

Sia

Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein
Société suisse des ingénieurs et des architectes
Società svizzera degli ingegneri e degli architetti

Dokumentation

D 0127

Verbundkonstruktionen

Entwicklungen in Konstruktion
und Bemessung

Referate und Bemessungsbeispiele der Fortbildungstagung
vom 14. September 1995 an der ETH in Zürich

ETHICS EPF-BC



00200002985518

Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau
Groupe spécialisée des ponts et charpentes

Institut für Baustatik und Konstruktion
Stahl- und Holzbau, ETH Zürich

96/D

7

Mehr- oder Minderkosten beim Verbundskelett von z.B. 5% wirken sich mit weniger als 1% auf die Gesamtkosten aus.

Die Kosteneinsparungen, die mit dem Verbund in anderen Gewerken erzielt werden können, liegen wesentlich höher.

Der Vergleich der vier ausgeführten Projekte in Abb. 24 zeigt, daß die Kosten für das Verbundskelett im Verhältnis zu den Gesamtkosten nur eine geringe Rolle spielen.

Der Unterschied in den Tragwerkskosten konkurrierender Bauweisen hat somit keinen nennenswerten Einfluß auf die Gesamtkosten eines Gebäudes.

10. Zusammenfassung

Der Verbundbau hat in den letzten zehn Jahren in Deutschland einen bedeutenden Aufschwung erlebt. Der Grund für diese positive Entwicklung liegt darin, daß der Stahlbau das Problem des Brandschutzes mit der feuerbeständigen Verbundbauweise gelöst hat.

Dabei werden die beiden Baustoffe Stahl und Beton in optimaler Weise derart kombiniert, daß verbesserte Eigenschaften entstehen und arbeitsbedingte Nachteile vermieden werden.

Dalles mixtes acier-béton: Construction et dimensionnement

Michel Crisinel

1. Introduction

1.1 Définition

Une dalle mixte est constituée d'une tôle d'acier nervurée, profilée à froid, recouverte d'une dalle de béton comportant un treillis d'armature. Une telle dalle repose en général sur une structure porteuse de plancher composée de poutrelles métalliques (fig. 1). Elle peut également être utilisée en liaison avec des structures porteuses constituées d'autres matériaux.

Dans ce mode de construction, la tôle nervurée a plusieurs fonctions :

- plate-forme de travail au moment du montage,
- coffrage de la dalle,
- armature inférieure de la dalle.

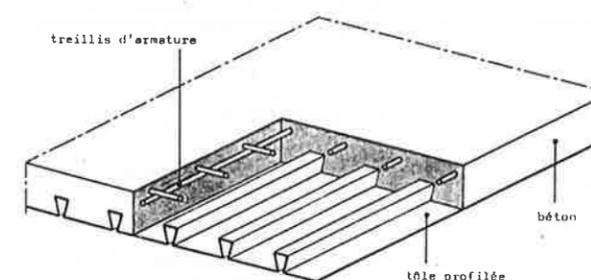


Fig. 1 : Dalle mixte avec tôle profilée

1.2 Types de tôles nervurées

Il existe un très grand nombre de types de tôles profilées utilisées dans la construction des dalles mixtes (fig. 2). Ces types varient par la forme, la hauteur et l'entraxe des nervures, par la largeur des plaques, par leur mode de recouvrement latéral, par les moyens de raidissement des éléments plans constituant le profil et enfin par les moyens de connexion mécanique assurant la liaison avec le béton. L'épaisseur des tôles varie de 0.75 à 1.50 mm. En pratique les épaisseurs utilisées sont comprises entre 0.75 et 1.0 mm. La hauteur des tôles varie de 38 à 80 mm.

Cette grande variété dans les tôles profilées permet de satisfaire la plupart des domaines à couvrir dans la construction des bâtiments à ossature métallique. Il s'agit en particulier de satisfaire les critères de charge, de portée, d'isolation phonique et de protection contre le feu.

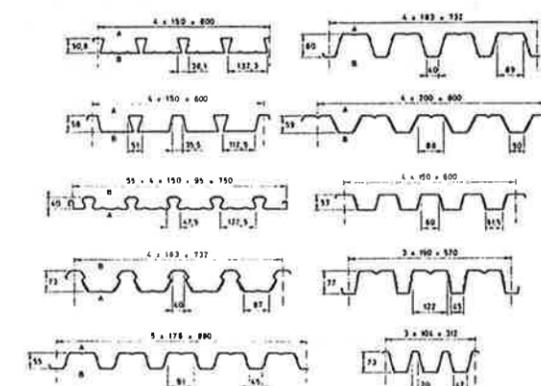


Fig. 2 : Tôles profilées utilisées pour les dalles mixtes

1.3 Connexion acier-béton

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle profilée doit être capable de transmettre le cisaillement longitudinal (l'effort rasant) à l'interface entre la tôle et le béton. Cette connexion mécanique peut être réalisée de l'une ou plusieurs des trois façons suivantes (fig. 3) :

- par la forme fermée des nervures créant une liaison par frottement (fig. 3a,b)
- par des bossages pratiqués dans les âmes ou les ailes de la tôle (fig. 3c)
- par des ancrages disposés à l'extrémité des dalles, constitués de goujons soudés ou d'équerres clouées à travers la tôle (fig. 3d,e) ou par déformation des nervures (fig. 3f)

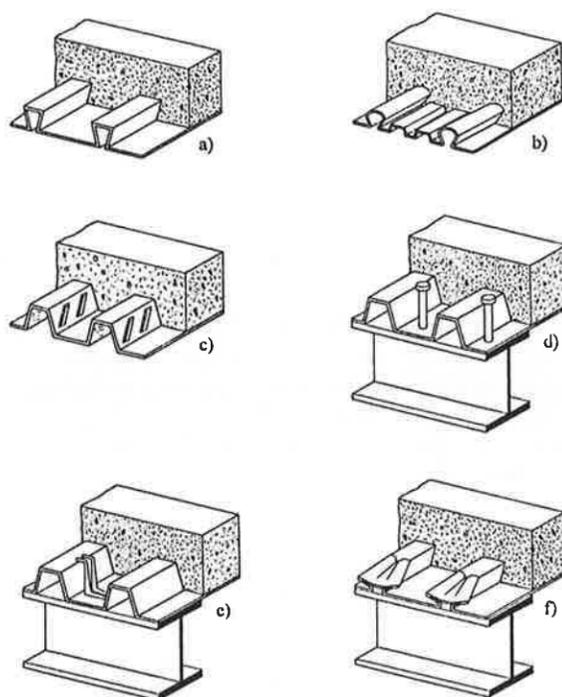


Fig. 3 : Types de connexion tôle profilée-béton

2. Principes de dimensionnement

2.1 Situations à considérer

Une dalle composée d'une tôle profilée et de béton a la particularité de comporter deux états structuraux très distincts : l'état lors du montage, où seule la tôle résiste aux charges, et l'état d'utilisation, où le béton est lié à l'acier, le tout constituant alors un profil mixte.

Les états limites et les cas de charges doivent donc être pris en considération pour ces deux situations.

a) Tôle profilée comme coffrage

Les vérifications de la sécurité structurale (état limite ultime) et de l'aptitude au service (état limite de service) doivent être effectuées pour la tôle profilée agissant comme coffrage du béton frais. L'effet de l'étaillage doit être considéré dans cette situation.

b) Dalle mixte

Les vérifications de la sécurité structurale et de l'aptitude au service doivent être effectuées pour la

dalle mixte après durcissement du béton et après enlèvement des étais.

2.2 Charges et actions

Les charges à considérer pour la vérification des états limites ultimes et de service sont données par les normes nationales y relatives ou par les Eurocodes. **Au stade de coffrage**, les charges suivantes doivent être considérées lors du calcul de la tôle profilée, compte tenu de l'étaillage éventuel :

- poids propre des plaques nervurées,
- poids propre du béton frais,
- charges de construction,
- charge d'entreposage, si nécessaire.

Les charges de construction représentent les poids des ouvriers et de l'installation de bétonnage, ainsi que la prise en compte d'éventuels chocs ou vibrations susceptibles de se produire durant la construction. Selon l'Eurocode 4 [1], on peut admettre comme valeur représentative des charges de construction (y compris tout surplus de béton) une charge de 1,5 kN/m² répartie sur une surface de 3 m x 3 m et de 0,75 kg/m² sur le reste de la surface de coffrage.

Les charges agissant sur la dalle mixte doivent être conformes au projet de norme Eurocode 1 "Basis of design and actions on structures" [2] (en préparation). Les charges à considérer sont les suivantes :

- poids propre de la dalle (tôle profilée et béton)
- poids du revêtement et des finitions
- charge utile.

Dans l'attente de l'Eurocode 1, la norme suisse SIA 160 (1989) "Actions sur les structures porteuses" [3] est applicable en parallèle à l'Eurocode 4 (voir DAN SIA 460 041[4]).

2.3 Résistances ultimes des matériaux

Tôle profilée

L'acier pour la fabrication des tôles profilées présente une limite d'élasticité minimale garantie de 220 N/mm². En général, cependant, les dalles mixtes sont construites avec des tôles profilées en acier galvanisé de nuance 280 à 350 selon la norme européenne EN 10 147 [5]. Les valeurs nominales des limites d'élasticité du matériau de base pour ces aciers sont respectivement :

SE280GD : $f_{yb} = 280 \text{ N/mm}^2$
SE350GD : $f_{yb} = 350 \text{ N/mm}^2$

Pour le calcul de la résistance ultime des sections de tôles profilées, la valeur caractéristique de la limite d'élasticité f_{yp} est égale à la valeur du matériau de base f_{yb} donnée ci-dessus.

Béton

Les bétons utilisés dans les dalles mixtes peuvent être de granulats normaux ou légers. Les classes de béton selon l'Eurocode 2 [6] correspondant à celles de la norme SIA 162 [7] sont données dans le DAN SIA 460.021[8].

Armature

Toutes les armatures mises en oeuvre dans les dalles mixtes doivent correspondre aux prescriptions de l'Eurocode 2. Les types concernés sont essentiellement les barres profilées et les treillis soudés, fabriqués à partir d'acier de classes de ductilité A (haute ductilité) ou B (ductilité normale). La classe A est recommandée en ce qui concerne l'armature sur appui et l'armature supplémentaire pour la résistance au feu. Il est possible d'utiliser les aciers d'armature selon la norme SIA 162 en introduisant dans les calculs pour f_{yk} la valeur f_y du tableau 3 de la norme SIA 162.

2.4 Valeurs limites des déformations

a) Flèches au montage

Lors du montage, la flèche de la tôle profilée sous son poids propre et celui du béton frais ne doit pas dépasser une valeur limite, fixée par exemple à $L/180$ ou 20 mm par l'Eurocode 4, L étant la portée de la tôle entre appuis. En cas de tôle profilée étagée, les étais sont considérés ici comme des appuis.

Si les expériences le permettent, on pourra tolérer une flèche plus grande à condition de tenir compte du poids du béton supplémentaire lors de la vérification de la sécurité à l'état limite ultime.

b) Flèches à l'état limite de service

Les déformations en service doivent être limitées, afin que la dalle puisse remplir sa fonction et que les éléments en liaison avec elles (faux-plafonds, canalisations techniques, chapes, galandages) ne soient pas endommagés. On tiendra compte des exigences relatives au fonctionnement, à la construction et à l'aspect architectural (esthétique).

Selon le DAN SIA 460.041, les valeurs limites à considérer sont celles du chiffre 3 33 de la norme SIA 160 :

- sous l'effet d'une action variable de courte durée, par exemple la charge utile :

$$\delta_{q,court} \leq \frac{l}{350} \quad (1)$$

- sous l'effet du poids propre, des charges permanentes et d'une action variable de longue durée, par exemple la charge utile dans un entrepôt :

$$\delta_{max} \leq \frac{l}{300} \quad (2)$$

Si la dalle mixte supporte des éléments fragiles (revêtements de sol, parois, etc.), $\delta_{q,court}$ doit être limitée à une valeur plus sévère.

$\delta_{q,court}$ est la flèche due à une charge variable de courte durée.

δ_{max} est la flèche totale du plancher, incluant une contre-flèche éventuelle, la flèche due aux charges permanentes et la flèche due à une charge variable de longue durée.

3. Comportement et analyse des dalles mixtes

3.1 Comportement des dalles mixtes

Le comportement des dalles mixtes est quelque peu différent de celui des autres constructions mixtes apparentées que sont les dalles en béton armé et les poutres mixtes acier-béton.

Dans les **éléments en béton armé**, l'effet mixte est obtenu par la capacité d'adhérence des barres tendues dans le béton, due au profilage spécial de ces barres. Cette capacité, contrôlée par des essais, est telle que la résistance ultime des armatures correspond à leur résistance à la traction et que les dalles peuvent toujours développer leur pleine résistance à la flexion.

Dans les **poutres mixtes**, la solidarisation est réalisée par les connecteurs fixés à l'aile supérieure du profilé métallique. Cette connexion peut être dimensionnée de façon que la poutre atteigne sa résistance ultime à la flexion (connexion totale). Si le nombre de connecteurs est inférieur, la connexion est partielle. Dans ce cas, la résistance ultime à la

flexion dépend essentiellement du nombre de connecteurs, de la forme du diagramme charge-glissement des connecteurs, de la portée de la poutre et du procédé de construction.

La dalle mixte avec tôle profilée se situe donc à mi-chemin entre ces deux systèmes. D'une part les tôles comportent des bossages ou des ancrages permettant de les assimiler à des barres d'armature, d'autre part la tôle est un élément à rigidité flexionnelle, comme les poutres métalliques. La différence provient du fait que la tôle profilée, de même que ses bossages, sont déformables. Ainsi, l'effet d'enrobage est moindre que pour une barre d'armature indéformable. Ces phénomènes de déformation de la tôle sont fonction de nombreux paramètres, ce qui rend l'analyse du comportement réel des dalles mixtes très compliquée.

Les études théoriques et expérimentales effectuées récemment ont permis de détecter les différents paramètres entrant en jeu et de mettre en évidence deux modes de comportement (fig. 4). Ces modes sont basés sur l'analyse des courbes charge-flèche que l'on peut relever par exemple lors d'un essai de flexion d'une dalle mixte sur deux appuis soumise à deux charges concentrées.

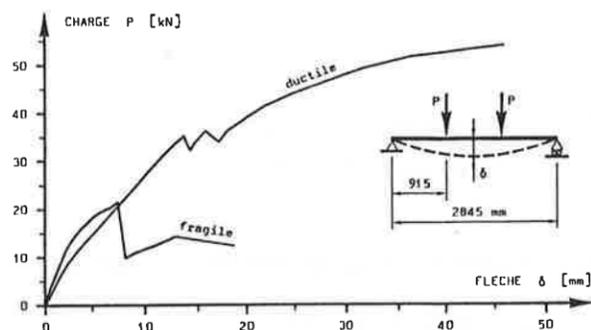


Fig. 4 : Deux comportements typiques sous charge

Mode 1 (fragile)

Ce mode est caractérisé par une courbe linéaire dans sa phase initiale, correspondant au comportement d'un matériau homogène solidarisé par effet de surface (adhérence chimique et frottement) et par effet mécanique (bossages et ancrages). Aucun glissement relatif important entre l'acier et le béton n'a eu lieu; au fur et à mesure que la charge augmente, la rigidité diminue à cause de la formation de fissures dans le béton tendu. Les contraintes de cisaillement acier-béton augmentent dans la zone située entre la charge concentrée et l'appui. A un moment donné, le glissement relatif est tel que la liaison est rompue et la charge décroît soudainement. Tout l'effort rasant doit alors être

repris par frottement et par les bossages éventuels. L'ampleur de la chute dépend donc de la qualité de cette liaison mécanique. En continuant de déformer la dalle, la charge augmente à nouveau un peu, sans jamais atteindre le niveau de la phase initiale. Cela signifie que tous les moyens mécaniques de connexion de cette dalle ne sont pas capables d'assurer un effet mixte supérieur à celui de la simple adhérence de surface. Il faut remarquer également que la chute de la charge n'est pas due à l'ouverture brusque des fissures du béton tendu, car elle est empêchée par la tôle, mais bien au glissement relatif du béton sur la tôle.

Mode 2 (ductile)

Ce mode est caractérisé par une phase initiale similaire à celle du mode 1. La deuxième phase, par contre, est différente : après la chute de la charge qui correspond à la rupture de l'adhérence et au glissement acier-béton dans la zone cisailée, la charge augmente à nouveau jusqu'à un niveau supérieur, ce qui signifie que la connexion mécanique est alors tout à fait capable de transférer l'effort rasant jusqu'à des niveaux de flexion élevés. La rupture se produit soit par flexion, ce qui correspond à une connexion totale, soit par cisaillement longitudinal, ce qui correspond à une connexion partielle.

3.2 Analyse des dalles mixtes

L'analyse d'une dalle mixte peut être effectuée selon l'une des méthodes suivantes :

- élastique linéaire
- élastique linéaire avec redistribution des moments
- plastique selon la théorie des mécanismes
- analyse d'un ordre supérieur tenant compte du comportement non-linéaire des matériaux et du glissement relatif entre la tôle et le béton.

a) État limite ultime

Dans la plupart des cas, l'analyse d'une dalle mixte continue sur plusieurs travées est effectuée selon un calcul élastique des efforts pour une dalle de largeur unitaire (1 m) assimilée à une poutre d'inertie constante (fig. 5, diagramme 1). On considère alors l'inertie de la section non fissurée ou homogène. Il est possible de tenir compte de la fissuration du béton de plusieurs façons :

- en réduisant arbitrairement le moment sur appui (réduction maximale de 30 %) et en augmentant en conséquence les moments en travée,
- en négligeant totalement l'armature sur appui et en considérant la dalle comme une série de

poutres simples. Une armature minimale doit cependant être disposée sur appuis.

- en considérant que la dalle est une poutre à inertie variable, selon l'armature mise en place. L'inertie à considérer est alors celle de la section fissurée.

L'analyse consiste à appliquer à l'un des systèmes statiques ci-dessus les sollicitations dues aux charges et actions données au chapitre 2. La valeur de dimensionnement de la sollicitation s'obtient en multipliant les différentes charges par des coefficients partiels de sécurité (pour les actions) appropriés. L'exemple numérique donne une idée de la façon de déterminer ces sollicitations et de calculer les efforts intérieurs (M, N, V) dans le système structural choisi.

b) État limite de service

Pour l'analyse de la dalle mixte, il est possible de calculer les flèches en admettant les approximations suivantes :

- la dalle est assimilée à une poutre continue d'inertie constante égale à la moyenne des inerties positives des sections fissurée et non fissurée,
- il faut tenir compte des effets à long terme du chargement du béton en admettant un coefficient d'équivalence $n = E_a/E_c$ différent selon la durée d'application des charges. On peut admettre par exemple $n = 7$ pour les charges utiles de courte durée et $n = 21$ pour les charges permanentes. Il est également possible de considérer un coefficient d'équivalence moyen, égal à 15 en cas de béton de densité normale, valable pour toutes les charges.

Pour les travées de rive, il faut tenir compte des éventuels glissements acier-béton qui peuvent se produire à l'état de service et qui ont une grande influence sur les flèches. Pour cela, il est nécessaire de connaître le comportement des dalles lors des essais.

Pour éviter tout risque de glissement, il est possible de disposer à l'extrémité des travées de rive des ancrages tels que goujons soudés ou équerres clouées (fig. 3d,e). Ces ancrages peuvent alors être pris en compte également dans la résistance de la connexion.

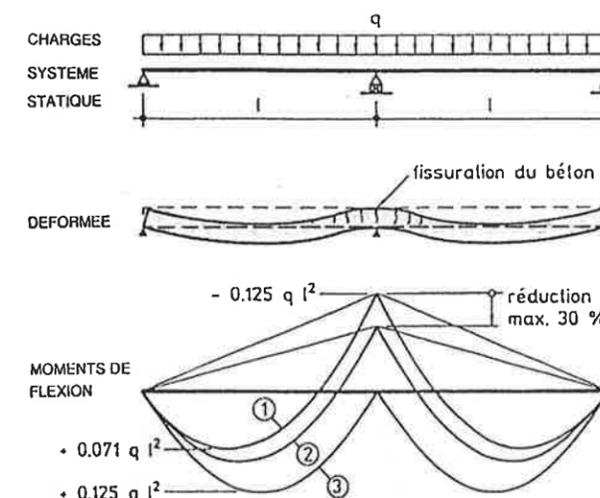


Fig. 5 : Analyse d'une dalle mixte continue (exemple)

4. Résistance des sections

Les sections critiques qu'il est nécessaire de vérifier lors du dimensionnement des dalles mixtes analysées selon le chapitre 3 sont les suivantes (fig. 6) :

- Section I : la rupture est donnée par la résistance en flexion positive,
- Section II : la rupture est donnée par la résistance en flexion négative,
- Sections III : la rupture est donnée par la résistance en cisaillement vertical,
- Section IV : la rupture est donnée par la résistance de la connexion (cisaillement longitudinal).
- Section V : la rupture est donnée par la résistance au poinçonnement.

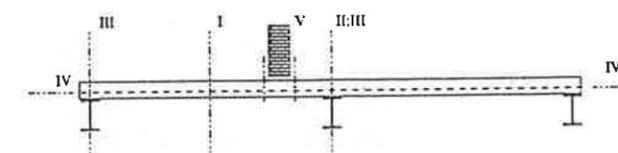


Fig. 6 : Sections critiques

Les calculs des résistances en section donnés ci-dessous sont effectués conformément à l'EC 4.

4.1 Résistance en flexion positive

La résistance en flexion positive d'une section de dalle mixte, $M_{p,Rd}^+$ peut être déterminée en admettant une répartition plastique des contraintes (fig. 7). Pour une section sous-armée, la position de l'axe neutre plastique est donnée par :

$$x = \frac{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}}{b \cdot 0.85f_{ck} / \gamma_c} \quad (3)$$

- A_p : aire de la section de la tôle profilée
 f_{yp} : limite d'élasticité de l'acier de la tôle
 γ_{ap} : coefficient partiel de sécurité pour la résistance, applicable à la tôle profilée
 b : largeur de dalle considérée ($b = 1000$ mm)
 f_{ck} : résistance caractéristique du béton à la compression
 γ_c : coefficient partiel de sécurité pour la résistance, applicable au béton.

Une section est sous-armée si

$$A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap} \leq b \cdot h_c \cdot 0.85f_{ck} / \gamma_c.$$

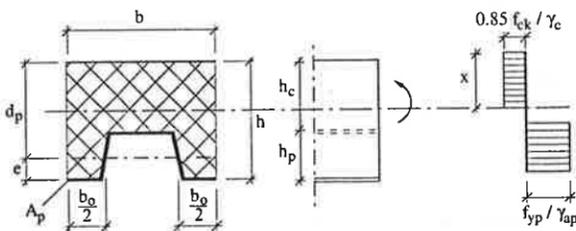


Fig. 7 : Section critique I soumise à un moment positif
(répartition plastique des contraintes, axe neutre plastique au-dessus des nervures)

Si l'axe neutre est situé au-dessus des nervures ($x \leq h_c$), la résistance ultime en flexion positive vaut alors :

$$M_{p,Rd}^+ = A_p \cdot f_{yp} \left(d_p - \frac{x}{2} \right) / \gamma_{ap} \quad (4)$$

Pour les tôles profilées couramment utilisées ($h_p \leq 60$ mm), avec un recouvrement minimal de 50 mm de béton, l'axe neutre plastique est toujours situé au-dessus des nervures. Pour les tôles profilées de plus grande hauteur, l'axe neutre plastique peut se trouver dans la hauteur du profil de la tôle. Dans ce cas, la résistance à la flexion positive peut être calculée comme suit, en négligeant le béton situé dans les nervures (fig. 8) :

$$M_{p,Rd}^+ = N_{cf} \cdot z^+ + M_{pr} \quad (5)$$

Avec

$$z^+ = h_t - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}} \quad (6)$$

$$N_{cf} = h_c \cdot b \cdot 0.85f_{ck} / \gamma_c \quad (7)$$

$$M_{pr} = 1.25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}} \right) \leq M_{pa} \quad (8)$$

- M_{pa} : moment plastique de calcul de la section efficace de la tôle profilée
 e : distance de l'axe de gravité à la fibre inférieure de la section efficace de la tôle profilée
 e_p : distance de l'axe neutre plastique à la fibre inférieure de la section efficace de la tôle profilée.

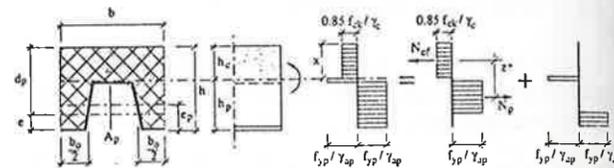


Fig. 8 : Section critique I soumise à un moment positif
(répartition plastique des contraintes, axe neutre plastique dans la hauteur du profil)

4.2 Résistance en flexion négative

La section sur appui des dalles mixtes continues peut être assimilée à une section de béton armé. Par simplification, la contribution de la tôle profilée est négligée. La section de calcul ainsi que la répartition plastique des contraintes à l'état ultime sont données à la figure 9.

La résistance en flexion négative, $M_{p,Rd}^-$ est donnée par la plastification de l'armature sur appui (section sous-armée) :

$$M_{p,Rd}^- = A_s \cdot f_{sk} \cdot z^- \quad (9)$$

où z^- est le bras de levier des forces intérieures N_{cf} et N_s . La condition d'équilibre entre ces forces permet de déterminer z^- :

$$N_{cf} = b_c \cdot x \cdot 0.85f_{ck} / \gamma_c = A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s \quad (10)$$

$$\rightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s}{b_c \cdot 0.85f_{ck} / \gamma_c} \quad (11)$$

$$\rightarrow z^- = d_s - x/2 \quad (12)$$

- A_s : aire de la section d'armature
 f_{sk} : limite d'élasticité caractéristique spécifiée de l'acier d'armature

- γ_s : coefficient partiel de sécurité pour la résistance, applicable à l'armature
 d_s : hauteur utile
 b_c : largeur du béton en compression, admis par simplification comme étant la largeur moyenne des nervures sur 1 m de dalle ($b_c = \Sigma b_o$).

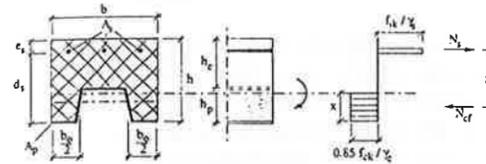


Fig. 9 : Section critique II soumise à un moment négatif
(répartition plastique des contraintes)

4.3 Résistance au cisaillement vertical

On admet en général que la résistance à l'effort tranchant est donnée par la section de béton, la participation de la tôle étant négligée. Les dimensions à considérer sont données à la figure 10.

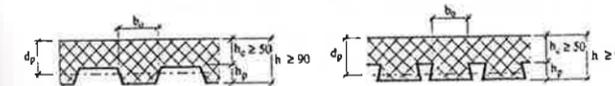


Fig. 10 : Dimensions à considérer pour la résistance au cisaillement vertical

La valeur de calcul de la résistance au cisaillement vertical pour une largeur égale à l'entraxe des nervures de la tôle vaut donc :

$$V_{v,Rd} = b_c \cdot d_p \cdot \tau_c \quad (13)$$

τ_c est la contrainte limite de calcul au cisaillement, propre aux dalles mixtes (γ_c déjà inclus) :

$$\tau_c = \tau_{Rd} \cdot k_1 \cdot k_2$$

$$k_1 = 1.6 - d_p \geq 1.0 \quad (d_p \text{ en m}) \quad (14)$$

$$k_2 = 1.2 + 40 \rho$$

$$\rho_p = A_p / (b_c \cdot d_p) < 0.002$$

- τ_{Rd} : résistance de base au cisaillement du béton
 A_p : aire de la section efficace de la tôle en traction. Dans les régions de moment négatif, on remplace A_p par A_s , aire de l'armature en traction chargée de répartir la fissuration.

4.4 Résistance au poinçonnement

La résistance au poinçonnement $V_{p,Rd}$ d'une dalle mixte sollicitée par une charge ponctuelle est donnée par :

$$V_{p,Rd} = C_p \cdot h_c \cdot \tau_c \quad (15)$$

C_p : périmètre déterminant (fig. 11)

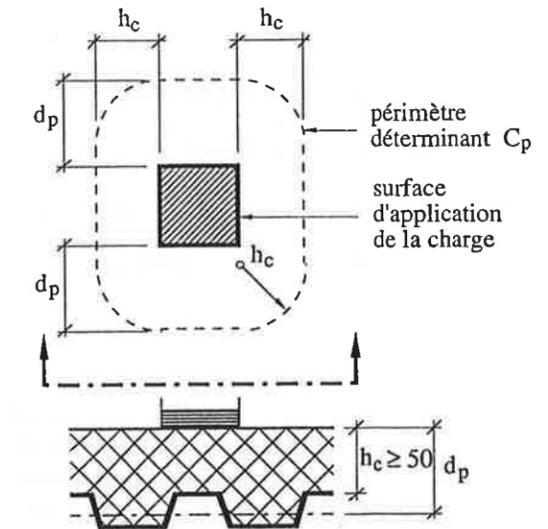


Fig. 11 : Périmètre déterminant pour le poinçonnement

4.5 Résistance au cisaillement longitudinal

La résistance à l'effort rasant est due à la liaison acier-béton réalisée à l'interface entre ces deux matériaux par le frottement, par les bossages ou par les connecteurs placés à l'extrémité des travées (voir chapitre 3). La résistance de ces connexions ne peut être déterminée qu'au moyen d'essais.

a) Méthode semi-empirique

Actuellement, la méthode la plus utilisée permettant de prédire la résistance au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte est celle qui a été développée aux Etats-Unis [9] et qui figure dans de nombreuses normes, en particulier dans l'Eurocode 4 [1]. Cette méthode, semi-empirique, consiste, sur la base d'au moins six essais de dalles en poutre simple, à déterminer deux coefficients (m et k) par type de tôle profilée (fig. 12).

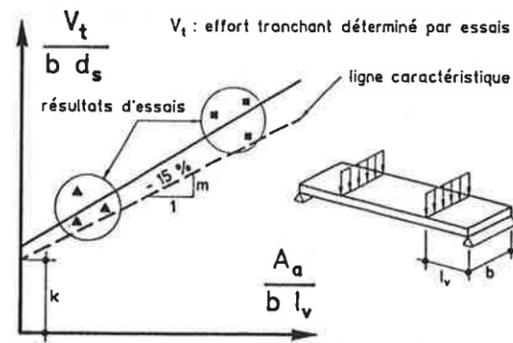


Fig. 12 : Méthode semi-empirique pour l'évaluation de la résistance au cisaillement longitudinal

La résistance de calcul au cisaillement longitudinal d'une dalle mixte constituée de la même tôle est alors donnée par l'effort tranchant limite suivant :

$$V_{l,Rd} = b d_s \left[m \frac{A_p}{b \cdot L_s} + k \right] / \gamma_{vs} \quad (16)$$

L_s est la portée cisailée et γ_{vs} le coefficient partiel de sécurité pour la résistance relative à ce mode de rupture. Pour une dalle chargée uniformément, $L_s = L / 4$. En cas de poutre simple, L est la portée entre appuis. En cas de dalle continue, L est la portée pour la travée de rive et la longueur entre points d'inflexion pour une travée intermédiaire (fig. 13).

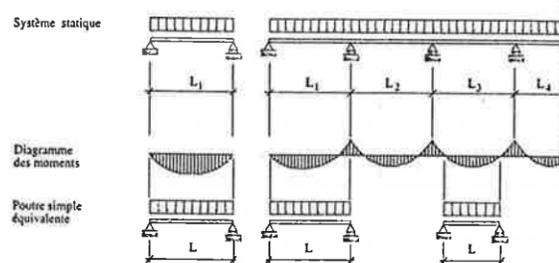


Fig. 13 : Définition de la poutre simple équivalente

Si la connexion mécanique fournie par le frottement (forme des nervures) ou par les bossages est insuffisante, il est possible d'y suppléer en disposant sur les appuis des ancrages d'extrémité (connecteurs acier-béton en général).

La résistance ultime de tels ancrages est en général donnée par la résistance à l'arrachement de la tôle profilée. Pour un goujon, cette résistance est donnée par l'expression suivante :

$$P_{pb,Rd} = k_3 \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yp} \quad (17)$$

$$k_3 = 1 + a/d_{do} \leq 4.0$$

d_{do} : diamètre de la soudure autour du goujon (=1.1 d)
 a : distance entre l'axe du goujon et l'extrémité de la tôle profilée
 Si $a \leq 2 d_{do}$, on prend $a = 2 d_{do}$.

b) Méthode de la connexion partielle

Le fait que la rupture des dalles mixtes ait lieu dans la plupart des cas par cisaillement longitudinal permet d'assimiler ce genre de système porteur à une poutre mixte à connexion partielle. Il est ainsi possible de représenter la résistance de telles dalles dans un diagramme $M / M_{p,Rm}$ fonction de $\eta = N_c / N_{cf}$ (fig. 14). La différence par rapport aux poutres mixtes provient du fait que le degré de connexion partielle N_c / N_{cf} n'est pas fonction du nombre de connecteurs, mais de la longueur cisailée L_s et de la répartition des contraintes tangentielles τ sur cette longueur. Le glissement tôle-béton s joue également un rôle plus important. La détermination d'un tel diagramme pour le dimensionnement est donc compliquée car elle nécessite soit une analyse non linéaire de la résistance et du comportement des dalles mixtes combinée avec des essais de cisaillement sur des éprouvettes représentatives de la liaison, soit un grand nombre d'essais de dalles avec la mesure de l'effort normal N_c transféré à l'interface sur la longueur cisailée. Des études sont actuellement en cours pour tenter de mettre au point une méthode simple basée sur des recherches scientifiques [10], [11].

L'Eurocode 4 donne à l'annexe E une telle méthode simplifiée comme alternative à la méthode m et k. Cette méthode dite "de la connexion partielle", est basée sur une recherche effectuée en Allemagne [12]. Elle repose sur l'essai de quatre fois deux dalles mixtes en portée simple, chargées par deux forces concentrées. En utilisant un diagramme d'interaction partielle calculé pour le type de dalles testées (fig. 14), le degré de connexion η_{test} peut être déterminé pour chaque essai effectué. En faisant l'hypothèse que les contraintes tangentielles τ sont réparties uniformément sur la longueur cisailée L_s , on a :

$$\tau_u = N'_p / b (L_s + L_o) \quad (18)$$

avec

$$N'_p = \eta_{test} \cdot N_{ap} = \eta_{test} \cdot A_p \cdot f_{yp}$$

L_o : longueur en retrait de l'appui

Une analyse statistique des huit résultats permet de trouver une valeur de dimensionnement de la contrainte tangentielle, $\tau_{u,Rd}$:

$$\tau_{u,Rd} = 0.9 \tau_{u,Rk} / \gamma_{vs} \quad (19)$$

La résistance ultime à la flexion en connexion partielle à une distance L_x de l'appui peut alors être calculée à l'aide de l'effort normal réduit suivant :

$$N_c = b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd} \quad (20)$$

On a alors :

$$M_{Rd} = N_c \cdot z + M_{pr} \quad (21)$$

avec

$$z = h_t - \frac{x}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_p \cdot f_{yp} / \gamma_{ap}} \quad (22)$$

et

$$x = \frac{N_c}{b \cdot 0.85 f_{cm}} \leq h_c \quad (23)$$

La résistance des ancrages d'extrémité et d'une armature complémentaire peut être prise en compte dans cette méthode.

Une méthode simplifiée utilisant une droite d'interaction a également été développée.

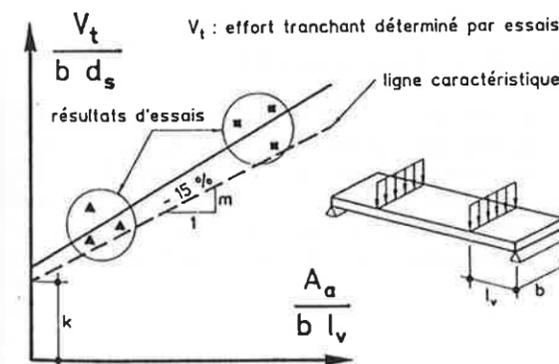


Fig. 14 : Diagramme d'interaction partielle

4.6 Caractéristiques élastiques des sections

Le calcul des flèches des dalles mixtes s'effectue à l'aide des caractéristiques élastiques des sections.

a) Section fissurée

Le moment d'inertie $I_{b,f}$ d'une section mixte fissurée est donné par la relation suivante :

$$I_{b,f} = \frac{b \cdot x_f^3}{3 n} + A_p (d_p - x_f)^2 + I_p \quad (24)$$

où x_f est la position de l'axe neutre élastique en section fissurée (distance mesurée à partir de la fibre supérieure de la dalle mixte) :

$$x_f = \frac{n \cdot A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b \cdot d_p}{n A_p}} - 1 \right) \quad (25)$$

b : largeur de la dalle (1 mètre)
 $n = E_a / E_c$
 I_p : moment d'inertie non réduit de l'aire de la section nette d'acier de la tôle profilée

b) Section homogène (non fissurée)

Le moment d'inertie $I_{b,h}$ d'une section mixte non fissurée (ou homogène) est donné par la relation :

$$I_{b,h} = \frac{b h_c^3}{12 n} + \frac{b h_c}{n} \left(x_h - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_c h_p^3}{12 n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h_t - x_h - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_h)^2 + I_p \quad (26)$$

x_h : position de l'axe neutre élastique en section homogène :

$$x_h = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + n A_p d_p}{b h_c + b_c h_p + n A_p} \quad (27)$$

b_c : largeur totale moyenne des nervures pour une largeur de dalle de 1 mètre ($b_c = \sum b_o$)

5. Vérification des dalles mixtes

Les différentes vérifications nécessaires consistent à montrer que les exigences fondamentales relatives aux états limites ultimes (résistance, stabilité) et aux états limites de service (déformations, vibrations) sont respectées.

5.1 Vérification de l'état limite ultime

Pour les dalles mixtes, cette vérification consiste en général à montrer que dans les sections critiques, les valeurs de dimensionnement des efforts

intérieurs sont plus petits que les valeurs de dimensionnement de la résistance ultime des sections.

a) Flexion positive (section I)

Cette vérification s'effectue dans la section de moment positif maximal, située en général dans la travée de rive d'une dalle continue. La condition s'exprime ainsi :

$$M_d^+ \leq M_{p,Rd}^+ \quad (28)$$

M_d^+ : valeur de calcul du moment de flexion

$M_{p,Rd}^+$: résistance de calcul à la flexion.

b) Flexion négative (section II)

Cette vérification sur appui se fait avec le moment négatif considéré dans l'analyse (voir chapitre 3). La condition s'exprime ainsi :

$$M_d^- \leq M_{p,Rd}^- \quad (29)$$

M_d^- : valeur de calcul du moment négatif

$M_{p,Rd}^-$: résistance de calcul à la flexion négative.

c) Cisaillement vertical (sections III)

Cette vérification est rarement déterminante. Elle peut l'être en cas de dalle très compacte très sollicitée. Elle intervient dans la section d'appui d'extrémité, le moment de flexion est alors nul, ou sur un appui intermédiaire. Dans ce cas, on admet qu'il n'y a pas d'interaction entre M et V.

La condition s'exprime ainsi :

$$V_d \leq V_{v,Rd} \quad (30)$$

V_d : valeur de calcul de l'effort tranchant

$V_{v,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement de la section mixte.

d) Poinçonnement (section V)

Si une charge concentrée P est appliquée sur une dalle mixte, la vérification de l'état limite ultime correspondant s'exprime par :

$$P_d \leq V_{p,Rd} \quad (31)$$

P_d : valeur de calcul de la charge concentrée

$V_{p,Rd}$: résistance de calcul au poinçonnement de la section mixte.

e) Cisaillement longitudinal (section IV)

Cette vérification est souvent déterminante pour les dalles mixtes avec tôle profilée sans ancrage. Cela signifie que la rupture de la dalle a lieu par épuisement de la résistance de la liaison. La résistance ultime en flexion dans la section I ne peut être atteinte. C'est la définition même de la connexion partielle.

Remarquons que des méthodes de calcul en connexion partielle sont actuellement en développement (voir paragraphe 4.5 b).

La vérification s'exprime ainsi :

$$V_d \leq V_{l,Rd} \quad (32)$$

V_d : valeur de calcul de l'effort tranchant

$V_{l,Rd}$: résistance de calcul à l'effort tranchant à utiliser pour cette vérification.

5.2 Vérification de l'état limite de service

a) Vérification des déformations

Les flèches verticales ne doivent pas dépasser les valeurs limites données sous 2.4.

Si l'élanement de la dalle l/d_p (portée / hauteur utile) ne dépasse par certaines valeurs limites, par exemple celles données dans l'Eurocode 2 [6], la vérification des flèches n'est pas nécessaire. Pour les dalles continues portant dans une seule direction, faiblement sollicitées, la limite est la suivante :

$$\frac{l}{d_p} \leq 32 \quad (33)$$

b) Vérification de l'ouverture des fissures du béton

Etant donné la présence de la tôle profilée à la face inférieure de la dalle, seule l'ouverture des fissures du béton sur appui doit être vérifiée. Cette vérification s'effectue selon les règles propres aux constructions en béton armé, par exemple celles énoncées dans l'Eurocode 2.

En cas d'exigences normales (faibles agressivités physiques et chimiques, pas de dommages lors de l'apparition de fissures, pas d'exigences relatives à l'étanchéité de la dalle, fissuration tolérée eu égard à l'aspect), une armature minimale disposée sur appui est suffisante. Elle est nécessaire lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est la suivante :

- pour les dalles étayées lors du bétonnage

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{b h_c} = 0.4 \% \quad (34)$$

- pour les dalles non étayées lors du bétonnage

$$\rho_{\min} = 0.2 \% \quad (35)$$

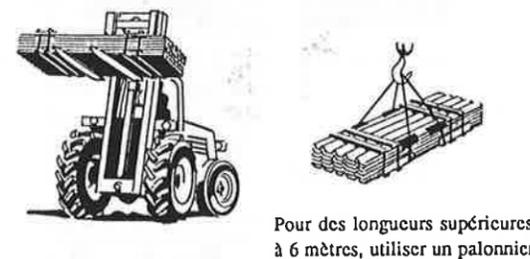
6. Recommandations pour le montage et le bétonnage

Ce chapitre est tiré de la brochure "Mise en oeuvre des planchers collaborants" de PAB-Sollac [13]. Les textes et figures ont été mis gracieusement à disposition par cette société. On trouve également des indications utiles dans les publications de la CECM [14], [15].

6.1 Manutention et stockage des fardeaux

a) La manutention

L'emballage des tôles profilées est conçu pour une manutention par élingues (fig. 15). Les élingues sont disposées au droit des cadres en bois. Dans le cas de petites longueurs (pose en feuillure) où une manutention par chariot élévateur est envisagée, il convient de le préciser à la commande en vue de la mise au point des dispositifs de chargement sur véhicules.



Pour des longueurs supérieures à 6 mètres, utiliser un palonnier

Fig. 15 : Manutention des fardeaux

b) Le stockage

Les colis doivent reposer sur un sol plan, dur et sain (fig. 16). Les colis gerbés (4 au maximum) doivent avoir la même longueur pour une superposition correcte des cadres en bois. Les lignes de contact entre les plaques empilées sont sensibles à l'eau quelle que soit son origine (pluie ou condensation). Très souvent, une mauvaise

ventilation des colis engendre la rouille blanche (hydroxyde de zinc). Le stockage, même sur le site de construction, doit être de courte durée ou fait dans d'excellentes conditions de protection.

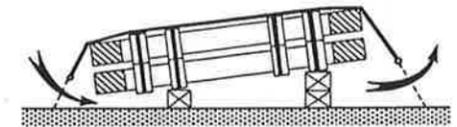


Fig. 16 : Stockage des colis

6.2 Mise en oeuvre des dalles mixtes

Ce chapitre résume la mise en oeuvre des dalles mixtes en 10 gestes simples (fig. 17).

6.3 Fixation des tôles profilées

a) Technique de fixation

La fixation a pour but d'éviter le déplacement des plaques sous l'effet du vent et de la circulation des personnes. La fixation raidit le coffrage. Les têtes des fixations constituent un repérage aisé des solives d'appui pour la mise en place des armatures sur appuis et éventuellement des connecteurs acier-béton.

L'usage le plus fréquent consiste à fixer immédiatement chaque plaque de tôle profilée sur chacun des supports définitifs.

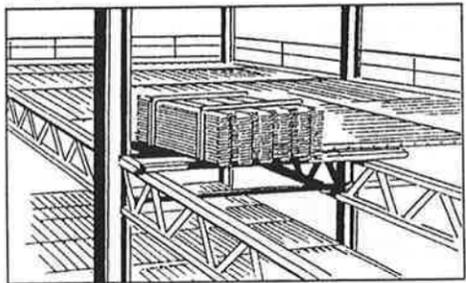
Il est important de ne pas circuler entre les files d'étais éventuels au moment de la fixation des plaques : la déformation de la plaque deviendrait alors permanente.

La liaison entre les tôles profilées, les accessoires et l'ossature porteuse, ainsi que les fixations le long des lignes de couture sont effectuées en faisant appel à un nombre de techniques qui sont présentées brièvement ci-après :

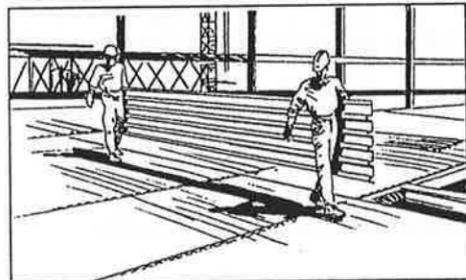
b) Fixation des tôles sur la structure porteuse

Le type de fixation est fonction de la structure porteuse. Sur des solives en acier (fig. 18), on peut utiliser des vis auto-perceuses-taraudeuses ou encore une connexion par soudure bouchon effectuée à l'arc électrique ou au pistolet.

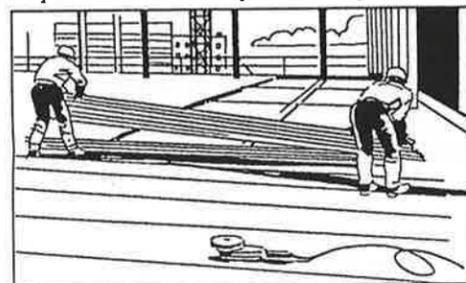
Séquence 1 - Stockage provisoire des fardeaux



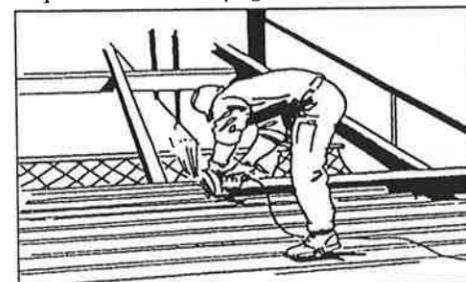
Séquence 2 - Manutention des plaques



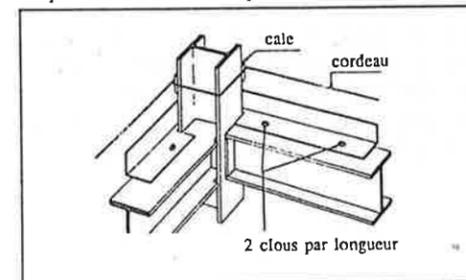
Séquence 3 - Mise en place de la plaque



Séquence 4 - Découpages éventuels



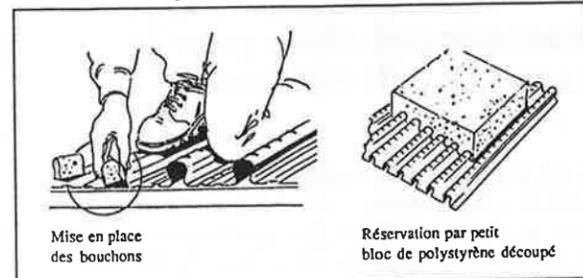
Séquence 5 - Mise en place des costières



Séquence 6 - Fixation de la plaque et des costières



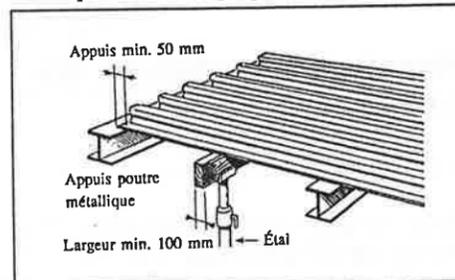
Séquence 7 - Mise en place des accessoires



Mise en place des bouchons

Réservation par petit bloc de polystyrène découpé

Séquence 8 - Réglage des étais éventuels



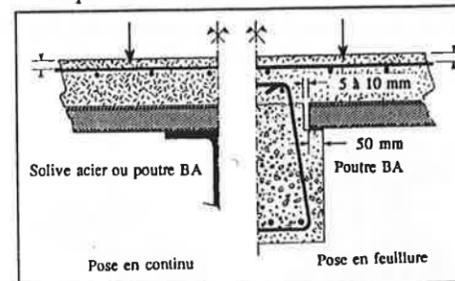
Appuis min. 50 mm

Appuis poutre métallique

Largeur min. 100 mm

Étal

Séquence 9 - Mise en place de l'armature



Solive acier ou poutre BA

Poutre BA

Pose en continu

Pose en feuillure

Séquence 10 - Bétonnage de la dalle

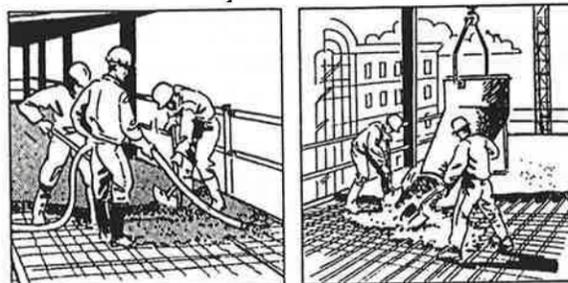


Fig. 17: Mise en oeuvre des dalles mixtes

Sur **poutraison en béton**, on utilise généralement des rivets aveugles ou encore des chevilles. Enfin, dans le cas d'un **solivage en bois**, la fixation se fait à l'aide de vis auto-perceuses-taraudeuses spéciales. On peut également utiliser des tire-fonds à visser ou à bourrer ou plus simplement des clous en acier trempé à tête large.

Sur une poutraison en acier ou en béton, une solution polyvalente existe. Elle consiste à utiliser des clous spéciaux mis en place au moyen d'un appareil de scellement utilisant des cartouches à percussion. Plusieurs produits concurrents sont actuellement disponibles sur le marché. Les appareils de scellement et les clous qu'ils utilisent nécessitent que l'utilisateur maîtrise la technique de tir.

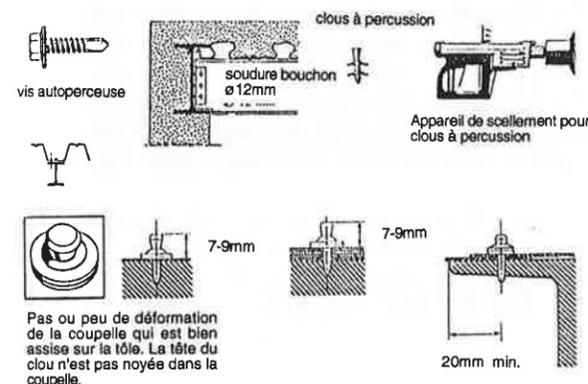
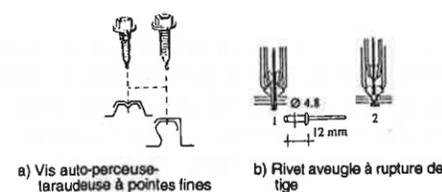


Fig. 18: Fixations sur structures en acier

c) Fixation des coutures et des accessoires

Les fixations des coutures et des accessoires tels que les bandes de raccords en tôle pliée et les bandes de rappel des costières (fig. 19) sont exécutées à l'aide des mêmes techniques de fixation. Il s'agit ici de connecter ensemble deux voire trois épaisseurs de tôles minces. A cet effet, on peut citer deux techniques universelles qui sont les rivets aveugles et les vis auto-taraudeuses qui sont mis en place après perçage alors que les vis auto-perceuses-taraudeuses sont fixées en une seule opération.



a) Vis auto-perceuse-taraudeuse à pointes fines

b) Rivet aveugle à rupture de tige

Fig. 19: Fixation de couture et des accessoires

La publication B7 "Directive concernant la fixation des tôles profilées en acier" du Centre suisse de la construction métallique (SZS) [16] donne des indications utiles concernant cette technique de fixation.

6.4 Pose des connecteurs acier-béton

La mise en oeuvre de connecteurs permet de solidariser les poutres et la dalle mixte. La dalle devient ainsi une véritable table de compression de la poutre mixte.

La bonne mise en place de ces connecteurs est capitale parce que la résistance de l'ensemble poutres + dalle est fonction de la qualité de la liaison. Un dimensionnement en structure mixte permet d'économiser jusqu'à 20 % du poids de la poutre métallique.

Les connecteurs sont en général mis en place sur le chantier. Les techniques actuelles permettent d'éviter le préperçage des tôles sur appuis. Deux types de connecteurs sont actuellement disponibles sur le marché :

- les goujons soudés
- les équerres clouées

a) Goujons soudés

Les goujons sont fabriqués en acier façonné à froid. Ils existent en plusieurs tailles (diamètre et longueur). Les goujons peuvent être soudés sur place à travers la tôle ou en atelier sur les poutrelles (fig. 20). Dans le premier cas, le goujon est soudé sur la membrure supérieure de la poutre au travers de la tôle profilée par un procédé d'arc électrique avant la mise en oeuvre du béton.

La procédure de contrôle sur le chantier est donnée dans la norme SIA 161/1 (1990), chiffre 4 22 [17].

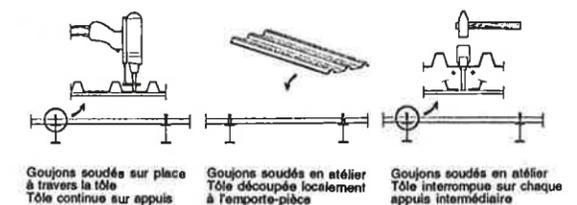


Fig. 20: Soudage des goujons

b) Équerres clouées

Les connecteurs plus connus sous le nom générique de HVB (fig. 21) sont fabriqués par emboutissage. Ils sont mis en place par clouage au moyen

d'un pistolet de scellement utilisant des cartouches à percussion.

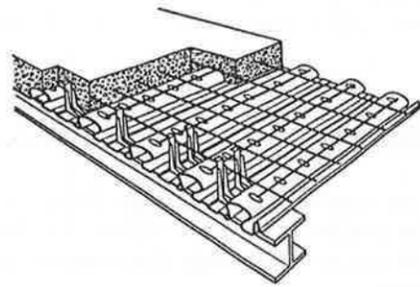


Fig. 21 : Dalle mixte avec connecteurs cloués

6.5 Dispositions pratiques et mise en oeuvre

a) Détails de construction sur structures en acier

La figure 22 donne quelques détails typiques des dispositions pratiques appliquées lors de la mise en oeuvre des tôles profilées sur structures en acier.

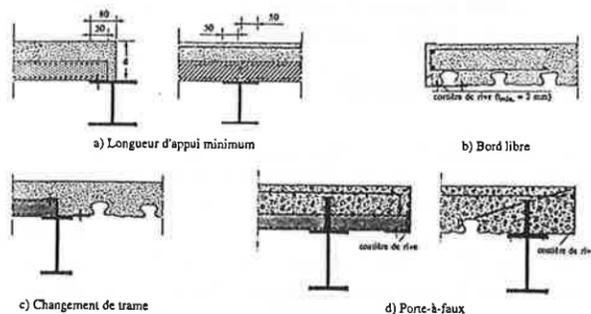


Fig. 22 : Détails de construction sur structures en acier

b) Mise en oeuvre du béton

- Avant de bétonner, la surface des tôles doit être nettoyée et exempte de tous débris.
- Le ciment sera du type PORTLAND normal.
- On utilisera du sable de rivière, propre et exempt de toutes matières organiques
- On emploiera les agrégats usuels avec une dimension maximale de grain de 20 mm.
- L'eau utilisée doit être propre et claire.
- Le dosage sera de 350 kg/m³ de ciment donnant une résistance minimale à la compression sur cubes du béton de 25 N/mm² à 28 jours (voir norme SIA 162).
- Aucune adjonction de chlorure de calcium ou autres chlorures ne peut être admise.
- Le béton doit être mélangé en bétonnière pendant 2 minutes au moins. Il sera transporté d'une

manière telle que toute ségrégation, prise ou séchage, soit évitée avant la mise en place.

- Le coulage du béton se fait par des méthodes traditionnelles (pompe ou benne à béton)
- Dans la mesure du possible, le déchargement du béton doit s'effectuer sur les éléments porteurs de la structure. On évitera toute accumulation de béton.
- Le béton doit être vibré modérément, car les éléments métalliques transmettent mieux les vibrations que les éléments de coffrage traditionnelles. De ce fait, des vibrations exagérées conduiraient à une ségrégation trop importante du béton.
- Le béton doit être rendu compact au moyen d'instruments appropriés, de manière à rendre la masse du béton parfaitement dense, exempte d'alvéoles et de ségrégation.
- Le béton doit remplir tous les espaces entre les nervures d'une façon compacte et sans laisser de vides.
- Le bétonnage sera interrompu par temps de gel.
- Le béton sera protégé des agents atmosphériques et sera maintenu humide pendant 7 jours.

7. RÉFÉRENCES

- [1] SIA V 163.001 (Eurocode 4) : Calcul des structures mixtes acier et béton - Partie 1.1: Règles générales et règles pour les bâtiments. ENV 1994-1-1:1992. Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, 1992 et Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1993.
- [2] Eurocode 1: Basis of design and actions on structures. CEN/TC250, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, en préparation.
- [3] SIA 160 : Actions sur les structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1989.
- [4] SIA 460.041. Document d'application nationale de l'Eurocode 4. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1994.
- [5] EN 10 147: Tôles et larges bandes en acier de construction non allié galvanisées à chaud et en continu, avec limite d'élasticité minimale spécifiée. Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, 1979.
- [6] SIA V 162.001 (Eurocode 2) : Calcul des structures en béton - Partie 1.1: Règles générales et règles pour les bâtiments, ENV

- [7] SIA 162 : Ouvrages en béton. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1989.
- [8] SIA 460.021. Document d'application nationale de l'Eurocode 2. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1994.
- [9] Porter, M.L. and Eckberg, C.E. Jr. : Design recommendations for steel deck floor slabs. ASCE Journal of the Structural Division, New York, vol. 102, no 11, 1976, pp. 2121-2136.
- [10] Daniels, B.: Comportement et capacité portante des dalles mixtes, modélisation mathématique et étude expérimentale. Thèse EPFL no 895, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1990.
- [11] Patrick, M. : Shear Connection Performance of Profiled Steel Sheet in Composite Slabs. Ph. D. Thesis, School of Civil and Mining Engineering, The University of Sydney, February, 1994.

- [12] Bode, H. and Sauerborn, J. : Modern Design Concept for Composite Slabs with Ductile Behaviour, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE, New York, 1993.
- [13] Mise en oeuvre des planchers collaborants, PAB-Sollac, Nanterre (F), 1992.
- [14] Good Construction Practice for Composite Slabs, European Convention for Constructional Steelwork, Publication N° 73, Bruxelles, 1993.
- [15] Design Manual for Composite Slabs, European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles (to be published).
- [16] SZS-B7 : Directive concernant la fixation des tôles profilées en acier. Centre suisse de la construction métallique, publication B7, Zurich, 1993.
- [17] SIA 161/1 : Constructions métalliques. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 1990.