

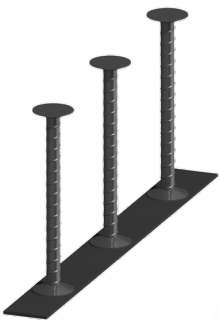
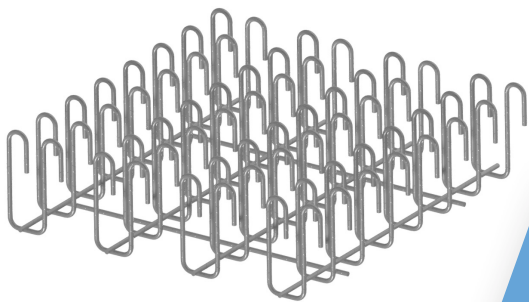
GRAVIS

amazing strength

GRAVIS Domaine de connaissances

Cahier 3: Approche de dimensionnement
GRAVIS / Dimensionnement
au poinçonnement de
GRAVIDUR PAN
et GRAVIDUR DKA

Prof. Dr Albin Kenel et Dr Stefan Lips



Contenu

Résumé	3
Approche de dimensionnement.....	3
Validation.....	5
Littérature.....	9

Résumé

L'approche de GRAVIS pour le dimensionnement au poinçonnement contient quelques divergences par rapport à la norme SIA 262:2013 [1]. Ces divergences ont été validés à l'aide d'essais de poinçonnement issus de la littérature et offrent un niveau de sécurité comparable à celui des dalles sans armature de poinçonnement. Les divergences concernent les points suivants :

- Le facteur 2.0 (k_{sys}) dans l'équation (69) de la SIA 262:2013 est augmenté en fonction du système de poinçonnement. Les valeurs suivantes sont utilisées : GRAVIDUR PAN : $k_{sys} = 2.5$, GRAVIDUR DKA : $k_{sys} = 3.0$
- Lors de l'utilisation d'armatures de poinçonnement, une résistance au poinçonnement minimale est appliquée.
- Le pourcentage minimal de résistance de l'armature de poinçonnement est évalué selon le Model Code 2020 [2].
- Pour les paniers d'étrier GRAVIDUR PAN, le dimensionnement tient compte de l'armature de poinçonnement dans les limites de $0,25 - 1,0 d_v$

Approche de dimensionnement

Le dimensionnement s'effectue en principe selon SIA 262:2013 [1]. Toutefois, en raison de conditions constructives plus strictes et d'une connaissance plus précise du mode de fonctionnement des systèmes, certains paramètres peuvent être adaptés.

La résistance pour la vérification du poinçonnement à l'intérieur de la zone de poinçonnement armée résulte de la contribution du béton V_{Rdc} et de l'armature de poinçonnement V_{Rds} . Selon les modèles, ces deux parts dépendent de la rotation de la dalle. Pour les dalles rigides avec de faibles rotations, il n'y a donc pas d'activation de l'armature de poinçonnement selon les modèles de la SIA 262:2013, ce qui suggère que l'armature de poinçonnement n'apporterait pas de gain de résistance. Selon la littérature [3], ce n'est pourtant pas le cas. C'est pourquoi une résistance au poinçonnement minimale $V_{Rdcs,min}$ est définie.

$$V_{Rdcs} = V_{Rdc} + V_{Rds} \geq V_{Rdcs,min} \quad (1)$$

avec

$$V_{Rdc} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \quad (2)$$

où $k_r \leq 2.0$ et

$$V_{Rds} = k_e \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{sd} \quad (3)$$

où A_{sw} est la surface à prendre en compte de l'armature de poinçonnement. Les autres facteurs sont déterminés selon SIA 262:2013.

La surface à prendre en compte de l'armature de poinçonnement A_{sw} est déterminée pour GRAVIDUR DKA, ancre à double tête, à l'aide d'un taux d'armature fictif :

$$A_{sw} = n_r \cdot \eta_{sw} \cdot A_{sw,i} \quad (4)$$

où n_r est le nombre de barres de positionnement et $A_{sw,i}$ la surface de la section transversale d'un ancrage.

La valeur η_{sw} tient compte de la répartition proportionnelle des forces de la première et de la deuxième rangée d'ancres et est définie comme suit :

$$\eta_{sw} = \frac{d_v}{s_0 + s_1/2}$$

(5)

où s_0 est la distance entre les ancrs entre le bord d'appui et la première rangée d'ancres, s_1 est l'écartement entre les rangées d'ancres et d_v est la hauteur statique efficace à l'effort tranchant.

Par rapport à la norme SIA 262:2013, cette procédure donne en général des résistances ultimes un peu plus conservatrices. Toutefois, elle permet une plus grande marge de tolérance lors du montage des ancrs.

Pour les paniers d'étrier GRAVIDUR PAN, la surface admissible de l'armature de poinçonnement A_{sw} est déterminée à l'aide du taux d'armature.

$$A_{sw} = \rho_{sw} \cdot A_c$$

(6)

où ρ_w est le taux d'armature de poinçonnement et A_c la surface dans la zone de $0,25d_v$ à $1,0d_v$ du bord d'appui. L'évaluation des essais démontre que pour les paniers d'étrier, les limites normatives ($0,35d_v$ à $1,0d_v$) conduisent à des valeurs très conservatrices. L'adaptation des limites permet d'atténuer quelque peu cet aspect.

La résistance au poinçonnement minimale $V_{Rdcs,min}$ est définie comme suit :

$$V_{Rdcs,min} = k_e \cdot A_{sw0} \cdot f_{sd}$$

(7)

où A_{sw0} est la surface d'armature de poinçonnement à l'intérieur de la distance d_v du bord d'appui.

Afin de garantir une capacité de déformation suffisante, selon l'équation (66) de la norme SIA 262:2013, la contribution de l'armature de poinçonnement devrait être d'au moins 50% de la valeur de dimensionnement de la charge de poinçonnement V_d .

$$k_e \cdot A_{sw} \cdot f_{sd} \geq \frac{V_d}{2}$$

(8)

La surface A_{sw} peut être calculée selon l'équation suivante (4) resp. (6) peut être déterminée. La valeur k_e doit être déterminée selon SIA 262:2013 et f_{sd} est la valeur de dimensionnement de la contrainte d'écoulement de l'armature de poinçonnement selon le fib Model Code 2020 [2].

La vérification des bielles de compression du béton est effectuée selon l'équation (69) de la norme SIA 262:2013. Cependant, le facteur 2.0 est défini comme k_{sys} .

$$V_{Rdcs} = k_{sys} \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u \leq 3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u$$

(9)

où, pour GRAVIDUR PAN $k_{sys} = 2.5$ et pour GRAVIDUR DKA $k_{sys} = 3.0$. Les autres facteurs sont déterminés selon SIA 262:2013.

La vérification du poinçonnement en dehors de la zone avec armature de poinçonnement s'effectue selon SIA 262:2013.

$$V_{Rdout} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{v,out} \cdot u_{out}$$

(10)

où $d_{v,out}$ est la hauteur agissant comme force de cisaillement et u_{out} est le périmètre de la section de contrôle en dehors de l'armature de poinçonnement. k_r und τ_{cd} sont déterminés comme pour le poinçonnement sans l'armature de poinçonnement.

Les autres mécanismes de rupture sont évités grâce aux dispositions constructives.

Disposition constructives

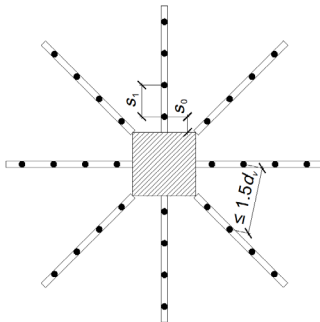
Pour les GRAVIDUR PAN, aucune condition de pose plus stricte ne s'applique au dimensionnement présenté dans ce document. De manière générale, pour les paniers GRAVIDUR PAN, il faut veiller à ce qu'il y ait au moins une barre d'armature dans chaque crochet d'ancrage. La distance entre le bord d'appui et le premier étrier doit être au maximum égale à l'espacement des étriers du panier correspondant.

Pour les GRAVIDUR DKA, les conditions suivantes s'appliquent pour l'utilisation du dimensionnement présenté dans ce document :

- L'écartement radial planifié entre le bord d'appui et la première rangée d'ancres à double tête doit être $s_0 = 0.375 d_v$.
- La distance radiale planifiée entre le bord d'appui et la deuxième rangée d'ancres à double tête ($s_0 + s_1$) ne doit pas dépasser $1.125 d_v$.
- La tolérance de pose pour la distance radiale entre le bord de la surface d'appui et la première rangée d'ancres à double tête est de $\Delta_{stol} = \pm 0.075 d_v$. Par conséquent, la distance radiale entre le bord de la surface d'appui et la première rangée d'ancres à double tête doit être de $0.30 d_v \leq s_0 \leq 0.45 d_v$.

Lors de l'utilisation de GRAVIDUR PAN et GRAVIDUR DKA avec des têtes en acier GRAVIDUR CAP, les conditions de construction mentionnées précédemment s'appliquent également. Toutefois, l'axe de l'âme du profilé de bord doit être considéré à la place du bord de la colonne. Pour simplifier, il est également possible de prendre en compte le bord du profilé de rive du côté intérieur de la tête en acier. Si la distance requise s_0 entraîne un conflit entre l'armature de poinçonnement et l'aile du profilé de bord, l'armature de poinçonnement peut être posée à fleur du bord de l'aile.

a)



b)

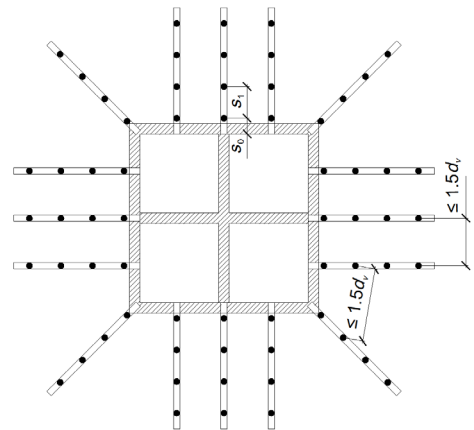


Figure 1 : Disposition des ancres à double tête pour 1) la colonne et b) la tête en acier

Validation

Pour la validation, 53 essais avec armature en étrier et 36 essais avec ancre à double tête ont été évalués à partir de la littérature [4-23]. L'évaluation a été effectuée avec des valeurs de matériaux de niveau moyen, de niveau caractéristique et de niveau de dimensionnement. Les caractéristiques de matériaux ont été déterminées de la manière suivante :

$$\tau_{cm} = 0.3 \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (11)$$

$$f_{bm} = 2 \cdot 0.3 f_{cm}^{2/3} \quad (12)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2 \quad (13)$$

La différence de 4 N/mm² est plus rigoureuse que selon l'équation (6) de la norme SIA 262:2013, s'explique par le fait que la dispersion est plus faible lors des essais en laboratoire que sur le chantier [24]. Lors de l'évaluation, $\eta_{fc} = 1.0$ et $\eta_t = 1,0$ ont été utilisés.

$$\tau_{ck} = 0.3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (14)$$

$$f_{bk} = 2 \cdot 0.7 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (15)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad (16)$$

$$\tau_{cd} = 0.3 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 0.3 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1.5} \quad (17)$$

$$f_{bd} = \frac{2 \cdot 0.7 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{1.4 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3}}{1.5} \quad (18)$$

$$f_{sk} = (f_{sm} - 20 \text{ N/mm}^2) \quad (19)$$

Pour les essais en laboratoire - avec des aciers d'armature provenant d'un même lot - la différence entre la valeur moyenne et la valeur caractéristique est de 20 N/mm² [25].

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{f_{sk}}{1.15} \quad (20)$$

Les fractiles de 5% indiqués ont été déterminés conformément à la norme SN EN 1990:2002 [26] en supposant une distribution normale avec V_x connu.

La comparaison des résistances ultimes expérimentales avec les résistances calculées au niveau moyen (Figure 2) démontre qu'un niveau de sécurité élevé est atteint. Les valeurs moyennes sont supérieures à 1,0 pour les ancres à double tête comme pour les étriers. Les faibles coefficients de variation de 12,4% et 10,5% démontrent en outre que les hypothèses de base du modèle conviennent très bien.

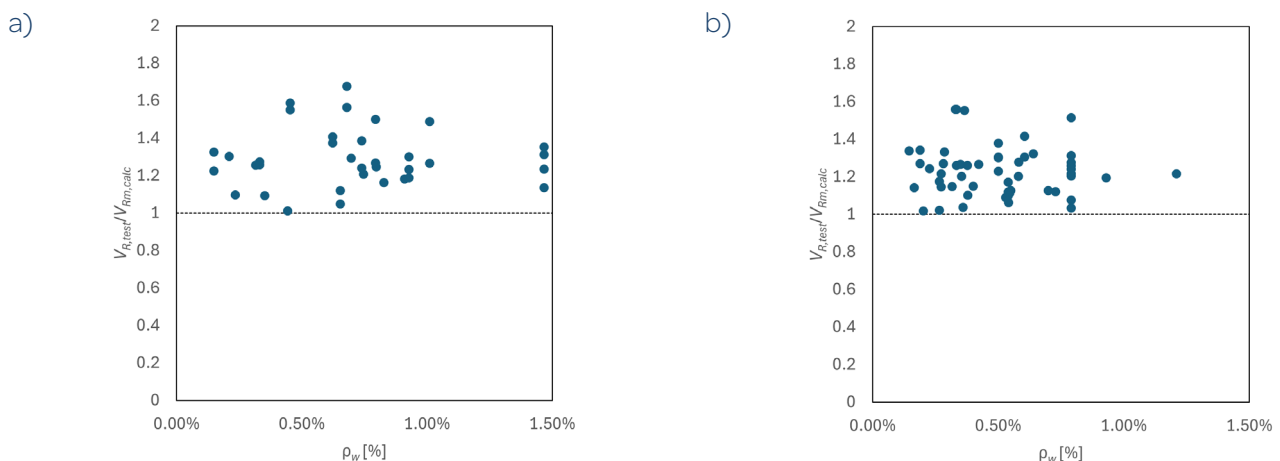


Figure 2 : Représentation du rapport entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau de la valeur moyenne ; représentée en fonction du taux d'armature de poinçonnement pour a) l'ancre à double tête et b) l'étrier.

Tableau 1 : Evaluation statistique des rapports entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau de la valeur moyenne.

	Ancre à double tête	Étrier
#	36	53
Valeur moyenne	1.30	1.23
Écart type	0.160	0.132
COV	12.4%	10.7%
Fractile de 5%	1.03	1.01
Valeur minimale	1.01	1.02
Valeur maximale	1.68	1.56

La comparaison des résistances ultimes expérimentales avec les résistances calculées au niveau caractéristique (Figure 3) démontre qu'un niveau de sécurité élevé est atteint. Les fractiles de 5% sont supérieurs à 1,0 pour les ancrs à double tête comme pour les étriers. Les faibles coefficients de variation de 12,2% et 11,6% démontrent en outre que les hypothèses de base du modèle conviennent très bien.

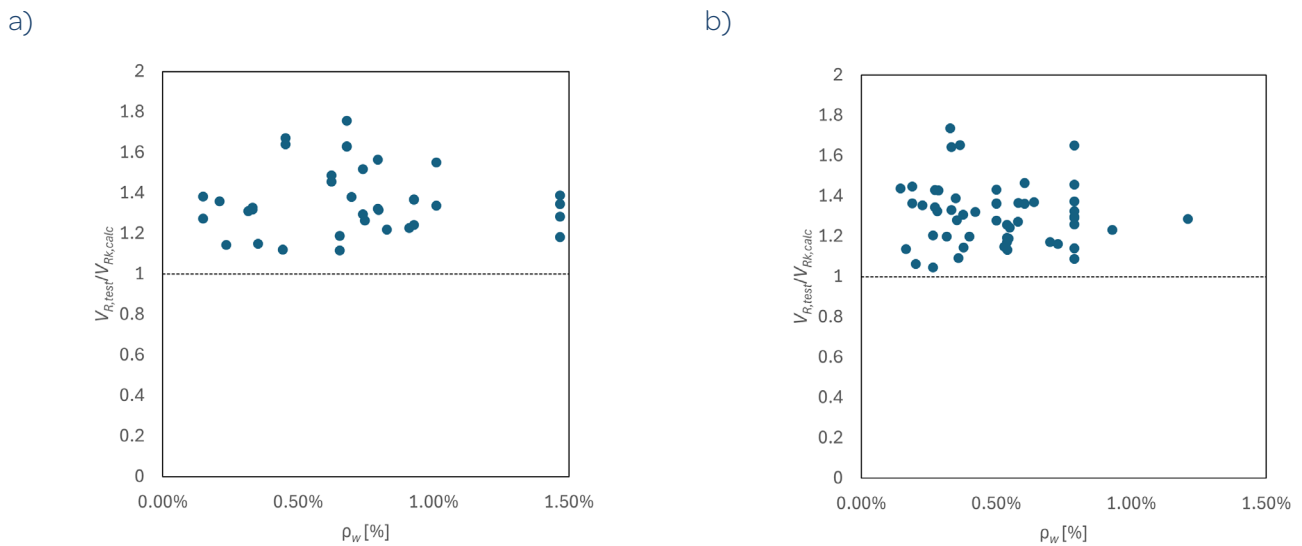


Figure 3 : Représentation du rapport entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau caractéristique ; représentée en fonction du taux d'armature de poinçonnement pour a) l'ancre à double tête et b) l'étrier.

Tableau 2 : Evaluation statistique des rapports entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau caractéristique.

	Ancre à double tête	Étrier
#	36	53
Valeur moyenne	1.36	1.31
Écart type	0.166	0.152
COV	12.2%	11.6%
Fractile de 5%	1.09	1.06
Valeur minimale	1.12	1.05
Valeur maximale	1.76	1.74

La comparaison des résistances ultimes expérimentales avec les résistances ultimes calculées au niveau de dimensionnement (Figure 4) démontre qu'un niveau de sécurité élevé est atteint. Les valeurs moyennes de 1,78 et 1,69 sont très élevées.

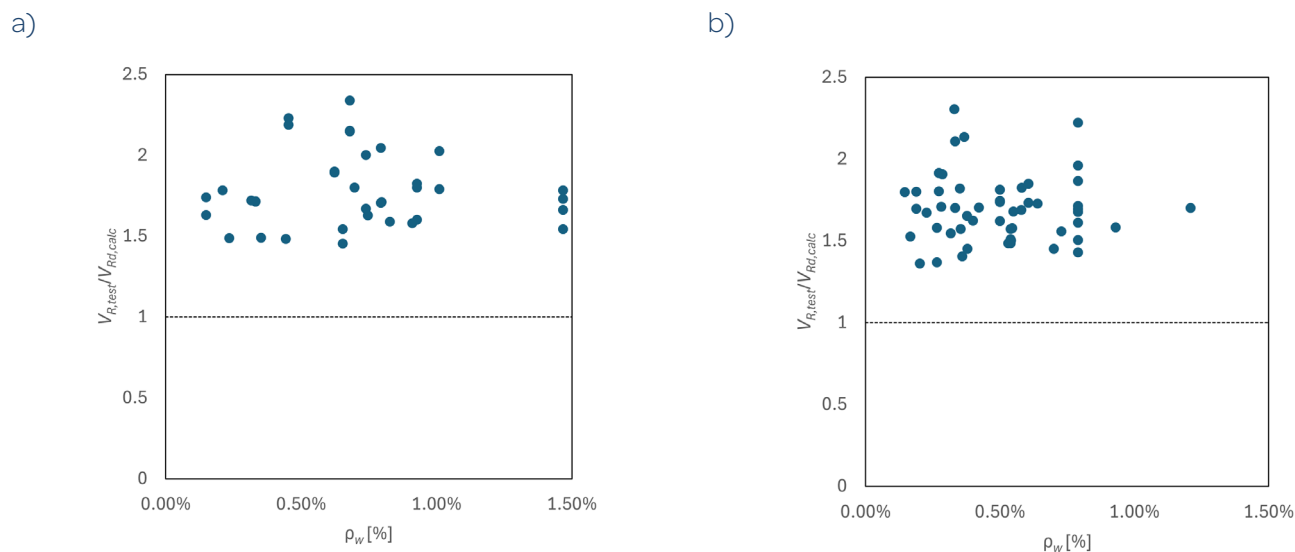


Figure 4 : Représentation du rapport entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau de dimensionnement ; représentée en fonction de la teneur en armatures de poinçonnement pour a) ancre à double tête et b) étrier.

Tableau 3 : Evaluation statistique des rapports entre les résistances ultimes expérimentales et les résistances ultimes calculées au niveau de dimensionnement.

	Ancre à double tête	Étrier
#	36	53
Valeur moyenne	1.78	1.69
Écart type	0.230	0.204
COV	12.9%	12.1%
Fractile de 5%	1.40	1.36
Valeur minimale	1.45	1.36
Valeur maximale	2.34	2.31

Cette évaluation expérimentale démontre que les données décrites précédemment permettent d'atteindre un niveau de sécurité suffisant, au moins aussi élevé que pour le poinçonnement sans armature de poinçonnement.

Littérature

- [1] SIA 262:2013, Construction en béton, Société suisse des ingénieurs et des architectes, 2013, 102 pp.
- [2] fib Model Code 2020, Model Code for Concrete Structures, Fédération internationale du béton, 2023, 748 pp.
- [3] Siburg, C.; Ricker, M., «Zur Durchstanzbemessung von Einzelfundamenten», Beton- und Stahlbetonbau, V. 108, Heft 9, pp. 641–653.
- [4] Andersson, J. L., Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement, Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1963.
- [5] Beutel, R., Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innenstützen, Dissertation, RWTH Aachen, 2003, 267 pp.
- [6] Birkle, G., Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout, Dissertation, University of Calgary, 2004, 217 pp.
- [7] Chana, P. S., Desai, S. B., Design of shear reinforcement against punching, The Structural Engineering, Vol. 70, 1992, pp. 159-164.
- [8] Chana, P. S., A prefabricated shear reinforcement system for flat slabs, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, Vol. 99, 1993, pp. 345-358.
- [9] Einpaul, J., Brantschen F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Performance of Punching Shear Reinforcement under Gravity Loading: Influence of Type of Detailing, ACI Structural Journal, V. 113, No. 4, 2016, pp. 827-838.
- [10] Einpaul, J., Punching strength of continuous flat slabs, Thèse N° 6928, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2016, 209 pp.
- [11] Elstner, R. C., Hognestad, E., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs, ACI Materials Journal, Vol. 53-2, 1956, pp. 29-58.
- [12] Etter, S., Heinzmann, D., Jäger, T., and Marti, P., Versuche zum Durchstanzverhalten von Stahlbetonplatten, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2009, 64 pp.
- [13] Hegger, J., Häusler, F., Ricker, M., Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken, Beton - und Stahlbetonbau, Vol. 102, 2007, pp. 770-777.
- [14] Ladner, M., Untersuchungsbericht Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten, 1998 38 pp.
- [15] Lips, S., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, ACI Structural Journal, V. 109, No. 6, 2012, pp. 889-900.
- [16] Marti, P., Pralong, J., Thürlimann, B., Schubversuche an Stahlbeton-Platten, Institut für Baustatik und Konstruktion, Nr. 7305-2, 1977, 123 pp.
- [17] Marzouk, H. and Jiang, D., Experimental Investigation on Shear Enhancement Types for High-Strength Concrete Plates, ACI Structural Journal, Vol. 94, 1997, pp. 49-58.
- [18] Oliveira, D. R., Melo, G. S., and Regan, P. E., Punching Strengths of Flat Plates with Vertical or Inclined Stirrups, ACI Structural Journal, Vol. 97, 2000 pp. 485-491.
- [19] Regan, P. E. Samadian, F., Shear Reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs, The Structural Engineer, 2001, pp. 24-31.
- [20] Seible, F., Ghali, A., Dilger, W. H., Preassembled shear reinforcing units for flat plates, ACI Journal, Proceedings 77, No. 1, 1980, pp. 28-35.
- [21] Stein, T., Ghali, A., and Dilger, W. H., Distinction between Punching and Flexural Failure Modes of Flat Plates, ACI Structural Journal, Vol. 104, 2007, pp. 357-365.
- [22] Tolf, P., Plattjocklekens inverkan på betongplattors hållfasthet vid genomstansning. Försök med cikulära plattor, Royal Institute of Technology, Dep. of Structural Mechanics and Engineering, Bulletin 146, 1988, 64 pp.
- [23] Vollum, R. L., Abdel-Fattah, T., Eder, M., Elghazouli, A.Y., Design of ACI-type punching shear reinforcement to Eurocode 2, Magazine of Concrete Research, 62-01, 2010, pp. 3-16.
- [24] Reineck, H. H., Kuchma, D. A., Kim, K. S., Marx, S., Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, V. 100, No. 2, March-April 2003, pp. 240-249.
- [25] JCSS Probabilistic Model Code; Part 3: Material Properties, 2020, 41 pp.
- [26] SN EN 1990:2002, Eurocode : Bases de la conception des structures porteuses, Société suisse des ingénieurs et des architectes, 2002, 77 pp.

GRAVIS

amazing strength



GRAVIS AG
Birchstrasse 17, 3186 Düringen



+41 26 492 30 10



info@gravis.swiss



www.gravis.swiss

