

GUIDE TECHNIQUE

Date de publication: 03.11.2025

Par: Hilti Schweiz AG

Renforcement au poinçonnement avec Hilti HIT-Punching Shear selon SIA 262:2017

1. Introduction

En 2024-25, Hilti AG a mené un projet de qualification concernant le système «HIT-Punching Shear» post-installé (PI) avec HIT-RE 500 V4, visant à améliorer la résistance structurelle des dalles suspendues et des fondations en béton armé (BA) présentant une résistance défailante au poinçonnement. La qualification comprenait des tests et évaluations exhaustifs sous des charges statiques et quasi-statiques. Cette vaste campagne expérimentale a abouti à la délivrance d'une homologation type de construction technique générale (*allgemeine Bauartgenehmigung*) n° **aBG Z-15.5-387**, valide en Allemagne pour la nouvelle solution de renforcement PI de Hilti.

L'homologation **aBG Z-15.5-387** définit un processus de conception fondé sur la norme **DIN EN 1992-1-1:2011**, en conformité avec l'Annexe nationale allemande **DIN EN 1992-1-1/NA:2013**. Ce processus a été établi sur la base de la vérification des résultats expérimentaux, conformément aux exigences de fiabilité prévues par les Eurocodes. Les équations de conception qui en découlent sont pleinement cohérentes avec le modèle de la résistance au poinçonnement défini dans la norme **DIN EN 1992-1-1:2011**.

Dans cette perspective, le présent document sert de guide supplémentaire lors de l'utilisation des aBG dans le dimensionnement des interventions de renforcement HIT-Punching Shear en Suisse. Il compare les équations de dimensionnement de la solution PI, telles que décrites dans l'**aBG Z-15.5-387** aux exigences de la **SIA 262:2017**, en adaptant, si nécessaire, les équations ou paramètres afin de répondre aux exigences de sécurité et aux règles de détail du béton armé définies dans la norme suisse de conception.

2. Principales différences entre DIN EN 1992-1-1/NA et SIA 262 dans le dimensionnement au poinçonnement

Selon **DIN EN 1992-1-1/NA:2013**, les équations de conception pour les éléments en béton armé dotés d'une armature de poinçonnement sont dérivées d'un modèle similaire à l'approche de la résistance au cisaillement dans des poutres et dalles, où un coefficient de force, $C_{Rd,c}$, est multiplié par une expression semi-empirique qui tient compte des paramètres essentiels qui agissent (notamment, la profondeur effective d , le pourcentage d'armature de flexion ρ_l , et la résistance caractéristique du béton f_{ck}). La norme **SIA 262:2017** en revanche, repose sur un modèle mécanique appelé Critical Shear Crack Theory (CSCT - théorie de la fissure de cisaillement critique), dans lequel l'ouverture de la fissure de cisaillement critique détermine en grande partie la résistance au poinçonnement, la largeur de la fissure étant proportionnelle au produit de la rotation de la dalle et de sa hauteur utile.

La norme **SIA 262:2017** offre aux concepteurs le choix entre des méthodes simplifiées et détaillées pour déterminer la résistance au poinçonnement des éléments en béton dotés d'une armature de poinçonnement. Ces méthodes intègrent les différents niveaux d'approximation du **fib Code de modèle 2010**, ou se basent directement sur ces niveaux. Pour un élément renforcé avec une armature de cisaillement, la contribution combinée du béton et de l'armature n'est pas constante, contrairement à α et β , car plus la rotation de la dalle est importante, moins la contribution du béton est grande par rapport à l'acier.

3. Différences des formules de poinçonnement dans DIN EN 1992-1-1:2011 + NA et SIA 262:2017

Selon les deux normes, la résistance globale au poinçonnement est le résultat de la somme de la contribution du béton $V_{Rd,c}$, et de l'armature, $V_{Rd,s}$. Cependant, contrairement à **DIN EN 1992-1-1:2011**, la section de contrôle utilisée pour les vérifications du cisaillement par poinçonnement selon **SIA 262:2017** est plus proche du bord de la zone soumise à des charges, par exemple à $0,5d_{ef}$ au lieu de $2,0d_{ef}$, où d_{ef} correspond à la profondeur effective de la dalle.

Par ailleurs, l'influence d'excentricité combinée (des moments de flexion et des différences entre les centroïdes de la colonne et la zone reliée par la section de contrôle, u_{crit}) est saisie différemment selon les deux normes: dans **DIN EN 1992-1-1:2011**, un facteur d'augmentation de la charge, β , amplifie l'effort tranchant, V_{Ed} ; selon **SIA 262:2017**, le périmètre de la section de contrôle est réduit par le facteur k_e . Les deux facteurs augmentent effectivement la valeur de calcul de la contrainte cisaillement, τ_{Ed} . Le Tableau 1 résume les principales formules de la conception selon les deux normes.

Tableau 1: Principales expressions pour le dimensionnement au poinçonnement selon DIN EN 1992-1-1/NA:2013 et SIA 262:2017

Norme de dimensionnement	DIN EN 1992-1-1/NA:2013	SIA 262:2017
Distance de la section de contrôle, u_{crit} , de la zone soumise à la charge fixée à:	$2,0d_{ef}$	$0,5d_{ef}$
Facteur pour la distribution de cisaillement excentrique:	β	k_e
Périmètre de contrôle réduit du cisaillement excentrique:	-	$u_{red} = k_e \cdot u_{crit}$
Valeur de calcul de l'effort de poinçonnement V_{Ed} [kN]	$\beta \cdot V_{Ed}$	V_{Ed}
Résistance au poinçonnement sans armature de cisaillement (dalles), $V_{Rd,c}$ [kN]	$\left(\max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, v_{min} \right] + k_1 \sigma_{cp} \right) u_{crit} d_{ef}$	$k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$
Résistance au poinçonnement sans armature de cisaillement (fondations), $V_{Rd,c}$ [kN]	$\left(\max \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}, v_{min} \right] \cdot \frac{2d_{ef}}{a_{crit}} \right) u_{crit} d_{ef}$	$k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red}$
Résistance au poinçonnement fournie par l'armature $V_{Rd,s}$ [kN]	$1,5 \left(\frac{d_{ef}}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}$	$\Sigma A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd}$
Résistance combinée au cisaillement par poinçonnement sans armature de cisaillement, $V_{Rd,cs}$ [kN]	$0,75V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$
Résistance maximale de la bielle de compression, $V_{Rd,max}$	$\begin{cases} k_{max} \cdot V_{Rd,c} \\ k_{max} = 1,4 \end{cases}$	$\begin{cases} 2,0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red} \leq \\ 3,5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \cdot u_{red} \end{cases}$

4. Adaptations de la SIA 262:2017 pour une utilisation avec le système de renforcement HIT-Punching Shear

Étant donné que les résultats de la campagne expérimentale présentent une bonne corrélation avec et, la conception de avec le système de renforcement HIT-Punching Shear de Hilti n'exige que des modifications mineures, marquées en **rouge** dans cette section.

4.1 Vérification de la résistance sans renforcement au poinçonnement

Les vérifications de la résistance au poinçonnement dans [4] sont menées dans un premier temps par évaluation de la résistance sans armature de poinçonnement, c'est-à-dire la contribution du béton, à la section de contrôle, u , configurée à $0.5 d_{ef}$ de la face du support. Si le support ne pénètre pas dans la dalle, comme le montre la [figure 20](#) dans [4], la profondeur effective, d_v , et la section de contrôle, u , dans [l'équation 57](#) [4] sont remplacées par d_{ef} et u_{red} du Tableau 1, respectivement.

$$V_{Rd,c} = k_d k_r \tau_{cd} d_{ef} u_{red} \quad (\text{kN}) \quad (\text{Eq. 1})$$

où:

k_d : La réduction de la résistance du béton lors de l'utilisation d'un élément de renforcement de diamètre M16 dans les dalles avec une profondeur effective, $d_{ef} \leq 280 \text{ mm}$, est donnée par:

$$k_d = \begin{cases} 0.95, & \text{M16 et } d_{ef} \leq 280 \text{ mm} \\ 1.00, & \text{cas standards} \end{cases}$$

La réduction de la résistance du béton est attribuée à un enrobage résiduel plus grand c_{res} , requise pour la barre M16 dans des dalles plus minces – 40 mm au lieu de 35 mm – afin de prévenir l'éclatement du béton du côté opposé lors du forage (voir Tableau 4). Dans ces scénarios, l'enrobage résiduel plus grand peut augmenter la probabilité que la fissure de cisaillement critique dépasse facilement la pointe de la barre. Cela aura également un effet sur le deuxième coefficient, k_{pi} , lors de la vérification de la résistance dans la zone renforcée au cisaillement (voir la section **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** ci-dessous).

$$\tau_{cd} = \frac{0.3 \eta_t \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} : \text{valeur de calcul de la contrainte de cisaillement,} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{Eq. 3})$$

f_{ck} : résistance à la compression caractéristique du béton en MPa, selon le [tableau 3](#).

γ_c : facteur partiel de sécurité pour le béton, selon la [clause 2.3.2.6](#).

η_t : le coefficient de la résistance du béton en tenant compte de la durée d'exposition et de l'âge du béton. Selon la [clause 4.2.1.3](#), cette valeur peut être 0,85, 1,0 ou 1,2.

$$k_r = \frac{1}{0.45 + 0.18 \cdot k_g \cdot \psi \cdot d_{ef}} \leq 2 : \text{coefficient pour la prise en compte de la rotation de la dalle} \quad (\text{Éq. 58})$$

$$k_g = \frac{48}{16 + D_{max}} : \text{coefficient de l'effet d'imbrication des granulats}$$

D_{max} maximale des granulats

$$\text{Coefficient pour la rotation de la dalle (déterminée pour tous les axes), } \psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d_{ef}} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (\text{rads}) \quad (\text{Éq. 59})$$

- r_s : Distance de l'axe du support au point d'inflexion

- f_{yd} : Limite d'élasticité de l'armature de flexion
- E_s : Module élastique de l'armature de flexion
- m_{sd} : Moment de flexion dans la bande de support
- m_{Rd} : Résistance à la flexion dans la bande de support que l'on peut considérer, selon la théorie rigide-plastique, comme:

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{yd} (1 - 0.5 \rho \cdot f_{yd} / f_{cd}) \quad (\text{kNm/m}) \quad (\text{Éq. 19})$$

La rotation de la dalle dans l'éq. 59 peut être évaluée pour chaque direction selon l'un des trois niveaux d'approximation (Levels of Approximation - LOA):

- **LOA 1** s'applique aux dalles à trame régulière avec un rapport de portée $0.5 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 2.0$, et sans grande redistribution plastique, $\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} = 1.0$, et $r_s = 0.22L_x$ ou $0.22L_y$ (L_x et L_y sont les longueurs de portée dans la direction x et y , respectivement).
- **LOA 2** suit la même démarche que LOA 1, à l'exception que le moment de flexion dans la bande de support, m_{sd} , est déterminé par Éq. 61, 62, 63, ou 64. La largeur de la bande de support est déterminée par:

$$b_s = 1.5 \sqrt{r_{sx} \cdot r_{sy}} \leq l_{min_{min}} = \min(L_x, L_y) \quad (\text{mm}) \quad (\text{Eq. 60})$$

- **LOA 3** s'applique aux dalles avec une géométrie complexe, où le rapport de portée $\frac{L_x}{L_y} < 0.5$ ou $\frac{L_x}{L_y} > 2.0$, m_{sd} est déterminé par l'éq. 61, 62, 63, ou 64, et r_s est déterminé moyennant une analyse détaillée, notamment en utilisant un modèle d'élément fini. Le facteur 1.5 dans l'éq. 59 est remplacé par 1.2. Pour les colonnes de bord et d'angle, $r_{s,min} \geq 0.67b_{sr, sr} \leq b_s$ conformément à la figure 24.

4.2 Vérification de la résistance maximale au poinçonnement et de la résistance en dehors de la zone renforcée au cisaillement

De manière similaire à l'éq. 69, la résistance maximale au poinçonnement est limitée à la condition suivante afin d'éviter l'écrasement des bielles de compression en béton près du support:

$$V_{Rd,max} = k_d \cdot (2.0 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_{ef} \cdot u_{red}) \leq k_d \cdot (3.5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_{ef} \cdot u_{red}) (\text{kN}) \quad (\text{Eq. 5})$$

L'étendue de la zone renforcée au cisaillement est déterminée par l'évaluation de la résistance au poinçonnement en dehors de la zone renforcée au cisaillement qui sera déterminée par itération ou selon la condition suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out} = k_r \tau_{cd} d_{ef,out} u_{out} \quad (\text{kN}) \quad (\text{Éq. 6})$$

- $d_{ef,out}$: profondeur effective de la dalle ou de la fondation au périmètre extérieur, réduite par l'enrobage résiduel, c_{res} , par analogie avec la clause 4.3.6.5.9 et la figure 25 .
 - Ainsi, $d_{ef,out} = d_{ef} - c_{res}$
- u_{out} : périmètre extérieur où le renforcement n'est plus requis, fixé à $0.5d_{ef}$ du périmètre renforcé le plus éloigné de la face du support, conformément à la clause 4.3.6.5.9 et la figure 25 .
 - **Remarque** : u_{out} est normalement modifié par $k_{e,out}$, qui tient compte de l'excentricité du périmètre extérieur par rapport au centre de gravité du support.
 - Par conséquent, $u_{out,mod} = u_{out} / k_{e,out}$, où $k_{e,out}$ peut être déterminé par $k_{e,out} = 1 / (1 + e_u / 2r_{out})$ et r_{out} est la distance du centre du support à u_{out} .
 - **Règles détaillées : Limites relatives au positionnement et à l'entraxe maximal et minimal**

Les sections renforcées avec le système de renforcement HIT-Punching Shear ont été conçues et détaillées en fonction de , où l'entraxe entre le premier périmètre d'armature, s_0 , et la face du support se trouve entre $0.3d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$, où il faudra éviter en règle générale de dépasser la limite supérieure, car cela comporte le risque que la fissure critique pourrait se propager, sans être interceptée par les éléments d'acier post installés.

L'entraxe entre les périmètres d'armatures adjacentes, s_r , est normalement supérieur ou égal à s_0 , mais il ne doit pas être inférieur à l'entraxe minimum entre deux éléments de renforcement, s_{min} selon le Tableau 3.

Conformément à , seule l'armature de renforcement, $\sum A_{sw}$, positionnée entre $0.35d_{ef}$ et $1.0d_{ef}$ contribue à la résistance globale de poinçonnement, décrite par l'éq. 2 de ce document. Ainsi, comme le montrent la figure 39 et le tableau 20 de, s_0 et s_r pour le système de renforcement HIT-Punching Shear sont liés à la profondeur effective, d_{ef} , de la dalle ou de la fondation comme indiqué dans le Tableau 2.

Tableau 2: Écartement radial minimal et maximal pour les dalles et fondations pour le système de renforcement HIT-Punching Shear

La profondeur statique effective, d_{ef} [mm]	Écartement entre la zone chargée et le premier périmètre renforcé, s_0	Écartement entre le premier, le deuxième et les périmètres suivants, s_r
160-180	$0.35d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$	$s_{min} \leq s_r \leq 0.66d_{ef}$
181-340		$s_{min} \leq s_r \leq 0.75d_{ef}$
341-1100		$s_{min} \leq s_r \leq 200 + d_{ef} / 6$

Hormis la règle générale de l'entraxe entre les barres adjacentes afin de permettre une distribution uniforme du béton et des agrégats pendant le coulage du béton, aucun entraxe minimum spécifique, s_{min} , s'applique à l'armature de poinçonnement dans et. Toutefois, un entraxe relativement plus grand est requis entre les éléments de renforcement post-installés adjacents afin d'éviter la rupture par fendage du béton entre les éléments ; cette exigence découle de la campagne expérimentale et est définie dans Tableau 3. Par ailleurs, alors que l'entraxe minimum s'applique également à l'entraxe tangentiel, s_t , entre des éléments de renforcement adjacents dans chaque périmètre d'armature, l'entraxe maximal ne doit pas dépasser les limites définies dans le Tableau 3.

Tableau 3: Entraxe radial et tangentiel minimum et entraxe tangentiel maximum pour dalles et fondations

Élément de renforcement	Entraxe radial et tangentiel minimal, s_{min}	Entraxe tangentiel entre deux éléments adjacents:	
		Dans les deux premiers périmètres d'armature	Dans le troisième périmètre et au-delà
M12	72	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5d_{ef}$	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0d_{ef}$
M16	96		
M20	120		
M24	144		

Le tableau 20 de relie également le diamètre de l'armature de poinçonnement à la hauteur utile, qui est remplacée par les limites du Tableau 4 pour le système de renforcement HIT-Punching Shear. Par ailleurs, la [clause 5.5.3.12](#) de exige un enrobage maximal de $c_v = d_v/6$ entre le haut de l'armature de poinçonnement et la face de compression de la dalle. Cependant, si cette condition ne peut pas être satisfaite, par exemple en raison d'un enrobage plus grand requis par la classe d'exposition, alors les résistances au poinçonnement, $V_{Rd,c}$ et $V_{Rd,s}$, doivent être réduites de 30%.

Pour le système de renforcement HIT-Punching Shear, c_v est indépendant de la classe d'exposition et est décrite par une valeur fixe de c_{res} dans le Tableau 4. Cela est indispensable pour éviter l'effritement du béton pendant le forage, indépendamment de l'épaisseur de la section, h . Une réduction de la résistance au poinçonnement n'est pas nécessaire, car des essais ont été menés avec succès avec la hauteur utile minimale autorisée $d_{ef} = 160 \text{ mm}$ correspondant au rapport maximal c_{res}/d_{ef} , pour la condition d'installation la plus critique, c'est-à-dire à partir de la face de compression de la section.

Tableau 4: Enrobage résiduel et profondeur effective minimale de la section pour chaque taille d'élément de renforcement

Taille de la tige filetée	M12	M16		M20	M24
Profondeur effective minimale, $d_{ef,min}$	160	160	280	350	420
Enrobage de béton résiduel, c_{res}	35	40	40	45	60

Un exemple pratique figurant à l'annexe A résume la procédure de dimensionnement utilisant [4] en combinaison avec [1]. Pour des exigences de dimensionnement spécifiques, merci d'utiliser le module *de renforcement au poinçonnement* pour professionnels ou de prendre contact avec le support clientèle de Hilti Engineering.

Annexe A: Exemple de dimensionnement d'une dalle renforcée par le système de HIT-Punching Shear

1. Entrées

- Charge de dimensionnement appliquée: $g_d + q_d = 20 \text{ kN/m}^2$
- Réactions d'appui de dimensionnement: $N_{Ed} = 1250 \text{ kN} \ \& \ V_{inst} = 500 \text{ kN}$
- Moments de flexion de dimensionnement: $M_{Ed,x} = 50 \text{ kN} \ \& \ M_{Ed,y} = 30 \text{ kN}$
- Dimensions de la colonne ($C_x \times C_y$): $200 \times 600 \text{ mm}$

- Longueurs des portées entre les colonnes adjacentes ($L_x \times L_y$): $7000 \times 7000 \text{ mm}$
- Position – **Colonne** intérieure: $k_e = 0.94$ (calcul)
- Épaisseur de la dalle: $h = 350 \text{ mm}$
- Profondeur effective en x & y : $d_x = 317 \text{ mm}$; $d_y = 301 \text{ mm}$
- Résistance du béton de la dalle & taille max des agrégats: $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, $D_{max} = 32 \text{ mm}$
- Résistance de l'armature de flexion: $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_s = 1.15$, $E_s = 205 \text{ GPa}$
- Paramètres du béton:

$f_{cd} [\text{N/mm}^2]$	$\eta_t [-]$	$\eta_{fc} [-]$	$\gamma_c [-]$	$\tau_{cd} [\text{N/mm}^2]$	$f_{ctm} [\text{N/mm}^2]$	$f_{bd} [\text{N/mm}^2]$
20.59	0.85	0.91	1.50	0.931	2.90	2.703

Le ratio d'armature longitudinal est supposé être constant par mètre de largeur de dalle:

- dans la direction x , $\rho_{l,x} = \frac{A_{sl,x}}{1000 \cdot d_x} = \frac{2011}{1000 \cdot 317} = 0.634\%$ (de $\Phi 16 \text{ mm}$ au centres 100 mm)
- dans la direction y , $\rho_{l,y} = \frac{A_{sl,y}}{1000 \cdot d_y} = \frac{2011}{1000 \cdot 301} = 0.668\%$ (de $\Phi 16 \text{ mm}$ au centres 100 mm)

2. Définitions du périmètre

Description	Variable	Valeur
Périmètre de la colonne	u_0	1600 mm
Profondeur moyenne effective	d_{ef}	309 mm
Périmètre de contrôle à $0,5d_{ef}$ avec réduction due aux ouvertures	u_{crit}	2571 mm
Réduction due aux ouvertures	Δu_{crit}	0 mm
Zone comprise dans le périmètre de contrôle	A_{crit}	442191 mm^2
Périmètre de contrôle de la résistance au cisaillement	u_{red}	2417 mm
Périmètre extérieur, où aucune armature n'est requise	u_{out}	4018 mm
Périmètre extérieur modifié, où aucune armature n'est requise	$u_{out,mod}$	4223 mm

3. Valeur de calcul de l'effort tranchant

La valeur de calcul de l'effort de poinçonnement est calculée en fonction de la charge exercée dans le périmètre de contrôle:

4.3.6.2.6

$$V_{Ed} = N_{Ed} - (g_d + q_d) \cdot A_c = 1250 - (20 \cdot 0.442) = 1241 \text{ kN}$$

4. Paramètres d'excentricité de la charge

- Excentricité entre les centres de gravité de la section de contrôle et de la colonne dans x , $\Delta e_x = 0 \text{ mm}$
- Excentricité entre les centres de gravité de la section de contrôle et de la colonne dans y , $\Delta e_y = 0 \text{ mm}$
- Excentricité de charge dans x , $|e_{u,x}| = \left| \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} - \Delta e_x \right| = \left| \frac{50 \cdot 10^6}{1241 \cdot 10^3} - 0 \right| = 40 \text{ mm}$
- Excentricité de charge dans y , $|e_{u,y}| = \left| \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} - \Delta e_y \right| = \left| \frac{30 \cdot 10^6}{1241 \cdot 10^3} - 0 \right| = 24 \text{ mm}$
- Excentricité résultante, $e_u = \sqrt{e_{u,x}^2 + e_{u,y}^2} = \sqrt{40^2 + 24^2} = 47 \text{ mm}$

4.3.6.2.4

Éq. 56 [4]

- Diamètre d'un cercle avec une aire équivalente à A_{crit} , $b = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_{crit}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 442191} = 750 \text{ mm}$
- Paramètre d'excentricité de charge : $k_e = \left(\frac{1}{1 + e_u/b} \right) = \left(\frac{1}{1 + 47/750} \right) = \mathbf{0.94}$

5. Rotations de la dalle (calculées avec le niveau d'approximation 2 selon 4.3.6.4.2)

Distance du centre de gravité de la colonne au point d'inflexion (moments nuls):

4.3.6.4.4

$$r_{s,x} = 0.22L_x = 0.22 \cdot 7000 = 1540 \text{ mm}$$

$$r_{s,y} = 0.22L_y = 0.22 \cdot 7000 = 1540 \text{ mm}$$

Largeur de la bande sur appui pour une **colonne** intérieure: $b_s = 1.5\sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq l_{\min} = \min(L_x; L_y)$

Éq. 60

$$b_s = 1.5\sqrt{1540 \cdot 1540} = \mathbf{2310 \text{ mm}} \leq \min(7000; 7000)$$

Moment dans la bande sur appui en direction x ($b_{sr,x} = b_s$):

Éq. 61

$$m_{sd,x} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,x}|}{2b_{sr,x}} \right) = 1241 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{8} + \frac{40}{2 \cdot 2310} \right) = \mathbf{166 \text{ kNm}}$$

Moment dans la bande sur appui en direction y ($b_{sr,y} = b_s$):

Éq. 61

$$m_{sd,y} = V_{Ed} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,y}|}{2b_{sr,y}} \right) = 1241 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{8} + \frac{24}{2 \cdot 2310} \right) = \mathbf{162 \text{ kNm}}$$

Résistance à la flexion dans la bande sur appui en direction x : $m_{Rd,x} = \rho_{l,x} \cdot d_x^2 \cdot f_{yd} \left(1 - 0.5\rho_{l,x} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)$

Éq. 18

$$m_{Rd,x} = 0.00634 \cdot 317^2 \cdot 435 \left(1 - 0.5 \cdot 0.00634 \cdot \frac{435}{20.59} \right) = \mathbf{259 \text{ kNm}}$$

Résistance à la flexion dans la bande sur appui en direction y : $m_{Rd,y} = \rho_{l,y} \cdot d_y^2 \cdot f_{yd} \left(1 - 0.5\rho_{l,y} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right)$

Éq. 18

$$m_{Rd,y} = 0.00668 \cdot 301^2 \cdot 435 \left(1 - 0.5 \cdot 0.00668 \cdot \frac{435}{20.59} \right) = \mathbf{245 \text{ kNm}}$$

Rotation de la dalle en direction x : $\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{s,x}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,x}}{m_{Rd,x}} \right)^{3/2}$

Éq. 59

$$\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{317} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{166}{259} \right)^{3/2} = \mathbf{0.00795 \text{ rads}}$$

Rotation de la dalle en direction y : $\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{s,y}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{sd,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{3/2}$

Éq. 59

$$\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1540}{301} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left(\frac{162}{245} \right)^{3/2} = \mathbf{0.00875 \text{ rads}} \rightarrow \text{régir la rotation}$$

6. Vérification sans armature de poinçonnement

Éq. 37 Effet de l'imbrication des agrégats, $k_g = \frac{48}{16+D_{\max}} = \frac{48}{16+32} = 1.0$

Éq. 58 Paramètre de rotation, $k_r = \min \left(\frac{1}{0.45+0.18 \cdot k_g \cdot \psi \cdot d_{ef}}; 2 \right) = \min \left(\frac{1}{0.45+0.18 \cdot 1.0 \cdot 0.00875 \cdot 309}; 2 \right) = \mathbf{1.068}$

Éq. 1 Résistance de dimensionnement sans armature de poinçonnement, $V_{Rd,c} = k_d(k_r \tau_{cd} d_{ef} u_{red})$

$$V_{Rd,c} = 1.0 \cdot (1.068 \cdot 1.075 \cdot 309 \cdot 2417) = 857 \text{ kN}$$

Au vu de $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$, un renforcement est requis!

Eq. 5

Résistance maximale au poinçonnement ($k_d = 1.0$): $V_{Rd,max} = k_d \cdot \min(2 \cdot k_r; 3,5) \cdot \tau_{cd} \cdot d_{ef} \cdot u_{red}$

$$V_{Rd,max} = 1.0 \cdot \min(2 \cdot 1.068; 3,5) \cdot 1.075 \cdot 309 \cdot 2417 = 1715 \text{ kN}$$

Au vu de $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ renforcement est possible!

7. Vérification au moyen du système HIT-Punching Shear

En réarrangeant l'éq. 65, la résistance au poinçonnement doit satisfaire:

$$\min(V_{Rd,c} + V_{Rd,s,pi}; V_{Rd,max}) \geq V_{Ed}$$

Le **M16 8.8 HAS(-U)** avec $A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$ suffit pour procéder à la vérification, avec $d_{ef} = 309 \text{ mm}$, $k_d = 1.0$, et $k_{pi} = 0.82$ adoptés pour vérifier $V_{Rd,s,pi}$.

Éq. 2 &
Éq. 66

La résistance fournie par le renforcement HIT-Punching Shear, $V_{Rd,s,pi} = k_{pi} \cdot (\sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd}) \geq 0.5 V_{Ed}$

Limite d'élasticité de calcul des éléments de renforcement ($f_{ywd} = 390 \text{ N/mm}^2$),

Éq. 4

$$\sigma_{swd} = \frac{E_{sw} \cdot \Delta\psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d_{ef}}{\phi_{sw}}\right) \leq f_{ywd}$$

$\Delta\psi = \psi(V_{Ed}) - \psi(V_{inst})$: la rotation effective de la dalle activée par le système de renforcement HIT-Punching Shear après le renforcement, calculée comme la différence entre la rotation de la dalle à l'état limite ultime (ELU), $\psi(V_{ULS})$, et à l'état de charge quasi-permanent pendant l'installation, $\psi(V_{inst})$. Au vu de $V_{inst} = 500 \text{ kN}$, les moments correspondants de la bande sur appui sont:

Éq. 61 [4]

- Moment dans la bande sur appui en direction x ($b_{sr,x} = b_s$):

$$\Delta m_{sd,x} = V_{inst} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,x}|}{2b_{sr,x}} \right) = 500 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{8} + \frac{40}{2 \cdot 2310} \right) = 67 \text{ kNm}$$

Éq. 61 [4]

- Moment dans la bande sur appui en direction y ($b_{sr,y} = b_s$):

$$\Delta m_{sd,y} = V_{inst} \left(\frac{1}{8} + \frac{|e_{u,y}|}{2b_{sr,y}} \right) = 500 \cdot 10^3 \left(\frac{1}{8} + \frac{24}{2 \cdot 2310} \right) = 65 \text{ kNm}$$

- Rotation de la dalle en direction x : $\Delta\psi_x = 1.5 \cdot \frac{r_{s,x}}{d_x} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left[\left(\frac{m_{sd,x}}{m_{Rd,x}} \right)^{3/2} - \left(\frac{\Delta m_{sd,x}}{m_{Rd,x}} \right)^{3/2} \right]$

Éq. 59

$$\Delta\psi_x = 1.5 \cdot \frac{1540}{317} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left[\left(\frac{166}{259} \right)^{3/2} - \left(\frac{67}{259} \right)^{3/2} \right] = 0.00590 \text{ rads}$$

- Rotation de la dalle en direction y : $\Delta\psi_y = 1.5 \cdot \frac{r_{s,y}}{d_y} \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \left[\left(\frac{m_{sd,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{3/2} - \left(\frac{\Delta m_{sd,y}}{m_{Rd,y}} \right)^{3/2} \right]$

Éq. 59

$$\Delta\psi_y = 1.5 \cdot \frac{1540}{301} \cdot \frac{435}{205000} \cdot \left[\left(\frac{162}{245} \right)^{3/2} - \left(\frac{65}{245} \right)^{3/2} \right] = 0.00653 \text{ rads} \rightarrow \text{régir la rotation}$$

Éq. 4

Ainsi, la contrainte activée dans les éléments de renforcement:

$$\sigma_{swd} = \min \left[\frac{200000 \cdot 0.00653}{6} \cdot \left(1 + \frac{3.275}{390} \cdot \frac{309}{16} \right); 390 \right] = 253 \text{ N/mm}^2$$

Éq. 3 Armature minimale requise: $\Sigma A_{sw} = \frac{\max(0.5V_{Ed}; V_{Ed}-V_{Rd,c})}{k_{pi} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd}}$

$$\Sigma A_{sw} = \frac{\max(0.5 \cdot 1241; 1241 - 857) \cdot 10^3}{0.82 \cdot 0.94 \cdot 253} = 3182 \text{ mm}^2$$

Entraxe des éléments de renforcement au poinçonnement post-installés :

Paramètre	Contrôle des valeurs minimales et maximales	
$s_0 = 150 \text{ mm}$	$0.35d_{ef} \leq s_0 \leq 0.5d_{ef}$	Satisfait
$s_r = 150 \text{ mm}$	$s_{min,M16} = 96 \text{ mm}$ $s_r \leq 0.75d_{ef}$ $81 \leq d_{ef} \leq 340$	Satisfait
s_t pour les deux premiers périmètres	$s_{min} \leq s_t \leq 1.5d_{ef}$ $s_{min,M16} = 96 \text{ mm}$	Satisfait
s_t au-delà du deuxième périmètre	$s_{min} \leq s_t \leq 2.0d_{ef}$ $s_{min,M16} = 96 \text{ mm}$	Satisfait

Au vu de $0.35d_{ef} \leq s_0 + s_r \leq 1.0d_{ef}$, les éléments de renforcement dans les **premier et deuxième** périmètres d'armature, ΣA_{sw} , peuvent contribuer à la résistance de l'acier, $V_{Rd,s,pi}$.

8. Agencement de l'armature de renforcement et données d'installation

Éq. 6 Le périmètre extérieur, où aucun renforcement n'est requis, $V_{Ed} \leq V_{Rd,c,out} = k_r \tau_{cd} d_{ef,out} u_{out}$, où $d_{ef,out} = d_{ef} - c_{res}$. L'enrobage résiduel, $c_{res} = 40 \text{ mm}$, provient du tableau 3 des ABG Z.15-5.387 et de la notice technique Hilti pour la taille M16.

$$u_{out} = \frac{V_{Ed}}{k_r \tau_{cd} (d_{ef} - c_{res})} = \frac{1241 \cdot 10^3}{1.068 \cdot 1.075 \cdot (309 - 40)} = 4018 \text{ mm}$$

- Rayon de u_{out} du **centre** du support, $r_{out} = \frac{u_{out}}{2\pi} = 640 \text{ mm}$
- Excentricité du périmètre extérieur, $k_{e,out} = \left(\frac{1}{1 + \frac{e_u}{2 \cdot r_{out}}} \right) = \left(\frac{1}{1 + \frac{47}{2 \cdot 640}} \right) = 0.96$
- Périmètre extérieur modifié, $u_{out,mod} = \frac{u_{out}}{k_{e,out}} = 4185 \text{ mm}$
- Rayon de $u_{out,mod}$ de la **face** du support, $r_{out,mod} = \frac{u_{out,mod} - u_0}{2\pi} = \frac{4185 - 1600}{2\pi} = 411 \text{ mm}$

Avec $s_0 = 150 \text{ mm}$ et $s_r = 150 \text{ mm}$, un maximum de **deux** périmètres d'armatures peuvent être ajustés dans $u_{out,mod}$; de plus l'armature de poinçonnement peut s'arrêter seulement à une distance supérieure à la $(411 - 0.5d_{ef}) = 257 \text{ mm}$ face de la colonne.

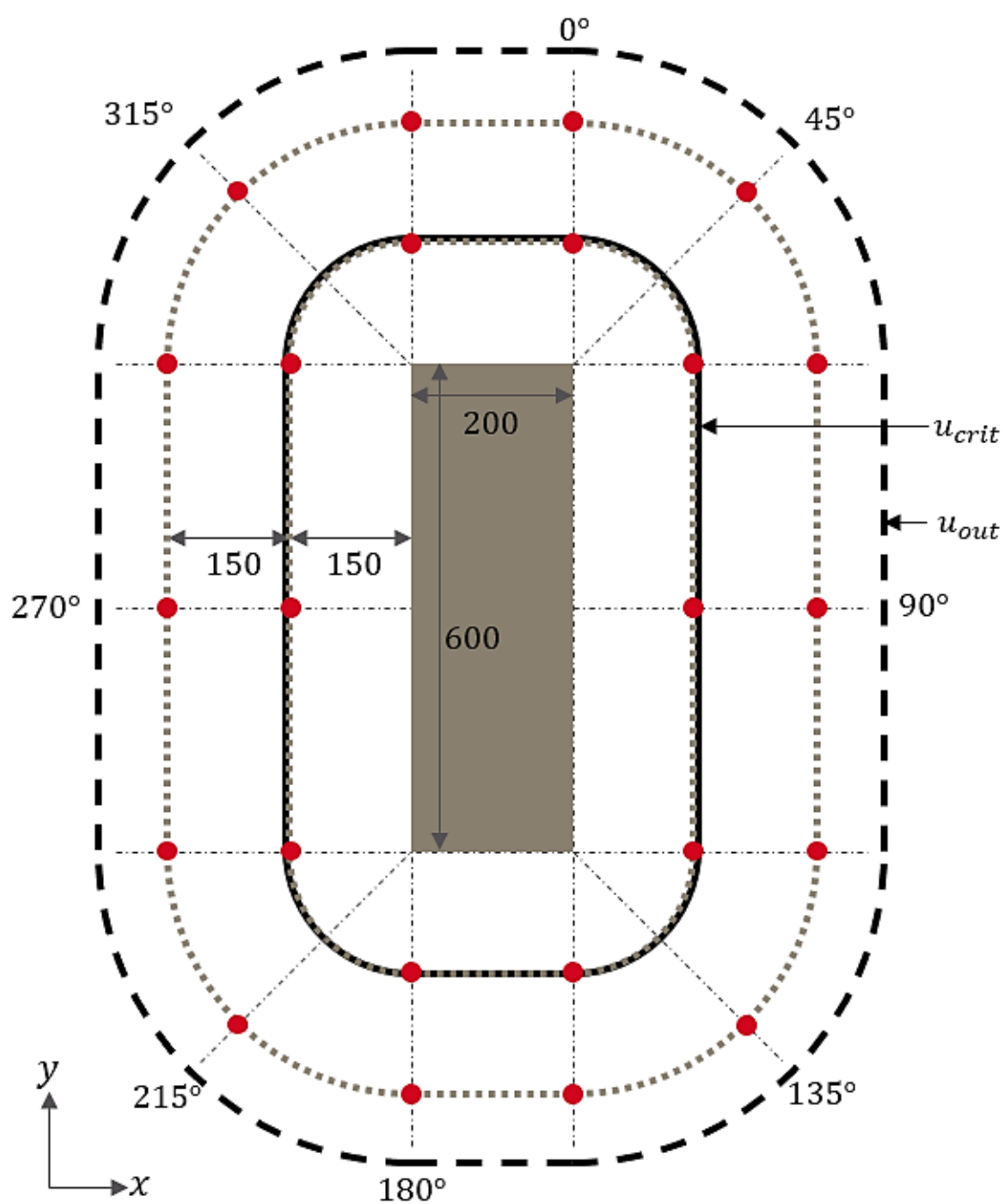
Périmètre	Distance de la face de la colonne (mm)	Longueur du périmètre (mm)	Section d'acier requise (mm ²) ΣA_{sw}	Écartement transversal, (mm)	Éléments fournis par périmètre	Zone d'acier fournie (mm ²)
1	150	2543	3182	$300 \leq s_{t,max}$	10	1570
2	300	3485		$300 \leq s_{t,max}$	14	2198

Remarque : Quand la position d'un élément de renforcement coïncide avec l'armature de flexion existant, l'élément concerné peut être déplacé d'une distance minimale de $2d_0$ et maximale de $0, 2d_{ef}$. Cependant, les règles d'entraxe minimum et maximum pour les distances radiales, s_0 et s_r , ainsi que les distances tangentielles, s_t , selon la section 7 de cette annexe doivent toujours être respectées.

Installation conformément aux instructions d'homologation nationales et aux instructions d'utilisation du fabricant:

- Solution de renforcement: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 8.8 M16 + kit de remplissage
- Couple d'installation maximum, T_{inst} : 80 Nm
- Diamètre du trou dans la dalle, d_0 : 18 mm
- Profondeur du trou dans la dalle, l_{sw} : 310 mm
- Méthode de forage proposée : Perçage à percussion (HD) avec aide de forage
- Condition du béton : Béton sec

L'agencement de l'armature recommandée est indiquée ci-dessous en guise d'exemple :



Remarque 1: Toutes les dimensions sont indiquées en millimètres.



RÉFÉRENCES

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik, "Z-15.5-387 - Hilti Durchstanzverstärkungssystem (HIT-Punching Shear Strengthening) mit Hilti HIT-RE 500 V4," DIBt, Berlin, 2025.
- [2] DIN, "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; German version EN 1992-1-1:2004 + AC:2010," DIN, Berlin, 2011.
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA: National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, Berlin: DIN, 2013.
- [4] SIA, "SIA 262: Concrete Structures," Swiss Society of Engineers and Architects, Zürich, 2017.
- [5] fib, "Model Code for Concrete Structures 2010," Ernst & Sohn, Lausanne, 2013.
- [6] A. Muttoni, M. F. Ruiz, E. Bentz, S. Foster and V. Sigrist, "Background to fib Model Code 2010 Shear provisions - Part II: Punching Shear," *Structural Concrete*, vol. 14, no. 3, pp. 204-214, 2013.
- [7] SIA, "SIA 260: Basis of structural design," Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, 2017.