



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa



*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université Dr. TAHAR MOULAY DE SAIDA
Faculté de Technologies
Département de Génie Civil et Hydraulique*

Polycopié de

*La Construction Mixte (Acier - Béton)
"Cours et Exercices Corrigés"*

Réalisé par

Dr. KERNOU Nassim

Présentation

Ce polycopié traite des notions fondamentales et des méthodes de dimensionnement relatives à la construction mixte (Acier-Béton). Ce cours est destiné aux étudiants de Master de génie civil, enseignée au département de génie civil et hydraulique de l'Université de Saida. L'ouvrage comporte le nécessaire pour faire le calcul pratique en terme de principes, méthodes, formules,...etc. Le but de cet ouvrage, est de donner au lecteur les éléments nécessaires à une bonne compréhension du comportement physique des éléments de la construction mixte (Acier-Béton) ainsi que de leur assemblage, afin de permettre leur dimensionnement à l'aide de modèles de calcul réaliste. Les méthodes de calcul présentées dans ce polycopié sont basées sur le document technique réglementaire Algérien DTR-BC.2.34 " Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton" et sur l'Eurocode 4.

La structuration de cet ouvrage permet de distinguer les parties relatives aux matériaux et règles unifiées pour les constructions mixtes (Chapitre 1), aux éléments de construction mixte Acier-Béton (Chapitre 2), au calcul des poteaux selon les règles de l'EC 4 (Chapitre 3), à la vérification de la sécurité structurale des poutres mixtes (Chapitre 4), au dimensionnement des planchers mixtes (Chapitre 5) et enfin au dimensionnement d'assemblages mixtes (Chapitre 6). De nombreux exemples numériques complètent la matière étudiée, afin d'illustrer au mieux son application pratique.

Enfin, avec les développements détaillés des méthodes de calculs de la construction mixte (Acier-Béton) accompagnés de quelques applications; ce polycopié constitue une référence pédagogique orientée au niveau de l'Université de Saida, dans l'objectif de faciliter toutes consultations ou enseignement du module concerné.

Dr. KERNOU Nassim
Saida, Le 04 Septembre 2016

Table des Matières

Table des matières

Présentation 1

Chapitre I : Matériaux et règles communes pour les constructions mixtes

I.1. Matériaux utilisés dans un élément mixte 2

I.2. Caractéristiques des matériaux 2

I.2.1 Acier de construction 2

I.2.2 Acier d'armature 3

I.2.3 Béton 3

I.2.4 Tôles profilées en acier pour les dalles mixtes 6

I.3 État limite ultime et état limite de service.....7

I.3.1 Combinaisons d'actions à l'ELU..... 7

I.3.1.1 Combinaison fondamentales 7

I.3.2 Combinaison accidentelles 8

I.4 Combinaisons d'actions à l'ELS 8

I.4.1 Combinaison rare 9

I.4.2 Combinaison fréquente 9

I.4.3 Combinaison quasi permanente 9

Chapitre II : Eléments de Construction Mixte (Acier-Béton)

II.1- Généralités et principe de fonctionnement des structures mixte acier-béton 10

II. 2- Description de différents types d'éléments utilisés en bâtiment..... 11

II.2.1 Planchers mixtes 11

II.2.2 Poteaux mixtes..... 15

II.2.3 Assemblages mixtes..... 16

Chapitre III : Les Poteaux Mixtes (Acier-Béton)

III.1. Définitions et différents types de poteaux mixtes..... 19

III.2 Méthodes de calcul 19

III.3 Voilement local des parois des éléments structuraux en acier	20
III.4 Condition d'utilisation de la méthode simplifier de calcul	21
III.5 Premier cas: Dimensionnement des poteaux soumis à une compression axial	21
III.5.1 Resistance de la section	21
III.5.2 Elancement réduit	23
III.5.3 Résistance au flambement	24
III.6 Deuxième cas: Dimensionnement des poteaux mixtes soumis à la compression axial et flexion.....	26
III.6 .1 Résistance de la section sous moment de flexion et effort normal ..	26
III.6.2 Amplification de second ordre des moments de flexion	28
III.6.3 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion mono-axiale	29
III.6.4 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion bi- axiale	30
III.6.5 Conclusion.....	31
III.6.6 Exercice d'application.....	32
III.6.7 Solution de l'exercice d'application	33

Chapitre IV : Les Poutres Mixtes (Acier-Béton)

IV.1-Introduction.....	36
IV.2-Largeur participante	36
IV.3-Situations à considérer	37
IV.4-Vérification de la sécurité structurale des poutres mixtes	38
IV.5-Vérification de l'aptitude au service	39
IV.6-Calcul de la connexion	39
IV.6-1 Calcul plastique de la connexion.....	39
IV.7- Exemple d'application.....	40
IV.8. Solution de l'exercice d'application	41

Chapitre V : Le Plancher Mixte (Acier-Béton)

V.1 Introduction	44
V.2 Classification des planchers	44
V.3 Dispositifs de liaison dans un plancher mixte.....	45

V.4 Les avantages d'un plancher collaborant.....	46
V.5 Méthode de calcul des Planchers mixtes collaborant	46
V.6 Exercice d'application	50
V.7 Solution de l'exercice d'application	51

Chapitre VI : Les Assemblages Mixtes

VI.1 Introduction	55
VI.2- Description des assemblages mixtes.....	55
VI.3- Caractérisation des assemblages mixtes selon l'EC 3 et l'EC 4 par la méthode des composantes.....	58
VI.4- Calcul selon la méthode des composantes	61
VI.4-1 Assemblage avec plaque de contact.....	63
VI.4-2 Assemblage avec platine d'extrémité limitée	71
VI.4-3 Assemblage avec platine d'extrémité non débordante	75
Références bibliographiques.....	82

Chapitre I

Matériaux et Règles Unifiées pour les Constructions Mixtes

I.1. Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2, EC3, EC4].

I.2. Caractéristiques des matériaux

Les principales caractéristiques des matériaux ci-dessus sont examinées dans ce qui suit :

I.2.1 Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique "Nuance d'acier" qui est définie par sa limite d'élasticité f_y .

L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113.

Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E_a}{1.2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de Poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

Pour les calculs et la conception, l'Eurocode 3 (EC3) admet l'idéalisation de la relation contrainte-déformation de l'acier de construction sous forme élastique parfaitement plastique, comme indiquée sur la figure 1.

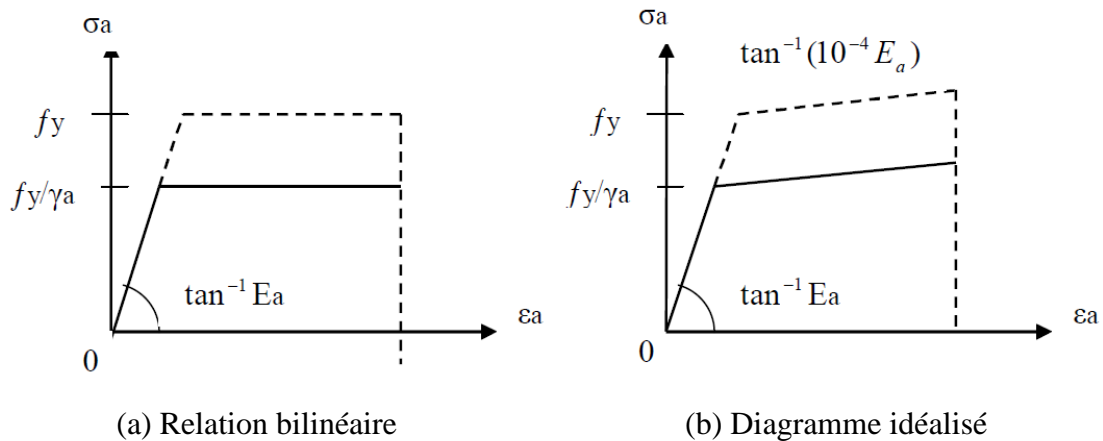


Figure 1: Relation contrainte-déformation spécifique des aciers de construction [1].

I.2.2 Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction (figure 2).

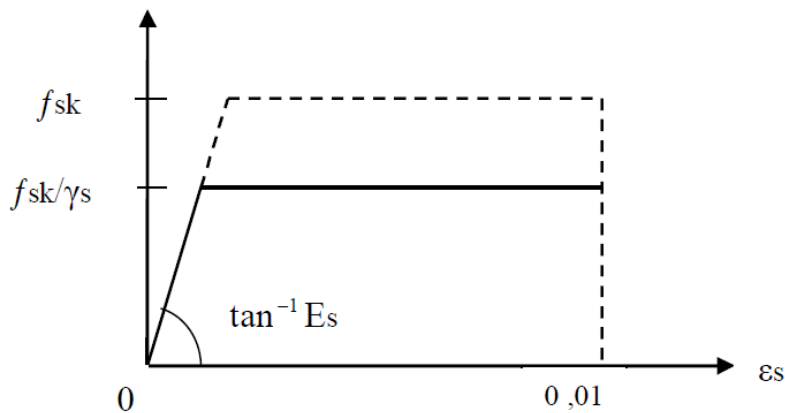


Figure 2: Diagramme contrainte-déformation de calcul pour l'armature [1].

I.2.3 Béton

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La relation contrainte-déformation conventionnelle est définie comme suit :

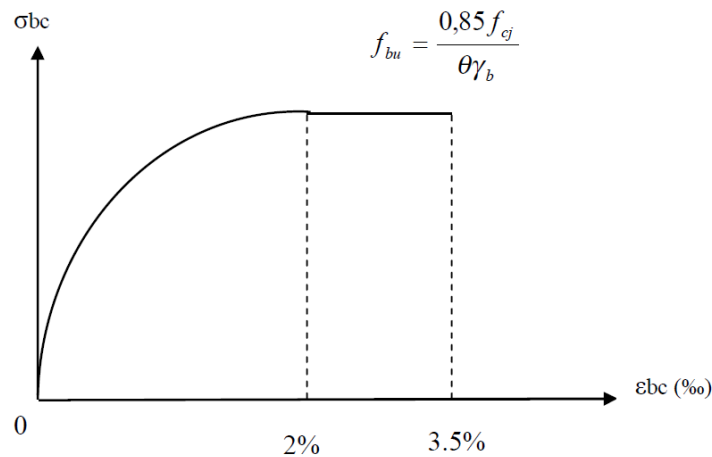


Figure 3: Diagramme parabolique conventionnel.

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50).

Le module d'élasticité E du béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre. Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton.

-Selon la clause 4.2.1.2 de l'Eurocode 2. La masse volumique (ρ) d'un béton peut être considérée égale aux valeurs suivantes :

$\rho = 2400 \text{ Kg/m}^3$ pour un béton non armé.

$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ pour un béton armé ou précontraint avec pourcentages normaux d'armature.

ρ comprise entre 1600 et 1800 Kg/m^3 pour béton léger non armé.

-On ne doit pas utiliser de classes de résistance du béton supérieures à C50/60.

-L'Eurocode 4 est basé sur la résistance caractéristique à la compression sur cylindre, f_{ck} , mesurée à 28 jours conformément à l'article 3.1.2.2 de l'Eurocode 2. Pour le béton de masse volumique normale (ρ égale environ de $2400, 2500 \text{ Kg/m}^3$). Le tableau 1 rassemble les valeurs de trois caractéristiques :

Classe de Résistance	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (N/mm ²)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm} (kN/mm ²)	29	30,5	32	33,5	35	36	37

Tableau 1: Classes de résistance des bétons

f_{ck} : résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesuré à 28 jours

f_{ctm} : résistance caractéristique à la traction sur cylindre mesuré à 28 jours

E_{cm} : module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme

-Le classement du béton (exemple C20/25) correspond à la résistance sur cylindre/sur cube.

-En référence à la clause 3.1.2.5.2 de l'Eurocode 2, il est admis de calculer la valeur de E_{cm} par l'expression :

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (E_{cm} \text{ Exprimé en KN/mm}^2 \text{ et } f_{ck} \text{ en N/mm}^2)$$

-Pour les bétons légers, on peut calculer les modules sécants en multipliant les valeurs obtenues à

partir du tableau 1-1 par $(\rho/2400)^2$.

-Pour la détermination des caractéristiques d'une section mixte (acier-béton), il est nécessaire d'introduire le concept de coefficient d'équivalence acier-béton, défini comme suit:

$$\eta = \frac{E_a}{E'_c}$$

E_a : est le module d'élasticité de l'acier des la construction

E'_c :est le module « équivalent » du béton.

Pour tous les cas et pour les bâtiments destinés principalement au stockage

$E'_c = E_{cm}$ pour les effets à court terme.

$E'_c = E_{cm}/3$ pour les effets à long terme (pour tenir compte les effets du fluage dus aux actions à long terme).

Dans les autres cas : $E'_c = E_{cm}/2$ (valable à la fois pour les actions à court terme et celles à long terme : clause 3.1.4.2 (4) de l'Eurocode 4.

I.2.4 Tôles profilées en acier pour les dalles mixtes

-La partie 1-1 de l'Eurocode 4 couvre, le calcul des dalles mixtes comportant des tôles profilées en acier fabriquées à partir d'acier doux selon EN10025, d'acier à haute résistance selon prEN10113, de tôle en acier laminée à froid selon ISO 4997-1978, de tôle en acier galvanisé selon prEN10147

-Les valeurs nominales de la limite d'élasticité du matériau de base f_{yp} allant de 220 à 350 N/mm²

Norme	Nuance		f_{yp} (N/mm ²)
	Ancienne dénomination	Nouvelle dénomination NF EN 10027	
EN10147	Fe E 220 G	SE 220 GD	220
	Fe E 250 G	SE 250 GD	250
	Fe E 280 G	SE 280 GD	280
	Fe E 320 G	SE 320 GD	320
	Fe E 350 G	SE 350 GD	350

Tableau 2 : Les tôles profilées conformes à la norme EN10147 [5].

-Les idéalizations de la relation entre la contrainte et la déformation pour l'acier de construction laminé à chaud s'applique aux tôles profilées en acier (comportement elastop-lastique parfait).

-En général, l'épaisseur des tôles profilées est comprise entre 0.75 et 1.5mm (selon la norme 10143, il est recommandé de choisir une épaisseur nominale de la tôle qui ne doit pas être inférieure à 0.75).

-Chaque face de la tôle profilée étant protégée contre la corrosion par une couche de zinc d'épaisseur 0.02mm environ.

-Le module d'élasticité longitudinale égale 210KN/mm².

I.3.État limite ultime et état limite de service

Pour justifier la sécurité et l'aptitude au service des constructions, on emploie une méthode dite d'états limites. Son principe est de montrer que les combinaisons d'actions et les sollicitations de calcul à envisager n'entraînent pas dans la construction ou l'un de ses éléments, un des phénomènes que l'on souhaite éviter.

- Un état limite ultime (ELU) est atteint lorsque l'un des phénomènes suivants se produit : perte d'équilibre de la structure, formation pour tout ou partie de la structure d'un mécanisme de ruine, instabilité de forme, rupture d'un élément, déformations plastiques excessives.
- Un état limite de service (ELS) est atteint lorsque la structure devient inapte aux fonctions normales pour lesquelles elle est conçue, en particulier dans les cas de déformations excessives entraînant une interruption du service normal de la structure ou des désordres inacceptables d'éléments non structuraux.

I.3.1 Combinaisons d'actions à l'ELU

I.3.1.1 Combinaison fondamentales

On doit considérer pour les situations de projets durables et les situations transitoires les combinaisons fondamentales suivantes:

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{kj} Q_{kj} + \sum_{i>j} \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}$$

Avec

G_{kj} Valeurs caractéristiques des actions permanentes.

Q_{kj} Valeurs caractéristiques d'une des actions variables.

γ_{Gj} Coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente G_{kj}

γ_{Qj} Coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente Q_{kj}

ψ_0 Coefficient défini comme suit:

Actions variables considérée	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation	0.87	1	1
Charges de neige	0.60	0.20	0
Charges de vent	0.60	0.50	0
Température	0.60	0.50	0

Tableau 3 : Coefficients de pondérations des actions variables

I.3.2 Combinaison accidentelles

Quand il s'agit d'une action sismique, on doit se conformer aux exigences des Règles Parasismiques Algériennes RPA.

Pour les structures de bâtiments, on peut appliquer les combinaisons ci-dessous, qui peuvent s'avérer contraignantes:

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable: $\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{kj} Q_{kj}$

- Avec prise en compte uniquement de toutes les actions variables défavorables: $\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + 0,9 \sum_{i>j} \gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}$

Les coefficients partiels de sécurité pour les actions exercées sur les structures de bâtiments sont donnés dans le tableau suivant:

	Actions permanentes γ_G	Actions variables γ_G	
		Action variable de base	Action variable d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{F.inf}$	1.00	0	0
Effet défavorable $\gamma_{F.sup}$	1.35	1.50	1.50

Tableau 4 : Coefficients de pondérations des actions permanentes

Coefficient partiels de sécurité pour les matériaux

Combinaison	Acier de construction γ_s	Béton γ_c	Acier d'armature γ_s	Tôle profilée en acier γ_{ap}
Fondamentale	1.10	1.50	1.15	1.10
Accidentelles	1.00	1.15	1.00	1.00

Tableau 5 : Coefficient partiels de sécurité pour les matériaux

I.4 Combinaisons d'actions à l'ELS

On définit trois types de combinaisons d'actions pour les états limites de services, comme suit:

I.4.1 Combinaison rare

$$\sum_j G_{kj} + Q_{kj} + \sum_{i>j} \psi_{0j} Q_{kj}$$

I.4.2 Combinaison fréquente

$$\sum_j G_{kj} + \psi_{ij} Q_{kj} + \sum_{i>j} \psi_{2j} Q_{kj}$$

I.4.3 Combinaison quasi permanente

$$\sum_j G_{kj} + \sum_{i>j} \psi_{2j} Q_{kj}$$

On peut dans le cas de bâtiment, utiliser des combinaisons simplifiées qui se revelent plus contraignante:

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable: $\sum_j G_{kj} + Q_{kj}$

- Avec prise en compte uniquement de toutes les actions variables défavorables: $\sum_j G_{kj} + 0,9 \sum_{i>j} Q_{kj}$

Chapitre II
Éléments de
Construction Mixte
(Acier-Béton)

II.1- Généralités et principe de fonctionnement des structures mixte acier-béton

D'une manière générale, une structure peut être définie comme mixte si, au niveau de la plupart de ses éléments (poutres, poteaux, assemblages, dalles), elle associe deux matériaux de natures et de propriétés différentes, ici l'acier et le béton.

Il convient en particulier de distinguer les structures mixtes des structures hybrides, parfois appelées improprement mixtes, composées d'éléments homogènes de matériaux différents, par exemple un bâtiment avec un noyau en béton armé sur lequel prend appui une charpente constituée exclusivement de poutres et poteaux en acier.

En fait, ce qui est tout à fait particulière du fonctionnement d'un élément mixte, c'est l'association mécanique des deux matériaux, acier et béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux, qui va accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément.

On peut illustrer simplement l'effet d'une connexion en considérant l'exemple de la flexion élastique de deux poutres, de même section rectangulaire et d'un même matériau pour simplifier, dont l'une est supportée par l'autre ; dans un cas on suppose qu'il n'y a pas de liaison à l'interface des poutres, dans l'autre que la solidarisation est parfaite (Figure1).

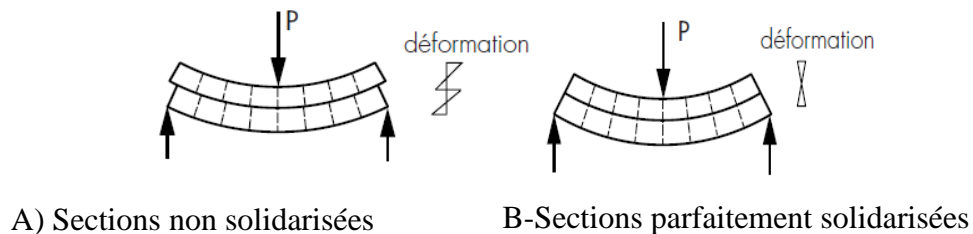


Figure 1 : Effet de solidarisation entre deux poutres en flexion

Il convient de préciser qu'en général, dans les éléments mixtes (acier-béton), l'adhérence entre le composant en acier et celui en béton n'existe pas naturellement, et que la solidarisation doit être obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés « connecteurs ».

Il existe une grande variété de connecteurs en construction mixte mais, à l'heure actuelle, en bâtiment, la connexion est le plus souvent réalisée par des goujons à tête, fixés sur l'élément métallique par soudage électrique à l'aide d'un pistolet adéquat (figure 2a).

On peut utiliser des cornières (fabriquées par pliage à froid), mais présentant une résistance moindre que les goujons soudés (figure 2b).

On peut envisager également, mais cela est assez rare en bâtiment, l'utilisation de butées soudées, en forme de tasseau ou de tronçons découpés dans des profilés en cornière (figure 2c et 2d), également dans des fers en T.

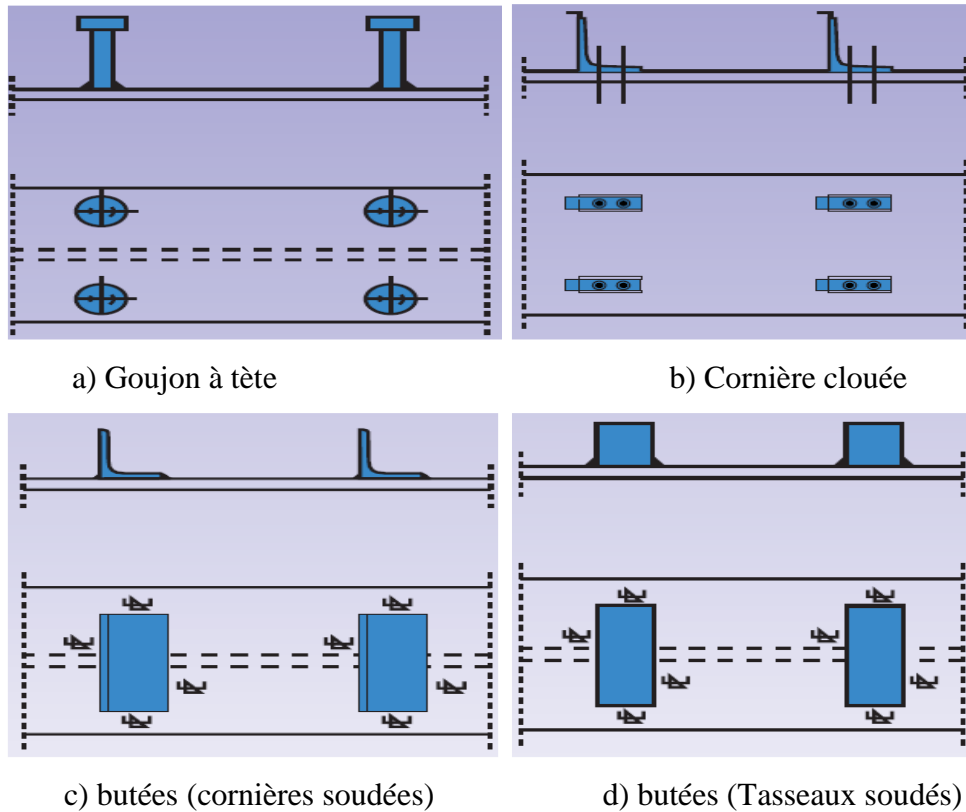


Figure 2 : Types de connecteurs utilisés en bâtiment

Le rôle principal des connecteurs est d'empêcher, ou au moins de limiter, le glissement pouvant se produire entre l'acier et le béton, c'est-à-dire le déplacement relatif entre les deux matériaux parallèlement à leur interface. Selon l'importance de l'effort de cisaillement longitudinal à transférer entre les deux matériaux, on sera amené à distinguer par la suite deux modes de connexion, à savoir la « connexion complète » et la « connexion partielle ».

II. 2- Description de différents types d'éléments utilisés en bâtiment

II.2.1 Planchers mixtes

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structural de l'ensemble répondant au schéma suivant :

- * La dalle, soumise directement aux charges (charges permanentes et charges d'exploitation), les transmet aux poutres du plancher par flexion locale;
- * Les poutres, soumises aux efforts d'appui de la dalle, reportent ces efforts par flexion générale.

La figure 3 montre des sections différentes de poutres mixtes de plancher en présence d'une dalle pleine en béton armé. La forme en T est la plus classique (figure 3a), comme le résultat direct de l'association, par des connecteurs, de la dalle et d'un profilé en acier.

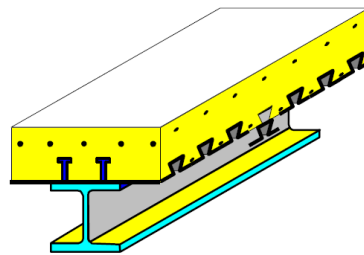
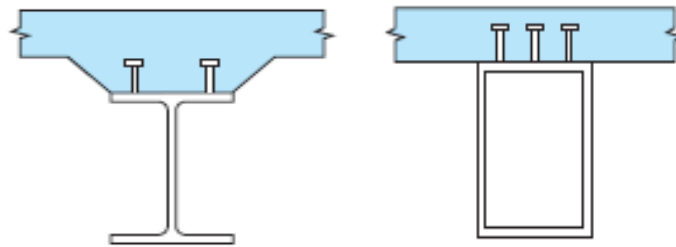


Figure 3a : Section mixte en T

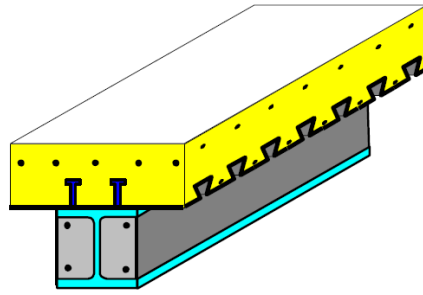
La présence d'un renformis (figure 3b), On peut trouver des réalisations avec des poutres métalliques en caisson, éventuellement constituées d'un profilé creux laminé (de géométrie rectangulaire) (figure 3c); cette solution peut offrir l'avantage d'une plus grande stabilité au déversement, y compris en phase de construction.



b) Dalle avec renformis

c) Poutre métallique en caisson

La solution de poutres mixtes partiellement enrobées, c'est-à-dire consistant à remplir de béton armé les deux chambres du profilé (figure 3d)



d) Poutre métallique partiellement enrobée de béton

Figure 3 : Différentes sections des poutres mixtes

Pour réaliser une dalle pleine, il est possible d'utiliser des éléments préfabriqués qui permettent un montage très rapide tout en évitant la mise en place d'échafaudages (figure 4) : des prédalles en béton de faible épaisseur.

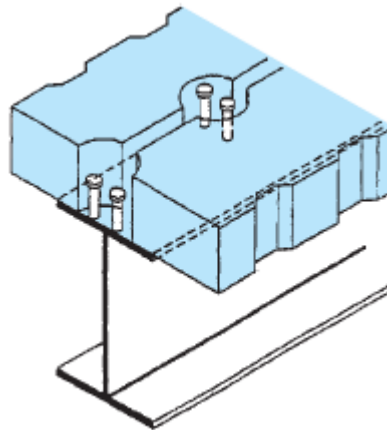


Figure 4 : Utilisation de dalles préfabriquées

Un autre système de dalle consiste à utiliser un bac en tôle mince profilée à froid (figure 5) qui sert de coffrage pour couler la dalle, puis, après durcissement du béton, joue le rôle d'une armature.

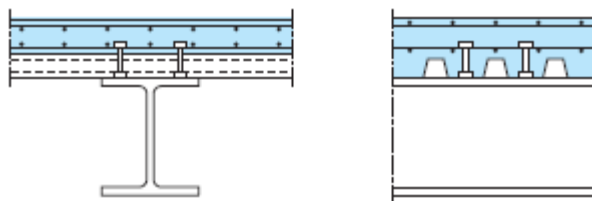
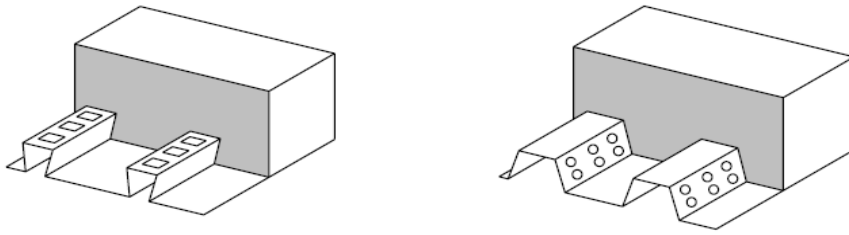


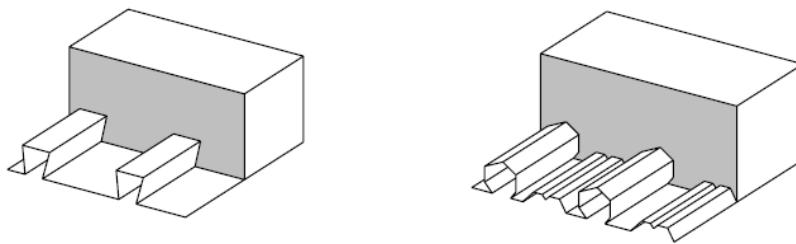
Figure 5 : Profilé connecté à une dalle mixte

L'adhérence du béton avec le bac est obtenue par liaison mécanique due à la présence de bossages ou d'embossages sur les parois des ondes de la tôle (figure 6a), également par liaison de frottement en utilisant des ondes de formes rentrantes (figure 6b) ; cette adhérence se trouve renforcée par l'ancrage d'extrémité assuré par la

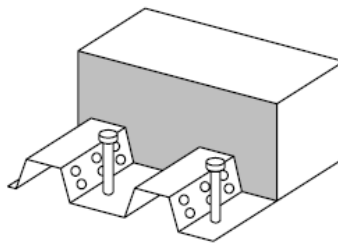
présence de goujons soudés ou autres connecteurs (figure 6c), ou assuré par une déformation à l'écrasement partiel des ondes lorsque celles-ci sont de formes rentrantes (figure 6d).



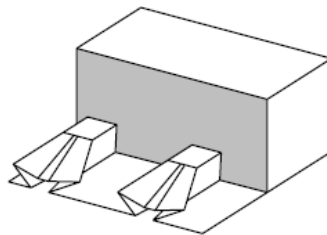
a) Liaison mécanique



b) Liaison par frottement



c) ancrage d'extrémité



d) déformation des extrémités des nervures

Figure 6 : Modes d'adhérence des dalles mixtes

Durant le bétonnage de la dalle, il conviendra de se prémunir du risque de déversement des poutres supports en acier.

Un étaieement des tôles ou des prédalles est nécessaire lorsqu'elles ne peuvent supporter le poids de béton frais et la surcharge due aux opérations de mise en œuvre sur la distance séparant les poutrelles (portée de dalle), en général au-delà de 2,5 à 3.00 m.

Par ailleurs, l'association de dalles mixtes avec des poutres métalliques à âmes ajourées, dites parfois « poutres alvéolaires », avec des hauteurs d'ouverture rectangulaire ou circulaire de 40 à 50 cm (figure7).

Elles permettent le passage des gaines techniques (climatisation, désenfumage, etc.)

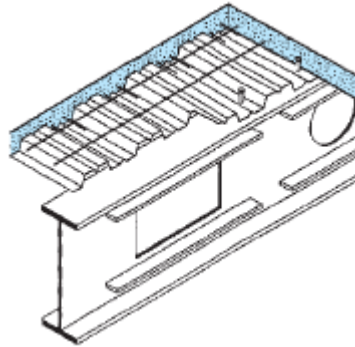


Figure 7: Dalle mixte connectée à une âme ajourée

Un dernier type de plancher doit être signalé, qui s'est beaucoup développé dans les pays scandinaves à partir des années 1980 et qui a fait son apparition sur le marché français assez récemment : le système consiste à utiliser des dalles alvéolaires en béton préfabriquées, (figure 8).

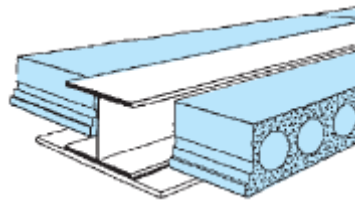


Figure 8: Dalle alvéolée précontrainte intégrée à une poutre en acier

II.2.2 Poteaux mixtes

Il existe une grande variété de poteaux mixtes.

- Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton (figure 9a)
- ou partiellement enrobé dans les deux chambres comprises entre l'âme et les semelles (figure 9b).
- La section cruciforme (figure 9c) fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite ressoudés de part et d'autre de l'âme du second. Vu le caractère quasi isotrope de la résistance au flambement de ce type de poteau, il peut être intéressant de l'utiliser dans des zones de forte sismicité.

Si l'on revient au cas d'un poteau rectangulaire, totalement ou partiellement enrobé de béton, avec un profilé de grande hauteur, il peut être avantageux de renforcer le profilé dans chaque chambre par un ou plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur l'âme (figure 9d) ; la résistance au flambement va s'en trouver améliorée, et en particulier de manière appréciable vis-à-vis de l'incendie.

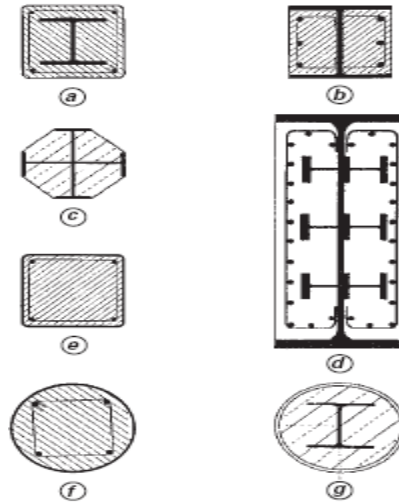


Figure 9 : Types de poteaux Mixtes

On rencontre également des poteaux mixtes constitués de profilés creux remplis de béton, de forme carrée, rectangulaire ou circulaire (figures 9e et f).

La présence de barres longitudinales d'armature (dont le pourcentage ne dépasse guère 5 à 6 %) .

Dans certains cas, il arrive qu'un profilé en acier, de section I ou H, soit positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire (figure 9g).

II.2.3 Assemblages mixtes

Vu la variété des éléments en acier ou mixtes de types poutre et poteau, il existe nécessairement une très grande variété d'assemblages avec des composants acier et béton, qui se trouve accrue du fait des différents moyens d'attache envisageables (par boulonnage ou soudage) et des différentes conceptions de fonctionnement que l'on peut adopter dans une structure en fonction de la rigidité et de la résistance des assemblages.

Quelques exemples classiques d'assemblage de type poutre-poteau sont représentés sur la figure 10, en présence d'une dalle mixte et d'une armature présentant une ductilité suffisante (un simple treillis soudé, placé dans la dalle pour limiter la fissuration due au retrait.

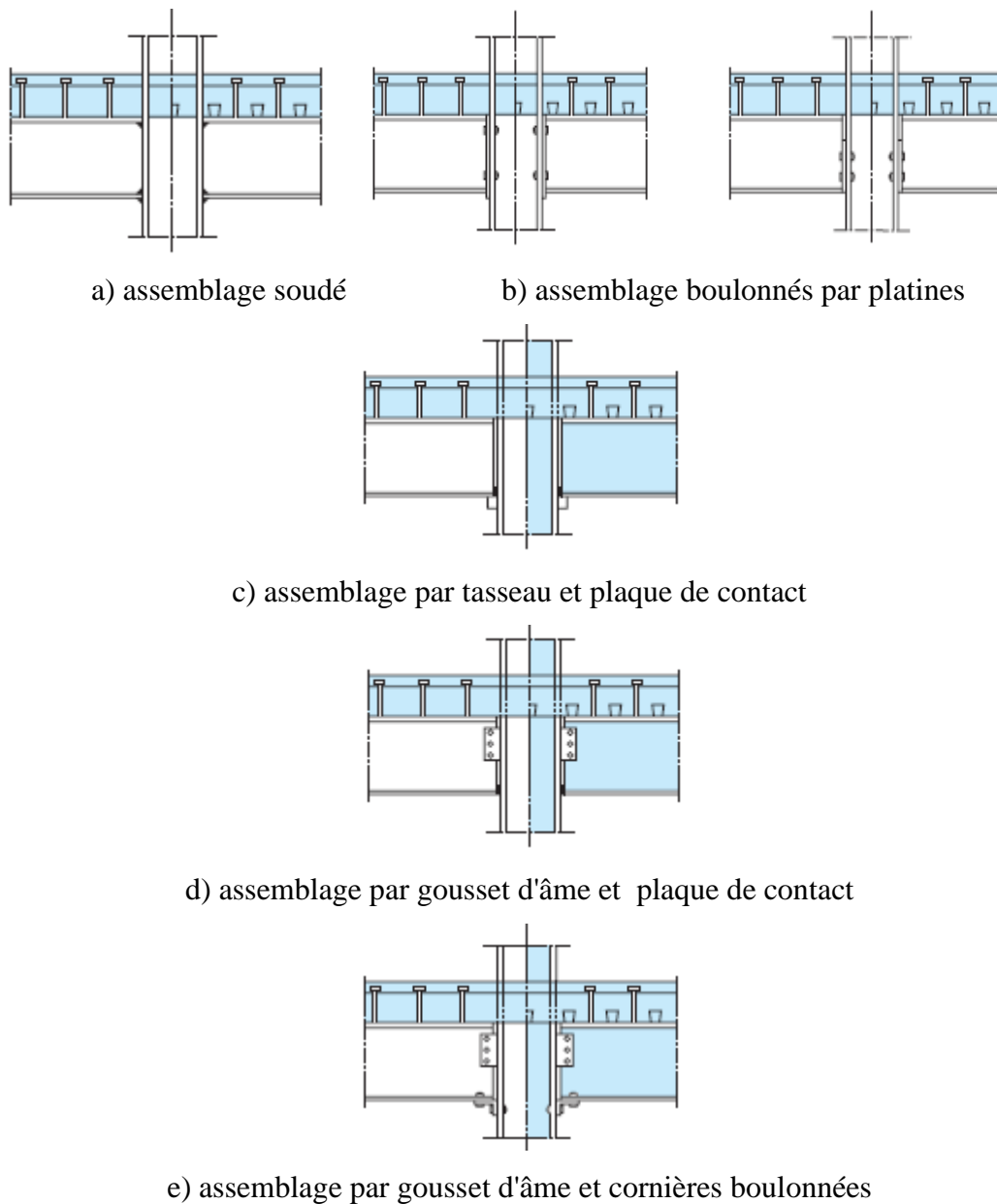


Figure 10 : assemblage de type poutre-poteau pour des ossatures mixtes semi-continues

Pour les assemblages de type poutre-poutre, au niveau d'un plancher, entre solives et poutre principale, de simples cornières d'âme boulonnées peuvent être utilisées, comme le montre la figure 11.

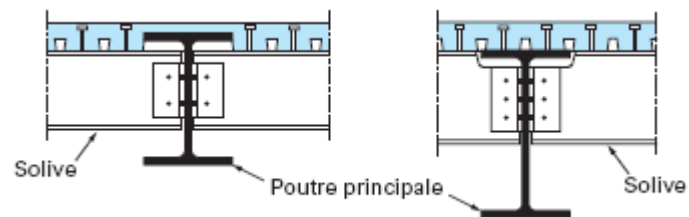
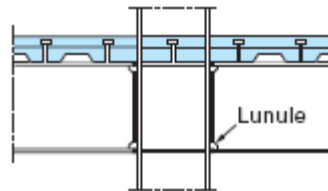
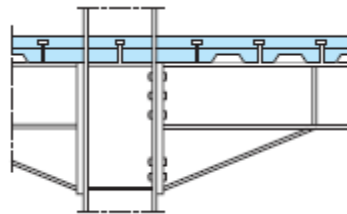


Figure 11: assemblage de type poutre-poutre de plancher mixte

Des ossatures mixtes continues, fonctionnant en portiques sans la contribution d'un système de contreventement, peuvent être conçues pour certaines constructions industrielles (par exemple, en présence de ponts roulants) ou dans des zones exigeant un dimensionnement de type sismique (pour mémoire, le système d'ossature en portique constitue l'un des plus performants au plan dissipatif pour absorber l'énergie apportée à une structure par une action sismique). Figure 12.



a) assemblage soudé



b) assemblage boulonné

Figure 12 : assemblage mixtes surrésistants pour zones sismique

Lorsque les poteaux mixtes sont totalement enrobés de béton, la réalisation de l'assemblage se trouve en général simplifiée, figure 13.

En zone sismique, il est conseillé de souder des plaques de contact entre les semelles de la poutre, si celle-ci n'est pas partiellement enrobée de béton, afin de mieux confiner le béton du poteau au niveau du nœud et de limiter sa dégradation sous sollicitations cycliques alternées.

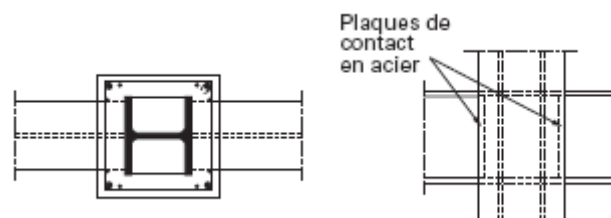


Figure 13 : Assemblage d'un poteau mixte totalement enrobé de béton et d'une poutre en acier

Chapitre III

Les poteaux Mixtes (Acier-Béton)

III.1. Définitions et différents types de poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont classés en deux types principaux, les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

La figure 1 présente différents types de poteaux mixtes et les symboles utilisés dans cette rubrique.

a) Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profils en I ou H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton. Dans les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.

b) Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en compression du poteau augmente également.

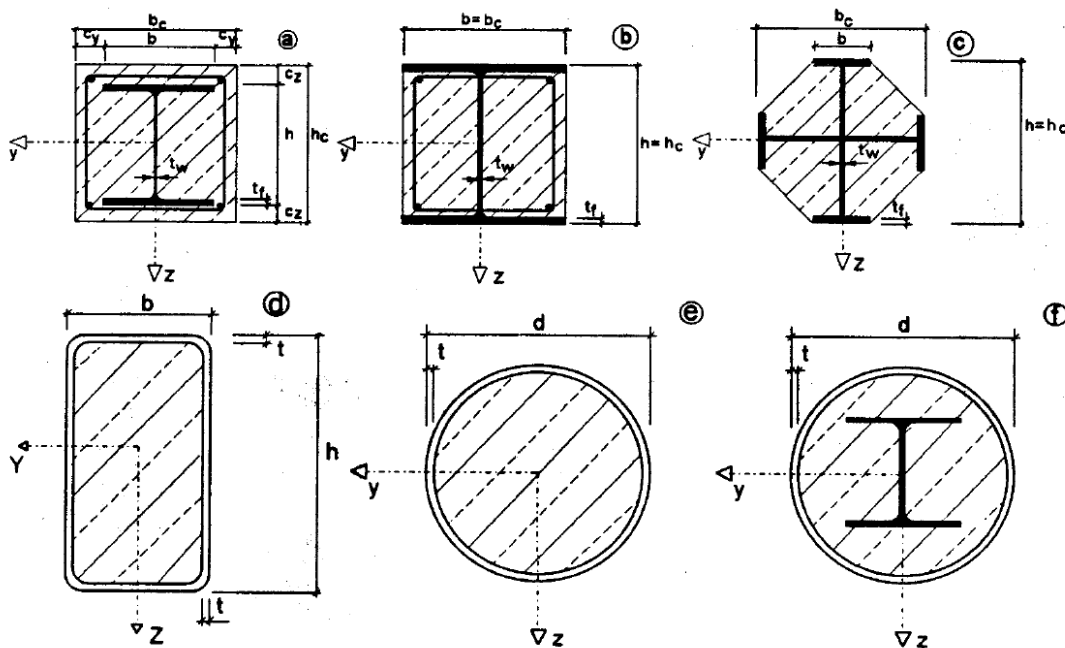


Figure 1 : Exemple type de section transversale de poteaux

Par ailleurs, pour les deux types de poteaux, la résistance vis-à-vis de l'incendie peut être fortement augmentée par rapport à celle des seuls poteaux en acier.

III.2 Méthodes de calcul

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes. La première est une **Méthode Générale** qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul

numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés. La seconde est une **Méthode Simplifiée** utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux. Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur. Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine;
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul;
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

Seule la **Méthode Simplifiée** est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas de figure.

III.3 Voilement local des parois des éléments structuraux en acier

La présence de béton correctement tenu en place dans les sections totalement enrobées prévient le voilement local des parois du profil en acier si l'épaisseur d'enrobage de béton est suffisante.

Celle-ci ne peut dès lors être inférieure au maximum des deux valeurs suivantes:

- 40 mm;
- 1/6 de la largeur b de la semelle du profil en acier.

Cet enrobage destiné à empêcher tout éclatement prématuré du béton doit être armé transversalement.

Pour les autres types de poteaux mixtes, à savoir les sections partiellement enrobées et les sections creuses remplies de béton, l'élancement des parois du profil en acier doit satisfaire les conditions suivantes:

- $d / t \leq 90\varepsilon^2$ pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre d et d'épaisseur t ;
- $d / t \leq 52\varepsilon$ pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton d'auteur d et d'épaisseur t .
- $b / t_f \leq 44 \varepsilon$ pour les semelles de largeur b et d'épaisseur t_f des profils en H partiellement enrobés ;

Avec $\varepsilon = \sqrt{235/f_{y,k}}$ où $f_{y,k}$ est la limite d'élasticité de l'acier constituant le profil.

III.4 Condition d'utilisation de la méthode simplifier de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.
- 2- Le rapport de contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir $\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl.Rd}$, est compris entre 0,2 et 0,9 ;
- L'élanement réduit l du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - dans le sens y : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$; dans le sens z : $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$ avec b_c et h_c définis à la figure 1

Il est souvent nécessaire d'utiliser des épaisseurs d'enrobage plus importantes (par exemple pour assurer une résistance suffisante à l'incendie) mais il convient dans ces cas, aux fins de calcul, d'ignorer le supplément d'épaisseur d'enrobage par rapport aux valeurs maximales ci-dessus. L'aire de l'armature longitudinale ne peut être utilisée dans les calculs que si elle est limitée à 6% de l'aire du béton. Pour des raisons de résistance à l'incendie, il est quelquefois nécessaire de mettre en œuvre des sections d'armature plus importantes; il n'est toutefois tenu compte au maximum que de 6 % de l'aire de béton pour le calcul de la résistance de la section mixte.

III.5 Premier cas: Dimensionnement des poteaux soumis à une compression axial

III.5.1 Resistance de la section :

La résistance en section vis-à-vis d'une charge axiale de compression est obtenue en additionnant les résistances plastiques des éléments constitutifs de cette section, suivant les formules suivantes:

Pour les sections enrobées de béton:

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Pour les sections creuses remplies de béton :

$$N_{pl.Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

A_a , A_c et A_s sont les aires respectives de la section transversale de la section en acier, du béton et de l'armature. Le confinement du béton remplissant un profil

creux, quelle que soit la forme de celui-ci, est source d'une augmentation de la résistance du béton; celle-ci est prise en compte en remplaçant la valeur $0,85 f_{ck}$ par f_{ck}

Pour une section creuse circulaire remplie de béton, une autre augmentation de résistance à la compression provient du frettage du poteau de béton. Elle n'est effective que si le profil creux en acier est circulaire et suffisamment rigide pour s'opposer efficacement au gonflement du béton comprimé sous l'effet de la compression axiale.

Cette augmentation de résistance ne peut donc être utilisée dans les calculs que lorsque l'élanement réduit du poteau mixte constitué d'un tube circulaire rempli de béton ne dépasse pas 0,5 et que le plus grand moment fléchissant de calcul admis $M_{max.sd}$, calculé au premier ordre, ne dépasse pas $0,1 N_{sd}d$ où d représente le diamètre extérieur de la poteau et N_{sd} l'effort de compression sollicitant de calcul.

La résistance plastique de calcul à la compression d'un poteau mixte fait d'une section creuse circulaire remplie de béton peut être calculée par la relation suivant:

$$N_{pl.Rd} = A_a \eta_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} [1 + \eta_c \frac{t f_y}{d \gamma_s}] + A_s \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$$

Où t représente l'épaisseur de la paroi du tube en acier. Les coefficients η_a et η_c sont définis ci-après pour $0 < e < d/10$, où e désigne l'excentricité de l'effort axial de compression, défini par le rapport $M_{max.sd}/N_{sd}$:

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \left(10 \frac{e}{d}\right)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \left(1 - 10 \frac{e}{d}\right)$$

Pour $e > d/10$, on doit adopter $\eta_a = 0$ et $\eta_c = 1,0$. Dans les relations ci-dessus, les facteurs η_{a0} et η_{c0} sont les valeurs de η_a et η_c pour une excentricité e nulle. Ils sont donnés en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ selon :

$$\eta_{a0} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda})$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2$$

La présence de moments sollicitant de calcul M_{sd} a pour effet de réduire la contrainte décompression moyenne à la ruine dans le poteau et donc l'effet favorable du frettage sur la résistance du poteau. Les bornes imposées à η_a et η_c d'une part, et sur

η_{c0} et η_{c0} , d'autre part, traduisent les influences respectives de l'excentricité et de l'élanement sur la capacité portante.

Cette augmentation de résistance due au frettage n'est pas permise pour un tube rectangulaire parce que ses faces planes se déforment sous l'effet du gonflement du béton.

III.5.2 Elancement réduit

La charge élastique critique N_{cr} d'un poteau mixte est calculée en utilisant la formule d'Euler :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff.k}}{L_{fl}^2}$$

Où $(EI)_e$ est la rigidité flexionnelle du poteau mixte relative au plan de flambement considéré et L_{fl} , la longueur de flambement correspondante de ce poteau. Si ce poteau

appartient à une ossature rigide, cette longueur de flambement peut, de manière sécuritaire, être prise égale à la longueur d'épure L .

Pour les charges de courte durée, la rigidité élastique de flexion effective $(EI)_e$ de la section transversale d'un poteau mixte vaut :

$$(EI)_{eff.k} = E_a I_a + E_{cd} I_c + E_s I_s$$

Avec :

$I_a I_c$ et I_s inerties flexionnelles respectives, pour le plan de flexion considéré, du profil en acier, du béton (supposé non fissuré) et de l'armature.

$E_a E_a$ et E_s modules d'élasticité respectifs du matériau constituant le profil en acier et de l'acier d'armature.

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$$

E_{cm} Module sécant du béton ;

Dans le cas d'application de charges de longue durée, la rigidité flexionnelle du béton est déterminée en remplaçant le module d'élasticité du béton E_{cd} par une valeur minorée E_c calculée comme suit :

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + \frac{N_{G.Sd}}{N_{Sd}} \varphi_t}$$

Où $N_{G.sd}$ est la fraction de la charge axiale N_{sd} qui agit de manière permanente, tandis que φ_t est un coefficient de fluage défini dans l'Eurocode 2 qui dépend de l'âge du béton lors déchargement et du temps considéré. Dans le cas d'un poteau de bâtiment, il est généralement suffisant de considérer seulement le poteau en un temps "infini". Cette modification du module d'élasticité du béton n'est nécessaire que si:

L'élançement réduit $\bar{\lambda}$, pour le plan de flexion considéré, dépasse 0,8 pour les sections enrobées de béton et $0,8/(1-\delta)$ pour les sections creuses remplies de béton avec :

$$\delta = \frac{A_{afy}}{\gamma_{Ma} N_{plRd}}$$

qui représente la contribution de la section métallique à la résistance axiale totale du poteau.

sistance axiale totale du poteau.

On notera que le calcul de $\bar{\lambda}$ exige que l'on connaisse une première valeur de la rigidité E_c du béton. Pour la comparaison avec les limites indiquées ci-dessus, il est autorisé de calculer $\bar{\lambda}$ sans se préoccuper de l'influence éventuelle des charges de longue durée. L'excentricité relative e/d (d étant la dimension de la section associée à la hauteur dans le plan de flambement considéré) est inférieure à 2. Ces valeurs limites sont d'application dans le cas d'ossatures contreventées rigides elles sont à remplacer respectivement par 0,5 et $0,5/(1-\delta)$ dans le cas d'ossatures souples et/ou non contreventées.

L'élançement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte pour le plan de flexion considéré est donné par :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rk}}{N_{Cr}}}$$

Où $N_{pl.Rk}$ est la valeur de l'effort normal résistant plastique $N_{pl.Rd}$ calculé en posant tous les facteurs partiels de sécurité γ_a , γ_c et γ_y égaux à 1,0 (c'est à dire en utilisant les résistances caractéristiques des matériaux).

III.5.3 Résistance au flambement

Le poteau mixte présente une résistance au flambement suffisante si, pour chacun des plans de flambement, l'effort axial de calcul N_{sd} est tel que :

$$N_{sd} \leq \chi N_{PL.Rd}$$

Où la valeur de χ , coefficient de réduction relatif au plan de flambement considéré est donnée en fonction de l'élanement $\bar{\lambda}$ et de la courbe européenne de flambement appropriée. Les courbes européennes s'appliquant aux poteaux mixtes sont données au Tableau 1

Courbe de flambement	Type de section	Imperfection
Courbe a : ($\alpha = 0,21$)	Sections creuses remplies de béton, armée ($A_s/A_c < 3\%$) ou non et sans profilé en I additionnel.	L/300
Courbe b : ($\alpha = 0,34$)	Section en H totalement ou partiellement enrobées de béton flambant par flexion autour de l'axe fort (y-y); Sections creuses remplies de béton, armée ($3\% < A_s/A_c < 6\%$) ou avec un profilé en I additionnel.	L/210
Courbe c ($\alpha = 0,49$)	Sections en H totalement ou partiellement enrobées de béton flambant par flexion autour de l'axe faible du profil en acier.	L/170

Tableau 1. : Courbes de flambement et imperfections

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \bar{\lambda}^2]^{1/2}} \leq 1$$

Avec :

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Où α est le paramètre d'imperfection généralisée, qui couvre les effets défavorables du défaut de rectitude initial et des contraintes résiduelles.

Dans certains cas, en particulier lors du calcul de poteaux élancés soumis à de la compression et de la flexion, il peut être préférable d'utiliser les imperfections données au Tableau 2.1 pour calculer un moment de flexion de premier ordre supplémentaire cause par l'excentricité de cette charge axiale.

III.6 Deuxième cas: Dimensionnement des poteaux mixtes soumis à la compression axial et flexion

III.6.1 Résistance de la section sous moment de flexion et effort normal

Il est nécessaire de procéder à une vérification du comportement dans chacun des plans principaux, en prenant en compte l'élancement, la distribution des moments fléchissant et la résistance en flexion associés au plan de sollicitation considéré. La résistance en section du poteau mixte sous combinaison de compression et de **flexion mono-axiale** est définie par une courbe d'interaction $M-N$, telle que celle présentée à la figure

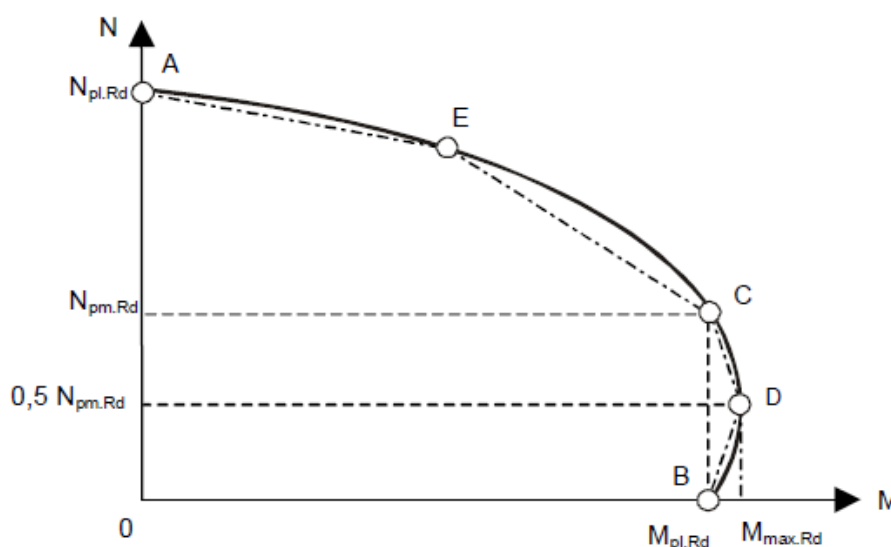


Figure 2: Courbe d'interaction $M-N$ (flexion mono-axiale)

Le point D de cette courbe d'interaction correspond au maximum du moment résistant $M_{max.Rd}$ supérieur à $M_{pl.Rd}$. En effet, dans un poteau mixte, l'augmentation de la charge axiale retarde la fissuration par traction du béton et rend ainsi le poteau mixte plus apte à résister à la flexion.

La courbe d'interaction précitée peut se déterminer point par point, en considérant successivement diverses positions particulières de l'axe neutre plastique dans la

section droite et en calculant pour chacune de ces positions, la résistance de la section droite à partir de l'hypothèse des blocs de contrainte, ce qui, à partir des deux équations d'équilibre de translation et de rotation, fournit le couple (M, N) des efforts résistants concomitants.

La Figure 2.3 illustre cette procédure pour quatre positions particulières de l'axe Neutre plastique, auxquelles correspondent respectivement les points repérés A, B, C, D et E de la Figure 2.2.

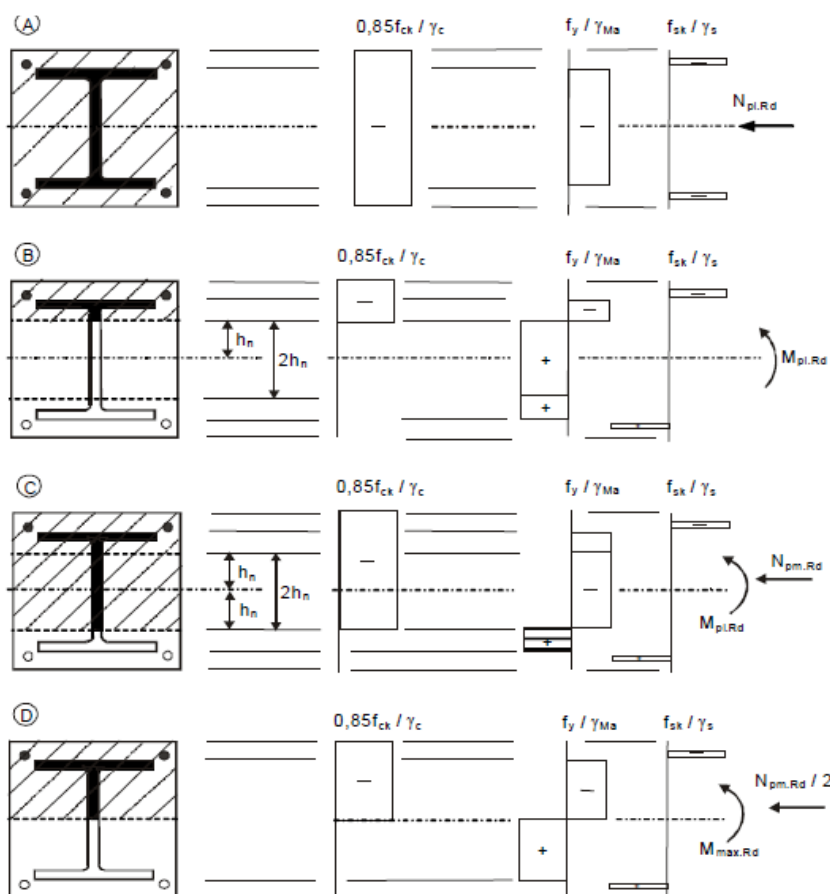


Figure 3: Répartition des contraintes correspondant a la courbe d'interaction
(Section enrobée de béton)

Point A: résistance en compression seule:

$$N_A = N_{pl.Rd} \quad M_A = 0$$

Point B: résistance en flexion seule:

$$N_B = 0 \quad M_B = N_{pl.Rd}$$

Point C: résistance en flexion identique à celle associée à la situation du point *B* mais

Avec une résultante non nulle en compression :

$$N_{C=N_{PL.Rd}} = A_C \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section enrobée})$$

$$N_C = A_C \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section creuse remplie de béton})$$

$$M_C = M_{PL.Rd}$$

Note: f_{ck} doit éventuellement être affecté d'un facteur $[1 + \eta_C \frac{1}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ s'il s'agit d'une section creuse circulaire.

Point D: moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{PL.Rd} = \frac{1}{2} A_C \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section enrobée})$$

$$N_D = \frac{1}{2} A_C \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{section creuse remplie de béton})$$

De même f_{ck} doit éventuellement être affecté d'un facteur $[1 + \eta_C \frac{1}{d} \frac{f_y}{f_{ck}}]$ s'il s'agit d'une section creuse circulaire.

$$M_D = W_{Pa} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} + w_{ps} \frac{f_s}{\gamma_s} + \frac{1}{2} w_{pc} \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

W_{Pa}, w_{ps}, w_{pc} sont, pour la configuration étudiée, les modules de résistance plastique respectivement du profil en acier, de l'armature et du béton.

Point E: situé à mi-distance de *A* et *C*.

L'augmentation en résistance au point *E* est généralement faible par rapport au résultat d'une interpolation linéaire directe entre *A* et *C*. Le calcul du point *E* peut dès lors être omis. Habituellement, aux fins de calcul, on substitue à la courbe continue d'interaction *M-N*, le contour polygonal AECDB, ou encore, plus simplement, le contour ACDB de la figure 2

III.6.2 Amplification de second ordre des moments de flexion

Il est nécessaire de considérer les effets locaux du second ordre géométrique au niveau du poteau, à savoir l'amplification des moments de premier ordre existant dans le poteau suite à l'augmentation de l'excentricité avec laquelle l'effort axial agit. Ceux-ci peuvent toutefois être négligés lors de la vérification des poteaux isolés d'ossatures

rigides si $N_{sd} / N_{cr} \leq 0,1$ ou si : $\bar{\lambda} = < 0,2(2 - r)$ où r est le rapport des moments de flexion existant aux extrémités du poteau ($-1 \leq r \leq +1$).

Les effets du second ordre sur le comportement d'un poteau isolé faisant partie d'une ossature rigide peuvent être pris en compte de manière approchée en appliquant au moment maximum de calcul de premier ordre M_{sd} le facteur multiplicateur k donné ci-après:

$$K = \frac{\beta}{1 - N_{sd}/N_{cr}} \geq 1,0$$

Dans laquelle:

- $\beta = 0,66 + 0,44r$ pour un poteau soumis à des moments d'extrémité;
- $\beta = 1,0$ lorsque la flexion résulte de charges transversales sur le poteau.

En présence de l'action conjointe de charges transversales et de moments d'extrémité, β ne pourra jamais être pris inférieur à 1,0 à moins d'être évalué de manière plus précise.

III.6.3 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion mono-axiale

Le principe du calcul suivant l'EC4 de la résistance d'un membre soumis à la fois à un moment de flexion uni-axial et un effort normal est représenté schématiquement à la figure 4 qui est une version normée du diagramme d'interaction caractérisant la résistance d'une section. Pour un effort de compression N_{sd} le moment résistant M_{Rd} , qui est une fraction d de la pleine résistance plastique $M_{pl,Rd}$, est défini à l'aide de la courbe d'interaction.

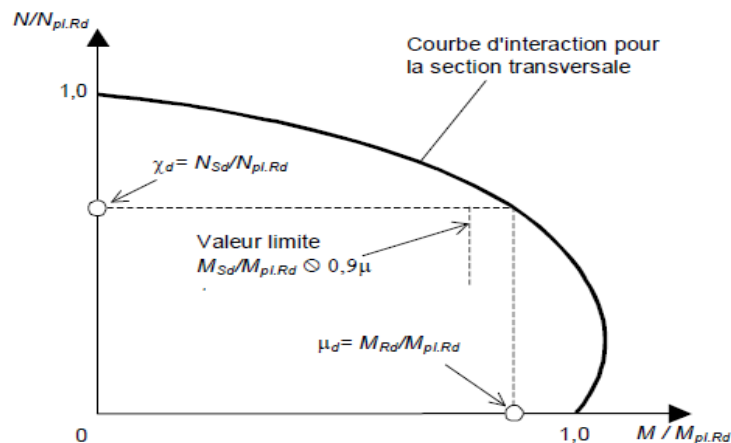


Figure 4 : Résistance du poteau sous compression axiale et flexion uni-axiale

Le moment de calcul M_{sd} est le moment maximum s'exerçant sur le poteau et prenant en compte toute augmentation due aux imperfections du poteau ainsi que l'amplification des moments de premier ordre par les effets de second ordre (P- Δ). Sous une charge axiale de calcul N_{sd} , un poteau mixte présente suffisamment de résistance si

$$M_{sd} \leq 0,9\mu_d M_{pl.Rd}$$

La réduction de 10 % opérée par l'introduction du facteur 0,9 tient compte des simplifications qui sont sous-jacentes à la méthode de calcul. Ainsi, la courbe d'interaction a été établie indépendamment de toute limite sur les déformations du béton.

Dès lors, les moments de flexion, en ce compris les effets de second ordre, peuvent être calculés en utilisant la raideur flexionnelle effective $(EI)_e$ déterminée sur base d'une participation de toute l'aire du béton de la section. La Figure 2.4 montre clairement que les valeurs de μ_d déterminées à partir du diagramme d'interaction peuvent être supérieures à 1,0 aux environs du point D où l'effort axial de compression est favorable à la résistance flexionnelle de la section.

Il semble cependant prudent en pratique de borner la valeur de μ_d à 1,0 à moins que le moment M_{sd} soit directement causé par l'effort axial N_{sd} , agissant suivant une excentricité fixée sur un poteau déterminé.

III.6.4 Résistance d'un poteau mixte sous compression accompagnée de flexion bi- axiale

Lorsqu'un poteau mixte est soumis à compression et à flexion bi-axiale, il faut en premier lieu vérifier la résistance sous compression accompagnée de flexion mono-axiale, et ce dans chacun des plans de flexion. Cette vérification ne suffit toutefois pas et il importe de lui adjoindre une autre vérification, relative au comportement bi-axial. Pour cette dernière, il n'y a lieu de tenir compte des imperfections que pour le seul plan dans lequel la ruine est susceptible de se produire (cas (a) à la Figure 5). Pour l'autre plan de flexion, on néglige donc tout effet des imperfections (cas (b) à la Figure 5).

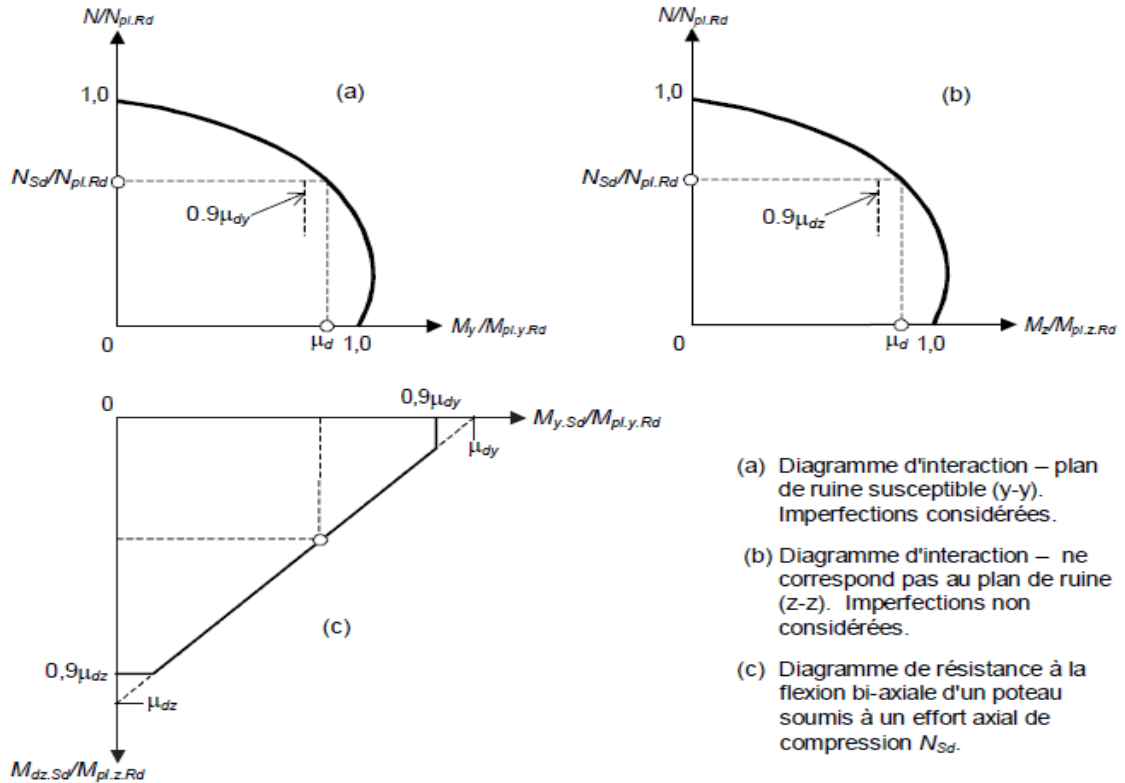


Figure 5 : Résistance du poteau sous compression et flexion bi-axiale

En cas de doute sur le plan de ruine, il est recommandé de se placer en sécurité en tenant compte des imperfections dans les deux plans.

Pour prendre en compte les pics de contraintes causés par les moments de flexion répondant aux inégalités (I) et (II) et agissant suivant deux axes orthogonaux, ces deux moments de flexion doivent également satisfaire la formule d'interaction linéaire (2.20). Les moments de calcul sont déterminés en incluant à la fois les imperfections et l'amplification due aux effets de second ordre (P-Δ).

Les trois conditions (I)-(III) définissent la résistance ultime en terme de moments de calcul orthogonaux pour un effort axial de calcul N_{Sd} comme le montre figure 5

$$M_{y,Sd} \leq 0,9\mu_{dy}M_{pl,y,Rd} \tag{I}$$

$$M_{z,Sd} \leq 0,9\mu_{dz}M_{pl,z,Rd} \tag{II}$$

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \tag{III}$$

III.6.5 Conclusion

Cette leçon n'a développé que la méthode de calcul des poteaux simplifiée. Son usage est limité aux poteaux bi-symétriques contenant seulement une section mé-

tallique, cette méthode ne s'appliquant pas si deux ou plusieurs sections non connectées sont utilisées. Les méthodes de calcul plus générales données dans l'EC4 pour des sections non symétriques entraîneront souvent l'usage de modèles analytiques avancés, particulièrement lorsque qu'aucun axe de symétrie ne sera présent. Ce type de situation ne se rencontrera méthode décrite ici s'appliquera donc sans aucun doute à la grande majorité des poteaux mixtes rencontrés en pratique.

Les poteaux mixtes ne sont pas fréquents dans les bâtiments généralement considérés comme "mixtes". Le schéma d'ossature le plus fréquent dans les bâtiments multi-étages est d'utiliser des planchers mixtes et des poteaux à section en H. Cette situation est due aux difficultés d'assembler les poutres à des poteaux mixtes sur chantier.

Les solutions à ce problème augmentent généralement le coût de fabrication de manière considérable et rendent la construction "entièrement" mixte non économique. Dans le cas des tubes, la méthode d'assemblage doit être telle qu'elle ne nécessite pas l'accès de part et d'autre des parois de la section métallique. Lorsque des sections enrobées sont utilisées, au moins une partie du béton d'enrobage doit être coulé sur place de manière à pouvoir assembler les membres de manière pratique.

III.6.6 Exercice d'application

Vérifier la stabilité d'une colonne mixte (poteau mixte : Profil creux remplis de béton) appartenant à un bâtiment industrielle vis-à-vis de la compression simple pour une longueur de flambement $L=5\text{m}$ et ayant les caractéristiques suivantes : $N_{sd} = 3000 \text{ KN}$.

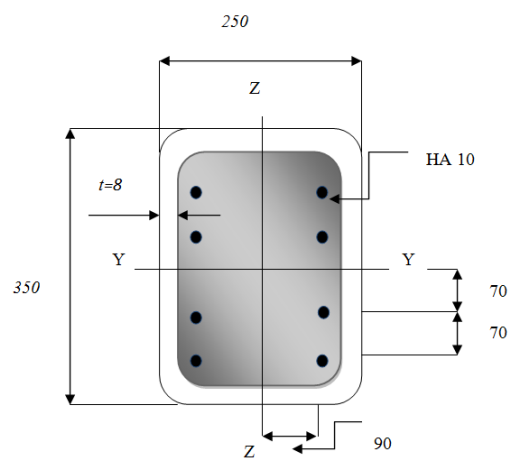


Figure 6: Poteaux creux rectangulaire rempli de béton

Profil : 350*250*8	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
Béton C40/50	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 35000 \text{ N/mm}^2$
Armatures 8 Ø 10	$f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

III.6.7 Solution de l'exercice d'application

1-Vérification préliminaire

$$h/t = \frac{350}{8} = 43,75 < 52\varepsilon = 48,07$$

2-Caractéristiques géométriques de la section

les sections

- Armatures: 8 HA 10 $\rightarrow A_s = 628,32 \text{ mm}^2$
- Béton : $A_c = (b - 2t) \cdot (h - 2t) - A_s = (250 - 16) \cdot (350 - 16) - 628,32 \rightarrow A_c = 77528 \text{ mm}^2$
- Aciers: $A_a = b \cdot x \cdot h - A_s - A_c = 250 \times 350 - 628,32 - 77528 \rightarrow A_a = 9344 \text{ mm}^2$

les inerties

Suivant l'axe fort YY

- Aciers: $I_{a,yy} = \frac{bh^3}{12} - \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{250 \times 350^3}{12} - \frac{234 - 334^3}{12} = 1,667 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Armatures: $I_{s,yy} = \sum A_s d_{sz}^2 = \frac{4\pi 10^2}{4} 70^2 + \frac{4\pi 10^2}{4} 140^2 = 7,70 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- Béton: $I_{c,yy} = \frac{bh^3}{12} - I_{a,yy} - I_{s,yy} = \frac{250 \times 350^3}{12} - 1,667 \cdot 10^8 - 7,70 \cdot 10^6 = 7,188 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Suivant l'axe faible ZZ

- Aciers: $I_{a,zz} = \frac{hb^3}{12} - \frac{h_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{350 \cdot 250^3}{12} - \frac{334 - 234^3}{12} = 0,991 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
- Armatures: $I_{s,zz} = \sum A_s d_{sy}^2 = \frac{8\pi 10^2}{4} 90^2 = 5,09 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- Béton: $I_{c,zz} = \frac{hb^3}{12} - I_{a,zz} - I_{s,zz} = \frac{350 \times 250^3}{12} - 0,991 \cdot 10^8 - 5,09 \cdot 10^6 = 3,516 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

3-Résistance de la section transversale à la charge axiale

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{9344 \times 275}{1,10} + \frac{77528 \times 40}{1,5} + \frac{628,32 \times 400}{1,15} = 4,622 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Le coefficient de participation de l'acier = $(A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl.r.d} = \frac{9344 \times 275}{4,622 \cdot 10^6} = 0,505$.

$0,2 < \delta = 0,505 < 0,9$ d'où la méthode simplifiée est applicable.

4-Rigidité en flexion avec prise en compte éventuelle du fluage

$$(EI)_e = E_a I_a + E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{35000}{1,35} = 25925,92 \text{ N/mm}^2$$

Suivant l'axe fort YY

$$(EI)_{e,yy} = 210000 \times 1,667 \cdot 10^8 + 25925,92 \times 7,188 \cdot 10^8 + 210000 \times 7,70 \cdot 10^6 \\ = 5,153 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Suivant l'axe faible ZZ

$$(EI)_{e,zz} = 210000 \times 0,991 \cdot 10^8 + 25925,92 \times 3,516 \cdot 10^8 + 210000 \times 5,09 \cdot 10^6 \\ = 2,917 \cdot 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

5- Calcul de l'effort normal résistant plastique

$$N_{pl.r} = A_a \frac{f_y}{1} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{1} + A_s \frac{f_{sk}}{1} = \frac{9344 \times 275}{1} + \frac{77528 \times 40}{1} + \frac{628,32 \times 400}{1} = \\ 5,922 \cdot 10^6 \text{ N}$$

6- La charge élastique critique

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L_{fl}^2}$$

Suivant l'axe fort YY

$$N_{cr,yy} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,yy}}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2 \times 5,153 \cdot 10^{13}}{5^2} = 20,343 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Suivant l'axe faible ZZ

$$N_{cr,zz} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,zz}}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2 \times 2,917 \cdot 10^{13}}{5^2} = 11,516 \cdot 10^6 \text{ N}$$

7- Les élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{PL,Rk}}{N_{Cr}}}$$

Suivant l'axe fort YY

$$\bar{\lambda}_{yy} = \sqrt{\frac{N_{Pl,Rk}}{N_{cr,yy}}} = \sqrt{\frac{5,922 \cdot 10^6}{20,343 \cdot 10^6}} = 0,54$$

Suivant l'axe faible ZZ

$$\bar{\lambda}_{zz} = \sqrt{\frac{N_{Pl,Rk}}{N_{cr,zz}}} = \sqrt{\frac{5,922 \cdot 10^6}{11,516 \cdot 10^6}} = 0,717$$

8- Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant

Suivant l'axe fort YY: $\chi_{yy} = 0,911$

Suivant l'axe fort zz: $\chi_{zz} = 0,840$

9- Calcul de la résistance au flambement sous charge centrée

$$N_{Sd} \leq \chi N_{Pl,Rd}$$

Suivant l'axe fort YY:

$$N_{Sd} \leq \chi_{yy} N_{Pl,Rd} \rightarrow 3000000 \text{ N} \leq 0,911 \times 4,622 \cdot 10^6 = 3882000 \text{ N}$$

Suivant l'axe fort ZZ:

$$N_{Sd} \leq \chi_{zz} N_{Pl,Rd} \rightarrow 3000000 \text{ N} \leq 0,84 \times 4,622 \cdot 10^6 = 3882480 \text{ N}$$

d'où le poteau est vérifié vis-à-vis de la compression axiale

10-Vérification de l'influence des actions à long terme

$$\bar{\lambda} < \bar{\lambda}_{lim} = 0,8/(1 - \delta)$$

Suivant l'axe fort YY: $\bar{\lambda}_{yy} < \bar{\lambda}_{lim} = 0,8/(1 - \delta) \rightarrow 0,54 < 0,8(1 - 0,505) = 1,616$

Suivant l'axe fort ZZ: $\bar{\lambda}_{zz} < \bar{\lambda}_{lim} = 0,8/(1 - \delta) \rightarrow 0,84 < 0,8(1 - 0,505) = 1,616$

Il n'est pas nécessaire de tenir compte de l'influence des actions à long terme.

Chapitre IV

Les Poutres Mixtes (Acier-Béton)

IV.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).

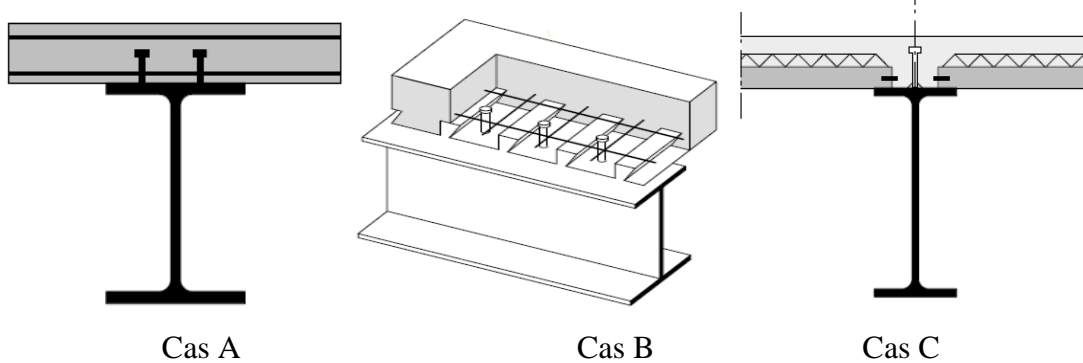


Figure 1: Exemples de poutres mixtes

IV.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:

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

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

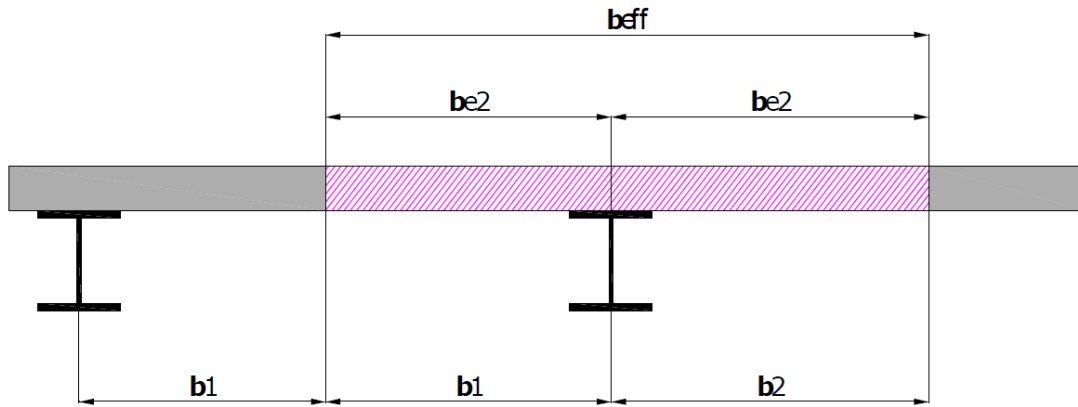


Figure 2 : Largeur participante de la dalle dans le cas d'une poutre sur deux appuis. Dans le cas d'une poutre continue, l_0 peut être choisie selon les indications données à la figure 3

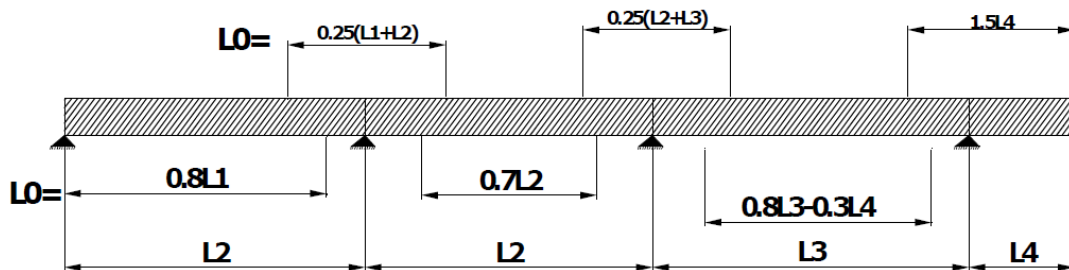


Figure 3: Largeur participante de la dalle dans le cas d'une poutre continue

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.

IV.3-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 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.

IV.4-Vérification de la sécurité structurale des poutres mixtes

A) Stade de montage

La vérification de la sécurité au stade de montage se fait, avec les charges définies précédemment à l'aide de la relation suivante.

$$M_f = \frac{M_{ela}}{\gamma_R}$$

M_f : Moment de flexion dû aux charges à considérer au stade de montage,

M_{ela} : Moment élastique de la poutre métallique,

γ_R : Coefficient de sécurité ($\gamma_R = 1,1$).

On utilise au stade de montage un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier qui entrainerait des déformations trop importantes.

B) Stade définitif

On tiendra compte de l'effet mixte au stade définitif en considérant la résistance de la section mixte. La résistance est habituellement évaluée à l'aide d'un calcul plastique pour les poutres mixtes de bâtiment, et d'un calcul élastique pour les poutres mixtes de pont.

La sécurité au stade définitif est donc satisfaite si la relation suivante est vérifiée:

$$M_d = \frac{M_{Rb}}{\gamma_R}$$

M_d : Moment de flexion dû aux charges à considérer au stade de définitif,

M_{Rb} : Résistance ultime à la flexion de la section mixte (M_{plb} pour un calcul plastique et M_{elb} pour un calcul élastique).

IV.5-Vérification de l'aptitude au service

La vérification de l'aptitude au service d'une poutre mixte consiste essentiellement à vérifier sa déformation. Le contrôle de la déformation de la poutre mixte se fait quant à lui avec la valeur de service de courte durée de la charge utile.

IV.6-Calcul de la connexion

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ou sur les tôles est non seulement trop faible, mais également trop peu durable pour réaliser cette liaison; la transmission des efforts rasants doit donc se faire par l'intermédiaire d'éléments de liaisons appelés connecteurs ou goujons.

IV.6-1 Calcul plastique de la connexion

Pour chaque tronçon i de poutre mixte sollicité par un moment de flexion positif, l'effort rasant F_{vi} obtenu par un calcul plastique vaut donc selon la position de l'axe neutre:

Axe neutre dans la dalle: $F_{vi} = f_y \times A_a$

Axe neutre dans le profilé : $F_{vi} = f_c \times A_c$

A_a : aire de la section d'acier du profilé

A_c : aire de la section de béton

La vérification ou le dimensionnement des goujons se fait alors en comparant l'effort rasant F_{vi} à la résistance de l'ensemble des goujons situés sur le tronçon étudiés (i). Cela donc revient à satisfaire la relation suivante:

$$F_{vi} \leq n_i V_{RD}$$

n_i : nombre de goujons sur le tronçons (i) considéré,

V_{RD} : résistance ultime au cisaillement d'un goujon.

Le calcul plastique permet, au contraire du calcul élastique, d'adopter sur chaque tronçon de poutre de longueur l_i un écartement (e) constant entre goujons. Si l'on a déjà fait le choix du type de goujon en connaissant la résistance ultime au

cisaillement V_{RD} avec le tableau suivant, le nombre n_i de goujons à répartir sur le tronçon (i) est donné par la relation suivante:

$$n_i \geq \frac{F_{vi}}{V_{RD}}$$

Si par contre l'écartement (e) est connu ou imposé par des dispositions de construction (on connaît par conséquent le nombre de goujons n_i , le choix des goujons doit alors se faire de façon à ce que la relation suivante soit satisfaite:

$$V_{RD} \geq \frac{F_{vi}}{n_i}$$

L'écartement (e) des goujons est alors déterminé par la relation suivante:

$$e = \frac{l_i}{n_i}$$

Diamètre (d) du goujon	Calcul plastique			Calcul élastique				
	Béton C25/15	Béton C30/20	Béton \geq C35/25	Béton C25/15	Béton C30/20	Béton C35/25	Béton C40/30	Béton C45/35
13 mm	33 KN	39 KN	42 KN	20 KN	23 KN	26 KN	30 KN	33 KN
16 mm	50 KN	58 KN	63 KN	30 KN	35 KN	40 KN	45 KN	50 KN
19 mm	70 KN	82 KN	89 KN	42 KN	49 KN	56 KN	64 KN	71 KN
22 mm	94 KN	111 KN	120 KN	56 KN	66 KN	75 KN	85 KN	95 KN

Tableau 1 : Résistance ultime au cisaillement V_{RD} des goujons à tête

IV.7- Exemple d'application

Soit la poutre mixte définie à la figure suivante. Elle est composée d'un profilé IPE 300 en acier S235 ($f_y = 235 \text{ MPa}$), d'une dalle en béton C40/30 ($f_c = 19,5 \text{ N/mm}^2$) et d'une tôle profilée. Sa portée l est de 11 m et l'écartement entre deux poutres est $a = 2\text{m}$. Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée et d'une charge de montage de 1 KN/m^2 . Au stade définitif, on tiendra compte des deux charges suivantes:

- Finitions (Chape + revêtement) = $1,5 \text{ KN/m}^2$,
- Charge utile = 2 KN/m^2 et valeur de service de courte durée = $1,5 \text{ KN/m}^2$.

1- Vérifier cette poutre au stade de montage puis au stade définitif (comme il s'agit d'une poutre mixte de bâtiment, on négligera l'effet de du retrait).

2- Déterminer le nombre de goujons à tête de diamètre 16 mm nécessaire pour assurer la connexion entre l'acier et le béton.

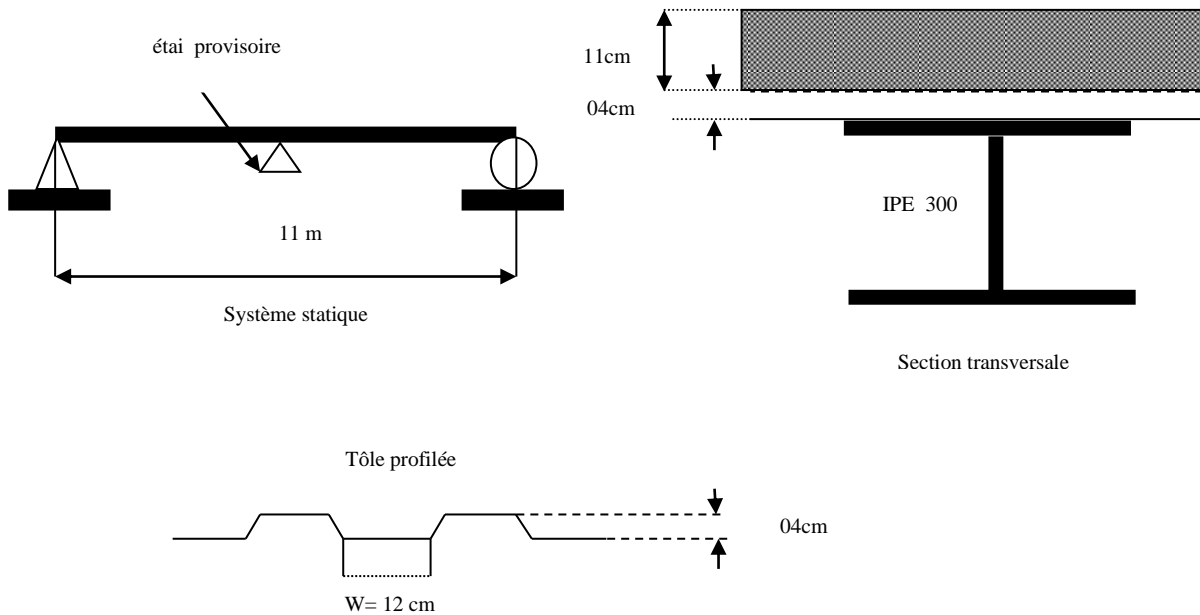


Figure 4: Poutre mixte

IV.8. Solution de l'exercice d'application

charges à considérer

A) Stade de montage

-Poids propre du profilé IPE 300 : $g_a = 0,42 \text{ KN/m}$

-Poids propre de la dalle: $g_d = \rho_b \times h_d \times a = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 0,15\text{m} \times 2\text{m} = 7,5\text{KN/m}$

(Pour simplifier les calculs, on a pris la totalité de la hauteur de la dalle et négligé le poids de la tôle)

-Charge de montage : $q_0 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times a = 1 \times 2 = 2 \text{ KN/m}$

La valeur de dimensionnement au stade de montage est:

$$q_{sm} = 1,35 (g_a + g_d) + 1,5(q_0) = 1,35(0,42 + 7,5) + 1,5(2) = 13,692 \text{ KN/m}$$

B) Stade définitif

-Poids propre du profilé IPE 300 : $g_a = 0,42 \text{ KN/m}$

-Poids propre de la dalle: $g_d = \rho_b \times h_d \times a = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times 0,15\text{m} \times 2\text{m} = 7,5\text{KN/m}$

-Poids des finitions: $g_0 = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times a = 1,5 \times 2 = 3 \text{ KN/m}$

-Charge utile : $q_r = 2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \times a = 2 \times 2 = 4 \text{ KN/m}$

La valeur de dimensionnement au stade de définitif est:

$$\begin{aligned} q_{sd} &= 1,35 (g_a + g_d + g_0) + 1,5(q_0 + q_r) = 1,35(0,42 + 7,5 + 3) + 1,5(4) \\ &= 20,742 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

1- a) Vérification de la sécurité structurale**A) Stade de montage**

Le calcul se fera dans le domaine élastique de la résistance.

$$M_{ela} = f_y \times W_{yIPE300} = 235 \frac{N}{mm^2} \times 557 \cdot 10^3 mm^3 = 130895000 N \cdot mm$$

$$= 130,895 KN \cdot m$$

Le moment de flexion sur l'appui intermédiaire créée par l'étau est:

$$M_f = \frac{q_{sm} \times (l/2)^2}{8} = \frac{13,692 \times 5,5^2}{8} = 51,772 KN \cdot m$$

d'ou $M_f = 51,772 KN \cdot m \leq \frac{M_{ela}}{\gamma_R} = \frac{130,895}{1,1} = 118,995 KN \cdot m \dots \dots$ Condition vérifiée

Remarque:

On montre dans ce qui suit la nécessité de l'étaillage en calculant la valeur de moment de flexion à mi-travée (Absence d'étau)

$$M_f = \frac{q_{sm} \times (l)^2}{8} = \frac{13,692 \times 11^2}{8} = 207,0915 KN \cdot m$$

on constate dans ce cas que $M_f = 207,0915 KN \cdot m > \frac{M_{ela}}{\gamma_R} = \frac{130,895}{1,1} =$

118,995 KN.m

La présence d'un étau à mi-travée se justifie donc absolument, sinon la sécurité structurale ne sera pas vérifiée à ce stade de conception.

B) Stade définitif

Le calcul se fera dans le domaine plastique de la résistance.

$$M_{pIPE300} = 359 KN \cdot m$$

Le moment de flexion est:

$$M_f = \frac{q_{sd} \times (l)^2}{8} = \frac{20,742 \times 11^2}{8} = 313,722 KN \cdot m$$

d'ou: $M_f = 313,722 KN \cdot m \leq \frac{M_{pIPE300}}{\gamma_R} = \frac{359}{1,1} = 326,36 KN \cdot m \dots \dots$ Condition vérifiée

1-b) Vérification de l'aptitude au service

La flèche de la poutre mixte due à la charge $q_{ser} = 1,5 \frac{KN}{m^2} \times a = 3KN/m$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times l^4}{E \times I_{yIPE300}} = \frac{5}{384} \times \frac{\frac{3KN}{m} \times 11^4 m^4}{210 \times 10^6 \frac{KN}{m^2} \times 403 \times 10^{-6} m^4}$$

$$= 6,75 mm$$

$$\bar{f} = \frac{l}{350} = \frac{11000}{350} = 31,428 mm$$

D'ou $f = 6,75mm < \bar{f} = 31,428mm$

2-Calcul du nombre de goujons

Comme l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle, l'effort rasant à transmettre correspond à la plastification de la section d'acier est calculé par la formule suivante:

$$F_{vi} = f_y \times A_a = \frac{235N}{mm^2} \times 5380 mm^2 = 1264300N = 1264,3KN$$

Selon le Tableau 1, la résistance ultime au cisaillement d'un goujon de diamètre 16mm vaut $V_{RD} = 63 KN$.

Le nombre de goujons nécessaire sur la demi longueur de la poutre est donc:

$$n_i \geq \frac{F_{vi}}{V_{RD}} = \frac{1264,3}{63} = 20,68 \approx 20 \text{ Goujon}$$

Ce qui correspond à un écartement (e) des goujons

$$e = \frac{l_i}{n_i} = \frac{5500mm}{20} = 275mm = 27,5cm$$

Chapitre V
Le Plancher Mixte
(Acier-Béton)

V.1 Introduction

Un plancher peut être défini comme étant une partie de la construction, composée d'éléments horizontaux matérialisant la séparation des niveaux d'un bâtiment et supportant des charge. Les structures de planchers métalliques sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m². Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles mêmes portées sur des poteaux. Bien entendu qu'il y a divers types de planchers.

V.2 Classification des planchers

Selon les éléments qui les constituent, les planchers peuvent être classés en différentes catégories:

- Les planchers constitués de bacs aciers destinés à assurer le coffrage du béton armé au moment de sa coulée (plancher à poutrelles métallique et dalle en béton armé non participante)
- Les planchers collaborant dans lesquels la dalle la dalle de béton et le bac en acier participent ensemble à la résistance.
- Les planchers préfabriqués en usine en élément standardisés, qui peuvent aller jusqu'à 7m ils intègre un profil spécifique, un isolant acoustique et thermique, un treillis soudé et une dalle en béton.
- Les planchers secs sont constituée de profils à nervures trapézoïdales, qui revêtus en partie supérieure d'un platelage de panneaux de bois vissé sur les sommets de nervures, forment un plancher sec non isolé.

On va s'intéressera maintenant aux planchers collaborant. ce type de plancher rendent solidaires la dalle béton et les bacs en aciers qui participent ensemble à la résistance.

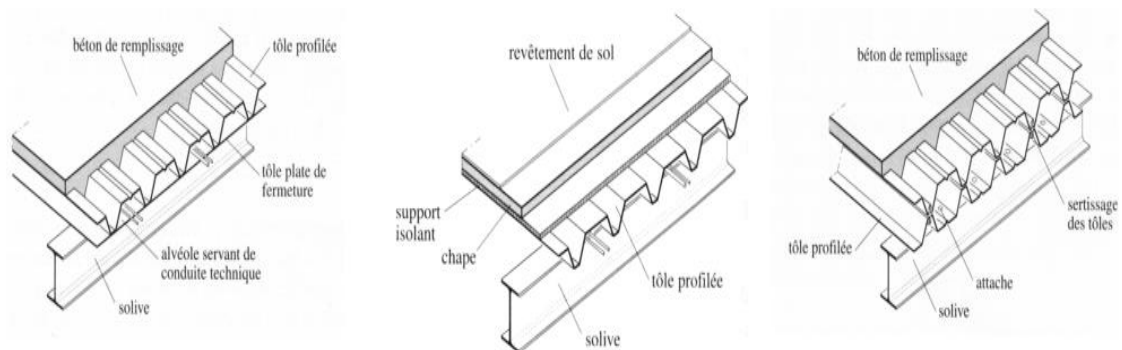


Figure 1 : Plancher mixte (Acier-Béton)

Ce dernier type de plancher est le plus répandue dans les constructions de plancher les bâtiments à structure métallique dont les dimensions et les portées sont relativement importantes. Il s'adapte parfaitement à différentes typologies de bâtiments :

- Bâtiments industriels.
- Bâtiments administratifs et bureaux.
- Bâtiments publics de grande superficie.
- Grandes surfaces et entrepôts.
- Centres commerciaux et centres de loisirs.
- Complexes sportifs....



Figure 2 : Plancher mixte collaborant (Acier-Béton)

V.3 Dispositifs de liaison dans un plancher mixte

Pour les plancher mixte, il faut prévoir des dispositifs de liaison (Connecteur ou Goujons) à l'interface Acier/Béton, ces derniers sont fixés sur la longueur de la poutre. Ils permettent de faire la liaison acier/béton. Dans le cas de connecteurs cloués, ils sont directement fixés à travers le bac. La mise en place est simple et rapide. Dans le cas de connecteurs soudés, ils sont soudés aux poutres en usine et les bacs doivent être pré percés pour être posés. Les goujons des poutres évitent le soulèvement de la dalle et ses ancrages évitent son glissement.

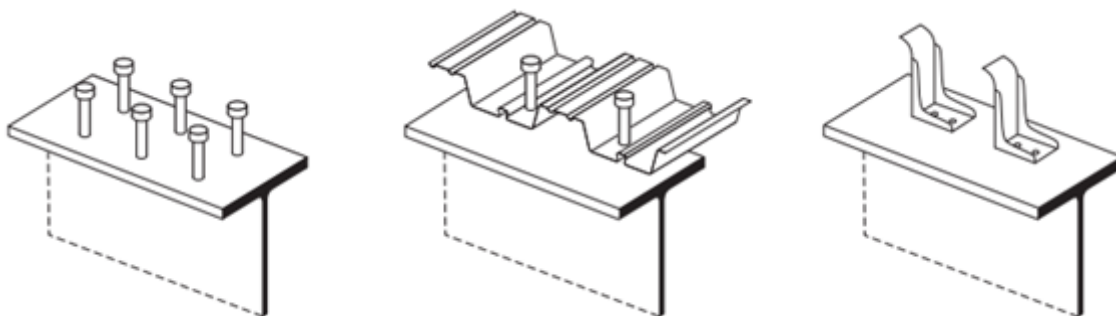


Figure 3 : Dispositifs de liaison dans un plancher mixte

V.4 Les avantages d'un plancher collaborant

- Éléments préfabriqués légers ;
- Moins de transport ;
- Volume de béton nécessaire moins élevé ;
- Rapidité d'exécution accrue ;
- Hauteur de plancher réduite, donc gain d'espace ;
- Absence de coffrage en bois ;
- Conception flexible.
- Les tôles en aciers ne sont pas considérées comme un coffrage perdu, car ce genre de coffrage permet, en outre, une rapidité et une simplicité de montage, sécurité des ouvriers et réception de tout type de faux plafonds. Le travail sur chantier limité et respect des tolérances (mesures exactes).
- Les planchers collaborant sont utilisés en étages courants et terrasses. Pour les bâtiments industriels et les parkings, ne sont admises que les charges roulantes de faible intensité.
- Les profilés ne peuvent être utilisés sur locaux humides ou à atmosphères agressives, que lorsque la sous face est visitable, leur utilisation dans les vides sanitaires est donc déconseillée faute de possibilité d'entretien.

Nous allons développer la méthode de calcul de ce type de plancher.

V.5 Méthode de calcul des Planchers mixtes collaborant

1-Calculer de la section mixte du plancher

La section mixte est donnée par la relation suivante :

$$S = A + \frac{B}{\eta}$$

Avec :

A : Section du profilé métallique (solive)

B : Section de la dalle en béton ($B = b \cdot t$) et t : épaisseur de la dalle.

η : Coefficient d'équivalence entre acier/béton.

b : L'entraxe des solives qui est généralement égale à 1.20 m.

2- Positionnement de l'axe neutre élastique de la section mixte

La position de l'axe neutre (Δ) par rapport à G_A centre de gravité de la poutre en acier est noté (d). Cette position est obtenue en écrivant l'égalité des moments statiques par rapport à (Δ).

$$d = \frac{b \cdot t}{\eta} \cdot \frac{t+h}{2 \cdot S}$$

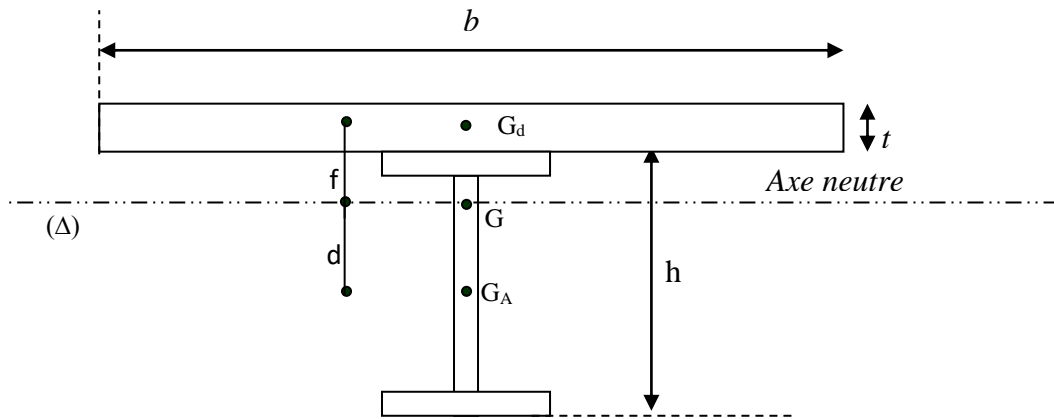


Figure 4 : Positionnement de l'axe neutre élastique de la section mixte

3- Moment d'inertie de la section mixte

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) égale :

$$I_m = I_{Ay} + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{\eta} + \frac{B}{\eta} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_{Ay} : Moment d'inertie de la poutre en acier

I_B : Moment d'inertie de la dalle

4- Contraintes de flexion simple

Soit M le moment fléchissant maximal dans la section mixte, d'inertie mixte I_m . Les contraintes extrêmes sont :

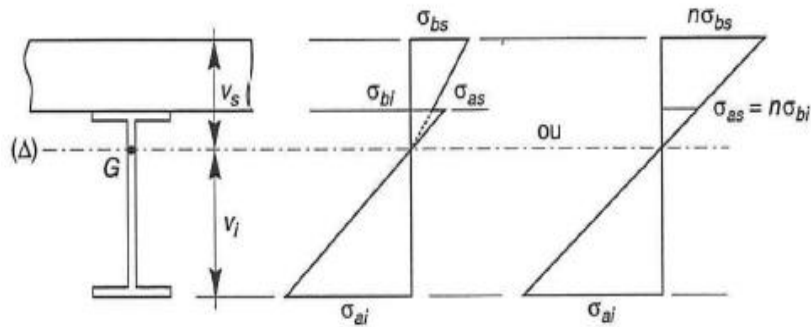


Figure 5 : Diverses contraintes de la section mixte

➤ Contraintes dans la poutre en acier (solive) :

σ_{ai} : Contrainte dans l'acier (traction) des fibres inférieures

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i$$

σ_{as} : Contrainte de compression de l'acier des fibres supérieures

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t)$$

➤ Contraintes dans la dalle en béton :

σ_{bi} : contrainte de compression inférieure dans le Béton

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I_m \cdot \eta} \times (v_s - t)$$

σ_{bs} : contrainte de compression supérieure dans le béton

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I_m \cdot \eta} \times v_s$$

$$v_s = \frac{h}{2} + d$$

$$v_i = \frac{h}{2} - d + t$$

v_s et v_i sont les bras de leviers des contraintes par rapport à l'axe neutre (Δ).

5- Contraintes additionnelles dues au retrait de béton

Après coulage de la dalle; le béton endurissant devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ξ). mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier qui s'oppose au raccourcissement de la dalle (acier/béton). Ces effets provoquent :

- Raccourcissement ϵ_a de la poutre en acier
- Un allongement ϵ_b de la dalle en béton d'où $\xi = \epsilon_a + \epsilon_b \cdot \xi = 2.10^{-4}$

Les contraintes s'écrivent comme suite :

Dans la poutre en acier :

$$\sigma'_{as} = K \cdot Y_1$$

$$\sigma'_{ai} = K \cdot (h - Y_1) = E_a \cdot \xi \cdot K$$

Dans la dalle en béton :

$$\sigma'_{bi} = \frac{1}{\eta} (E_a \xi - K Y_1)$$

$$\sigma'_{bs} = \frac{1}{\eta} (E_a \xi - K Y_2)$$

Selon la méthode prescrite dans le document « structure métallique selon Eurocode03 » de l'auteur Jean Morel.

On pose : $K = \frac{M}{I_m}$

or $Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha$ et $\alpha = \frac{I_m \cdot A}{A \cdot C}$ avec :

$$C = \frac{h+t}{2}$$

$$y_2 = y_1 + t$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \xi \cdot C \cdot A}{\eta \cdot I_a \cdot A + B \cdot I_a + B \cdot A \cdot C^2} \quad B = t \cdot b$$

6-Limitation des Flèches

La flèche admissible pour les solives ($f^* = \frac{l}{400}$) de la portée et pour des planchers s'appuyant sur des murs, cloisons ou vitrage.

Dans le cas des poutres maitresses la flèche admissible ($f^* = \frac{l}{250}$) de la portée et pour des planchers courant.

NB: Pour le choix et le dimensionnement des solives elle s'effectue par approche successive.

7-Dimensionnement de la poutre maitresse

Pour un plancher industriel la limitation de la flèche et de $\frac{L}{250}$ de la portée. En utilisant la condition de flèche on peut déduire l'inertie de la poutre maitresse.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E.I} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{1250 \cdot q_s \cdot l^3}{384 \cdot E}$$

q_s : combinaison d'action à l'ELS.

8- Vérification vis-à-vis du cisaillement

la formule de vérification est:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}; \quad \text{avec } b : \text{largeur du profilé.}$$

h : hauteur du profilé.

V = l'effort tranchant dans la poutre.

$\bar{\tau}_u = (0.58 f_y)$ et f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

9- Contrôle de la fissuration

On limite la fissuration de la face supérieure de la dalle de béton, soumise à des efforts de traction en zones de moment négatif, en y plaçant des armatures longitudinales au droit des appuis. L'EC4 (§ 5.3.1(5)) donne les valeurs minimales suivantes pour les pourcentages d'armatures par rapport à l'aire de la section de béton de la dalle :

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

10- Vérification de la flèche

Les flèches de la dalle mixte sont vérifiées après retrait de tous les étais éventuels, une fois le béton durci. Les spécifications du § 7.6.2.2 de l'EC4 sont d'application.

Le calcul des flèches peut être négligé si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

Le rapport k' de la portée de la dalle sur son épaisseur est inférieur aux limites données dans l'EC2, à savoir:

- $k' \leq 25$ pour une dalle simplement appuyée
- $k' \leq 32$ pour une travée de rive d'une dalle continue
- $k' \leq 35$ pour une travée intermédiaire d'une dalle continue.

L'épaisseur de la dalle à considérer dans le calcul du rapport k' est l'épaisseur effective, c'est-à-dire la distance de la face supérieure de la dalle de béton au centre de gravité de la tôle.

V.6 Exercice d'application

Soit le plan "étage courant" d'un plancher mixte appartenant à un bâtiment industrielle à usage de bureaux contreventé par portiques. Le plancher mixte présente les caractéristiques suivantes :

Trame 7,2m x 5m, surcharge de stockage 10Kn/m². Dalle BA coulée sur bacs d'acier d'épaisseur $t=8\text{cm}$. Entre axe des solives 1.2m, Acier de classe S235, $f_{c28} = 25\text{MPa}$. Coefficient d'équivalence acier/béton=15 et le coefficient de retrait de béton= 2×10^{-4} .

$$\bar{\tau}_u = 0,58 f_y. G_{\text{solive}} = 2,5 \text{ Kn/m}^2$$

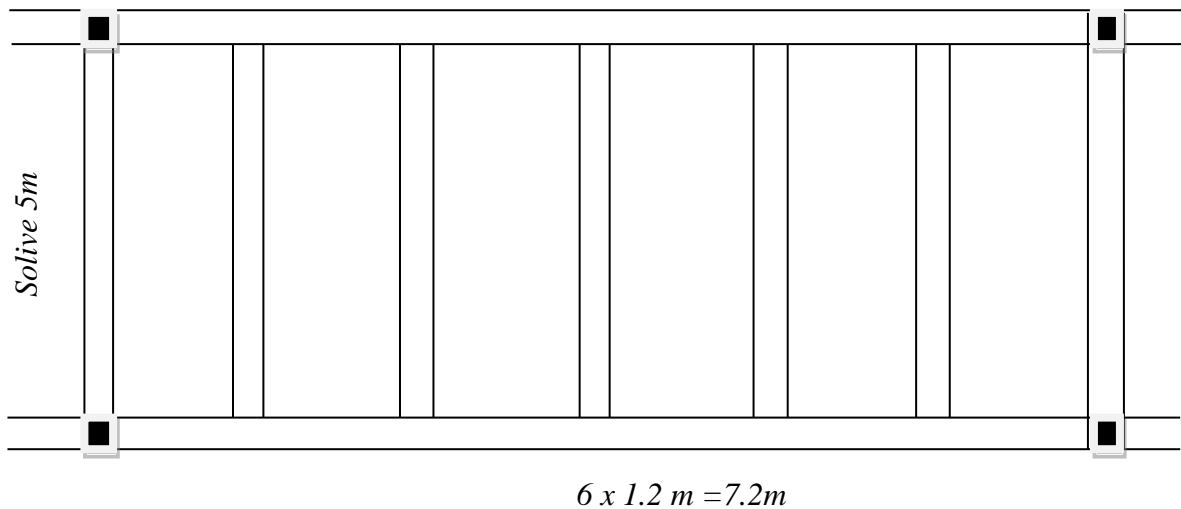
On demande de :

A) Dimensionner les solives en répondant aux questions suivantes :

1. Calculer le moment d'inertie de la section mixte poutre/dalle dans le cas d'un profilé HEA180;
2. Calculer les contraintes de flexion, tracer le diagramme correspondant et procéder à une vérification de l'effort tranchant et de la flèche. $G_s = 2.3 \text{ Kn/m}^2$
3. Calculer les contraintes additionnelles dues au retrait de béton.
4. Calculer les contraintes finales et tracer le diagramme correspondant.

B) Dimensionner la poutre maitresse en répondant aux questions suivantes:

5. Calculer l'inertie la poutre maitresse avec la charge totale linéique non pondérée=63Kn/m.
6. Procéder à une vérification de la résistance en flexion avec la charge totale linéique pondérée=92,6Kn/ml.
7. Calculer l'effort tranchant et procéder à une vérification de la contrainte de cisaillement.

Poutre maitresse**V.7 Solution de l'exercice d'application****1- Calcul de la surface mixte**

la surface mixte :

$$S = A + \frac{B}{\eta}$$

$$S = 45.3 + \frac{120 \times 8}{15} \rightarrow S = 109.3 \text{ cm}^2$$

position de l'axe neutre (Δ):

$$d = \frac{b \cdot t}{\eta} \cdot \frac{t+h}{2 \cdot S}$$

$$d = \frac{120 \cdot 8}{15} \cdot \frac{8+17}{2 \cdot (109.3)} \rightarrow d = 7.31 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h}{2} + d \rightarrow v_s = 15.81 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h}{2} - d + t \rightarrow v_i = 9.2 \text{ cm}$$

moment d'inertie mixte :

$$I_m = I_A + A \cdot d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \eta} + \frac{B}{\eta} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 2510 + 45.3 \cdot 7.3^2 + \frac{120 \cdot 8^3}{12 \cdot 15} + \frac{120}{15} \left(\frac{8+17}{2} - 7.3 \right)^2 \rightarrow I_m = 7000 \text{ cm}^4$$

2- Calcul des contraintes de flexion

➤ Le moment isostatique de la solive :

$$M = \left(\frac{p \cdot l^2}{8} \right) \times b$$

$$M = \left(\frac{(1.35 \times 2.3 + 1.5 \times 10) \times 5^2}{8} \right) \times 1.2 \rightarrow M = 68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Les contraintes de flexion (poutre et dalle) :

➤ Contraintes de flexion dans la poutre en acier :

$$\text{Fibres inferieures} \quad \sigma_{ai} = \frac{M}{I} \times v_i \rightarrow \sigma_{ai} = \frac{68.10^2}{7000} \times 15.81$$

$$\sigma_{ai} = 15.35 \text{ KN/cm}^2 = -153.5 \text{ MPa (Traction)}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t)$$

$$\text{Fibres supérieures} \quad \sigma_{as} = 1.16 \text{ KN/cm}^2 = 11,6 \text{ MPa} \approx 12 \text{ MPa}$$

➤ Contraintes de flexion dans la dalle

$$\sigma_{bi} = 0.77 \text{ MPa} \approx 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 5.95 \text{ MPa} \approx 6 \text{ MPa}$$

➤ Le diagramme des contraintes de flexion du plancher mixte est donné dans la figure suivante:

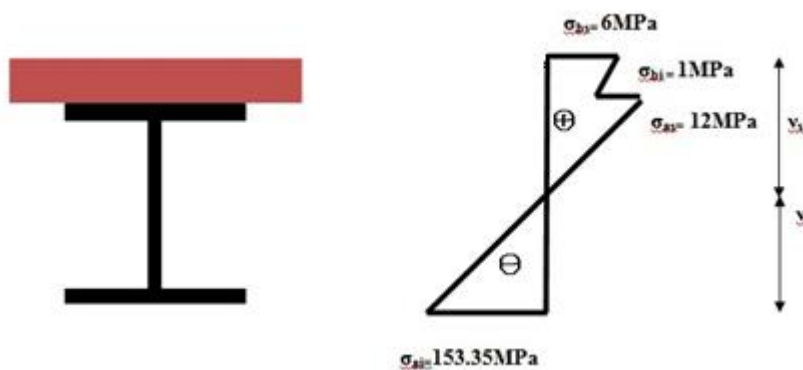


Figure 6 : Diagramme des contraintes de flexion du plancher mixte

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$V = \frac{q.l}{2}.b \rightarrow V = 54.2 \text{ kN}$$

➤ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{54.3}{18 \times 17} \rightarrow \tau_u = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0.58 f_y) \rightarrow \bar{\tau}_u = (0.58.235) \quad \bar{\tau}_u = 134.3 \text{ MPa}$$

D'ou:

$$\tau_u = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 134.3 \text{ MPa}$$

➤ La flèche de la solive

$$\bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{5.10^2}{400} \rightarrow \bar{f} = 1.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{[2,3.10].1,2.5^4.10^{-3}}{210000.7000.10^{-2}} \rightarrow f = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm}$$

3-Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait de béton.

$$C = \frac{h+t}{2} \rightarrow C = \frac{17+8}{2} \rightarrow C = 12.5 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \xi \cdot C \cdot A}{\eta \cdot J_a \cdot A + B \cdot J_a + B \cdot A \cdot C^2} \rightarrow$$

$$K = \frac{120 \times 8 \times 2,1 \times 10^{-4} \times 12,5 \times 45,3 \times 10^6 \times 2}{(15 \times 2510 \times 45,3) + (120 \times 8 \times 2510) + (120 \times 8 \times 45,3 \times 12,5^2)} = 0,21 \text{ N/mm}^3$$

$$\alpha = \frac{I \cdot A}{A \cdot C} = \frac{2510}{45,3} = 4,4$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha \rightarrow Y_1 = \frac{17}{2} + 4,4 \rightarrow Y_1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$Y_2 = Y_1 + t = 12,9 + 8 \rightarrow Y_2 = 20,9 \text{ cm}$$

➤ Dans la poutre en acier :

$$\sigma'_{as} = y_1 \cdot K \rightarrow \sigma'_{as} = 0,21 \cdot 12,9 \rightarrow \sigma_{as} = 27 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{ai} = E_a \cdot \zeta \cdot K \text{ avec } \zeta = 2 \cdot 10^{-4} \rightarrow \sigma'_{ai} = 42 \cdot 0,21 \rightarrow \sigma_{ai} = -9 \text{ MPa}$$

➤ Dans la dalle :

$$\sigma'_{bi} = \frac{1}{\eta} (E_a \cdot \xi \cdot K \cdot Y_1) \rightarrow \sigma'_{bi} = \frac{1}{15} (42 - 27) \rightarrow \sigma'_{bi} = -1 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{bs} = \frac{1}{15} (42 - 44) \rightarrow \sigma'_{bs} = 0 \text{ MPa}$$

4-Les contraintes finales du plancher mixte

$$\text{Acier} \begin{cases} \sigma_{as} = 12 + 27 = 39 \text{ MPa} \\ \sigma_{ai} = -15,39 - 9 = -162,35 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Béton} \begin{cases} \sigma_{bs} = 1 - 1 = 0 \text{ MPa} \\ \sigma_{bi} = 6 - 0 = 6 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Le diagramme des contraintes finales

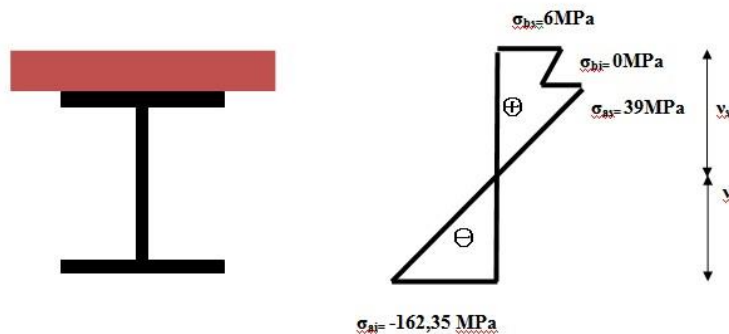


Figure 6 : Diagramme des contraintes finales du plancher mixte

5- Dimensionnement de la poutre maitresse sou la charge totale linéique non pondérée

$$I \geq \frac{1250.q_s.l^3}{384.E} \rightarrow I \geq \frac{1250.(63.10^{-2}).(720)^3}{384.210000} \rightarrow I \geq 36450 \text{ cm}^4$$

On opte pour un HEA 400 ; $I=45070 \text{ cm}^4$

6-Vérification de la résistance en flexion avec la charge totale linéique pondérée

$$M_f = \frac{ql^2}{8} = \frac{92,6 \times 7,2^2}{8} \rightarrow M_f = 600 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL} = W_{pl} \cdot f_y = 256,2.23,5 = 60207 \text{ KN.cm}$$

$$M_{PL} = 602,07 \text{ KN.m}$$

D'ou $M_f = 600 \text{ KN.m} < M_{PL} = 602,07 \text{ KN.m}$

La résistance vis-à-vis de la flexion est vérifiée.

7- Calcule de l'effort tranchant et vérification de la contrainte de cisaillement

$$V = \frac{pl}{2}$$

$$V = \frac{92,6 \times 7,2}{2} = 333,36 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{333,6}{300 \times 390} = 2,8 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0,28 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u = 2,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 134,3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifiée.}$$

Chapitre VI

Les Assemblages Mixtes

VI.1 Introduction

Un Assemblage mixte est un assemblage entre des membres ou des éléments mixtes dans lequel les armatures sont supposées contribuer à la résistance et à la rigidité de l'assemblage.

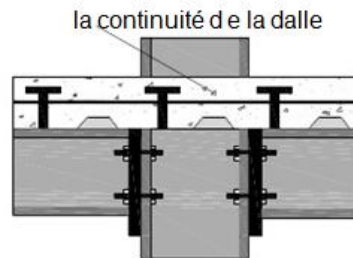


Figure 1 : Assemblage mixte

Le comportement des assemblages influe directement sur le comportement global de la construction d'où l'intérêt de leur caractérisation sous forme de courbe de comportement ($M - \phi$). Le comportement semi-rigide des assemblages fait appelle à des nouvelles méthodes et à une modélisation plus raffinée pour bien décrire le comportement de l'assemblage et pour avoir des résultats plus proches de la réalité. Trois configurations d'assemblages mixtes type poutre-poteau souvent utilisés, qui sont :

1. Assemblage mixte avec plaque de contact.
2. Assemblage mixte boulonné avec platine d'extrémité limitée.
3. Assemblage mixte boulonné avec platine d'extrémité non débordante.

VI.2- Description des assemblages mixtes

Les assemblages mixtes en bâtiment sont généralement de type solive-poutre, poutre-poutre, pied du poteau et des assemblages de type poutre-poteau.

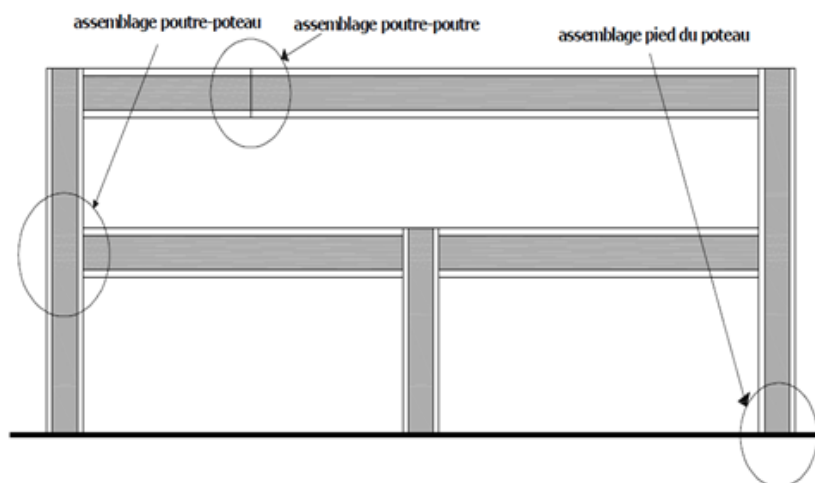


Figure 2 : Les assemblages dans les constructions

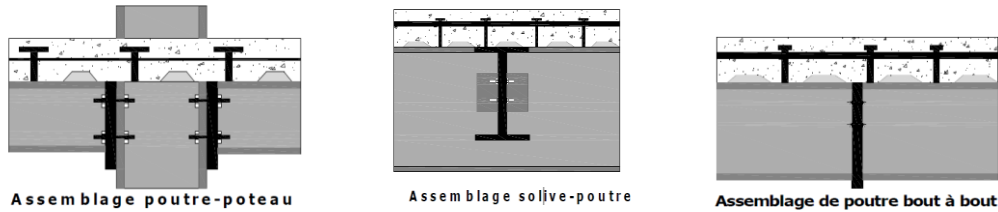


Figure3 : Types d'assemblages

Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- **Les abouts des éléments structurels assemblés** : la section courante de ces éléments doit généralement être aménagée pour permettre l'assemblage (par exemple : réalisation de perçages, complétée ou renforcée localement....).
- **Les pièces accessoires de liaison** : il s'agit généralement de plats, de cornières, de platines, de tasseaux, d'échantignolles, d'équerres d'attache.....
- **Les organes de fixation** : assurent la solidarisation effective entre les composants en présence (boulons ordinaires, boulons HR, cordon de soudure.....)

Plusieurs conceptions d'assemblages mixtes de croisement poutre-poteau sont possibles. La figure 4 représente les plus couramment rencontrés.

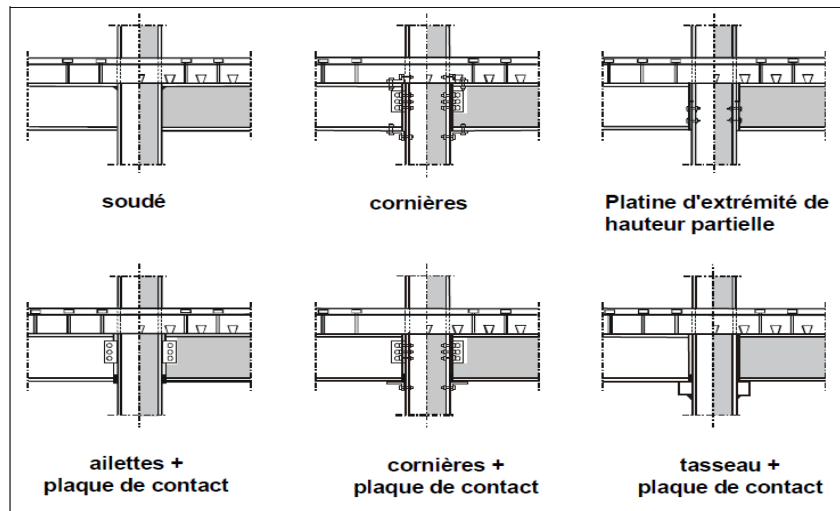


Figure 4: Types d'assemblages –Poteau à section en H et poutre à section en I

Les trois types d'assemblages mixtes type poutre-poteau suivant :

1. Avec plaque de contact.
2. Avec platine d'extrémité limitée (de hauteur limitée).
3. Avec platine d'extrémité (appelée dans d'autres références platine d'about) non débordante.

Pour le type1 : la transmission d'effort entre les composants est assurée sans recourir à des organes de liaison. La plaque de contact est placée dans la partie en compression de l'assemblage mixte et assure la transmission et la répartition des efforts. On considère que les pièces assemblées (poutre et poteau) doivent présenter un jeu entre eux.

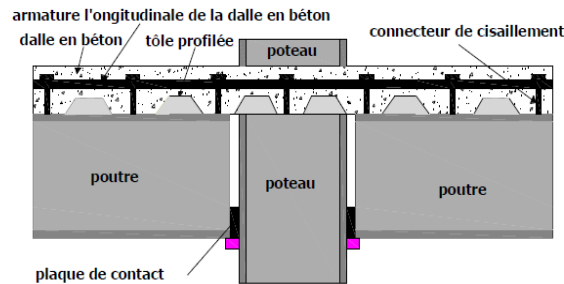


Figure 5 : Assemblage mixte avec plaque de contact.

Pour le type 2 et 3 : il s'agit de souder en bout de la poutre une plaque, dite platine d'extrémité, de hauteur au moins égale à celle du profil de la poutre pour le **type3** et nettement inférieure à celle du profil de la poutre pour le **type2** et comportant généralement deux files verticales de perçages symétriquement disposées de part et d'autre de l'âme de la poutre. La semelle du poteau destinée à recevoir la platine (platine-poutre) présente des perçages homologues, permettant l'assemblage des deux pièces (platine-poutre et poteau) à l'aide des boulons.

- Le premier rôle de la platine est d'assurer la transmission et la répartition des efforts (forces et moments) et les déformations (rotations) entre les différents composants de l'assemblage. De plus, la platine participe positivement à l'amélioration de la résistance des assemblages mixtes.
- Présence de la platine facilite la mise en œuvre et la réalisation d'un tel assemblage mixte.

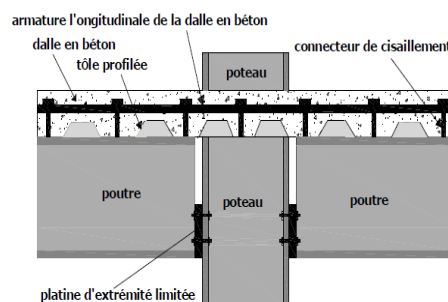


Figure 6 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité limitée.

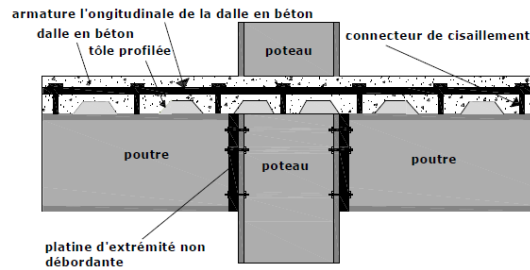


Figure 7 : Assemblage mixte avec platine d'extrémité non débordante

- La continuité de la dalle assurée par les armatures tendues constitue l'élément clé des assemblages mixtes. Elle augmente sensiblement à la fois la résistance et la rigidité des assemblages. En raison, de défaut de la continuité entre le plancher et le poteau ; les ossatures avec des assemblages mixtes sont donc semi-continues par nature
- L'ossature semi-continue présente l'avantage de permettre la prise en compte de la rigidité et de la résistance inhérente à de nombreuses configurations d'assemblage en évitant la dépense liée à la réalisation d'assemblages rigides et pleinement résistant.
- Une augmentation supplémentaire de la rigidité et de la résistance des assemblages peut être obtenue en bétonnant des poteaux (poteaux mixtes enrobés).
- Le comportement des assemblages influence la distribution des sollicitations dans la structure, cependant, les assemblages résistants à la flexion doivent transmettre des moments de flexion et des efforts entre des membres avec un niveau de sécurité suffisante.

VI.3-Caractérisation des assemblages mixtes selon l'EC 3 et l'EC 4 par la méthode des composantes.

La méthode des « composantes » constitue actuellement la méthode la plus utilisée et la plus exacte pour le calcul et la caractérisation des assemblages mixtes.

L'utilisation de la méthode des composantes permet de déterminer les trois caractéristiques clés de l'assemblage mixte qui sont :

- Le moment résistant de l'assemblage ($M_{j,rd}$)
- La rigidité initiale de l'assemblage ($S_{j,ini}$)
- La capacité de rotation de l'assemblage (ϕ_{cd})

L'assemblage mixte est décomposé en différents éléments appelés « composantes ». Chaque composante forme une identité dans l'assemblage. Le

comportement mécanique de toutes ces composantes est étudié séparément. Quand toutes les composantes de l'assemblage sont caractérisées par leur résistance, rigidité et capacité de déformation, le comportement mécanique global est obtenu par l'addition des différentes composantes.

L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles :

- Identification des composantes.
- Caractérisation des composantes.
- Assemblage des composantes.

A) Identification des composantes

-Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement.

-Chaque une de ces composantes est modélisée à l'aide d'un ressort en translation.

La figure 8 représente les régions des différentes sollicitations qui existent au niveau de l'assemblage et les zones constituant l'assemblage.

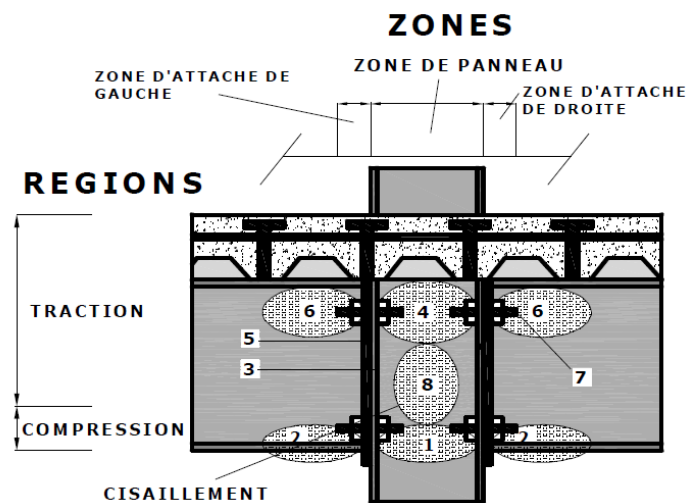


Figure 8 : Régions et zones d'un assemblage mixte type poutre-poteau. Dans le tableau 1 sont identifiées les composantes et les sollicitations auxquelles elles sont soumises pour chaque région de l'assemblage.

N°	Région	Composante
01	Région de compression	1- Ame de poteau en compression 2- Ame et semelle de la poutre en compression
02	Région de traction	3-Semelle du poteau en flexion 4- Ame de poteau en traction 5-Platine d'extrémité en flexion 6- Ame de poutre en traction 7-Boulons en traction
03	Région en cisaillement	8-Panneau d'âme du poteau en cisaillement
<p>Pour les assemblages mixtes des composantes complémentaire sont ajouter aux composantes de base telle que :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Les armatures longitudinales de la dalle en traction. - Plaque de contact en compression (cas des assemblages avec plaque de Contact). 		

Tableau 1 : régions et composantes correspondantes d'un assemblage mixte

B) Caractérisation des composantes

Le modèle des composantes est basé sur les courbes de force-déplacement des composantes individuelles, qu'il convient de déterminer, de nouveau cela peut être fait à des niveaux différents d'exactitude, employant des outils différents, comme essais sur les composantes (approche expérimentale), simulation par éléments par finis (approche numérique) ou modèle analytique mécanique.

C) Assemblage des composantes

Le passage des relations force-déplacement de composantes individuelles à la courbe (moment-rotation) de l'assemblage s'obtient en satisfaisant aux exigences de compatibilité et d'équilibre, ainsi qu'aux limitations de résistance et de capacité de déformation. Les Eurocodes proposent le modèle de composante simplifié ou la somme des ressorts de composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série.

Caractéristique	Groupement	
	En parallèle	En série
Rigidité initiale k_{eq}	$k_1 + k_2$	$\frac{1}{1/k_1 + 1/k_2}$
Résistance F_{eq}	$F_1 + F_2$	$F_1 = F_2$
Capacité de déformation w_{eq}	$w_{eq} = w_1 = w_2$	$w_1 + w_2$

Tableau 2 : groupement en série et en parallèle des composantes.

VI.4-Calcul selon la méthode des composantes

Trois configurations d'assemblages sont concernées par cette méthode. il s'agit de:

- Assemblage avec plaque de contact.
- Assemblage avec platine d'extrémité limitée
- Assemblage avec platine d'extrémité débordante.

L'EC3 et L'EC4 propose des expressions pour le calcul de la résistance et de la rigidité des composante suivantes :

-Zone de compression.

- âme du poteau en compression.
- semelle et âme de poutre en compression

- Zone de traction :

- semelle de poutre en flexion
- âme du poteau en traction.
- Platine d'extrémité en flexion.
- âme de poutre en traction.
- Boulons en traction.

- Zone de cisaillement :

- Panneau d'âme du poteau en cisaillement.

-Pour les assemblages mixtes en plus des composantes ci-dessus, on doit considérer également les

composantes de base suivantes :

- Plaque de contacte en compression.
- Armatures longitudinales de la dalle en traction.

▪ Tenir compte de l'enrobage du poteau, comme une forme de raidissage, et les coefficients de rigidité K_i des composantes influencée par l'enrobage de béton sont transformés en valeurs équivalentes de composantes tout - acier à l'aide du rapport des modules d'élasticité de l'acier et du béton.

▪ On ne tient pas compte :

- du béton de la dalle venant en compression au contact du poteau.

- de l'armature transversale de la dalle.

- du glissement de la connexion de la poutre mixte

Pour les trois cas d'assemblages mixtes étudiés on retrouve les différentes composantes représentées par le tableau ci-dessous.

	Composante	Assemblage avec plaque de contact	Assemblage avec platine d'extrémité limitée	Assemblage avec platine d'extrémité débordante
01	Ame de poteau en cisaillement	X	X	X
02	Ame de poteau en compression	X	X	X
03	Ame de poteau en traction			X
04	Semelle de poteau en flexion			X
05	Platine d'extrémité en flexion			X
07	Semelle de la poutre en flexion	X	X	X
08	Ame de poutre en traction			X
00	Boulons en traction			X
03	Armatures longitudinale de la dalle en traction	X	X	X
04	Plaque de contact en compression	X		

Tableau 3: Les différentes composantes à prendre en compte pour chaque type d'assemblage mixte à étudier

VI.4-1 Assemblage avec plaque de contact

1. Calcul du moment résistant

Pour un calcul simplifié, l'approche plastique peut être utilisée pour déterminer le moment résistant de calcul. Ce moment est alors pris comme le moment maximum évalué en satisfaisant les critères suivants.

- Les efforts intérieurs sont en équilibre avec les forces extérieures appliquées à l'assemblage.
- La résistance de calcul d'aucune composante n'est dépassée.
- La compatibilité de déplacement n'est pas considérée.

Pour ce type d'assemblage :

- L'attache métallique qui résiste à la traction induite par la flexion n'existe pas.
- L'effort de compression est concentré au niveau de la semelle inférieure de la poutre.
- L'effort de traction s'applique au centre de gravité de l'armature.

Les composantes actives au sein de ce dernier sont représentées par la figure 9.

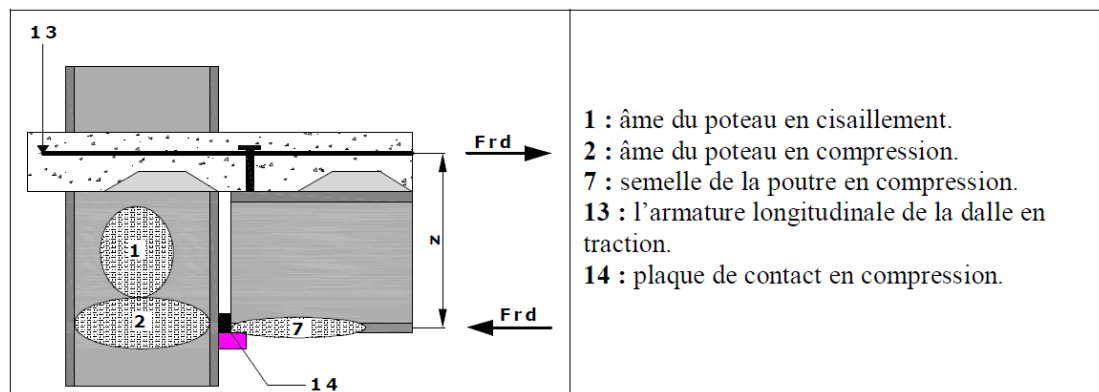


Figure 9 : Assemblage mixte avec plaque de contact

Z: bras de leviers des efforts intérieurs.

$F_{Rd} = \text{Min}[R_{Rd.i}]$ Avec: $i=1,2,7,13,14$: La résistance de calcul de plus faible des composantes de l'assemblage.

$M_{j,Rd} = F_{Rd.i} * Z$: Le moment résistant de calcul de l'assemblage.

-Le centre de compression se trouve au centre de la semelle comprimée de la poutre.

-Le centre de traction coïncide avec le centre de gravité de la section des armatures.

2. Rigidité initiale $S_{j,ini}$

La rigidité initiale $S_{j,ini}$ est déterminée à partir de rigidité en translation des composantes de l'assemblage. Le comportement élastique de chaque composante est représenté par un ressort avec la relation force-déplacement donnée par :

$$F_i = E * K_i * W$$

$E = E_a$: module élastique de l'acier structurale.

K_i : Coefficient de rigidité en translation du ressort "i"

W_i : Déformation du ressort "i"

F_i : Force dans le ressort "i".

Eurocode-4 donne le modèle de ressort simplifié de ce cas d'assemblage où la figure 10 montre ce type d'assemblage et le modèle de ressort adopté, comprenant les composantes actives suivantes :

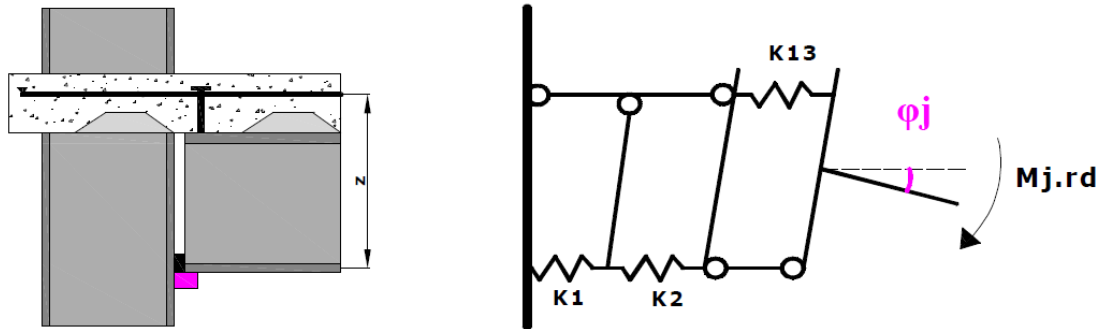


Figure 10 : modèle de ressort pour les assemblages mixtes type poutre-poteau avec plaque de contact

On distingue sur la figure:

- K1: représente l'âme du poteau en cisaillement
- K2 : représente l'âme du poteau en compression (sans raidisseur)
- K13: représente les barres d'armature longitudinales de la dalle en traction
- La plaque de contact est considérée infiniment rigide ($K_{14}=\infty$)
- La semelle de la poutre en compression est considérée infiniment rigide ($K_7=\infty$)

On a :

$$S_{j.ini} = \frac{M_{j.Rd}}{\phi_j} \text{ Avec } M_{j.Rd} = F * Z$$

ϕ_j : La rotation dans l'assemblage

F : L'effort agissant dans chaque ressort.

Z : Bras de levier ou c'est la distance entre le centre de gravité de l'armature en traction et le centre de compression (centre de la semelle inférieure).

$$\text{Où : } \phi_j = \frac{w_1+w_2+w_{13}}{Z}$$

$$S_{j.ini} = \frac{M_{j.Rd}}{\phi_j} = \frac{F*Z}{\frac{\sum W_i}{Z}}$$

$$\text{Puisque } F = K_i * W_i * E \rightarrow S_{j.ini} = \frac{F*Z}{\frac{F}{E} \sum \frac{1}{K_i}} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \rightarrow S_{j.ini} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{K_i}}$$

3. Calcul des résistances $F_{Rd,i}$ et des rigidités K_i des composantes de l'assemblage

Il est nécessaire en premier lieu d'effectuer des calculs préliminaires et de présenter les caractéristiques géométriques des éléments assemblés.

Poutre mixte

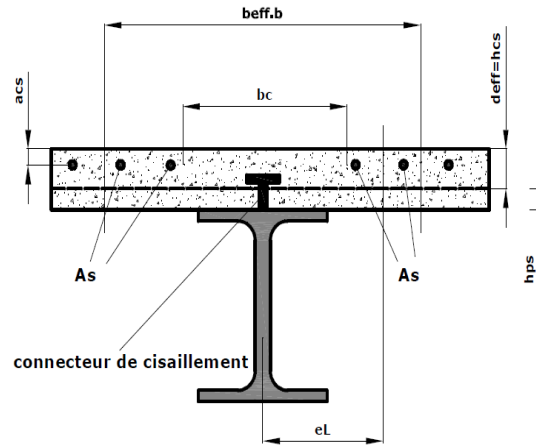


Figure 11: Caractéristiques géométriques de la poutre mixte

Poutre métallique

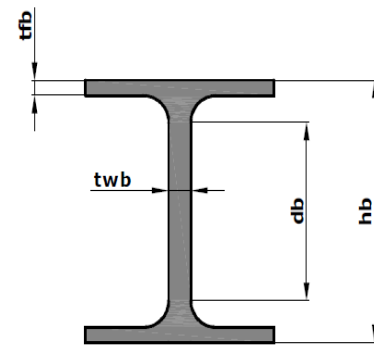


Figure 12: Caractéristiques géométriques de la poutre métallique

Poteau métallique ou mixte

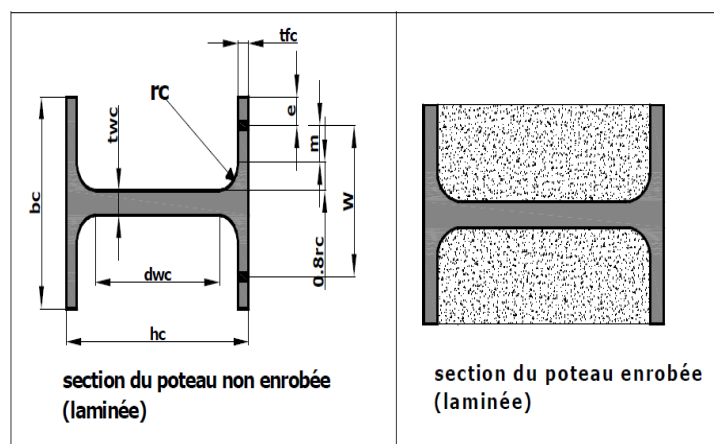


Figure 13: Caractéristiques géométriques d'un poteau

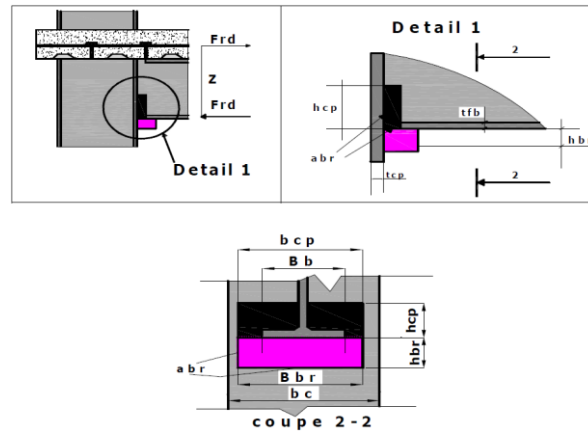
Assemblage Mixte

Figure 14: caractéristiques géométriques d' Assemblage mixte avec plaque de contact

4. Calculs préliminaires➤ **Pour le poteau**

$$d_{wc} = h_c - 2t_{fc} - 2r_c$$

d_{wc} : La hauteur de l'âme du poteau.

$$A_{vc} = A_c - 2bt_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) * t_{fc}$$

A_{vc} : L'aire cisailée de la section du poteau pour une section e, I ou H laminée.

➤ **Pour la poutre**

$$d_s = 0,5h_b + h_{ps} + h_{cs} - a_{cs}$$

d_s : La distance entre le centre de gravité de la section des armatures longitudinales de la dalle et le centre de gravité de la poutre.

$$Z_1 = h_b - 0,5t_{fb} + h_{ps} + h_{cs} - a_{cs}$$

Z_1 : La distance entre le centre de gravité de la section des armatures longitudinales de la dalle et le centre de gravité de la semelle inférieur de la poutre.

Le moment résistant plastique de calcul de la section de la poutre est fonction de la classe de section transversale :

$$1. \text{ Section de classe 1 et 2 : } M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{pl.yb} * f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$$2. \text{ Section de classe 3 : } M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{el.y} * f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

$$3. \text{ Section de classe 4 : } M_{pl.c.Rd} = \frac{W_{el.fff} * f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

➤ **Pour la dalle en béton:**

$$d_{eff} = h_{cs}$$

d_{eff} : L'épaisseur efficace de la dalle en béton.

h_{cs} : La hauteur (épaisseur) de la dalle en béton (sans la hauteur de la tôle ondulée).

$b_{eff.b}=3h_b$: La largeur efficace de la dalle

$l_{eff.b} = 4h_b$: La longueur efficace de la dalle.

h_b : La hauteur de la poutre.

$$\mu = \frac{A_s}{[b_{eff.b} - b_c]d_{eff}}$$

A_s : L'aire de la section des armatures longitudinales de la dalle qui se trouvent dans la largeur $b_{eff.b}$ de la dalle.

μ : Pourcentage des armatures longitudinales dans la dalle.

5. Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes

L'EUROCODE 3 - Annexe J (révisée) - donne les formules d'évaluation pour chacune des composantes de l'assemblage.

6. La résistance et la rigidité de la composante n° 1 : panneau d'âme du poteau en Cisaillement

➤ la résistance (composante N°1)

- Pour une section du poteau non enrobée : $F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{\beta} = \frac{V_{a.wp.Rd}}{\beta}$

- Pour une section du poteau enrobée : $F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{\beta} = \frac{V_{a.wp.Rd} + V_{c.wp.Rd}}{\beta}$

Où β : est appelé paramètre de transformation.

$V_{a.wp.Rd}$: La résistance de calcul en cisaillement qui s'exprime par formule 6.7 de la

pr EN1993 -1-8. $V_{a.wp.Rd} = \frac{0,9f_y w_c A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$V_{c.wp.Rd}$: La résistance de calcul du béton qui enrobe le panneau d'âme.

➤ La rigidité (composante N°1)

$K_{a.wp.s} = \frac{0,33 * A_{vc}}{\beta Z}$, $K_{c.wp.s} = \frac{0,06 b_c h_c}{\beta Z} * \frac{E_{cm.c}}{E_a}$

- Pour une section du poteau non enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s}$

- Pour une section du poteau enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s} + K_{c.wp.s}$

7. La résistance et la rigidité de la composante n° 2: âme du poteau en compression

➤ la résistance (composante N°2)

La résistance de calcul d'une âme de poteau est évaluée à l'aide la formule 6.9 de la pr EN 1993 -1-8

$$F_{c,wc.Rd} = \frac{W_c * b_{eff.c} * t_{wc} * f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} * K_{wc} * \rho$$

Le coefficient K_{wc} est défini ci-après:

$$b_{eff.c} = 0,5 * t_{fb} * + a_f * \sqrt{2} + t_p + 5(t_{fc} + s)$$

a_f : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur semelle.

Où $s = r_c$ pour les profilés de poteau laminés en *I* ou *H*.

Pour les assemblages par cornières de semelle $b_{eff.c}$ égale.

$$b_{eff.c} = 2t_a * + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s)$$

La hauteur efficace $b_{eff.c}$ applique la diffusion de l'effort de compression F_c à travers des éléments d'assemblage ainsi que de la semelle et du congé de raccordement du poteau.

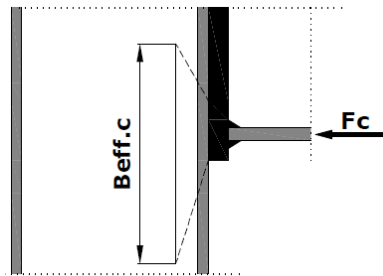


Figure 15: Diffusion de l'effort de compression

La formule d'évaluation de la résistance de calcul de l'âme en compression $F_{c,wc.Rd}$ s'applique aux âmes de poteau peu élancées.

" ρ " : C'est le facteur qui tient compte le flambement de l'âme du poteau.

Les autres coefficients sont donnés dans l'Eurocode 3 et 4

- Pour une section de poteau non enrobée

$$F_{Rd.2} = F_{a,wc.c.Rd}$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$F_{c,wc.c.Rd} = 0,85 K_{wc.c} * t_{eff.c} * (b_c - t_{wc}) f_{CR} / \delta_c$$

$$F_{Rd.2} = F_{a,wc.c.Rd} + F_{c,wc.c.Rd}$$

➤ La rigidité (composante N°2)

- Pour une section de poteau non enrobée

$$K_{a,wc.c} = \frac{0,2 * b_{eff.c,wc} * t_{wc}}{d_{wc}}, k_2 = k_{a,wc.c}$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$K_{a,wc.c} = \frac{0,13 * b_{el} * b_c}{h_c} * \frac{E_{cm.c}}{E_a}, k_2 = k_{a,wc.c} + k_{c,wc.c}$$

8. La résistance et la rigidité de la composante n° 7: Semelle et âme de poutre en compression

➤ la résistance (composante N°7)

$$F_{Rd.7} = \frac{M_{c.Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

Avec:

$M_{c.Rd}$: Moment résistant de calcul de la section transversale de la poutre.

h_b : Hauteur total du profil de la poutre.

t_{fb} : L'épaisseur de la semelle de la poutre.

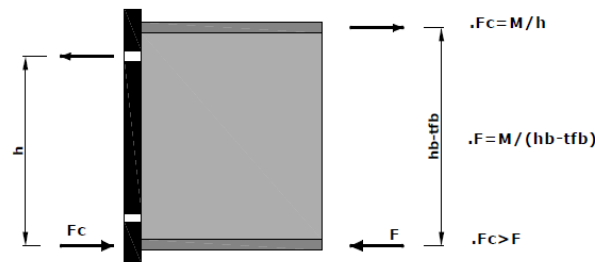


Figure 16: Effort de compression localisé dans la semelle de la poutre

➤ La rigidité (composante N°7)

$$k_7 = \infty$$

9. La résistance et la rigidité de la composante n°13 : armature longitudinale de la dalle en traction

➤ la résistance (composante N°13)

$$A_s^{min} = 0,004 * d_{eff} * (b_{eff.b} - b_c)$$

$$A_s^{max} = \frac{1,1 * \left(0,85 * \frac{f_{cks}}{\gamma_c}\right) * b_c * d_{eff}}{\beta * \left(\frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right)}$$

A_s est comprise entre A_s^{min} et A_s^{max}

$$F_{Rd.13} = \frac{A_s * f_{sk}}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15$$

➤ La rigidité (composante N°13)

$$K_{13} = K_{s,t} * K_r = \frac{K_{s,t}}{1 + E_s * \frac{K_{s,t}}{K_{sc}}}$$

$$K_{s,t} = \frac{A_s}{h_c * \left(\frac{1 + \beta}{2} + K_\beta\right)}$$

$$K_\beta = \beta(4,3 * \beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$$

$$K_{sc} = \frac{N * k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi}\right) \frac{Z_1}{d_s}}$$

d_s : La distance entre le centre de gravité de la poutre métallique et le centre de gravité de la section des armatures.

Z_1 : La distance entre le centre de gravité de la semelle inférieure et le centre de gravité de la section des armatures.

$$\xi = \frac{(EI)_a}{d_s^2 (EI)_s}$$

$$v = \sqrt{\frac{(1 + \xi) * N * k_{sc} * l_{eff.b} * d_s^2}{(EI)_a}}$$

$l_{eff.b}$: Est la longueur de la poutre adjacent à l'assemblage il peut être 15% de la portée.

N : le nombre total des connecteurs de cisaillement distribués sur cette longueur $l_{eff.b}$

k_{sc} : est la rigidité d'un connecteur de cisaillement

$k_{sc} = 100\text{kn/m} \dots$ Pour un connecteur de diamètre 19mm

$k_{sc} = 120\text{kn/m} \dots$ Pour un connecteur de diamètre 22mm

10. La résistance et la rigidité de la composante n°14: plaque de contact en compression

➤ la résistance (composante N°14)

-Aucune vérification de résistance n'est demandée si les conditions suivantes sont remplies :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_{cp} \geq \text{Min}(b_c; h_c) \\ h_{cp} \geq t_{fb} \\ f_{y.cp} \geq f_{y.fb} \end{array} \right\}$$

b_{cp} : La largeur de la plaque de contact.

h_{cp} : La hauteur de la plaque de contact.

$f_{y.cp}$: La limite d'élasticité de l'acier de la plaque de contact.

Si ces trois conditions ne sont pas vérifiées il faut calculer la résistance de la plaque de contact :

$$F_{c.cp.Rd,14} = \frac{h_{cp} * b_{cp} * f_{y.cp}}{\gamma_a} = F_{Rd,14}$$

➤ La rigidité (composante N°14)

$$K_{14} = \infty$$

11. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

➤ *La résistance*

$$F_{Rd} = \min[F_{Rd.1}, F_{Rd.2}, F_{Rd.7}, F_{Rd.13}, F_{Rd.14}]$$

➤ *Le moment résistant plastique de calcul*

$$M_{Rd} = F_{Rd} * Z$$

➤ *Le moment résistant élastique*

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} M_{Rd}$$

➤ *Rigidité initiale*

$$S_{j.ini} = \frac{E_a * Z_1^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{13}} + \frac{1}{K_{14}}}$$

➤ *Rigidité nominale:*

$$S_j = \frac{S_{j.ini}}{1,5}$$

VI.4-2 Assemblage avec platine d'extrémité limitée

➤ Calcul du moment résistant

Nous considérons pour ce type d'assemblage :

- L'attache métallique qui résiste à la traction induite par la flexion n'existe pas.
- L'effort de compression est concentré au niveau de la semelle inférieur de la poutre.
- L'effort de traction s'applique au centre de gravité de l'armature.

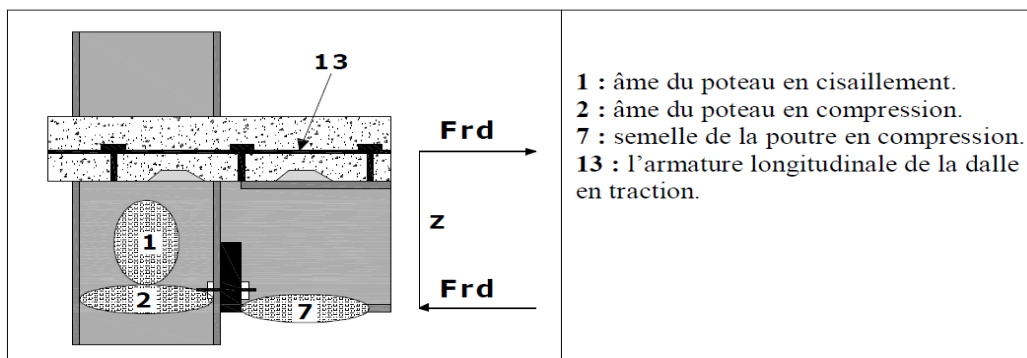


Figure 17 : assemblage mixtes avec platine d'extrémité limitée.

$F_{Rd} = \min[F_{Rd.i}]$ Avec $i = 1,2,7,13$: La résistance de calcul des plus faible composantes de l'assemblage.

$M_{j.Rd} = F_{Rd.j} * Z$: Le moment résistant de l'assemblage .

-Le centre de compression se trouve au centre de la semelle comprimée de la poutre.

-Le centre de traction se trouve :

- Dans le cas d'une seule rangée d'armatures : Le centre coïncide avec le centre de gravite

de la section des armatures.

- Dans le cas de deux rangées d'armatures : le centre de traction se trouve à mi-distance de ces deux rangées si ces deux rangées présentent les mêmes sections.

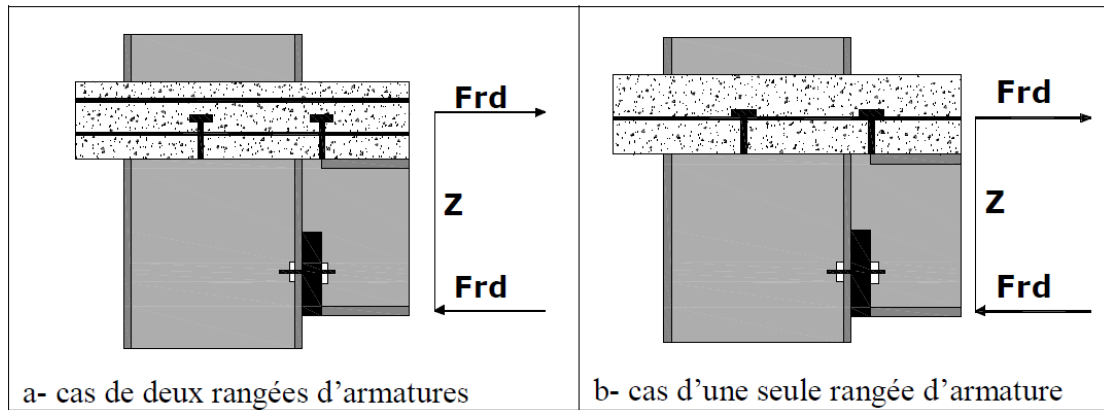


Figure 18 : Détermination du bras de levier Z.

➤ Rigidité initiale $S_{j.ini}$

La figure 19 montre le modèle de ressort adopté par l'Eurocode 4, comprenant les composantes actives suivantes :

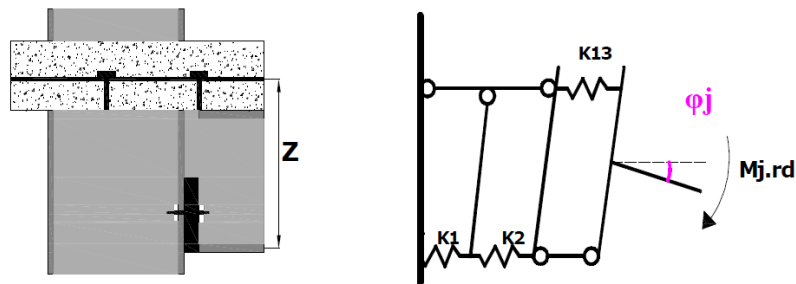


Figure 19 : modèle de ressort pour les assemblage mixte boulonné type poutre-poteau avec platine d'extrémité limitée.

- K1: représente l'âme du poteau en cisaillement
- K2 : représente l'âme du poteau en compression (sans raidisseur)
- K13: représente les barres d'armature longitudinales de la dalle en traction
- Semelle de la poutre en compression est considérée infiniment rigide ($K7=\infty$).

$$S_{j.ini} = \frac{E * Z^2}{\sum \frac{1}{K_i}}$$

1. Calcul des résistances $F_{Rd,i}$ et des rigidités K_i des composantes de l'assemblage

Les caractéristiques géométriques de la section de la poutre mixte, de la poutre métallique et du poteau sont bien représentées dans la figure suivante

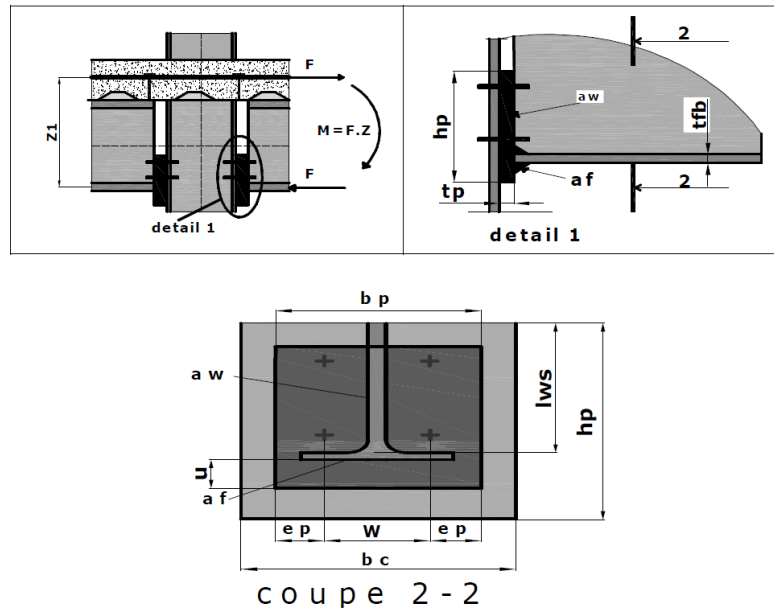


Figure 20 : Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité de hauteur limitée

2. Calculs préliminaires

Pour le poteau

Calcul de d_{wc} et A_{vc} : le calcul est similaire dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

Pour la poutre

Calcul de d_s , Z_1 (ou Z) et $M_{pl.c.Rd}$: le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

Pour la dalle en béton

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

3. Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes : La résistance et la rigidité de la composante n° 1 : panneau d'âme du poteau en Cisaillement

➤ la résistance (composante N°1)

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

➤ La rigidité (composante N°1)

$$K_{a.wp.s} = \frac{0,33 \cdot A_{vc}}{\beta Z}, \quad K_{c.wp.s} = \frac{0,06 b_c h_c}{\beta Z} * \frac{E_{cm.c}}{E_a} (Z=Z_1)$$

- Pour une section du poteau non enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s}$

- Pour une section du poteau enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s} + K_{c.wp.s}$

4. La résistance et la rigidité de la composante n° 2: âme du poteau en compression

➤ la résistance (composante N°2)

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact, avec l_0 calculé par:

$$l_0 = t_{fb} + a_f \sqrt{2} + t_p + \min[u; a_f \sqrt{2} + t_p]$$

➤ La rigidité (composante N°2)

- Pour une section de poteau non enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0,7 * b_{eff.c.wc} * t_{wc}}{d_{wc}}, k_2 = k_{a.wc.c}$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0,13 * b_{eff} * b_c}{h_c} * \frac{E_{cm.c}}{E_a}, k_2 = k_{a.wc.c} + k_{c.wc.c}$$

5. La résistance et la rigidité de la composante n° 7: Semelle et âme de poutre en compression

➤ la résistance (composante N°7)

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

➤ La rigidité (composante N°7)

$$k_7 = \infty$$

6. La résistance et la rigidité de la composante n°13 : armature longitudinale de la dalle en traction

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

7. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

➤ La résistance

$$F_{Rd} = \min[F_{Rd.1}, F_{Rd.2}, F_{Rd.7}, F_{Rd.13}, F_{Rd.14}]$$

➤ Le moment résistant plastique de calcul

$$M_{Rd} = F_{Rd} * Z$$

➤ Le moment résistant élastique

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} M_{Rd}$$

➤ Rigidité initiale

$$S_{j.ini} = \frac{E_a * Z_1^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{13}} + \frac{1}{K_{14}}}$$

➤ Rigidité nominale: $S_j = \frac{S_{j.ini}}{1,5}$

VI.4-3 Assemblage avec platine d'extrémité non débordante

A. Calcul du moment résistant

Dans ce type d'assemblage:

- La traction induite par la flexion est prise à la fois par l'armature et la partie supérieure de l'attache métallique.
- L'effort de compression est concentré au niveau du centre de la semelle inférieure de la poutre.

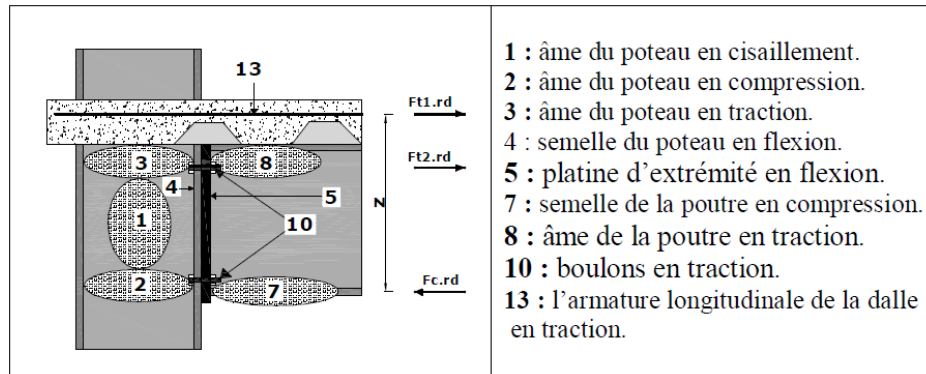


Figure 21: Assemblage mixtes avec platine non débordante

-Dans le cas de plusieurs rangées de composantes en traction, la distribution des efforts est complexe,

trois types de distribution des efforts intérieurs peuvent être envisagés:

- Une distribution élastique.
- Une distribution plastique.
- Une distribution élasto-plastique.

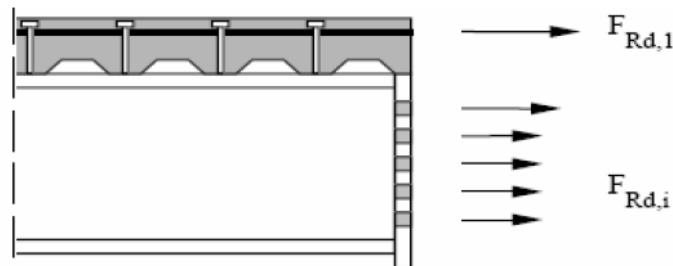


Figure 22: Distribution plastique des efforts

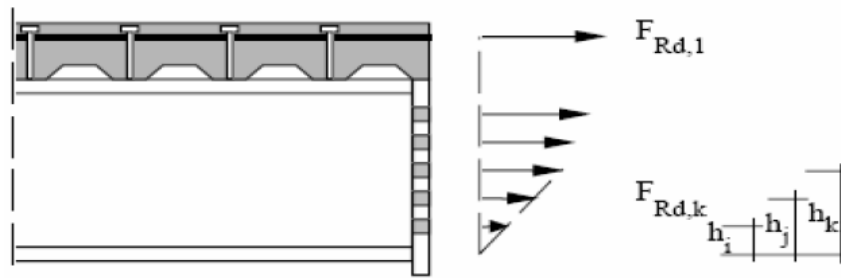


Figure 23: Distribution élasto-plastique des efforts

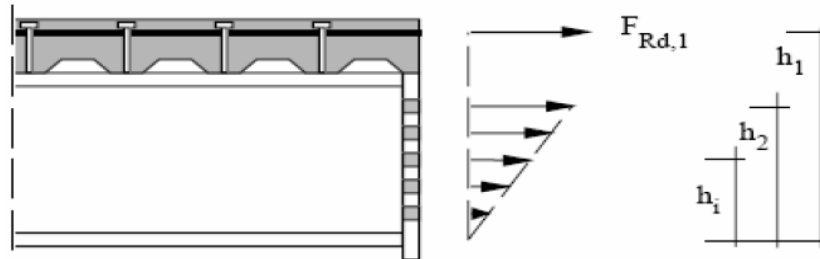


Figure 24: Distribution élastique des efforts

➤ *Rigidité initiale $S_{j,ini}$*

-Les déformations de rangée de boulons pour toutes les rangées sont proportionnelles à la distance au point de compression.

-La force élastique appliquée dans chaque rangée dépendant de la rigidité des composantes.

La figure 25 montre les étapes de passage de ressorts indépendants au ressort équivalent.

$$K_{eff,r} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_{ir}}} \quad r: \text{représente l'indice de numéro de rangée.}$$

$$Z = \frac{\sum_r K_{eff,r} * h_r^2}{\sum_r K_{eff,r} * h_r}$$

$$K_{eq} = \frac{\sum_r K_{eff,r} * h_r}{Z}$$

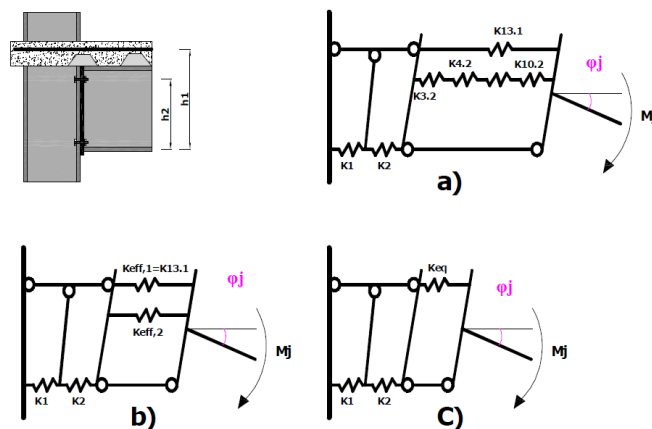


Figure 25: Modèle de ressort pour un assemblage poutre-poteau avec platine d'extrémité non débordante.

1. Calcul des résistances $F_{Rd,i}$ et des rigidités K_i des composants de l'assemblage

➤ Caractéristiques géométriques

Pour les caractéristiques géométriques de la section de la poutre mixte, de la poutre métallique et du poteau sont bien représentées dans la figure 26:

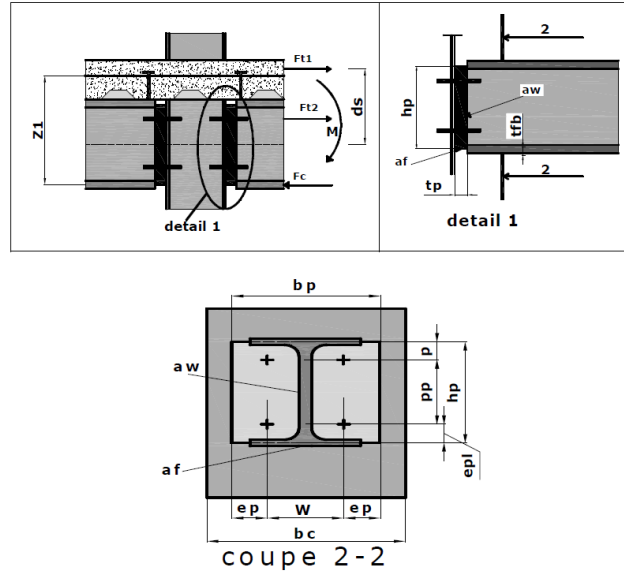


Figure 26: Caractéristiques géométriques d'un Assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité non débordante

2. Calculs préliminaires

Pour le poteau

Calcul de d_{wc} et A_{vc} : le calcul est similaire dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

$$m = \frac{W - t_{fc}}{2} - 0,8s$$

Avec :

$s = r_c$ Pour une section laminée

W : La distance horizontale entre le centre de la rangée de gauche et le centre de la rangée de droite.

e : La distance entre le bord de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons.

$e = \frac{b_c - W}{2}$: La distance entre le bord de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons.

$M_{pl.Rd.c} = M_{pl.fc} = \frac{t_{fc}^2 * f_{y.fc}}{4\gamma_{M0}}$ C'est le moment résistant de la semelle du poteau par unité de longueur.

Pour la poutre

Calcul de d_s , Z_2 (ou Z) et $M_{pl.c.Rd}$: le même calcul donné dans le cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

Z_2 : La distance entre le centre de gravité de la rangée supérieure de boulons et le centre de gravité de la semelle inférieure de la poutre.

$$Z_2 = P_p + e_{pl} - 0,5t_{fc}$$

P_p : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée supérieur de boulons et le Centre de graviter de la rangée inférieure de boulons.

e_{pl} : La distance verticale entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le bord de La semelle de la poutre.

Pour la platine d'extrémité

La distance horizontale $m_{p1} = \frac{W - t_{wb}}{2} - 0,8\sqrt{2}a_w$

La distance verticale $m_{p2} = P - t_{fb} - 0,8\sqrt{2}a_f$ Avec:

a_w : Le cordon de soudure de la platine avec l'âme de la poutre.

a_f : Le cordon de soudure de la platine avec la semelle de la poutre.

$$\lambda_1 = \frac{m_{p1}}{m_{p1} + e_p} \quad \lambda_2 = \frac{m_{p2}}{m_{p1} + e_p}$$

Le moment résistant plastique de calcul de la platine en flexion par unité de longueur

est: $M_{pl.p} = \frac{M_{plp}}{l_{eff.p}} = 0,25t_p^2 \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}$

t_p : L'épaisseur de la platine.

f_{yp} : La limite d'élasticité de l'acier de la platine.

Pour les boulons

$$f_{t.Rd} = B_{t.Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_{sb}}{\gamma_{Mb}}$$

$f_{t.Rd}$: La résistance ultime de calcul à la traction d'un boulon.

A_{sb} : Aire de la section résistante d'un boulon (voir tableau des caractéristiques géométrique des boulons)

f_{ub} : La valeur de calcul de la résistance à la traction de l'acier du boulon.

$$f_{v.Rd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A}{\gamma_{Mb}}$$

$f_{v.Rd}$: La résistance ultime au cisaillement d'un boulon.

γ_{Mb} : Coefficient de sécurité partiel pour les boulons en cisaillement = 1.25

Pour la dalle en béton

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact.

3. Calcul de la résistance et de la rigidité des composantes : La résistance et la rigidité de la composante n° 1 : panneau d'âme du poteau en

➤ la résistance (composante n° 1)

La résistance de calcul en cisaillement est exprimée par la formule suivante:

$$V_{a.wp.Rd} = \frac{0,9f_{y.wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

$$V_{wp.Rd} = V_{a.wp.Rd} + V_{c.wp.Rd}$$

$$V_{c.wp.Rd} = v \left(\frac{0,85f_{cK}}{\gamma_c} \right) * A_c \sin\theta$$

- Pour une section du poteau non enrobée : $F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{\beta} = \frac{V_{a.wp.Rd}}{\beta}$

- Pour une section du poteau enrobée : $F_{Rd.1} = \frac{V_{wp.Rd}}{\beta} = \frac{V_{a.wp.Rd} + V_{c.wp.Rd}}{\beta}$

La résistance de la partie en compression:

$$F_{c.Rd} = \min[F_{Rd.2}, F_{Rd.7}]$$

La résistance de la partie en traction:

$$F_{t.Rd} = \min[F_{Rd.i}]; i = 3,4,5,8,10$$

➤ La rigidité (composante N°1)

$$K_t = \frac{1}{\frac{1}{K_3} + \frac{1}{K_4} + \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_8} + \frac{1}{K_{10}}} = \frac{1}{\sum_{i=3,4,5,8,10} \frac{1}{K_i}}$$

$$K_{eq} = \frac{K_{13}Z_1^2 + K_t Z_2^2}{Z_{eq}} \quad Z_{eq} = \frac{K_{13}Z_1^2 + K_t Z_2^2}{Z_{eq}}$$

$$K_{a.wp.s} = \frac{0,38 * A_{vc}}{\beta Z_{eq}}, \quad K_{c.wp.s} = \frac{0,06 b c h_c}{\beta Z_{eq}} * \frac{E_{cm.c}}{E_a}$$

- Pour une section du poteau non enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s}$

- Pour une section du poteau enrobée : $K_1 = K_{a.wp.s} + K_{c.wp.s}$

4. La résistance et la rigidité de la composante n° 2 : âme du poteau en compression

➤ la résistance (composante N°2)

Le calcul est similaire au cas de l'assemblage mixte avec plaque de contact. l_0 se calcul pour ce type d'assemblage par:

$$l_0 = 0,5t_{fb} + a_f\sqrt{2} + t_p$$

➤ La rigidité (composante N°2)

- Pour une section de poteau non enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0,7 * b_{eff.c.wc} * t_{wc}}{d_{wc}}, k_2 = k_{a.wc.c}$$

- Pour une section de poteau enrobée

$$K_{a.wc.c} = \frac{0,5 * b_{el} * b_c}{h_c} * \frac{E_{cm.c}}{E_a}, k_2 = k_{a.wc.c} + k_{c.wc.c}$$

Les résistances des composantes 3, 4, 5, 8, 10 sont obtenues en passant par l'équivalence d'un tronçon en « T ». D'où la nécessité de l'étude en détail de la résistance et des modes de ruine d'un tronçon en « T ».

- La résistance du tronçon en T équivalent est régie par :

- ❖ La résistance de sa semelle.
- ❖ La résistance des boulons.
- ❖ La résistance de son âme.

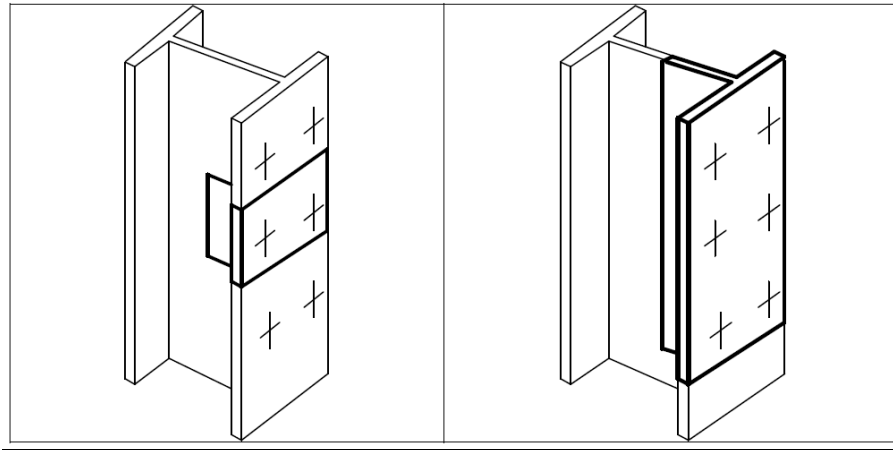


Figure 27 : Tronçon en T équivalent

-La ruine du tronçon en T équivalent est effectuée suivant quatre modes :

- **Mode 1** : Mécanisme plastique complet de la semelle

C'est le mécanisme le plus simple qui consiste à la formation de quatre Charnière plastique linéaires deux ligne sur chaque coté de l'aile fléchis, dont une passant près du pied du congé où cordon d'angle de soudure. Et l'autre passant par les axes de boulons.

- **Mode 2** : Mécanisme par ruine des boulons et plastification de la semelle

(Mécanisme partielle)

- **Mode 3** : Ruine des boulons seuls.

C'est la plastification en traction des boulons

- **Mode 4** : plastification de l'âme tendue

Pour simplifier les modes sous formes de composantes :

- **Le mode 1 et 2** : représente la composante 4 (la semelle du poteau en flexion) et la composante 5 (platine d'extrémité en flexion)
- **Le mode 3** : représente la composante 10 (boulons en traction)
- **Le mode 4** : représente la composante 3 (âme du poteau en traction) et la composante 8 (âme de la poutre en traction).

Les dimensions de Tronçon en « T » équivalent sont données par la figure J.3.1 de l'annexe J de l'Eurocode 3.

5. Calcul des propriétés mécaniques de l'assemblage

➤ *La résistance*

$$F_{Rd} = \min[F_{Rd.1}, F_{c.Rd}, F_{Rd.7}, F_{t.Rd}, F_{Rd.13}]$$

➤ Le moment résistant plastique de calcul

$$M_{Rd} = F_{Rd} * Z$$

➤ Le moment résistant élastique

$$M_{e.Rd} = \frac{2}{3} M_{Rd}$$

➤ *Rigidité initiale*

$$S_{j.ini} = \frac{E_a * Z_1^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_7} + \frac{1}{K_{eq}}}$$

➤ *Rigidité nominale:*

$$S_j = \frac{S_{j.ini}}{2}$$

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

- Albitar A. Application de l'Eurocode 4. Classification des sections transversales de poutres mixtes. Paris, Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics (ITBTP), n°535, juillet-août 1995.
- Association pour la promotion de l'enseignement de la construction Acier (APK) – *Construction Métallique et Mixte Acier – Béton* – 2 tomes – Édition Eyrolles – Août 1996
- Comité Européen de Normalisation (CEN) et AFNOR. - Eurocode 4 - Construction mixte acier-béton: Conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton et document d'Application Nationale - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. - AFNOR P 22-391-0. Septembre 1994.
- Comité Européen de Normalisation (CEN) et AFNOR. - Eurocode 2 - Construction en béton: Calcul des structures en béton et Document d'Application Nationale - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. - AFNOR P 18-711-0. Décembre 1992.
- Comité Européen de Normalisation (CEN) et AFNOR.- Eurocode3 - Construction métallique: Calcul des structures en acier et document d'Application Nationale - Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. - AFNOR P 22-311-0. Décembre 1992.
- Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM) – *Design of Composite Joints for Buildings* – June 1999 – Document 109
- Mathieu J. Vérification d'une poutre mixte suivant l'Eurocode 4. Influence du type de dalle utilisée sur la section de béton de calcul. St-Rémy-lès-Chevreuse (FR), Revue Construction Métallique, n°2, tiré à part, Centre technique industriel de la construction métallique, 1999.
- Schleich J.B., Mathieu J. & Conan Y. Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton. Bruxelles, European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 2000.