



RENFORCEMENT DES ÉLÉMENTS EN BÉTON EN CISAILLEMENT

Aborder de nouveaux problèmes
moyennant des solutions connues



Version 1.0
Octobre 2024

TABLE DES MATIÈRES

1. Présentation et contexte	2
2. Vue d'ensemble du comportement de cisaillement dans le béton	3
3. Conception d'éléments en béton pour le cisaillement.....	5
3.1 Principes généraux	5
3.2 Conception sans armature de cisaillement selon EN 1992-1-1 & SIA 262:2013	5
3.3 Conception avec armature de cisaillement selon EN 1992-1-1 & SIA 262:2013	5
4. Approches pour renforcer les éléments déficients en cisaillement	8
4.1 Augmenter la hauteur et/ou la largeur de la section	8
4.2 Augmenter la longueur du support	9
4.3 Augmentation de la résistance à la flexion	9
4.4 Augmentation de la résistance au cisaillement par l'utilisation de stratifiés	10
4.5 Augmentation de la résistance au cisaillement en utilisant un renforcement d'armatures a posteriori	10
4.6 Solutions & associations spéciales	11
5. Aperçu des qualifications de l'armature de cisaillement installée a posteriori	12
6. Approche de conception et de détail avec les tiges filetées Hilti HAS / HAS-U.....	13
6.1 Vérification des entretoises de compression	13
6.2 Vérification des entretoises de compression	15
6.3 Exigences de détail de l'armature de renforcement	17
7. Exemple de conception	21
8. Aperçu du module de renforcement de cisaillement PROFIS engineering.....	23
9. Solutions Hilti pour le renforcement au cisaillement	25
10. Résumé.....	25
11. Références.....	26

1. PRÉSENTATION ET CONTEXTE

Au cours des deux dernières décennies, l'industrie de la construction a fait l'objet d'une surveillance accrue dans le but de réduire son empreinte environnementale et de réutiliser le parc immobilier existant pour répondre aux demandes socio-économiques croissantes. Ce phénomène est plus répandu dans les zones urbaines, où une partie importante des bâtiments et des ponts à ossature en béton armé (BA) approchent de la fin de leur cycle de vie et nécessitent une remise à neuf, ou la démolition. La nécessité de renforcer les structures peut, de plus, provenir de différents autres facteurs: un changement d'utilisation ou de classe d'occupation, l'expansion de l'empreinte au sol d'un bâtiment, l'introduction de nouvelles réglementations en matière de construction, la présence d'erreurs ou d'autres défaillances lors de l'exécution initiale et la lutte contre d'autres problèmes liés à la durabilité causés par des dangers connus tels que le feu et les tremblements de terre.

Selon le cahier des charges du client, l'état actuel de la structure et son importance sociale, culturelle et historique, l'ingénieur peut décider que le renforcement d'un bâtiment ou d'un pont existant est préférable à la démolition et la réalisation d'une construction de remplacement, avec des preuves suggérant un gain de temps de 15 à 70% au niveau du délai d'exécution – la période entre l'arrêt des activités dans le bâtiment ou sur le pont et sa remise en service – par rapport à la construction d'une nouvelle structure. Cet avantage s'ajoute à une réduction de 10 à 75% au niveau des ressources nécessaires, grâce aux économies de main d'œuvre et de matériel [1].

Après avoir mené une évaluation locale et globale de la structure existante, l'ingénieur devra choisir entre diverses méthodes de renforcement afin de résoudre toute défaillance de traction, compression, flexion, cisaillement par poinçonnement, torsion, etc., tout en respectant les exigences de viabilité. Un renforcement global est possible, par exemple, en appliquant une enveloppe du châssis (notamment par des murs de cisaillement supplémentaires), par l'installation de micro-pieux ou d'une isolation de base ou des dispositifs de dissipation d'énergie pour les charges dues aux tremblements de terre. En revanche, le renforcement des éléments locaux et individuels comprend des recouvrements en béton, des enveloppes en béton, en acier ou en polymère renforcé par des fibres (PRF), des PRF montés à l'extérieur ou près de la surface, une précontrainte externe ou une armature en acier appliquée à l'intérieur (post-installation) [2]. La majorité des projets de renforcement comprennent normalement plusieurs techniques afin de résister efficacement aux charges supplémentaires et pour les dévier du point d'action vers les fondements.

Dans une grande partie du monde, la plupart des bâtiments et infrastructures de génie civil existants sont actuellement en cours de renforcement, ou leur renforcement est planifié. Il convient, par conséquent, de mener une réflexion approfondie sur les techniques d'intervention les plus appropriées. Le présent document offre une vue d'ensemble du cisaillement dans le béton. Il résume les méthodes disponibles ou les interventions typiques appliquées pour renforcer les éléments de béton individuels, et il présente la plus récente solution de renforcement proposée par Hilti: l'utilisation de tiges filetées installées a posteriori qui agissent comme une armature de cisaillement. Cette solution a obtenu, en 2024, un permis de technique générale de construction (**aBG**) du Deutsches Institut für Bautechnik (**DIBt**).

2. VUE D'ENSEMBLE DU COMPORTEMENT DE CISAILLEMENT DANS LE BÉTON

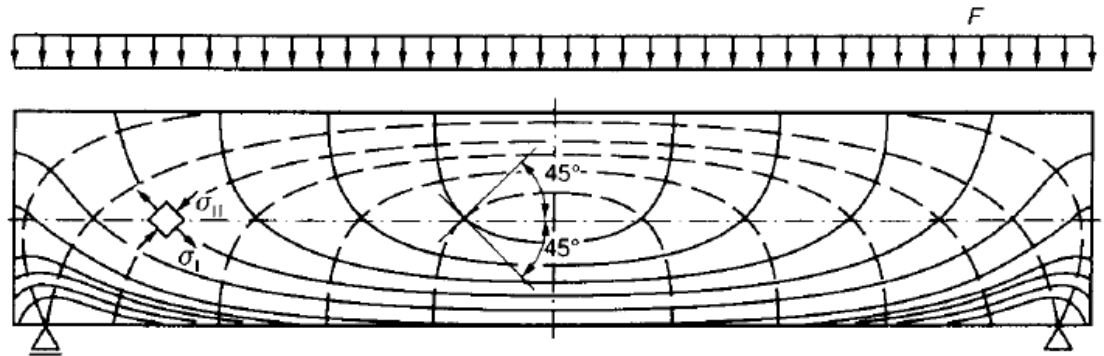


Figure 1: Représentation des contraintes de traction et de compression dans une poutre sous une charge distribuée uniformément, représentée respectivement par des lignes pleines et pointillées [3].

Une poutre typique, uniformément chargée transversalement à sa longueur, provoque les contraintes de compression produites par les supports pour former un arc (lignes pointillées), tandis que les contraintes de traction se courbent en une caténaire ou une chaîne suspendue (lignes pleines). Ces deux principales contraintes, notées σ_I et σ_{II} , exercent une action perpendiculaire entre elles sur un élément carré représenté dans la Figure 1, engendrant une contrainte de «cisaillement» le long des côtés de l'élément si ce dernier est tourné de sorte que les côtés sont parallèles aux sens longitudinal et transversal de la poutre. La contrainte de cisaillement qui en résulte étire et comprime les angles opposés. La contrainte de cisaillement est la plus élevée au centre de la profondeur de la poutre, où il y a une inclinaison de $\pm 45^\circ$ par rapport aux deux contraintes, et elle devient nulle près de surfaces en haut et en bas, où les contraintes de compression et de traction prédominent.

Étant donné que le béton a une grande résistance à la compression, mais une faible résistance à la traction, il formera, sous une certaine charge, des fissures perpendiculaires aux contraintes de traction. Afin de conserver l'intégrité de la poutre, une armature est installée pour réduire les fissures dans des limites acceptables. En état fissuré, la poutre résiste par une combinaison: (1) du béton non fissuré dans la zone de compression; (2) de l'action de cheville de toute armature longitudinale présente; et (3) de l'imbrication des agrégats à travers les fissures de traction. Cependant, la nature aléatoire de ces trois effets agissant simultanément n'engendrera pas de résistance à la traction suffisante pour prévenir les fissures du béton sous l'effet d'un composant de traction relativement faible de contrainte de cisaillement. Il en résulte des fissures en diagonale près des supports, où une poussée importante vers le haut exercée à travers l'âme de la poutre résiste à la charge exercée vers le bas. Pour une résistance efficace au cisaillement, il faudra ajouter une armature de cisaillement spécifique, sous forme d'étriers, de liens ou de tirants, qui s'activera dès la formation des premières fissures diagonales afin de réduire leur largeur à une limite acceptable [4].

Avec l'armature longitudinale, une poutre dotée d'une armature de cisaillement contient ainsi quatre éléments, comme illustré par la Figure 2:

1. Une membrure de béton comprimée par flexion
2. Une membrure de traction de l'armature d'acier de flexion en tension due à la courbure
3. Des entretoises de béton comprimées entre les fissures inclinées dues au cisaillement
4. Des tirants verticaux en traction pour relier les membrures de compression et de traction

Cela forme un treillis analogue composé d'entretoises et de tirants qui, avec le modèle de champ de contrainte, a été développé pour la première fois par Mörsch [5] et Ritter [3] au début des années 1900 sur la base des modèles de fissures observés lors d'essais de charge sur des poutres en béton armé, et aide les concepteurs à visualiser les chemins de charge.

Plus tard, dans les années 1960, la théorie de la plasticité a fourni une base théorique pour la conception avec des modèles « jambe de force ». Selon cette théorie, tout état d'équilibre dans un élément – le modèle de treillis étant un tel état d'équilibre entre les charges appliquées et les réactions de soutien – qui ne viole pas les conditions de plasticité exigeant des déformations plastiques jusqu'à ce que l'armature cède, fournit une estimation de la limite inférieure de la résistance réelle. Cela résulte en une estimation conservatrice et crée une base saine pour la conception des éléments avec une armature de cisaillement dans tous les codes de conception de béton modernes.

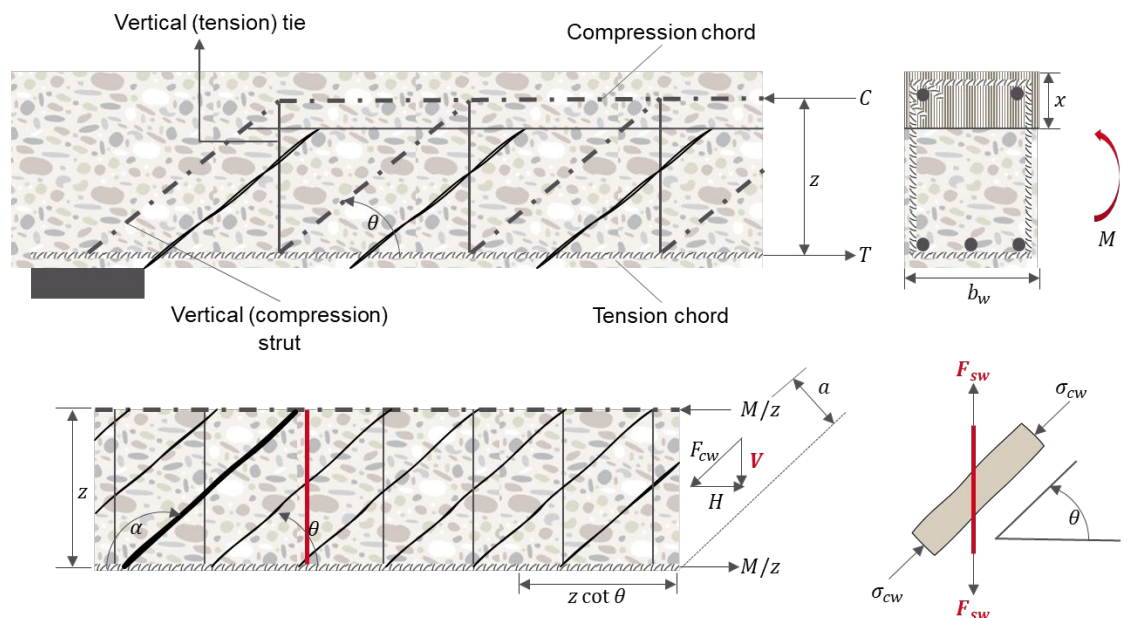


Figure 2: Une poutre en béton avec une armature de cisaillement représentée par le treillis selon Mörsch-Ritter contenant les membrures de compression et de traction, l'entretoise de compression inclinée et le tirant de traction verticale [5] & [6].

Pour que le modèle du treillis fonctionne de manière fiable au cisaillement, l'armature de cisaillement doit entourer la membrure de compression (ou y être accrochée) comme un tirant de traction afin de permettre le transfert de forces dans le nœud. Dans la pratique, cette exigence peut être réalisée par le biais d'un lien, de la résistance à la traction du béton ou, plus fréquemment, moyennant des supports directs, à l'emplacement de la flexion de l'armature de cisaillement, avec ou sans une armature longitudinale dans la zone de compression [7].

3. CONCEPTION D'ÉLÉMENTS EN BÉTON POUR LE CISAILLEMENT

3.1 Principes généraux

La conception fait la distinction entre les éléments en béton avec et sans armature de cisaillement, ces derniers étant des dalles légèrement chargées et certaines fondations qui ont généralement une section transversale plus large et ne sont pas soumises à des charges concentrées. Pour les deux types d'éléments, un concepteur commencera par vérifier l'exigence en matière d'armature de cisaillement, basée sur des formules dérivées de manière empirique.

3.2 Conception sans armature de cisaillement selon EN 1992-1-1 & SIA 262:2013

La conception de la résistance au cisaillement des éléments en béton sans armature de cisaillement se compose d'équations empiriques qui sont le produit de décennies d'essais approfondis menés par des experts du monde entier, à leur tour dérivés de traditions nationales et d'essais locaux. Même si cette situation résulte en l'absence d'un modèle physique unifié et généralement reconnu incluant les normes pertinentes, les résultats sont habituellement comparables sous la plupart des conditions. Par exemple, EN 1992-1-1:2004, dans sa formulation courante, recommande l'expression suivante pour la résistance des éléments en béton sans armature de cisaillement, avec des modifications de paramètres spécifiques, telles que $C_{Rd,c}$ et k , contenues dans les différentes annexes nationales:

- Résistance au cisaillement sans armature de cisaillement:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w \cdot d \quad (1)$$

Selon SIA 262:2013, la résistance des éléments en béton sans armature de cisaillement présente des différences mineures:

- Résistance au cisaillement sans armature de cisaillement: $V_{Rd} = k_d \tau_{cd} d_v b_w \quad (2)$

3.3 Conception avec armature de cisaillement selon EN 1992-1-1 & SIA 262:2013

Une caractéristique clé des normes de conception modernes suppose que, lorsque le béton à lui seul ne peut pas résister à toutes les contraintes de cisaillement agissantes, toute armature de cisaillement fournie telle que celle de la Figure 2 doit pouvoir résister à elle seule à toutes les contraintes. Par conséquent, tout comme les éléments subissant une compression diagonale dans un treillis de forme ouverte, les variations de l'angle d'inclinaison, θ , joueront un rôle important pour déterminer la résistance maximale de la compression de l'entretoise de béton avant qu'elle s'écrouisse, $V_{Rd,max}$ et la résistance de l'armature de cisaillement avant qu'elle se déforme, $V_{Rd,s}$, où la moindre des deux régit la résistance totale au cisaillement, V_{Rd} . Là où la conception exige une armature de cisaillement, le volume de l'armature de cisaillement est déterminé par trois critères:

1. Un volume minimal pour éviter la déformation de l'armature de cisaillement quand les premières fissures se produisent, $A_{sw,min}$
2. Armature de cisaillement effectivement requise pour porter la valeur de charge selon la conception, A_{sw}
3. Le rapport entre l'armature de cisaillement et la section du béton, ρ_w , induisant la déformation des armatures de cisaillement et empêchant une rupture fragile par écrasement du béton sous compression

Les normes de conception telles que EN 1992-1-1:2004 et SIA 262:2013 déterminent la quantité d'armature de cisaillement à l'aide du modèle « de jambe de force » ou du « modèle de champ de contrainte » illustré Figure 3 en appliquant une formule de conception cohérente avec une variation mineure des limites de l'angle d'entretoise, θ . Ainsi:

- Force de déformation par étrier: $F_{wi} = A_{sw} \cdot f_{ywd}$ (3)

- Nombre d'étriers dans Δx : $n = \frac{z \cdot \cot(\alpha)}{s}$ (4)

- Forces dans tous les étriers dans Δx : $V_{Rd,s} = f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \frac{z \cdot \cot \theta}{s}$ (5)

- Si les étriers sont inclinés ($\alpha \neq 90^\circ$): $V_{Rd,s} = f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw} \cdot z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$ (6)

- EN 1992-1-1:2004, l'inclinaison de l'étrier est: $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

- L'armature de cisaillement minimale correspondante: $\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$

- Pour SIA 262:2013, l'inclinaison de l'étrier est: $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$

- L'armature de cisaillement minimale correspondante: $\rho_{w,min} = 0,001 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{30}} \cdot \frac{500}{f_{sk}}$

Résistance au cisaillement maximale limitée par l'écrasement de l'entretoise de compression:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$
 (9)

Le volume maximal *effectif* de l'armature de cisaillement est calculé à partir du même modèle, en appliquant l'expression suivante (en supposant $\cot \theta = 1$):

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}$$
 (10)

En supposant une inclinaison variable de l'entretoise: $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} \leq \frac{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} \cdot b_w \cdot \sin^2 \theta$ (11)

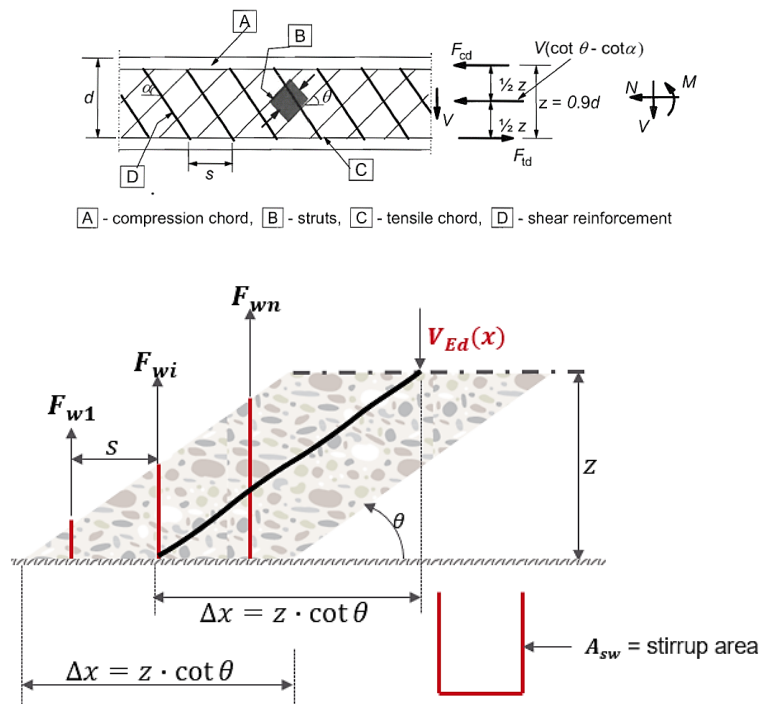


Figure 3: Modèle de conception pour la résistance au cisaillement avec une armature de cisaillement: (en haut) Modèle à jambe de forces selon EN 1992-1-1:2004 [8]; (en bas) Esquisse avec des étriers verticaux

L'angle d'inclinaison θ augmente proportionnellement à l'amplitude de la force de cisaillement exercée sur un élément en béton. La conception de cisaillement conformément aux normes de conception modernes permet à l'ingénieur génie civil de choisir, dans une plage précise, une inclinaison d'entretoise supérieure qui augmentera la résistance de l'entretoise afin de gérer des forces de cisaillement plus élevées, V_{Ed} . La contribution de l'armature de cisaillement s'en trouve réduite, et il faudra de ce fait plus d'armature pour répondre à la demande, comme le montre la figure 4.

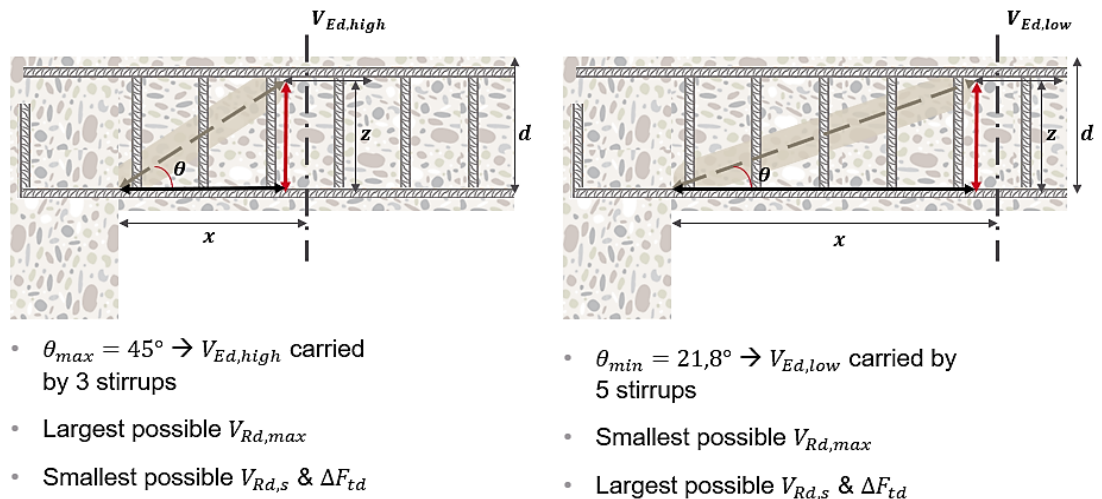


Figure 4: Représentation schématique de l'impact de l'inclinaison de l'entretoise sur la résistance de l'entretoise de compression et l'armature de cisaillement: inclinaison maximale (à gauche) et minimale (à droite) autorisée.

En revanche, l'optimisation de la conception de cisaillement par réduction de l'inclinaison de l'entretoise, θ , pour une charge de cisaillement donnée, V_{Ed} , résulte en:

- Une force plus élevée dans l'entretoise inclinée, résultant en l'écrasement du béton sous une charge de cisaillement plus faible, V_{Ed} . La charge de cisaillement sous laquelle le béton s'écrase, $V_{Rd,max}$ correspond à la force de cisaillement maximale d'une section et, offrant une résistance plus élevée grâce à l'armature supplémentaire, $V_{Rd,s}$, devient inutile. Un volume plus élevé déplace le mode de rupture vers l'écrasement des entretoises de béton.
- Une distribution plus large des éléments de traction verticaux signifie qu'il y aura plus d'étriers pour résister à la charge de cisaillement, V_{Ed} , ce qui résulte en un moindre volume requis d'armature de cisaillement.
- Une force de traction plus élevée impose l'armature longitudinale, ΔF_{td} , exigeant un ancrage au niveau des supports.

4. APPROCHES POUR RENFORCER LES ÉLÉMENTS DÉFICIENTS EN CISAILLEMENT

À partir des deux normes de conception susmentionnées, la résistance d'un élément en béton au cisaillement dépend des paramètres suivants:

- a) force du béton, f_{ck}
- b) largeur de section, b_w , et hauteur, h
- c) profondeur effective à l'armature de flexion du haut de la fibre de compression, d
- d) longueur du support, a_v
- e) le volume de l'armature longitudinale, A_{sl}
- f) le volume de l'armature de cisaillement (ou armature transversale), A_{sw}

Les méthodes ou interventions existantes normalement utilisées pour renforcer les éléments individuels en béton améliorent la résistance au cisaillement des éléments, mais impliquent un compromis en termes de caractère invasif, de coût, de disponibilité et d'autres paramètres. Bien que l'amélioration d'un ou de plusieurs de ces paramètres augmente la résistance au cisaillement, dans une structure existante, la résistance du béton (a) ne peut pas être modifiée *a posteriori*, et l'ajout de supports supplémentaires réduit l'élancement de l'élément, comme l'ajout de colonnes aux poutres ou l'ajout de poutres aux dalles. Toutefois, ces supports supplémentaires devront transférer la charge aux fondations. Selon les exigences fonctionnelles, l'amélioration d'un ou plusieurs des paramètres (b) à (f) en utilisant différentes interventions est possible, comme nous l'expliquons dans les paragraphes suivants. Généralement, seule une partie des interventions de renforcement est réalisée avec des produits brevetés et, le plus souvent, les solutions sont adaptées au projet en question.

4.1 Augmenter la hauteur et/ou la largeur de la section

La largeur et la profondeur effective d'une section en béton peuvent être augmentées en utilisant soit un revêtement en béton pour les éléments plans, tels que les dalles de plancher, les fondations et les murs, soit une enveloppe en béton armé pour les éléments linéaires, tels que les poutres et les colonnes. Comme illustrées dans les Figure 5 & Figure 6, les deux approches améliorent simultanément la résistance à la flexion et la rigidité, permettant de réduire en même temps la déflexion. Elles sont utiles quand la résistance au cisaillement n'est pas l'unique défaillance à résoudre. Dans les scénarios où les éléments doivent être renforcés uniquement au cisaillement, les deux approches peuvent présenter des désavantages remarquables:

1. La couche ou l'enveloppe de béton constitue un poids supplémentaire important, agissant sur d'autres éléments dans le chemin de charges, y compris les fondations.
2. L'augmentation de la profondeur effective est, de plus, inférieure à l'épaisseur de la couche, et, par conséquent, la profondeur effective se trouve dans le centre de gravité de toute armature de traction, dans le béton déjà existant et dans la nouvelle couche et donc sous l'armature de traction de la nouvelle couche.
3. L'armature est concentrée à proximité des supports, où le cisaillement est le plus fort.

Exemples de solutions exclusives dans l'industrie:

Hilti HCC en séries: HCC-K, HCC-B, HCC-HUS4 et HCC-U

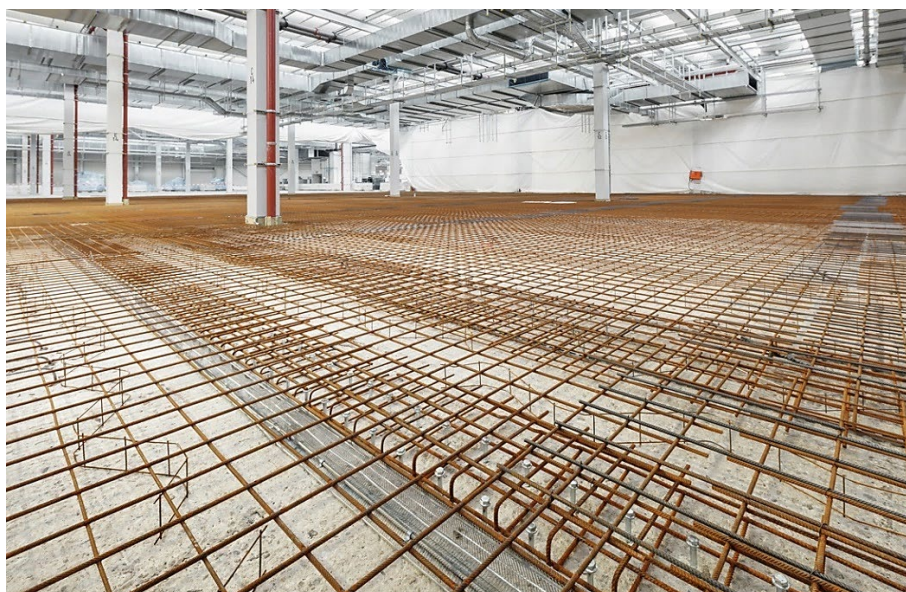


Figure 5: Exemple d'armature post-installée utilisée dans les recouvrements en béton

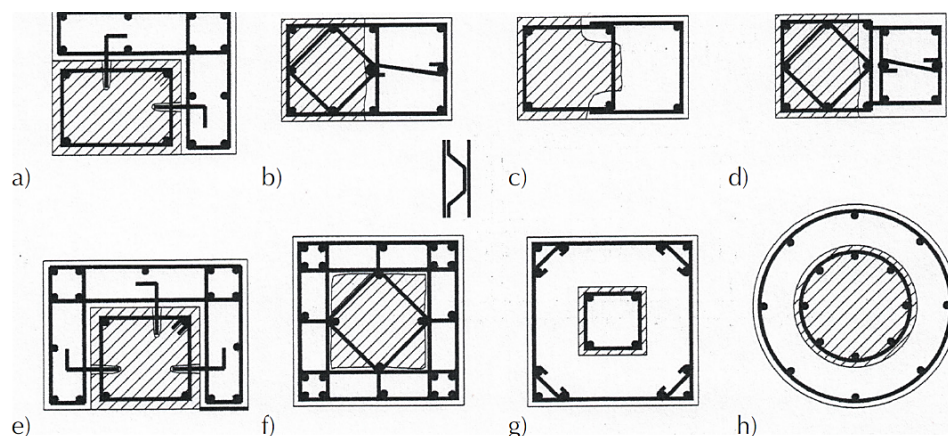


Figure 6: Exemples d'une enveloppe de béton, reproduits à partir de [2]

4.2 Augmenter la longueur du support

L'augmentation de la taille des colonnes ou supports permet de distribuer la charge de cisaillement sur une plus grande surface. La contrainte de cisaillement moyenne s'en trouve réduite, quand la face du support est décalée vers la travée centrale de la poutre ou de la dalle. Il y a plusieurs solutions envisageables:

Exemples de solutions dans l'industrie: chapiteau ou entretoise en acier installés a posteriori; en extension des supports en béton (par ex. des consoles).

4.3 Augmentation de la résistance à la flexion

L'augmentation du volume de l'armature de flexion améliore la ductilité en général, la rigidité de la section et réduit la largeur des fissures en améliorant le verrouillage agrégé sur les fissures, ce qui augmente à son tour la résistance au cisaillement. Des améliorations de l'armature de flexion sont possibles en appliquant des stratifiés collés ou en installant une armature près de la surface auprès des supports et de la travée centrale des sections où la demande de flexion est la plus élevée. L'armature consiste dans ce cas en des polymères renforcés de fibres ou des plaques d'acier.

L'augmentation de la résistance à la flexion aura un effet «sous-proportionnel» sur la résistance au cisaillement. Par exemple, en doublant le volume de l'armature de flexion selon éq. 6.2a of EN1992-1-1, la résistance au cisaillement $V_{Rd,c}$ augmente de maximum 25% seulement.

Exemples de solutions dans l'industrie: stratifiés CFK, stratifiés en acier à mémoire, barres d'acier à mémoire, armature montée près de la surface.

4.4 Augmentation de la résistance au cisaillement par l'utilisation de stratifiés

Comme le montre la Figure 7, le renforcement des éléments avec une défaillance de cisaillement, tels que des poutres, est possible également en collant des stratifiés sur les côtés, perpendiculairement à la longueur de la poutre ou dans un angle par rapport à celle-ci. Cette méthode est normalement considérée comme étant très efficace, mais les ancrages d'extrémité des stratifiés peuvent poser des difficultés quand ils sont exposés à des charges élevées.

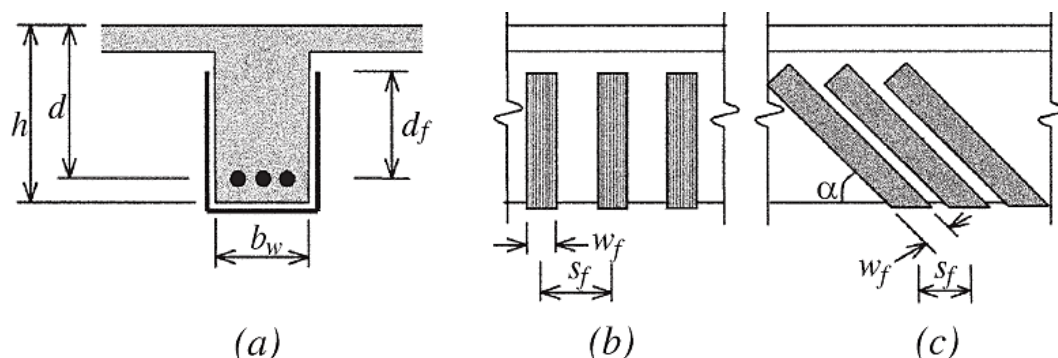


Figure 7: L'utilisation de stratifiés FRP perpendiculaires à la longueur de la poutre ou dans un angle par rapport à celle-ci, selon la figure 11.4 [9]

4.5 Augmentation de la résistance au cisaillement en utilisant un renforcement d'armatures a posteriori

Une solution alternative, plus simple, implique de percer à travers l'élément de béton, sur les deux côtés, puis de fixer de tiges filetées d'acier au moyen d'écrous et rondelles, sous forme de boulonnage traversant. Il est essentiel de remplir l'espace annulaire entre la tige filetée et le forage d'un mortier adéquat pour activer l'armature quand le béton commence à fissurer. Cela permet de maintenir la largeur des fissures dans les limites de l'exploitabilité et d'éviter la corrosion de l'armature, ce qui est crucial pour garantir la durée de vie prévue de la conception. Comme c'est le cas pour un renforcement d'armatures a posteriori, le forage à travers un élément de béton contient un risque de couper ou d'endommager l'armature longitudinale, particulièrement dense près des supports (normalement des supports rigides) où les exigences de flexion sont élevées. Il est possible d'atténuer ce risque en utilisant un détecteur de fers qui aident à détecter l'armature de flexion des deux côtés de l'élément, avant de commencer le forage.

Cependant, dans la plupart des scénarios, le forage à travers la dalle est impossible ou n'est pas souhaité, ce qui résulte en une implantation des éléments de renfort d'un seul côté. C'est une approche moins invasive que le forage à travers toute la longueur de la section de béton, mais à une condition: les règles détaillées de toutes les normes modernes, telles que la section 9.2.2 de la norme EN1992-1-1, exigent une armature de cisaillement standard, comme des étriers pour encapsuler et restreindre l'armature longitudinale ou, au moins, des ancrages sur ou au-delà des couches de l'armature longitudinale. Cela signifie que la seule défaillance possible est la déformation de l'acier. Toutefois un tel ancrage n'est éventuellement pas possible ici, et il faudra de ce fait vérifier l'ancrage et l'installation, moyennant généralement des tests spécifiques, là où cela est possible.

Solutions Hilti actuellement disponibles: La figure 8 montre trois options différentes en utilisant des tiges filetées HZA-P et HAS(-U) partiellement incorporé (HZA-P et HAS(-U)) boulonnées (HAS(-U) uniquement).

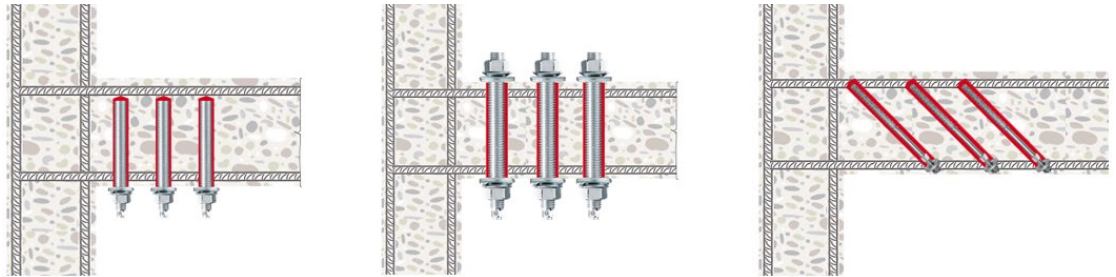


Figure 8: Augmentation de l'armature de cisaillement en utilisant: (a) des tiges HAS(-U) partiellement incorporé perpendiculairement à la longueur de la poutre; (b) HAS(-U) boulonné perpendiculairement à la longueur de la poutre; et (c) HZA- partiellement incorporé avec une inclinaison par rapport à la longueur de la poutre

Exemples de solutions dans l'industrie: Des stratifiés CFRP en forme de L, à travers des boulons, des vis à béton installées d'un côté, des ancres adhésifs/à verrouillage de forme installés d'un côté.

4.6 Solutions & associations spéciales

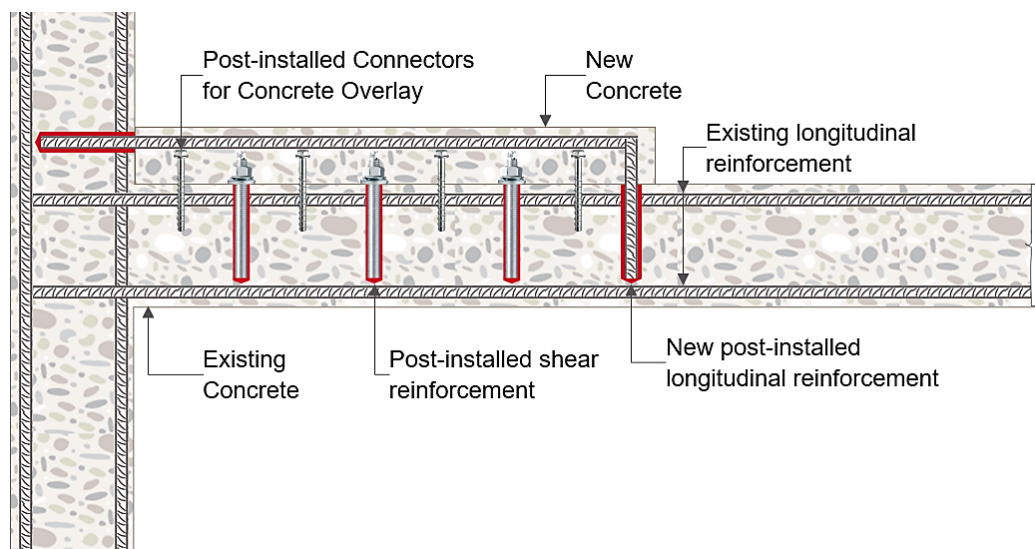


Figure 9: Exemple d'une solution spéciale combinant l'armature de cisaillement installée a posteriori avec une couche de béton (la couche peut s'étendre sur toute la longueur existante)

Quand les valeurs de charge sont particulièrement élevées, des solutions spéciales ou combinaisons des solutions précitées peuvent être appliquées. Un exemple de solution spéciale est le stratifié en fibres de carbone installé à travers deux trous inclinés, précontraints, contrairement à l'installation normale sans trous spéciaux.

La Figure 9 montre un autre exemple qui peut améliorer significativement la résistance au cisaillement, en combinant l'armature de cisaillement installée a posteriori avec une couche de béton. D'autres combinaisons qui n'augmentent pas l'épaisseur de l'élément de béton consistent en l'association de stratifiés de fibres avec une armature de cisaillement installée a posteriori afin de répondre aux exigences de flexion et de cisaillement respectives.

5. APERÇU DES QUALIFICATIONS DE L'ARMATURE DE CISAILLEMENT INSTALLÉE A POSTERIORI

Tandis que les systèmes d'armature de cisaillement coulés sont largement appliqués dans l'industrie de la construction, l'utilisation d'éléments en acier *installés a posteriori* pour renforcer des éléments en béton déficients en cisaillement n'est actuellement couverte par aucun document d'évaluation européen (DEE) existant ni harmonisée dans le cadre d'une norme européenne (NEh). Ce genre de système exige par conséquent une qualification appropriée pour l'évaluation de la performance en termes de conception et d'utilisation pour la résistance au cisaillement. Dans un tel scénario, l'annexe D de la norme EN 1990:2002 [10] fournit des conseils de pointe pour calibrer, par une combinaison de tests et de modélisation, une équation de conception cohérente avec les niveaux de fiabilité de la norme EN 1990.

Selon l'évaluation technique européenne (ETE)-20/0541 [11], la combinaison d'un mortier d'époxy HIT-RE 500 V4 et de tiges d'acier de carbone et d'acier inoxydable HAS(-U) avec le kit de remplissage Hilti a été évaluée et qualifiée pour l'utilisation en tant que fixation dans le béton. Cependant, l'utilisation en tant que système de renforcement installée perpendiculairement à l'axe longitudinal des éléments en béton pour améliorer leur résistance au cisaillement n'avait pas été examinée auparavant. Pour ce faire, un plan de test complet a été mené récemment pour évaluer le comportement de cette solution de renforcement au cisaillement novatrice et pour déterminer l'influence des principaux paramètres décisifs, tels que: (1) le diamètre, l'espacement et la longueur d'installation des tiges; (2) la profondeur de l'élément de béton; et (3), la force du béton.

Des tests supplémentaires ont examiné la robustesse du système sous des scénarios pratiques impliquant des conditions d'installation défavorables, telles que, mais sans s'y limiter, l'excentricité transversale et l'inclinaison accidentelle lors de l'installation des tiges, ainsi que la présence de fissures de cisaillement existantes sous les valeurs de charge de service. Cette campagne expérimentale extensive a permis la vérification d'un modèle de résistance au cisaillement sous le respect de la procédure d'évaluation de la fiabilité décrite dans l'annexe D de la norme EN 1990, dont résulte une équation de conception conforme à la norme EN 1992-1-1, détaillée dans la section suivante.

L'ensemble de la campagne expérimentale conduite à la Ruhr Universität Bochum (RUB) a été évalué et vérifié pour son aptitude à l'application par DIBt, qui a accordé au système un permis général de construction technique, *aBG Z-15.5-383*, répondant ainsi à l'exigence nationale pour les travaux de construction en vertu du *MVV TB*, ou *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen*. Le MVV TB sert de modèle pour les Dispositions administratives – Règles techniques de construction implémentées au niveau fédéral en Allemagne.

6. APPROCHE DE CONCEPTION ET DE DÉTAIL AVEC LES TIGES FILETÉES HILTI HAS / HAS-U

Hormis la solution d'armature liée HZA, une nouvelle solution de renforcement au cisaillement Hilti implique le mortier HIT-RE 500 V4 et des tiges filetées HAS ou HAS-U avec le kit de remplissage Hilti, des écrous et rondelles. L'installation de cette solution s'apparente à la pose d'un ancrage collé : il s'agit de forer à un emplacement fixe perpendiculairement à la surface du béton, de nettoyer les débris des trous de forage, puis d'injecter le mortier et d'insérer les tiges. Une fois le mortier durci, les écrous sont serrés à un couple défini. La solution bénéficie d'un permis général national de construction technique (aBG) **Z-15.5-383** par le DIBt et applique les dispositions de la **Conception assistée par tests** contenues dans l'**annexe D de la norme EN 1990**. Cette section contient un aperçu de l'évaluation, de la conception et de l'installation des tiges filetées installées a posteriori en tant qu'armature dans des éléments de béton à déficience de cisaillement.

Le modèle de résistance adoptée est entièrement conforme aux dispositions de conception des normes DIN EN 1992-1-1/NA [12] et DIN EN 1992-2/NA [13]. Les vérifications exigées ressemblent aux équations (6.8) et (6.9) de la norme DIN EN 1992-1-1/NA, en ce qui concerne la résistance d'armatures en acier et la résistance maximale des entretoises, respectivement à la section 4 de ce document couvrant le contexte de ces équations. Le modèle de résistance utilise également la méthode d'inclinaison variable d'entretoise permettant l'adaptation de l'angle de l'entretoise de compression inclinée pour équilibrer les forces entre l'entretoise de compression et les éléments de renforcement offrant des économies potentielles en raison du nombre réduit des tiges.

Cependant, il n'est pas possible d'utiliser directement les deux équations sans les modifications dérivées des résultats de la procédure de qualification et en général, la vérification doit satisfaire au contrôle suivant des entretoises de compression et des tiges de renforcement à l'état de limite finale d'une force de cisaillement donnée de la conception, V_{Ed} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_{Rd,max}, V_{Rd,s}) \quad (12)$$

6.1 Vérification des entretoises de compression

Quand les tiges de renforcement au cisaillement installées a posteriori sont agencées perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'élément de béton, l'angle d'installation est $\alpha = 90^\circ$, et la résistance de l'entretoise de compression selon l'équation (6.9) de la norme DIN EN1992-1-1 en conjonction avec la norme DIN EN1992-1-1/NA, *NCI to 6.2.3(1)* est:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_{w,eff} \alpha_{cw} z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (13)$$

Ici, la largeur effective de la section renforcée $b_{w,eff}$ remplace la largeur de section globale b_w , avec un paramètre d'excentricité transversale e_{inst} qui augmente à un maximum de **50 mm** ou $\frac{b_w}{6}$, en relation avec le centre de la masse de la poutre, en fonction de la position de l'armature pendant l'installation. À noter cependant que cette excentricité **s'applique uniquement à une seule rangée d'armature**, car un seul tirant de traction excentrique dans le modèle d'entretoises induit une torsion dans l'élément structurel, proportionnelle à la force de cisaillement appliquée. Ainsi:

$$b_{w,eff} = b_w - \min\left(50 \text{ mm}, \frac{b_w}{6}\right) \quad (14)$$

Les autres paramètres de l'équation ne sont pas différents de ceux contenus dans la norme DIN EN 1992-1-1/NA:

- Bras de levier $z = 0,9d$, avec une limite supérieure de $z = \max(d - 2c_{(v,l)}; d - c_{v,l} - 30 \text{ mm})$. Dans ce cas, la profondeur effective de la section de l'armature de flexion est d , et $c_{v,l}$ est la couverture de béton de l'armature longitudinale dans la zone de compression, telle qu'illustrée dans la Figure 10:

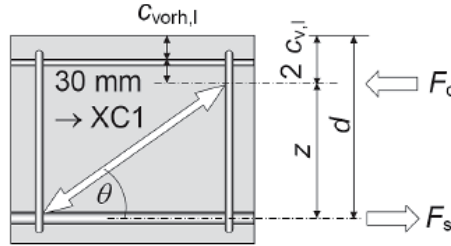


Figure 10: Définition du bras de levier intérieur z , reproduction à partir de la figure H6-11 [7]

- Le facteur sans dimensions $\alpha_{cw} = 1$ représente l'état de contrainte dans la membrure de compression.
- Le facteur de réduction de force pour le béton avec des fissures de cisaillement, $v_1 = 0.75$
- La résistance à la compression du béton $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$, où $\alpha_{cc} = 0.85$ et $\gamma_c = 1.5$
- L'angle de l'entretoise, θ , est déterminé selon l'éq. (6.7aDE), DIN EN1992-1-1/NA:

$$1 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2+1,4\sigma_{cp}/f_{cd}}{1-V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3,0 \quad (15)$$

- Dans l'éq. (15), $V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \left(1 - 1,2 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_{w,eff} \cdot z$, (16)
- Pour la conception en utilisant DIN EN1992-2/NA, l'angle de l'entretoise est limitée par l'éq. (6.107aDE):

$$1 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2+1,4\sigma_{cp}/f_{cd}}{1-V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 1,75 \quad (17)$$

En tant que $V_{Ed} > V_{Rd,cc}$, cette expression continue à produire $\cot \theta > 3,0$, jusqu'à ce qu'une force de cisaillement suffisamment grande $V_{Ed} \gg V_{Rd,cc}$ réduira $\cot \theta < 3,0$. Cette nouvelle limite supérieure *calculée* correspond à l'inclinaison maximale de l'entretoise de compression pour les éléments avec une armature de cisaillement minimale, et à une résistance réduite en conséquence dans l'entretoise. La Figure 11 ci-dessous montre un scénario où une force de cisaillement croissante augmente à son tour l'angle de l'entretoise, calculé selon l'éq. (6.7aDE), DIN EN1992-1-1/NA.

Remarque: Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,cc}$, l'expression

$$\frac{1,2+1,4\sigma_{cp}/f_{cd}}{1-V_{Rd,cc}/V_{Ed}}$$

représentant la limite supérieure de $\cot \theta$ devient négative et se trouve en dehors des limites supérieure et inférieure décrites; dans un tel scénario, $\cot \theta = 3,0$.

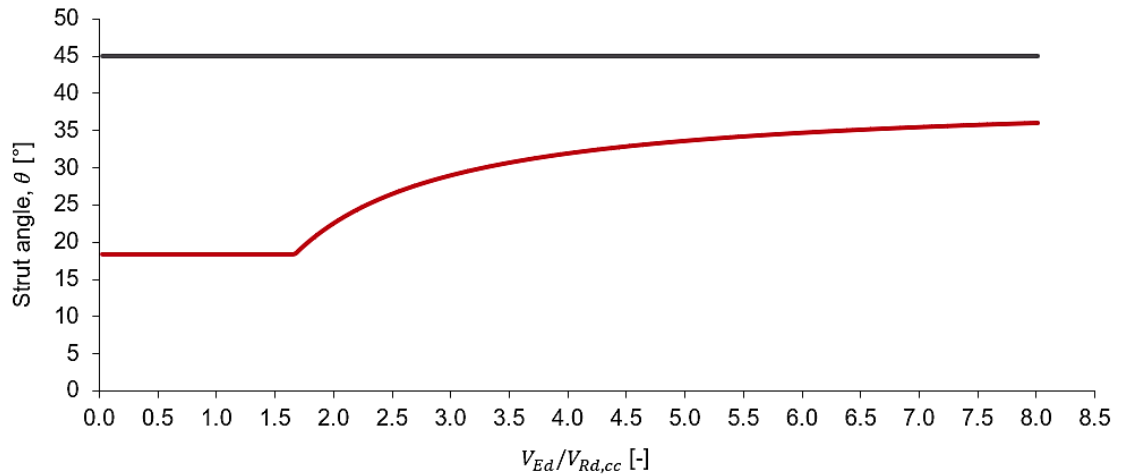


Figure 11: Relation représentative entre les rapports $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cc}}$ avec l'angle de l'entretoise calculé (la ligne horizontale à 45° représente l'angle maximal de l'entretoise)

Remarque: Les bonnes pratiques exigent de prendre en compte cette vérification pour le renforcement des structures existantes.

Même si cela n'est pas exigé explicitement pour la vérification de la résistance de l'acier ou de l'entretoise, le cisaillement de conception, V_{Ed} , génère une force de traction supplémentaire, ΔF_{td} , dans l'armature longitudinale qui augmente à mesure que l'inclinaison de l'entretoise diminue selon la norme EN 1992-1-1, 6.2.3(7). Cette force s'ajoute à la traction imposée à l'armature longitudinale en raison de la courbure, et il faut un contrôle séparé pour la déformation potentielle et la défaillance de l'ancrage de ces barres. Dans une nouvelle structure, cette vérification de la traction supplémentaire n'est pas indispensable si la courbure maximale le long de l'élément en béton, $M_{Ed,max}$ été utilisée dans la conception de l'armature et de son ancrage.

6.2 Vérification des entretoises de compression

Quand les tiges de renforcement installées a posteriori orthogonalement à l'axe longitudinal de l'élément en béton, l'angle d'installation $\alpha = 90^\circ$ et la résistance des tiges d'acier selon DIN EN 1992-1-1/NA est:

$$V_{Rd,s} = k_{pi} \cdot k_s \cdot f_{ywd} \cdot a_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (18)$$

Tandis que les paramètres du bras de levier, z , et l'angle de l'entretoise, θ , ne changent pas par rapport à la vérification de l'entretoise de compression, la valeur pour f_{ywd} provient de l'évaluation, et est de 390 MPa pour les tiges d'acier inoxydable A4 et les tiges d'acier au carbone 8.8. La zone exposée aux contraintes des tiges de renforcement installées a posteriori, a_{sw} , par unité de longueur de l'élément en béton réunit le nombre de rangées de tiges dans le sens transversal, n_{swt} , l'espacement dans le sens longitudinal, s_{wl} , et la zone de coupe transversale exposée aux contraintes de chaque tige, A_{sw} , donnée ci-dessous dans:

$$a_{sw} = \frac{n_{swt} \cdot A_{sw}}{s_{wl}} \quad (19)$$

Matériau	Taille de la tige	Valeur de conception de la limite d'élasticité $f_{ywd} [MPa]$	Zone de coupe transversale exposée aux contraintes de la tige filetée $A_{sw} [mm^2]$
HAS 8.8, HAS-U 8.8, HAS A4, HAS-U A4	M12	390	84.3
	M16		157
	M20		245
	M24		353

Tableau 1: Paramètres géométriques et matériels pour l'utilisation dans l'éq. (18) et (19)

Cette expression introduit deux nouveaux paramètres dérivés de l'évaluation:

- Un coefficient dépendant de la taille, k_s , en tant que fonction du bras de levier, z (en mètres), pour l'épaisseur de l'élément, h , de 200 à 2200 mm, avec un bras de levier plus large qui réduit ce coefficient par:

$$k_s = \begin{cases} 1,0 & \text{quand } z \leq 0,75m \\ 1,15 - 0,20 \cdot z & \text{quand } z > 0,75m \end{cases} \quad (20)$$

- Le coefficient du renforcement installé a posteriori, k_{pi} , incluant une valeur fixe qui combine:
 - Un facteur de **fiabilité** statistiquement dérivé qui compare les barres de renforcement aux armatures coulées
 - Un facteur de durabilité qui prend en charge les effets à long terme sur la force de liaison du mortier
 - Un facteur de sensibilité et de tolérances d'installation
 - Un facteur prenant en compte la présence de fissures de courbure et de cisaillement dans la zone d'ancrage des tiges, par rapport au sens d'installation. Comme nous le montrons ci-dessous, ce coefficient est cohérent pour toutes les tailles de tiges.

Tiges de renforcement au cisaillement Hilti	Taille de la tige	Installation d'un côté (configuration A)	Installation d'un côté (configuration B)
Le coefficient du renforcement au cisaillement installé a posteriori, k_{pi}	M12	0,735	0,588
	M16		
	M20		
	M24		

Tableau 2: Paramètre de performance k_{pi} utilisé dans la vérification des tiges de renforcement

Bien que le système de renforcement permette une installation du côté traction ou du côté compression d'un élément de béton, la performance du système subit des influences de deux aspects: (1) la présence de fissures de flexion ou d'une traction axiale autour des points des tiges de renforcement; et (2) la possibilité que les fissures de cisaillement passent en dessous des extrémités des tiges de renforcement. Le premier aspect réduit l'efficacité du système quand les tiges sont installés d'un sens ou de l'autre si des fissures de courbure sont présentes. La possibilité d'une efficacité diminuée pour l'autre aspect se produit uniquement lors d'une installation du côté compression.

Comme illustré dans les Figure 12 et Figure 13, la **configuration A** montre les conditions présentes quand les tiges sont installées du côté traction d'un élément en béton et passent clairement à travers les fissures de cisaillement, sans être touchées par les fissures de flexion habituelles dans des conditions d'un simple support. En revanche, le scénario de la **configuration B** se produit quand les tiges sont installées du côté compression d'un élément de béton avec un support simple, ou quand elles sont installées d'un côté ou l'autre d'un support fixe soumis à des moments de monopolisation (négatifs) importants et à une force de cisaillement élevée.

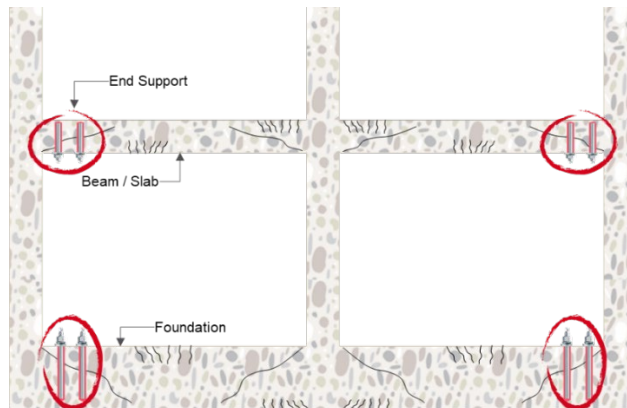


Figure 12: Configuration A, avec l'installation du côté de la traction de l'élément, sans l'impact des fissures de flexion

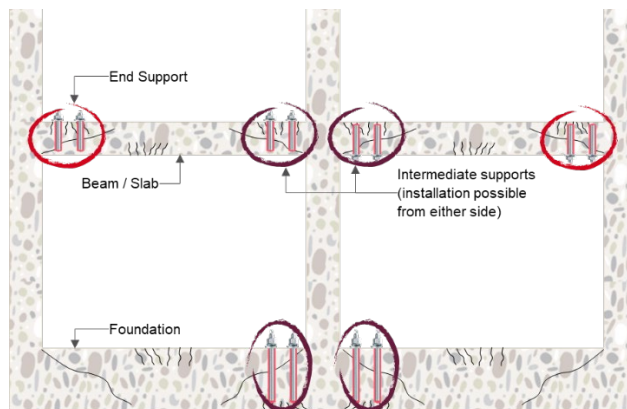


Figure 13: Configuration B, où l'installation est effectuée du côté compression de l'élément ou du côté traction ou compression où les fissures de flexion se forment en même temps que les fissures de cisaillement

6.3 Exigences de détail de l'armature de renforcement

Longueur d'installation, l_{sw}

Comme il résulte des équations (14) et (19) pour le renforcement au cisaillement installé a posteriori, le modèle de conception n'exige pas de prise en compte explicite de la longueur d'installation, l_{sw} , dans les vérifications, car il s'agit d'une fonction de la hauteur de section, h , et de la couverture «résiduelle», c_{res} , voir la Figure 14. Dans une perspective d'installation, la couverture résiduelle empêche l'éclatement ou l'effritement du béton sur la surface opposée au forage et ne nécessite pas de connaissance de la position de l'armature longitudinale à proximité de cette surface.

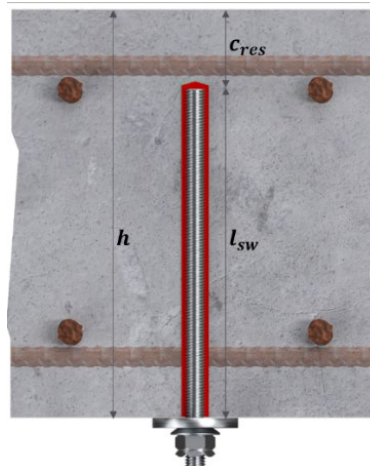


Figure 14: Schéma simplifié de l'installation de [14]

Dans une perspective de conception, une longueur d'installation fixe assurera que l'armature de cisaillement est ancrée dans la membrure de compression de l'élément, permettant la formation du modèle de treillis. Comme déjà mentionné dans la section 2 du présent document, le modèle de treillis sur lequel repose la conception de cisaillement prévoit que l'armature de cisaillement entoure la membrure de compression (ou s'y accroche) comme tirant de traction pour permettre le transfert des forces dans le nœud. À cet effet, la combinaison d'armatures de renforcement de grand diamètre, telles que des tiges M24, dans des dalles plus minces, d'environ 200 mm, peut entraîner des scénarios potentiellement dangereux dans lesquels la couverture restante c_{res} , de 60 mm, laisse la longueur d'installation l_{sw} à seulement 140 mm, ce qui est inadéquat pour ancrer efficacement le mécanisme d'entretoise et de tirant aux nœuds. Par conséquent, ces combinaisons ne sont pas autorisées, et une corrélation entre la hauteur de section et le diamètre d'armature est requise selon le rapport dans le Tableau 3 [14].

	Diamètre de l'armature de renfort			
	M12	M16	M20	M24
Hauteur minimale de section, h_{min} [mm]	200	400	600	
c_{res} [mm]	35	40	45	60

Tableau 3: Corrélation entre hauteur de section minimale, couverture résiduelle et diamètre de l'armature de renforcement, du tableau 3 de [14]

Espacement, s_{wl}

Hormis la facilitation de la distribution des agrégats de béton uniformément pendant le coulage, la norme DIN EN 1992-1-1/NA ne définit pas d'entraxe minimum entre les armatures de cisaillement, comme des étriers. Sans exception, les armatures post-installées nécessitent un espacement minimum défini pour éviter les fissures entre les tiges et une réduction potentielle de la résistance globale au cisaillement. Le Tableau 4 ci-dessous fournit les valeurs minimales dans les sens longitudinal et transversal.

Diamètre de l'armature de renfort	Espacement longitudinal minimal, $s_{wl,min}$ [mm]	Espacement transversal minimal, $s_{wt,min}$ [mm]
M12	120	120
M16	160	160
M20	200	200
M24	240	240

Tableau 4: Espacement minimal de centre à centre pour chaque élément de renforcement, reproduit du tableau 11 de [14]

Comme le montrent les Tableau 5 et Tableau 6, les valeurs maximales de l'espacement dans les sens longitudinal et transversal sont conformes aux dispositions de la norme DIN EN 1992-1-1/NA, *Tableaux NA.9.1 et NA.9.2* pour les éléments linéaires et *NCI to 9.3.2 (4)* pour les éléments en plan, en utilisant $V_{Rd,max}$ éq. (1) sans modifications.

Rapport entre force de cisaillement et résistance d'entretoise	Espacement longitudinal maximal, $s_{wl,max}$ [mm]	Espacement transversal maximal, $s_{wt,max}$ [mm]
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 0,3$	$\min(0,7h, 300 \text{ mm})$	$\min(h, 800 \text{ mm})$
$0,3 < \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 0,6$	$\min(0,5h, 300 \text{ mm})$	$\min(h, 600 \text{ mm})$
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} > 0,6$	$\min(0,25h, 200 \text{ mm})$	

Tableau 5: Espacement maximal de centre à centre dans les éléments linéaires (par ex. des poutres), reproduit des tableaux NA.9.1 et NA.9.2 de [12]

Rapport entre force de cisaillement et résistance d'entretoise	Espacement longitudinal maximal, $s_{wl,max}$ [mm]	Espacement transversal maximal, $s_{wt,max}$ [mm]
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 0,3$	$0,7h$	h
$0,3 < \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 0,6$	$0,5h$	
$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} > 0,6$	$0,25h$	

Tableau 6: Espace de centre à centre maximal dans les éléments en plan (par ex. dalles, reproduits de NCI à 9.3.2 (4) de [12])

Distance au bord, c_{wt}

La définition d'une distance minimale entre la position des tiges de renforcement et de tout bord de béton réduit le risque de fissuration, avec ce minimum évalué dans l'ETA du mortier 20/0541 [11]. Le minimum de base est augmenté par un pourcentage de la longueur d'installation qui représente l'inclinaison maximale autorisée du trou de forage (5°) perpendiculairement à la surface du béton. Bien que non défini dans la norme DIN EN 1992-1-1/NA [12] pour une armature au cisaillement traditionnelle telle que des étriers, des tiges de renforcement installées a posteriori exigent également une distance au bord maximale afin de générer au moins une ou plusieurs rangées de renforcement dans les sections plus larges ($b_w \geq 350 \text{ mm}$), voir le Tableau 7.

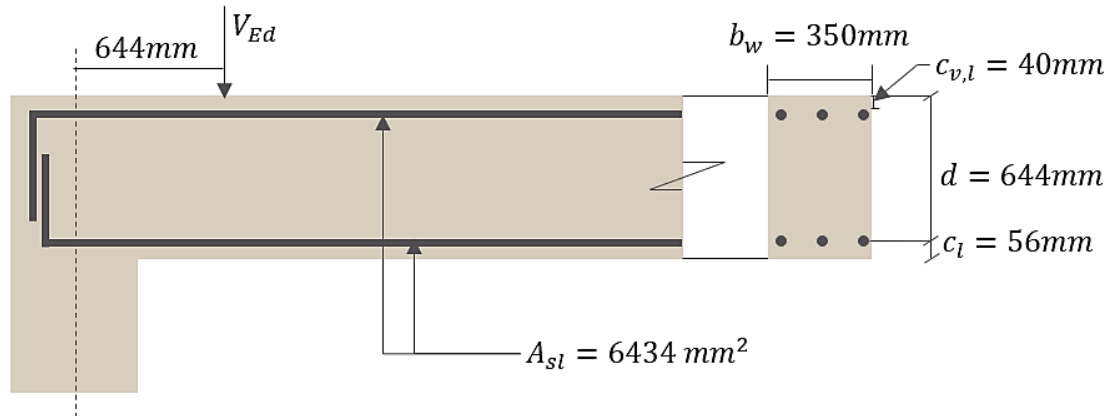
Système de forage	Taille de la tige	Distance minimum au bord, $c_{wt,min}$ [mm]		Distance maximale au bord, $c_{wt,max}$ [mm]	
		Sans aide de forage	Avec aide de forage	Éléments linéaires	Éléments en plan
Perçage à percussion avec ou sans mèches creuses Hilti	M12	$45\text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$45\text{ mm} + 0,02l_{sw}$	175 mm	$\max(175\text{ mm}, 0,5h)$
	M16	$50\text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$50\text{ mm} + 0,02l_{sw}$		
	M20	$55\text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$55\text{ mm} + 0,02l_{sw}$	250 mm	$\max(250\text{ mm}, 0,5h)$
	M24	$60\text{ mm} + 0,06l_{sw}$	$60\text{ mm} + 0,02l_{sw}$		
Forage pneumatique	M12	$50\text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$50\text{ mm} + 0,02l_{sw}$	175 mm	$\max(175\text{ mm}, 0,5h)$
	M16				
	M20	$55\text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$55\text{ mm} + 0,02l_{sw}$	250 mm	$\max(250\text{ mm}, 0,5h)$
	M24	$60\text{ mm} + 0,08l_{sw}$	$60\text{ mm} + 0,02l_{sw}$		

Tableau 7: Distances au bord minimale et maximale basées sur les méthodes et tolérances de forage, reproduites du tableau 14 de [14]

Remarque: Sauf mention explicite dans la conception, le forage et la découpe à travers l'armature de flexion sont à éviter dans la mesure du possible afin de prévenir un impact défavorable sur la structure. Si ce n'est pas possible de l'éviter, par exemple pour faciliter le forage dans des zones fortement renforcées, des mesures supplémentaires avec l'accord explicite de l'ingénieur chargé de la conception sont requises pour compenser une perte d'armature de flexion.

7. EXEMPLE DE CONCEPTION

Une poutre existante avec un support simple avec une coupe transversale de 350 mm x 700 mm de classe C30/37 s'étend sur 8,0 mètres et subit une charge uniformément répartie de 142 kN/m à l'état de limite finale. Le recouvrement transparent de l'armature longitudinal en haut et en bas est de 40 mm, avec l'acier de flexion transversale $A_{sl} = 6434 \text{ mm}^2$ de 8H32. La résistance de l'élément existant est vérifiée selon la norme DIN EN1992-1-1/NA et renforcée selon *aBG Z-15.5-383*.



Charge de rupture totale sur la poutre,

$$w = 142 \cdot 8.0 = 1136 \text{ kN}$$

Réaction du support,

$$R = \frac{1136}{2} = 568 \text{ kN}$$

6.2.1 (8) [8] Cisaillement à la distance d du support,

$$V_{Ed} = 568 - (142 \cdot 0.644) = 477 \text{ kN}$$

6.2.1 (5) [8] Vérification de la section existante,

$$V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$$

Eq. 3.15 [12] La résistance à la compression du béton selon la conception,

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

Eq.6.2.a [8] Résistance au cisaillement de la section existante,

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq V_{Rd,c,min}$$

6.2.2 (1) [8] Rapport de l'armature longitudinale,

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6434}{350 \cdot 644} = 0.0285 \geq 0.02$$

6.2.2 (1) [8] Coefficient dépendant de la hauteur de l'élément,

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1.557 \leq 2.0$$

NDP pour 6.2.2 (1) [12]

Contrainte de cisaillement minimale de la conception (avec interpolation $600 \text{ mm} < d \leq 800 \text{ mm}$),

$$v_{min} = \begin{cases} \frac{0.0525}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} & \text{if } d \leq 600 \text{ mm} \\ \frac{0.0375}{\gamma_c} k^{3/2} f_{ck}^{1/2} & \text{if } d > 800 \text{ mm} \end{cases} = \frac{0.0492}{1.5} \cdot (1.557)^3 \cdot (30)^{\frac{1}{2}} = 0.349 \text{ N/mm}^2$$

Eq. 6.2.b [8] Résistance au cisaillement minimale de la conception,

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} b_w d = 0.349 \cdot 350 \cdot 644 = 78.7 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance au cisaillement de la conception, $V_{Rd,c} = \left[0.1 \cdot 1.557 \cdot (100 \cdot 0.02 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \right] 350 \cdot 644 = 137.4 \text{ kN}$

$\therefore V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$, renforcement requis!

6.2.1 (5) [8] Vérification de la section renforcée,

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) \geq V_{Ed}$$

NCI Zu 6.2.3(1) [12]

Bras de levier,

$$z = \min(0.9 \cdot 644; \max(644 - 2 \cdot 40; 644 - 40 - 30)) = 57$$

NDP Zu 6.2.3 (2) [12]

L'angle d'entretoise est déterminé par:

$$1.0 \leq \cot \theta \leq \frac{1.2 + 1.4 \sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3.0$$

Eq. 6.7bDE [12]

$$\text{Où } V_{Rd,cc} = 0.5 \cdot 0.48 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \left(1 - 1.2 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_{w,eff} \cdot z = 0.5 \cdot 0.48 \cdot \sqrt[3]{30} \cdot 350 \cdot 574 = \mathbf{149.8 \text{ kN}}$$

Ainsi, l'angle minimal de l'entretoise pour la conception)

$$\theta = \cot^{-1} \left(\frac{1.2}{1 - 149.8/477} \right) = 29.75^\circ$$

Eq. 2.1 [14]

Résistance de l'entretoise de compression,

$$V_{Rd,max} = \frac{1 \cdot 350 \cdot 574 \cdot 0.75 \cdot 17}{\cot(30) + \tan(30)} = \mathbf{1109.2 \text{ kN}}$$

Eq. 6.17 [8]

Force de traction supplémentaire de cisaillement,

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot 477 \cdot \cot(30) = \mathbf{413.1 \text{ kN}}$$

En supposant que deux rangées de M16 ($A_{sw} = 157 \text{ mm}^2$) espacées à 185 mm d'entraxe ont été installées le long de la poutre côté traction, $k_{pi} = 0.735$, la zone soumise aux contraintes des tiges de renforcement installées a posteriori par mètre de longueur:

2.2.3 [14]

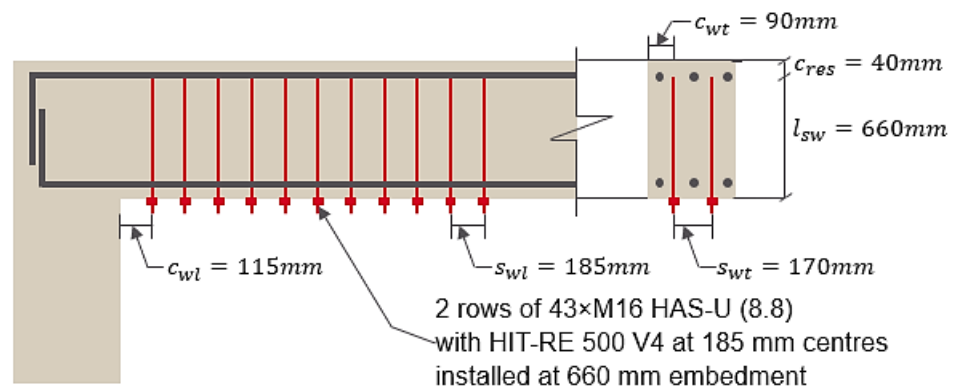
$$a_{sw} = \frac{n_{swt} \cdot A_{sw}}{s_{wl}} = \frac{2 \cdot 157}{185} \cdot 10^3 = \mathbf{1697.3 \text{ mm}^2/m}$$

Eq. 2.3 [14]

Résistance au cisaillement de conception de l'armature de cisaillement installée a posteriori:

$$V_{Rd,s} = k_{pi} \cdot k_s \cdot f_{ywd} \cdot a_{sw} \cdot z \cdot \cot \theta = 0.735 \cdot 1 \cdot 390 \cdot 1.6973 \cdot 574 \cdot \cot(30) = \mathbf{483.7 \text{ kN} > 477 \text{ kN}}$$

$$\therefore V_{Rd} > V_{Ed} \text{ la conception satisfait aux exigences!}$$



Spécification: Installation de 2 rangées de 43×M16 HAS-U 8.8 avec HIT-RE 500 V4 espacées de 185 mm d'entraxe le long de la poutre à une implantation de 660 mm, avec des rangées espacées de 170 mm.

Leviers d'optimisation

Pour une valeur de charge distribuée uniformément utilisée dans l'exemple concret ci-dessus, la force de cisaillement V_{Ed} diminue dans la section centrale d'un élément structurel, divisant efficacement la poutre en trois zones. Le Tableau 8 résume les résultats de la même procédure de calcul pour l'exemple

ci-dessus, mais avec un diagramme de cisaillement étagé que montre la Figure 15 qui démontre une **réduction** du nombre total d'éléments requis **de 86 à 71**.

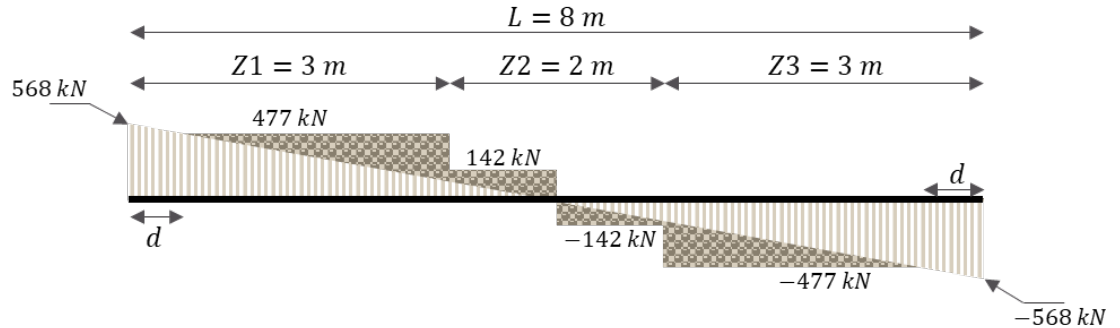


Figure 15: Diagramme de force de cisaillement étagé après répartition de la poutre en trois zones (zone 2 est une zone commune pour $V_{Ed} = \pm 142 \text{ kN}$)

Zone	n_{wt} [-]	s_{wl} [mm]	θ [°]	a_{sw} [mm ² /m]	$V_{Rd,max}$ [N]	$V_{Rd,s}$ [kN]	Éléments de renforcement / zone
Z1	2	185	30	1697	1109,2	483,7	32
Z2	1	$s_{wl,max} = 300$	30	523	1109,2	149,1	7
Z3	2	185	30	1697	1109,2	483,7	32

Tableau 8: Résumé de la conception avec trois zones (l'espacement maximal dans la zone 2 n'excède pas les limites décrites dans [12]).

8. APERÇU DU MODULE DE RENFORCEMENT DE CISAILLEMENT PROFIS ENGINEERING

De la même manière qu'avec la conception d'armatures de cisaillement, comme des étriers coulés dans les éléments de béton, la recherche manuelle de la solution de renforcement optimale peut s'avérer répétitive et chronophage en tenant compte des nombreux choix liés au diamètre, à l'espacement et au positionnement. Le logiciel de conception Hilti **basé sur le cloud PROFIS Engineering** comprend un **module dédié** pour l'évaluation et le renforcement d'éléments en béton avec une défaillance de cisaillement pour assister les ingénieurs en structure dans l'évaluation de la résistance des éléments existants et dans leur renforcement, pour un flux de travail plus sûr et plus efficace. Les principaux avantages de l'utilisation du module de renforcement au cisaillement PROFIS Engineering sont les suivants:

- Sélection de l'élément de béton linéaire et en plan.
- Définition du type d'élément de béton existant, de la géométrie et des paramètres matériels pour vérifier le besoin de renforcement sous l'effet d'une nouvelle force de cisaillement.
- Division de l'élément de béton en différentes zones afin de permettre des ajouts de charge selon un diagramme de force de cisaillement étagé.
- Définition du diamètre de l'armature de renforcement, de l'espacement et de l'angle optimal de l'entretoise de compression.
- PROFIS Engineering génère l'agencement et calcule l'ensemble des éléments de renforcement requis basé sur les entrées définies au préalable.

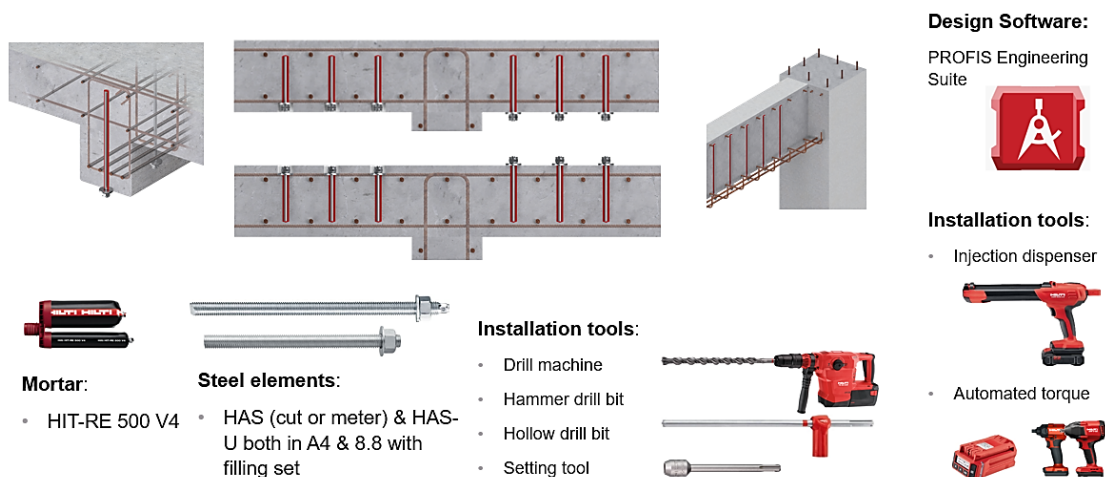
- PROFIS Engineering affiche les rapports d'utilisation pour la vérification du béton existant, la résistance de l'acier de l'armature de cisaillement et la résistance maximale de l'entretoise de compression.
- Pour la documentation, PROFIS Engineering produit un rapport de conception exhaustif avec les étapes de calcul et fournit les informations nécessaires pour les détails de l'armature.

9. SOLUTIONS HILTI POUR LE RENFORCEMENT AU CISAILLEMENT

Les nouvelles solutions de Hilti en matière de renforcement au cisaillement homologuées avec **DIBt aBG Z15.5-383** sont résumées ci-dessous.

Armature HIT-RE 500 V4 de mortier et renforcement ultérieur:

- | | |
|--|----------------------|
| • tiges HAS(-U) A4: | M12, M16, M20 et M24 |
| • tiges HAS(-U) 8.8: | M12, M16, M20 et M24 |
| • kit de remplissage Hilti (8.8 & A4): | M12, M16, M20 et M24 |



10. RÉSUMÉ

La transformation et réutilisation de structures plus anciennes peuvent offrir des avantages par rapport à une nouvelle construction, chaque structure devra satisfaire à des objectifs spécifiques après le renforcement. En fonction de la philosophie de conception sélectionnée, l'ingénieur structurel peut résoudre des défaillances de cisaillement dans des éléments de béton linéaires ou en plan moyennant différentes méthodes, dont certaines sont moins invasives que d'autres. L'utilisation d'armatures de cisaillement installées a posteriori comme la solution proposée par Hilti de tiges filetées HAS(-U) avec le mortier HIT-RE 500 V4, est un autre exemple d'une méthode peu invasive qui permet d'améliorer considérablement la résistance au cisaillement d'un élément structurel.

Après l'évaluation correcte et l'obtention d'un permis de technique générale de construction (*aBG*) en tant que système par le DIBt, les ingénieurs peuvent utiliser une approche de conception connue basée sur l'Eurocode 2 intégrée au logiciel PROFIS Engineering de Hilti pour parvenir à une solution réalisable en sélectionnant parmi les paramètres de conception clés du diamètre, de l'espacement et de l'entretoise à inclinaison variable. Avec une interface intuitive, le module de renforcement au cisaillement assiste les ingénieurs en économisant du temps durant la phase de conception, apportant de la valeur à leurs clients tout en contribuant à un environnement de construction plus sûr et plus résistant.

11. RÉFÉRENCES

- [1] N. Addy, "Making sustainable refurbishment of existing buildings financially viable," in *Sustainable Retrofitting of Commercial Buildings - Cool Climates*, S. Burton, Ed., Abingdon, Routledge, 2015, pp. 57-73.
- [2] fib Task Group 8.1, "fib Bulletin 103 - Guide to Strengthening of Concrete Structures," Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2022.
- [3] W. Ritter, "Die Bauweise Hennebique," *Schweizerische Bauzeitung*, vol. 17, pp. 41-43, 49-52 und 59-61, 1899.
- [4] ASCE-ACI Committee 445, "Recent approaches to shear design of structural concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, no. 12, pp. 1375-1417, 1998.
- [5] E. Mörsch, *Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung*, 1 ed., vol. 1, Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1922.
- [6] P. Kotes, *Concrete Structures - Part II*, Zilina: University of Zilina, 2008, p. 92.
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, "Teil 1: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Heft 600)," Beuth, Berlin, 2020.
- [8] EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [9] ACI Committee 440, "ACI PRC-440.2-23: Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Stengthening Concrete Structures," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023.
- [10] CEN, "EN 1990:2002+A1:2005 - Basis of structural Design," CEN, Brussels, 2005.
- [11] Hilti, "ETA-20/0541: Injection system Hilti HIT-RE 500 V4," DIBt, Berlin, 05.05.2023.
- [12] 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.
- [13] EN 1992-2:2018: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules, Brussels: CEN, 2018.
- [14] Deutsches Institut für Bautechnik, "Z-15.5-383 - Hilti Querkraft-Verstärkungssystem mit Hilti HIT-RE 500 V4," DIBt, Berlin, 2024.



HILTI (Schweiz) AG
Kalchbühlstrasse 22
8038 Zürich, Schweiz
Tel.: 0844 84 84 85

www.facebook.com/hiltigroup
www.hilti.group