

CALCUL D'UNE POUTRE MIXTE ACIER-BÉTON PARTIELLEMENT ENROBÉE COMPTE TENU D'UNE EXIGENCE DE RÉSISTANCE R90 AU FEU ISO

par J. MATHIEU

1

Les symboles qui ne sont pas définis sur une figure sont ceux qui apparaissent dans l'Eurocode 4.

1. - INTRODUCTION

Les essais ont démontré qu'un enrobage de béton même partiel augmente beaucoup la durée de résistance au feu d'une poutre mixte. Cette technique est favorisée par la forme creuse des profilés I qui autorise un remplissage de béton des pièces couchées au sol avant montage, sans frais de coffrage.

Dans cette configuration, l'aile inférieure non protégée est exposée au feu et s'affaiblit progressivement. Sa perte de résistance est compensée en partie par les armatures incorporées en partie basse des chambres bétonnées du profilé métallique. Celles-ci restent relativement plus froides et collaborent avec les parties de l'âme et de la semelle supérieure noyées dans la masse de béton.

Cette technique s'est développée dans différents pays européens depuis les années quatre-vingts, notamment en Allemagne. Elle a l'avantage de ne mettre en œuvre que des matériaux traditionnels – l'acier et le béton – et d'offrir une résistance au feu intégrée, non dégradable. Elle bénéficie des facilités d'assemblage inhérentes au métal, et conserve à la structure porteuse des surfaces métalliques apparentes appréciées pour la fixation d'équipements techniques.

2. - BASE GÉNÉRALE DU CALCUL

Suivant le concept général des Eurocodes, les actions agissant sur une structure sont affectées d'un facteur de pondération. Pour toute combinaison des actions, la résistance ultime de chaque élément et de l'ensemble de la structure doit être assurée, aussi bien en service normal (E.L.U.) qu'en situation d'incendie.

J. MATHIEU – Ingénieur Ulg, Assistance Technique, EUROPROFIL Luxembourg

MIX-CAL 1-99

Pour les poutres, il convient en outre de vérifier que certaines limites ne sont pas dépassées en situation de service normal : ce sont les critères de déformation, de vibration, et de fissuration du béton, constituant les états limites de service (E.L.S.).

3. – DOCUMENTS NORMATIFS DE RÉFÉRENCE

3,1. – Combinaison des actions

Les combinaisons d'actions et les facteurs de pondération en situation normale comme en situation accidentelle d'incendie sont définis dans l'Eurocode 1, dans ses parties 1 et 2-2 [1].

En attendant la mise en application définitive de ce document au niveau national, on peut se référer au D.T.U. feu-acier [2] ou aux Règles FPM 88 [3] pour les combinaisons d'actions avec lesquelles il convient de justifier la stabilité au feu d'un élément de structure.

Une solive de plancher usuelle, objet de l'exemple traité ici, n'est pas soumise en principe aux actions climatiques de neige et de vent. Dans la plupart des cas, la combinaison incendie selon le D.T.U. feu-acier se résume à :

$$A = 1,1 G + 0,8 Q_n$$

où **G** désigne les charges permanentes et **Q_n** les charges normales d'exploitation.

Les combinaisons à prendre en compte pour la stabilité en service normal sont, pour rappel :

– en ELU :

$$A = 1,35 G + 1,50 Q_n$$

– en ELS :

$$A = 1,0 G + 1,0 Q_n$$

La combinaison du D.T.U. pour la situation d'incendie est plus sévère que celle prévue dans l'Eurocode 1, qui serait :

$$A = 1,0 G + \psi_1 Q_n$$

Dans cette expression, le facteur de pondération ψ_1 varie entre 0,5 et 0,9 suivant la catégorie du bâtiment projeté (0,5 pour des bureaux ou des résidences, et un maximum de 0,9 pour des locaux de stockage). A l'occasion nous mettrons en évidence la conséquence pratique de cette différence entre D.T.U. et Eurocode pour des locaux de bureaux ($\psi_1 = 0,5$).

3,2. – Dimensionnement de la poutre mixte

L'Eurocode 4 Partie 1-1 [4] – en abrégé **EC4-1.1** – permet le calcul des poutres mixtes dans les conditions normales, tandis que sa Partie 1-2 [5] – en abrégé **EC4-1.2** – propose différentes méthodes d'évaluation de la capacité portante en situation d'incendie.

Il faut insister sur le fait que ces documents constituent des normes françaises expérimentales dont l'application à la justification d'ouvrages est dorénavant envisageable.

3,3. – Détails de ferrailage

Les plans de ferrailage doivent respecter les clauses particulières définies dans l'EC4-1.1 et dans sa partie 1.2 relative à la résistance au feu. Ils respecteront en outre les règles régissant la disposition des armatures en béton armé, énoncées dans les B.A.E.L. [6] ou dans l'Eurocode 2 [7].

3

4. – DONNÉES DE L'EXERCICE

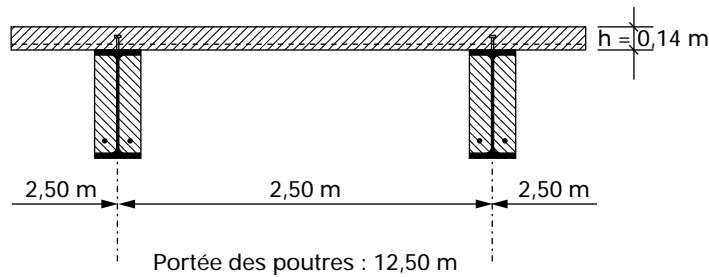


Fig. 1 – Données géométriques

4,1. – Disposition géométrique

Portée : 12,50 mètres – Espacement des poutres : 2,50 mètres

Plancher à usage de bureaux.

4,2. – Données relatives à la dalle

Épaisseur totale de la dalle : 14 cm, en béton C30/37

Le dimensionnement de la poutre mixte n'est pas tout à fait indépendant du choix de l'élément coffrant la dalle. Un coffrage classique étant peu rentable, les solutions suivantes se présentent :

- un bac acier utilisé en simple coffrage perdu,
- un bac acier collaborant en flexion avec le béton de la dalle, qui est alors une dalle mixte,
- une prédalle, habituellement de 5 à 7 cm d'épaisseur.

MIX-CAL 1-99

Dans chaque cas, la hauteur des nervures du bac ou celle du joint transversal sec de la prédalle n'est pas prise en compte dans la section de béton mobilisable en flexion. Il existe par contre des différences entre ces systèmes coffrants sur les points suivants :

- la rapidité et la facilité de pose,
- les quantités d'armatures, et en particulier le besoin d'armatures additionnelles pour assurer la résistance au feu de la dalle, suivant la classe de résistance au feu requise,
- la nécessité ou non d'étayer pendant le bétonnage de la dalle; si la dalle doit être étayée, il en coûtera moins pour étayer aussi les poutres,
- la disposition des goujons sur la poutre dans le cas de bacs continus, et le soudage d'une partie des goujons au chantier à travers les bacs dans ce cas,
- le poids réel de la dalle et la quantité de béton,
- la nécessité pour certains bacs ouverts de refermer les vides des nervures pour protéger du feu l'aile supérieure de la poutre prébétonnée,
- etc...

Nous admettrons dans l'exemple que nous allons traiter qu'un **bac acier de 59 mm** de hauteur sera utilisé comme coffrage perdu ou collaborant. Il sera à **nervures ouvertes** et sera autoportant entre les poutres.

Nous ne nous attarderons pas ici sur le dimensionnement de la dalle elle-même, et nous admettrons pour la dalle un poids total de $0,14 \times 25 = 3,50 \text{ kN/m}^2$. A titre de simplification, le poids propre du bac est négligé, et aucune réduction de poids n'est opérée pour les vides dus aux nervures.

4.3. - Hauteur sous plancher

La hauteur sous le plancher constitue un critère important dans la prise de décision d'étayer ou non. Elle sera considérée ici comme assez importante en phase chantier pour qu'il soit décidé **de ne pas étayer les bacs ni les poutres** pendant le bétonnage de la dalle.

4.4. - Effet de mare (en anglais « ponding »)

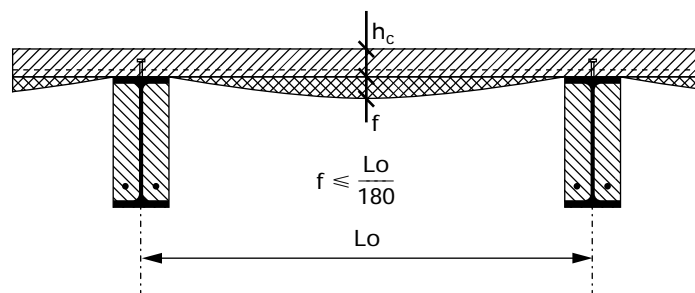


Fig. 2 - Effet de mare entre poutres

MIX-CAL 1-99

La structure recevant la charge de béton frais se déforme dans certaines limites admissibles lors du bétonnage. Comme celui-ci se fait presque toujours avec une mise à niveau de la surface de béton à l'horizontale d'un repère défini, la flèche des supports engendre un accroissement local d'épaisseur et donc de poids.

L'amplitude de cet effet de mare résulte de l'addition de la flèche des tôles de coffrage (fig. 2), de la flèche des solives, et de celle des poutres principales éventuelles. Elle tend vers zéro lorsque **tous** les éléments supportant de la dalle sont idéalement étayés, ce qui est rarement le cas.

En conséquence, dès que tout le système n'est pas étayé, il convient de considérer cet effet de mare lors de l'évaluation du poids de la dalle. L'épaisseur théorique de la dalle ne sera toutefois pas majorée dans les calculs de résistance.

On pourrait évaluer avec une certaine précision l'incidence des flèches de la structure sur la quantité additionnelle de béton frais, en se basant par exemple sur les limites de déformations recommandées par les normes pour les bacs et pour les poutres, mais ce serait fastidieux. Dans la pratique, il est plus simple d'ajouter forfaitairement un poids de béton supplémentaire correspondant à une déformation globale permanente admise comme non gênante du point de vue esthétique ou constructif, et de vérifier ensuite que les déformations cumulées restent inférieures ou égales à cette valeur. Dans cette évaluation, les vides dus aux nervures d'un bac acier peuvent être déduits, mais il convient de rester prudent lorsque le choix du profil du bac ou de l'élément coffrant n'est pas encore définitivement arrêté à ce stade de l'étude.

Nous ferons l'hypothèse dans cet exercice que les solives reposent sur des éléments rigides, par exemple des poteaux ou des voiles.

En outre, le bac sera supposé suffisamment rigide pour que sa contribution à l'effet de mare n'excède pas le volume de béton correspondant aux vides des nervures que nous n'avons pas déduits du poids théorique de la dalle (voir aussi les conditions du § 7.5.2 de l'EC4 à ce sujet).

Finalement, il ne restera à prendre en compte dans l'exercice que l'effet de mare engendré par la flèche de la solive sous l'action de son poids propre et de la charge de béton frais.

4,5. – Charges et surcharges

Nous admettrons une surcharge permanente (cloisons, finitions de sol, et équipements techniques suspendus) de **2,50 kN/m²** et une charge d'exploitation de **5,00 kN/m²** imposée par le client dans le but de garder une certaine réserve pour une éventuelle réaffectation future des locaux.

4,6. – Surcharge de construction

Une surcharge temporaire de chantier de **1,5 kN/m²** sera prise en compte alors que la poutre en acier travaille seule. Cette valeur est sécuritaire par rapport aux clauses 7.3.2.1.(2) de l'EC4-1.1 et C.1.(1) de l'ENV 1991-2-6 [1].

4,7. – Béton d'enrobage et armatures

La qualité du béton de remplissage des chambres du profilé n'a que très peu d'incidence sur les calculs. Elle sera choisie en bas de la gamme, soit **C20/25**. Les armatures résistantes seront de type **S500**.

MIX-CAL 1-99

5. - CRITÈRES CONSTRUCTIFS

Une section de poutre mixte est rarement unique, car son calcul est influencé par plusieurs paramètres liés au mode de construction. La décision de ne pas étayer la poutre durant la mise en œuvre du béton de la dalle ayant été prise, il reste encore à définir différentes options.

5,1. - Option 1

Il est possible de compenser par une **contre-flèche** la déformation permanente que prendra la poutre métallique sous le poids de béton liquide en phase de réalisation. Cette option conduit en général à des profilés plus légers, et favorise l'usage d'acier S355, voire même S460. Il est prudent cependant de limiter l'amplitude des contre-flèches de manière à pouvoir maîtriser les conséquences des rotations et des déplacements horizontaux aux appuis des poutres lors du bétonnage.

L'effet de mare en travée dû à la flèche de la poutre sera annulé par la contre-flèche.

Il conviendra cependant de s'assurer sur le chantier que l'épaisseur de la dalle à mi-portée atteint bien les 140 mm prévus. En effet, les assemblages ne constituent pas des articulations parfaites, et les contre-flèches ne s'annulent pas toujours complètement lors du coulage de la dalle. Il se crée alors un effet de mare inverse, c'est-à-dire qu'il donne lieu à une accumulation de béton d'amplitude maximum sur les appuis de la poutre et nulle à mi-portée. Nous n'en tiendrons pas compte dans cet exercice, estimant que cet effet sera négligeable en raison d'une évaluation réaliste de la contre-flèche et d'une grande liberté de rotation dans les assemblages.

5,2. - Option 2

Pour éviter les contre-flèches, il est nécessaire d'utiliser des profilés plus rigides, généralement de plus grande hauteur, et la qualité d'acier S235 peut alors s'avérer suffisante. Dans cette seconde option le poids mort de la dalle sera majoré d'office d'un effet de mare dû à une flèche permanente des poutres jugée admissible. Nous l'évaluerons équivalent à un **supplément de béton frais uniforme de 25 mm**, donnant lieu à un accroissement de poids de la dalle de : $0,025 \times 25 = 0,625 \text{ kN/m}^2$. **Il convient bien entendu de vérifier que le bac choisi accepte ce supplément de charge.**

Il faudra ensuite vérifier que la flèche permanente après bétonnage de la dalle reste compatible avec cette hypothèse.

6. - ACTIONS SUR LA POUTRE

6,1. - Option 1 : poutre avec contre-flèche

Un pré-dimensionnement rapide conduit à proposer un profilé laminé IPE A 500 en S355 que nous allons vérifier.

MIX-CAL 1-99

- poids propre de la poutrelle : 79,4 daN/m
- béton de remplissage : $(0,200 - 0,0084) \times 0,468 \times 2500 = 224$ daN/m
- poids propre total de la poutre remplie : 3,04 kN/m
- poids de la dalle : $3,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 8,75$ kN/m
- surcharge de construction : $1,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 3,75$ kN/m
- surcharge permanente : $2,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 6,25$ kN/m
- surcharge d'exploitation : $5,00 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 12,50$ kN/m
- combinaison ELU en phase de construction :
 $(3,04 + 8,75) \times 1,35 + 3,75 \times 1,50 = 21,54$ kN/m
 $M_{Sd} = 420,7$ kN . m
- combinaison ELU à froid :
 $(3,04 + 8,75 + 6,25) \times 1,35 + 12,50 \times 1,50 = 43,10$ kN/m
 $M_{Sd} = 841,8$ kN . m
- combinaison incendie (D.T.U.) :
 $(3,04 + 8,75 + 6,25) \times 1,10 + 12,50 \times 0,80 = 29,84$ kN/m
 $M_{Sd,90} = 582,8$ kN . m
- *combinaison incendie (Eurocode) :*
 $(3,04 + 8,75 + 6,25) \times 1,00 + 12,50 \times 0,50 = 24,29$ kN/m
 $M_{Sd,90} = 474,4$ kN . m

6.2. - Option 2 : poutre sans contre-flèche

Un pré-dimensionnement rapide conduit à proposer un profilé laminé IPE A 600 en S235 que nous allons vérifier.

- poids propre de la poutrelle : 108 daN/m
- béton de remplissage : $(0,220 - 0,0098) \times 0,562 \times 2500 = 295$ daN/m
- poids propre total de la poutre remplie : 4,03 kN/m
- poids de la dalle : $(3,5 + 0,625) \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 10,31$ kN/m
- surcharge de construction : $1,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 3,75$ kN/m
- surcharge permanente : $2,50 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 6,25$ kN/m
- surcharge d'exploitation : $5,00 \text{ kN/m}^2 \times 2,50 \text{ m} = 12,50$ kN/m

7

MIX-CAL 1-99

- combinaison ELU en phase de construction :

$$(4,03 + 10,31) \times 1,35 + 3,75 \times 1,50 = 24,98 \text{ kN/m} \quad M_{Sd} = 487,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- combinaison ELU à froid :

$$(4,03 + 10,31 + 6,25) \times 1,35 + 12,50 \times 1,50 = 46,55 \text{ kN/m} \quad M_{Sd} = 909,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- combinaison incendie (D.T.U.) :

$$(4,03 + 10,31 + 6,25) \times 1,10 + 12,50 \times 0,80 = 32,65 \text{ kN/m} \quad M_{Sd,90} = 637,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- *combinaison incendie (Eurocode) :*

$$(4,03 + 10,31 + 6,25) \times 1,0 + 12,50 \times 0,50 = 26,84 \text{ kN/m} \quad M_{Sd,90} = 524,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7. – VÉRIFICATION EN E.L.U. POUR LE SERVICE NORMAL

L'**EC4-1.1** dans sa version actuelle reconnaît l'effet favorable de l'enrobage de l'âme sur la classification des sections. Par contre, il ne donne pas encore de règles spécifiques pour la prise en compte du béton armé des chambres.

Des essais ont démontré cependant que le béton armé dans les chambres apporte un gain appréciable dans la résistance ultime de la section. L'Annexe **G** à l'**EC4-1.1** définit les règles permettant de prendre en compte le béton armé enrobant l'âme. Toutefois, les poutres partiellement enrobées sont très souvent justifiées en service normal comme des poutres mixtes sans enrobage de l'âme. Dans ce cas, le béton armé situé entre les ailes est pris en compte comme charge permanente, mais négligé dans les calculs de la résistance ultime. Cette simplification sécuritaire sera utilisée ci-après.

Dans les calculs qui suivent nous appliquerons sur la résistance de l'acier de la poutrelle un facteur de sécurité partiel $\gamma_{Mo} = 1,1$. Une valeur plus favorable $\gamma_{Mo} = 1,0$ pourrait être adoptée en application de la clause **2.3.3.2** de l'EC4-DAN si les produits utilisés bénéficient de la marque NF Acier.

7,1. – Option 1 : IPEA 500 en S355 avec contre-flèche**7,11. – Phase de construction**

La poutre métallique seule étant de Classe 1, la vérification s'établit comme suit :

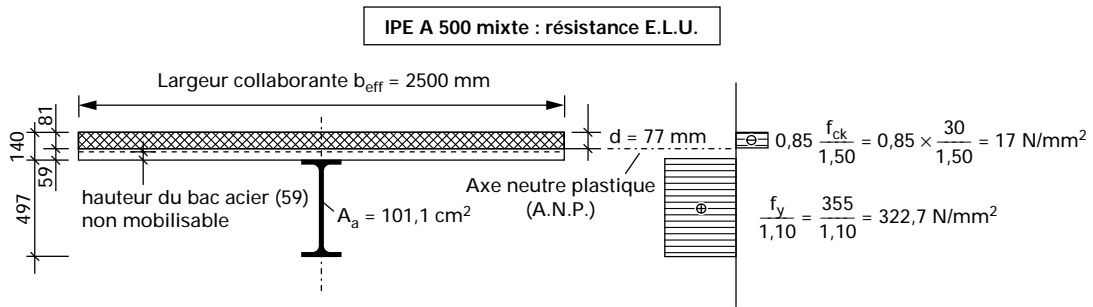
$$M_{apl,Rd} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{Mo} = 1946 \cdot 10^{-6} * 355 \cdot 10^3 / 1,1 = 628 \text{ kN} \cdot \text{m} \gg M_{Sd} = 420,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'enrobage de l'âme peut améliorer la classification, mais le profilé seul est déjà ici en Classe 1.

7,12. - Phase finale mixte

On vérifie que le moment résistant calculé sur la figure 3 est supérieur au moment pondéré :

$$M_{pl,Rd} = 1142 \text{ kN} \cdot \text{m} \gg M_{Sd} = 841,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Compression mobilisable (dalle de béton au-dessus des nervures) :
 $2500 \times 81 \times 17 = 33442500 \text{ N}$
 Traction mobilisable dans le profilé :
 $101,1 \times 100 \times 322,7 = 3262497 \text{ N}$
 L'axe neutre plastique se trouve dans le béton de la dalle au-dessus du bac,
 à une distance d telle que : $2500 \times d \times 17 = 3262497$, soit $d = 76,78 \approx 77 \text{ mm}$
 Semelle supérieure attachée/âme totalement tendue → classe 1

$$M_{Rd} = 3262497 \times \left[\frac{77}{2} + \left(\frac{497}{2} + 140 \cdot 77 \right) \right] = 1142 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 1142 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Fig. 3

7,2. - Option 2 : IPEA 600 en S235 sans contre-flèche

L'épaisseur d'aile dépassant 16 mm, la limite d'élasticité de calcul est diminuée à 225 N/mm².

7,21. - Phase de construction :

La poutre métallique seule étant de Classe 1, la vérification est établie par :

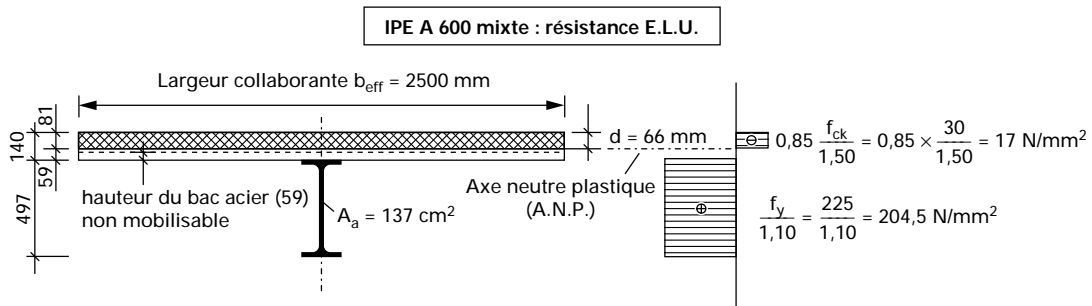
$$M_{apl,Rd} = W_{pl,y} * f_y / \gamma_{Mo} = 3141 \cdot 10^{-6} * 225 \cdot 10^3 / 1,1 = 642,5 \text{ kN} \cdot \text{m} \gg M_{Sd} = 487,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7,22. - Phase finale mixte

On vérifie que le moment résistant calculé sur la figure 4 est supérieur au moment pondéré :

$$M_{pl,Rd} = 1136 \text{ kN} \cdot \text{m} \gg M_{Sd} = 909,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MIX-CAL 1-99



10

Compression mobilisable (dalle de béton au-dessus des nervures) :

$$2500 \times 81 \times 17 = 33442500 \text{ N}$$

Traction mobilisable dans le profilé :

$$137 \times 100 \times 204,5 = 2801650 \text{ N}$$

L'axe neutre plastique se trouve dans le béton de la dalle au-dessus du bac,

à une distance d telle que : $2500 \times d \times 17 = 2801650$, soit $d = 65,92 \approx 66$ mm

Semelle supérieure attachée/âme totalement tendue → classe 1

$$M_{Rd} = 2801650 \times \left[\frac{66}{2} + \left(\frac{597}{2} + 140 \cdot 66 \right) \right] = 1136 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 1136 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Fig. 4

Les moments plastiques $M_{pl,Rd}$ calculés sur les figures 3 et 4 correspondent à l'hypothèse d'une connexion complète. Il y a dans chaque option une réserve de résistance qu'il est inutile de répercuter sur la connexion. Nous opterons donc pour une connexion partielle.

De plus, la prise en compte selon l'Annexe G du béton armé des chambres dans l'évaluation de la résistance ultime de la poutre n'apporterait ici aucun bénéfice. Ce sont en fait, les conditions de déformation en phase de construction qui sont déterminantes. Insistons sur le fait que ce n'est pas toujours le cas, surtout lorsqu'il s'agit de poutres principales ou pour des poutres continues.

7,3. - Vérifications complémentaires en service normal

La connexion sur la semelle supérieure et les armatures transversales dans la dalle sont déterminées de la même manière que pour une poutre non enrobée. Ces calculs sortent du cadre de cet exercice. Dans les deux options, en supposant les nervures du bac espacées de 200 mm, on obtient une répartition uniforme des goujons à raison de 1 pièce $\phi 19 \times 125$ dans chaque nervure. Le degré de connexion (62,5 %) satisfait tout juste à la condition 6.2 de l'Eurocode 4 qui exige $N/N_f \geq 0,25 + 0,03 \cdot L = 0,625$ pour pouvoir considérer la connexion comme ductile. Une section minimum d'armatures transversales équivalente à 0,2 % de l'aire longitudinale du béton de la dalle suffit dans les deux cas.

7,4. - Calcul des moments ultimes réduits à froid

La connexion partielle diminue la résistance ultime de la poutre mixte en flexion, et $M_{pl,Rd}$ est à remplacer par $M_{pl,Rd}^{+(red)}$. Ce moment réduit correspond à l'ordonnée du point B de la figure 5. Il est obtenu par l'équilibre des blocs de contraintes internes.

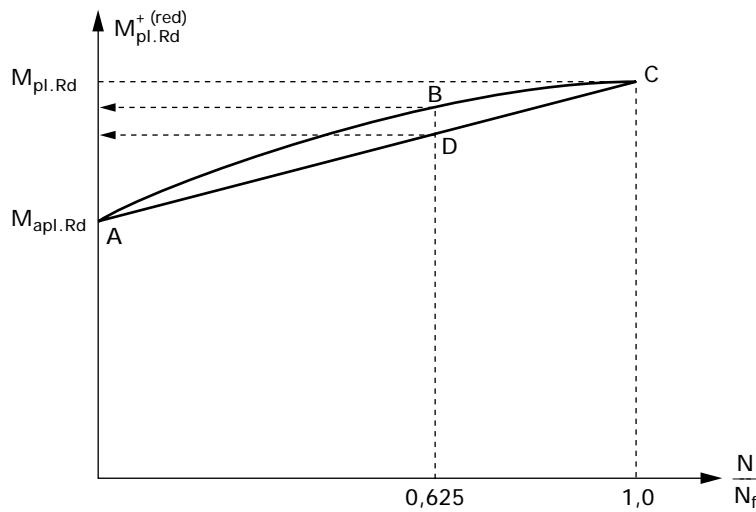


Fig. 5 – Effet de la connexion partielle

La courbe réelle A-B-C établie à partir des blocs de contraintes est toujours convexe. Dès lors il est permis à titre de simplification sécuritaire de déterminer un moment réduit par interpolation linéaire entre le moment ultime de la section métallique agissant seule $M_{apl.Rd}$ et le moment ultime $M_{pl.Rd}$ en connexion complète (point D).

Pour l'exemple, nous appliquerons les deux approches dans cet exercice.

7.41. – Méthode simple par interpolation linéaire

Option 1 : IPE A 500 en S355

$$M_{apl.Rd} = 628 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} = 1142 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taux de connexion $\cong 0.625$ dans les deux cas

$$M_{pl.Rd}^{+(red)} = 628 +$$

$$0,625 \times (1142 - 628) = \mathbf{949 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Option 2 : IPE A 600 en S235

$$M_{apl.Rd} = 642,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd} = 1136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl.Rd}^{+(red)} = 642,5 +$$

$$0,625 \times (1136 - 642,5) = \mathbf{951 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

7.42. – Méthode des blocs de contraintes

En présence de béton C30, un goujon $\phi 19$ a une résistance de calcul $Prd = 81,6$ kN. L'espacement des goujons à 200 mm donne 31 pièces sur la demi-portée de la poutre, correspondant à la longueur critique. L'effort rasant transmissible au stade ultime atteint en situation normale :

$$31 \times 81,6 = 2529,6 \text{ kN.}$$

Par référence aux figures 3 et 4, un axe neutre plastique sera obtenu dans la dalle dans les deux cas à une distance :

$$d = 2529,6 \cdot 10^3 / (2500 \times 17) = \mathbf{59,52 \text{ mm}}$$

L'effort de compression dans la dalle étant dans ce cas inférieur à l'effort de traction mobilisable dans le profilé, une partie de hauteur d' de la semelle supérieure du profilé sera également soumise à compression, de manière à rétablir l'équilibre interne (fig. 6).

MIX-CAL 1-99

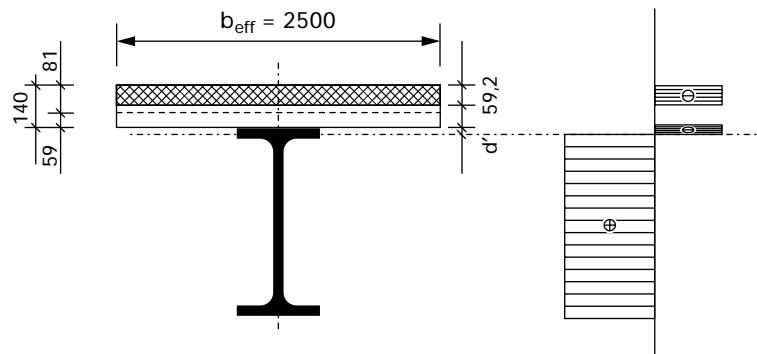


Fig. 6

Option 1 : IPE A 500 en S355

Résultante dans la dalle : 2 529 600 N

Effort mobilisable total dans le profilé (voir fig. 3) : 3 262 497 N

Demi-somme : 2 896 048 N

Compression dans le profilé : 2 896 048 – 2 529 600 = 366 448 N

et donc $d' = 366\,448 / (200 \times 322,7) = 5,68$ mm.

En négligeant les congés de raccordement âme-aile, on a alors :

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd}^{+(red)} &= 2529600 \times (140 + 5,68 - 59,52/2) + 322,7 \times 200 \times 5,68^2/2 \\
 &\quad + 322,7 \times 200 \times (14,5 - 5,68)^2/2 + 322,7 \times 468 \times 8,4 \times (468/2 + 14,5 - 5,68) \\
 &\quad + 322,7 \times 200 \times 14,5 \times (14,5/2 + 468 + 14,5 - 5,68) = 1\,057,8 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\
 &= 1\,057,8 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Option 2 : IPE A 600 en S235

Résultante dans la dalle: 2 529 600 N

Effort mobilisable total dans le profilé (voir fig. 4) : 2 801 650 N

Demi-somme : 2 665 625 N

Compression dans le profilé : 2 665 625 – 2 529 600 = 136 025 N

et donc $d' = 136\,025 / (220 \times 204,5) = 3,02$ mm

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd}^{+(red)} &= 2529600 \times (140 + 3,02 - 59,52/2) + 204,5 \times 220 \times 3,02^2/2 \\
 &\quad + 204,5 \times 220 \times (17,5 - 3,02)^2/2 + 204,5 \times 562 \times 9,8 \times (562/2 + 17,5 - 3,02) \\
 &\quad + 204,5 \times 220 \times 17,5 \times (17,5/2 + 562 + 17,5 - 3,02) = 1\,084,99 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \\
 &= 1\,085 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

8. – VÉRIFICATION DU COMPORTEMENT EN E.L.S.

Dans le cadre de cet exercice, nous calculerons les flèches, car l'hypothèse faite au départ sur l'effet de mare doit être vérifiée. Par contre, l'effet du retrait ainsi que la vérification de la fréquence propre de vibration ne seront pas analysés de manière détaillée.

8,1. – Flèches calculées sans tenir compte de l'inertie du béton armé coulé dans les chambres

Les caractéristiques d'inertie dans les deux options sont déterminées sur la figure 7. Elles sont obtenues en transformant la section mixte en section d'acier homogène. Pour ce calcul, la largeur de béton participante est divisée par le coefficient d'équivalence $n = E_a/E'_c$. Toute la hauteur mobilisable de béton au-dessus des nervures du bac est prise en compte, étant supposée non fissurée ($E_a \cdot I_1$ suivant § 4.2.3 de l'EC4-1.1).

$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$ et pour le béton C30/37 : $E_{cm} = 32 \text{ kN/mm}^2$

L'EC4-1.1 recommande $E'_c = E_{cm}$ pour le court terme (surcharges d'exploitation) et une valeur $E'_c = E_{cm}/2$ suffit dans beaucoup de cas pour prendre en compte le fluage (charges permanentes). S'il s'agit de planchers affectés au stockage, ou sur décision prudente de l'ingénieur, il conviendrait d'admettre plutôt pour le long terme $E'_c = E_{cm}/3$. Nous supposons que c'est le cas dans notre exercice.

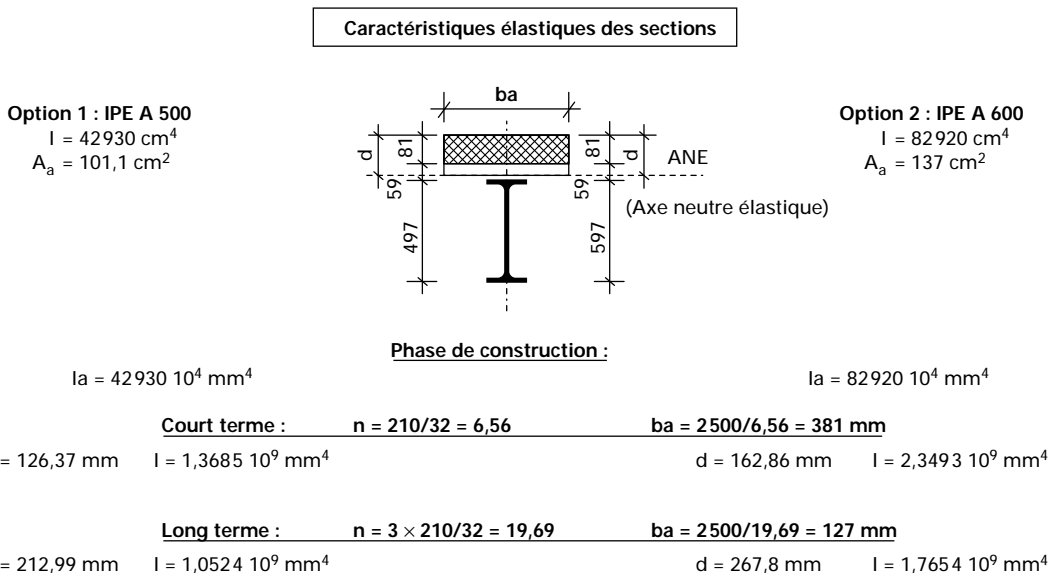


Fig. 7

Suivant le § 5.2.2 de l'EC4-1.1 l'effet de la connexion partielle ne peut être négligé dans les conditions des deux options. Les flèches mixtes doivent être augmentées suivant la formule du § 5.2.2. (6) A dans le rapport :

$$\delta/\delta_c = 1/[\delta_c/\delta_a + (N/N_f)^\alpha(1 - \delta_c/\delta_a)]$$

MIX-CAL 1-99

avec $\delta_c/\delta_a = I_{\text{acier}}/I_{\text{mixte}}$, $N/N_f = 0,625$ dans chaque option et $\alpha = 0,9$ pour $L = 12,5$ m. Cette formule permet de déterminer dans chaque cas le facteur de majoration k tel que $\delta = k \cdot \delta_c$.

Les flèches $\delta = 5 \cdot p \cdot L^4/384 \cdot E \cdot I = 1,51377 \cdot 10^9 \cdot p/l$ sont calculées ci-après (δ en mm si p est donné en kN/m et l en mm⁴).

Option 1 : IPE A 500**Option 2 : IPE A 600****1) Flèche permanente sous le poids de béton frais :**

$$p = 3,04 + 8,75 = 11,79 \text{ kN/m}$$

$$p = 4,03 + 10,31 = 14,34 \text{ kN/m}$$

$$I = 42\,930 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 82\,920 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\delta_1 = 41,6 \text{ mm}$$

$$\delta_1 = 26,2 \text{ mm}$$

2) Flèche sous surcharges permanentes (long terme) :

$$p = 6,25 \text{ kN/m}$$

$$p = 6,25 \text{ kN/m}$$

$$I = 1,0524 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I = 1,7655 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\delta_2 = 8,99 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 5,35 \text{ mm}$$

Majoration $k = 1,256$ et

Majoration $k = 1,224$ et

$$\delta_2 = 11,3 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 6,5 \text{ mm}$$

Note : Ces flèches seraient diminuées de l'ordre de 1 mm si on avait évalué l'effet du long terme avec $E_{cm}/2$ au lieu de $E_{cm}/3$. La différence est particulièrement faible lorsque les poutres ne sont pas étayées et que la proportion de surcharges permanentes est faible.

3) Flèche sous surcharges d'exploitation (court terme) :

$$p = 12,5 \text{ kN/m}$$

$$p = 12,5 \text{ kN/m}$$

$$I = 1,3684 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I = 2,349 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\delta_3 = 13,8 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = 8,05 \text{ mm}$$

Majoration $k = 1,310$ et

Majoration $k = 1,287$ et

$$\delta_3 = 18,1 \text{ mm soit } L/690$$

$$\delta_3 = 10,4 \text{ mm soit } L/1202$$

4) Effet du retrait, calculé par ailleurs :

$$\delta_4 = 11,9 \text{ mm}$$

$$\delta_4 = 9,7 \text{ mm}$$

5) Contre-flèche :

$$cf = 40 \text{ mm}$$

–

6) Flèches totales, contre-flèche déduite :

$$\delta = 42,9 \text{ mm}$$

$$\delta = 52,8 \text{ mm}$$

L/291

L/237

MIX-CAL 1-99

La flèche permanente δ_1 consécutive à la déformation de la poutrelle lors du bétonnage dans l'option 2 conduit à un effet de mare dont la surcharge de béton peut être admise comme proche de l'estimation faite en § 5.2, d'autant plus que la flèche réelle sera un peu inférieure (voir plus loin).

8,2. – Détermination de la section minimum d'armatures longitudinales dans les chambres

La clause 5.3.2.(3) de l'EC4-1.1 fixe une section minimum d'armatures longitudinales dans le béton enrobant l'âme du profilé pour satisfaire aux conditions de fissuration. Elle est obtenue par l'équation (5.1) :

$$A_s \geq k \cdot k_c \cdot f_{cte} \cdot A_{ct} / \sigma_{st}$$

Dans cette formule :

- $k = 0,8$, $k_c = 0,4$, $\sigma_{st} = f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$ pour les armatures
- $f_{cte} = 3,00 \text{ N/mm}^2$, valeur sécuritaire, la manipulation des pièces bétonnées au sol pouvant intervenir avant que le béton n'ait atteint un âge de 28 jours.
- A_{ct} est l'aire du béton dans les chambres, soit 893 cm^2 pour l'IPE A 500 et 1176 cm^2 pour l'IPE A 600.

On trouve ainsi respectivement $1,72 \text{ cm}^2$ et $2,26 \text{ cm}^2$, représentant 0,19 % de l'aire du béton des chambres. Pour deux barres (une dans chaque chambre), le diamètre minimal sera de 12 mm ($2 \text{ } \varnothing 12 = 2,26 \text{ cm}^2$).

9. – RÉSISTANCE AU FEU : MÉTHODE DE CALCUL SIMPLIFIÉE DE L'EC4-1.2

9,1.- Généralités

La présence du béton apporte à la poutre une massivité qui augmente l'inertie thermique de l'élément. Le champ des températures internes à un instant donné au cours d'un incendie est non uniforme, dans l'acier comme dans le béton, et présente des gradients importants. L'existence de zones relativement froides au cœur de la masse assure une résistance suffisante pour maintenir pendant un certain temps la stabilité de l'élément soumis au feu.

L'EC4-1.2 propose différentes méthodes pour justifier la résistance au feu d'un élément mixte :

- Utilisation de tables résultant essentiellement de conditions observées lors d'essais (§ 4.2.2 Valeurs tabulées).
- Calcul d'un moment résistant ultime par une **méthode simplifiée**, établie à partir des essais (§ 4.3.4 et Annexe E).
- Simulation numérique au moyen d'un logiciel sophistiqué.

La précision et le champ d'application augmentent en passant de la première méthode à la troisième.

Nous utiliserons d'abord la méthode simplifiée proposée dans l'Annexe E de l'EC4-1.2, puis nous appliquerons la méthode des valeurs tabulées. Les deux résultats seront comparés.

MIX-CAL 1-99

9,2. – Méthode de calcul simplifiée

Cette méthode permet de déterminer un moment résistant ultime en découpant la section droite de la poutre en différentes zones. Dans chaque zone, les propriétés mécaniques des matériaux sont affectées d'un facteur de réduction dépendant de la température moyenne de la zone après une exposition au feu ISO correspondant au temps de résistance requis. La résistance au feu est assurée si ce moment est supérieur au moment pondéré correspondant au cas accidentel d'incendie.

En toute rigueur, il convient de vérifier d'abord que la méthode est bien applicable, en fonction des limites géométriques imposées au § 4.3.4.1 pour l'épaisseur de la dalle et les dimensions de la poutrelle.

9,21. – Échauffement de la dalle

Comme dans un calcul en service normal, la hauteur du bac transversal ou d'un joint sec de prédalle doit être éliminée de la section résistante, soit **59 mm** dans notre cas. Pour la classe R90, le tableau E.1 donne de son côté une réduction d'épaisseur $h_{c,fi} = 30$ mm à appliquer à la face exposée de la dalle, correspondant à une couche de béton neutralisé.

Ces deux hauteurs ne se cumulent pas dans le cas de prédalles, de bacs avec nervures de forme rentrante, ou de bacs qui couvrent au moins 90 % de la surface de l'aile. Cependant, lorsque le profil des nervures est largement ouvert, la surface supérieure des nervures est directement en contact avec l'ambiance chaude et la pénétration thermique dans la dalle est plus importante. Si nous supposons avoir choisi un **bac de type ouvert** dans cet exercice, il conviendra d'éliminer une couche de $59 + 30 = 89$ mm en zone inférieure de la dalle (fig. 8).

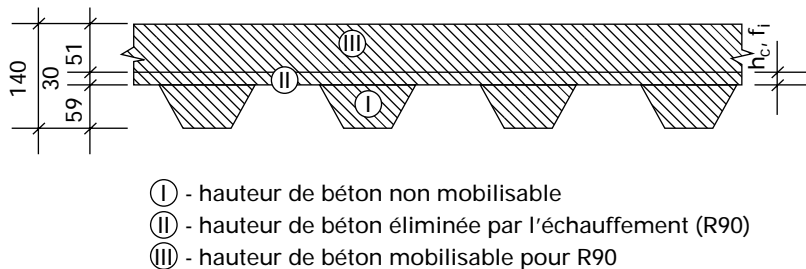


Fig. 8 – Zones de résistance dans la dalle

9,22. – Échauffement de l'aile supérieure du profilé

La forme des nervures du bac utilisé influence l'échauffement de l'aile supérieure du profilé. La méthode proposée suppose que le bord vertical de l'aile soit la seule surface exposée directement à l'ambiance chaude. On s'éloigne de cette hypothèse lorsque le profil des nervures est ouvert, et **il convient dans ce cas de prévoir au chantier la fermeture des vides des nervures au-dessus des poutres**. Cette prestation supplémentaire pénalise évidemment les bacs ouverts par rapport aux bacs à nervures de forme rentrante ou aux prédalles.

9,23. - Position des armatures dans les chambres

Les règles particulières de recouvrement sont définies sur la figure 9 dans l'éventualité d'une seule barre résistante par chambre. Pour des poutres plus sollicitées, on pourrait être amené à grouper deux ou trois barres. La distance u_1 résulte d'un compromis entre l'échauffement de la barre à minimiser et le bras de levier en flexion à garder aussi grand que possible. Les valeurs usuelles sont comprises entre 50 et 70 mm, et nous admettrons $u_1 = 60$ mm dans cet exemple.

La cote horizontale u_s est choisie de manière à placer les barres résistantes à l'abri de la chaleur. Nous admettrons dans notre exercice $u_s = 60$ mm. Suivant la figure, les limites de recouvrement des étriers sont telles qu'il sera souvent nécessaire d'ajouter une barre constructive de 8 mm dans le coin de l'étrier. Nous verrons ensuite quelle serait la conséquence économique d'un positionnement des armatures résistantes dans le coin de l'étrier, épargnant ainsi une barre constructive par chambre, mais augmentant l'échauffement des armatures.

17

Position des armatures dans les chambres
 Détail du coin inférieur droit d'une chambre

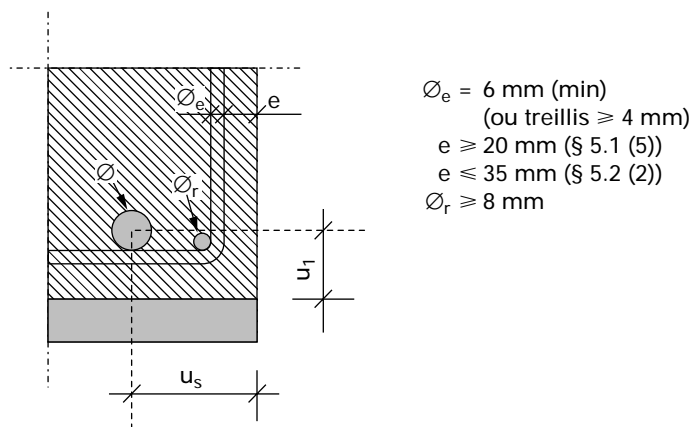


Fig. 9

Vérifions si les armatures minimales imposées par les conditions de fissuration sont suffisantes. Suivant le § 8,2 il s'agit de **2 barres de 12 mm**, correspondant à une aire de 226 mm² d'armatures en qualité S500 ($A_s = 226 \text{ mm}^2$).

9,24. - Réductions géométriques et mécaniques (voir figure 10)

On calcule successivement suivant l'Annexe E de l'EC4-1.2 pour R90 :

Option 1 : IPE A 500 en S355

Option 2 : IPE A 600 en S235

- Réduction de largeur de la semelle supérieure :

$$b_{fi} = (e_f/2) + 30 + (b - b_o)/2 = (e_f/2) + 30$$

$b_{fi} = 14,5/2 + 30 = 37,25 \text{ mm}$

$b_{fi} = 17,5/2 + 30 = 38,75 \text{ mm}$

MIX-CAL 1-99

– Largeur de semelle restante : $b' = b - 2 \cdot b_{fi}$

$$b' = 200 - 2 \times 37,25 = 125,5 \text{ mm}$$

$$b' = 220 - 2 \times 38,75 = 142,5 \text{ mm}$$

– Division de l'âme :

$$h/b_c = 497/200 = 2,485 > 2$$

$$h/b_c = 597/220 = 2,714 > 2$$

Le Tableau E.3 donne dans les deux cas :

$$a_1 = 14\,000, \quad a_2 = 75\,000 \quad \text{et} \quad h_{l,min} = 40 \text{ mm}$$

$$h_l = a_1/b_c + a_2 \cdot e_w/b_c \cdot h$$

$$h_l = 14\,000/200 + 75\,000 \times 8,4/200 \times 497$$

$$h_l = 14\,000/220 + 75\,000 \times 9,8/220 \times 597$$

$$h_l = 76,3 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

$$h_l = 69,2 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

$$h_h = 497 - 2 \times 14,5 - 76,3 = 391,7 \text{ mm}$$

$$h_h = 597 - 2 \times 17,5 - 69,2 = 492,8 \text{ mm}$$

– Réduction de la limite d'élasticité de l'acier de l'aile inférieure : Tableau E.4

$$a_0 = (0,018 \cdot e_f + 0,7)$$

$$a_0 = 0,018 \times 14,5 + 0,7 = 0,961$$

$$a_0 = 0,018 \times 17,5 + 0,7 = 1,015$$

$$k_a = [0,12 - 17/b_c + h/38 \cdot b_c] \cdot a_0$$

$$k_a = [0,12 - 17/200 + 497/38 \times 200] \times 0,961$$

$$k_a = [0,12 - 17/220 + 597/38 \times 220] \times 1,015$$

$$k_a = 0,0965$$

$$k_a = 0,1158$$

(condition $0,06 \leq k_a \leq 0,12$ vérifiée)

– Réduction de la limite d'élasticité des armatures :

Tableau E.5

$$A_m = 2 \cdot h + b_c \quad \text{et} \quad V = h \cdot b_c$$

$$A_m = 2 \times 497 + 200 = 1\,194 \text{ mm}$$

$$A_m = 2 \times 597 + 220 = 1\,414 \text{ mm}$$

$$V = 497 \times 200 = 99\,400 \text{ mm}^2$$

$$V = 597 \times 220 = 131\,340 \text{ mm}^2$$

$$u_1 = 60 \text{ mm} \quad \text{et} \quad u_{s1} = 60 \text{ mm}$$

$$u = 1/[1/u_1 + 1/u_{s1} + 1/(b_c - e_w - u_{s1})]$$

$$u = 1/[1/60 + 1/60 + 1/(200 - 8,4 - 60)]$$

$$u = 1/[1/60 + 1/60 + 1/(220 - 9,8 - 60)]$$

$$u = 24,4307 \text{ mm}$$

$$u = 25,0055 \text{ mm}$$

$$a_3 = 0,026$$

$$a_4 = -0,154$$

$$a_5 = 0,090$$

$$k_r = (u \cdot a_3 + a_4) \cdot a_5/\sqrt{A_m/V}$$

$$k_r = (24,43 \times 0,026 - 0,154) \times$$

$$k_r = (25,005 \times 0,026 - 0,154) \times$$

$$0,09/\sqrt{(1\,194/99\,400)}$$

$$0,09/\sqrt{(1\,414/131\,340)}$$

$$k_r = 0,395$$

$$k_r = 0,43035$$

9,25. - Moment résistant R90 dans les deux options

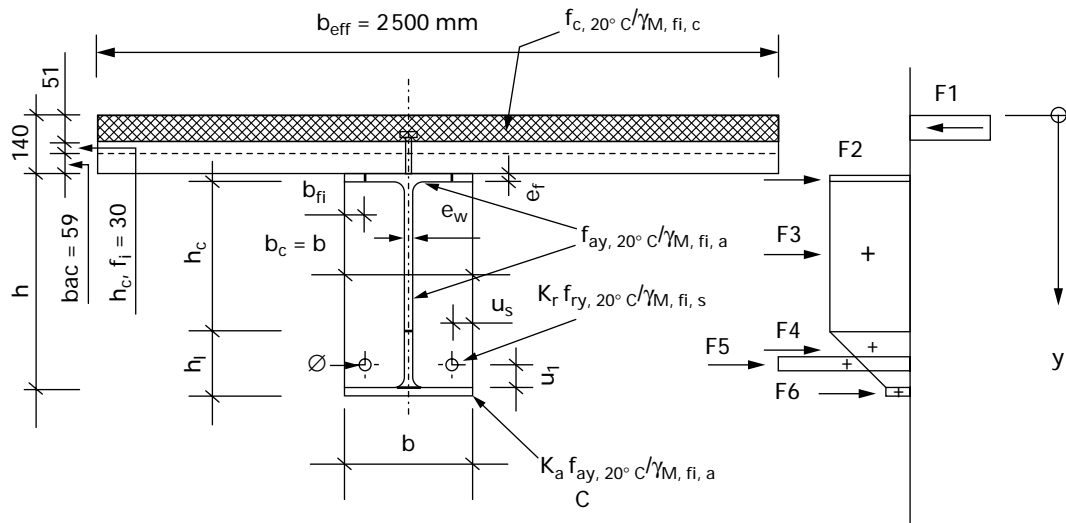


Fig. 10 - Section transversale et diagramme de contraintes

Le schéma des blocs de contraintes présenté sur la partie droite de la figure 10 donne lieu aux efforts internes résultants calculés ci-après en négligeant les congés de raccordement âme-semelle des poutrelles, et avec les facteurs partiels de sécurité :

$$\gamma_{M,fi,a} = 1,00 \quad \gamma_{M,fi,s} = 1,00 \quad \gamma_{M,fi,c} = 1,30$$

N.d.l.r. : Le Document d'Application National (DAN) de l'Eurocode 4 Partie 1-2 définit $\gamma_{M,fi,c} = 1,30$ par cohérence avec la même partie 1-2 du DAN de l'Eurocode 2 [7]. Une valeur $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$ était proposée dans le document Eurocode initial. Cette valeur de 1,0 a été utilisée pour calibrer la méthode de calcul par rapport aux essais, et est conservée dans les DAN de la majorité des pays européens.

Option 1 : IPE A 500 en S355

Option 2 : IPE A 600 en S235

- Compression maximum mobilisable dans la dalle (2 options) :

$$F1 = 2500 \times 51 \times 30 / 1,30 = 2942308 \text{ N} \quad \text{et} \quad y_1 = 25,5 \text{ mm}$$

- Traction dans la semelle supérieure : $F2 = b' \cdot e_f \cdot f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$

$$F2 = 125,5 \times 14,5 \times 355 / 1,0 = 646011 \text{ N}$$

$$F2 = 142,5 \times 17,5 \times 225 / 1,0 = 561094 \text{ N}$$

$$y_2 = 140 + 14,5 / 2 = 147,25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 140 + 17,5 / 2 = 148,75 \text{ mm}$$

- Traction dans la partie supérieure de l'âme :

$$F3 = h_h \cdot e_w \cdot f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$F3 = 391,7 \times 8,4 \times 355 / 1,0 = 1168049 \text{ N}$$

$$F3 = 492,8 \times 9,8 \times 225 / 1,0 = 1086624 \text{ N}$$

$$y_3 = 140 + 14,5 + 391,7 / 2 = 350,5 \text{ mm}$$

$$y_3 = 140 + 17,5 + 492,8 / 2 = 403,9 \text{ mm}$$

MIX-CAL 1-99

- Traction dans la partie inférieure de l'âme :

$$F4 = h_f \cdot e_w \cdot f_{ay,20^\circ C} \cdot (1 + k_a) / 2 / \gamma_{M,fi,a}$$

$$F4 = 76,3 \times 8,4 \times 355 \times$$

$$(1 + 0,0965) / 2 / 1,0 = 124\,741 \text{ N}$$

$$y_4 = 140 + 14,5 + 391,7 +$$

$$(76,3/3) \times (1 + 2 \times 0,0965) / (1 + 0,0965)$$

$$= 573,87 \text{ mm}$$

$$F4 = 69,2 \times 9,8 \times 225 \times$$

$$(1 + 0,11585) / 2 / 1,0 = 85\,132 \text{ N}$$

$$y_4 = 140 + 17,5 + 492,8 +$$

$$(69,2/3) \times (1 + 2 \times 0,11585) / (1 + 0,11585)$$

$$= 675,76 \text{ mm}$$

- Traction dans les armatures : $F5 = A_s \cdot k_r \cdot f_{ry,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,s}$

$$F5 = 226 \times 500 \times 0,395 / 1,0 = 44\,635 \text{ N}$$

$$y_5 = 140 + 497 - 14,5 - 60 = 562,5 \text{ mm}$$

$$F5 = 226 \times 500 \times 0,43035 / 1,0 = 48\,986 \text{ N}$$

$$y_5 = 140 + 597 - 17,5 - 60 = 694,5 \text{ mm}$$

- Traction résiduelle dans l'aile inférieure :

$$F6 = b \cdot e_f \cdot k_a \cdot f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$F6 = 200 \times 14,5 \times 0,0965 \times 355 / 1,0$$

$$= 99\,347 \text{ N}$$

$$y_6 = 140 + 497 - 14,5/2 = 636,25 \text{ mm}$$

$$F6 = 220 \times 17,5 \times 0,11585 \times 225 / 1,0$$

$$= 100\,355 \text{ N}$$

$$y_6 = 140 + 597 - 17,5/2 = 728,25 \text{ mm}$$

- Équilibre global :

$$\Sigma F = F2 + F3 + F4 + F5 + F6 = 2082\,783 \text{ N}$$

$$< F1$$

$$\Sigma F = F2 + F3 + F4 + F5 + F6 = 1882\,191 \text{ N}$$

$$< F1$$

Dans les deux cas, l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle à une distance d de la face supérieure de la dalle telle que $2500 \times d \times 30 / 1,30 = \Sigma F$, soit :

$$d = 36,1 \text{ mm}$$

$$d = 32,62 \text{ mm}$$

- Moments ultimes pour R90 :

$$M_{Rd,90} = 2082\,783 \times 36,1/2$$

$$+ 646\,011 \times (147,25 - 36,1)$$

$$+ 1\,168\,049 \times (350,35 - 36,1)$$

$$+ 124\,741 \times (573,87 - 36,1)$$

$$+ 44\,635 \times (562,5 - 36,1)$$

$$+ 99\,347 \times (636,25 - 36,1)$$

$$= 626,66 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 626,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$> M_{Sd,90} = 582,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,90} = 1882\,191 \times 32,62/2$$

$$+ 561\,094 \times (148,75 - 32,62)$$

$$+ 1\,086\,624 \times (403,9 - 32,62)$$

$$+ 85\,132 \times (675,76 - 32,62)$$

$$+ 48\,986 \times (694,5 - 32,62)$$

$$+ 100\,355 \times (728,25 - 32,62)$$

$$= 656,28 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 656,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$> M_{Sd,90} = 637,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

MIX-CAL 1-99

Les moments résistants pour 90 minutes calculés avec 2 barres de 12 mm dépassent dans les deux cas le moment pondéré agissant. Les armatures minimales dans les chambres suffisent donc pour assurer une classification incendie R90 sous feu ISO, en admettant la combinaison D.T.U.

9,3.- Incidence de la connexion partielle

Nous avons établi auparavant que l'effort rasant transmissible par la connexion partielle envisagée atteint 2529,6 kN.

Il convient de vérifier si le degré de connexion partielle déterminé pour la situation normale est suffisant pour transmettre l'effort rasant en situation d'incendie. Celui-ci a été calculé plus haut (ΣF) et atteint respectivement 2082,78 kN et 1882,19 kN.

Il est plus petit à chaud qu'en situation normale, alors que les goujons se trouvent dans une zone pour laquelle la limite d'élasticité de l'acier n'est pas affectée d'un facteur de réduction, compte tenu d'un échauffement modéré. On peut donc conclure que la connexion partielle envisagée sera suffisante pour la situation accidentelle d'incendie.

9,4. - Prise en compte d'une continuité de la dalle

L'**EC4-1.2** autorise une redistribution des moments dans les poutres sous certaines conditions, même lorsqu'elles ont été conçues comme simplement bi-appuyées en service normal. En fait, les normes de béton armé imposent dans la dalle une armature de continuité minimum (anti-fissuration) qui restera froide lors d'un incendie, et limitera la capacité de rotation de la poutre mixte sur ses appuis. Pour pouvoir bénéficier de cette redistribution des moments, il faut en particulier que le jeu à l'about des poutres soit inférieur à une valeur définie (10 à 15 mm suivant les cas) qui n'a rien d'exceptionnel.

Le moment ultime en flexion négative peut être calculé également par la méthode simplifiée pour les différentes classes de résistance au feu.

Dans notre exemple, comme très souvent dans le cas des solives, la section minimale anti-fissuration de deux barres de 12 mm placées en bas des chambres de la poutrelle suffit pour atteindre une résistance au feu de 90 minutes. Il n'y a alors aucun intérêt à faire appel à une redistribution des moments. C'est vrai aussi lorsque les armatures dans les chambres sont d'un diamètre raisonnable.

Par contre, dans le cas de poutres de reprise fortement sollicitées, la prise en compte d'une continuité pourra s'avérer intéressante, surtout pour les classes au feu élevées.

9,5. - Incidence de la position des armatures

Nous remarquons dans les calculs précédents que les armatures interviennent pour moins de 5 % dans le moment ultime. Plaçons les à présent dans le coin des étriers (fig. 9). Plus proches de la face extérieure de béton exposée, elles s'échauffent d'avantage, et les calculs précédents seront modifiés comme suit, en conservant les deux barres de 12 mm :

$$u_1 = 60 \text{ mm} \quad e = 35 \text{ mm (fig. 9)} \quad u_s = 35 + 6 + 12/2 = 47 \text{ mm}$$

MIX-CAL 1-99**Option 1 : IPE A 500 en S355****Option 2 : IPE A 600 en S235**

$$u = 22,29 \text{ mm}$$

$$u = 22,69 \text{ mm}$$

$$k_r = 0,3494$$

$$k_r = 0,37813$$

$$F5 = 39482 \text{ N}$$

$$F5 = 42729 \text{ N}$$

$$\Sigma F = 2077630 \text{ N}$$

$$\Sigma F = 1875934 \text{ N}$$

$$d = 36,01 \text{ mm}$$

$$d = 32,52 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,90} = 623,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,90} = 652,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Les moments résistants ont peu varié et restent supérieurs aux moments agissant sous incendie. Les barres de 12 mm seront donc placées avantageusement dans les coins des étriers, faisant ainsi l'économie des basses constructives de 8 mm prévues à cet endroit.

9,6. – Comparaison entre les combinaisons D.T.U. et Eurocode 1

La combinaison plus favorable de l'Eurocode 1 n'aurait rien apporté dans cet exemple. La section minimum d'armatures anti-fissuration pour le service normal est déjà suffisante pour atteindre la classe R90 sous la combinaison du D.T.U.

10. – MÉTHODE DES VALEURS TABULÉES

(§ 4.2 de l'EC4-1.2)

10,1. – Généralités

Il convient d'abord de vérifier les conditions d'applicabilité de la méthode, énoncées au § 4.2.2 de l'EC4-1.2.

Option 1 : IPE A 500 en S355**Option 2 : IPE A 600 en S235**

$$e_w \leq b/15 \quad \text{ou} \quad b/e_w \geq 15$$

$$200/8,4 = 23,8 \text{ vérifiée}$$

$$220/9,8 = 22,4 \text{ vérifiée}$$

$$e_f \leq 2 \cdot e_w \quad \text{ou} \quad e_f/e_w \leq 2$$

$$14,5/8,4 = 1,73 \text{ vérifiée}$$

$$17,5/9,8 = 1,78 \text{ vérifiée}$$

$$\text{épaisseur dalle } h_c = 140 \text{ mm} > 120 \text{ mm} \text{ vérifiée}$$

10,2. – Niveaux de chargement et section d’armatures

Le niveau de chargement en situation d’incendie constitue le paramètre essentiel de la méthode. La résistance ultime de référence en situation normale $M_{pl,Rd}$ est calculée suivant l’**EC4-1.1** sans tenir compte du béton armé dans les chambres. En connexion partielle, $M_{pl,Rd}$ est à remplacer par $M_{pl,Rd}^{+(red)}$ calculé au § 7,4 de deux manières différentes. Utilisons comme base les valeurs obtenues au § 7,42 à partir des blocs de contraintes.

Option 1 : IPE A 500 en S355

Option 2 : IPE A 600 en S235

$M_{Sd,90} = 582,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{Sd,90} = 637,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd}^{+(red)} = 1057,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{pl,Rd}^{+(red)} = 1085 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Niveaux de chargement :

$\eta_{fi,t} = 582,8/1057,8 = 0,551$

$\eta_{fi,t} = 637,7/1085 = 0,588$

Le Tableau 4.2 de l’**EC4-1.2** impose la position des armatures.

Largeur du profilé $b = 200 \text{ mm}$

Largeur du profilé $b = 220 \text{ mm}$

$u_1 = 100 \text{ mm}$

$u_1 = 100 - 25 \times 20/50 = 90 \text{ mm}$

$u_2 = 55 \text{ mm}$

$u_2 = 55 - 5 \times 20/50 = 53 \text{ mm}$

Dans le tableau 4.1 on interpole sur $\eta_{fi,t}$ pour déterminer le rapport entre l’aire de la section d’armatures et l’aire de la semelle du profilé.

$b = 200 \text{ mm}$

$b = 220 \text{ mm}$

$h > 2 \times 200 \text{ mm}$

$h > 1,5 \times 220 \text{ mm}$

$A_s/A_f = 0,2$ pour $\eta_{fi,t} = 0,5$

$A_s/A_f = 0,2$ pour $\eta_{fi,t} = 0,5$

$A_s/A_f = 0,4$ pour $\eta_{fi,t} = 0,7$

$A_s/A_f = 0,4$ pour $\eta_{fi,t} = 0,7$

et par interpolation

$A_s/A_f = 0,25$ pour $\eta_{fi,t} = 0,551$

$A_s/A_f = 0,29$ pour $\eta_{fi,t} = 0,558$

S355 : qualité de base du tableau

S235 et $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$,

d’où un facteur de réduction $225/355 = 0,63$

Armatures :

$A_s = 0,25 \times 200 \times 14,5 = 725 \text{ mm}^2$

$A_s = 0,29 \times 0,63 \times 220 \times 17,5 = 703 \text{ mm}^2$

soit **2φ22**

soit **2φ22**

On vérifiera rapidement que l’usage de la méthode linéaire plus rapide aurait abouti à **2φ24** dans les deux cas.

MIX-CAL 1-99**10,3. – Conclusions sur la méthode**

La quantité d'armatures décroît de manière substantielle lorsque le raffinement de la méthode, mais aussi le volume des calculs, augmentent. On passe dans notre exemple de deux barres de 24 pour la méthode des valeurs tabulées dans son application la plus simple à deux barres de 12 pour la méthode de calcul dite simplifiée.

10,4. – Comparaison entre les combinaisons D.T.U. et Eurocode 1

En utilisant cette méthode des valeurs tabulées, la combinaison de l'Eurocode 1 diminue les niveaux de chargement et par voie de conséquence, les sections d'armatures nécessaires. Pour cette combinaison, on modifiera les calculs précédents comme suit :

Option 1: IPE A 500 en S355

$$M_{Sd,90} = 474,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd}^{+(red)} = 1057,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{fi,t} = 474,4/1057,8 = 0,448$$

$$A_s/A_f = 0,2 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,5$$

$$A_s/A_f = 0,0 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,3$$

et par interpolation

$$A_s/A_f = 0,148$$

$$A_s = 0,148 \times 200 \times 14,5 = 429 \text{ mm}^2$$

soit **2φ18**

Option 2 : IPE A 600 en S235

$$M_{Sd,90} = 524,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd}^{+(red)} = 1085 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{fi,t} = 524,2/1085 = 0,483$$

$$A_s/A_f = 0,2 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,5$$

$$A_s/A_f = 0,0 \text{ pour } \eta_{fi,t} = 0,3$$

$$A_s/A_f = 0,183$$

$$\text{facteur de réduction } 225/355 = 0,63$$

$$A_s = 0,183 \times 0,63 \times 220 \times 17,5 = 703 \text{ mm}^2$$

soit **2φ18**

11. – DÉTAILS CONSTRUCTIFS

Le bétonnage au sol demande une livraison des pièces métalliques quelques jours avant leur montage. Il requiert la disponibilité d'une aire de travail accessible à un engin de manutention, aire qui est souvent aménagée sur le chantier, ou parfois dans un atelier ou un dépôt d'entreprise.

Les poutres sont disposées sur des traverses rigides et bien alignées, dont l'espacement n'est pas trop grand pour ne pas donner lieu à une déformation des profilés sous le poids de béton frais. Les paniers d'armatures préfabriqués sont déposés dans les chambres, positionnés et maintenus en place pour garantir les recouvrements de béton prévus. Le coulage du béton est effectué si possible directement du camion malaxeur dans les chambres des poutres. Celles-ci sont retournées après un à trois jours pour renouveler l'opération sur l'autre face.

11,1. – Ferrailage

Les armatures principales assurant la résistance au feu doivent être complétées par des barres constructives et par des étriers. Leur présence doit empêcher en situation d'incendie un éclatement local du béton qui provoquerait un échauffement prématuré du cœur de la poutre à cet endroit.

L'**EC4-1.2** donne quelques règles élémentaires à respecter. En particulier pour les poutres, les étriers ne peuvent être espacés de plus de 250 mm, ou bien les joues doivent être munies d'un treillis soudé, la couverture de béton n'excédant pas 35 mm.

11,2. – Connexion sur l'âme

Les blocs de béton armé dans les chambres doivent être ancrés mécaniquement à l'âme de la poutrelle, pour éviter que les contraintes thermiques ne les désolidarisent de l'acier et ne les fassent sortir des chambres. Différentes techniques sont proposées : on peut souder des goujons à tête sur l'âme, ou bien prévoir des barres traversant l'âme, ou encore souder les étriers sur l'âme du profilé.

Une section minimum est définie pour les organes de liaison, dont la disposition doit obéir à des règles d'espacement maximum.

11,3. – Traitement de surface

En principe, les surfaces en contact avec le béton ne sont pas peintes, à l'exception éventuellement d'un retour de 3 cm vers l'intérieur des ailes. Il faut noter toutefois que la présence de peinture sur l'âme et les goujons ne nuit nullement au comportement des poutres, car l'adhérence naturelle entre béton et acier n'est pas prise en compte dans les calculs. Il en est d'ailleurs de même pour les surfaces en contact avec la dalle collaborante.

12. – FLECHES RÉELLES DE LA POUTRE

Négliger le béton armé des chambres dans les calculs d'inertie conduit à une surestimation des flèches, au stade final comme en phase intermédiaire de chantier. Un supplément d'inertie n'est évidemment pas gênant pour l'exploitation du plancher. Cependant, dans les phases de construction, il importe parfois d'appréhender avec plus de précision les flèches, par exemple pour définir au mieux les contre-flèches, ou pour déterminer les jeux de réglage à prévoir lors de la pose d'éléments préfabriqués (escaliers, façades).

L'Annexe **G** à l'**EC4-1.1** propose les règles suivantes pour le calcul de l'inertie de la section :

- lorsque la dalle collabore en flexion, tout le béton des chambres du profilé est supposé fissuré. Seules les armatures résistantes dans les chambres peuvent être admises en supplément,
- en phase de construction de la dalle, le béton non fissuré situé au dessus de l'axe neutre plastique de la section à ce stade et les armatures sont ajoutés à la section métallique.

MIX-CAL 1-99

En Allemagne, où ce type de poutre est courant, on table plutôt sur une valeur moyenne entre les inerties de la section calculées en supposant successivement le béton tendu fissuré puis non fissuré. Comme dans l'Annexe G, l'axe neutre plastique est admis comme limite forfaitaire entre zones fissurée et non fissurée dans les chambres du profilé (Projet DIN 18800 Teil 5, Avril 1998, § 516).

12,1. – En phase de construction, si le béton n'est pas trop jeune :

26

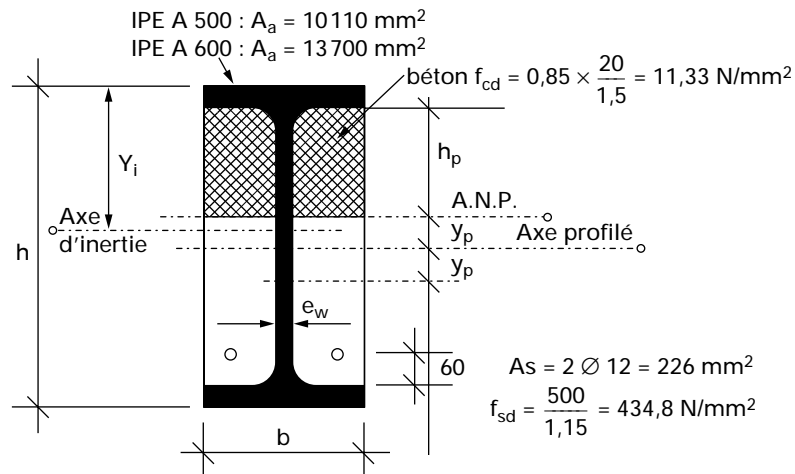


Fig. 11

Suivant le schéma de la figure 11 l'équilibre des blocs de contraintes permet de déduire la position y_p de l'axe neutre plastique (A.N.P.) de la poutrelle prébétonnée.

$$A_s \cdot f_{sd} + 2 \cdot y_p \cdot e_w \cdot f_{yd} = (b - e_w)(h/2 - e_r - y_p) \cdot f_{cd}$$

avec $f_{yd} = f_y/1,1$ et des valeurs f_y respectives de 355 et 225 N/mm². On en déduit :

Option 1 : IPE A 500 en S355

Option 2 : IPE A 600 en S235

$$y_p = 54 \text{ mm}$$

$$y_p = 89,4 \text{ mm}$$

Adoptons $E_{cm}/2 = 29/2 = 14,5 \text{ kN/mm}^2$ pour le béton des chambres C20/25 suivant le § 3.1.4.2. (4) de l'EC4-1.1.

Rapport d'équivalence : $n = E_a/E_b = 210\,000/14\,500 = 14,48$

Largeur d'acier homogénéisée correspondant au béton au-dessus de l'A.N.P. : $(b - e_w)/n$

$$(200 - 8,4)/14,48 = 13,23 \text{ mm}$$

$$(220 - 9,8)/14,48 = 14,52 \text{ mm}$$

Position de l'axe d'inertie de la section homogénéisée :

$$y_i = 224,6 \text{ mm}$$

$$y_i = 270,65 \text{ mm}$$

Inertie de la section homogénéisée :

$$I_y = 48\,470 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 93\,121 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

MIX-CAL 1-99

Les flèches au bétonnage de la dalle calculées auparavant avec l'inertie de la seule poutre métallique seront diminuées par un facteur correctif valant dans chaque option :

$$42\,930/48\,470 = 0,89$$

$$82\,920/93\,121 = 0,89$$

Cette diminution de flèche est bienvenue dans l'option 2. Dans l'option 1, il serait souhaitable de diminuer la contre-flèche en conséquence, surtout lorsqu'un bétonnage à l'horizontale en minimisant le surplus/excès de béton est recherché.

Pour information, la méthode allemande aurait conduit dans les deux cas à un facteur correctif de 0,83.

12,2. – En phase finale :

Les deux armatures principales dans les chambres peuvent être ajoutées aux calculs d'inertie de la figure 7. Avec les barres de 12 mm, le gain d'inertie oscille entre 2 % et 3 %. Il pourrait atteindre 7 à 8 % avec les barres de 24 mm déterminées suivant la voie la plus simple à partir des valeurs tabulées. Le gain de rigidité reste généralement faible pour les solives.

13. – STABILITÉ AU DÉVERSEMENT EN PHASE DE CONSTRUCTION :

INFLUENCE DU BÉTON DES CHAMBRES

Il est évident qu'une poutrelle remplie entre les ailes est bien moins sensible au déversement que la même poutrelle nue. L'Annexe G de l'EC4-1.1 (§ G.4.2 et G.4.3) propose d'analyser son comportement en appliquant la formule de l'Eurocode 3 [8] (Annexe F) avec prise en compte du béton des chambres dans les différents termes intervenant dans les formules.

Il est précisé en particulier que la rigidité torsionnelle $G \cdot I_t$ peut prendre en compte comme suit le béton des chambres :

$$G \cdot I_t = G_a \cdot I_{at} + 0,1 \cdot G_c \cdot I_{ct}$$

où $G_c = 0,3 \cdot E_{cm}$ et I_{ct} est « le moment d'inertie de torsion (Saint-Venant) du béton des chambres supposé non fissuré ».

Il reste cependant des zones d'ombre pour l'application pratique de cette méthode. Le document ne dit pas comment évaluer le moment d'inertie de gauchissement I_w , ni comment calculer I_{ct} (deux blocs de béton séparés, ou un seul bloc compact homogène?), qui sont des paramètres influents dans la formule.

Quelle que soit la formulation adoptée pour I_w et pour I_{ct} , on trouve que le moment résistant au déversement $M_{b,Rd}$ de la poutrelle nue en acier est multiplié par un facteur d'au moins 3 à 4. Dans le cadre des exercices présentés ici, les résultats obtenus avec les hypothèses les plus simplistes et sécuritaires sur ces moments d'inertie sont inférieurs aux moments pondérés en phase chantier, mais de relativement peu toutefois (17 % et 3 %).

La méthode de vérification au déversement doit encore être affinée. Il semble cependant qu'un maintien transversal au déversement des poutres prébétonnées puisse être économisé, ou en tout cas, fortement simplifié dans le cas de poutres partiellement

MIX-CAL 1-99

enrobées. Ce fait a été démontré sur des chantiers importants réalisés au cours des dernières années, lorsque des poutres plus élancées encore que dans notre cas ont été montées sans liaisons transversales, sous couvert d'un essai préalable.

14. – COMPARAISON AVEC UNE POUTRE NON REMPLIE ET PROTÉGÉE
CONTRE L'INCENDIE

28

Le béton de remplissage de la poutrelle intervient pour moins de 10% dans la sollicitation de la poutre. Compte tenu du processus de justification exposé ci-dessus, on obtiendrait la même section métallique en optant pour une protection incendie classique. On peut donc établir une comparaison directe entre le coût de l'opération de remplissage et le coût d'une protection appliquée, celle-ci pouvant être réalisée par caissonnage au moyen de panneaux isolants, par projection (flocage) ou au moyen d'une peinture intumescente.

Les quantités caractéristiques intervenant dans le chiffrage d'une poutre de 12,50 mètres de chaque option sont données ci-après. Le lecteur pourra rapidement évaluer l'intérêt du système à partir des ordres de grandeur de prix unitaires pour les protections, pour le béton et pour les armatures dans les chambres. Sauf un supplément à prévoir pour aligner des supports sur l'aire de bétonnage, et pour le retournement des poutres, les prix unitaires du béton placé et des armatures posées sont ceux des opérations courantes sur chantiers de béton armé, le travail de coffrage en moins.

	<u><i>IPE A 500</i></u>	<u><i>IPE A 600</i></u>
a) Quantité d'acier, dans tous les cas :		
Poutrelle :	992 kg	1 345 kg
	S355	S235
	+ contre-flèche	
b) Poutres partiellement enrobées :		
Béton des chambres C20/25 :	1,116 m ³	1,47 m ³
Armatures, tout compris :	75 kg	79 kg
<i>Note : l'utilisation des valeurs tabulées dans la forme la plus simple aurait conduit à doubler ces quantités d'armatures : 152 kg et 156 kg.</i>		
Goujons $\phi 10 \times 75$ min.		
ou barres traversantes :	64 p	64 p
Surfaces à peindre :	5,73 m ²	6,13 m ²
c) Protection par projection ou peinture intumescente :		
	19,26 m ²	22,41 m ²
d) Protection par panneaux, disposés en caissons :		
	14,93 m ²	17,68 m ²

15. – CONCLUSIONS

Cet exercice met en évidence quelques particularités de ce type de poutre mixte :

- il y a généralement plusieurs sections possibles, dépendant des choix constructifs sur la réalisation de la poutre et de la dalle,
- le choix de la qualité S355 et d'une contre-flèche modérée se justifie dans le cadre de cet exemple,
- la méthode de calcul par les valeurs tabulées en situation d'incendie est assez pénalisante. Le recours à la méthode de calcul dite «simplifiée» s'impose en raison des économies d'armatures qu'elle permet,
- une section d'armatures minimum dans les chambres est définie dans l'EC4-1.1 pour se prémunir contre une fissuration excessive; pour les solives de plancher, elle est souvent suffisante pour atteindre une résistance au feu de 90 minutes, à condition d'utiliser la méthode de calcul simplifiée,
- la combinaison de charges selon D.T.U. est plus pénalisante que celle définie dans l'Eurocode 1. La différence s'annule souvent dans le cadre défini à la remarque précédente.

L'enrobage partiel des poutres pour leur conférer une résistance au feu intégrée constitue une alternative intéressante à plusieurs points de vue, lorsque les profilés atteignent une taille autorisant ce type d'enrobage.

16. – RÉFÉRENCES

- [1] **ENV 1991-1** Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et DAN – Partie 1 : Bases du calcul – P06-101.
ENV 1991-2-2 Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et DAN – Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu – P06-102-2.
ENV 1991-2-6 Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures – Partie 2-6 : Actions sur les structures – Actions en cours d'exécution.
- [2] **D.T.U. feu-acier** – Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier – P92-702.
- [3] **Règles FPM 88** - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des poteaux mixtes (acier + béton) – D.T.U. P 92-704.
- [4] **ENV 1994-1-1** Eurocode 4 – Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton et DAN – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P22-391.
- [5] **ENV 1994-1-2** Eurocode 4 – Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton et DAN – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu – P22-392.

MIX-CAL 1-99

- [6] **Règles B.A.E.L. 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites – DTU – P18-702.
- [7] **ENV 1992-1-1** Eurocode 2 – Calcul des structures en béton et DAN – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P18-711.
- [8] **ENV 1993-1-1** Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. – P22-311.