

## Dalles mixtes avec tôle profilées en acier

### 1 DEFINITION :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles (appelées aussi planchers collaborants), la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

Les formes des tôles profilées en acier (section et bossage) sont réalisées de manière à réaliser une bonne liaison entre la tôle et la dalle en béton. Cette liaison est primordiale au bon fonctionnement de la dalle mixte. La dalle mixte transmet les charges dans le sens des nervures vers les solives.

Les épaisseurs de dalle mixte varient de 10 à 4 cm, leurs portées entre appuis peuvent être de 2 à 4 mètres sans étais provisoires lors du bétonnage et atteindre 7 mètres si l'on pose de étais.

Les épaisseurs de tôle varient de 0.75 à 1.5 mm. Les épaisseurs les plus courantes varient entre 0.75 et 1mm. Les hauteurs courantes de profil vont de 40 à 80 mm. Les tôles sont généralement protégées sur les deux faces contre la corrosion par une couche de zinc.

L'épaisseur hors-tout de la dalle mixte  $h$ , doit être d'au moins 80mm. L'épaisseur de béton  $h_c$  au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40 mm pour des raisons de non fragilité de la dalle et d'enrobage des armatures. Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme. L'épaisseur totale  $h$  doit être d'au moins 90 mm et  $h_c$  ne doit être inférieure à 50 mm.

La taille nominale des granulats utilisés dans le béton dépend de la plus petite dimension de l'élément de construction dans lequel le béton est coulé, et ne doit pas être supérieur à la plus petite des valeurs ci-après :

- $0,40 h_c$  ;
- $b_0/3$ , ou  $b_0$  représente la largeur moyenne des nervures (largeur minimale pour les profils à forme rentrante) afin que le granulat pénètre bien les nervures ;
- 31,5 mm (tamis C 32.5)

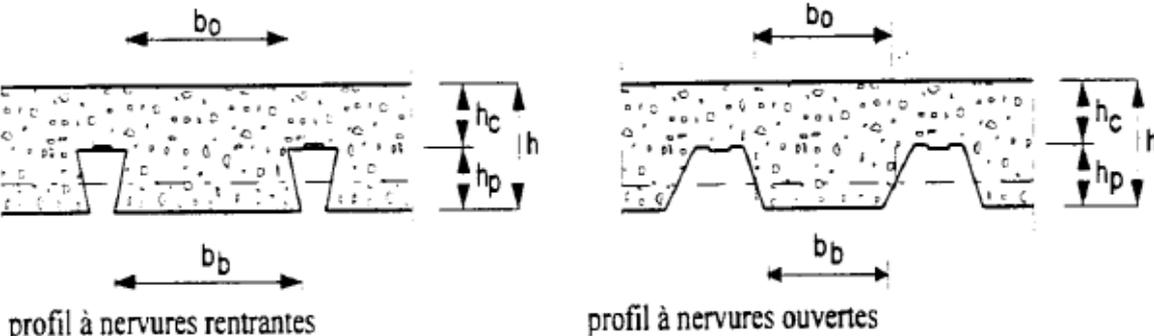


Figure 1 : Dimensions de la dalle et de tôles

## 2 COMPORTEMENT DES DALLES MIXTES :

### a) Définition et expérimentation :

Le comportement mixte est celui qui apparaît après que la dalle mixte comprenant la tôle profilée en acier, plus toutes les armatures supplémentaires et le béton durci se soient combinés en formant un élément de construction unique. La tôle profilée doit être capable de transmettre le cisaillement horizontal au niveau des surfaces de contact entre la tôle et le béton. La simple adhérence entre la tôle en acier et le béton n'est pas considérée comme offrant une efficacité suffisante pour une action collaborante.

Sous les charges extérieures, la dalle prend une déformée de flexion et des contraintes de cisaillement se développent à l'interface entre l'acier et le béton.

Si la liaison entre la dalle et la tôle profilée en acier est parfaite, c'est-à-dire que si les déformations longitudinales de la tôle et de la face du béton en contact avec la tôle sont égales, on parle de liaison complète entre le béton et la tôle,

Lorsqu'il existe un glissement longitudinal entre la tôle et le béton le long de leur interface, on aura une liaison incomplète. Le décalage entre le déplacement longitudinal de l'acier et celui du béton sera représenté par un décalage unitaire (décalage par unité de longueur) que l'on appelle glissement entre tôle et béton dans la section.

Afin de limiter les possibilités de glissement entre les deux matériaux, on doit assurer la liaison entre la tôle profilée et le béton par un ou plusieurs des moyens ci-après.

- a) Liaison mécanique par des déformations du profil (embossage ou bossage) ;
- b) Profils à formes rentrantes créant des liaisons par frottement ;
- c) Ancrage d'extrémité par des goujons soudés ou autre type de connexion locale entre le béton et la tôle d'acier ;
- d) Ancrage d'extrémité par déformation des nervures à l'extrémité de la tôle, uniquement en combinaison avec (b) de la Figure 2.

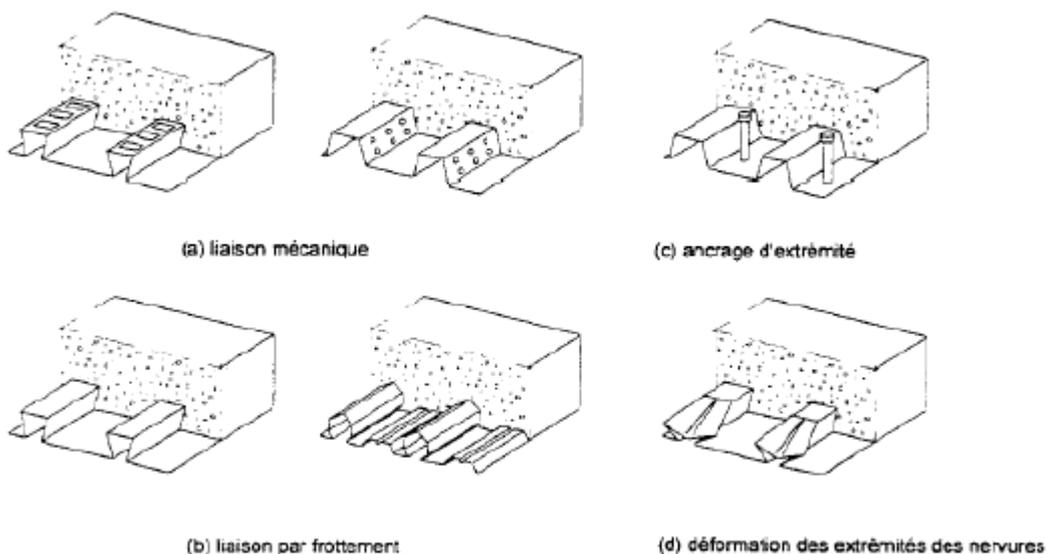


Figure 2 : Formes typiques de liaisons dans les dalles mixtes

### **3 ANALYSE DES DALLES MIXTES**

#### **3.1 ELU**

Parmi les méthodes autorisées par l'Eurocode, on retiendra l'analyse linéaire élastique avec redistribution.

Le calcul s'effectue en deux phases :

- a) analyse élastique classique en supposant le béton tendu non fissuré
- b) Prise en compte des effets de la fissuration du béton sur appuis en réduisant les moments fléchissants négatifs sur les appuis intermédiaires d'une valeur allant jusqu'à 30 %, en augmentant en conséquence les moments fléchissants positifs s'exerçant dans les travées adjacentes de manière à toujours équilibrer les charges appliquées.

Une dalle en continuité peut aussi être calculée comme une succession de travées simplement appuyées. Il convient alors de placer une armature nominale anti-fissuration sur appuis intermédiaires de section :

- 0,2 % de l'aire du béton situé au dessus des nervures de la plaque en acier pour une construction non étayée et
- 0,4 % de cette aire pour une construction étayée

L'eurocode ne spécifie pas sur quelle longueur, de part et d'autre de l'appui, ces armatures doivent être placées. Nous suggérons de prolonger ces armatures sur une longueur égale à un quart de la portée de part et d'autre de l'appui.

#### **3.2 ELS**

Analyse linéaire élastique

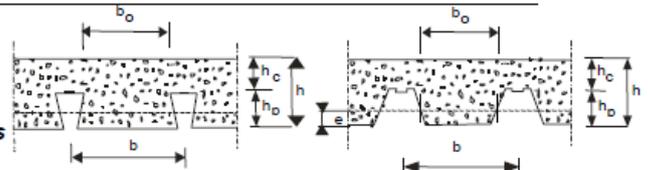
### **4 ACIERS DE TOLES PROFILEES**

Module de Young : 210 000 MPa

Contrainte de calcul ELU =  $f_{yd} = f_y / \gamma_{ap}$

Avec  $\gamma_{ap} = 1,1$  (sauf actions accidentelles:  $\gamma_{ap} = 1$ )

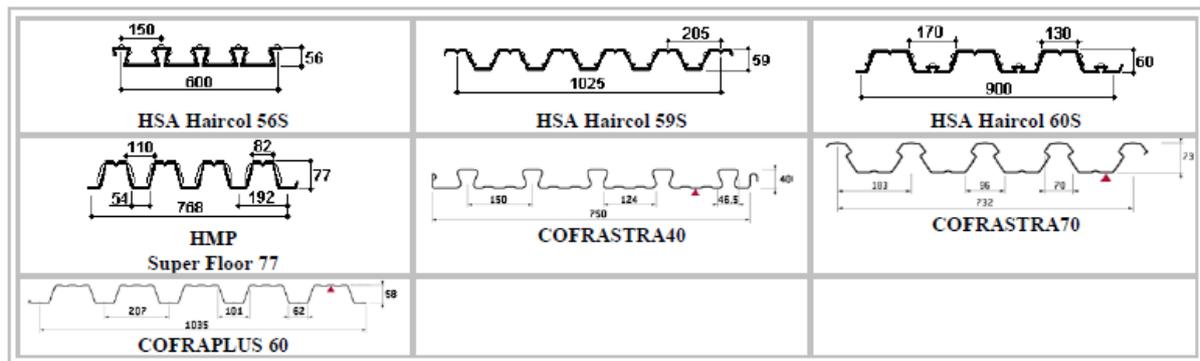
Un catalogue de tôles profilées est repris ci-après.



8.5 Mini catalogue de tôles nervurées pour dalles mixtes

Tôle	t (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	A <sub>eff</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	I <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	e (mm) CG	b <sub>0</sub> (mm)	b (mm)	m (N/mm <sup>2</sup> )	k (N/mm <sup>2</sup> )	t <sub>urd</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
SUPER-FLOOR (t=0.75)	0.75	77	1216	100.24	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
SUPER-FLOOR (t=0.88)	0.88	77	1427	118.6	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
SUPER-FLOOR (t=1.00)	1	77	1621	135.5	42.3	82	192	138.3	0.0095	0	320
HAIRCOL60S(t=0.75)	0.75	60	1026	65.4	30.1	151	300	130.8	0.0469	0	320
HAIRCOL60S(t=0.88)	0.88	60	1213	76.08	29.7	151	300	130.8	0.0459	0	320
HAIRCOL60S(t=1.00)	1	60	1387	85.91	29.4	151	300	130.8	0.0459	0	320
HAIRCOL60S(t=1.25)	1.25	60	1748	106.34	29	151	300	130.8	0.0469	0	320
HAIRCOL59S (t=0.75)	0.75	59	1039	55.15	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S (t=0.80)	0.8	59	1112	59.03	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=0.88)	0.88	59	1229	65.24	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL69S(t=1.00)	1	59	1405	74.56	32.4	89	205	0	0	0	320
HAIRCOL59S(t=1.20)	1.2	59	1698	90.1	32.4	89	206	0	0	0	320
HAIRCOL59S (t=1.25)	1.25	59	1771	93.98	32.4	89	205	0	0	0	320
COFRASTRA 40 (t=0.75)	0.75	40	1202	15.64	14.2	103.5	150	276.0	0.128		330
COFRASTRA 40 (t=0.85)	0.85	40	1359	20.77	14.2	103.5	150	276.0	0.128		330
COFRASTRA 70 (t=0.75)	0.75	73	1195	64.07	31.4	113	183	332.0	0.085	0	330
COFRASTRA 70 (t=1.00)	1	73	1622	91.32	31.4	113	183	332.0	0.085		330
COFRAPLUS60 (t=0.75)	0.75	58	1029	52.38	33.6	125.5	207	323.8	0.01286	0	330
COFRAPLUS60 (t=1.00)	1	58	1391	69.35	33.8	125.5	207	323.8	0.01286	0	330

Note : les valeurs ci-dessus sont données à titre indicatif et ne sont peut-être plus à jour.



5 CHARGE ET ACTIONS

- Les charges et autres actions à considérer pour la vérification des ELU et ELS sont données dans les Eurocodes respectifs.
- ❖ Dans la situation où la tôle joue le rôle de coffrage, les charges suivantes doivent être considérées lors de calcul, compte tenu de l'étaiyage éventuel: (phase de construction)
  - Poids propre des plaques nervurées,
  - Poids propre du béton frais,
  - Charges de montage,
  - Charge provisoire d'entreposage, si nécessaire.
  - effet de « mare » (augmentation de l'épaisseur de béton due à la flèche des tôles). Si la flèche centrale  $\delta$  des plaques sous leur poids propre ajouté à celui du béton frais, calculée à l'état de service, est inférieure à 1/10 de la hauteur hors-tout h de la dalle, l'effet de mare peut être négligé dans le

calcul des plaques en acier. Si cette limite est dépassée, il convient de prendre en compte cet effet. Il peut être admis dans le calcul que l'épaisseur ajoutée de béton sur la totalité de la travée est égale à  $0,7 \delta$ .

Les charges de montage représentent les poids des ouvriers, le poids de l'installation de bétonnage et tient également compte d'éventuels chocs ou vibrations susceptible de se produire durant la construction. Selon l'Eurocode 4, on peut admettre comme valeur représentative des charges de montage (y compris tout surplus de béton) une charge de  $1,5 \text{ KN/m}^2$  répartie sur une surface de  $3\text{m} \times 3\text{m}$  et de  $0,75 \text{ kg/m}^2$  sur le reste de surface de coffrage.

- ❖ Dans la situation où l'acier est lié au béton, les charges agissant sur la dalle mixte doivent être conformes à l'Eurocode 1: (phase mixte)
  - Poids propre de la dalle mixte (tôle, aciers d'armatures, béton),
  - Poids des revêtement de sol,
  - Autres charges permanentes (éléments non porteurs) ;
  - Réactions dues au retrait des étais, s'ils existent lors du coulage du béton ;
  - Actions de fluage, de retrait, de déplacement d'appuis ;
  - Actions climatiques (température, vent...);
  - Charges d'exploitation.

**Tableau 4.11.2 – Valeurs caractéristiques recommandées des actions dues aux charges de construction lors du coulage du béton**

Action	Surface soumise à une charge	Charge en $\text{kN/m}^2$
(a)	A l'intérieur de la surface de travail $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (ou la longueur de portée est inférieure)	10 % du poids propre du béton mais au moins 0,75 et au plus 1,5 Inclut $Q_{ca}$ et $Q_{cr}$
(b)	A l'extérieur de la surface de travail	0,75 couvrant $Q_{ca}$
(c)	Surface réelle	Poids propre du coffrage, de l'élément porteur ( $Q_{cc}$ ) et poids du béton frais pour l'épaisseur de calcul ( $Q_{cr}$ )

$Q_{ca}$  : charge due au personnel d'exécution utilisant des équipements légers de chantier,  
 $Q_{cc}$  : charge due aux coffrages et éléments porteurs.

## 6 TYPES DE RUPTURES DES DALLES MIXTES

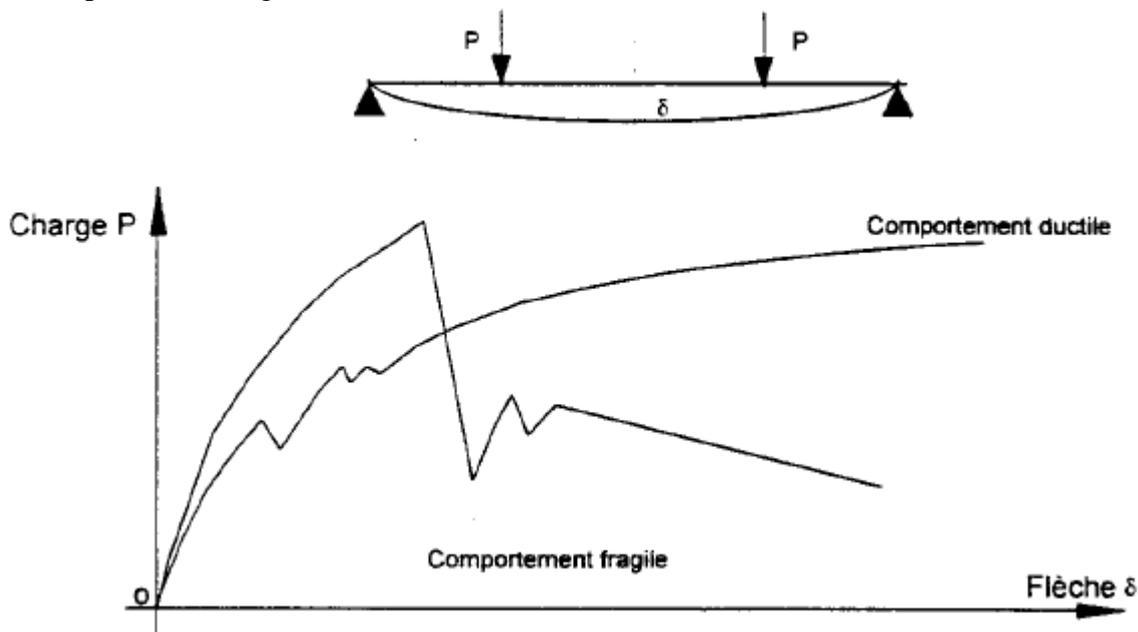
La rupture de la dalle mixte peut avoir deux modalités de ruines

- Rupture en comportement fragile : la rupture intervient de manière brusque, en général sans déformations importantes ;
- Rupture en comportement ductile : la rupture intervient de manière progressive, les

déformations étant importantes avant la ruine et les désordres dans la dalle tes que la ruine est en quelque sorte annoncée.

La rupture en comportement fragile ou ductile dépend des propriétés de la liaison entre l'acier et le béton. En général les tôles à profil ouvert ont un comportement plutôt fragile, les tôles à profil rentrant ont un comportement plutôt ductile. Cette remarque n'est pas générale. Les connecteurs ponctuels tels que les goujons, cornières... ont également une influence sur le type de rupture.

On considère que le type de comportement fragile est moins sécurisant que le type de comportement ductile. Cela ne veut pas dire que la dalle mixte à rupture fragile soit de moins bonne qualité que les autres mais seulement que l'on doit s'écarter, dans la réalité, de manière plus importante de la situation d'état limite ultime. La tendance serait de prendre des coefficients de sécurité plus importants pour le calcul des dalles à comportement fragile.



## 7 VERIFICATION DES SECTIONS :

Deux situations de calcul doivent être envisagées lorsque l'on dimensionne une dalle mixte

- Tôle profilée en acier utilisée comme coffrage
- Dalle mixte

Les vérifications des tôles profilées en acier à l'état limite ultime et à l'état limite de service seront effectuées conformément aux codes concernant les éléments minces.

La vérification de la dalle mixte correspond à la situation de la dalle fonctionnant de manière mixte après retrait de tous les étais éventuels.

A l'état limite ultime, les charges à prendre en compte sont les suivantes :

- Poids propre (tôle, aciers d'armatures, béton) ;
- Autres charges permanentes (éléments non porteurs) ;

- Réactions dues au retrait des étais, s'ils existent lors du coulage du béton ;
- Actions de fluage, de retrait, de déplacement d'appuis ;
- Actions climatiques (température, vent... ) ;
- Charges d'exploitation.

A l'état limite de service on contrôle les flèches, les glissements entre la tôle et le béton aux extrémités des portées et éventuellement l'ouverture des fissures dans le béton.

### **7.1)Vérification des Tôles profilées en aciers (Coffrage)**

**ELU** : doit être conforme à la partie 1.3 EC3

Le cas de charge relatif à la situation de chantier est l'un des plus critiques. La tôle, qui est un élément mince, doit résisté seule aux charges de chantier et au poids du béton frais.

**Le moment résistant de calcul de la tôle vaut alors:**

$$M_{Rd} = f_{yp} \frac{W_{eff}}{\gamma_{wp}}$$

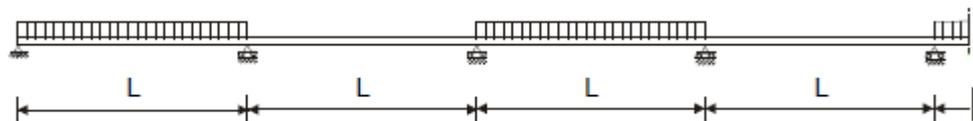
Avec  $W_{eff}$  : module de flexion efficace

**ELS :**

- les caractéristiques des profils sont déterminées sur la base de la parti 1.3 EC3
- La flèche de la tôle sur l'effet de son poids propre , le poids du bétons frais , à l'exclusion des charges de construction, ne dépasse pas (**L/180** ) ou ou 20mm.  
L : portée utile entre appuis (etais sont considérés comme des appuis dans ce cas)
- La flèche d'une tôle sous charges réparties disposées uniformément ou en damier (Figure suivante) est obtenue par la formule :

$$\delta = k \frac{5}{384} p L^4 \frac{1}{EI_{eff}}$$

où L est la portée considérée.



	Charge uniforme	Charge en damier
tôle simplement appuyée à ses extrémités	1	1
tôle à deux travées égales (3 appuis)	0.41	0.7
tôle à trois travées égales	0.52	0.760
tôle à quatre travées égales	0.49	0.743

## 7.2) Vérification de la dalle mixte aux états limites ultimes (ELU)

### 7.2.1 : Types de ruine

Il existe 3 types de ruptures voir **Figure 3**

- **Type de rupture I** : rupture par flexion en travée : elle a lieu pour les grandes portées et pour un degré de connexion élevé entre le béton et l'acier, Rupture en section I.
- **Type de rupture II** : rupture par cisaillement longitudinal : elle est déterminée par l'atteinte de la résistance limite de l'adhérence entre la dalle et l'acier. Elle a lieu en section II sur une longueur de cisaillement  $L_s$
- **Type de rupture III** : rupture par cisaillement vertical aux appuis sous effort tranchant : ce type de rupture a lieu pour les cas particuliers de planchers de faibles portée, épais et très chargés. Elle a lieu en section III.

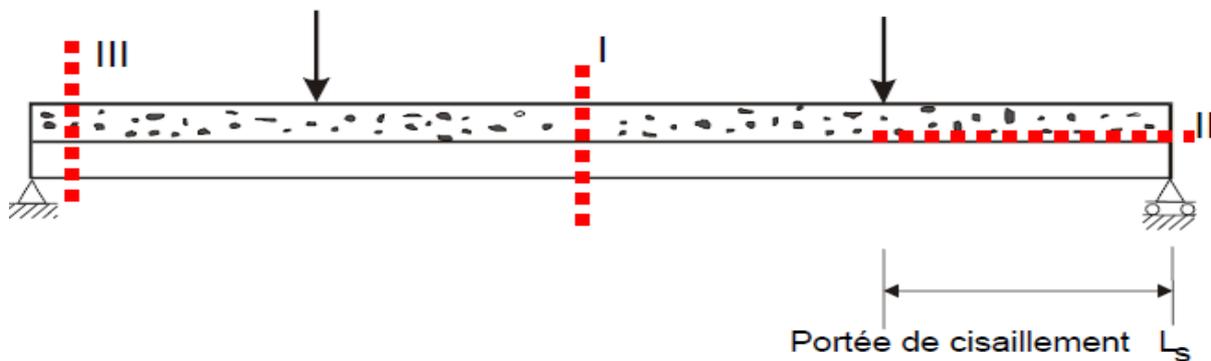


Figure 3 Sections critiques vis-à-vis des différents types de ruine

### 7.2.2 Vérification de la résistance en flexion positive de la dalle mixte (ruine de type I)

#### Cas 1 – Axe neutre plastique dans le béton

Traction dans l'acier

$$N_p = A_{eff} \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} =$$

Compression dans le béton

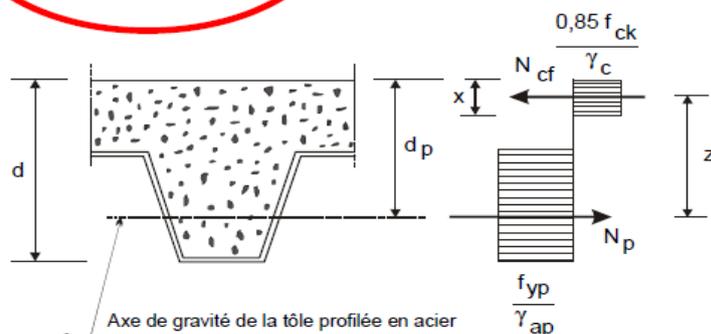
$$N_{cf} = b \cdot x \cdot \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{A_{eff} f_{yp}}{\gamma_{ap}}}{\frac{0,85 b f_{ck}}{\gamma_c}}$$

$$z = d_p - 0,5x$$

$$M_{ps.Rd} = N_p z$$

$$\Rightarrow M_{ps.Rd} = A_{eff} \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left( d_p - \frac{x}{2} \right)$$



**Note** : b=largeur de calcul de la dalle

Avec :

- X : la hauteur de béton comprimé à partir du sommet de la dalle ;
- b : la largeur de la dalle ;
- $A_{eff} = A_p$  : la section d'acier correspondant à la largeur b ;
- $D_p$  : la position de l'axe de gravité de la tôle.

### Cas 2 – Axe neutre plastique dans la nervure (rare)

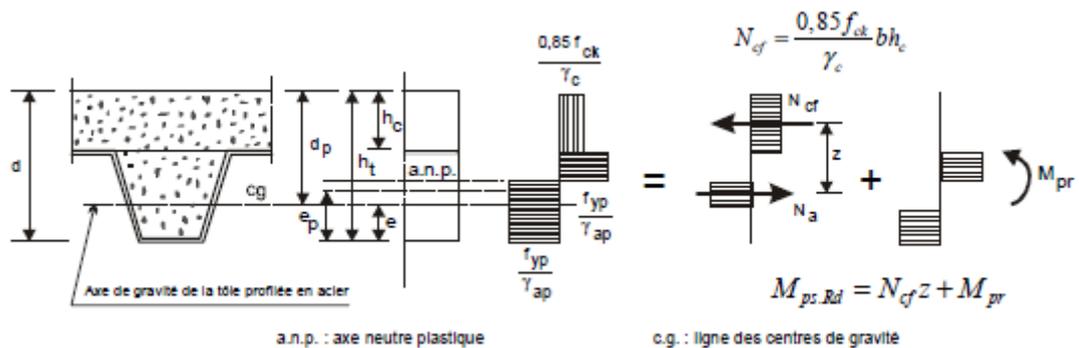
L'axe neutre se situe au niveau de la section acier, il faut tenir compte d'une partie comprimée du profil de la tôle en acier pour assurer l'équilibre de la section.

Le diagramme des contraintes peut être divisé en deux sous-diagrammes. Chaque diagramme représente une part du moment ultime  $M_{p,Rd}^+$

Le premier diagramme correspond à l'équilibrage de l'effort  $N_{cf}$ , le bras de levier  $z$  est déterminé à partir de la distribution des surfaces de tôle. Il dépend des caractéristiques géométriques du profil.

Le second diagramme correspond à un auto-équilibrage dans la tôle sur les parties non encore utilisées à leur limite élastique. Cet auto-équilibrage induit un moment  $M_{pr}$  mobilisable dans la tôle seule qui viendra en complément de  $N_{cf,z}$

Par la condition d'équilibre horizontal, l'effort horizontal dans l'acier vaut  $N_{cf}$ , l'effort dans le béton. On a  $N_{cf} < A_p \cdot f_{yp}$ , l'effort maximal de traction admissible dans la tôle. Il en résulte que la tôle est en partie comprimée, équilibrée par des efforts supplémentaires de traction. Cela correspond au second diagramme de contraintes et, si la tôle est stable vis-à-vis du voilement, cela induit le supplément de moment  $M_{pr}$  que peut reprendre la tôle.  $M_{pr}$  dépend lui aussi de la distribution géométrique de la tôle et on ne peut pas en donner une formule générale.



On commence par calculer l'effort dans le béton  $N_{cf} = hc \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$  à distribuer sur la section d'acier en régime plastique. Le moment de résistance correspondant à la ruine du béton est égal à  $M_c = N_{cf} \cdot z$ .

$$M_{pr} \text{ donné par la relation : } M_{pr} = 1,25 M_{pa} (1 - (N_{cf} / (A_p f_{yp} / \gamma_{ap})))$$

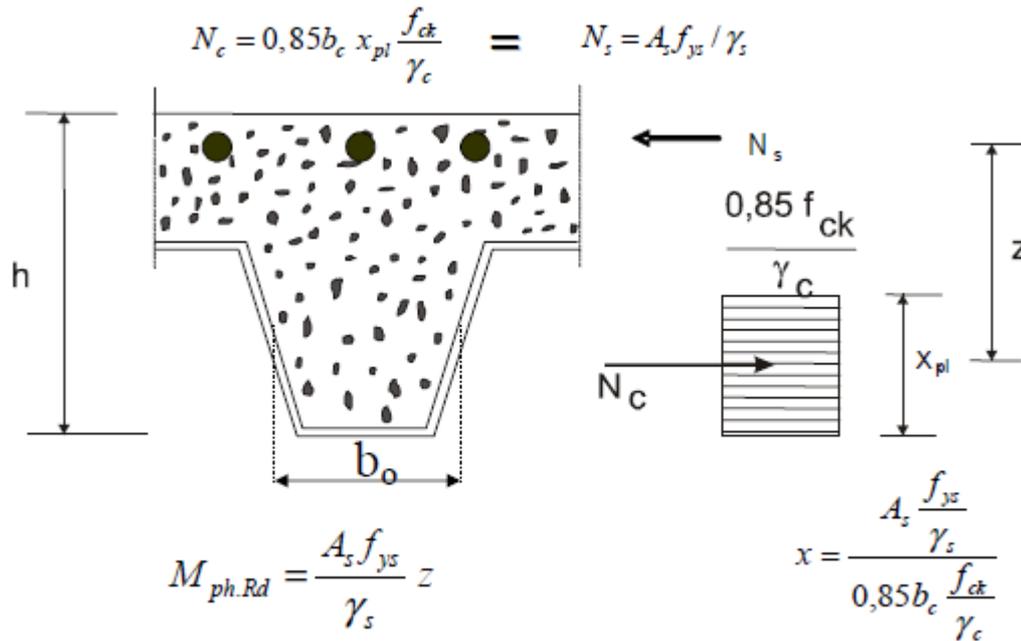
Avec  $M_{pa}$  : moment plastique de la tôle seule ;

$A_p \cdot f_{yp}$  : résistance ultime de la tôle en traction.

$Z$  est déterminé par la formule

$$(z = ht - 0,5hc - e_p + (e_p - e) (N_{cf} / (A_p f_{yp} / \gamma_{ap})))$$

### 7.2.3 Vérification de la résistance en flexion négative de la dalle mixte (ruine de type I)



Comme le béton de la partie supérieure de la dalle est en traction, il est fissuré et ne reprend aucun effort. Seules les barres d'armature reprennent la charge de traction. La résistance de calcul en flexion est atteinte lorsque les armatures sont sollicitées à leurs contraintes de calcul  $f_{sk}/\gamma_s$

L'effort repris par les barres est :

$$N_s = A_s \cdot f_{ys} / \gamma_s$$

Pour la partie inférieure du diagramme, on considère en général que la tôle n'est pas suffisamment rigide en compression (élément minces) et qu'elle ne peut reprendre d'efforts, seul le béton participe à la résistance. Il y a en général suffisamment de béton dans les nervures pour équilibrer les efforts dans les armatures.

L'effort dans le béton est :

$$N_c = b_c \cdot 0,85 f_{ck} / \gamma_c = N_s$$

Où  $b_c$  est la largeur moyenne du béton situé dans les nervures.

L'équilibre horizontal impose que  $N_s = N_c$

On détermine :  $X = (A_s \cdot f_{ys} / \gamma_s) / (b_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$  et le bras de levier entre  $N_s$  et  $N_c$

le moment résistant est alors :

$$M_{p,Rd} = A_s \cdot f_{ys} \cdot z / \gamma_s$$

Par simplification, on peut assimiler  $b_o$  à la largeur moyenne du béton compris dans les nervures.

**Note** :  $b_c = n_r \cdot b_o$  où  $n_r$  = nombre de nervures présentes sur la largeur de calcul de la dalle

### 7.2.4 Résistance de calcul au cisaillement longitudinal sans ancrage d'extrémité (ruine type II)

#### Méthode m-k

Dans cette méthode semi-empirique, il faut démontrer que l'effort tranchant de calcul maximal  $V_{Ed}$  pour une largeur de dalle  $b$  n'est pas supérieur à la résistance au cisaillement de calcul  $V_{L,Rd}$  déterminée au moyen de l'expression suivante :

$$V_{L,Rd} = b \cdot d_p \left( m \frac{A_p}{b L_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{VS}}$$

où :

$b, d_p$  sont exprimés en mm ;

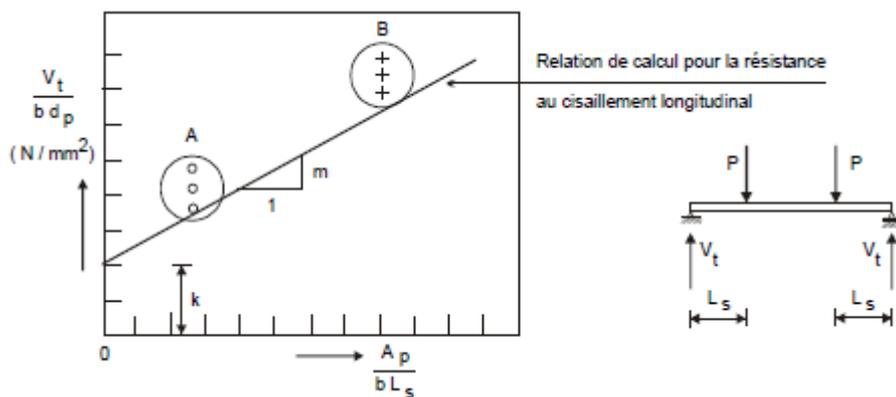
$A_p$  est l'aire de la section nominale des plaques en  $\text{mm}^2$  ;

$m, k$  sont les valeurs de calcul en  $\text{N/mm}^2$  des facteurs expérimentaux issus des essais de dalles satisfaisant les exigences fondamentales de la méthode m-k ;

$L_s$  est la portée de cisaillement en mm, définie ci-dessous ;

$\gamma_{vs}$  est le coefficient partiel pour l'état limite ultime = 1,25.

Cette formule nécessite donc la détermination des coefficients  $m$  et  $k$  par des essais standardisés dont les résultats sont reportés sur un diagramme non dimensionnel. On détermine alors la droite caractéristique à partir de la valeur minimale de chaque groupe d'essais et d'une réduction forfaitaire de 10 %.



Les valeurs  $m$  et  $k$ , dépendent donc du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la dalle, sont en principe fournies par les fabricants de tôles profilées.

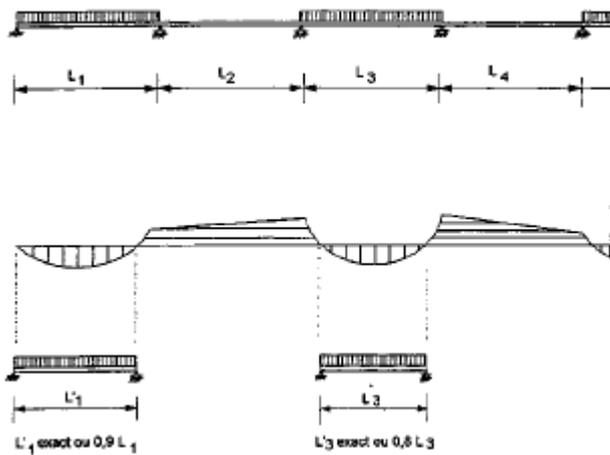
Pour les dimensionnements, il convient de prendre pour valeur de  $L_s$  :

- $L/4$  pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée ;
- la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement ;
- pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient d'effectuer une évaluation basée sur des résultats d'essais ou sur le calcul approché suivant : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal sur l'appui relatif à la travée considérée.

Lorsque la dalle mixte est calculée comme continue, il est permis d'utiliser une portée isostatique équivalente pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à :

- $0,8L$  pour les travées intermédiaires ;

- 0,9L pour les travées de rive.



### 7.2.5 Résistance de calcul au cisaillement longitudinal avec ancrage d'extrémité (ruine type II)

A moins que la contribution d'autres moyens de liaison à la résistance au cisaillement longitudinal soit démontrée par des essais, l'ancrage d'extrémité de type goujon doit être calculé avec l'effort de traction s'exerçant dans la plaque en acier à l'état limite ultime.

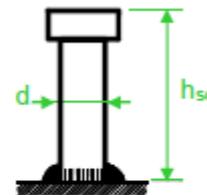
La résistance de calcul  $P_{pb,Rd}$  d'un goujon à tête, soudé à travers la tôle en acier, utilisé pour l'ancrage d'extrémité, est égale à la plus petite de ces trois valeurs :

- La résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier  $P_{RD}^{(1)}$ ,
- La résistance de calcul du goujon par ruine du béton  $P_{RD}^{(2)}$ ,
- La résistance en pression diamétrale de la tôle nervurée  $P_{RD}^{(3)}$ .

On a :

$$P_{Rd} = \min(P_{RD}^{(1)}, P_{RD}^{(2)}, P_{RD}^{(3)})$$

Calcul de  $P_{RD}^{(1)}$  et  $P_{RD}^{(2)}$  : voir plus loin au chapitre « Connexion »



$$P_{pb,Rd}^{(3)} = k_{\phi} \cdot \frac{d_{do} \cdot t \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (\text{résistance en pression diamétrale})$$

où :

$f_{yp}$  : limite élastique garantie de l'acier de la tôle

$\gamma_{ap} = 1,1$  : facteur partiel de sécurité pour l'acier de la tôle

$$k_{\phi} = 1 + \frac{a}{d_{do}} \leq 6,0$$

- $d_{do}$  : le diamètre du cordon de soudure périphérique que l'on peut prendre égal à 1,1 fois la
- diamètre du fût du goujon ;
- $a$  : la distance entre le centre du goujon et l'extrémité de la tôle, supérieure à 1.5  $d_{do}$  ;
- $t$  : l'épaisseur de la tôle

### 7.2.6 Vérification à l'effort tranchant vertical (ruine type III)

La résistance à l'effort tranchant  $V_{v,Rd}$  d'une dalle mixte **sur une largeur égale à la distance entre les axes des nervures**, doit être déterminée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.2.

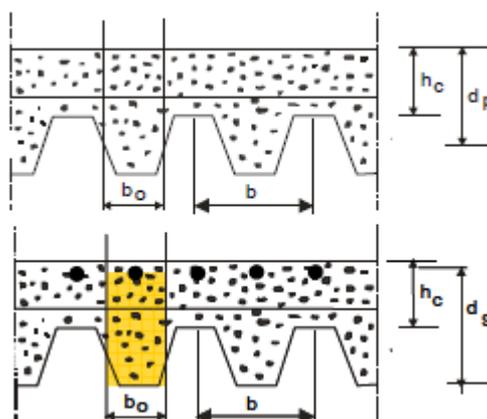
Ce type de ruine se rencontre lorsqu'on utilise des tôles profilées à système de bossage assez performant. La ruine se produit par cisaillement du béton sous effort tranchant et fissuration transversale de la même manière que pour les poutres en béton armé. La fissure se propage suivant des directions à  $45^\circ$  par rapport au plan moyen de la dalle dans la zone soumise au cisaillement.

La résistance au cisaillement vertical  $V_{v,Rd}$  d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre axes des nervures peut être déterminée au moyen de la relation suivante:

$$V_{v,Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40\rho)$$

Où  $b_0$  représente la largeur moyenne des nervures de béton (on prend la largeur minimale pour les profils de tôle rentrant) ;

- $\tau_{Rd}$  représente la résistance de base au cisaillement, à prendre égale à  $0,25f_{ctk}/\gamma_c$  ;
- $f_{ctk}$  est égal à  $0,7 f_{ctm}$  ;
- $\rho = A_p/b_0d_p < 0,02$  ;
- $A_p$  représente la section utile de la tôle en acier en traction à l'intérieur de la largeur considérée  $b_0$  ;
- $K_v = (1,6 - d_p) \geq 1$  avec  $d_p$  exprimée en m.



### 7.3) Vérification de la dalle mixte aux états limites de service(ELS)

#### 7.3.1 : Contrôle de la fissuration du béton

(1) Il convient de vérifier la largeur des fissures dans les régions de moment fléchissant négatif des dalles continues conformément à l'EN 1992-1-1, 7.3.

(2) Lorsque des dalles continues sont calculées comme simplement appuyées, il

convient que l'aire de l'armature anti-fissuration située au-dessus des nervures ne soit pas inférieure à 0,2 % de l'aire du béton situé au dessus des nervures de la plaque en acier pour une construction non étayée et à 0,4 % de cette aire pour une construction étayée.

### 7.3.2 : Flèches

(1) L'EN 1990, 3.4.3, s'applique :

L'Annexe belge de l'Eurocode 0 adopte pour valeurs admissibles des flèches :

- L/500 pour un revêtement de sol fixé rigidement ou de grande dimension,
- L/350 pour un revêtement de sol de petite dimension ou fixé de façon à ce que la déformation du support ne soit pas intégralement transmise au revêtement
- L/250 pour un revêtement souple

(2) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées sur la plaque en acier seule conformément à l'EN 1993-1-3, Section 7.

(3) Il convient de calculer les flèches provoquées par les charges appliquées sur la dalle mixte par une analyse élastique tenant compte de la fissuration et du fluage, mais négligeant les effets du retrait.

(4) Les calculs des flèches peuvent être omis si les deux conditions suivantes sont réunies :

- le rapport portée-hauteur n'excède pas les limites données dans l'EN 1992-1-1, 7.4, pour le béton soumis à des contraintes faibles,
- et la condition donnée en (6) ci-dessous, pour la non prise en compte des effets du glissement d'extrémité est satisfaite.

**Tableau 7.4N : Valeurs de base du rapport portée/hauteur utile pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression**

Système structural	K	Béton fortement sollicité $\rho = 1,5\%$	Béton faiblement sollicité $\rho = 0,5\%$
Poutre sur appuis simples, dalle sur appuis simples portant dans une ou deux directions	1,0	14	20
Travée de rive d'une poutre continue, d'une dalle continue portant dans une direction ou d'une dalle continue le long d'un grand côté et portant dans deux directions	1,3	18	26
Travée intermédiaire d'une poutre ou d'une dalle portant dans une ou deux directions	1,5	20	30
Dalle sans nervures sur poteaux, (plancher-dalle) – pour la portée la plus longue	1,2	17	24
Console	0,4	6	8

(5) Pour une travée intermédiaire d'une dalle continue où la connexion est telle que définie en 9.1.2.1(a), (b) ou (c), la flèche peut être déterminée au moyen des calculs approchés suivants:

- le moment d'inertie peut être pris égal à la moyenne des valeurs déterminées en section fissurée et section non fissurée ;
- pour le béton, une valeur moyenne du coefficient d'équivalence pour les effets à court terme et à long terme peut être utilisée.

(6) Pour les travées de rive, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le glissement d'extrémité si la charge de début de glissement observée lors des essais (définie comme la charge provoquant un glissement d'extrémité de 0,5 mm) est supérieure à 1,2 fois la charge de service de calcul.

(7) Lorsqu'il se produit un glissement d'extrémité supérieur à 0,5 mm à un niveau de charge inférieur à 1,2 fois la charge de service de calcul, il convient de mettre en oeuvre des ancrages d'extrémité. En alternative, il convient de calculer les flèches en incluant l'effet du glissement d'extrémité.

### 7.3.3 Propriétés élastiques des sections (ELS)

#### 7.3.3.1 Section fissurée

Dans une section dont la partie tendue du béton est supposée fissurée, telle celle présentée à la Figure suivante sous moment positif, le moment d'inertie  $I_{cf}$  de la section fissure (transformée en acier équivalent) s'obtient selon :

$$I_{cf} = \frac{b_s x_f^3}{3n} + A_p (d_p - x_f)^2 + I_p$$

avec:

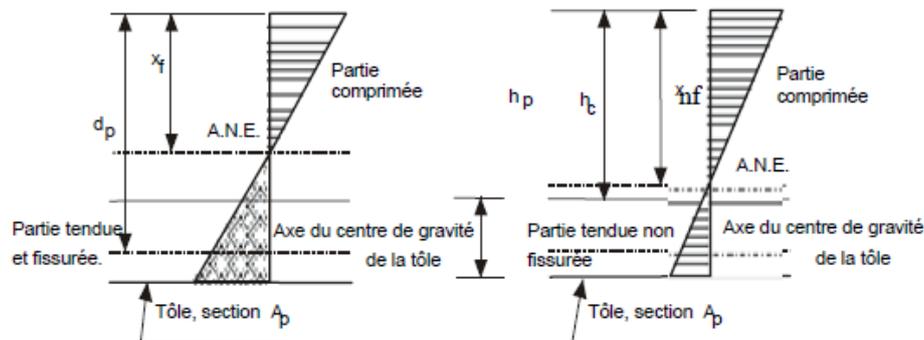
$I_p$  : inertie de la section de la tôle profilée ;

$b_s$  : largeur de calcul de la dalle (=1m)

$n$  : coefficient d'équivalence (voir plus loin) ;

$x_f$ : position du centre de gravité par rapport à la face supérieure de la dalle, **supposé inférieur à  $h_c$** , et obtenu par la formule :

$$x_f = \frac{nA_p}{b_s} \left( \sqrt{1 + \frac{2b_s d_p}{nA_p}} - 1 \right)$$



#### Calcul des inerties des sections fissurée et non fissurée (moment positif)

#### 7.3.3.2 Section non fissurée

Dans une section sous moment positif dont la partie tendue du béton est supposée non fissurée, le moment d'inertie  $I_{c,nf}$  (en acier équivalent) de la section s'obtient par:

$$I_{c,nf} = \frac{b_s h_c^3}{12n} + \frac{b_s h_c (x_{nf} - \frac{h_c}{2})^2}{n} + n_r \left( \frac{b_o h_p^3}{12n} + \frac{b_o h_p (h_t - x_{nf} - \frac{h_p}{2})^2}{n} \right) + A_p (d_p - x_{nf})^2 + I_p$$

où

$$x_{nf} = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{b_s \frac{h_c^2}{2n} + \frac{n_r \cdot b_o \cdot h_p}{n} (h_t - \frac{h_p}{2}) + A_p \cdot d_p}{A_p + b_s \frac{h_c}{n} + \frac{n_r \cdot b_o \cdot h_p}{n}}$$

est la position du centre de gravité par rapport à la face supérieure de la dalle, **supposée inférieure à  $h_c$**

$b_o$  = largeur moyenne d'une nervure

$b$  = entre axe des nervures

$n_r$  = nombre de nervures sur  $b_s$

Dans ces formules du moment d'inertie, le coefficient d'équivalence  $n$  peut être pris comme le coefficient d'équivalence ( $n = E_a/E_c$ ) moyen relativement aux effets à court terme ( $n = \frac{E_a}{E_{cm}}$ ) et

à long terme ( $n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{3E_a}{E_{cm}}$ ), soit:

$$n = \frac{2E_a}{E_{cm}}$$

## Les Poutres Mixte Acier- béton

### 1-Introduction

L'origine des poutres mixtes acier-béton provient du fait que la conception des structures simples traditionnelles métalliques ou en béton présentant chacune des inconvénients :

- Le béton n'a pas une bonne résistance caractéristique à la traction.
- Les poutres métalliques seules présentent deux inconvénients :
  - Grande flèche;
  - Danger de déversement pour les sections comprimées d'une poutre fléchie.

Les poutres mixtes peuvent être de la forme illustrée à la figure 1. Il s'agit en général d'un profilé en acier liaisonné avec une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent (cas A) ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier (cas B) ou une série de pré-dalles (cas C).

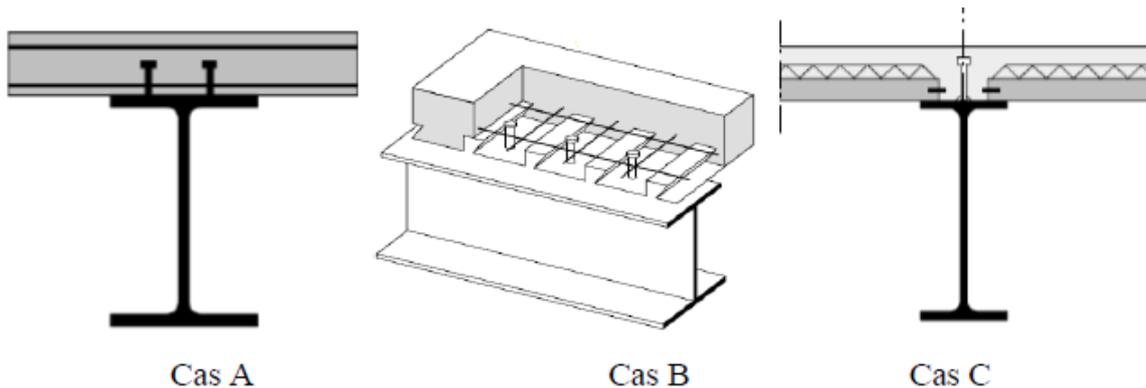


Figure 1: Exemples de poutres mixtes

### 2-Largeur participante

Dans les poutres mixtes, le transfert de l'effort de cisaillement par les connecteurs entre la dalle en béton et la poutre métallique ne s'effectue que sur une largeur  $b_{eff}$  dite la largeur participante de la dalle.

La valeur de  $b_{eff}$  dépend du rapport de l'espacement  $2b_i$ , de la portée L des poutres, du type de chargement, de la nature des liaisons (appuis) des poutres, du type de comportement (élastique ou plastique) et d'autres facteurs.

L'Eurocode-4 (version ENV 1994-1-1) propose l'expression suivante:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec } b_{ei} = \min(l_0/8, b_i)$$

$l_0$  : la portée L de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

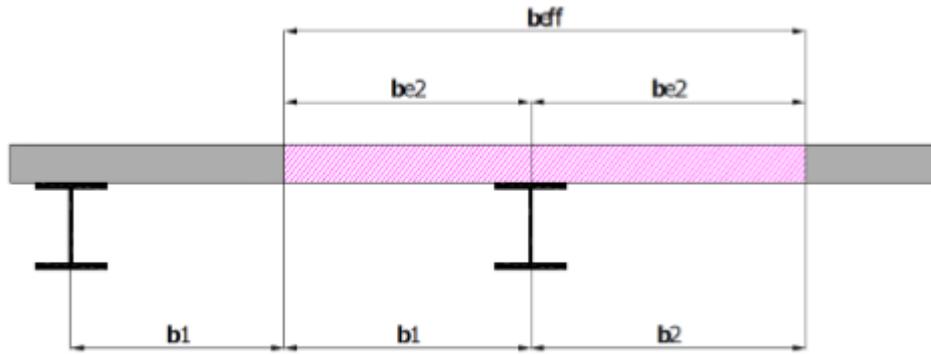


Figure 2 : Largeur participante de la dalle dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

Dans le cas d'une poutre continue,  $l_0$  peut être choisie selon les indications données à la figure 3

avec  $be_i = \min (L_0/8 , b_i )$

où  $L_0$  est fonction de la portée de la poutre

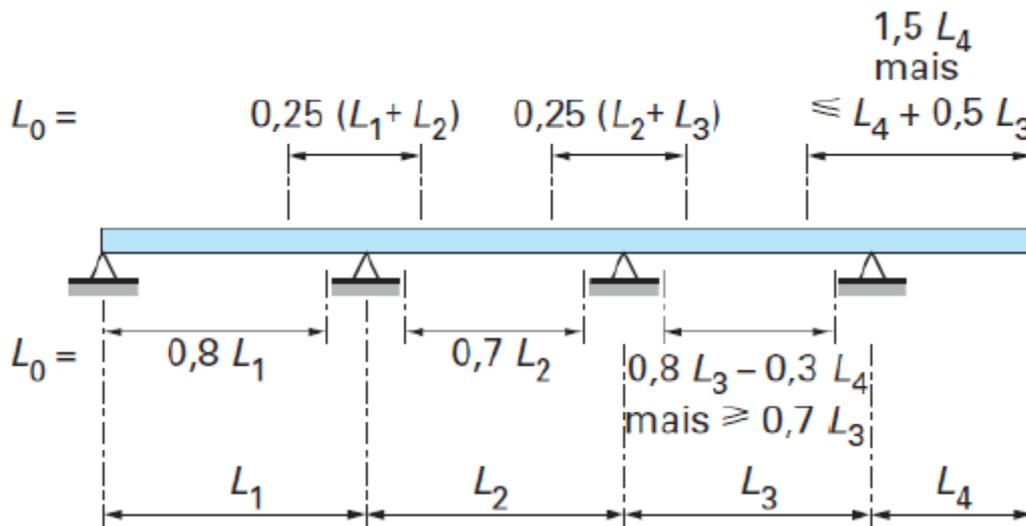


Figure 3 Valeurs de  $L_0$  pour le calcul de largeur participante

La valeur de  $b_{eff}$  est utile à la détermination de certaines propriétés élastiques de la poutre mixte tel que son moment d'inertie et sert aussi pour la vérification de la résistance des sections transversales.

### 3- Classification des sections Mixtes (Vis-a-Vis du Voilement Local)

En principe ce concept peut s'appliquer aux différents éléments structuraux mais on convient de l'appliquer essentiellement aux poutres, permettant d'évaluer la limitation des capacités de

rotation de sections poutres on distingue (comme en construction métallique ) quatre classes de section

- **Classe 1** : la poutre est capable de développer le moment de résistance plastique, noté  $M_{pl,Rd}^+$  sous flexion positive et  $M_{pl,Rd}^-$  sous flexion négative, avec une capacité de rotation suffisante pour permettre l'utilisation d'une analyse globale plastique, basée sur un mécanisme par rotules plastiques formé au sein de la structure.
- **Classe 2** : la poutre est également capable de développer le moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Classes 3 et 4** : en raison du phénomène de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées en contrainte normale ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul  $f_{y,d} = f_y / \gamma_a$  lorsque les sections de la poutre mixte sont de classe 3, ou une valeur inférieure à cette limite lorsque les sections sont de classe 4. Autrement dit, les sections de classe 4 sont celles régies par le phénomène de voilement local en comportement élastique, la résistance réduite de ces sections liée aux effets du voilement devant être déterminée en pratique à l'aide du concept de largeur efficace des parois, âme et semelle comprimée. Les poutres de classe 4 sont surtout utilisées dans les ouvrages d'art, rarement en bâtiment.

Toutefois, la présence d'un enrobage partiel de béton entre les semelles en acier a un effet favorable, permettant de :

- Relever les limites  $c/t$  de la semelle, de  $10 \varepsilon$  à  $14 \varepsilon$  en classe 2 et de  $14 \varepsilon$  à  $20 \varepsilon$  en classe 3 (où pour  $\varepsilon = \sqrt{\quad}$  traduit l'influence de la nuance de l'acier) ;
- Reclasse en classe 2, avec la même section, une âme de classe 3 enrobée d'un béton armé correctement connecté au profilé en acier.

Les Tableaux 1,2 qui suivent présentent les limites d'élançement selon l'Eurocode 3.

**Tableaux1** : Rapports largeur épaisseur maximaux pour les parois comprimées

Parois comprimées internes						
				Axe de flexion		
				Axe de flexion		
Classe	Paroi fléchie	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	lorsque $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ lorsque $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	lorsque $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ lorsque $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  s'applique lorsque la déformation dans la fibre comprimée est inférieure à la déformation dans la fibre tendue, que la contrainte de compression soit inférieure à  $f_y$  ou que la zone tendue soit partiellement plastifiée. Dans ce second cas,  $\psi$  est le rapport algébrique de la déformation dans la fibre tendue à la déformation dans la fibre comprimée.

**Tableaux 2** (Feuille 2 sur 3) : Rapports largeur-épaisseur maximaux pour les parois comprimées : Rapports largeur épaisseur maximaux pour les parois comprimées

<b>Semelles en console</b>						
		Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}$				
		Pour $k_{\sigma}$ , voir l'EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

EC4 5.5.5.2 (1) Une semelle en acier comprimée maintenue vis-à-vis du voilement par une liaison efficace sur une semelle en béton au moyen de connecteurs peut être considérée comme étant de Classe 1 si l'espacement des connecteurs est conforme aux exigences suivantes :

a) Il convient de ne pas dépasser les limites suivantes pour l'entraxe des connecteurs dans la direction de la compression :

- lorsque la dalle est en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle pleine) :

$$22 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- lorsque la dalle n'est pas en contact sur toute la longueur (cas d'une dalle à nervures disposées transversalement à la poutre) :

$$15 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

où :

$t_f$  est l'épaisseur de la semelle;

$f_y$  est la limite d'élasticité nominale de la semelle en N/mm<sup>2</sup>.

- b) En outre, il convient que la distance nette entre le bord d'une semelle comprimée et la file de connecteurs la plus proche n'excède pas

$$9 t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- c) Dans les bâtiments, il convient que l'entraxe longitudinal maximal des connecteurs, ne dépasse pas 6 fois l'épaisseur totale de la dalle, ni 800 mm.

**Tableaux 2** : Classification des semelles en acier comprimées pour les sections partiellement enrobées

<p style="text-align: center;"><math>0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0</math></p>		<p>Distribution des contraintes (compression positive)</p>
Classe	Type	Limite
1	Laminée ou soudée	$c/t \leq 9e$
2		$c/t \leq 14e$
3		$c/t \leq 20e$

## 4-Situations à considérer

### *A) Stade de montage*

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise. La résistance est alors assurée par la poutre métallique seule, qui doit également reprendre, en plus de son poids propre et de celui de la dalle, une charge temporaire de montage due à une accumulation éventuelle de béton lors du bétonnage, et à la présence d'ouvrier sur la dalle.

Précisons encore que le système statique au stade de montage peut être différent de celui du stade définitif, à cause de la présence possible d'étais. le rôle d'un étayage est double: diminuer la flèche lors du bétonnage, et, après la prise du béton et l'enlèvement des étais, reporter une partie importante du poids propre de la dalle sur la poutre mixte et non pas sur la poutre métallique seule.

Les charges et les actions à considérer sont:

- Le poids propre de la poutre métallique,
- Le poids propre de la dalle,
- Le poids propre du coffrage de la dalle,
- Une charge de montage admise en générale égale à  $1 \text{ KN/m}^2$ ,
- L'action due au vent si la structure est à l'extérieure.

### *B) Stade définitif*

Le stade définitif est surtout caractérisé par le fait que la résistance est maintenant assuré par la poutre mixte. C'est au stade définitif que la poutre mixte doit reprendre, outre les charges dues aux éventuels étais, les charges dues aux finitions (isolation, chape, etc.) ainsi que les charges utiles pour lesquelles elle a été conçue.

Les charges et les actions à considérer sont:

- Le poids propre du profilé,
- Le poids propre de la dalle,
- Les réactions des étais éventuels,
- Le poids des finitions,
- La charge utile,
- L'action due au vent et la charge de la neige.

## 5- Vérifications à l'état limite ultime

### 5.1 Types de vérification

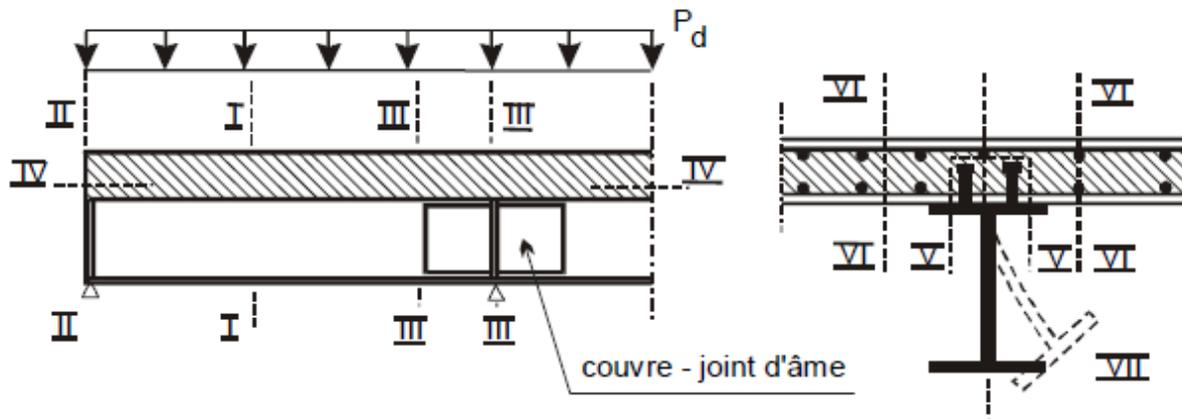


Figure 4 : Vérification aux ELU

Les vérifications aux E.L.U. portent sur :

- I : M
- II : V
- III : interaction M-V
- IV : connexion
- V et VI : cisaillement béton
- VII : déversement

### 5.2 Moment résistant de calcul des sections de classe 1 et 2 (type I)

#### 5.2.1 Moment positif de résistance plastique

On calcule d'abord:

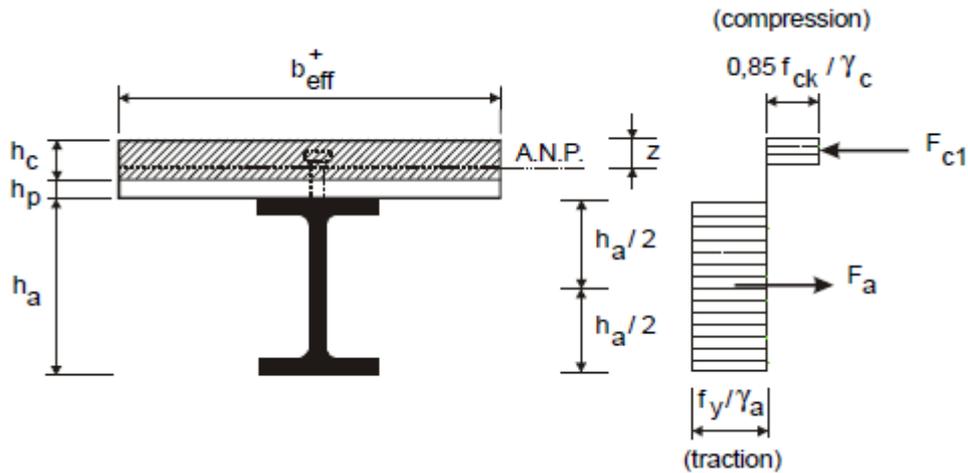
$F_c > F_a \rightarrow$  Axe neutre plastique dans dalle

$F_c < F_a \rightarrow$  ANP dans poutre

$F_a - F_c \leq 2 b_f t_f f_y / \gamma_a \rightarrow$  ANP (axe neutre plastique) dans semelle

$F_a - F_c > 2 b_f t_f f_y / \gamma_a \rightarrow$  ANP dans âme

**5.2.1.1 Axe neutre plastique situé dans la dalle de béton**



**Figure5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive)**

La cote  $z$  de l'axe neutre plastique (A.N.P.) est donnée par :

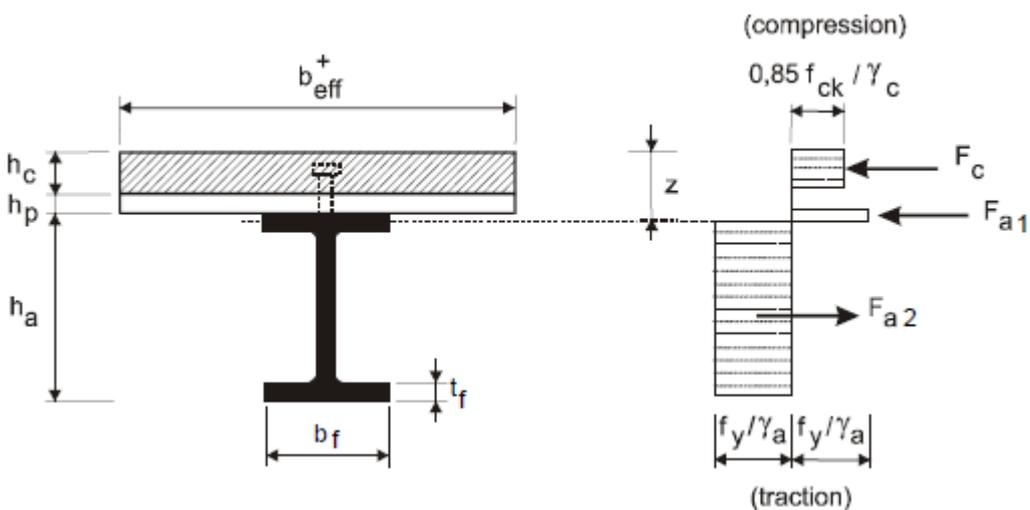
$$z = F_a / ( b_{\text{eff}}^+ \cdot 0,85 f_{ck} / \gamma_c ) \leq h_c$$

et le moment résistant de calcul :

$$M^+_{pl,Rd} = F_a ( 0,5 h_a + h_c + h_p - 0,5 z )$$

**5.2.1.2 Axe neutre plastique situé dans la semelle de la poutre en acier**

Ce cas se présente si :  $F_c < F_a$  et  $F_a - F_c \leq 2 b_f t_f f_y / \gamma_a$



**Figure6 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la semelle (flexion positive)**

On a :

$$z = \frac{F_a - F_c}{2 \cdot b_f \cdot f_y} \cdot \gamma_a + h_c + h_p$$

et le moment résistant de calcul :

$$M_{pl.Rd}^+ = F_a(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5(F_a - F_c)(z + h_p)$$

### 5.2.1.3 Axe neutre plastique situé dans l'âme de la poutre en acier

Ce cas se présente si:  $F_c < F_a$  et  $F_a - F_c > 2 b_f t_f f_y / \gamma_a$

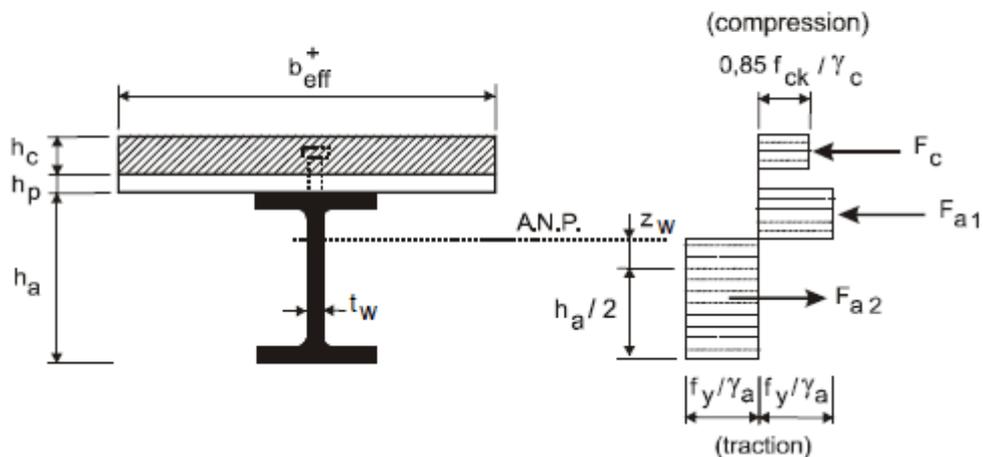


Figure7 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive)

On a :

$$z_w = F_c / (2 t_w f_y / \gamma_a)$$

et le moment résistant de calcul s'écrit :

$$M_{pl.Rd}^+ = M_{apl.Rd} + F_c(0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5F_c z_w$$

Où  $M_{apl.Rd}$  est le moment de résistance plastique du profilé seul.

### 5.2.2 Moment négatif de résistance plastique

$$F_s = A_s f_{sk} / \gamma_s$$

$$F_a = A_a f_y / \gamma_a$$

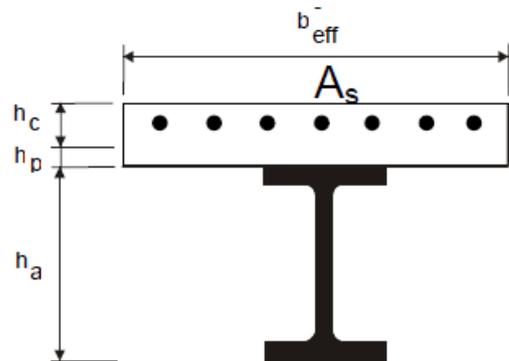
$F_s > F_a \rightarrow$  cas irréaliste

$F_s < F_a \rightarrow$  ANP dans poutre

$F_a - F_s \leq 2 b_f t_f f_y / \gamma_a \rightarrow$  ANP dans semelle

$F_a - F_s > 2 b_f t_f f_y / \gamma_a \rightarrow$  ANP dans âme

$A_s$  est l'aire totale des armatures comprises dans la largeur  $b_{eff}^-$ ;



#### Cas 1 - Axe neutre de flexion plastique situé dans la semelle de la poutre en acier

Ce cas se présente lorsque, simultanément :

$$F_a > F_s \text{ et } F_a - F_s \leq 2 b_f t_f f_y / \gamma_a$$

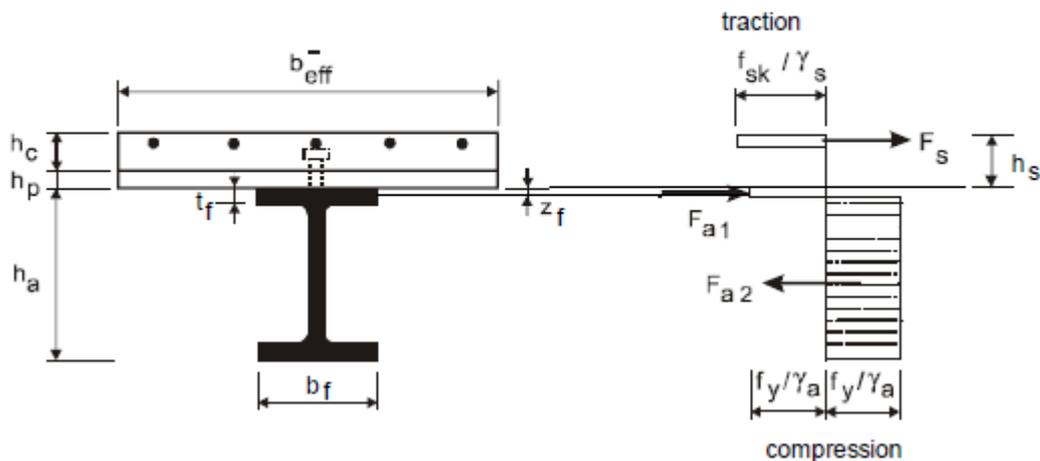


Figure8 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la semelle (flexion négative)

On a :

$$z_f = \frac{F_a - F_s}{2 \cdot b_f \cdot f_y} \cdot \gamma_a$$

et le moment résistant de calcul s'écrit :

$$M_{pl,Rd}^- = F_a (0,5h_a + h_s) - (F_a - F_s) (0,5z_f + h_s) .$$

**Cas 2 - Axe neutre de flexion plastique situé dans l'âme de la poutre en acier**

Ce cas se présente lorsque, simultanément :

$$F_a > F_s \text{ et } F_a - F_s > 2b_f t_f f_y / \gamma_a.$$

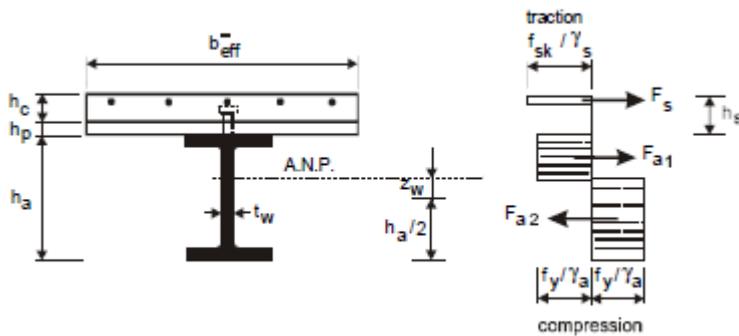
On a :

$$z_w = \frac{\gamma_a \cdot F_s}{2t_w f_y},$$

et le moment résistant de calcul vaut :

$$M_{pl,Rd}^- = M_{apl,Rd}^- + F_s(0,5h_a + h_s) - 0,5F_s z_w,$$

où  $M_{apl,Rd}^-$  est le moment plastique résistant de la section métallique seule.



**Figure9 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion négative)**

La hauteur de l'âme ayant été notée  $d$  (et étant relative à la seule partie d'épaisseur  $t_w$  dans le cas d'un profilé laminé), la hauteur d'âme qu'il convient de considérer comprimée vis à vis du voilement local est égale à :

$$\alpha = 0,5 + \frac{z_w}{d} \text{ mais } \alpha \leq 1,$$

$z_w$  étant donné plus haut.

Les formules de moment plastique résistant données pour le cas 1 et 2 ne sont valables que si la condition d'élancement d'âme  $d/t_w$  garantissant au moins la Classe 2 (Tableau 2) est satisfaite. Si l'âme est de Classe 3 et la semelle comprimée de Classe 1 ou 2, il est possible de déterminer une âme effective. Le principe de calcul reste le même que pour les cas 1 et 2 précédents, mais les expressions du moment résistant sont plus complexes, ils ne seront pas vus ici.

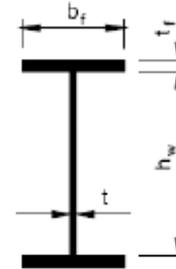
### 5.3 Effort tranchant résistant de calcul

#### 5.3.1 Vérification du danger de voilement

Conditions de non-voilement par cisaillement :

- Âmes non raidies et non enrobées  
 $h_w/t < 72\varepsilon$
- Âmes non raidies et enrobées  
 $h_w/t < 124\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$



Si pas de danger de voilement par cisaillement

- Cisaillement repris par âme acier
- $V_{sd} < V_{plRd}$  (Cfr. EC3)

$$V_{plRd} = A_w \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_a)$$

$$A_w = A_a - 2 b_f t_f + (t_w + 2 r) t_f \text{ (Profil laminé)}$$

$$A_w = \text{aire de l'âme} = h_w \cdot t \text{ (Profil I ou H reconstitué soudé)}$$

Si danger de voilement par cisaillement

- Cisaillement réduit repris par âme acier (Cfr. EC3)

#### 5.3.2 Interaction Flexion-Effort tranchant (Si $V_{Ed} > 0.5 V_{Rd}$ )

Si  $V_{Ed} < 0.5 V_{Rd}$ , il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant. Les deux vérifications se font de manière indépendante.

Si  $V_{Ed} > 0.5 V_{Rd}$  et que les sections sont de Classe 1 ou 2, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance à la flexion peut être prise en compte au moyen d'une résistance de calcul réduite de l'acier  $(1 - \rho) f_{yd}$  dans l'aire de cisaillement (voir la figure suivante),

où  $\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_a \text{ et}$$

$V_{Rd}$  est la résistance à l'effort tranchant

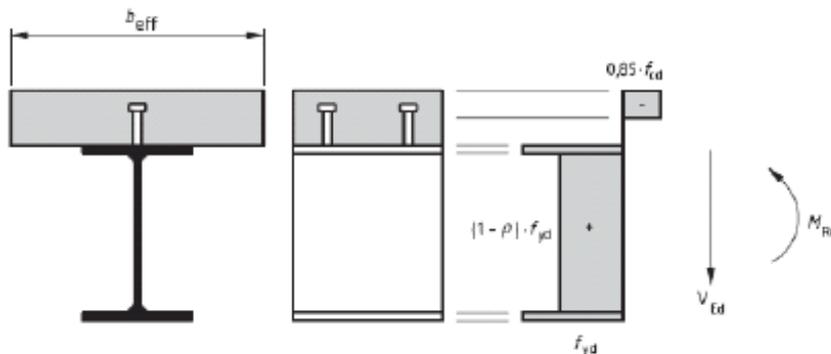
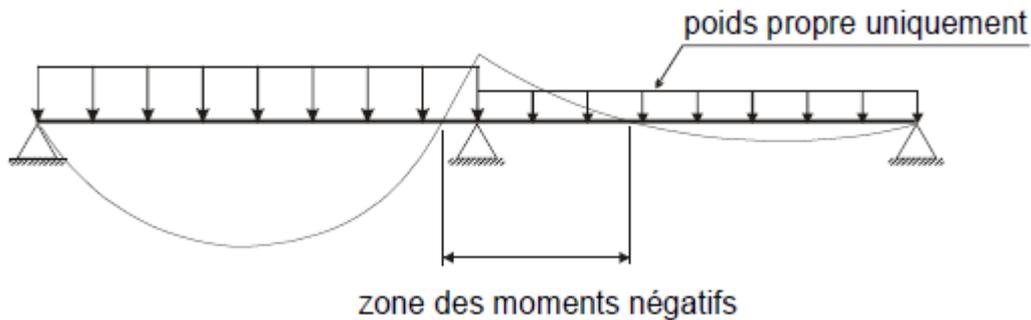


Figure10 : Distribution plastique des contraintes modifiée par l'effet de l'effort tranchant

### 5.3.3 Déversement

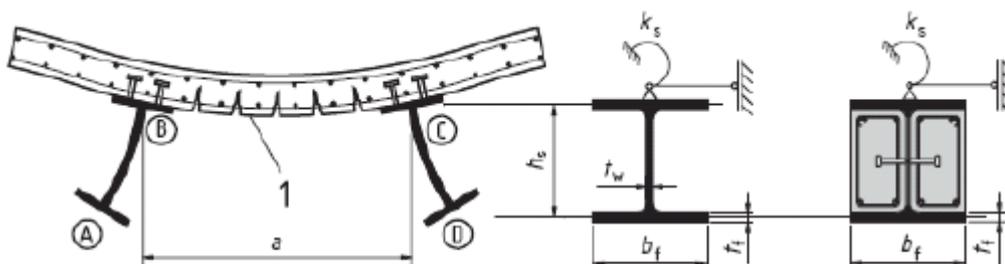
Zone de moments positifs : semelle comprimée soutenue par la dalle → pas de déversement  
 Zone moments négatifs : semelle comprimée = semelle inférieure → danger de déversement



**Figure11 : Déversement des poutres mixtes**

Une poutre continue (ou, dans une ossature, une poutre qui est mixte sur toute sa longueur) comportant des sections de Classes 1, 2 ou 3 peut être conçue sans maintien latéral supplémentaire lorsque les conditions suivantes sont satisfaites:

- Les longueurs de travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 20 % de la portée la plus courte. Lorsqu'il existe un porte-à-faux, sa longueur ne dépasse pas 15 % de la portée adjacente.
- Le chargement appliqué sur chaque travée est uniformément réparti et la charge permanente de calcul est supérieure à 40 % de la charge totale de calcul.
- La semelle supérieure de l'élément en acier est connectée à une dalle, mixte ou en béton armé.
- La même dalle est également connectée à un autre élément porteur sensiblement parallèle à la poutre mixte considérée, de sorte à former un cadre en U inversé comme illustré par la Figure suivante.



**Légende**

1 Fissures

**Figure12:** cadre en U inversé ABCD résistant au déversement

- Lorsque la dalle est mixte, elle porte entre les deux éléments formant l'ossature en U inversé considérée.

- f) Au niveau de chaque appui de l'élément en acier, la semelle inférieure de celui-ci est maintenue latéralement et son âme est raidie. Partout ailleurs, l'âme peut être non raidie.
- g) Lorsque l'élément en acier est un profil IPE ou HE qui n'est pas partiellement enrobé, sa hauteur  $h$  ne dépasse pas la limite donnée dans le Tableau 3.
- h) Lorsque l'élément en acier est partiellement enrobé de béton, sa hauteur  $h$  ne dépasse pas la limite donnée dans le Tableau de plus de 200 mm pour les nuances d'acier jusqu'à S355 et de plus de 150 mm pour les nuances S420 et S460.

Élément en acier	Nuance nominale de l'acier			
	S 235	S 275	S 355	S 420 et S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

Tableaux3 : Hauteur maximale  $h$ (mm) d'un élément en acier non enrobé

## 6 Resistance des connecteurs et calcul de la connexion

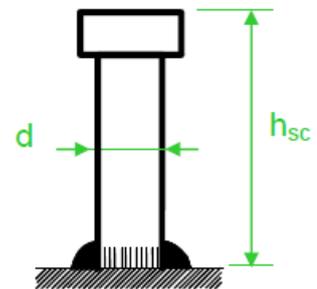
La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier- béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle. En bâtiment, la vérification des connexions s'effectue exclusivement aux états limites ultimes (ELU),

### 6.1 Aciers des connecteurs

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique ( $f_y$ ) et contrainte de rupture ( $f_u$ ) sont reprises au tableau ci-dessous.

Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur :  $\gamma_v = 1,25$  (sauf actions accidentelles:  $\gamma_v = 1$ )

Dénomination du goujon à tête	$h_{sc}$ (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-150	150	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-175	175	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-75	75	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-90	90	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-100	100	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-125	125	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-150	150	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-175	175	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-200	200	22	34.9	10	350	450
TRW Nelson KB 7/8"-250	250	22	34.9	10	350	450



## 6.2 Résistance de calcul des goujons à tête

La résistance de calcul  $P_{Rd}$  d'un goujon à tête est égale à la plus petite de ces deux valeurs :

- la résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier ;  $P_{Rd}^{(1)}$
- la résistance de calcul du goujon par écrasement du béton contre le goujon, :  $P_{Rd}^{(2)}$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

On a :

### a) Résistance de calcul des goujons à tête soudés

#### ➤ Goujons en présence d'une dalle pleine

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique (cf. EN 14555) et présentant en pied un bourrelet de soudure normal (c'est-à-dire avec une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon), est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes

$$P_{Rd} = \min\left(0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4}\right); 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}\right)$$

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1\right), \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4,$$

$$\alpha = 1, \text{ si } \frac{h}{d} > 4.$$

➤ **Goujons en présence d'une dalle mixte**

**Cas 1** dalles avec nervures de tôle profilée en acier parallèle à la poutre

Dans ce cas de figure on multiplie la valeur de  $P_{Rd}$  par le coefficient  $k_1$  donné par la formule suivante

$$k = k_1 = 0,60 \cdot \frac{b_o}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \text{ si les nervures sont parallèles à l'effort de cisaillement}$$

Où :

- $b_o$  : est la largeur moyenne des nervures.
- $h_{sc}$  : la hauteur hors-tout du goujon, mais devrait satisfaire la condition  $h_{sc} \leq h_p + 75\text{mm}$
- $h_p$  : la hauteur hors-tout de la tôle profilée en acier, hors bossages.

**Cas 2** dalles avec nervures transversales à la poutre porteuse

On prend la même résistance calculé auparavant  $P_{Rd}$  qu'on multiplie par le coefficient  $k$ , dont la valeur est la suivante

$$k = k_t = \frac{0,70}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \text{ si les nervures sont perpendiculaires à l'effort de cisaillement}$$

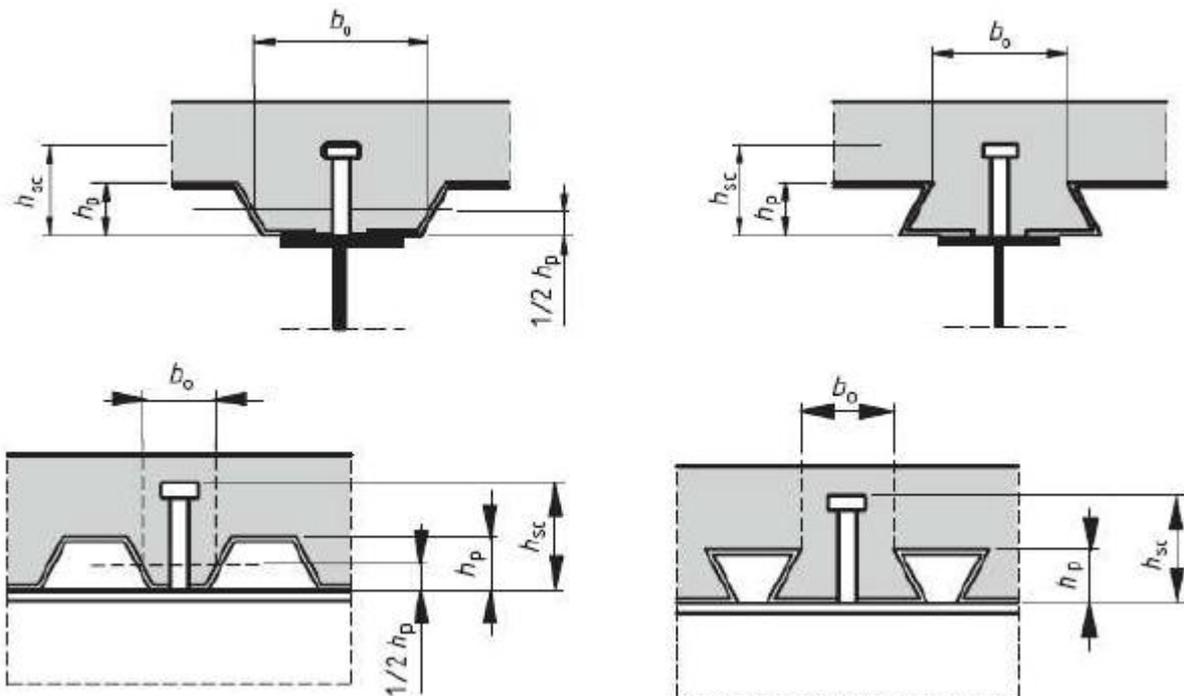


Tableau 6.2 : Limites supérieures  $k_{t,max}$  pour le facteur de réduction  $k_t$

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur $t$ de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon ( $f_u \leq 500\text{N/mm}^2$ );

$f_{ck}$  : résistance caractéristique du béton sur cylindre à l'âge considéré;

$\alpha$  : facteur correctif pris égal à : 1 si  $h_{sc}/d > 4$   
0.2( $h_{sc}/d+1$ ) si  $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ ;

$N_r = N_b$  goujons dans une nervure  $\leq 2$

$\gamma_v = 1,25$  : facteur partiel de sécurité pour les connecteurs

$t$  l'épaisseur de la tôle

$h_{sc}$  la hauteur hors-tout du goujon,  $h_p + 2d \leq h_{sc} \leq h_p + 75$  mm.

### 6.3 Dimensionnement de la connexion de poutres isostatiques de Classe 1 ou 2

#### 6.3.1 Connexion complète

Soit une poutre simplement appuyée et soumise soit à une charge répartie de calcul  $P_d$ , soit à une charge concentrée de calcul  $Q_d$  (le cas où les deux types de charge agissent conjointement et les cas de charge plus complexes sont abordés plus loin).

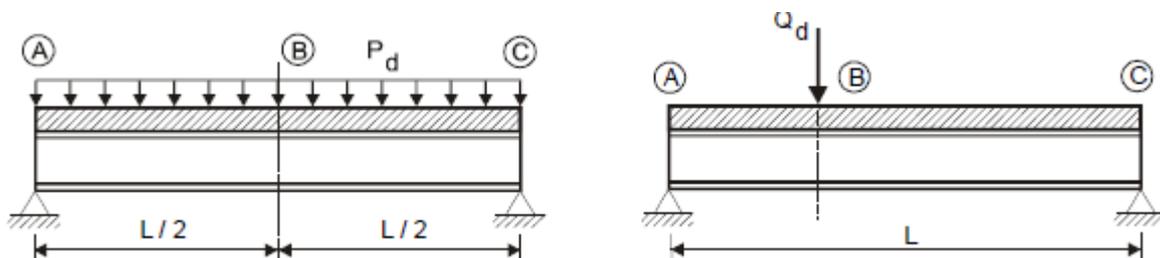


Figure13 : Longueurs critiques des poutres simplement appuyées

La poutre est considérée comme une série de "longueurs critiques" définies par les distances entre les sections critiques correspondants aux:

- Points de moment maximum

- Appuis
- Emplacements des charges concentrées

Dès lors, les longueurs critiques pour la poutre représentée à la Figure précédente sont AB et BC.

Le moment résistant plastique pouvant être atteint dans la section critique intermédiaire B, il est facile de déterminer l'effort total de cisaillement longitudinal  $V_{IN}$  exercé sur chaque longueur critique. En effet, selon que le profilé en acier présente une résistance plastique en traction plus faible ou plus forte que la résistance plastique de la dalle en compression,  $V_{IN}$  est donné par :

$$V_{IN} = \min (Aa f_y / \gamma_a ; 0,85 b_{eff} h_c f_{ck} / \gamma_c)$$

Les connecteurs étant supposés ductiles, ils autorisent une redistribution plastique de l'effort rasant jusqu'à reprendre pratiquement tous le même effort  $P_{Rd}$ ,  $P_{Rd}$  étant la résistance de calcul d'un seul connecteur, on en déduit le nombre de connecteurs par longueur critique, nécessaire pour obtenir une connexion complète:

$$n_f^{(AB)} = n_f^{(BC)} = V_{If} / P_{Rd}$$

dans le cas d'une poutre continue  $V_{If}^{(BC)} = V_{If}^{(AB)} + F_s$  où  $F_s = A_s f_{sd}$  est la résistance plastique en traction de l'armature le nombre de connecteurs sur cette même longueur critique est donnée alors par

$$n_f^{(BC)} = V_{If}^{(BC)} / P_{Rd}$$

Ces connecteurs peuvent généralement être espacés uniformément sur chaque longueur critique. On parle alors de connexion complète traduite ici par l'indice **f**.

### 6.3.2 Connexion partielle

Le concept de connexion partielle développé maintenant n'a de sens que dans le cadre d'hypothèses utilisé auparavant. On considère d'abord le cas d'une poutre isostatique où l'introduction de ce concept est plus simple. Lorsque sur l'une des longueurs critiques (ou sur ces longueurs), le nombre de connecteurs  $n$  est pris inférieur à  $n_f$ , cette longueur (ou ces longueurs) et la poutre sont dites en « connexion partielle ». Il en résulte que l'effort total de cisaillement, repris par la connexion sur la longueur critique concernée, ne peut dépasser, au stade de résistance ultime, la valeur suivante,

$$V_I^{(red)} = n P_{Rd} < V_{fl}$$

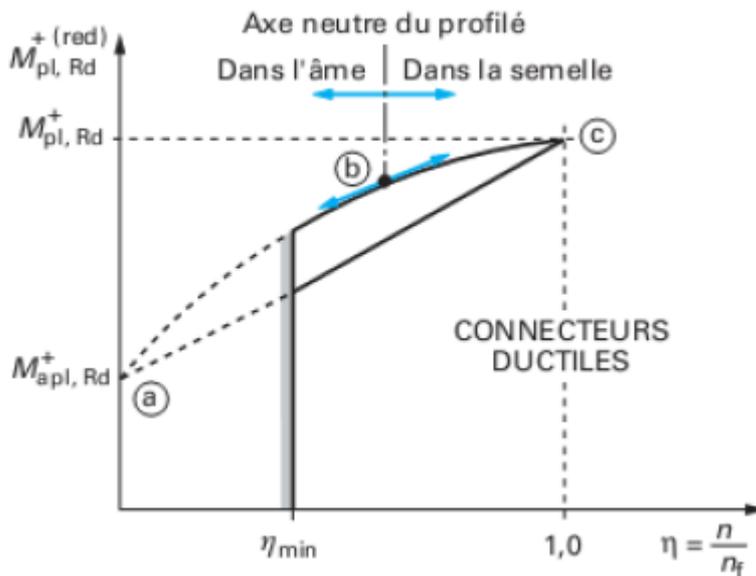
Ce qui implique donc une réduction parallèle du moment résistant que peut offrir la section critique B

$$M_{Rd}^+ (red) < M_{pl,Rd}^+$$

Le moment  $M_{Rd}^{+(red)}$  peut facilement être calculé par la relation

$$M_{Rd}^{+(red)} = M_{apl,Rd} + N/N_f \times (M_{pl,Rd}^+ - M_{apl,Rd})$$

En particulier pour  $N/N_f = 1$  qui est le cas de la connexion complète le moment résistant devient alors  $M_{pl,Rd}^+$  ; à l'opposé si  $N/N_f = 0$  qui est le cas d'absence totale de connecteurs le moment réduit devient égale à moment résistant du profilé métallique seul  $M_{apl,Rd}$ .



**Figure14 : Moment réduit de résistance plastique en fonction du degré de connexion**

Enfin, un point important pour la sécurité du dimensionnement en connexion partielle doit être signalé, concernant la valeur minimale admissible du degré de connexion partielle. Lorsque  $\eta$  est trop bas, la courbe abc précédente (ou sa simplification ac) cesse d'être valable, la ruine se produisant alors par rupture des connecteurs (dont on exige une trop grande ductilité) et non plus par formation d'une rotule plastique (sous résistance réduite) en section critique.

Pour les profilés en acier à ailes égales

- $(N/N_f)_{\min} = 0,4$  si  $L \leq 5m$
- $(N/N_f)_{\min} = 0,25 + 0,03L$  si  $L > 5m$

Pour les profilés en dont l'aire de l'aile inférieure ne dépasse pas 3 fois l'aire de l'aile supérieure

- $(N/N_f)_{\min} = 0,4 + 0,03 L \leq 1$

En présence d'une dalle mixte avec  $b_0/h_p \geq 2$  et  $h_p \leq 60 \text{ mm}$  connectée avec des goujons soudés (pour  $d = 19$  ou  $20 \text{ mm}$  et  $h \geq 76 \text{ mm}$ )

- $(N/N_f)_{\min} = 0,04$  si  $L \leq 10m$
- $(N/N_f)_{\min} = 0,04L$  si  $L > 10m$

### 6.3.3 Connecteurs ductiles

Les connecteurs ductiles sont ceux qui peuvent présenter un glissement suffisant à l'interface acier-béton tout en maintenant leur résistance au cisaillement.

Les goujons à tête peuvent généralement être considérés comme ductiles s'ils respectent les conditions suivantes:

- hauteur hors-tout du goujon  $> 4d$
- $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
- le degré de connexion défini par le rapport  $\eta$  respecte les limites reprises ci-après:  
où  $\eta = n/n_f$ , avec
  - $n_f$  : nombre de connecteurs correspondant à une connexion complète, déterminé pour cette longueur de poutre;
  - $n$  : nombre de connecteurs adopté pour cette même longueur.

En présence d'un profilé en acier à ailes égales

$$\text{pour } L_e \leq 25m : \eta \geq 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e) ; \eta \geq 0,4$$

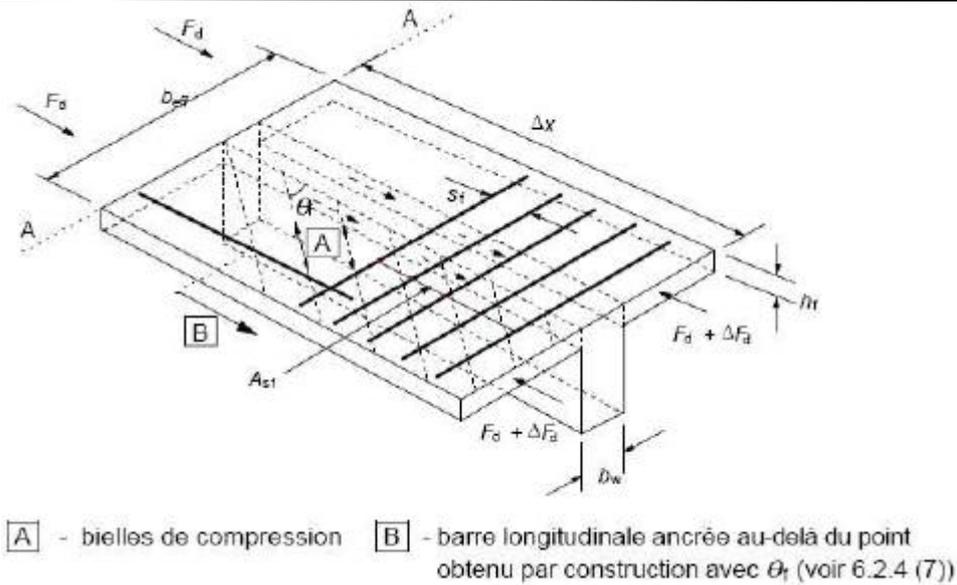
$$\text{pour } L_e > 25m : \eta \geq 1$$

## 7 Cisaillement longitudinal dans la dalle

### 7.1 Dalles pleines

L'Eurocode 4 (Constr. mixte) renvoie pour ce point à l'Eurocode 2 (Béton) dont la procédure est rappelée ci-après.

La résistance au cisaillement de la membrure peut être calculée en considérant la membrure comme un système de bielles de compression, associées à des tirants correspondant aux armatures tendues.



**Figure15: Notations pour la jonction entre âme et membrures**

La contrainte de cisaillement longitudinale  $v_{Ed}$ , développée à la jonction entre un côté de la membrure et l'âme est déterminée par la variation d'effort normal (longitudinal) dans la partie de membrure considérée :

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x)$$

où :

$h_f$  est l'épaisseur de la membrure à la jonction

$\Delta x$  est la longueur considérée, voir Figure 15

$\Delta F_d$  est la variation de l'effort normal dans la membrure sur la longueur  $\Delta x$

La valeur maximale que l'on peut admettre pour  $\Delta x$  est égale à la moitié de la distance entre la section de moment nul et la section de moment maximal. Lorsque des charges ponctuelles sont appliquées, il convient de plafonner  $\Delta x$  à la distance entre charges.

L'aire de la section des armatures transversales par unité de longueur,  $A_{sf}/s_f$ , peut être déterminée comme suit :

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f$$

Afin d'éviter l'écrasement des bielles de compression dans la membrure, il convient par ailleurs de vérifier :

$$v_{Ed} \leq v_{0,85} f_{ck} / \gamma_c \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f$$

avec :

$\theta_r$  respectant les limites:

$1,0 \leq \cot \theta_r \leq 2,0$  pour les membrures comprimées ( $45^\circ \geq \theta_r \geq 26,5^\circ$ )

$1,0 \leq \cot \theta_r \leq 1,25$  pour les membrures tendues ( $45^\circ \geq \theta_r \geq 38,6^\circ$ )

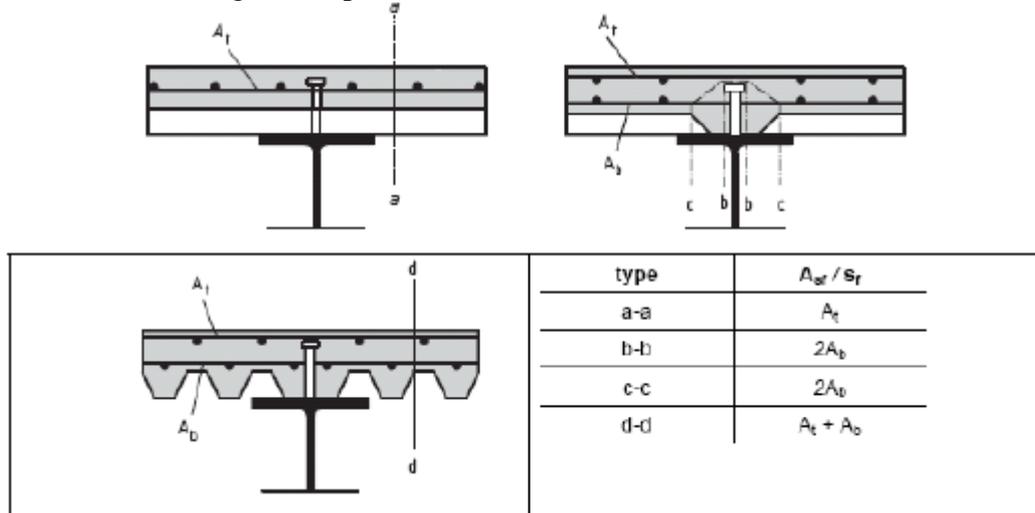
$\nu = 0.6 [1 - f_{ck}/250]$  est le coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant ( $f_{ck}$  en MPa).

Dans le cas où le cisaillement entre membrure et âme est combiné à la flexion transversale, il convient de prendre pour l'aire de la section des armatures la valeur  $A_{sf}$  déterminée ci-dessus, ou la moitié de celle-ci plus l'aire requise pour la flexion transversale, si l'aire ainsi obtenue est supérieure.

Si  $\nu E d < 0.23 f_{ctm}$ , aucune armature supplémentaire n'est nécessaire en plus de celles requises pour la flexion.

## 7.2 Dalles mixtes nervurées

Lorsqu'on utilise des plaques nervurées en acier et que la surface de cisaillement traverse l'épaisseur de la dalle (cas du plan de cisaillement a-a sur la **Figure 16**, il convient de prendre la dimension  $h_f$ , égale à l'épaisseur du béton situé au-dessus des tôles.



**Figure16 : Surface potentielles types de ruine par cisaillement dans la cas d'utilisations de plaques nervurées en acier**

Lorsqu'on utilise des plaques nervurées en acier transversalement à la poutre et que les résistances de calcul des goujons sont déterminées au moyen du facteur de réduction  $kt$  approprié, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les surfaces de cisaillement de type b-b, indiquées **Figure 16**.

Sauf justification par essais, pour les surfaces de type c-c sur la **Figure 16**, la hauteur de nervure de la plaque ne doit pas être comptée dans  $h_f$ .

Lorsque la plaque nervurée en acier, avec une connexion de type mécanique ou une connexion par frottement avec des nervures perpendiculaires à la poutre, est continue au passage de la semelle supérieure de la poutre en acier, il est permis de prendre en compte sa contribution, comme armature, pour une surface de cisaillement de type a-a, par :

$$(A_{sf} f_{yd} / S_f) + A_{pe} f_{yp,d} > \nu E d h_f / \cot \theta$$

où :

$A_{pe}$  est l'aire efficace de la section de la plaque nervurée en acier par unité de longueur de la poutre;

$f_{yp,d}$  est sa limite d'élasticité de calcul.

Lorsque les plaques nervurées en acier disposées perpendiculairement à la poutre ne sont pas continues sur la semelle supérieure de la poutre en acier, et lorsque les goujons sont soudés directement à travers les tôles, il convient d'utiliser :

$$(A_s f_{yd} / s) + \min(A_{pe} f_{yp,d}; P_{pb,Rd} / s) > V_{Ed} h_f / c o f \theta$$

où :

$P_{pb,Rd}$  est la résistance de calcul en pression diamétrale d'un goujon à tête soudé à travers la plaque;

$s$  est l'entraxe longitudinal des goujons assurant effectivement l'ancrage des tôles.

Avec des plaques nervurées en acier, l'exigence d'armature minimale se rapporte à l'aire de béton située au-dessus des nervures.

## 8. Vérifications à l'état limite de service

### 8.1 Contrôles à effectuer

- Flèches
- Fissuration du béton
- Vibrations (pour des portées importantes).

### 8.2 Calcul des flèches

L'Annexe belge de l'Eurocode 4 adopte pour valeurs admissibles des flèches :

- $L/500$  pour un revêtement de sol fixé rigidement ou de grande dimension,
- $L/350$  pour un revêtement de sol de petite dimension ou fixé de façon à ce que la déformation du support ne soit pas intégralement transmise au revêtement
- $L/250$  pour un revêtement souple

En pratique, dans un projet de plancher, ces valeurs admissibles sont généralement satisfaites (même si cela n'est pas explicitement exprimé dans l'EC4) si les valeurs de  $L/h$  (portée / hauteur totale de la section mixte) des poutres se situent dans les intervalles suivants:

- pour des poutres simplement appuyées : 15 à 18 pour des poutres maîtresses, 18 à 20 pour des poutres secondaires (solives);
- pour des poutres continues : 18 à 22 pour des poutres maîtresses, 22 à 25 pour des poutres secondaires (solives).

Si le rapport  $L/h$  est hors de ces intervalles, un calcul explicite est nécessaire.

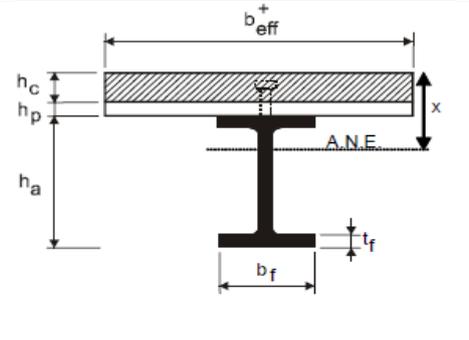
Sauf exigence spécifique, il n'est pas nécessaire d'inclure l'effet de courbure résultant du retrait du béton de masse volumique normale lorsque le rapport de la portée à la hauteur totale de la poutre n'est pas supérieur à 20.

Si le bâtiment n'est pas destiné au stockage et ne comporte pas d'éléments précontraints, on peut prendre un coefficient d'équivalence moyen entre court et long terme  $n=2.E_a/E_{cm}$

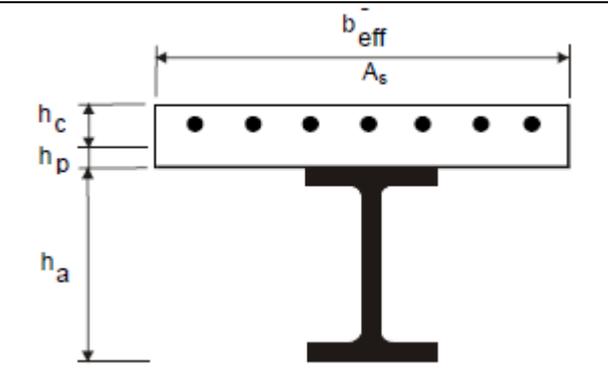
Les effets d'une interaction incomplète peuvent être ignorés dans une construction non étayée pourvu que :

- (a)  $\eta \geq 0.5$  ( $\eta = N/N_r =$  degré de connexion)
- (b) dans le cas de dalle mixte avec nervures perpendiculaires à la poutre, la hauteur des nervures ne dépasse pas 80 mm

### 8.2.1 Calcul de l'inertie $I_1$ non fissurée en zone de moments positifs

$x = \frac{A_a h_a + \frac{b_{eff}^+ h_c^2}{2n}}{A_a + \frac{b_{eff}^+ h_c}{n}}$ $I_{1,aeq} = I_a + \frac{b_{eff}^+ h_c^3}{12n} + A_a (h_a - x)^2 + \frac{b_{eff}^+ h_c}{n} \left( x - \frac{h_c}{2} \right)^2$	
---	---

### 8.2.2 Calcul de l'inertie $I_2$ fissurée en zone de moments négatifs

$x = \frac{A_a h_a + A_s h_s}{A_a + A_s}$ $I_{2,aeq} = I_a + A_a (h_a - x)^2 + A_s (h_s - x)^2$ $\sigma_{c,traction} = \frac{M \cdot x}{n I_{2,aeq}}$	
---	--

### 8.3 Fissuration du béton

La fissuration du béton est quasiment inévitable lorsque ce dernier est soumis à de la traction. Pour les poutres simplement appuyées, cette traction est en grande partie due au retrait du béton lorsqu'il durcit.

Dans les zones de moment négatif des poutres continues, la fissuration se produit suite à la traction du béton.

Lorsqu'aucune mesure n'est prise pour tenter de limiter la largeur des fissures du béton sur la face supérieure de la dalle d'une poutre mixte, il convient de prévoir à l'intérieur de la largeur collaborant de la dalle un pourcentage d'armature longitudinale au moins égal à :

- 0,4% de l'aire de béton pour une construction étayée;
- 0,2% de l'aire de béton pour une construction non étayée.

Il importe également de prolonger les barres d'armature sur une longueur égale au quart de la portée de part et d'autre d'un appui intermédiaire ou de la demi-portée pour un porte-à-faux.

Par ailleurs, en présence d'une dalle mixte, on n'intègre habituellement pas la contribution de la tôle profilée dans les pourcentages précédents.

Lorsqu'il est jugé nécessaire de limiter les ouvertures de fissures, une alternative sûre est généralement d'observer un pourcentage d'armatures minimum et de limiter l'espacement des barres et leur diamètre.

L'aire d'armature minimale,  $A_s$  est donnée par:

$$A_s = 0,72 k_c f_{ctm} A_{ct} / \sigma_s$$

$f_{ctm}$  est la résistance moyenne du béton en traction;

$k_c$  prend en compte la distribution de contraintes et est donné par:

$$k_c = 1 / \{1 + h_c / (2 z_o)\} + 0,3 \leq 1,0 \quad (56)$$

$h_c$  est l'épaisseur de la semelle de béton sans tenir compte des nervure ou sur-épaisseurs;

$z_o$  est la distance entre les centres de gravité de la semelle de béton et de la section mixte en considérant le béton comme non fissuré et sans prendre en compte les armatures;

$A_{ct}$  peut être simplement pris égal à l'aire de béton comprise dans la largeur collaborante;

$\sigma_s$  peut être simplement pris égal à la résistance caractéristique  $f_{sk}$ , des armatures, bien qu'une valeur plus faible puisse être adoptée suivant le diamètre des barres et l'ouverture de fissure de calcul (Tableau ).

Il convient de disposer au moins la moitié de l'armature minimale requise entre la mi-hauteur de la dalle et la face soumise à la déformation de traction la plus forte.

Contrainte dans l'armature $\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	diamètre maximum (mm) des armatures suivant l'ouverture de fissure de calcul		
	$w_k = 0,4\text{mm}$	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

**Tableaux 5 : Diamètre maximum des armatures à haute adhérence pour le contrôle de la fissuration (Suivant le Tableau 7.1 EC4).**

contrainte dans les armatures $\sigma_s$ , N/mm <sup>2</sup>	Espacement maximal des armatures pour $w_k = 0,4 \text{ mm}$	Espacement maximal des armatures pour $w_k = 0,3 \text{ mm}$	Espacement maximal des armatures pour $w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	250	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**Tableaux 6 : Espacement maximal des armatures (barres à haute adhérence)**

Les valeurs des tableaux 5 et 6, dépendent de la contrainte dans les armatures  $\sigma_s$  et de l'ouverture de fissures acceptée  $w_s$ . Cette contrainte est déterminée à partir d'une analyse élastique sous combinaison de charges **quasiment permanentes** en prenant en compte la fissuration du béton (« analyse fissurée ») et la résistance en traction du béton entre les fissures.

A moins d'être calculée par une méthode plus précise, cette contrainte  $\sigma_s$  peut être déterminée en ajoutant un terme  $\Delta\sigma_s$  à la contrainte dans l'armature  $\sigma_s$  calculée en négligeant le béton en traction. Ce terme  $\Delta\sigma_s$  prenant en compte le béton en traction est donné par:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s}$$

où:

- $f_{ctm}$  est la résistance moyenne du béton en traction;
- $\rho_s$  représente la quantité d'armature pour la section  $\rho_s = A_s / A_{ct}$
- $A_{ct}$  est l'aire de la partie participante de la dalle en traction
- $A_s$  est l'aire totale des armatures situées dans cette surface  $A_{ct}$

- $\alpha_{st}$  est le donné par le rapport  $A_I / A_a I_a$  où  $A$  et  $I$  sont respectivement l'aire et l'inertie de la section mixte en négligeant le béton en traction ainsi que toute tôle profilée,  $A_a$  et  $I_a$  sont les mêmes caractéristiques pour le profilé métallique seul.

## 8.4 Vibrations

Il convient de limiter, dans les conditions de service, les vibrations provoquées par des machines et les oscillations dues à la résonance harmonique, en ayant des fréquences propres de structures ou de parties de structures suffisamment différentes de celles de la source d'excitation.

Pour effectuer une analyse des fréquences et modes propres de vibration d'un plancher mixte de bâtiment il est admis d'utiliser les caractéristiques des sections mixtes **non fissurées**, avec le module sécant d'élasticité  $E_c$  pour un chargement à court terme ; dans cette analyse, on peut négliger les effets du glissement à l'interface acier-béton

La fréquence propre fondamentale d'une poutre mixte simplement appuyée, de portée supérieure 10 mètres, peut être évaluée à l'aide de la formule simplifiée suivante.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}}$$

Compte tenu que  $g = 9810 \text{ mm/sec}^2$ , on a :

$$f = 15,8 / \delta$$

où  $f$  est exprimé en Hz et  $\delta$  en mm ;  $\delta$  est la flèche instantanée de la poutre mixte produite par l'application de son poids propre et du poids du plancher la concernant.

En ce qui concerne les planchers sur lesquels les personnes marchent normalement (bureaux habitations) ainsi que les parkings, il convient de ne pas avoir une fréquence propre fondamentale  $f$  inférieure à 3 Hz.

Dans le cas des planchers de gymnase ou de salle de danse, il convient de ne pas avoir une fréquence propre fondamentale  $f$  inférieure à 5 Hz.