

Aide au dimensionnement pour memory®-steel

10.2022

Répertoire alphabétique

Lettres latines

A_f	Section transversale de re-plate ou re-bar
A_s	Section transversale totale de l'armature
a_s	Teneur en armature par mètre linéaire
b	Largeur de la section transversale du béton
d	Hauteur statique
d_f	Hauteur statique de re-plate ou re-bar
E_c	Module d'élasticité du béton
E_{SMA}	Module d'élasticité simplifié de re-plate après activation
F_c	Force de compression pression du béton
f_{cd}	Valeur de dimensionnement de la résistance en compression du béton
$F_{ms,u}$	Force de traction ultime de re-plate pour l'analyse de la section transversale
$F_{p,i}$	Force de précontrainte memory®-steel, immédiatement après activation, $t=0$
$F_{p,\infty}$	Force de précontrainte memory®-steel, après relaxation, $t = \infty$
F_s	Force dans la section transversale de l'armature
f	Estimation de la déflexion maximale d'une dalle/poutre en béton selon Kordina et Hegger
h_c	Épaisseur de la dalle en béton
I	Moment d'inertie
l	Spannweite Betonplatte / -träger
l_b	Portée de la dalle/poutre en béton
L	Longueur libre de re-plate entre les ancrages
ΔL	Changement de longueur à la rupture de re-plate selon Kordina et Hegger
M_{Ed}	Valeur de dimensionnement du moment de flexion
$M_{p,BZ}$	Moment de flexion de re-plate à l'état de construction
$M_{p,GZ}$	Moment de flexion de re-plate après relaxation (pour calculer l'état limite ultime)
M_{Rd}	Moment de résistance à la flexion ultime
m_{Rd}	Résistance à la flexion d'une dalle en béton
P_0	Force de précontrainte d'un élément de précontrainte à $t=0$
P_∞	Force de précontrainte d'un élément de précontrainte à $t=\infty$
V_{Ed}	Valeur de dimensionnement de l'effort tranchant
V_{Rd}	Valeur de dimensionnement de la résistance à l'effort tranchant
$V_{Rd,s}$	Résistance de l'ancrage (valeur de dimensionnement) de re-plate avec clous Hilti X-CR
w_{eff}	Flèche existante
w_{zul}	Flèche permise
x	Hauteur de la zone de pression de flexion
z	Bras de levier

Lettres grecques

ε_0	Pré-déformation d'un élément de précontrainte
ε_c	Déformation du béton
ε_s	Déformation de l'armature
ε_f	Déformation de re-plate ou re-bar
$\Delta\varepsilon_f$	Augmentation de la déformation de re-plate à partir du changement de longueur
$\Delta\sigma_f$	Différence de contrainte de traction dans re-plate
$\Delta\sigma_{p,r}$	Perte de précontrainte après relaxation (après 50 ans)
σ_c	Contrainte dans le béton
$\sigma_{p,i}$	Précontrainte initiale de re-plate, immédiatement après l'activation
$\sigma_{p,\infty}$	Précontrainte de re-plate après relaxation

Introduction

Le dimensionnement avec les produits memory®-steel est réalisé selon l'état de l'art pour le dimensionnement des structures en béton armé et précontraint. La bande de renforcement «re-plate» est considérée comme une bande de précontrainte externe non adhérente. Dans le système «re-bar», on peut supposer une liaison rigide entre l'acier nervuré inséré et le mortier/béton projeté environnant. Dans ce qui suit, les propositions de dimensionnement pour les renforcements de flexion à l'état de construction, à l'état de service et à l'état limite ultime sont expliquées. Des exemples de dimensionnement sont présentés pour une meilleure compréhension.

Base théorique du dimensionnement

re-plate

Stade de construction

Pour l'état de construction, il est nécessaire de vérifier l'existence d'éventuelles fissures sur le dessus de la dalle dues à la précontrainte. Pour ce faire, la précontrainte initiale $\sigma_{p,i}$ doit être appliquée. La précontrainte peut être définie comme un moment de flexion constant $M_{p,BZ}$ entre les ancrages afin de le comparer au moment de fissuration.

$$M_{p,BZ} = F_{p,i} * z = \sigma_{p,i} * A_f * z \quad (1)$$

(A_f = Surface re-plate, z = Bras de levier)

État de service

Pour l'état de service sur une période plus longue, la précontrainte initiale $\sigma_{p,i}$ doit être réduite en raison de la relaxation. Sur une période de 50 ans, on peut l'estimer à 15 %. En conséquence, les dispositions suivantes s'appliquent:

$$\sigma_{p,\infty} = \sigma_{p,i} * \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{p,r}}{\sigma_{p,i}} \right) \approx \sigma_{p,i} * 0.85 \quad (2)$$

Le moment de flexion constant $M_{p,GZ}$ entre les ancrages peut donc être décrit comme suit:

$$M_{p,GZ} = F_{p,\infty} * z = \sigma_{p,\infty} * A_f * z \quad (3)$$

État limite ultime

Dans le système re-plate, les forces sont introduites dans la structure par les deux ancrages d'extrémité; il n'y a pas de liaison avec le support en béton sur la longueur libre. Par conséquent, une analyse conventionnelle de la section transversale avec une compatibilité de déformation entre la fibre extérieure du béton et re-plate n'est pas possible. En principe, deux variantes sont possibles:

a) Calcul sans augmentation de la contrainte dans re-plate

Avec cette méthode de calcul simplifiée, on suppose que la force de traction $F_{ms,u}$ dans re-plate est constante avec déformation structurelle croissante. Cette hypothèse conduit au fait que l'équilibre des forces dans la section transversale peut être réalisé au moyen de l'analyse conventionnelle de la section transversale et que la capacité portante peut ainsi être déduite. Un tel calcul peut être effectué manuellement, à l'aide d'un système de traitement des données tel qu'Excel, ou à l'aide d'un logiciel de calcul statique. Les logiciels de conception courants avec analyse des sections transversales font également appel à cette simplification.

$$F_{ms,u} = \sigma_{p,\infty} * A_f \quad (4)$$

Cette hypothèse conservatrice conduit à une sous-estimation de la charge ultime réelle. Ce concept est utile dans les cas où l'aptitude au service est déterminante pour la conception de la structure.

b) Calcul avec augmentation de la contrainte dans re-plate

Une deuxième approche est basée sur l'estimation de la variation de la longueur additionnelle de re-plate en fonction de l'augmentation de la charge et par la suite de la flèche de la dalle. Des approches empiriques de conception, qui ont été dérivées d'essais de charge sur des poutres en béton avec une précontrainte par torons successifs sans liaison, sont utilisées comme base [1]. En résumé, sur la base des dimensions de la section transversale, une déviation maximale supplémentaire f est estimée, ce qui entraîne une modification de la longueur ΔL dans re-plate. L'approche est basée sur l'hypothèse que toutes les déformations dans la section transversale d'une fissure sont concentrées au centre de la poutre pour une poutre à une travée. Ce changement de longueur peut être converti en une déformation supplémentaire $\Delta \epsilon_f$, ce qui donne alors l'état de contrainte $\sigma_{p,\infty} + \Delta \sigma$ dans la section transversale de la plaque sur la base de la courbe contrainte-déformation connue après activation. De manière simplifiée, un module d'élasticité réduit E_{SMA} de 70 GPa peut être appliqué ici pour calculer la contrainte définitive via la variation de la déformation.

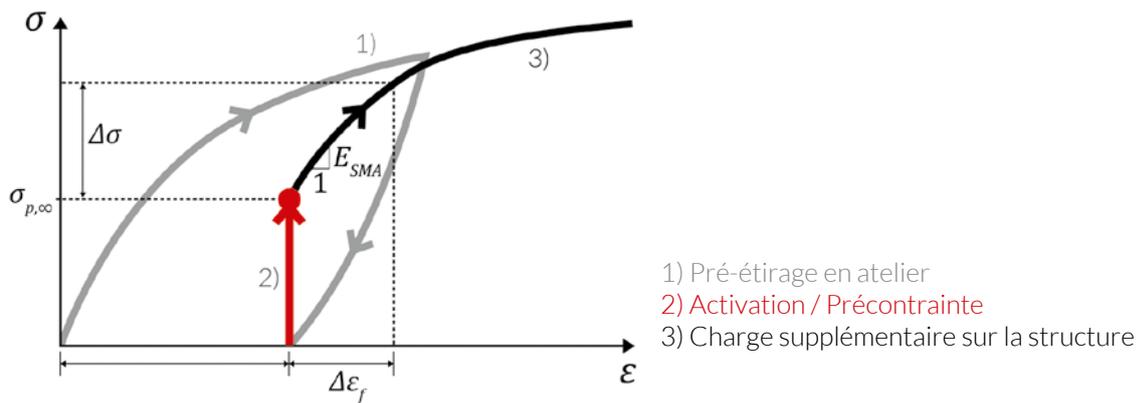


Figure 1: Diagramme contrainte/déformation re-plate avec Pré-étirage, activation et chargement ultérieur

Il s'applique:

$$f = 0.9 * d - e_v < 0.02 * L \quad (5)$$

(d = hauteur statique, $e_v = 0$ dans le cas de lamelles droites, L = longueur libre de re-plate entre les ancrages)

$$\Delta L = \frac{4 * f * z}{L} \quad (6)$$

$$\Delta \epsilon_f = \frac{\Delta L}{L} \quad (7)$$

Sur la base de la déformation supplémentaire connue et donc de la contrainte supplémentaire, la force de traction dans re-plate peut être calculée et une force équivalente dans la section transversale peut être dérivée et la capacité portante maximale de la section déterminée à partir de celle-ci. Les principes de conception spécifiques au pays pour les structures en béton (écrasement du béton et rupture en traction de l'armature ou des armatures) avec des propriétés de matériaux adaptées s'appliquent.

Ancrage

En outre, il peut être nécessaire de vérifier la résistance à l'ancrage de la force de traction supplémentaire dans la re-plate afin de concevoir la sécurité structurale:

$$F_{ms,u} = (\sigma_{p,\infty} + \Delta\sigma_f) * A_f \leq V_{Rd,s} = \frac{108kN}{1.3} = 83.1kN \quad (8)$$

Remarque: pour les géométries structurales courantes, la résistance de l'ancrage devient le critère décisif pour l'état limite ultime. Une vérification explicite peut être négligée dans la plupart des cas.

La résistance à l'ancrage de 108 kN s'applique à un nombre de 12 clous Hilti X-CR en supposant une rupture par traction re-plate dans la section affaiblie au niveau de la rangée de clous la plus avancée. Les données s'appliquent aux bétons dont la résistance à la compression mesurée est >25 N/mm². Pour les bétons de plus faible résistance, veuillez contacter le département ingénieur de re-fer.

re-bar

Stade de construction

De manière standard, re-bar est ancré des deux côtés dans les zones d'ancrage par une couche de mortier sur le support portant et les zones intermédiaires sont précontraintes. L'effet de charge est le même qu'avec re-plate, puisque la zone exposée agit comme une bande de tension externe. La formule (1) peut être appliquée de manière analogue à la section transversale correspondante pour les re-bar.

État de service

Après l'activation initiale / la précontrainte des re-bar, les zones entre les ancrages sont remplies et une liaison rigide avec la structure porteuse est créée. Pour le calcul, une analyse conventionnelle de la section transversale avec compatibilité des déformations et équilibre des forces dérivées peut être effectuée. Pour l'état limite d'utilisation, la précontrainte initiale $\sigma_{p,i}$ doit être réduite en raison de la relaxation selon la formule (2).

Pour les calculs de la réduction de la déflexion due à la précontrainte, on peut à nouveau supposer un moment de flexion uniforme (voir formule (3)) afin de résoudre le problème en utilisant l'équation du travail, par exemple.

État limite ultime

Les mêmes principes d'analyse des sections transversales s'appliquent également au calcul de l'état limite ultime. Selon la situation, re-bar subit maintenant une déformation ou une contrainte supplémentaire, qui s'ajoute à la précontrainte initiale. La variation de la contrainte dans la re-bar est donc composée de la déformation supplémentaire entre le moment de l'application/précontrainte et l'état de rupture ($\Delta\epsilon_f$).

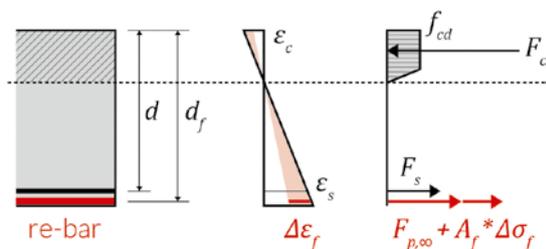


Figure 2: Représentation schématique pour l'analyse des sections transversales de l'état limite de la capacité de charge

L'équilibre des forces est maintenant effectué avec une force équivalente dans re-bar laquelle est composée comme ci-après. Pour simplifier, on peut à nouveau supposer un module d'élasticité réduit E_{SMA} de 70 GPa.

$$F_{ms,u} = F_{p,\infty} + A_f * \Delta\sigma_f = A_f * (\sigma_{p,\infty} + \Delta\epsilon_f * E_{SMA}) \quad (9)$$

Ancrage

Les directives de mise en œuvre de re-fer fournissent des valeurs indicatives pour la longueur d'ancrage de re-bar. Les zones d'ancrage dépendent des forces de traction attendues, du diamètre des barres et du type d'application (dans la rainure, comme recouvrement ou dans le béton projeté). En outre, les spécifications standard concernant les valeurs de résistance en traction du matériau cimentaire, de la rugosité, etc. doivent être respectées. Pour une base en béton existante, les mortiers R3 et R4 sont utilisés conformément aux règles d'exécution pour la réparation du béton en Europe. Une résistance à la traction du matériau cimentaire de 1,5 N/mm² est recommandée.

En principe, les renforcements à la flexion doivent être ancrés derrière ou au niveau de la ligne des moments nuls. L'introduction de la force de précontrainte dans la base en béton se fait normalement par le biais de la liaison avec le mortier pur. Il est également possible d'utiliser des systèmes de goujons homologués ou des solutions spéciales, comme indiqué à la page 25.

Remarques

Les caractéristiques des matériaux peuvent être trouvées dans les fiches techniques valides et spécifiques au pays des produits respectifs. Les valeurs utilisées dans les exemples de dimensionnement peuvent s'écarter des paramètres des matériaux valides en raison de l'optimisation des matériaux et doivent être vérifiées en conséquence. En cas d'ambiguïtés ou de situations de dimensionnement particulières, le service technique de re-fer vous aidera avec plaisir. Pour de plus amples informations, veuillez consulter le site www.re-fer.eu (références, fiches techniques, règlements d'application et de sécurité, textes pour appels d'offres, rapports d'essais et publications) ou contacter directement notre service technique par téléphone.

Corrosion

Malgré la bonne résistance à la corrosion de memory[®]-steel, des mesures appropriées doivent être prises pour les applications dans des endroits chargés en chlorures (risque de fissuration par corrosion sous contrainte). Les revêtements en mortier pour re-bar doivent être réévalués et ajustés si nécessaire. Lors de l'utilisation de re-plate, un revêtement spécial est appliqué en usine (SikaCor[®] EG-1). Cela limite la température de chauffage maximale admissible à 165°C et donc la force de précontrainte.

Protection contre l'incendie

Une protection contre l'incendie pour les mesures de renforcement est toujours nécessaire lorsque la charge d'incendie standard et spécifique au pays ne peut être couverte sans renforcement. A titre d'exemple simple, le tableau ci-dessous montre la comparaison de la sécurité résiduelle pour une structure porteuse avec des niveaux de renforcement «faibles» et «élevés».

Détails de la charge [kN/m ²]	Avant le renforcement	Après le renforcement	
		Degré de renforcement «bas» +3.0	Degré de renforcement «élevé» +5.0
Poids propre / charge supplémentaire	5.0	5.0	5.0
Charge utile	3.0	3.0 + 3.0 = 6.0	3.0 + 5.0 = 8.0
Charge de service	8.0	11.0	13.0
Exemple avec facteur de sécurité global	8.0 * 1.5 = 12.0	11.0 * 1.5 = 16.5	13.0 * 1.5 = 19.5
Charge à couvrir	12.0	16.5	19.5
Protection ignifuge Critère : La nouvelle charge utile doit être < 12,0 (charge admissible existante)	-	11.0 < 12.0 Non requis	13.0 > 12.0 Requis

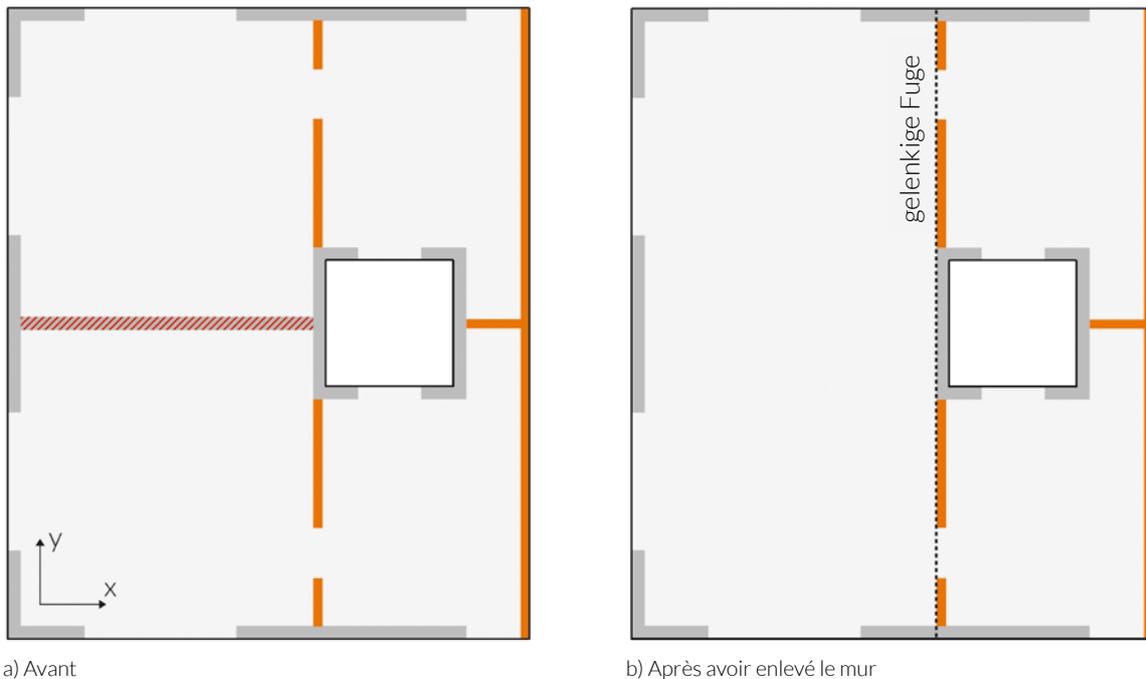
Si un degré de renforcement «élevé» doit être atteint, la mesure de renforcement doit également porter en cas d'incendie ; pour re-plate et /ou re-bar, une mesure de protection contre l'incendie est nécessaire. Pour re-bar placées dans du béton ou du mortier, les mêmes réglementations et normes s'appliquent que pour les armatures en acier traditionnelles. Pour re-plate, on utilise normalement un enduit de protection contre le feu à base de ciment (SikaCem® Pyrocoat).

Exemples de dimensionnement

Renforcement simple en flexion avec re-plate

À la demande du maître de l'ouvrage, les murs porteurs (marqués en rouge) doivent être supprimés afin de réunir deux pièces en un grand salon. Cette modification de la structure porteuse crée inévitablement un problème de flexion dans la dalle du plafond. L'exemple ci-dessous montre le renforcement en flexion de la dalle de béton. D'autres vérifications telles que le transfert de la charge aux murs et aux étages inférieurs, les vérifications de la force latérale, le poinçonnement, etc. ne sont pas abordées. De même, le stade de construction n'est pas examiné.

Figure 3: Plan Cubus-Modell



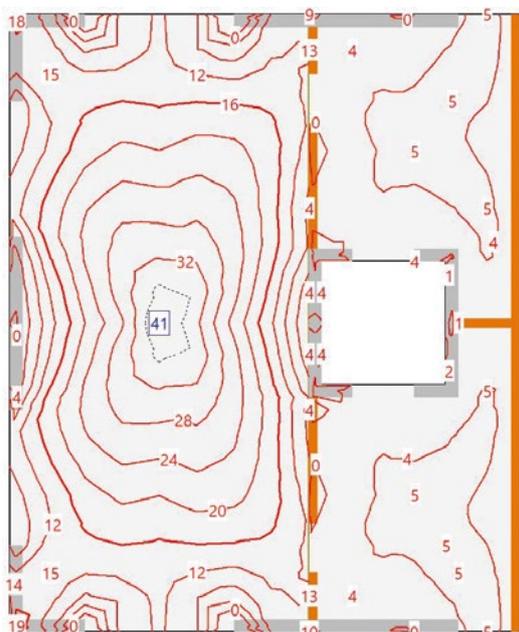
Dans la structure existante, une armature de $\text{Ø}10@150$ ($a_s = 524 \text{ mm}^2/\text{m}^1$) est placée dans toutes les couches dans les deux directions. La dalle de béton a une épaisseur de $h_c = 200 \text{ mm}$, une qualité de béton de C30 / 37 et un enrobage d'armature de 3,0 cm. Une résistance au feu de R30 est requise pour les éléments porteurs.

Avec ces données de dimensionnement, une résistance en flexion de $m_{Rd} = 36 \text{ kNm}/\text{m}^1$ est atteinte dans la 1ère / 4ème couche (direction x). Dans la 2ème / 3ème couche, la valeur est de $32 \text{ kNm}/\text{m}^1$. Avec le nouveau plan d'étage, l'armature existante (4ème couche) commencerait déjà à s'écrouler sous une charge quasi-permanente. Par conséquent, un joint articulé est modélisé dans ces zones pour transférer ce moment en travée (voir la figure 3 b)).

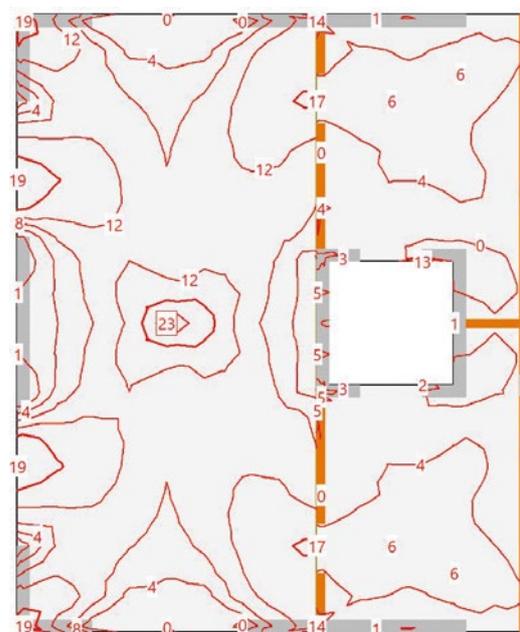
Preuves au niveau de l'aptitude au service

Sous charges de service, la dalle présente les moments de flexion suivants dans les directions x et y. Au centre du champ, dans la direction principale de la charge, la résistance en flexion de l'armature existante est légèrement dépassée. Ainsi, la mesure de renforcement doit être protégée en cas d'incendie. La procédure est décrite dans la section «Protection contre l'incendie».

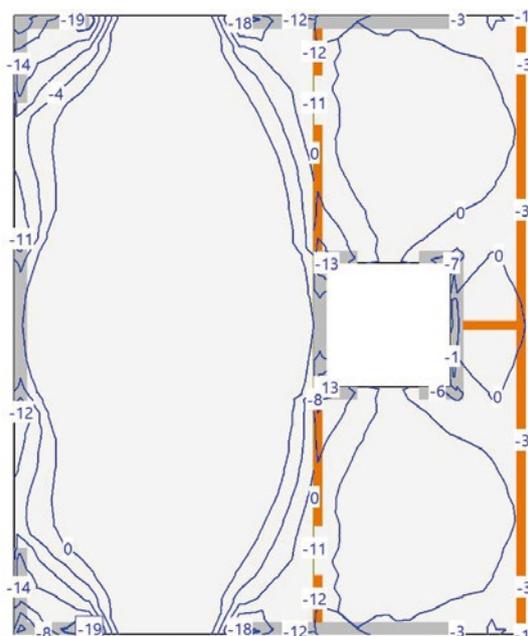
Figure 4: Tracés cubiques des moments de flexion sous charge de service («quasi-permanent»)



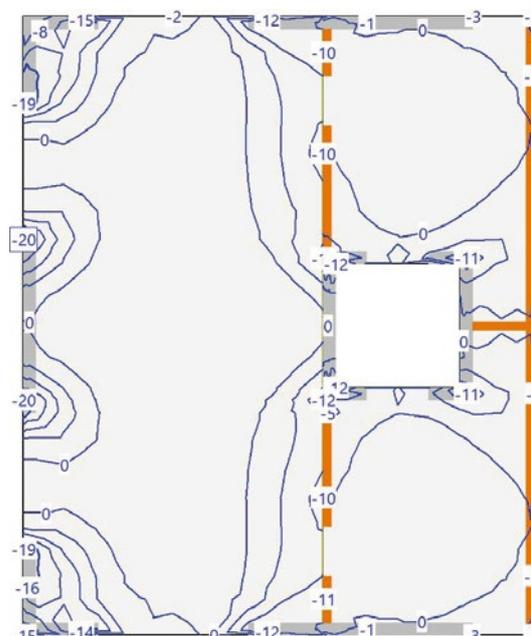
a) direction x vers le bas (1ère couche)



b) direction y vers le bas (2ème couche)

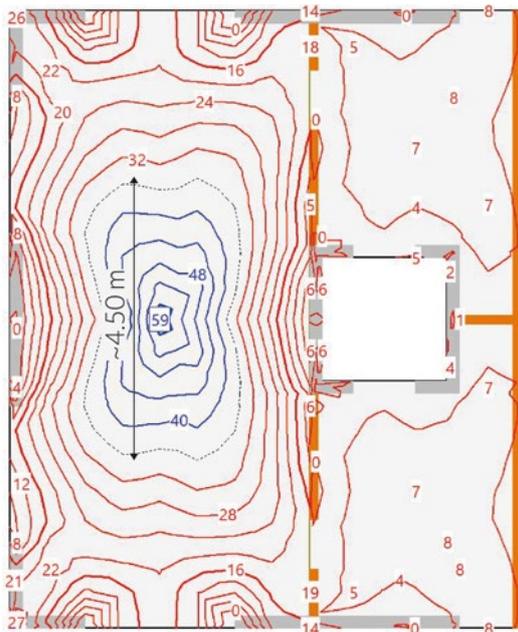


c) direction x vers le haut (4ème couche)



d) direction y vers le haut (3ème couche)

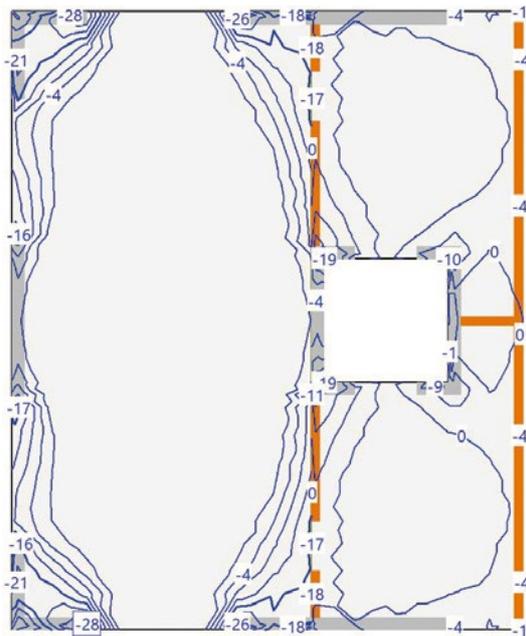
Figure 6: Moments de flexion à l'état limite ultime avec logiciel 'Cubus'



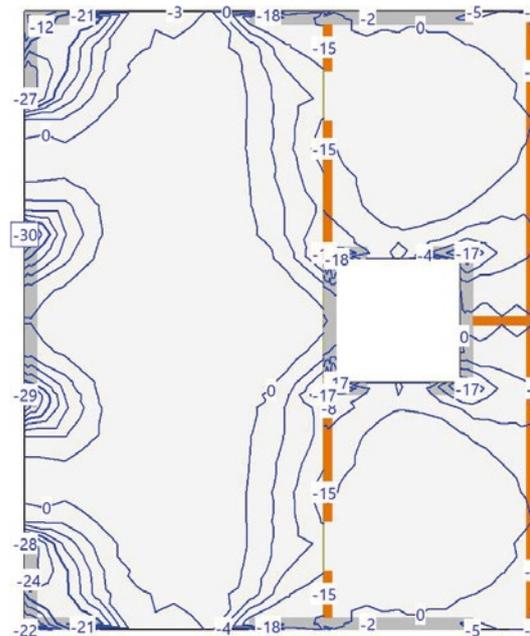
a) direction x en bas (1ère couche)



b) direction y en bas (2ème couche)



c) direction x en haut (4ème couche)



d) direction y en haut (3ème couche)

Pour ce faire, on calcule d'abord l'augmentation de la déformation dans re-plaque. La valeur de L (longueur libre de re-plaque entre les ancrages) est obtenue en réduisant la longueur des ancrages des deux côtés (40 cm) et une distance de sécurité (10 cm):

$$L = 4.6m - 2 * (40cm + 10cm) = 3.6m$$

$$f = 0.9 * d - e_v = 0.9 * (0.9 * 200mm) - 0 = 162mm < 0.02 * L = 72mm$$

$$\Delta \varepsilon_f = \frac{\Delta L}{L} = \frac{4 * f * z}{L^2} = \frac{4 * 72 \text{ mm} * (0.9 * 200 \text{ mm})}{(3.6 \text{ m})^2} = \mathbf{0.4\%}$$

Le moment de flexion à renforcer est donc absorbé avec la force finale $F_{ms,u}$ dans n re-plate re-plate sur un bras de levier intérieur z d'environ $0.9 * h_c$:

$$F_{ms,u} = (\sigma_{p,\infty} + \Delta \sigma) * A_f = (\sigma_{p,i} * 0.85 + \Delta \varepsilon_f * E_{SMA}) * A_f =$$

$$\left(380 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0.85 + 0.004 * 70 \text{ GPa} \right) * 120 \text{ mm} * 1.5 = 108.5 \text{ kN} < \mathbf{83.1 \text{ kN}}$$

$$M_{p,GZ} = n * F_{ms,u} * z = n * 83.1 \text{ kN} * 0.9 * 200 \text{ mm} \geq 58.6 \text{ kNm} - 36.0 \text{ kNm} = 22.6 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow n = \frac{M_{p,GZ}}{F_{ms,u} * z} = \frac{22.6 \text{ kNm}}{83.1 \text{ kN} * 0.9 * 200 \text{ mm}} = \mathbf{1.5}$$

Pour couvrir la sécurité portante, il faut 1,2 bande de re-plate par mètre linéaire dans les zones de surcharge (environ 4,5 m), soit une bande tous les 80 cm (6 bandes au total).

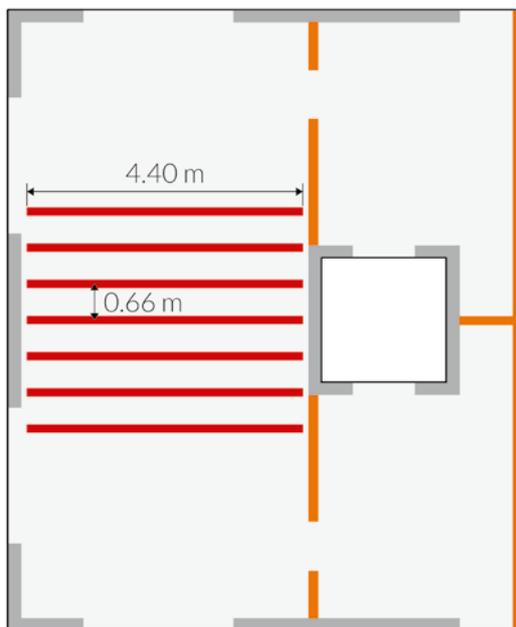


Figure 7: Position des bandes de renforcement re-plate

7-fois re-plate
 $l = 4.40 \text{ m}$, tous les 0.66 m
 avec protection ignifuge

Protection contre l'incendie

En cas d'incendie, les effets quasi-permanents doivent être couverts. Comme la capacité de charge en flexion du bâtiment existant n'est pas suffisante pour cela, les mesures de renforcement doivent être protégées pour R30. Pour cette application intérieure, on utilise un enduit au pistolet pour une protection ignifuge à base de ciment. Une couche de 1,5 cm d'épaisseur de SikaCem® Pyrocoat avec un treillis en verre E-Glas incorporé est appliquée sur l'apprêt d'adhérence SikaCem® Pyrocoat Base.

Renforcement d'une poutre en T avec re-bar

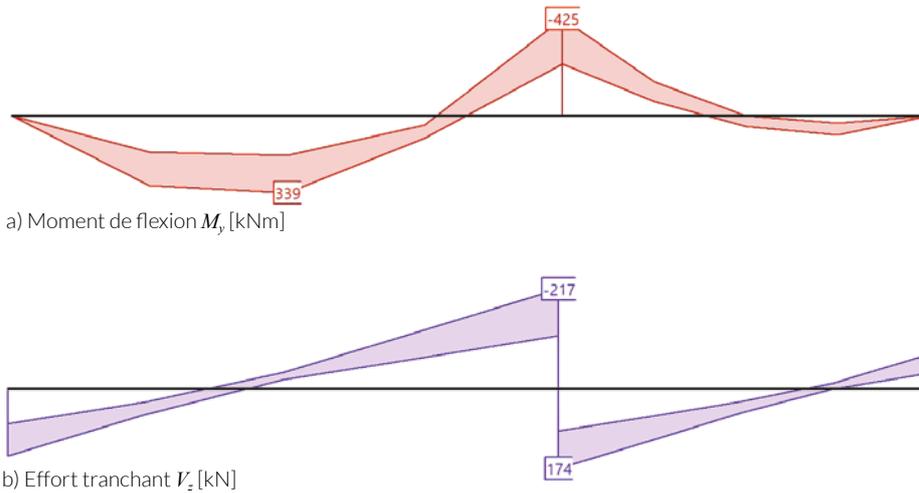
En raison d'un changement d'utilisation et de charges supplémentaires superposées, plusieurs poutres en T d'un hall d'usine doivent être renforcées statiquement. L'exemple de calcul montre comment traiter une flexion inadmissible dans le champ et les renforcements des problèmes de flexion ainsi que d'effort tranchant d'une telle poutre. Les autres vérifications sont omises dans le contexte de cet exemple. Les poutres couvrent deux travées de 12,00 et 8,00 m et sont simplement appuyées.



Figure 8: Poutre à deux travées du hall d'usine, modèle Statik-8

Les efforts internes (moments de flexion et efforts tranchants) sont indiqués ci-dessous; Efforts normaux et de torsion ne sont pas présents.

Figure 9: Efforts internes à l'état limite ultime



a) Moment de flexion M_y [kNm]

b) Effort tranchant V_z [kN]

Les anciennes poutres étaient dimensionnées et renforcées comme le montre la figure 10. Les flèches résultantes de la section transversale en béton fissurée correspondent aux spécifications standard autorisées ($w_{eff} = 32 \text{ mm} / w_{zul} = 34 \text{ mm}$).

En raison des souhaits du maître d'ouvrage, les charges permanentes et utiles doivent maintenant être augmentées. La couche de mortier supplémentaire entraîne également un poids propre plus important. Les efforts internes résultantes pour l'état limite ultime sont les suivantes:

	Efforts internes actuels	Résistances actuelles	Efforts internes nouveaux
Moments de flexion [kNm]	M_{Ed} +339 -425	M_{Rd} +355 -440	M_{Ed} +449 -550
Efforts tranchants [kN]	V_{Ed} 217	V_{Rd} 230	V_{Ed} 285

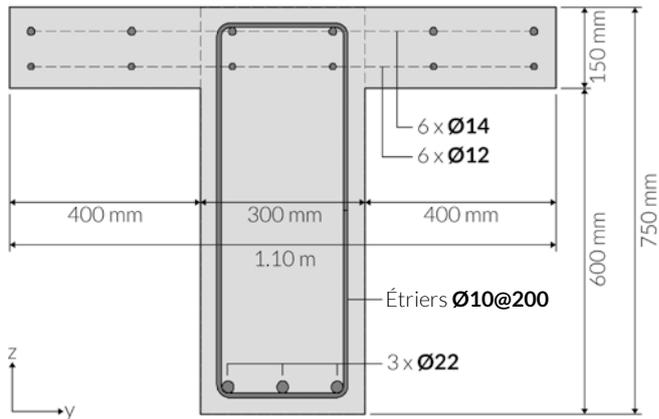
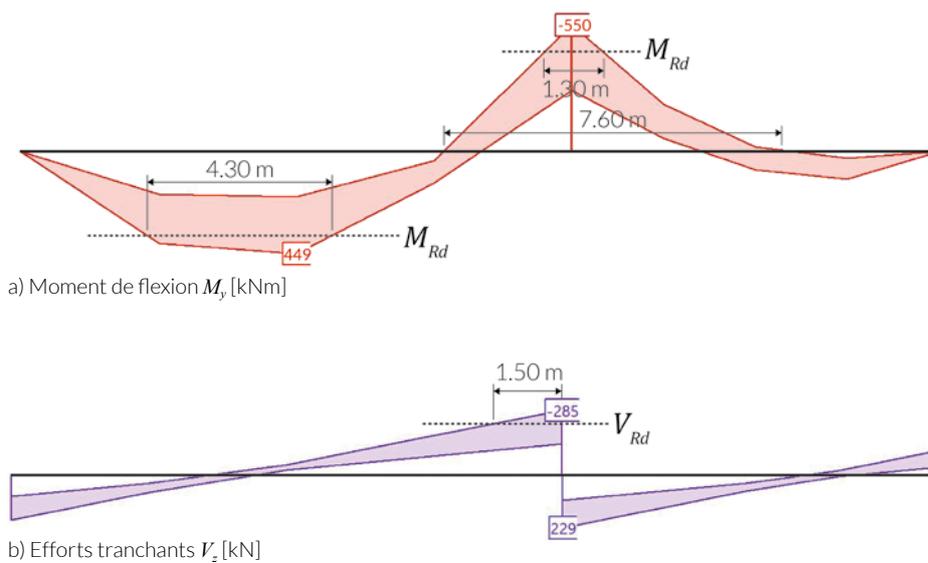


Figure 10: Section transversale des poutres en T

Preuve de la sécurité structurale

Dans un premier temps, l'état limite ultime est étudié. Les nouveaux efforts internes sont présentés en détail ci-dessous.

Figure 11: Nouveaux efforts internes pour l'état limite



a) Moment de flexion M_y , [kNm]

b) Efforts tranchants V_z [kN]

Avec les charges supplémentaires, un problème d'efforts tranchants apparaît dans une zone d'environ 1,5 m de large à côté du support central. La résistance à efforts tranchants insuffisante d'environ 55 kN / est absorbée par des étriers en U de type re-bar 10. Pour simplifier, on suppose que la force de précontrainte pure (aucune augmentation de la contrainte jusqu'à la rupture en efforts tranchants) s'exerce sur les étriers à double section.

$$V_{Rd,s} = \frac{2 * \sigma_{p,\infty} * A_f}{s} * z * \cot(45^\circ) = \frac{2 * 350 \frac{N}{mm^2} * 0.85 * 89.9 mm^2}{0.5 m} * \sim 0.7 m * \cot(45^\circ) = 75 kN / m'$$

Par conséquent, un total de trois étriers en U re-bar 10 à une distance de 50 cm est nécessaire pour renforcer la zone en question. Les étriers sont installés autour de l'âme existante, rendue rugueuse, et sur les renforcements longitudinaux supplémentaires avec re-bar. Ils sont ensuite encastrés dans le mortier projeté et coulés dans la bride (ancrage au-dessus de la ligne zéro). Les étriers re-bar sont

chauffés/activés électriquement par le haut. Les distanceurs sont utilisés pour garantir qu'il n'y a pas de contact avec le reste de l'armature (perte de tension électrique pendant le processus de chauffage).

Dans la travée la plus grande, le nouveau moment de flexion dépasse la résistance précédente d'environ 94 kNm. Sur toute la portée, trois re-bar 16 sont fixées à la face inférieure de l'âme et noyées dans le mortier projeté. Au-dessus du support central, le moment de flexion négatif dépasse la charge admissible d'environ 117 kNm sur une longueur d'environ 1,3m. Dans cette zone, un total de quatre re-bar 10 sont insérées dans le béton frais superposé (attention: ancrage du renforcement derrière la ligne de moment zéro). Les barres de renforcement sont enrobées de mortier dans la zone d'ancrage et chauffées après durcissement, par exemple au chalumeau à gaz. Pour terminer, les zones restantes sont également remplies de mortier.

La vérification en flexion de la nouvelle section transversale a été effectuée à l'aide d'un logiciel de dimensionnement standard. Les nouvelles résistances sont listées dans le tableau ci-dessous.

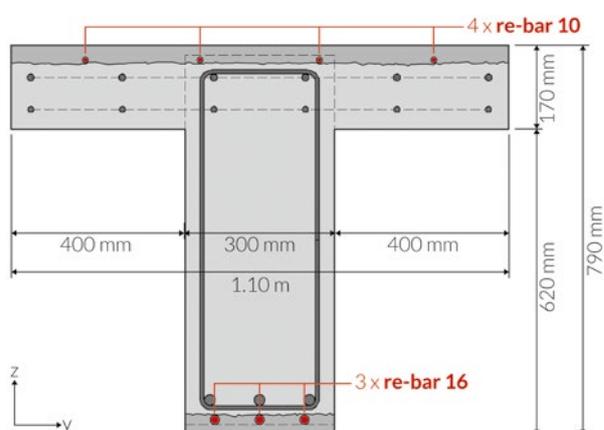


Figure 12: Nouvelle section transversale des poutres en T avec renforcement à la flexion au moyen de re-bar

	Forces de coupe jusqu'ici		Résistances jusqu'ici		Nouvelles forces de coupe		Nouvelles résistances	
Moment de flexion [kNm]	M_{Ed}	+339 -425	M_{Rd}	+355 -440	M_{Ed}	+449 -550	M_{Rd}	+569 -553
Forces transversales [kN]	V_{Ed}	217	V_{Rd}	230	V_{Ed}	285	V_{Rd}	315

Les paramètres suivants, entre autres, ont été utilisés pour la modélisation.

Attributs de l'élément de précontrainte:

- Précontrainte $\epsilon_0 = 0.57\%$ pour re-bar 10 et 0.46% pour re-bar 16 (donne une précontrainte calculée de $E\text{-Modul} \cdot \epsilon_0 = 400 \text{ N/mm}^2$, respectivement 320 N/mm^2)
- Précontrainte avec adhérence
- Perte $P_\infty/P_0 = 0.85$ (relaxation)

Propriétés des matériaux:

- $E\text{-Modul} = 70 \text{ kN/mm}^2$ ($E\text{-Modul}$ re-bar après activation)
- $f_{p0.1k} = 520 \text{ N/mm}^2$ (Valeur de dimensionnement avec un facteur de sécurité.)
- $\epsilon_{ud} = 30\%$

Preuves au niveau de l'aptitude au service

En insérant des éléments de renforcement précontraints noyés dans le mortier, les ouvertures de fissures sont limitées et le renforcement existant soulagé. Outre l'amélioration de la durabilité, la flèche est également étudiée dans cet exemple. En raison des nouvelles charges, le déplacement vertical dans la portée principale est calculé à environ 39 mm. Le renforcement en flexion avec trois re-bar 16 implique un moment de flexion constant, qui s'oppose à cette flèche. Le dépassement de 5 mm ($w_{eff} = 39 \text{ mm} / w_{zul} = 34 \text{ mm}$) est à compenser de cette manière.

La déformation impliquée par la précontrainte du système statiquement indéterminé peut être calculée de différentes manières. Ici, l'équation de travail pour le système statiquement indéterminé est appliquée. Une articulation est introduite comme système de base (SF) au niveau du support intermédiaire. Pour des raisons de simplicité, la précontrainte dans la zone de flexion négative n'est pas prise en compte ; elle aurait un effet positif supplémentaire.

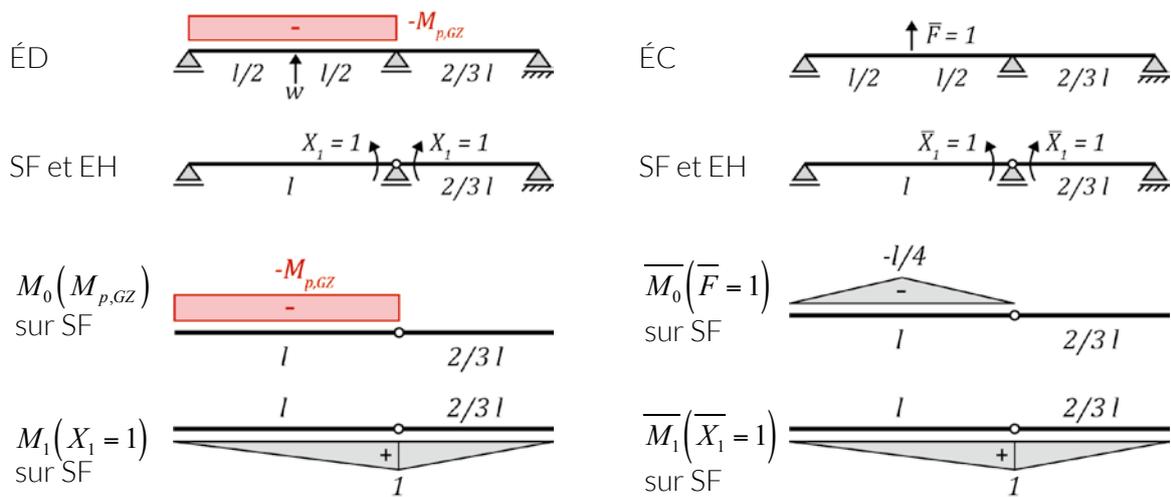


Figure 13: Simplification et réduction du système statiquement indéterminé et de l'équation de travail

$$\delta_{10} = \int M_1 * \frac{M_0}{E_c I} dx = \frac{1}{2} * (+1) * (-M_{p,GZ}) * \frac{l}{E_c I} + 0 = -\frac{M_{p,GZ} * l}{2 * E_c I}$$

$$\delta_{11} = \int M_1 * \frac{M_1}{E_c I} dx = \frac{1}{3} * (+1)^2 * \left(1 + \frac{2}{3}\right) l = \frac{5 * l}{9 * E_c I}$$

$$\delta_{10} + X_1 * \delta_{11} = 0 \rightarrow X_1 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{9}{10} M_{p,GZ}$$

A partir de là, la déformation w peut être dérivée comme suit:

$$w = \int \overline{M}_0 * \frac{M_0}{E_c I} dx + X_1 * \int \overline{M}_1 * \frac{M_1}{E_c I} dx = \frac{1}{2} * \left(-\frac{l}{4}\right) * (-M_{p,GZ}) * \frac{l}{E_c I} + \left(\frac{9}{10} M_{p,GZ}\right) * \frac{1}{4} * \left(-\frac{l}{4}\right) * (+1) * \frac{l}{E_c I} =$$

$$\frac{M_{p,GZ} * l^2}{E_c I} * \left(\frac{1}{8} - \frac{9}{160}\right) = \frac{11 * M_{p,GZ} * l^2}{160 * E_c I}$$

Le moment de flexion constant $M_{p,GZ}$ sur la portée de 12,00 m est donné par la formule (3):

$$M_{p,GZ} = F_{p,\infty} * z = \sigma_{p,\infty} * A_f * z = 3 * 320 \frac{N}{mm^2} * 0.85 * 211.2 mm^2 * \sim 0.66 m = 114 kNm$$

En outre, une réduction de la rigidité en flexion de la section transversale du béton est appliquée ($E_{cI_{gis-sen}} = E_c I / 3$) et inséré dans la formule.

$$w = \frac{11 * M_{p,GZ} * l^2}{160 * \left(\frac{E_c I}{3} \right)} = \frac{11 * 114 kNm * (12.00 m)^2}{160 * \frac{647'000 kNm^2}{3}} = 5.2 mm$$

Les trois re-bar insérées pour augmenter la capacité portante à l'état limite ultime contribuent donc à une réduction de la flèche d'environ 5 mm. La vérification est considérée comme remplie.

Vérification des zones d'ancrage

Les résistances à la flexion négative et positive ont été déterminées à l'aide d'une analyse de la section transversale de 'Fagus', dans laquelle aucune augmentation de la contrainte n'est calculée après la précontrainte. Pour le contrôle des mesures de renforcement, la précontrainte initiale doit donc être ancrée. Pour le renforcement en flexion négative, re-bar 10 est utilisée. La longueur d'ancrage l_b est de 50 cm et une précontrainte de 400 N/mm² a été activée. Il en résulte le calcul suivant pour la largeur requise de la zone de contact berf par re-bar:

$$F_{p,i}(\text{negativ}) = 4 * \sigma_{p,i} * A_f = 4 * 520 \frac{N}{mm^2} * 89.9 mm^2 = 187 kN$$

$$F_{p,i} \leq \frac{l_b * 1.10 m * 1.5 \frac{N}{mm^2}}{1.5} \rightarrow l_b = 170 mm$$

Comme le renforcement est placé dans une couche de béton sur toute la surface, la surface de contact requise pour chaque re-bar est respectée. La vérification est considérée comme remplie.

Dans le cas d'un renforcement positif de la flexion, trois pièces de re-bar 16 doivent être fixées sur la face inférieure de l'âme (largeur 30 cm).

$$F_{p,i}(\text{positiv}) = 3 * \sigma_{p,i} * A_f = 3 * 520 \frac{N}{mm^2} * 211.2 mm^2 = 329.5 kN$$

$$F_{p,i} \leq \frac{l_b * 300 mm * 1.5 \frac{N}{mm^2}}{1.5} \rightarrow l_b = 1'098 mm$$

Cette valeur est respectée avec la largeur de bande existante entièrement encastrée dans le mortier. Dans d'autres cas, cela ne peut pas toujours être garanti et une solution spéciale doit être appliquée. Toutefois, nous montrons ici, à titre d'exemple, l'effet positif d'une compression verticale à l'aide d'étriers re-bar. La résistance de l'ancrage (1,5 N/mm² dans l'exemple) augmente comme suit grâce à la double force verticale de l'étrier en U précontraint.

$$F_{p,i} = 329.5kN \leq \frac{l_b * b * \left(1.5 \frac{N}{mm^2} + \frac{3 * 2 * \sigma_{p,\infty} * A_f}{l_b * b} \right)}{1.5}$$

$$\frac{l_b * 300mm * \left(1.5 \frac{N}{mm^2} + \frac{3 * 2 * 0.85 * 350N / mm^2 * 89.9mm^2}{l_b * 300mm} \right)}{1.5} \rightarrow l_b = 742mm$$

Pour l'appui de gauche A, trois étriers en U de type re-bar 10 sont utilisés de manière analogue à l'armature pour l'effort tranchant pour l'appui central B. La zone d'ancrage est scellée sur une longueur de 750 mm.

Dessin schématique du renforcement

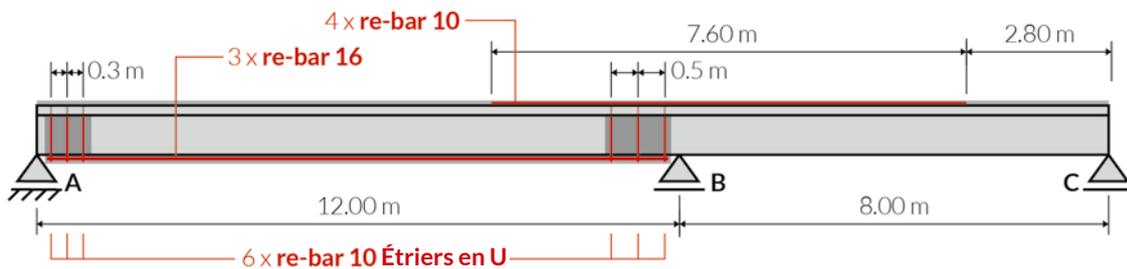


Figure 14: Schéma des travaux de renforcement avec re-bar armature longitudinale et étrier.

Les zones d'ancrages de re-bar peuvent également être optimisées avec des étriers conventionnels B500B.

Références

[1] Bruggeling, A.S.G., Voorspanning zonder aanhechting, enkelstrengsystemen. 1976, TU Delft: Delft, The Netherlands