esto es, imponiendo una velocidad de desplazamiento constante para la aplicación de la carga. De esta forma se minimizan los problemas de convergencia que implicarían una solución de control por carga.

El citado modelo de Genikomsou y Polak [8] se ha utilizado como modelo de referencia para evaluar la calibración del modelo actual. Mientras que la geometría y las condiciones de contorno de ambos modelos son evidentemente iguales, existen algunas diferencias. Los parámetros del modelo de *Concrete Damage Plasticity* y las propiedades mecánicas del hormigón que han sido adoptadas en el presente artículo y las que fueron adoptadas en [8] se muestran en las Tablas 3 y 4.

Tabla 3. Parameters for *Concrete Damaged Plasticity* model considered in this paper and in the report by Genikomsou and Polak [8]

	Dilation angle ψ	Eccentricity ϵ	Viscosity μ	Shape parameter K_c	Max. compression axial/biaxial
Genikomsou & Polak	40°	0.1	0	1.16	0.667
This work	40°	0.1	0.00001	1.16	0.667

Tabla 4. Concrete properties considered in this paper and in the report by Genikomsou and Polak [8]

	Modulus of elasticity [MPa]	Poisson's ratio	Fracture energy [N/mm]	Tensile strength [MPa]
Genikomsou & Polak	35217	0.2	0.077	2.2
This work	35217	0.2	0.105	3.6

Genikomsou y Polak [8] emplean también un tamaño de malla de 20 mm y elementos C3D8R para el hormigón. Sin embargo, en el caso del armado emplean elementos T3D2 para el acero (armadura discreta, a diferencia de la armadura distribuida aquí presentada).

3.2. Validación del modelo numérico desarrollado

Los resultados experimentales de [2] y las curvas numéricas carga-desplazamiento obtenidas en [8] se representan en la figura 6 y en la Tabla 5, donde también se recogen los resultados del modelo

calibrado presentado en este trabajo. En la figura 6 se recogen dos curvas experimentales de [2]: la SB1 corresponde a una conexión losa-pilar sin refuerzo a punzonamiento; la SB4 corresponde a la conexión losa-pilar con refuerzo externo a punzonamiento descrita en el apartado anterior y modelizada conforme se ha descrito en este apartado.

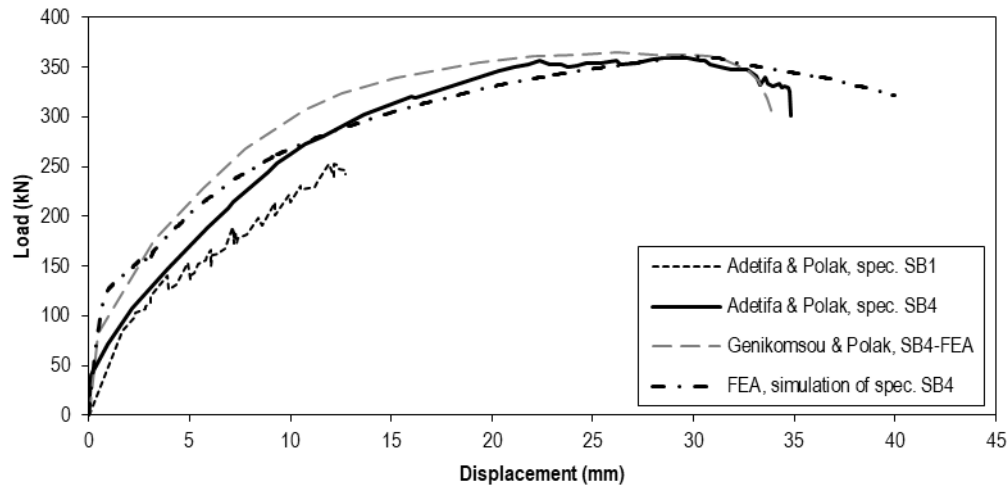


Figura 6. Load–deflection responses obtained in the tests by Adetifa and Polak [2], in the FEA by Genikomsou and Polak [8] and in the current FEA with calibrated parameters of Tables 3 and 4.

Tabla 5. Results of punching shear tests reported in [2] and through FEA of the calibrated numerical model for RC slab with shear bolts.

With no shear reinforcement		With shear reinforcement			
Adetifa and Polak [2], specimen SB1		Adetifa and Polak [2], specimen SB4		Current FEA with calibrated parameters	
Ultimate load (kN)	Associated deflection (mm)	Ultimate load (kN)	Associated deflection (mm)	Ultimate load (kN)	Associated deflection (mm)
253	11.9	360	29.8	361	30.1

Como se muestra en la Tabla 5, el modelo presentado en este documento representa con precisión los resultados de las pruebas experimentales de Adetifa y Polak [2]: el error relativo con respecto a la carga máxima es 0.27% y el error relativo con respecto al desplazamiento máximo es 1.01%. La figura 6 permite apreciar que, para desplazamientos superiores a 10 mm y cargas superiores a 250 kN, el análisis por elementos finitos del modelo presentado en este trabajo exhibe mejor concordancia con los resultados experimentales ([2]) que con la simulación hecha en [8], especialmente en el rango de 25-30 mm, justo antes del fallo. Sin embargo, ambos modelos numéricos también presentan una sobreestimación de la rigidez a bajos niveles de carga. Éste es un fenómeno recurrente en las simulaciones numéricas y se explica porque en las condiciones empíricas reales, las coacciones nunca son del todo perfectas (apoyos fijos de rigidez infinita o empotramientos perfectos). El modelo presentado en este trabajo muestra cómo la rigidez de la conexión losa-soporte en el rango de cargas de 50 a 250 kN está visiblemente sobreestimado, algo que también ocurre en la calibración anterior hecha por Genikomsou y Polak [8], aunque en este caso, los desplazamientos resultantes son aún

mayores para cargas por encima de 300 kN. La diferencia de resultados entre nuestra calibración y la de Genikomsou y Polak es atribuible al parámetro de viscosidad que se ha aplicado en el presente trabajo, así como al valor superior de energía de fractura que se ha adoptado.

4. VARIABLES Y AUTOMATIZACIÓN DEL ANÁLISIS PARAMÉTRICO

4.1. Modelo base y variables objeto de estudio

Como modelo base del estudio paramétrico, con el que comparar el resto de modelos con los diferentes refuerzos, se ha establecido el presentado en la Tabla 6.

Tabla 2. Valores de los parámetros correspondientes al modelo base

Variable	Valor
Tipo de acero	B 500 S
Tipo de hormigón	HA 25
Cuantía de acero a flexión	1.50%
Relación ancho pilar/ancho forjado	0.1
Relación ancho pilar/canto forjado	1.25
Refuerzo frente a punzonamiento	Ninguno

Las variables que en un principio se proponen para distinguir una configuración concreta de refuerzo de otra son las siguientes: diámetro de los pernos (\emptyset), número de pernos, distancia de la primera pareja de pernos a la cara del pilar (DI), separación entre parejas de pernos (EQ) y la disposición de éstos (en cruz, en estrella o en rombo, ver figura 7). Para cada una de estas variables se proponen tres valores distintos, los cuales quedan definidos en la Tabla 7.

Tabla 7. Valores adoptados por cada parámetro

Parámetro	Valor 1	Valor 2	Valor 3
Diámetro de pernos, \emptyset (mm)	8	12	16
Número de pares de pernos frente a cada cara del pilar	2	3	4
Distancia primer par de pernos a la cara del pilar, DI (mm)	$3.5\emptyset$	$5\emptyset$	$6.5\emptyset$
Separación entre pernos, EQ (mm)	$5\emptyset$	$6.5\emptyset$	$8\emptyset$
Disposición pernos	Cruz	Estrella	Rombo

El rango de valores tomados para la distancia del primer perno al pilar y para la equidistancia entre pernos ha sido basado en el que permiten las diferentes normativas, tales como Código Modelo 2010 [36] y Eurocódigo 2 [38]. Existen un total de 243 modelos, equivalente a todas las combinaciones posibles de estos 5 parámetros entre 3 valores. La principal característica de los parámetros elegidos radica en que la distancia del primer perno al pilar y la equidistancia entre éstos adoptan valores en función del diámetro escogido, lo cual repercute en que modelos idénticos con diámetros distintos

tienen una disposición geométrica del refuerzo totalmente distinta. Esto ha sido hecho intencionadamente, pues se considera que el aumento del diámetro, como único cambio, aporta menos información que de la forma descrita.

Cada modelo era sometido, al igual que el modelo base, al método de control por desplazamiento, esto es, imponiendo una velocidad de desplazamiento constante para la aplicación de la carga. De esta forma se minimizaron los problemas de convergencia que implicarían una solución de control por carga. El desplazamiento se produce en el mismo punto que el modelo base, pero con una flecha máxima de 40 mm, ya que se comprobó en una campaña previa de análisis FEM que con 20 mm casi ningún modelo llegaba al fallo.

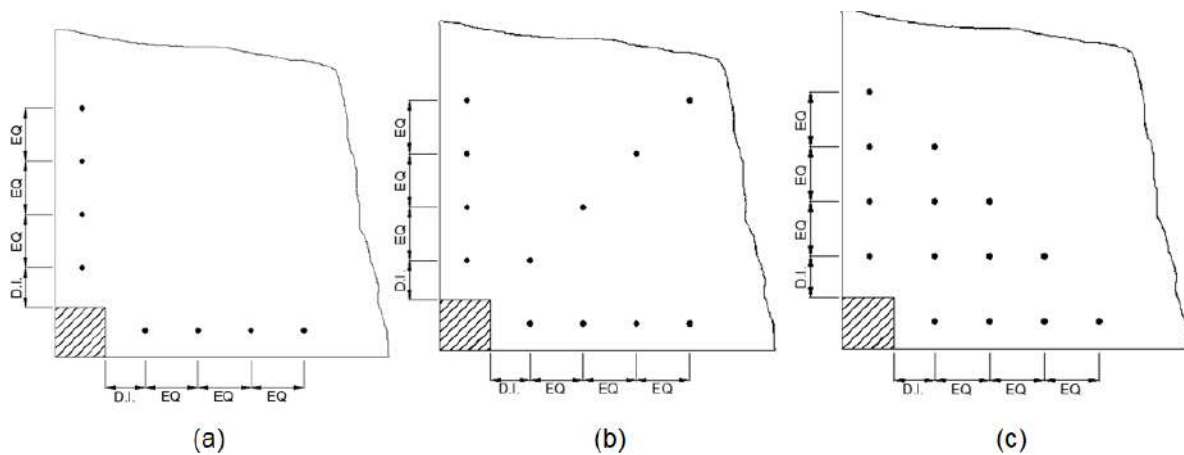


Figura 7. Patrón de cada una de las disposiciones estudiadas para el caso de 4 pares de pernos frente a cada cara de pilar: cruz con un total de 32 pernos (a), estrella con un total de 48 pernos (b) y rombo con un total de 56 pernos (c).

4.2. Automatización del análisis paramétrico

Hoy en día, sobre todo con la aparición de los programas informáticos modernos, la ingeniería y construcción se relaciona y depende, fundamentalmente, de la informática, siendo, cada vez más, una competencia indispensable y de las más valoradas en un ingeniero [39]. El siguiente paso en la evolución, sobre todo en el ámbito de simulaciones de materiales, parece estar orientado hacia la parametrización de las características de los modelos, tanto a nivel de materiales y geometría como de automatización de cálculo. Para ello, se requieren los conocimientos de las dos vertientes antes pronunciadas y, de esa forma, reducir el tiempo invertido en la ejecución de los modelos, especialmente si se trata, como en este caso, de modelizar 243 modelos mediante la variación de cinco parámetros entre tres valores.

En este artículo se expone, como novedad, la implementación de la parametrización del modelo para automatizar el cálculo de todos ellos en vez de forma individual, y ha sido realizado con el editor de texto y código fuente Notepad++ y el lenguaje de programación Python [40], único formato con el que trabaja el software de elementos finitos ABAQUS [29]. Mediante Python se puede programar un código que realice los procesos y pasos en ABAQUS que sean necesarios para el desarrollo en todas las fases; puesta a cálculo y recogida de datos del modelo, así como su parametrización y automatización. Existen dos posibilidades de automatizar el proceso y ahorrar tiempo de ejecución

de modelos, la primera es que se calcule un modelo al finalizar el anterior y, la segunda, es por tandas. Además, una vez el código ha sido escrito y para una mayor facilidad con el usuario, éste puede elegir el rango e intervalos de parametrización. Esto es muy útil y a la vez peligroso en lo relativo a la sobrecarga computacional, debido a que en la segunda forma de automatización es el usuario el que marca el límite y no debe sobrepasar el límite de procesamiento de la computadora usada.

ABAQUS posee una biblioteca inmensa de comandos escritos en Python que son usados en este artículo para la elaboración del código del modelo y su parametrización y automatización. Entre éstos se encuentra el desarrollo de una interfaz de usuario, la cual ha sido implementada para aumentar significativamente la comodidad y el carácter intuitivo de la parametrización y automatización llevadas a cabo. En la figura 9 se muestra la interfaz que se ha programado en Python para automatizar la creación de los modelos numéricos parametrizados en ABAQUS.

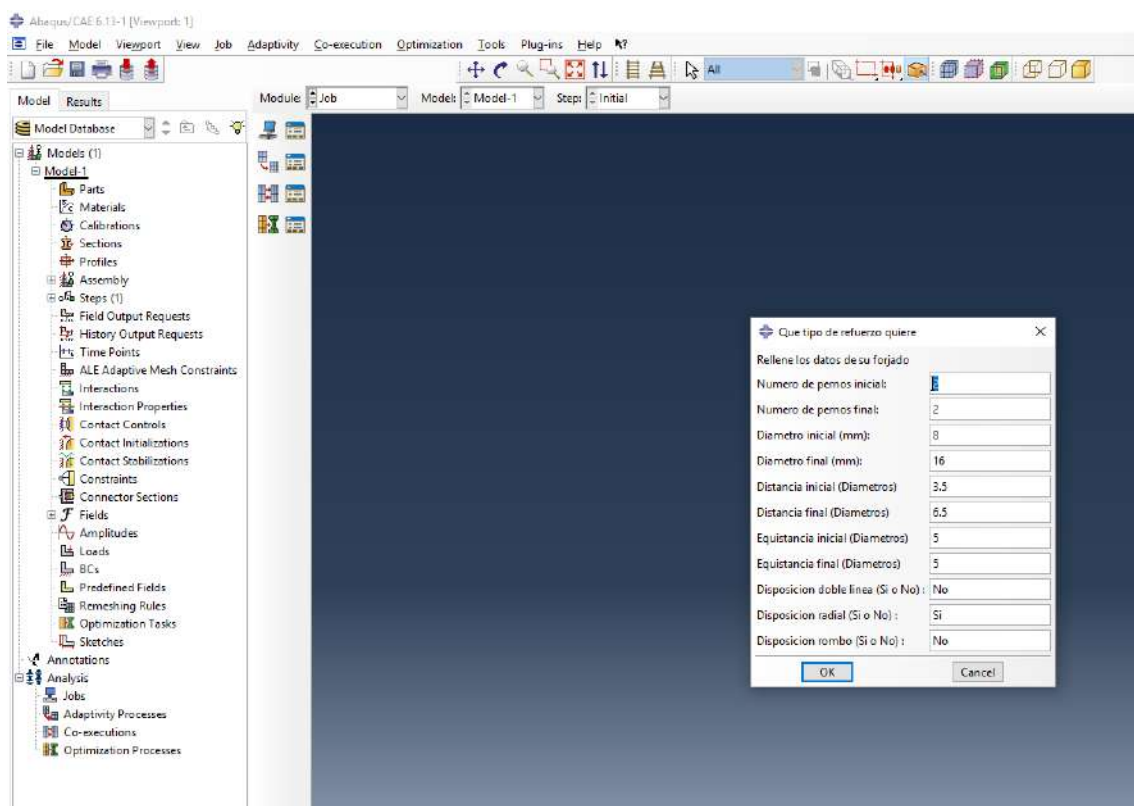


Figura 9. Captura de imagen de la interfaz creada para automatizar la creación de los modelos numéricos parametrizados en ABAQUS.

5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En este apartado se muestra el análisis de los resultados más destacables en valor relativo, principalmente, siendo inoportuno e innecesario el análisis de la combinación estricta entre todas las variables. Una vez analizado la influencia de cada parámetro, se mostrará una figura con varias gráficas donde se pueda observar el análisis de una forma más absoluta.

También cabe destacar, que determinados modelos de las disposiciones en estrella y en rombo con pernos de 16 mm de diámetro no han llegado a fallo en los 40 mm de ensayo simulado, por lo que al no haberse determinado el punto de rotura, no se extraerán datos conclusivos a partir de ellos.

La forma de presentar los datos es en forma de tablas multidimensional en las cuales se entrelazan las variaciones de los 5 parámetros. Así, en la Tabla 8 se recogen los resultados de carga última obtenidos, mientras que en la Tabla 9 se recogen los valores de desplazamiento (deflexión) correspondiente a la carga máxima de ensayo.

Tabla 8. Carga última a punzonamiento en función de la geometría de disposición de pernos, distancias *EQ* (entre pernos) y *DI* (entre soporte y pernos), diámetro y número de pares de pernos frente a cada cara de soporte.

		Ultimate load (kN)									
		Diameter Ø8 mm			Diameter Ø12 mm			Diameter Ø16 mm			
		Pairs of bolts			Pairs of bolts			Pairs of bolts			
<i>EQ</i>	<i>DI</i>	2	3	4	2	3	4	2	3	4	
DOUBLE LINE (CRUZ)	3.5-Ø	5-Ø	333.9	347.8	366.8	339.2	370.3	393.5	325.9	328.5	326.4
		5-Ø	329.5	357.9	362.8	316	323.1	320.4	314.8	316.5	318
		6.5-Ø	333.9	319.9	327.9	312.7	313.5	314.2	312.7	311.1	308.5
	6.5-Ø	3.5-Ø	333	356.1	375.1	360.2	391.4	398.5	326.3	325.7	320.6
		5-Ø	335.6	355.5	367.8	317.8	322.3	322.2	314.9	317	317.6
		6.5-Ø	360.2	325.9	313.7	321.2	319.5	319.6	315.8	314.6	313.9
	8-Ø	3.5-Ø	342.7	361.2	388.8	365.6	390.4	395.2	329.2	322.4	323.2
		5-Ø	340.4	363.8	368.8	316.5	317.1	317.4	317.7	315.4	315.7
		6.5-Ø	319.9	324.5	326.4	318.7	317.8	317	314.4	312.2	315.5
RADIAL (ESTRELLA)	3.5-Ø	5-Ø	342.5	381.8	379.6	378.4	415.3	460.7	402.3	428.2	460.3
		5-Ø	358.8	379.5	399.9	377.8	395.7	407.3	324.3	340.2	337.2
		6.5-Ø	361.2	386.4	407.2	371.8	378.4	382.9	316.4	327.5	329.1
	6.5-Ø	3.5-Ø	360.4	389.5	402.5	385.3	418.4	449.4	371.3	395.2	333.5
		5-Ø	365.7	387.1	427.2	382.4	385	398.6	322.6	344.9	341.4
		6.5-Ø	360.6	383.9	386.7	367.4	371.2	379.6	323.3	341.8	381.8
	8-Ø	3.5-Ø	362.2	386.2	418	380.8	416.5	446.5	370.2	375.4	380.7
		5-Ø	365.3	404.6	418.7	370.8	372.1	390.3	341.6	348.5	348.5
		6.5-Ø	362.4	362.4	383.8	367.6	363.5	377.3	329.8	328	343
DIAMOND (ROMBO)	3.5-Ø	5-Ø	337.7	365.4	389.9	357	393.9	429.7	380.8	396.7	413.8
		5-Ø	334.8	375.2	398.5	358.9	410.7	453.3	324.9	351.5	356.8
		6.5-Ø	346.9	378.5	407.7	350.8	406.2	455.3	328.9	344.6	352.6
	6.5-Ø	3.5-Ø	342.7	389.5	405.7	367.5	406.8	460	372.5	379	385.6
		5-Ø	346.4	378	405.4	382.4	421.6	484.5	328	349.8	353.4
		6.5-Ø	337.1	383.1	417.4	348.6	400.2	457	330.2	336.5	344.2
	8-Ø	3.5-Ø	347.3	379.8	413.6	375	427.5	496.2	363.2	374.9	376
		5-Ø	354.4	386.9	420.3	362.1	417.4	476.2	332	339.4	344.4
		6.5-Ø	343.5	390.1	399.3	353	408	433.2	319.6	335.4	343.4
		Lowest	←			Ultimate load			→		Highest

Tabla 9. Desplazamiento bajo carga máxima, en función de la geometría de disposición de pernos, distancias *EQ* (entre pernos) y *DI* (entre soporte y pernos), diámetro y número de pares de pernos frente a cada cara de soporte.

		Ultimate displacement (mm)									
		Diameter Ø8 mm			Diameter Ø12 mm			Diameter Ø16 mm			
		Pairs of bolts			Pairs of bolts			Pairs of bolts			
<i>EQ</i>	<i>DI</i>	2	3	4	2	3	4	2	3	4	
DOUBLE LINE (CRUZ)	5·Ø	3.5·Ø	27.65	23.01	22.98	21.04	23.87	27.84	28.90	31.27	28.26
		5·Ø	25.91	29.22	28.30	28.21	29.21	28.06	28.11	31.35	27.78
		6.5·Ø	27.65	28.56	30.17	27.32	27.04	28.05	28.31	27.86	30.07
	6.5·Ø	3.5·Ø	22.97	21.78	23.28	25.98	29.63	29.13	30.58	28.88	26.85
		5·Ø	26.98	27.90	29.34	28.91	30.62	29.48	28.08	32.53	28.86
		6.5·Ø	25.98	31.23	32.21	30.95	29.37	30.33	33.43	31.37	28.51
	8·Ø	3.5·Ø	26.33	22.34	22.98	27.06	30.51	30.29	31.07	33.17	32.09
		5·Ø	26.34	29.57	28.50	28.17	27.68	28.00	32.91	33.84	32.34
		6.5·Ø	28.98	30.14	29.10	31.54	29.73	29.40	28.29	29.51	32.23
RADIAL (ESTRELLA)	5·Ø	3.5·Ø	19.84	22.79	20.98	20.83	19.73	20.63	26.36	29.51	33.13
		5·Ø	23.88	22.53	21.09	26.63	26.46	27.61	31.16	40.00	32.22
		6.5·Ø	25.40	26.08	28.11	28.09	26.64	26.72	31.38	34.05	30.09
	6.5·Ø	3.5·Ø	24.52	22.34	18.61	22.03	22.74	25.70	27.89	40.00	33.03
		5·Ø	24.28	23.14	22.45	28.87	28.02	32.30	28.78	40.00	36.00
		6.5·Ø	26.02	27.55	26.31	28.85	30.25	31.52	33.99	40.00	40.00
	8·Ø	3.5·Ø	22.02	23.22	21.59	24.65	25.64	28.81	28.22	33.72	40.00
		5·Ø	24.28	25.26	23.90	30.54	30.22	34.97	40.00	40.00	40.00
		6.5·Ø	27.31	25.55	28.54	32.70	29.97	33.87	40.00	40.00	40.00
DIAMOND (ROMBO)	5·Ø	3.5·Ø	23.35	20.61	19.10	22.26	17.55	15.17	24.70	29.29	27.29
		5·Ø	20.35	21.68	19.11	27.17	24.79	21.33	29.78	40.00	36.68
		6.5·Ø	26.99	23.72	21.09	27.09	27.62	25.84	40.00	40.00	40.00
	6.5·Ø	3.5·Ø	23.34	21.47	17.90	22.06	17.72	19.10	30.59	35.18	27.74
		5·Ø	23.24	20.17	17.20	28.87	25.79	23.34	35.70	40.00	34.89
		6.5·Ø	25.38	24.16	22.17	28.80	26.48	26.35	40.00	40.00	37.27
	8·Ø	3.5·Ø	23.43	18.87	16.30	23.67	20.07	19.73	26.37	30.22	27.34
		5·Ø	26.73	20.30	19.18	27.17	25.69	25.05	36.16	40.00	40.00
		6.5·Ø	27.16	26.73	30.21	27.61	28.37	25.29	30.05	40.00	40.00
		Highest	←			Ultimate displacement			→		Lowest

En las Tablas 8 y 9 se emplea una escala de color para poder apreciar cómodamente la progresión de los resultados obtenidos. En la Tabla 8 los resultados más bajos obtenidos para la carga última se representan sombreados en tonos rojos, mientras que los valores más elevados se representan sombreados en tonos verdes. Por lo tanto, puede apreciarse que la configuración de refuerzo con pernos más efectiva es claramente la del rombo, con cuatro pares de pernos de 12 mm de diámetro frente a cada cara de pilar (lo que arroja un total de 48 pernos), con una distancia de 3.5·Ø (42 mm) entre el primer grupo de pernos y la cara del soporte, y separaciones posteriores de 8·Ø (96 mm). Este diseño daría como resultado una capacidad de 496.2 kN frente al fallo por punzonamiento.

Por otro lado, la ductilidad y capacidad de aviso del diseño son propiedades relevantes y puede entenderse que van asociadas a la capacidad de deformación en el agotamiento. En este sentido, la Tabla 9 vendría a contradecir la conclusión parcial obtenida en la Tabla 8, puesto que aquel diseño que poseía la máxima capacidad tiene un desplazamiento asociado pequeño en comparación con otras soluciones y, por consiguiente, menor ductilidad. Una lectura comparada de ambas Tablas 8 y 9 permitiría anticipar que la configuración en estrella ofrece una solución de compromiso intermedia entre valores altos de carga última y valores moderados-elevados de desplazamiento bajo carga máxima. Especialmente notable sería el diseño con pernos de diámetro 12 mm en estrella, disponiendo 4 parejas frente a cada cara de pilar y con separaciones $DI = 5 \cdot \varnothing$ (60 mm) y $EQ = 6.5 \cdot \varnothing$ (78 mm); este caso ofrece una capacidad a punzonamiento de casi 400 kN y un desplazamiento bajo carga máxima asociado superior a 30 mm.

6. CONCLUSIONES

La creación de modelos de elementos finitos en ABAQUS ha servido el propósito de estudiar el comportamiento de distintas configuraciones de refuerzo en conexiones losa-pilar frente al fallo por punzonamiento. Las variables clave de la simulación de propiedades y modos de fallo de los materiales implicados (especialmente, el hormigón) pudieron ser previamente calibradas para demostrar su ajuste a los resultados obtenidos en ensayos experimentales a escala real disponibles en la revisión bibliográfica.

A fin de poder llevar a cabo un análisis paramétrico para estudiar cómo influyen hasta cinco variables de diseño, fue necesario crear y analizar más de 240 modelos numéricos. Esta fase fue llevada a cabo gracias a la creación de una interfaz en Python para poder parametrizar la creación de los modelos en ABAQUS, lo que permitió automatizar el proceso de creación, análisis y recuperación de resultados.

Las principales conclusiones del estudio paramétrico son las siguientes:

- En la práctica habitual, las separaciones entre pernos y la separación entre pernos y columna son proporcionales al diámetro de los pernos de conexión. Ello implica que un diseño que escoja pernos de 16 mm de diámetro se extenderá en una mayor área que diseños afines pero con pernos más pequeños. Como consecuencia, los diseños con un tamaño grande de perno pueden llegar a extenderse más allá del perímetro crítico en torno a los bordes de apoyo contra el pilar. Esta circunstancia tiene como consecuencia que la carga última pueda ser paradójicamente inferior a diseños iguales pero con pernos de menor diámetro.
- Por lo general, un mayor número de pernos conlleva una mayor capacidad a punzonamiento. Sin embargo, si se emplean pernos de 16 mm, el incremento en carga última puede ser menos significativo en las configuraciones en estrella y en rombo, e incluso podría llegar a ser perjudicial en la configuración en cruz. La razón para ello puede estribar en cuál sería el número efectivo de pernos dentro del perímetro crítico. Dado que la configuración en rombo es la de mayor densidad de pernos, es por ello que es la menos afectada.
- En el caso del desplazamiento bajo carga máxima, la adición de un tercer par de pernos frente a cada cara de pilar no tenía por lo general un efecto significativo. Y de hecho, al incrementar a un cuarto par de pernos frente a cada cara, se observó que ello podía dar lugar a una pérdida de capacidad de desplazamiento, especialmente en la configuración en rombo.

- En términos de las separaciones entre la columna y el primer par de pernos (distancia DI), los modelos que exhibieron mayor capacidad última fueron aquellos con un valor de cinco veces el diámetro del perno. Para $DI = 3.5 \cdot \emptyset$, el diseño no llegaba a reforzar efectivamente el perímetro crítico. Y para $DI = 6.5 \cdot \emptyset$ era probable en algunos casos que un número significativo de pernos cayeran fuera del mismo. Por lo que respecta al desplazamiento bajo carga máxima, a medida que DI se incrementa, aquél se reducía debido, probablemente a una insuficiente densidad de refuerzo alrededor de la columna.
- La separación entre parejas de pernos (distancia EQ) no parece tener una influencia decisiva en la capacidad última frente a punzonamiento.
- Las configuraciones en estrella y en rombo poseen mayor densidad de pernos que la disposición en cruz. La geometría en rombo tiene la mayor densidad dentro del perímetro crítico y, por lo tanto, a medida que DI se reduce, la densidad de refuerzo en el perímetro crítico aumenta y el desplazamiento bajo carga máxima se reduce al ser la estructura más rígida. Concretamente, los valores más altos de carga máxima están en general asociados a $DI = 5 \cdot \emptyset$, lo que viene a refrendar las anteriores conclusiones. Sin embargo, es la configuración en rombo la que ofrece menor ductilidad. Por todo ello, la configuración en estrella ofrece una solución de compromiso, con mayor capacidad de carga que la disposición en cruz y mayor capacidad de deformación que la disposición en rombo.
- Aunque el manejo del código en ABAQUS es complicado, pues requiere técnicas y conocimientos profundos tanto desde el punto de vista del ingeniería estructural como desde el punto de vista de la programación informática, esta competencia es extremadamente útil para el desarrollo de modelos, especialmente cuando se pretenden abordar estudios paramétricos que implican un número elevado de alternativas. Aunque haya que invertir una gran cantidad de tiempo en la creación del código, éste se compensa ampliamente al no tener que crear cada modelo uno a uno.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente trabajo desean expresar su agradecimiento a la Universidad Politécnica de Valencia, que nos ha permitido emplear su licencia de uso del software ABAQUS. Mención especial merecen el Dr. Vicente Albero y el Dr. David Pons por su asistencia y consejos sobre las capacidades de uso de este software.

REFERENCIAS

- [1] 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.
- [2] 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.
- [3] 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.

- [4] 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.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] A. Genikomsou and M. A. Polak, "Damaged plasticity modelling of concrete in finite element analysis of reinforced concrete slabs," in *Proceedings of the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, 2016.
- [8] A. S. Genikomsou and M. A. Polak, "Finite element analysis of RC flat slabs with different amount and placement of shear bolts," in *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, 2017, vol. 2017-Janua, no. SP 321, pp. 80–98.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] 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.
- [13] 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.
- [14] 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.
- [15] P. Menétrey, "Synthesis of punching failure in reinforced concrete," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 24, no. 6, pp. 497–507, Dec. 2002.
- [16] 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.
- [17] 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.
- [18] M. M. G. Inácio, A. F. O. Almeida, D. M. V Faria, V. J. G. Lúcio, and A. P. Ramos, "Punching of high strength concrete flat slabs without shear reinforcement," *Eng. Struct.*, vol. 103, pp. 275–284, 2015.
- [19] 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.
- [20] E. El-Salakawy, K. Soudki, and M. A. Polak, "Punching shear behavior of flat slabs strengthened with fiber reinforced polymer laminates," *J. Compos. Constr.*, vol. 8, no. 5, pp. 384–392, 2004.
- [21] C. Durucan and Ö. Anil, "Effect of opening size and location on the punching shear behavior of interior slab-column connections strengthened with CFRP strips," *Eng. Struct.*, vol. 105, pp.

- 22–36, 2015.
- [22] N. Lawler and M. A. Polak, “Development of FRP shear bolts for punching shear retrofit of reinforced concrete slabs,” *J. Compos. Constr.*, vol. 15, no. 4, pp. 591–601, 2011.
- [23] M. A. Polak and N. Lawler, “Application of FRP for punching shear retrofit of concrete slab-column connections,” in *Advances in FRP Composites in Civil Engineering - Proceedings of the 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2010*, 2011, pp. 854–857.
- [24] 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. 04013047, Apr. 2014.
- [25] J. Kunz, M. Fernández-Ruiz, and A. Muttoni, *Enhanced safety with post-installed punching shear reinforcement*, no. 1. London: Taylor & Francis Group, 2008.
- [26] K. Pilakoutas and X. Li, “Alternative shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs,” *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 9, pp. 1164–1172, 2003.
- [27] T. X. Dam and J. K. Wight, “Flexurally-triggered punching shear failure of reinforced concrete slab-column connections reinforced with headed shear studs arranged in orthogonal and radial layouts,” *Eng. Struct.*, vol. 110, pp. 258–268, 2016.
- [28] H. M. F. Elbakry and S. M. Allam, “Punching strengthening of two-way slabs using external steel plates,” *Alexandria Eng. J.*, vol. 54, no. 4, pp. 1207–1218, 2015.
- [29] “ABAQUS.” 2014.
- [30] 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.
- [31] 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.
- [32] 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.
- [33] 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.
- [34] 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.
- [35] 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.
- [36] CEB-FIP, *Model Code for Concrete Structures 2010*. 2013.
- [37] 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.
- [38] European Committee for Standardisation, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Madrid: AENOR, 2013.
- [39] 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.
- [40] G. Puri, *Python scripts for Abaqus*. Kan Sasana Printer, 2011.

