

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mentouri Constantine
Faculté des sciences de l'Ingénieur

Département de GENIE CIVIL

N° d'ordre :.....

N° de série :.....

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

MAGISTER

Spécialité : GENIE CIVIL

Par : AMIRAOUI AKRAM

THEME :

**Caractérisation de la connexion acier béton
dans les structures mixtes**

Soutenu publiquement le : .../.../2004

Devant le jury composé de :

Président :	M ^r HOUARI H.	Professeur	U. M. Constantine
Rapporteur :	M ^{me} MIMOUNE F.Z	Maître de Conférences	U. M. Constantine
Co-rapporteur :	M ^r MIMOUNE M.	Professeur	U. M. Constantine
Examineurs :	M ^r CHABIL H.	Maître de Conférences	U. M. Constantine
	M ^r GUETTECHE M.N	Docteur	U. M. Constantine

Remerciements

Ce travail a été effectué au **Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S)** du département **GENIE CIVIL** de l'université **MENTOURI CONSTANTINE**.

Au terme de cette recherche, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur **M^{me} Mimoune F.Z.**, Maître de conférence à l'université Mentouri Constantine pour son aide et ses encouragements et ses conseils éclairés qu'elle ma prodigue durant toute la période de la réalisation de ce travail.

Je remercie également **Mr Mimoune M.**, Professeur à l'université Mentouri Constantine pour tous ses encouragements et ses efforts afin que je puisse réaliser ce travail.

Mes remerciements vont également à **Monsieur Houari H.**, Professeur à l'université Mentouri Constantine, et directeur du laboratoire de matériaux pour l'honneur qu'il me fait en présidant le jury de soutenance.

Mes remerciements vont également à **Monsieur Chabil H.** ; Maître de conférence à l'université Mentouri Constantine ; pour l'honneur qu'il me fait en acceptant d'être examinateur de mémoire.

Mes remerciements vont également à **Monsieur Guetteche M.N.** ; Maître de conférence à l'université Mentouri Constantine, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant d'être examinateur de ce mémoire.

Mes remerciements vont particulièrement à **Monsieur Segueni M.** , Ingénieur chef à **SPA-COM** ex « **SIMCO** » , **M^{elle} Sebanne S.** au Bureau d'étude **SPA-COM** ex « **SIMCO** », et l'ensemble du personnel de l'atelier **SPA-COM**, ex « **SIMCO** » pour l'aide précieuse qu'il m'ont apporté pour la réalisation de la partie métallique des spécimens d'essais.

Mes remerciements vont particulièrement aussi à **Monsieur Bourbia A.** , Ingénieur chef à l'entreprise **BATOS** pour l'aide précieuse qu'il m'ont apporté pour la réalisation de la partie béton du spécimen d'essai **CC2**.

Je tiens à remercier vivement **Mr. Sayad Yacine** pour son aide précieuse, sa présence permanente et sa participation fructueuse au cours de la réalisation des essais

Je tiens à remercier tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont participé à ma formation et à la réalisation de ce travail.



Tables de matières

Tables des matières

Introduction générale

Chapitre1 :

Construction mixte acier béton dans les structures des bâtiments et les ponts

- 1-1. Introduction
- 1-2. Les poteaux mixtes
- 1-3. Les poutres mixtes
- 1-4. Les dalles mixtes
- 1-5. Matériaux utilisés dans un élément mixte
- 1-6. Caractéristiques des matériaux
 - 1-6.1 l'acier de construction
 - 1-6.2- Aciers d'armature
 - 1-6.3- Béton
- 1-7. Avantage de la construction mixte
 - a- générale
 - b- pour les poteaux mixtes
 - c- pour les dalles mixtes
 - d- pour les poutres mixtes
- 1-8. Inconvénient
- 1-9. Conclusion
- 1-10. Etude bibliographique
 - 1-10.1- Introduction
 - 1-10. 2- Modélisation par élément fini
 - 1/ Elément fini de ARIZUMI et HAMADA (1981)
 - 2/ Elément fini de SCHANZENBACH (1988)
 - 3/ Elément fini de DANIELS (1989)
 - 4/ Elément fini de BOERAEVE (1991)
 - 5/ Elément fini de ARIBERT (1993)
 - 1-10.3 Model de Adekola (1968)
 - 1-10.4 Model de Lebet (1987)
 - 1-10.5 Model Aribert (1997)
 - 1-10.6 conclusion

Chapitre 2 :

Classification des sections transversales des poutres mixtes

2-1. Introduction

2-2. classification des sections transversales

2-3. démarche a suivre pour la classification des sections mixtes

2-3.1 Cas particulier

2-4. Classement des semelles comprimées

2-5. Classement des âmes en flexion

2-5.1. - Sections dont la semelle comprimée est de classe 1 ou 2

2-5-2- organigramme de la typologie de calcul des classes de section mixte
acier béton

2-6. résistance à la flexion

2-6.1 section mixte sous moment

2-6.2 Hypothèse de calcul

1- Sections mixtes sous moment fléchissant positif

2- Sections mixtes sous moment fléchissant négatif

3- Exemples

2-6-2 influence de la hauteur de la dalle en béton ...

2-6-3 influence de la connexion

2-7 conclusion

Chapitre 3 :

Etude de l'effet mixte sur la résistance et la rigidité des poutres mixtes

3-1.Introduction

3-2.Comportement d'une poutre mixte

3-3. Fonctionnalités des poutres mixtes

3-4. Résistance au moment de flexion d'une poutre mixte

3-4.1Calcul élastique de poutre mixte

Er

3-5.-Etude de l'intérêt de la construction mixte

3-5.1 Influence de la hauteur de la dalle de béton

3-6 Influence de la hauteur de la dalle sur le rapport I_a / I_b :

3-7. Influence du type de profilé métallique

3-8. Aptitude de service

3-9- conclusion

Chapitre 4 :

Etude du comportement de la connexion acier béton

4-1 Introduction

4-2 Connecteurs de cisaillement

4-3 Types de connecteur

4-4 Connecteur en goujon à tête

4-5 Connecteur en équerres en acier façonné à froid

4-6 Connecteur en butées

4-7 Propriétés des connecteurs

4-7-1 Résistance des connecteurs

4-7-2 La résistance caractéristique

1- Goujons à têtes

2- Connecteurs en cornières soudées

3- Connecteurs en boulons

4-7-3 mode de chargement connecteurs

4-8 mode de déformation des connecteurs et mode de ruine possibles

4-9Classification des connecteurs

4-10 Comportement mécanique des connecteurs

- 4-11 Résistance Ultime du connecteur dans le cas d une connexion complète
- 4-12 - Calcul élastique à la connexion
- 4-13 Calcul plastique de la connexion
- 4-14 Connexion partielle
 - 4-14-1 La méthode simple
 - 4-14-2- La méthode générale
 - 4-14-3- La méthode d'interaction partielle
- 4-15. modélisation de la distribution du glissement
 - 4-15-1 le modèle de Adekola et Lebet [1968-1987]
 - 4-15-2 Le modèle d Aribert (1997)
- 4-16 la comparaison entre les deux modèles
- 4-16 Calcule de glissement
- 4-17 conclusion

Chapite5 :

Etude expérimentale de la connexion acier béton essai « push-out »

- 5-1 introduction :
- 5-2 Programme expérimental :
 - 5-2.1- Dispositif des essais expérimentaux :
 - 5-2.2- Spécimens d'essais par catégorie et connecteurs utilisés
 - 5-2.3- La géométrie des spécimens d'essais :
 - 5-2.4- Spécimen d'essai :
- 5-3 matériaux constituant les spécimens :
 - 5-3.1- composition du béton:
 - 5-3.2 la poutre métallique :
 - 5-3.3-Connecteurs :
 - 5-3-4- détails des connecteurs :
- 5-4. connecteur cornière :
- 5-5 - Renforcement des spécimens
- 5-6- La convection des éprouvettes est faite :
- 5-7 Mesures de force
- 5-8 Mesures des déplacements
- 5-9 Carte multifonction PCI-1711/1731 ou carte d'acquisition de données.

- 5-10 Boîtier de connexion PCLD-8115/8710.
- 5-11. étalonnage des capteurs :
 - 5-11.1 Opération d'étalonnage des capteurs :
 - 5-11-2 mise en œuvre de l'étalonnage :
 - 5-11.3 Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement.
- 5-12 Présentation du logiciel Advantech GenieDAQ Demo :
- 5-13 Etapes d'essais :
 - 5-13.1 Préparation effective des essais :
 - 5-13.2 Les étapes d'essai :
 - 5-13-3 Essai Push-out connecteur en goujon :
- 5-14.1 résultats obtenus :
- 5-15- modes de ruine donné par EC4
- 5-16- modes de ruine observés expérimentalement :
- 5-17- illustration des modes de ruine
- 5-16 Conclusion

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

résumé



Liste des tableaux

Notations et symboles utilisés

A_a : Aire de la section de la poutre métallique.

A_b : Aire de section mixte.

A_c : Aire de section du béton participante [$A_c = h_c \cdot b_{ef}$].

A_s : Aire de la section des armatures (passive et de précontrainte).

b_{eff} : Largeur participante de la dalle en béton.

C : Demi-largeur de l'aile supérieure de la poutre métallique.

e : Distance entre la poutre métallique et la dalle de béton (hauteur des nervures de la tôle).

h : Hauteur totale de la section mixte [$h = h_a + e + h_c$].

h_a : Hauteur de poutre métallique

h_c : Hauteur de la dalle de béton (ou de la partie de béton située au-dessus des nervures de la tôle).

t : Epaisseur de l'aile supérieure de la poutre métallique.

x : hauteur comprimée de la dalle de béton.

Z_a : Position du centre de gravité de la poutre métallique (par rapport à la fibre intérieure).

Z_b : Position de l'axe neutre de la section mixte (par rapport à la fibre intérieure de la poutre métallique).

Z_c : Position du centre de gravité de la dalle en béton (par rapport à la fibre intérieure de poutre métallique).

Z_s : Position du centre de gravité des armatures (par rapport à la fibre intérieure de la poutre métallique).

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique de la poutre.

E : Module d'élasticité de l'acier.

I_b : Inertie de flexion de la section de la poutre.

M : Moment appliqué sur un assemblage poutre-poteau.

M_{Rd} : Moment résistant d'un assemblage poutre-poteau.

I_b : Inertie de flexion de la section de la poutre.

K_{br} : Rigidité sécante des composants K_c : rigidité sécante de la zone comprimée du poteau.

d : Diamètre du goujon.

h : Hauteur du goujon.

f_u : Résistance ultime de l'acier du goujon.

f_{ck} : Résistance ultime du béton à 28 jours.

E_{cm} : Module d'élasticité du béton.

α : Facteur correctif égale à :

1,0 si $h/d > 4$ pour des goujons ductiles.

0,2 si $3 \leq h/d \leq 4$ pour des goujons non ductiles.

γ_c : Facteur de sécurité pour connecteurs = 1,25.

V : Est l'effort tranchant dans la section considérée ;

I : Le moment d'inertie géométrique de la section

S : Le moment statique, soit de la dalle, soit du profilé métallique par rapport à l'axe neutre élastique.



Liste des figures

Chapitre 1

Fig. 1-1 poteau mixte totalement enrobé de béton.

Fig. 1-2 Exemples de poteaux mixtes partiellement enrobés

Fig 1-3 Exemples de poteaux mixtes remplies de béton.

Fig 1-4 différentes formes de poutre mixte

Fig 1-5 exemples de type de profilé métallique

Fig 1-6 connexion entre la dalle en béton et le profilé

Fig 1-7 Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes

Fig1-8 Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355.[2]

Fig1-9 Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un acier d'armature et d'un acier de précontrainte.[2]

Fig1-10 Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube[2].

Fig 1-11 Diagramme idéalisé contrainte-déformation spécifique du béton [2]

Fig 1-12 Constituant des poutres mixtes

Fig :1-13 Comportement de l'acier

Fig :1-14 Comportement du béton

Fig 1-15 Comportement des connecteurs

Fig 1-16 Élément fini de ARIZUMI et HAMADA (Japon)

Fig 1-17 Courbes de comportement des matériaux

Fig 1-18 : Élément fini de SCHANZENBACH (Allemagne)

Fig 1-19 Élément fini de DANIELS (Suisse)

fig 1-20 : Élément fini de BOERAEVE (Belgique)

Fig 1-21 : Élément fini de ARIBERT de 12 degrés de liberté

Fig 1-22 : Élément fini de ARIBERT de 8 degrés de liberté

Fig 1-23 : Model de Adekola

Chapitre2

Fig-2-1 dispositif de fixation des connecteurs.

Chapitre3

Fig 3-1 Déformation des sections mixtes

Fig 3-2 : Résistance d'une section mixte à la flexion

Fig 3-3 : Déformation des sections mixtes sous moment élastique

Fig 3-4 : Etat de contrainte et de déformation des poutres mixtes

Fig 3-5 : notation adopter pour le calcul des poutres mixtes

Fig 3-6 : les variations du rapport de module plastique pour IPE300 **Fig 3-7** : la variation de

Z_a / Z_b on fonction de « hc » pour la gamme IPE

Fig 3-8 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $hc = 60\text{mm}$

Fig 3-09 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $hc = 120\text{mm}$

Fig 3-10 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $hc = 180\text{ mm}$

Fig 3-11 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $hc = 240\text{mm}$

Fig 3-13 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour HEA800

Fig 3-14 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEA

Fig 3-15 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour HEb800

Fig 3-16 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEB

Fig 3-17 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEM

Fig 3-18 variation de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme IPE

Fig 3-19 variation de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEA

Fig 3-20 variation de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEB

Fig 3-21 variation de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEM

Fig 3-22 variation de Z_a / Z_b en fonction de type de profilé métallique

Fig 3-23 variation de I_a / I_b en fonction de type de profilé métallique

Fig 3-24 variation de Z_a / Z_b en fonction de profilé métallique

Fig 3-25 variation de I_a / I_b en fonction de type de profilé métallique gamme HEM

Fig 3-26 variation de W_a / W_b en fonction de la hauteur de la dalle en béton

Fig 3-27 variation de W_a / W_b en fonction de type de profilé

Chapitre4

Fig4-1 Différents types de connecteurs

Fig 4-2 Connecteur en goujon à tête

Fig 4-3 Connecteur en équerres

Fig 4-4 Connecteurs en butées

Fig 4-5 : Autres types de connecteur

Fig 4-6 Connecteur en goujon à tête

Fig 4-7 Connecteur en cornière

Fig 4-8 Connecteur en boulons

Fig 4-9 efforts agissant sur l'interface acier-béton

Fig4-10 mode de déformation des connecteurs

Fig 4-11 : courbes contrainte déformation des connecteurs ductile et non ductile

Fig 4-12 courbe de chargement-déformation obtenu d'un essai Push-out [18]

Fig 4-13 Courbe charge déplacement d'un connecteur non ductile

Fig 4-14 comportement des connecteurs et déplacement le long de la poutre

Fig 4-15 : ruine des connecteurs sous chargement dynamique

Fig 4-16 : Annotation de calcul

Fig 4-17 variation du rapport M_{ep} / M_{pl} d'une poutre mixte en fonction de du degré de connexion . Méthode simplifiée

Fig 4-18 Schéma de la poutre étudiée

Fig 4-19 équilibre des forces et position de l'axe neutre

Fig 4-20 variations de la résistance plastique d'une poutre mixte en fonction du degré de connexion

Fig- 4-19 diagrammes contrainte et déformation d'une section mixte

Fig- 4-20 modèle de Adekola et Lebet

Fig 4-21 section mixte étudiée

Fig 4-22 distribution du glissement le long de la poutre mixte calculée

Fig. 4-23 distribution de glissement le long de la demi porté

Chapitre5

Fig 5-1 Type 1 noté CG1 connecteur en goujon

Fig 5-2 Type 2 noté CC2 connecteur en cornière

Fig 5-3 détail des connecteurs en goujon sur le profilé

Fig 5-4 détail des connecteurs en cornière sur le profilé

Fig 5-5 dimensions des connecteurs en goujon

Fig 5-6 dimensions des connecteurs en cornière

Fig 5-7 courbe de l'étalonnage [3]

Fig 5-8 mise en connexion du réseau des composants de lecture des résultats

Fig 5-9 Enregistrement obtenu pour les forces (push-out 04)

Fig 5-10 Enregistrement obtenu pour les déplacements push-out 04

Fig 5-11 Enregistrement obtenu pour les forces (push-out 10)

Fig 5-12 Enregistrement obtenu pour les déplacements (push-out 10)

Fig 5-13 résultats charge – temps

Fig 5-14 résultats glissement – temps

Fig 5-15 courbe chargement – glissement (KN - cm/10)

Fig 5-16 courbe chargement – glissement idéalisée

Fig 5-17 Courbe chargement – glissement l'EC04

Les Photos :

photo 5-1 profilé avec connecteurs en goujon

Photo 5-2 profilé avec connecteurs en cornière

Photo 5-3 Le capteur de force utilisé dans l'essai

Photo 5-3 Capteur des déplacements

Photo 5-4 Carte multifonction PCI-1711/1731

Photo : 5-5 Boîtier de connexion PCLD-8115/8710

Photo : 5-6 Mise en œuvre de l'étalonnage [3]

photo 5-7 coffrage et coulage du béton pour le spécimen CG1

photo 5-8 coffrage et coulage du béton pour le spécimen CC1

Photo5-9 la machine d'essai et dispositif des mesures

Photos 5-10et 5-11 utilisation d'un palan pour le soulèvement et le montage des spécimens

Photo 5-12 le montage des spécimens

Photo : 5-13 la fixation des capteurs de déplacement



Introduction générale.

Introduction générale

La construction mixte acier-béton n'est pas récente, son utilisation dans le bâtiment, le plus souvent industriel, et dans les ponts repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années. Dans tous les cas, il s'agit d'une combinaison entre deux matériaux l'acier et le béton armé.

Dans le cas des *poutres* et des *dalles*, le profilé est connecté mécaniquement à la dalle de béton. Cette connexion offre une importante résistance au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion. La dalle de béton, outre son rôle de surface porteuse, permet la reprise des efforts de compression ainsi qu'une protection complémentaire intéressante du profilé en acier contre la corrosion et l'incendie, l'acier reprenant principalement les efforts de traction.

Dans la plus part des cas (bâtiments multi étagés, ponts), il n'est pas rare de travailler avec des travées de plus 12 mètres.

Ces portées génèrent des moments de flexion importants qui peuvent être repris plus avantageusement par une structure mixte, que ce soit en raison de son prix ou de la hauteur du plancher plus faible.

Des recherches entreprises à travers le monde, ont démontré que l'association de l'acier et du béton entraîne une réduction de contraintes et de flèches.

Le comportement « monobloc » des deux matériaux a exigé l'emploi d'élément de connexion, ces derniers offrent à leur tour des comportements ductiles ou non ductiles. L'efficacité de la liaison, entre les deux matériaux, conditionne surtout la résistance au glissement à l'interface.

Dans cette étude, nous nous proposons d'étudier la connexion acier-béton dans les poutres mixtes. Pour cela, nous allons faire un inventaire des systèmes constructifs utilisés en constructions mixtes, ainsi que les méthodes et modèles de calcul utilisés pour le dimensionnement et la vérification des sections mixtes.

Nous allons montrer également la nouvelle notion de classe de section introduite dans l'Eurocode4, comme on va mettre en évidence l'intérêt du mixte sur le comportement à l'état limite ultime et à l'état limite de service des structures.

La partie sensible qu'est la connexion est présentée en détail. Les modèles utilisés pour le calcul en glissement seront présentés et commentés.

Nous allons présenter à la fin du mémoire l'étude expérimentale sur une série d'essais de poussée dit « Push-out ».Le type et le nombre de connecteurs constituent les paramètres essentiels de l'étude, la mise au point d'un protocole d'essais « Push-out » est présenté en détail, tout en précisant les problèmes rencontrés lors de l'expérimentation.

Chapitre I :
Généralités sur les constructions mixtes
Et
Etude bibliographique

CHAPITRE 1 :

Construction mixte acier béton dans les structures de bâtiment et les ponts

Étude bibliographique

1-1. Introduction :

Un élément en *construction mixte* est généralement porteur et composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux, et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent ; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes,
- Les dalles mixtes,
- Les poteaux mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec de la flexion.

1-2. Les poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et un poteau en béton armé ou non

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes :

- les *poteaux enrobés de béton*, que ce soit totalement comme illustré à la fig.1-1 ou partiellement comme on peut le voir à la fig. 1-2

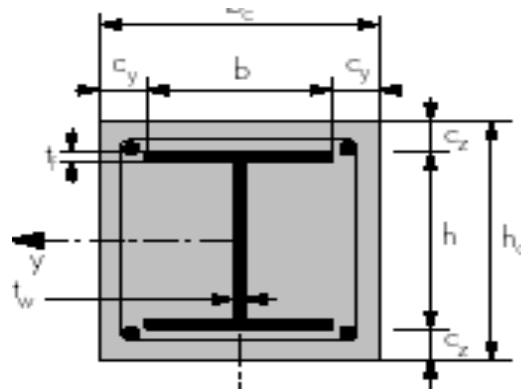


Fig. 1-1 Poteau mixte totalement enrobé de béton.

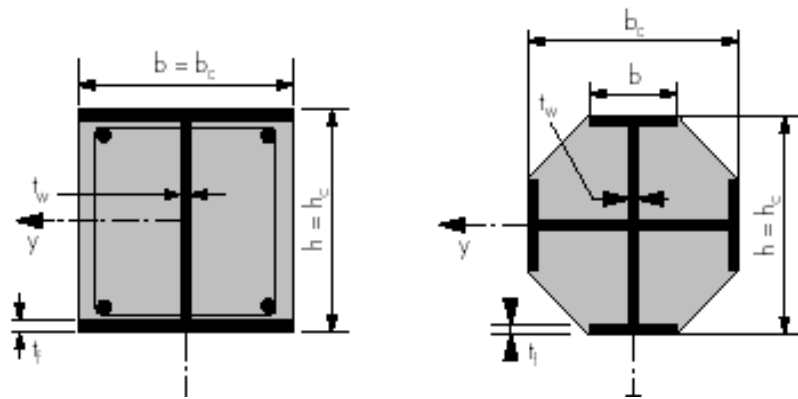


Fig. 1-2 Exemples de poteaux mixtes partiellement enrobés

- les poteaux remplis de béton, comme illustré à la figure 1-3.

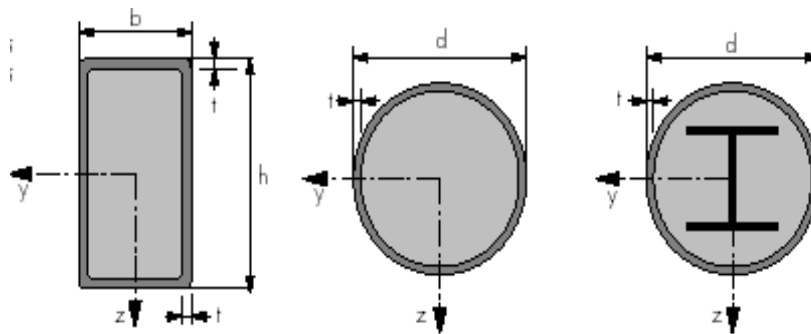


Fig 1-3 Exemples de poteaux mixtes remplis de béton.

1-3. Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton ; le plus souvent liée par des organes de connexion

Il est évidemment souhaitable de faire participer chacun des matériaux de façon optimale ; Sur la base de ces considérations, les poutres mixtes peuvent être de la forme illustrée à la figure (1-4). Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à 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).

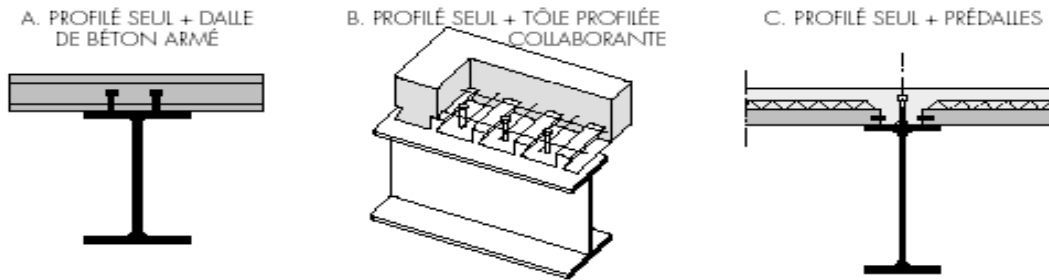


Fig 1-4 différentes formes de poutre mixte

Il faut noter que, le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (il peut, par exemple, être tubulaire) figure 1-5

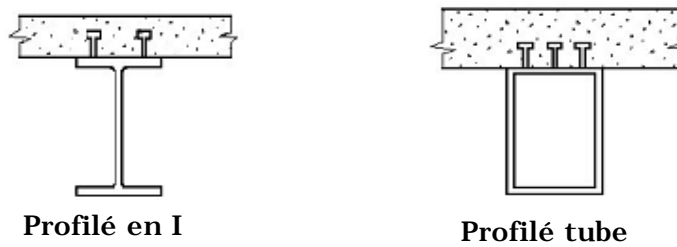


Fig 1-5 exemples de type de profilé métallique

Dans le cas d'un enrobage partiel du profilé en acier celui-ci procure une augmentation de la résistance au feu et au flambement.

Des connecteurs placés à l'interface entre le profilé et la dalle de béton (ou parfois soudés sur la tôle profilée, comme dans le cas à la figure (1-6) assurent une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, appelés « effort rasant » dans le reste du mémoire ; ce qui permet d'obtenir une section mixte dont les différentes composantes travaillent ensemble en flexion.

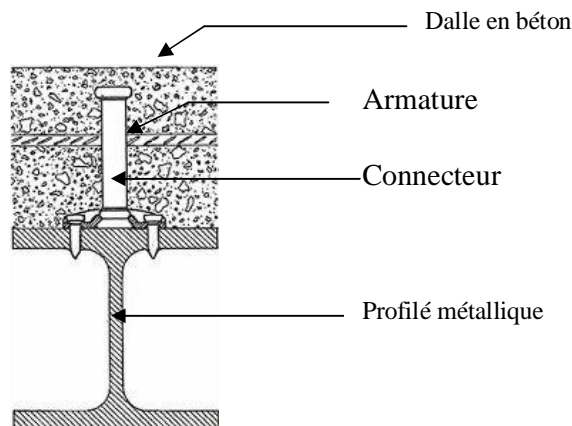


Fig 1-6 connexion entre la dalle en béton et le profilé

1-4. Les dalles mixtes :

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit :

- soit d'une *dalle coulée in situ sur un platelage* (tôles profilées en acier formées à froid) servant de coffrage permanent pour la dalle en béton; lorsque les nervures du platelage sont telles que représentées à la figure 1-7 c'est-à-dire lorsqu'elles permettent de transmettre les efforts longitudinaux entre la tôle profilée en acier et le béton, la dalle finale agit comme une dalle mixte dans le sens des nervures du platelage

- soit d'une *dalle composée d'éléments préfabriqués en béton* (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) se situe entre 40 et 85 mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0,75 et 2 mm. Bien sûr, d'autres dimensions peuvent être utilisées en fonction de la destination du projet.

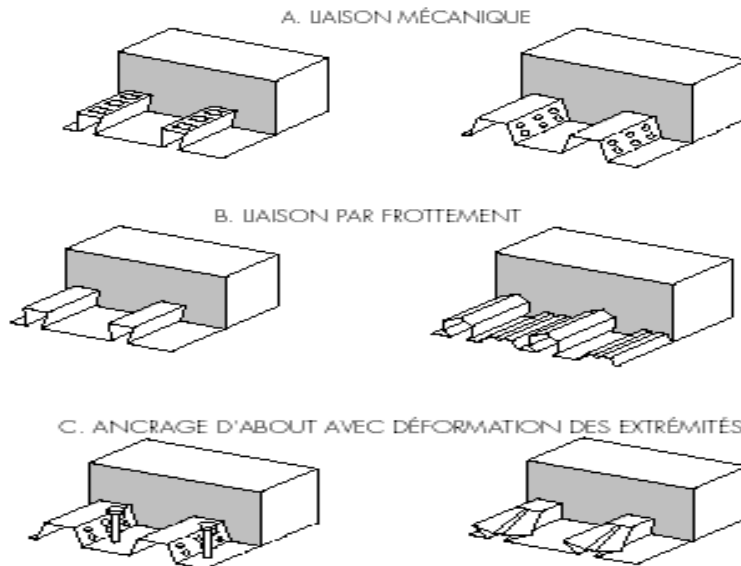


Fig 1-7 Dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

1-5. 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
- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différentes codes [CBA93].[CCM97] . Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [EC2 .EC3. EC4]

1-6. Caractéristiques des matériaux :

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

1-6.1- l'acier de construction :

En construction métallique, on utilise des aciers dont les caractéristiques sont définies par des valeurs minimales ou maximales.

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 .

Dans la figure (1.8), la relation contrainte-déformation spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (Fe E 235 et Fe E 355), où l'on a

admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité.

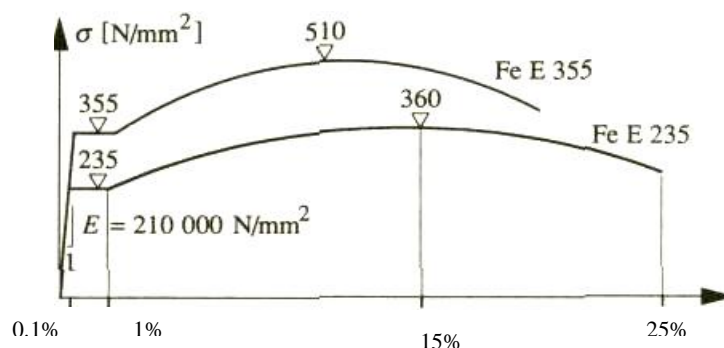


Fig1-8 Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355.[2]

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

caractéristiques	valeurs
module d'élasticité	$E = 210 \text{ KN/mm}^2$
module de glissement	$G = 81 \text{ KN/mm}^2$
coefficient de contraction latérale (Poisson)	$\nu = 0.3$
charge volumique	$\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$

La contrainte F_y correspondant à la limite d'élasticité.

1-6.2- Aciers 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.

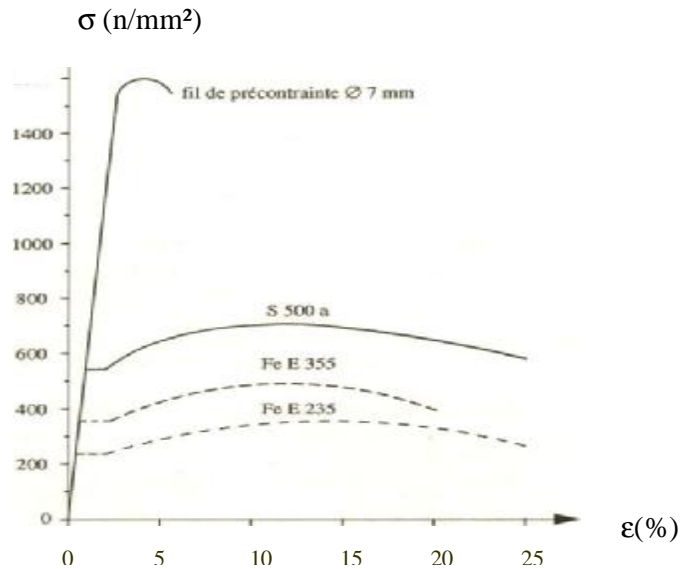


Fig1-9 Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un acier d'armature et d'un acier de précontrainte.[2]

La figure 1-9 présente les diagrammes contrainte-déformation spécifiques pour des aciers d'armature et de précontrainte ainsi que pour les aciers FeE 235 et 355.

Le tableau 1 reproduit quant à lui les valeurs de limite d'écoulement (ou limite d'élasticité), de résistance à la traction ainsi que le type de surface donnés dans les codes Européens [EC2. EC3. EC4]

Type d'acier		Limite de calcul f_y [N/mm ²]	écoulement d'essai f_{yk} [N/mm ²]	Résistance à la traction f_{tk} [N/mm ²]	Surface
Acier d'armature	S235	220	235		Lisse
	S500	460	500		Profilée
Acier de précontrainte	Fils étirés	1410 à 1670		1570 à 1840	Lisse / Profilée
	Torons	1590 à 1670		1770 à 1860	
	Barres	830 à 1000		1030 à 1230	Lisse / Profilée

Tableau 1-1 Caractéristiques des aciers d'armature et de précontrainte usuels.

1-6.3- Béton

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéresserons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance. La grandeur servant de référence est la valeur minimale de la résistance à la compression sur un cube ou un cylindre

définie comme suit :

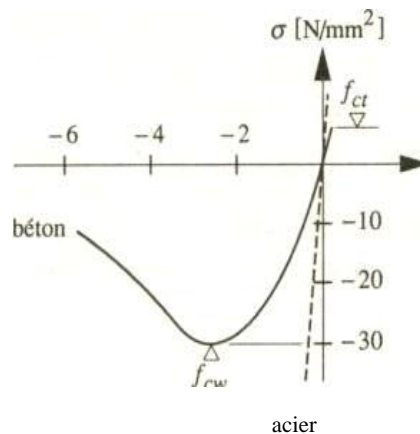


Fig1-10 Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton mesure sur cube[2].

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C 20 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). Dans le domaine des poutres mixtes de ponts, on préférera un béton plus performant de type C30-C40 ou éventuellement supérieur.

Remarque :

L'EC2 propose une classification basée sur la résistance sur cylindre f_{ck} à 28 jours. Cette valeur caractéristique est définie comme la valeur de la résistance au-dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% de l'ensemble des résultats d'essais de résistances possibles du béton spécifié. La valeur f_{ck} en N/mm^2 donne directement la classe du béton (C12, C16, C20, etc.).

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, le module d'élasticité « E » peut être établi à l'aide de la relation donnée :

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;

Le comportement du béton est présenté sous la figure 1-11

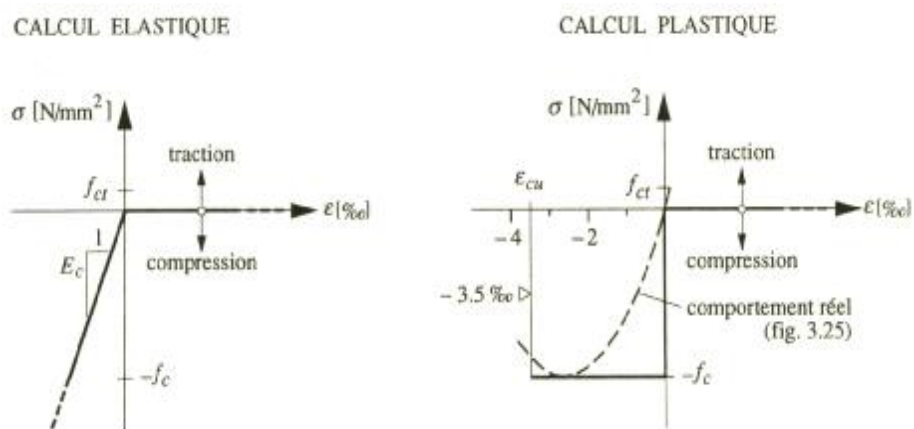


Fig 1-11 Diagramme idéalisé contraintes-déformations spécifique du béton [2]

1-7. Avantages de la construction mixte :

Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

a- en générale :

- La construction mixte, permet une réalisation rapide.
- Le poids de la partie métallique exigé dans la construction mixte est de manière significative moins que si les matériaux étaient employés indépendamment.
- Il n'y a aucun besoin de coffrage parce que les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques appuis verticaux provisoires. Le coffrage de bois de construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier.

b- pour les poteaux mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu
- Une conservation des dimensions externes de poteau d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir.
- Augmentation de la tenu au flambement.
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

c- pour les dalles mixtes :

- un gain sur le poids total de la structure
- une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

d- pour les poutres mixtes :

- une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

1-8. Inconvénients :

L'inconvénient principal de la construction mixte est la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton.

Un autre inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée comme méthode de construction par rapport aux méthodes traditionnelles

Mais ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

1-9. Conclusion :

D'une manière générale, la construction mixte ; soit les poteaux , les poutres ou les dalles, présente un pas en avant pour la construction moderne, avec ces avantages elle autorise une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure ; Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilé en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier.

De plus, les connexions entre éléments, permettent au matériaux constituant les éléments de se compléter sous sollicitations, pour faire face aux manques naturels dans les matériaux

Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages économiques et techniques (montage rapide et précis, liaisons permettant de créer une structure monolithique,...).

Dans cette perspective ; cette étude consiste entre autres à étudier les avantages offerts par les constructions mixtes ; soit par les différentes poutrelles métalliques, soit par la dalle en béton et même la connexion entre les deux matériaux, on se limite, dans notre étude aux poutres mixtes acier-béton.

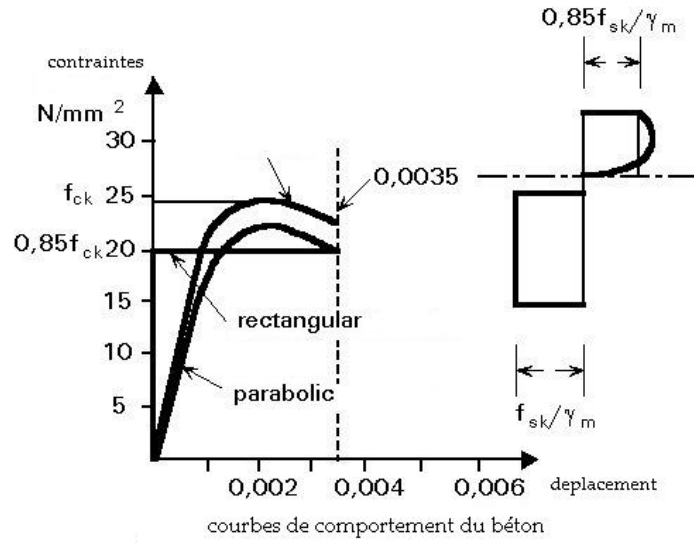


Fig :1-14 Comportement du béton

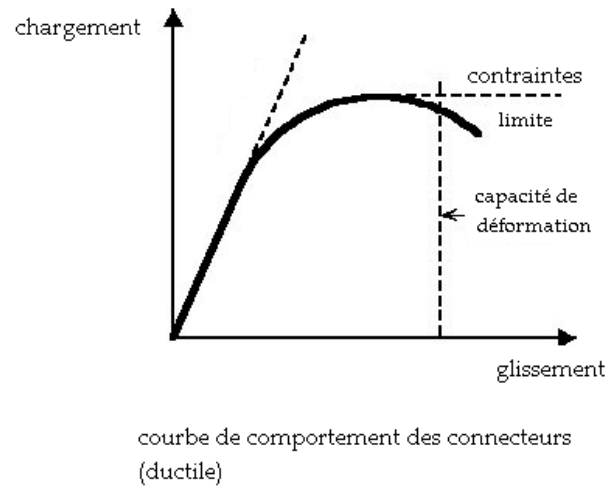


Fig :1-15 Comportement des connecteurs

On trouve dans la littérature plusieurs modèles de comportement des poutres mixtes tel que :

1-10. 2- Modélisation par élément fini

La modélisation par éléments finis du comportement des poutres mixtes est apparue à partir des années 1981[14] ;[17] . Les contributions suivantes peuvent être citées :

1/ Élément fini de ARIZUMI et HAMADA (1981)

Au Japon, ARIZUMI et HAMADA ont développé un élément fini de poutre mixte à deux nœuds, avec 6 degrés de liberté par nœud (figure1-16). Cet élément, de formulation assez complexe, offre surtout de l'intérêt dans le cas d'une connexion continûment répartie, par exemple en présence d'adhérence physico-chimique du béton sur l'acier.

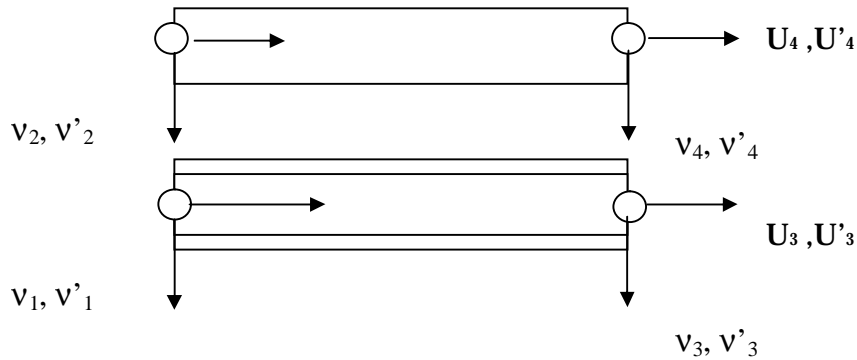


Figure 1-16 Élément fini de ARIZUMI et HAMADA (Japon)

Par ailleurs, il semble que seules des lois bi-linéaires de comportement des matériaux aient été introduites dans cet élément fini (figure1-17).

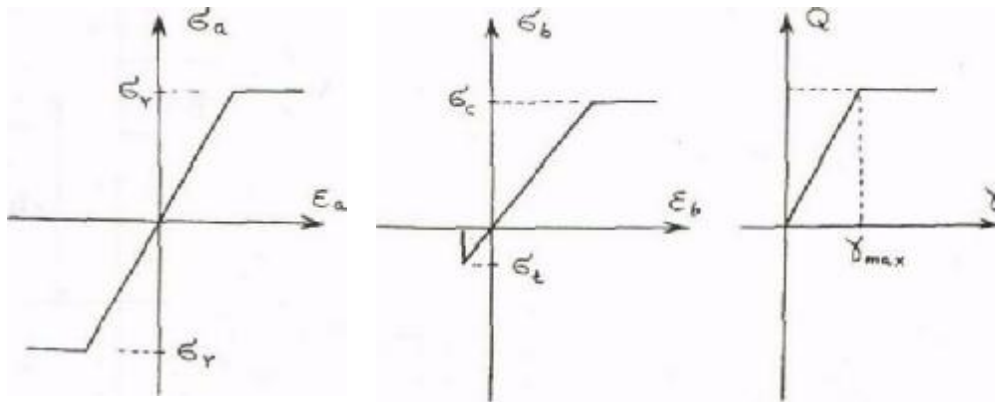


Figure 1-17 Courbes de comportement des matériaux

2/ Elément fini de SCHANZENBACH (1988)

En Allemagne, SCHANZENBACH a développé un élément fini de poutre mixte à 2 nœuds et à 4 degrés de liberté par nœud (u , v , θ , g) où (g) est le glissement entre la dalle de béton et le profilé métallique au nœud considéré, qui permet de traiter les connexions avec des connecteurs ponctuels (figure 1-18) .

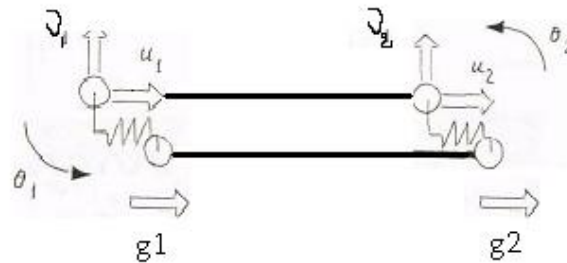


Figure 1-18 : Elément fini de SCHANZENBACH (Allemagne)

Dans la modélisation, la non-linéarité matérielle est prise en compte ainsi que l'effet de l'effort tranchant dans l'âme du profilé métallique, ce dernier point étant d'ailleurs discutable. La confrontation de ce modèle avec des expériences montre toute fois une bonne concordance.

3/ Elément fini de DANIELS (1989)

En Suisse, DANIELS a développé un élément fini de poutre mixte en considérant une connexion continue à l'intérieur de l'élément. Ce modèle utilise 3 nœuds et 10 degrés de liberté au total pour chaque élément de poutre (figure 1-19) .

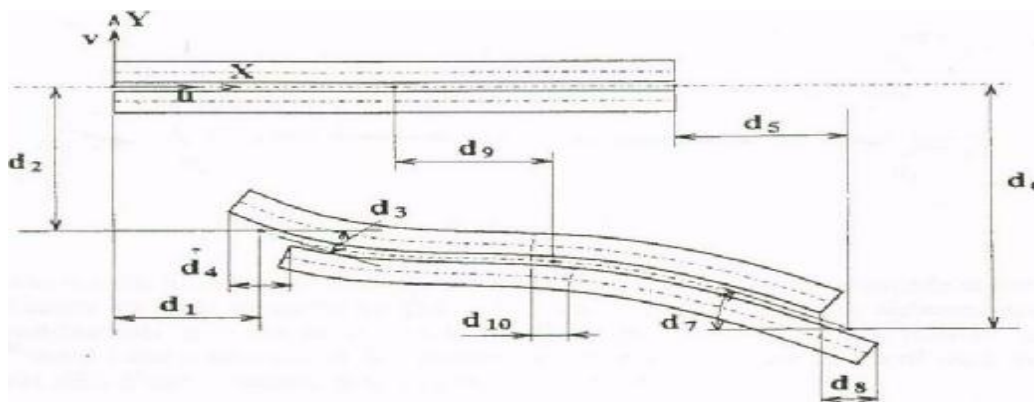


Figure 1-19 Elément fini de DANIELS (Suisse)

La connexion étant considérée continue sur l'élément avec un comportement non-linéaire, le comportement non-linéaire des matériaux est admis de manière simplifiée. Cet élément a été utilisé essentiellement pour la simulation du comportement des dalles mixtes avec la prise en compte de l'effet d'adhérence mécanique entre la tôle d'acier et le béton

4/ Élément fini de BOERAEVE (1991)

En Belgique, BOERAEVE a construit un élément fini de poutre mixte par assemblage de deux éléments finis de poutre à 3 nœuds et 7 degrés de liberté chacun avec un élément fini de connexion à 14 degrés de liberté. En imposant les déplacements relatifs verticaux et les rotations relatives nuls aux nœuds d'extrémité, l'élément fini final a pu être réduit à 10 degrés de liberté (figure 1-20).

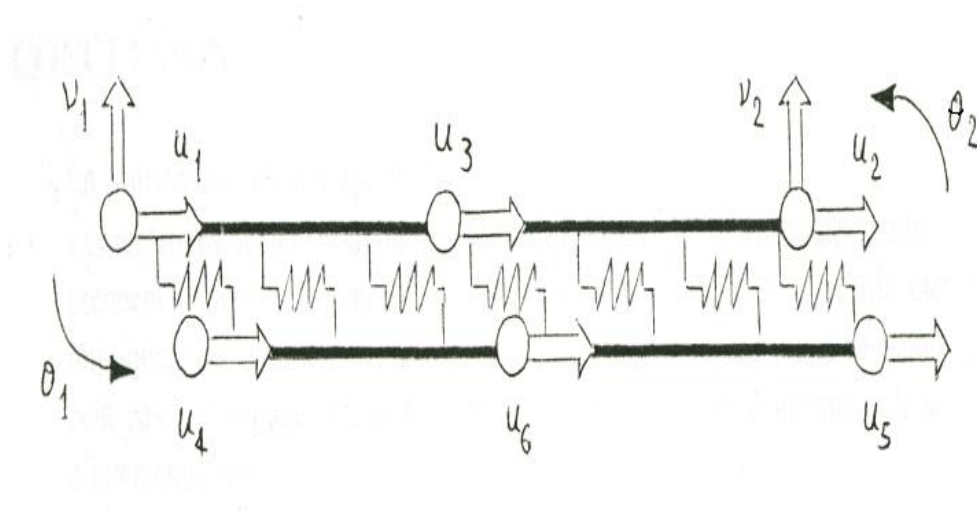


Figure 1-20 : Élément fini de BOERAEVE (Belgique)

Dans ce modèle, il convient de souligner la formulation numérique assez sophistiquée utilisée par l'auteur, qui prend en compte les effets du 2^{ème} ordre géométrique (grands déplacements), les non-linéarités des matériaux et les effets du fluage du béton. Par contre la présence du 3^{ème} nœud (situé à mi-longueur de l'élément, affecté d'un seul degré de liberté axial, ne semble offrir d'intérêt véritable qu'en connexion partiel (de type adhérence).

5/ Elément fini de ARIBERT (1993)

En fin, on peut signaler l'approche proposée par ARIBERT (en France) [17] qui a développé un élément fini de poutre mixte à 2 nœuds et 8 degrés de liberté, avec un comportement non-linéaire des matériaux : En principe chaque nœud de chaque matériau comporte 3 inconnues nodales (2 composantes de déplacement (u, v) et la rotation (θ)), comme le montre la figure 1-21.

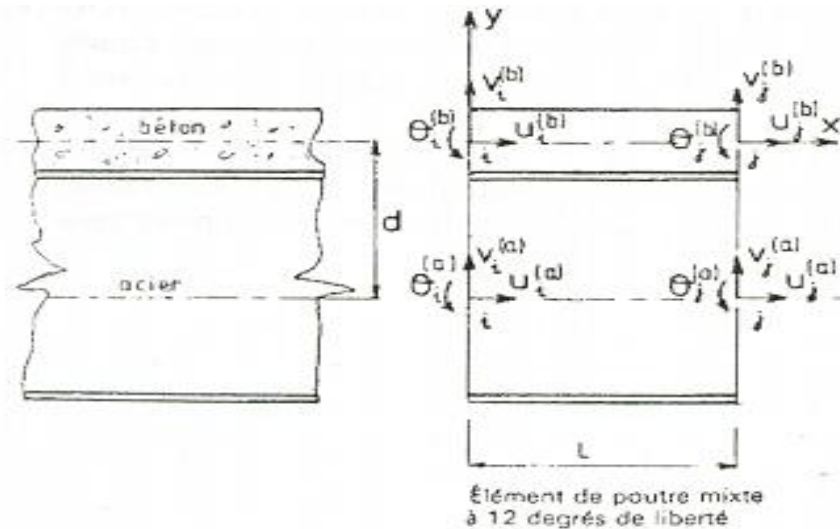


Figure 1-21 : Elément fini de ARIBERT de 12 degrés de liberté

En pratique, on peut négliger le phénomène de soulèvement de la dalle de béton par rapport à la semelle supérieure du profilé métallique ; ceci permet de réduire le nombre de degrés de liberté de l'élément après assemblage des parties acier et béton. En effet, en tout point de la poutre, si l'on doit avoir $v^a(x) = v^b(x)$, ce qui implique nécessairement pour chaque nœud (i) des deux matériaux :

$$V^a_i = V^b_i = V_i \dots\dots\dots(1-1)$$

$$\theta^a_i = \theta^b_i = \theta_i \dots\dots\dots(1-2)$$

Il est possible de considérer alors un élément fini mixte acier-béton, ne comportant que 2 nœuds (i) et (j) et 8 degrés de liberté au total (figure1-22).

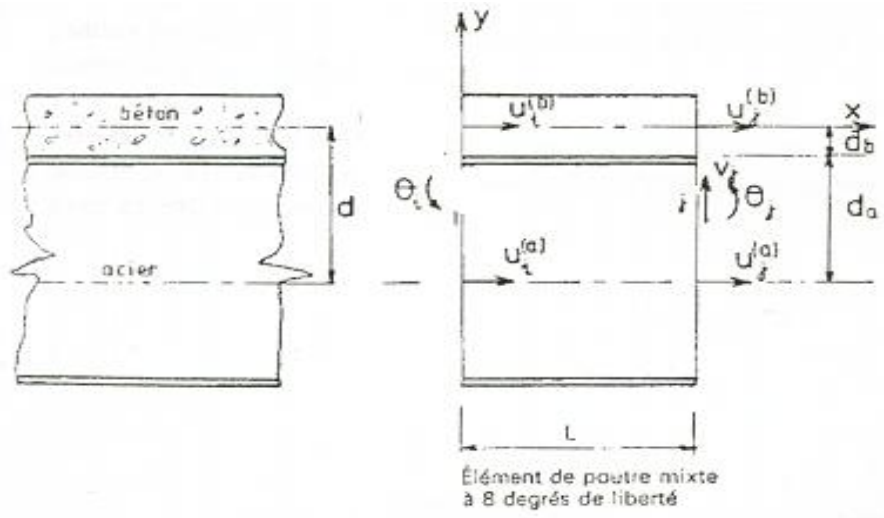


Figure 1-22 : Élément fini de ARIBERT à 8 degrés de liberté

1-10.3 Modélisation analytique de glissement :

Comme il y a d'autre modèle de calcul pour des modélisations analytiques et on peut citer :

1/ Model de Adekola (1968) [18]:

Il a développé son modèle en se basant sur l'introduction de la distribution des efforts et les glissements au sein d'une section d'une poutre mixte comme le montre la figure 1-23

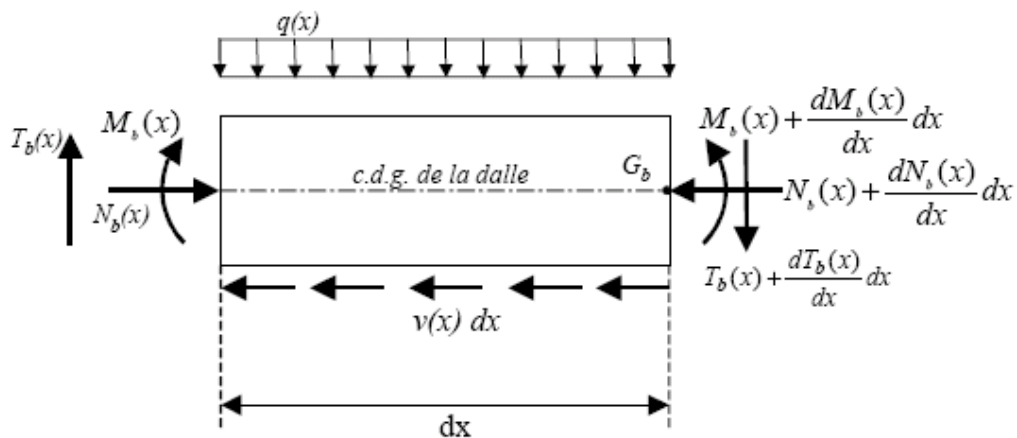


Figure 1-23 : Model de Adekola

Le calcul du glissement longitudinal au niveau de la section est égale à :

$$S'(x) = - \left(\left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} \right) + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_c I_c)} \right) N(x) + \frac{d}{(E_a I_a + E_c I_c)} M(x) \dots\dots\dots(1-3)$$

S'(x) : la dérivée du glissement longitudinal

et la solution est égale à :

$$N_b(x) = A_2 \cosh(ax) + B_2 \sinh(ax) + \frac{b_2}{a^2} M(x) + d_2 \dots\dots\dots(1-4)$$

2/ Model de Lebet (1987) [19]:

Son model est le même que le modèle de Akola mais la solution finale est donnée en terme de glissement au lieu de l'effort axial dans le béton ;est la solution est comme suit :

$$S(x) = A_1 \cosh(ax) + B_1 \sinh(ax) - \frac{b_1}{a^2} T(x) \dots\dots\dots(1-5)$$

3/ Model Aribert (1997) [19]:

La même chose que les deux derniers modèles, où le développement est basé sur les efforts aux niveaux de la section, le calcul du glissement longitudinal au niveau de la section est égale à :

$$S(x) = - \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_c I_c)} \right) F(x) + \frac{d}{(E_a I_a + E_c I_c)} M(x) \dots\dots(1-6)$$

S'(x) : la dérivé du glissement longitudinal

et la solution est égale à :

$$S(x) = -g \frac{x^3}{3} + (gL - b) \frac{x^2}{2} + b \frac{L^2}{8} - g \frac{L^3}{12} \dots\dots\dots(1-7)$$

Ces méthodes seront plus expliquées dans le chapitre 4.

1-11 Conclusion :

Au niveau de la littérature la modélisation des poutres mixtes a pris deux axes différents .

La modélisation par la méthode des éléments finis et le calcul analytique.

La modélisation par les éléments finis a commencé par de simples modèles négligeant plusieurs paramètres, et avec le développement des moyens; les chercheurs ont introduit dans leurs modèles les différents phénomènes comme le glissement le voilement locale...et en utilisant soit les lois de comportement des matériaux non-linéaires , malgré ce développement, il reste à introduire l'effet de retrait et du fluage.

Chapitre II.
***Calcul des classes de section selon le code
européen EC4***

Chapitre 2

Classification des sections transversales des poutres mixtes

2-1. - INTRODUCTION

On présente une méthode de classification des sections transversales en s'appuyant sur des exemples, et on suivant l'EC4

On évoquera au cours de cette note des notions relatives à la connexion complète et à la connexion partielle ce chapitre est subdivisé en 7 étapes.

1. Définitions des classes de sections.
2. Démarche à suivre pour la classification des sections mixtes :
3. Classement des semelles comprimées
4. Classement des âmes en flexion
5. Organigramme de classification des différentes sections de poutre mixte
6. calcul des modules et moments résistants des différentes sections mixtes acier -béton
7. Exemples

2-2. classification des sections transversales :

Les Eurocodes 3et4 ont instauré une classification des sections transversales, en fonction de :

- élancements des parois,
- résistance de calcul,
- capacité de rotation plastique,
- risque de voilement local,
- etc.

Quatre classes de sections ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile), soit :

- **classe 1** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et Possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
- **classe 2** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **classe 3** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

- **classe 4** : sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Cette classification est très importante car elle permet, de fixer Le choix de l'analyse globale et Le pourcentage de redistribution des moments , et de déterminer les critères de vérification de la résistance ainsi que les coefficients de sécurité à introduire.

Concernant l'importance de la classification des sections sur l'analyse globale des poutres et sur la redistribution des moments puisque on définit la résistance a la flexion d'une section mixte selon la classe de celle-ci.

- pour les sections mixtes de classe 1 ou 2, la résistance ultime est basée sur leur résistance plastique;
- pour les sections mixtes de classe 3, la résistance ultime est basée sur leur résistance élastique, (section totale)
- pour les sections mixtes de classe 4, la résistance ultime est basée sur la résistance élastique de la partie efficace de ces sections (sections efficaces) compte tenu du voilement local.

2-3. démarche a suivre pour la classification des sections mixtes :

- La classification d'une section mixte se fait toujours a l'ELU.
- On peut classer les différents parois , mais ceci nécessitera une connaissance des contraintes au niveau de chaque parois, donc il faut déterminer les classes des sections des éléments avant d'engager l'analyse globale de l'ossature mixte.
- La classe d'une section mixte dépend du signe du moment fléchissant,
- Pour une section quelconque, on commence, normalement, par Le classement de la semelle comprimée en acier, ensuite, et selon la classe de la semelle ; Le calcul pour déterminer la classe de l'âme ; La classe d'une section sera la classe la plus défavorable.
- Les différents parois comprimés d'une section transversale (âme ou semelle) sont souvent de classes différentes. La classe de la section sera, en ce cas, la classe la plus haute (la plus défavorable).
- Le fait de déterminer la classe d'une section permet de choisir la méthode de calculs (analyse plastique ou élastique).
- La classification peut être établie en fonction des élancements limites des parois.

2-3.1 Cas particulier :

a- Dans un bon nombre de cas, sous l'effet d'un moment positif, l'axe neutre plastique (Axe neutre plastique) dans la dalle par conséquent. Le profile métallique est complètement tendu; la section est de **classe 1** vis-à-vis du voilement local par compression, quelque soit la classe de section du profilé.

b- Dans d'autres situations, une partie du profile métallique est mobilisée pour résister aux efforts de compression; c'est toujours Le cas, sous moment négatif ou sous moment positif, en connexion partielle par la présence de deux axes neutres plastiques, l'un dans la dalle et l'autre dans Le profile

2-4. Classement des semelles comprimées :

- Les semelles comprimées en acier sont classées en fonction de leurs élancements
- tableau 4.1 de l'Eurocode 4 et du tableau 5.31 (feuillet 2) de l'Eurocode 3 rassemble les élancements limites à ne pas dépasser pour les classes 1, 2 et 3.(tableau 2-2)
- **Les semelles dont l'élancement est supérieur à l'élancement limite de la classe 3 sont de classe 4.**
- A la figure 2-1, on donne les dispositions constructives exigées par la clause précitée.

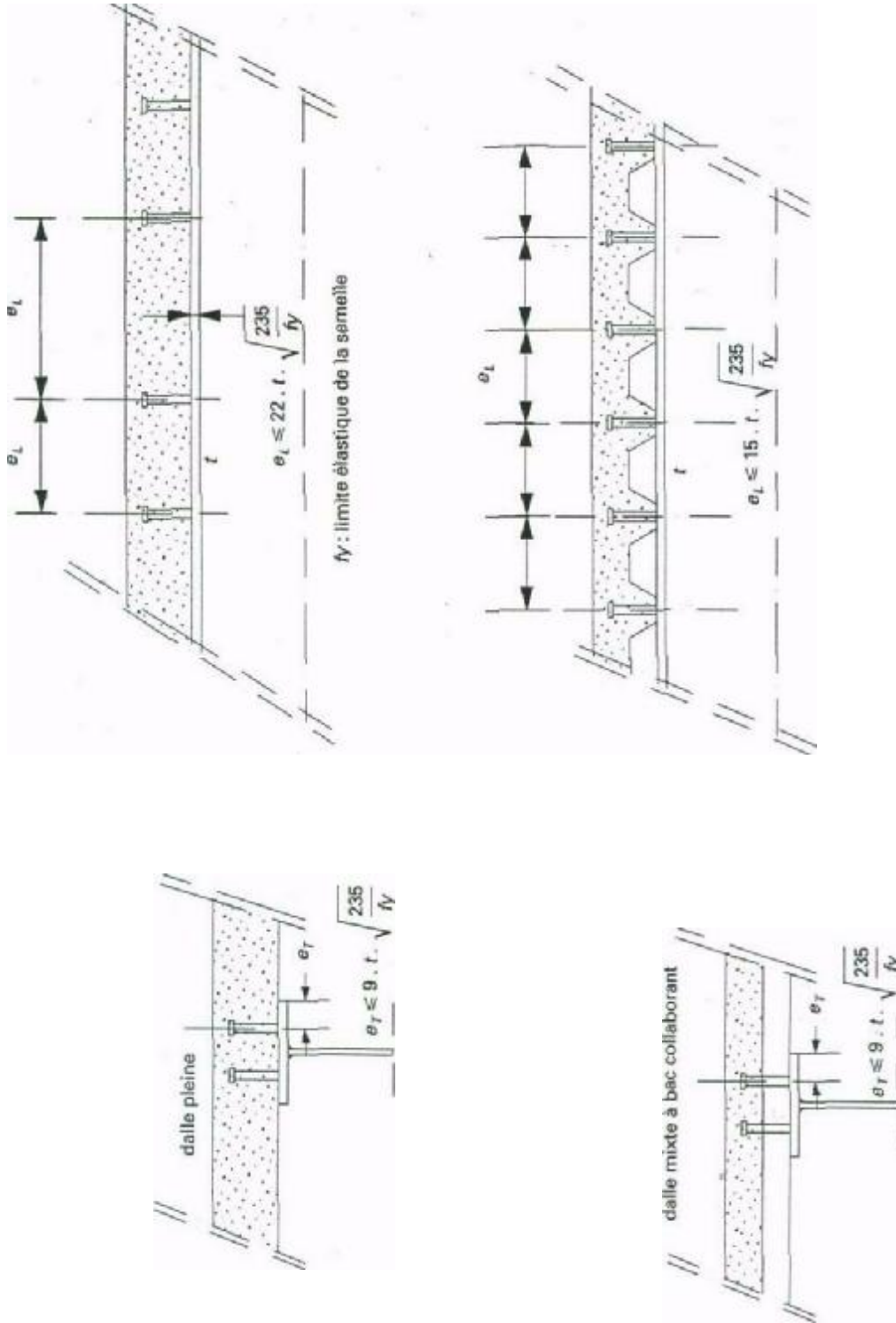


Fig-2-1 dispositif de fixation des connecteurs

2-5. Classement des âmes en flexion

La classe de l'âme dépend de la position de l'axe neutre « plastique ou élastique » ; et le classement de l'âme d

2-5.1. - Sections dont l'âme est de classe 1 ou 2

En démarrage on suppose que l'âme est de classe 1 ou 2. et on détermine la position de l'ANP.

Dans la détermination de la position de l'ANP, il faut prendre en compte les caractéristiques mécaniques des matériaux, ainsi que le degré de la connexion.

Tableau 4.2 de l'EC4 donne les élancements limites pour les différentes classes d'âmes (tableau 2-1).

Si, après calcul, on trouve que l'élancement de l'âme dépasse la valeur limite pour les classes 2, l'hypothèse de départ n'est donc pas validée, donc Sections dont la semelle comprimée est de classe 3 ou 4.

2-5.2 - Sections dont l'âme est de classe 3 ou 4 :

Dans ces cas, on cherche une distribution élastique des contraintes sur la totalité de la section mixte (section brute du profilé). On respectant la zone de moment « négatif ou positif » pour l'utilisation du coefficient d'équivalence ; le tableau 2-3 donne les valeurs des coefficients d'équivalence à considérer en fonction de la classe de résistance du béton à la compression. Ce tableau résulte des indications de l'EC4, clause 3.1.4.2.

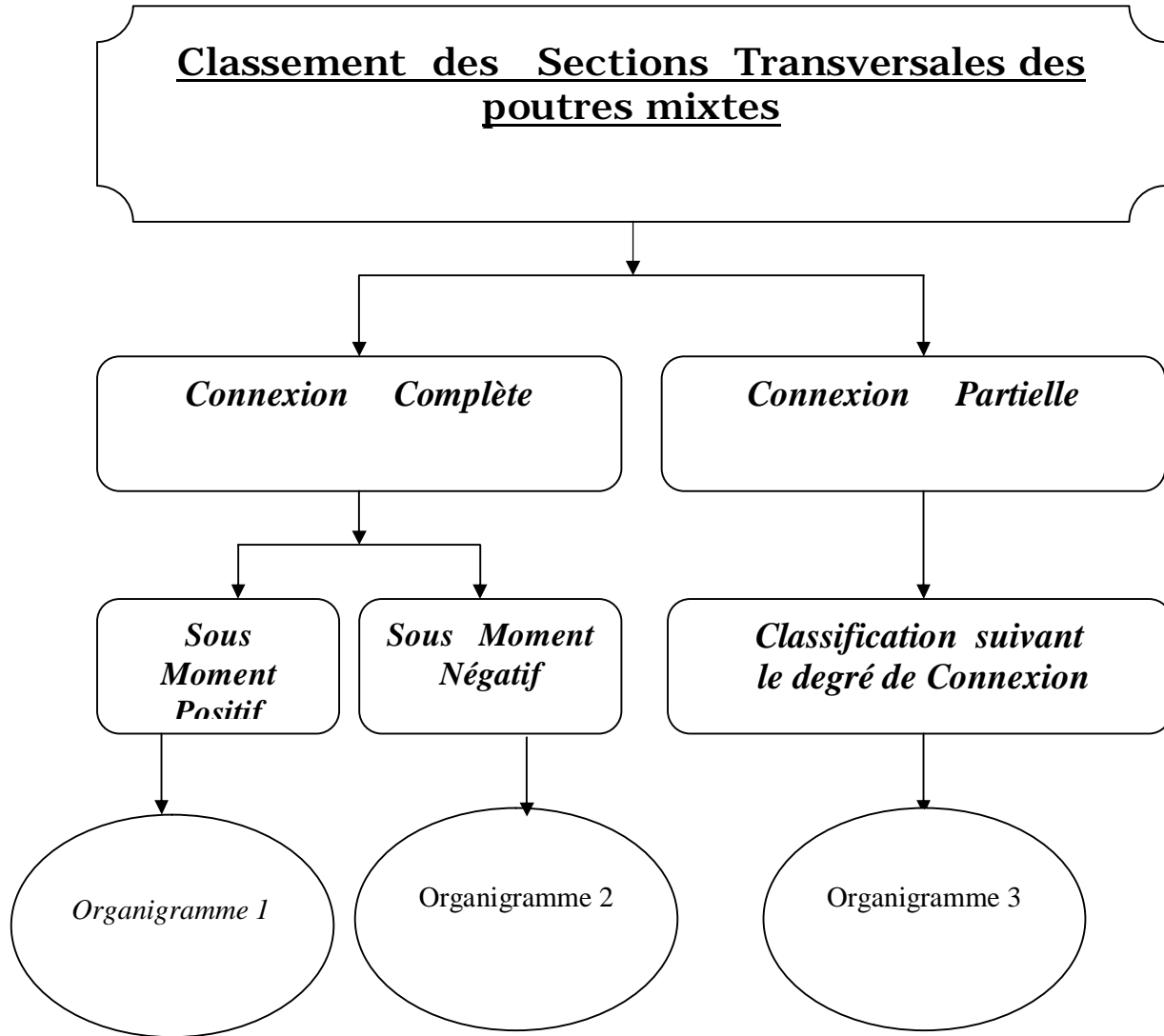
Après détermination de la position de l'ANE, on calcule le coefficient ψ ; Selon la valeur de Ψ , on se réfère au tableau 2-2 pour déterminer la classe de l'âme.

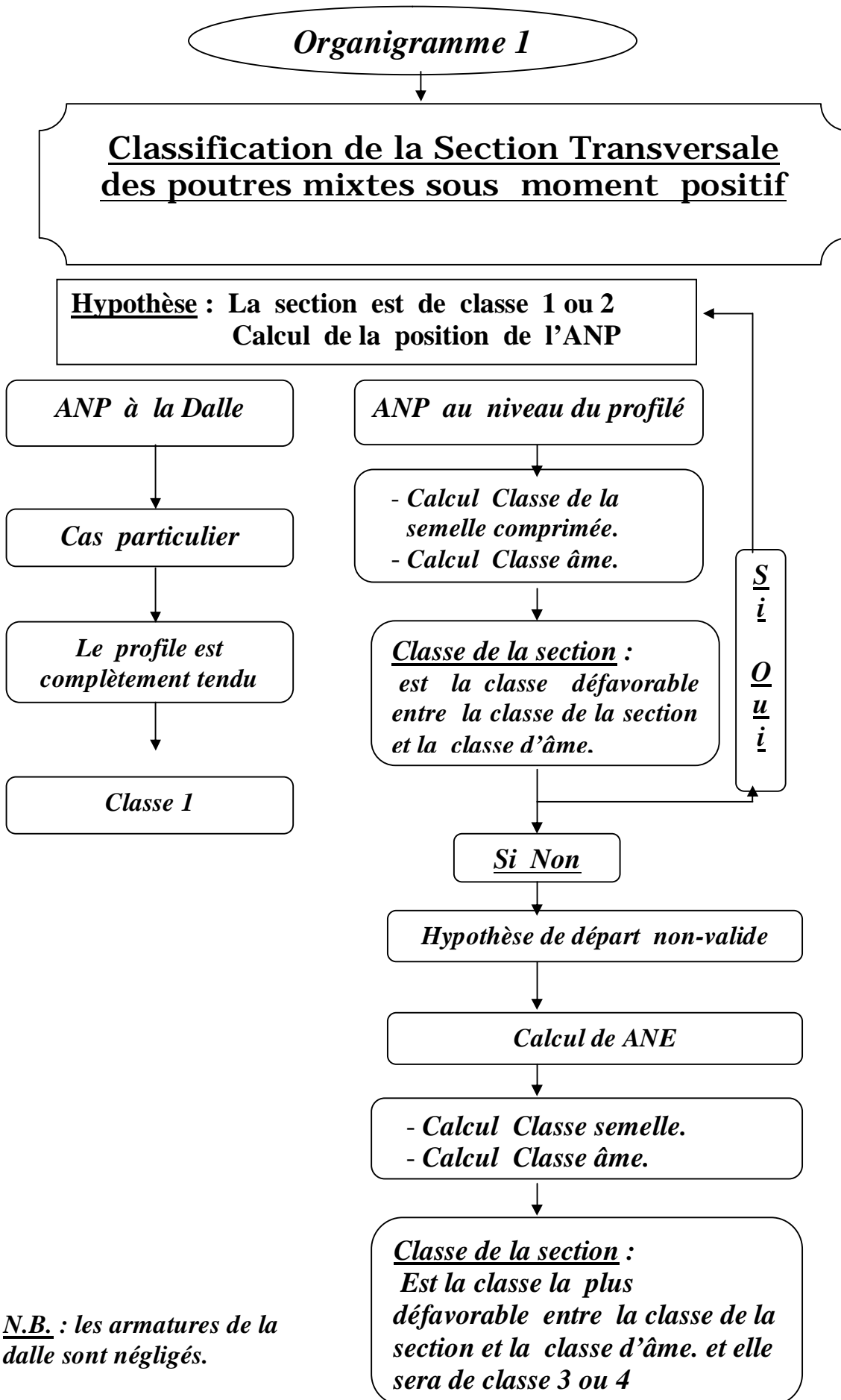
$$\psi = \frac{\text{Contrainte de compression maximale dans l'âme}}{\text{Contrainte de traction maximale dans l'âme}}$$

TABLEAU 2-3 Valeurs des coefficients d'équivalence pour les effets à long terme

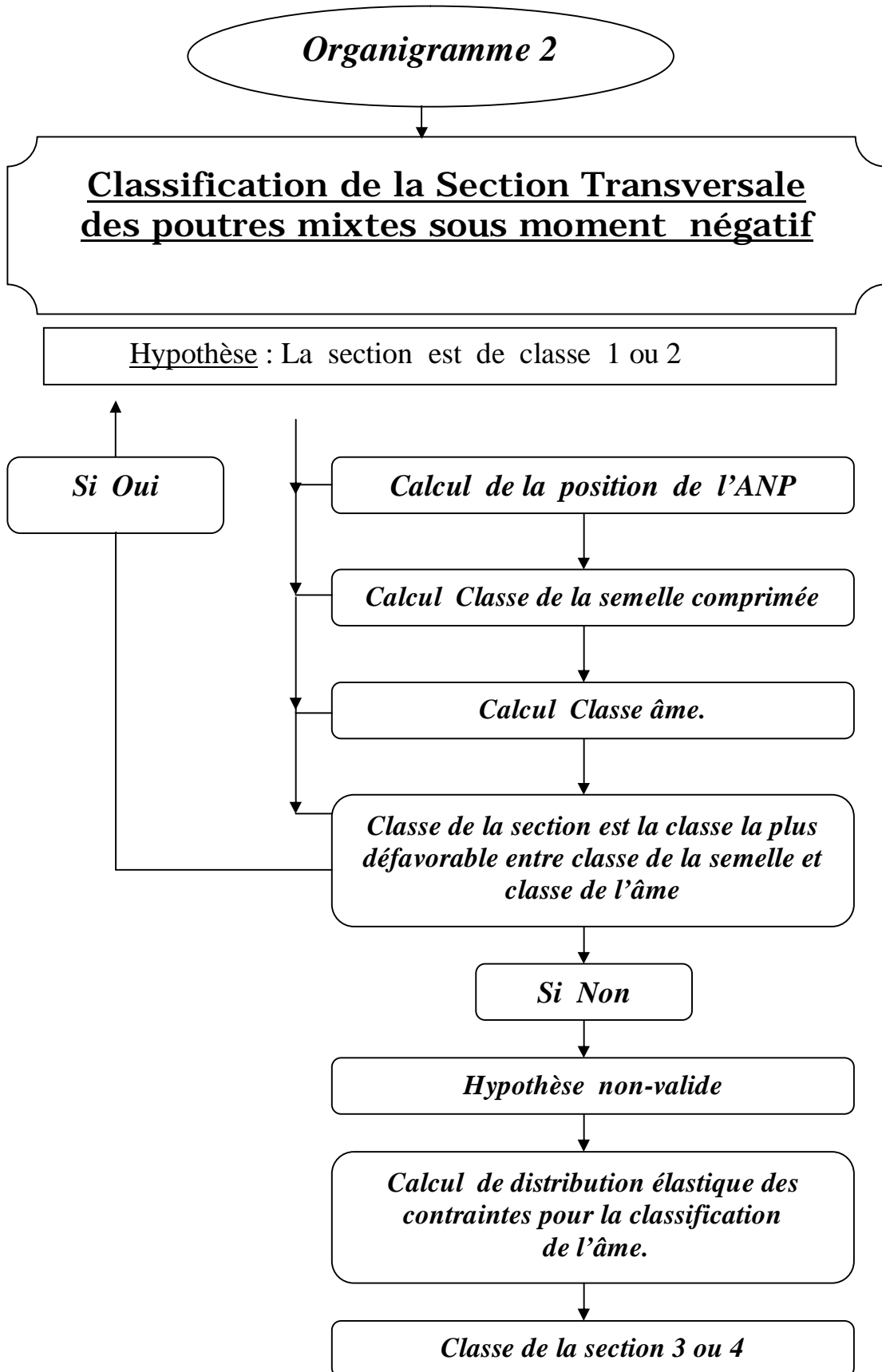
Classe de résistance béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Coefficient d'équivalence pour les effets à long terme. Cas de bâtiment de stockage	21,7	20,7	19,7	18,8	18,0	17,5	17,0
Coefficient d'équivalence pour les effets à long terme. Bâtiment en général*	14,5	13,8	13,1	12,5	12,0	11,7	11,4
* En utilisant ces valeurs pour les effets à long terme l'EC4, clause 3.1.4.2 exige l'utilisation de ces mêmes valeurs pour les effets à court terme.							

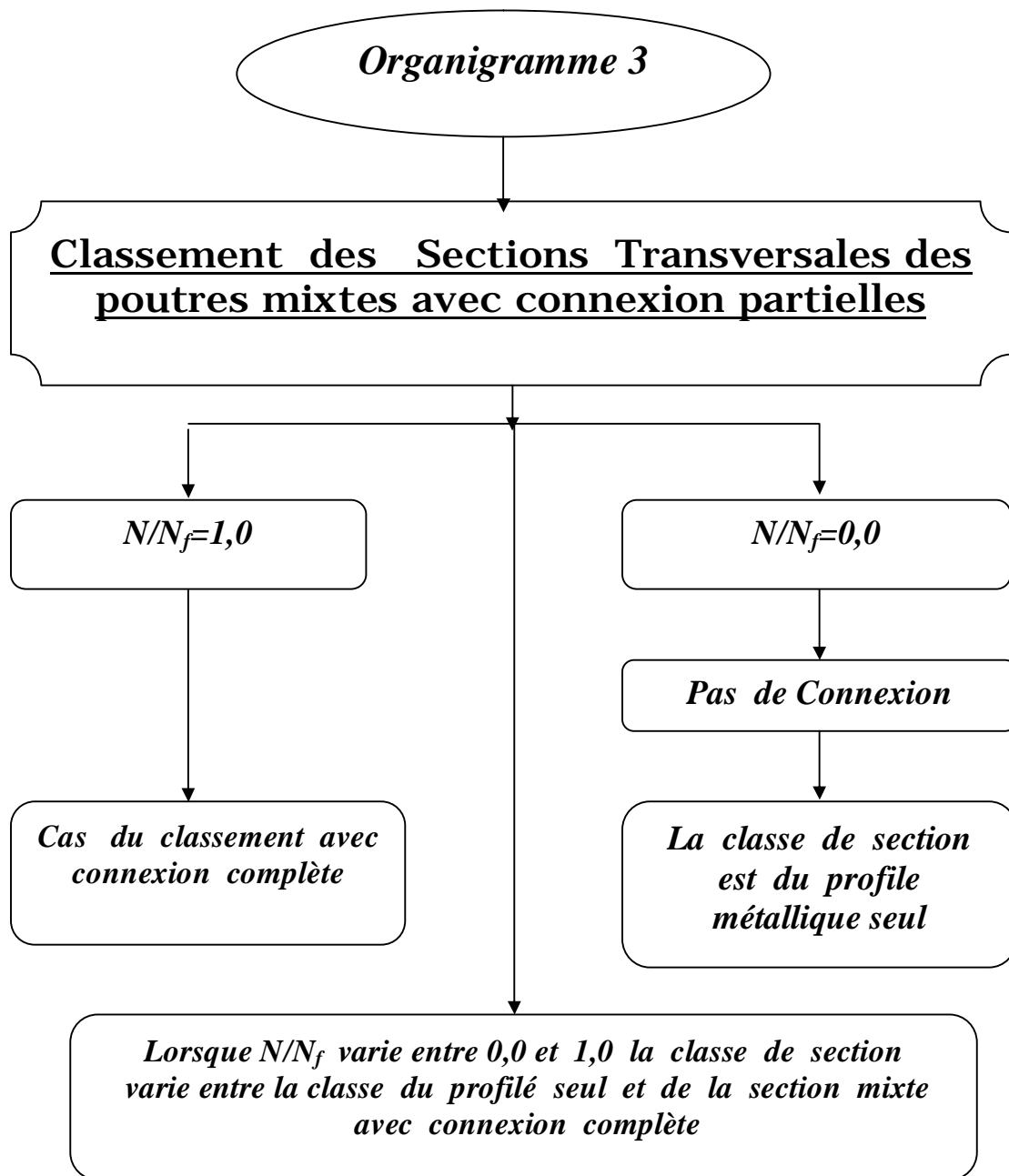
organigramme de la typologie de calcul des classes de section mixte acier béton





N.B. : les armatures de la dalle sont négligés.





2-6. résistance à la flexion :

2-6.1 Section mixte sous moment :

le critère de vérification dans ce cas est le suivant :

formule où M_{sd} est le moment sollicitant de calcul et M_{Rd} est le moment de résistance de la section mixte .

2-6.1-1 Hypothèse de calcul :

Par référence à IEC4 - cl. 4.4.1. les hypothèses de calcul pour établir les expressions donnant $M_{pl,Rd}$ sont:

- il y a interaction complète entre l'acier de construction et le béton;
- les armatures, les tôles profilées en acier ainsi que le béton remplissant les nervures sont négligés; dans le cas du calcul des moments de résistance positif
- le béton tendu est négligé; (on néglige la dalle en béton dans le cas du calcul des moment de résistance négatif)
- le béton comprimé résiste à une contrainte de constante sur la totalité de la hauteur située entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée du béton;
- l'élément en acier est soumis à une contrainte égale à sa limite d'élasticité de calcul en traction ou en compression.

Soit F_b la résistance en compression de la dalle :

$$F_b = 0.85 f_{sk} b e_{ff} h_c / g_c \quad \dots\dots\dots(2-1)$$

Soit F_a la résistance en traction du profilé métallique :

$$F_a = A_a f_{sy} / g_s \quad \dots\dots\dots(2-2)$$

f_y doit être introduite en valeur absolue. Afin de respecter la convention de signe (compression positive) le signe négatif apparaît dans l'expression de F_a .

on peut récapituler les cas de calcul des moments résistants M_{Rd}

1. SECTIONS MIXTES SOUS MOMENTS DE FLEXION POSITIFS

1-1 Sections mixtes de Classe 1 ou 2

1-2 Sections mixtes de Classe 3

1. 2.1 Poutres mixtes étayées

1.2.2 Poutres mixtes non-étayées

2. SECTIONS MIXTES SOUS MOMENTS DE FLEXION NÉGATIFS

2-1 Sections mixtes de Classe 1 ou 2

2-2 Sections mixtes de Classe 3

2-2.1 Poutres mixtes étayées

2-2.2 Poutres mixtes non-étayées

2-3 Sections mixtes de Classe 4

2-3.1 Poutres mixtes étayées

2-3.2 Poutres mixtes non-étayées.

Le expressions des moments et des modules sont regroupées dans les tableaux suivants :

1- Sections mixtes sous moment fléchissant positif (tableau 2-4)

Section	Position AN	Condition	Module et Moment de Résistance
Section mixte de Classe 1 ou 2	1^{er} Cas ANP Dans la dalle	$-F_a \leq F_b$	$Z_{bp} = \frac{-F_a}{0,85 f_{ck} b_{eff}} \leq h_c$ $M_{pl,Rd}^+ = -F_a \left(Z_{ae} + h_p + h_c - \frac{Z_{bp}}{2} \right)$
	2^{ème} Cas ANP dans la semelle supérieure	$-F_a > F_b$ et $\Delta F = -(F_a + F_b) \leq 2b_{fs} t_{fs} \frac{f_y}{\gamma_a}$	$Z_{ap} = -\frac{\Delta F}{2b_{fs} \frac{f_y}{g_a}} \leq t_{fs}$ $M_{pl,Rd}^+ = F_b \left(\frac{h_c}{2} + h_c + Z_{ae} \right) + \Delta F \left(Z_{ae} - \frac{Z_{ap}}{2} \right)$
	3^{ème} Cas Deux Situations	$-F_a > F_b$ $\Delta F = -(F_a + F_b) > 2b_{fs} t_{fs} \frac{f_y}{\gamma_a}$	
	1^{ère} Situation ANP Dans L'âme	$\Delta F - 2b_{fs} t_{fs} \frac{f_y}{I_a} \leq 2h_w t_w \frac{f_y}{g_a}$	$Z_{ap} = t_{fs} + \frac{\Delta F - 2b_{fs} t_{fs} \frac{f_y}{g_a}}{2t_w \frac{f_y}{g_a}} \leq t_{fs} + h_w$ $M_{pl,Rd}^+ = F_b \left(\frac{h_c}{2} + h_c + Z_{ae} \right) + 2b_{fs} t_{fs} \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ae} - \frac{t_{fs}}{2} \right)$ $+ 2 \cdot t_w \cdot (Z_{ap} - t_{fs}) \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ae} - \frac{Z_{ap} + t_{fs}}{2} \right)$

	<p>2^{ème} Situation ANP Dans La semelle Inférieur</p>	$\Delta F - 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{I_a} > 2h_w t_w \frac{f_y}{g_a}$	$Z_{ap} = t_{fs} + h_w + \frac{\Delta F}{2f_{fi} \cdot \frac{f_y}{g_a}} \frac{b_{fs} \cdot t_{fs} + h_w \cdot t_w}{b_{fi}}$ $M_{pl,Rd}^+ = F_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p + Z_{ae} \right) + b_{fs} \cdot t_{fs} \cdot \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ae} - \frac{t_{fs}}{2} \right)$ $+ h_w \cdot t_w \left(Z_{ap} - t_{fs} - \frac{h_w}{2} \right) \frac{f_y}{g_a}$ $+ \frac{1}{2} \cdot b_{fi} \cdot \left[(Z_{ap} - t_{fs} - h_w)^2 + (H_a - Z_{ap})^2 \right] \cdot \frac{f_y}{g_a}$
<p>Section mixte de Classe3</p>	<p>1-Poutres Mixtes Etayées</p>	<p>1-1-Bâtiment En Général</p>	$M_{el,Rd}^+ = \min \left\{ W_{m,ai,el} \cdot \frac{f_y}{g_a} \parallel W_{m,as,el} \cdot \frac{f_y}{g_a} \parallel W_{m,bs,el} \cdot \frac{0,85f_{ck}}{g_c} \right\}$
		<p>1-2-Bâtiment De Stockage Ou Lorsque les Effets à long terme Doivent Etre considéré</p>	$M_{el,Rd}^+ = \frac{1}{r_{max}} (M_{ci,sd} + M_{ci,sd})$
	<p>2-Poutres Mixtes Non-Etayées</p>	<p>2-1-Bâtiment En Général</p>	$M_{el,Rd}^+ = \frac{1}{r_a} (M_{a,sd} + M_{c,sd})$ $M_{el,Rd}^+ = \min \left\{ \left(\frac{M_{a,sd} + M_{c,sd}}{r_a} \right) \left(M_{a,sd} + \frac{M_{c,sd}}{r_{bs}} \right) \right\}$
		<p>2-2-Bâtiment De Stockage Ou Lorsque les Effets à long terme Doivent Etre considéré</p>	$M_{el,Rd}^+ = \min \left\{ \left(\frac{M_{a,sd} + M_{ci,sd} + M_{cl,sd}}{r_a} \right) \left(M_{a,sd} + \frac{M_{ci,sd} + M_{ci}}{r_{bs}} \right) \right\}$

2-Sections mixtes sous moment fléchissant négatif (tableau2-5)

Section	Position AN	Condition	Module et Moment de Résistance
Section Classe 1ou2	1^{er} Cas ANP Dans la Semelle Supérieure	$\Delta F \leq 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{\gamma_a}$	$Z_{ap} = \frac{\Delta F}{2b_{fs} \frac{f_y}{g_a}} \leq t_{fs}$ $M_{pl,Rd} = -[A_{s,s}(h_c - a_s + h_p + Z_{ae}) + A_{s,i}(a_i + h_p + Z_{ae})] \frac{f_{sk}}{g_s}$ $-\Delta F \left(Z_{ae} - \frac{Z_{ap}}{2} \right)$
	2^{ème} Cas Deux Situations		
	1^{ère} Situation ANP Dans L'âme	$\Delta F - 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{I_a} \leq 2h_w t_w \frac{f_y}{g_a}$	$Z_{ap} = t_{fs} + \frac{\Delta F - 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{g_a}}{2t_w \frac{f_y}{g_a}}$ $M_{pl,Rd} = -[A_{s,s}(h_c - a_s + h_p + Z_{ae}) + A_{s,i}(a_i + h_p + Z_{ae})] \frac{f_{sk}}{g_s}$ $-2 \cdot b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ae} - \frac{t_{fs}}{2} \right) + 2 \cdot t_w (Z_{ap} - t_{fs}) \frac{f_y}{g_a} \left(\frac{Z_{ap} + t_{fs}}{2} - Z_{ae} \right)$
	2^{ème} Situation ANP Dans L'âme	$\Delta F - 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{I_a} > 2h_w t_w \frac{f_y}{g_a}$	$Z_{ap} = t_{fs} + h_w + \frac{\Delta F - 2b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{g_a}}{2b_{fi} \frac{f_y}{g_a}}$ $M_{pl,Rd} = -[A_{s,s}(h_c - a_s + h_p + Z_{ap}) + A_{s,i}(a_i + h_p + Z_{ap})] \frac{f_{sk}}{g_s}$ $-2 \cdot b_{fs}t_{fs} \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ap} - \frac{t_{fs}}{2} \right) - h_w t_w \frac{f_y}{g_a} \left(Z_{ap} - t_{fs} - \frac{h_w}{2} \right)$

			$-\frac{1}{2} \cdot b_{fi} \left[(Z_{ap} - t_{fs} - h_w) \rho + (H_a - Z_{ap}) \rho \right] \frac{f_y}{g_a}$
Section Classe3	1-Poutres Mixtes Etayées		
		Valable pour Les Bâtiment En Général Et De Stockage	$M_{el,Rd} = \min \left\{ W_{m,ai,el} \cdot \frac{f_y}{g_a} \left\ W_{m,ss,el} \cdot \frac{f_{sk}}{g_s} \right\ \right\}$
	2-Poutres Mixtes Non-Etayées		$r_s = \frac{\left \frac{S_{ss}}{f_{sk}} \right }{\left \frac{f_y}{g_a} \right } < 1,0$ $M_{el,Rd} = \min \left\{ \left(\frac{M_{a,sd} + M_{c,sd}}{r_a} \right) \left(M_{a,sd} + \frac{M_{c,sd}}{r_s} \right) \right\}$
Section Classe4	1-Poutres Mixtes Etayées		
		Valable pour Les Bâtiment En Général Et De Stockage	$M_{el,Rd}^{(eff)} = -\min \left\{ W_{m,ai,eff} \cdot \frac{f_y}{g_a} \left\ W_{m,ss,eff} \cdot \frac{f_{sk}}{g_s} \right\ \right\}$
	2-Poutres Mixtes Non-Etayées		$M_{el,Rd}^{(eff)} = -\min \left\{ \left(\frac{M_{a,sd} + M_{c,sd}}{r_a} \right) \left(M_{a,sd} + \frac{M_{c,sd}}{r_s} \right) \right\}$

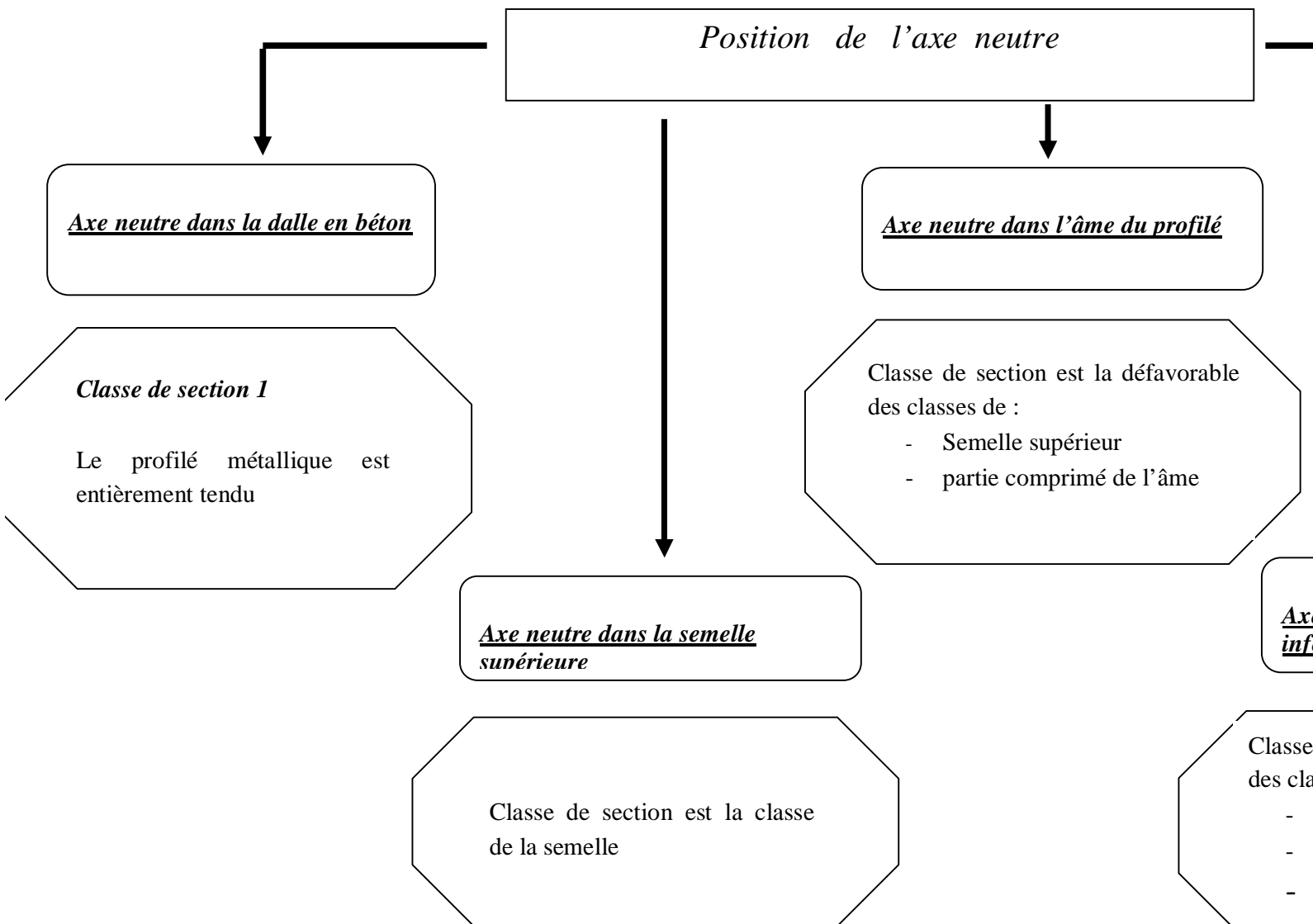
2-7. Influence de la hauteur de la dalle en béton sur la classe et la position de l'axe neutre :

Si on observe la formule de calcul des moments résistants d'une section mixte fléchie donnée aux tableaux précédents, on trouve que la résistance de la section est dicté par la position de l'axe neutre, et la position de l'axe neutre est liée directement à la surface de la dalle en béton ; Cette notion présente un avantage du point de vue classement et comportement de la section mixte fléchie.

L'étude réalisé au niveaux des différents exemples montre que la classe de section mixte peut être variable de classe 4 (section fléchie avec âme ou semelle de classe 4, avec position de l'axe neutre or la dalle) à la classe 1 (position de l'axe neutre dans la dalle donc le profilé est entièrement tendu), ce changement est lié directement à l'augmentation de la hauteur de la dalle en béton ; ce qui présente un grand avantage pour les constructions mixtes par rapport aux constructions métalliques ; a condition d'exécuter la connexion correctement.

L'organigramme suivant résume les différents cas de classement d'une section mixte fléchie :

Classement des Sections des poutres mixtes



2-8. Influence de la connexion sur la classe et la position de l'axe neutre :

L'organigramme donné dans le paragraphe précédent n'est applicable que pour une connexion complète, mais le degré de connexion joue un rôle non négligeable dans la participation de la dalle dans le comportement de la poutre mixte. Donc on a étudié l'influence du degré de connexion sur la position de l'axe neutre.

Le calcul réalisé sur la position de l'axe neutre d'une section mixte en fonction du degré de connexion est regroupé dans le tableau 2-6 et 2-7 et les résultats illustrés dans la figure 2-2

Profilé métallique					Dalle en béton			Fa	Fb
b	tf	tw	d	Aa	beff	hc	Ab		
150	20	8	1000	14000	1000	150	85000	3290000	2125000

Tableau 2-6 : Donnée géométrique de la section

Fb*N/Nf	N/Nf	AN	Position de l'AN
0	0	650	AN dans âme
212500	0,05	593,5	AN dans âme
425000	0,1	537	AN dans âme
637500	0,15	480,5	AN dans âme
850000	0,2	423,9	AN dans âme
1062500	0,25	367,4	AN dans âme
1275000	0,3	310,9	AN dans âme
1487500	0,35	254,4	AN dans âme
1700000	0,4	197,9	AN dans âme
1912500	0,45	164,7	AN dans semelle sup
2125000	0,5	162,4	AN dans semelle sup
2337500	0,55	160,1	AN dans semelle sup
2550000	0,6	157,9	AN dans semelle sup
2762500	0,65	155,6	AN dans semelle sup
2975000	0,7	153,4	AN dans semelle sup
3187500	0,75	151,1	AN dans semelle sup
3400000	0,8	145,1	AN dans dalle
3612500	0,85	136,6	AN dans dalle
3825000	0,9	129	AN dans dalle
4037500	0,95	122,2	AN dans dalle
4250000	1	116,1	AN dans dalle

Tableau 2-6 : Données géométriques de la section

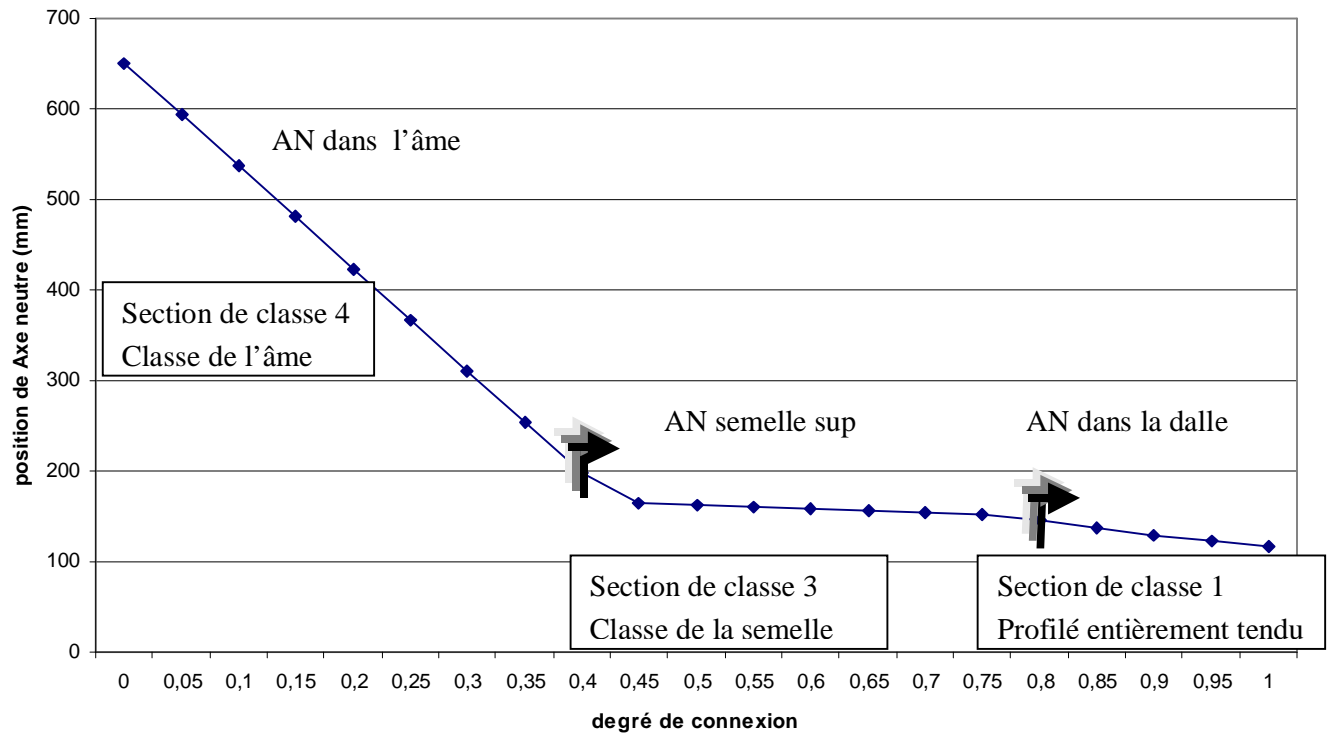


Fig 2-2 : variation de l'axe neutre en fonction du degré de connexion cas étudié

On observe que la position de l'axe neutre change en augmentant le degré de connexion ;
et la classe de section est liée à la classe des éléments comprimés.

2-7 Conclusion :

L'EC4 introduit dans le calcul et la vérification des sections des poutres mixtes la notion de classe de section ; cette notion est dicté par les formes géométriques et le comportement des sections mixtes fléchies ; où EC4 classe les sections mixtes en 4 classes 1,2,3et4.

La classe 1 et 2 : permet de développer un moment plastique.

La classe 3: permet de développer un moment élastique.

La classe 4 : permet de développer un moment plastique pour une section réduite.

La vérification des sections mixtes est liée par le calcul des moments résistants (positif ou négatif) de la section, le moment résistant est calculé en fonction de la position de l'axe neutre et de la classe de section.

L'intérêt présenté par l'emplois des sections mixtes dans les constructions mixtes, est de réaliser des sections plus résistantes, de pouvoir changer de classe de section en augmentant la hauteur de la dalle ;à condition d'assurer la connexion propre au cas étudier .

Cette évidence nous conduit à étudier l'intérêt de la construction mixte en terme de résistance et rigidité dans le prochain chapitre.

Chapitre III :
***Etude de l'effet mixte sur la résistance et
la rigidité des poutres mixtes***

Chapitre 3

Etude de l'effet mixte sur la résistance et la rigidité des poutres mixtes

3-1. Introduction :

Dans le précédent chapitre, nous avons énuméré les différents types des constructions mixtes ainsi que les modèles et les méthodes de calcul développées pour différents chercheurs dans le monde, nous avons opté pour l'étude des poutres mixtes acier-béton comportant des connecteurs de liaison qui seront présentés et développés dans le chapitre 4.

Le but de cette étude est donc de mettre en évidence le comportement d'une poutre mixte vis à vis de la sollicitation de flexion ; de présenter également de mieux l'intérêt d'une section mixte par rapport à une section constituée seulement d'un profilé métallique, et de comprendre le comportement des poutres mixtes.

3-2. Comportement d'une poutre mixte :

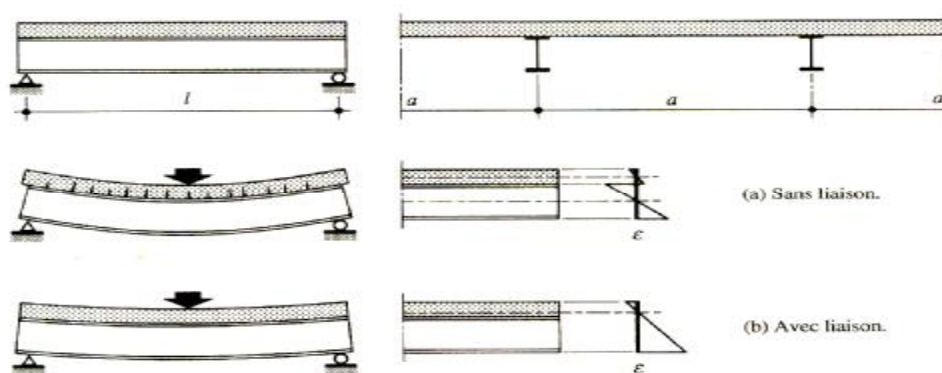


Fig 3-1 Déformation des sections mixtes

La figure 3-1 présente deux cas de poutre mixte acier-béton ; Pour la même quantité du matériau deux allures de déformation et de distribution des contraintes sont possibles .

En effet le comportement des deux poutres se différencie essentiellement par la présence de liaison, assurée par les connecteurs qui permettent aux deux matériaux (acier-béton) de travailler ensemble comme un élément monobloc

Le comportement des poutres mixtes est caractérisé par l'interaction entre l'acier et le béton ; pour bien expliquer ce phénomène, il faut connaître la fonctionnalité des poutres mixtes.

3-3. Fonctionnalités des poutres mixtes :

Le principe d'une construction mixte est de coupler dans une structure deux matériaux différents, afin de profiter des propriétés mécaniques de chaque matériau et faire participer chacun des matériaux de façon optimale et de compléter les manques de résistance vis à vis certains types de sollicitations pour chaque matériau.

Compte tenu de leurs comportements physiques dans les poutres mixtes acier-béton, et comme il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, l'acier se comporte bien en compression comme en traction, mais l'élancement souvent élevé des éléments les rendent sensibles à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées (déversement et voilement)

Sur la base de ces conditions, les constructions mixtes viennent pour compléter les défauts de chaque matériau à condition de les lier ensemble de façon à ce que les deux composants résistent comme un seul élément.

Pour les poutres mixtes qui sont principalement sollicités en flexion elle fonctionnent avec le même principe cité précédemment, où on trouve en général, l'axe de flexion au niveau de la dalle en béton, ce qui lui permet de résister aux efforts de compression. Le profilé métallique est entièrement tendu, il fait donc face aux phénomènes d'instabilité des zones comprimées (tous les constituants des profilés âme-semelle travaillent en traction).

3-4. Résistance au moment de flexion d'une poutre mixte :

Le comportement d'une poutre mixte vis à vis du moment de flexion est caractérisé par la relation Moment-Courbure.

L'évolution de la déformation spécifique d'une section d'un tronçon « dx » qui est soumis à un moment « M » qui cause ainsi une courbure « F » est schématisé sur la figure 3-2 suivante :

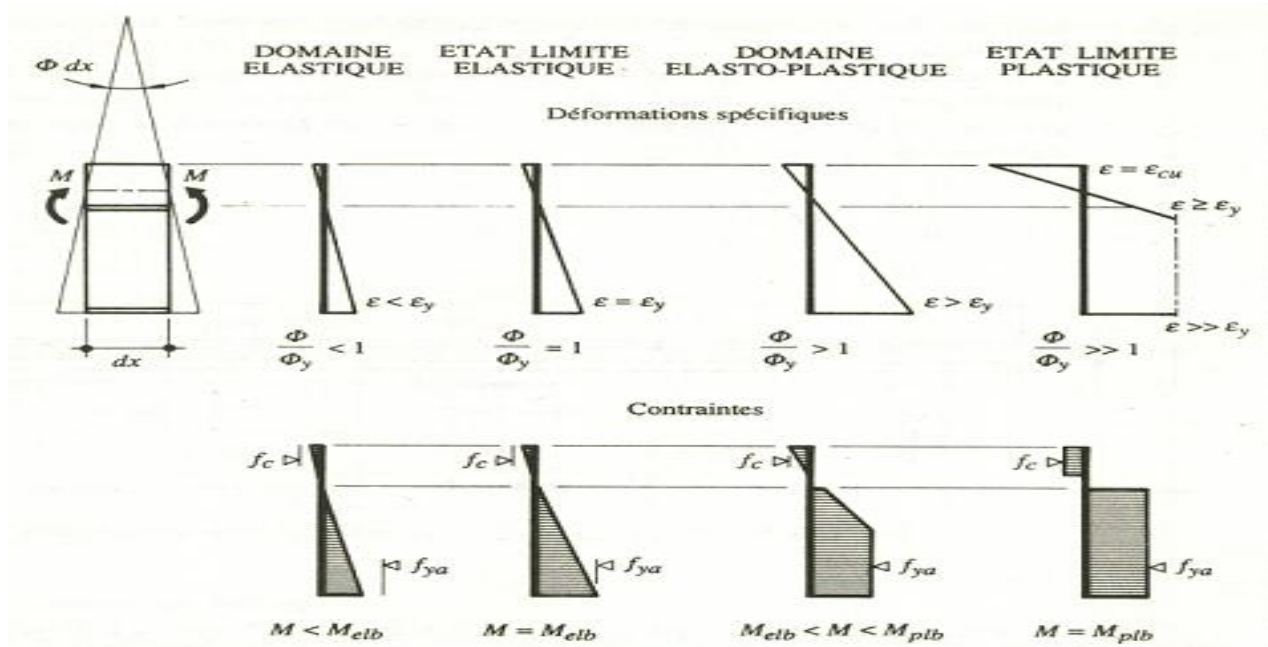


Fig 3-2 : Résistance d'une section mixte à la flexion

On signale que ce cas est réalisé avec une liaison complète entre la dalle en béton et le profilé métallique.

Le calcul d'une poutre mixte sous moment de flexion peut être fait en élasticité comme en plasticité, et la classe de section précédemment développée suivant le cas et le type de matériau, la géométrie des éléments utilisés.

3-4.1 Calcul élastique de poutre mixte :

Pour le calcul élastique d'une section mixte on admet que tous les matériaux qui le constituent ont un comportement élastique.

Pour calculer le moment résistant d'une section mixte, il faut connaître la position de l'axe neutre et le moment résistant et la classe de section

La condition de vérification des moments est :

$$M_{cal} \leq M_{Rd} / \gamma.$$

La figure 3-3 présente la déformation des sections mixtes sous moment élastique :

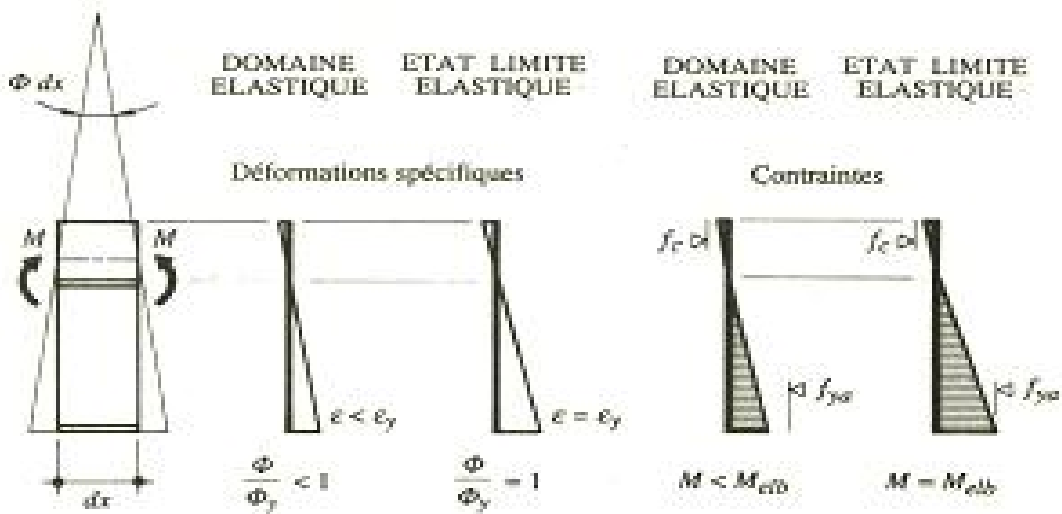


Fig 3-3 : Déformation des sections mixtes sous moment élastique

3-4.2 Calcul plastique de poutre mixte :

Le calcul plastique des moments de résistance est possible pour autant que les matériaux constituant de la poutre aient un comportement plastique, et que la géométrie de la poutre (profilé) le permet.

L'Eurocode 4 [1] permet que pour des sections de classe 1 ou 2 la possibilité de calcul plastique.

La figure 3-4 regroupe l'état de contrainte en calcul plastique en travée et sur appuis.

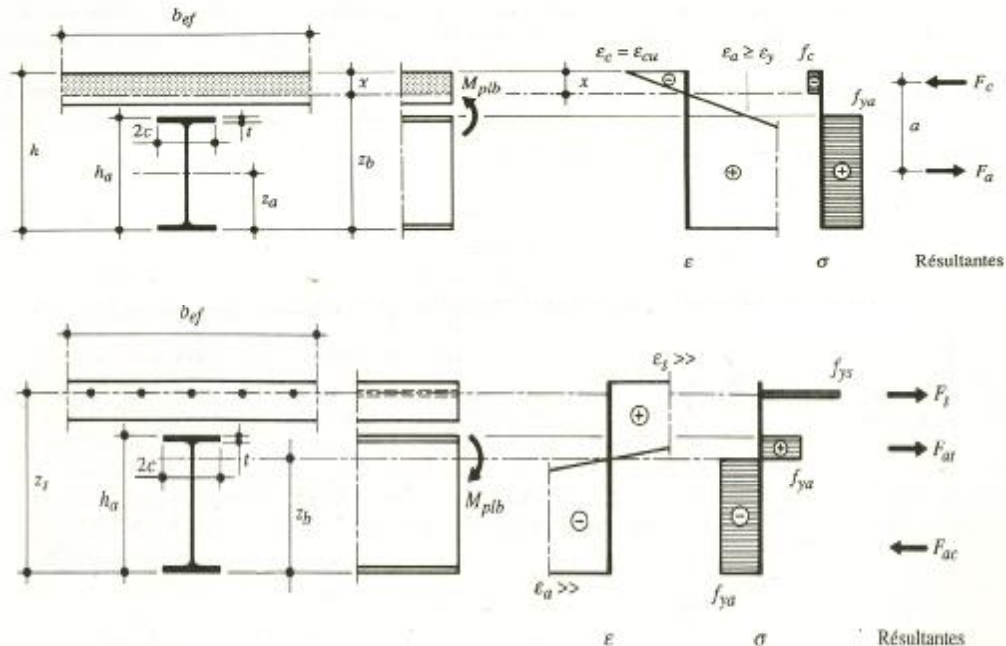


Fig 3-4 : Etat de contrainte et de déformation des poutres mixtes

3-5. Etude de l'intérêt de la construction mixte :

Si on examine le tableau 3-1 qui regroupe quatre types de poutres, on a calculé pour un moment de flexion de 8.000 KNm, la résistance des différents types de poutres, « les sections présentées dans le tableau sont des sections équivalentes »

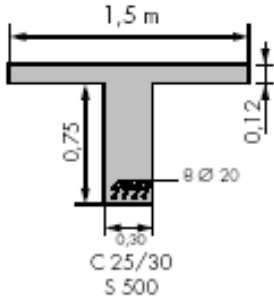
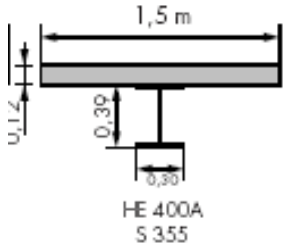
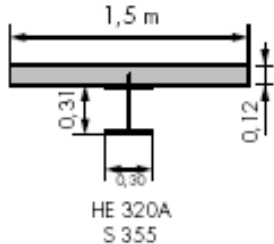
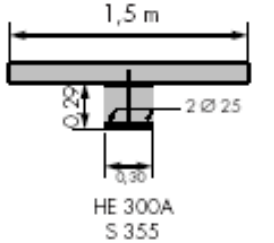
poutres	schéma	désignation
1	 <p>1,5 m 0,75 0,12 8 Ø 20 C 25/30 S 500</p>	Poutre en béton
2	 <p>1,5 m 0,12 0,30 HE 400A S 355</p>	Profilé en acier Dalle en béton Sans collaboration (inexistence des connecteurs)
3	 <p>1,5 m 0,31 0,12 HE 320A S 355</p>	Poutre mixte avec Collaboration (existence des connecteurs)
4	 <p>1,5 m 0,12 2 Ø 25 HE 300A S 355</p>	Poutre mixte avec Collaboration Et profilé enrobé

Tableau 3-1 : sections équivalentes de résistance en flexion

Pour la même section de la dalle en béton on observe, à partir du tableau ; que la construction mixte acier-béton présente un meilleur comportement en résistance et cela est évidemment mieux pour des sections mixtes avec une connexion entre béton et acier. [poutre 04].

En vue de la quantité des matériaux utilisés, on constate, qu'il y a un gain économique des sections mixtes. Et de là, vient l'intérêt des constructions mixtes.

A partir de là on a réalisé des calculs sur le comportement des poutres mixtes.

Il est important, de définir d'abord, les notions et connexions adoptées ici par les sections mixtes.

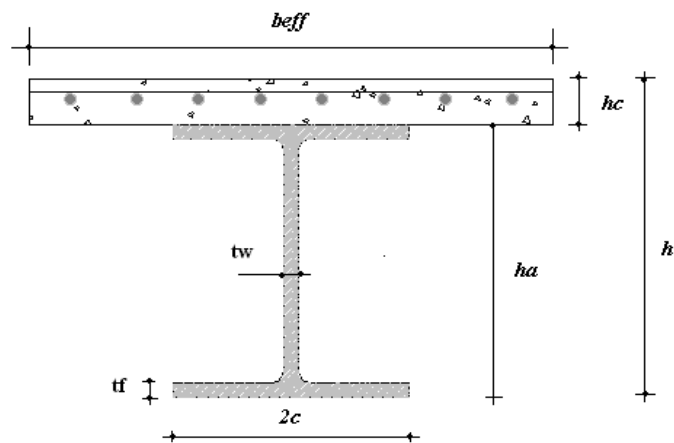


Fig 3-5 : notation adopter pour le calcul des poutres mixtes

- A_a : aire de la section de la poutre métallique.
- A_b : aire de section mixte.
- A_c : aire de section du béton participante [$A_c = h_c \cdot b_{ef}$].
- A_s : aire de la section des armatures (passive et de précontrainte).
- b_{ef} : largeur participante de la dalle en béton.
- C : demi-largeur de l'aile supérieure de la poutre métallique.
- e : distance entre la poutre métallique et la dalle de béton (hauteur des nervures de la tôle).
- h : hauteur totale de la section mixte [$h = h_a + e + h_c$].
- h_a : hauteur de poutre métallique
- h_c : hauteur de la dalle de béton (ou de la partie de béton située au-dessus des nervures de la tôle).
- t : épaisseur de l'aile supérieure de la poutre métallique.
- x : hauteur comprimée de la dalle de béton.

- Z_s : position du centre de gravité des armatures (par rapport à la fibre intérieure de la poutre métallique).

La réalisation des courbes présentées dans le chapitre est fait suivant la méthode donnée par les normes européennes

Le calcul est fait pour des sections mixtes de classe 1 ou 2 suivant le classement de l'E.C.4.

La démarche de calcul est faites pour déterminer le moment de résistance, le module de résistance et l'inertie de la section mixte et l'aire de la section mixte.

Le calcul est fait en plasticité pour des poutres isostatiques et pour des cas de moment positif.

Les relations de calcul sont présentées ci-dessous :

Le moment plastique de résistance $M_{pl}^+ = f_{ye} \cdot Z_b$

Pour obtenir la grandeur du module plastique Z_b , il est nécessaire de connaître la position de l'axe neutre et l'aire de la section mixte :

$$\text{Donc : } A_b = A_a + \frac{A_s}{\eta_{pls}} + \frac{A_c}{\eta_{pl}}$$

avec : η_{pl} : coefficient d'équivalence plastique et $h_{pls} = E_{ya} / E_{ck}$.

pour déterminer la position de l'axe neutre plastique., il faut comporter l'effort de traction dans le profilé métallique.

$$F_a = f_{ya} \cdot A_a$$

et l'effort de compression dans la dalle de béton.

$$F_c = f_{ck} \cdot b_{ef} \cdot h_c$$

Le calcul de l'axe neutre et du module de résistance est regroupé dans le tableau 3-2 [2]:

Section	Axe neutre	Position de l'axe neutre et module plastique de la section
En travée	Dans la dalle : $A_a \leq \frac{A_c}{n_{pl}}$	$z_b = h - \frac{n_{pl} A_a}{b_{ef}}$ $Z_b = A_a \left(h - z_a - \frac{1}{2} \frac{n_{pl} A_a}{b_{ef}} \right)$
	Dans l'aile supérieure : $A_a - 4 c t \leq \frac{A_c}{n_{pl}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right)$ $Z_b = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 2c (h_a^2 - z_b^2)$
	Dans l'âme : $A_a - 4 c t > \frac{A_c}{n_{pl}}$	$z_b = \frac{1}{2d} \left(\frac{A_c}{n_{pl}} - A_a \right) + \frac{2ct}{d} + h_a - t$ $Z_b = \frac{A_c}{n_{pl}} z_c - A_a z_a + 4ct \left(h_a - \frac{t}{2} \right) + d(h_a - t)^2 - d z_b^2$
Sur appui	Dans l'aile supérieure : $A_a - 4 c t \leq \frac{A_s}{n_{pls}} < A_a$	$z_b = h_a + \frac{1}{4c} \left(\frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right)$ $Z_b = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + 2c (h_a^2 - z_b^2)$
	Dans l'âme : $A_a - 4 c t > \frac{A_s}{n_{pls}}$	$z_b = \frac{1}{2d} \left(\frac{A_s}{n_{pls}} - A_a \right) + \frac{2ct}{d} + h_a - t$ $Z_b = \frac{A_s}{n_{pls}} z_s - A_a z_a + 4ct \left(h_a - \frac{t}{2} \right) + d(h_a - t)^2 - d z_b^2$

Tableau 3-2 Caractéristiques plastiques d'une section de poutre mixte

Remarques :

- § Le calcul est fait en calcul plastique.
- § Le calcul est réalisé pour des cas des poutres mixtes de 12 m de longueur [IPE, HEB, HEA, HEM] ,simplement appuis (cas de moment positif) de S235
- § On regroupe les résultats en fonction de la variante et de l'influence de chaque paramètre étudié.

3-5.1 Influence de la hauteur de la dalle de béton :

Afin de mettre en évidence l'intérêt de sections mixtes, nous avons alors étudié l'influence de la hauteur de la dalle de béton « h_c » sur le rapport entre module plastique de la section du profilé métallique avec le module plastique de la section mixte acier-béton.

L'influence de la hauteur du profilé est également mise en valeur pour une gamme varié de profilé.

Pour cela nous avons choisi quatre gammes de profilé laminée :

- La première gamme concerne la série IPE, allant de 200 jusqu'à 600 mm, les calculs sont résumés dans le tableau 2.3, et traduits en courbe sur la figure 2.7 pour le cas d'un profilé IPE300

- La gamme HEA concerne la série HE, type A allant de 260 jusqu'à 900 mm.
- La gamme HEB concerne la série HE, type B allant de 260 jusqu'à 900 mm.
- La gamme HEM concerne la série HE, type M allant de 260 jusqu'à 900 mm.
- Le choix de la hauteur de la dalle « h_c » couvre à la fois le domaine des poutres de bâtiment, ainsi que pour les ouvrages d'art de portés allongés de petit gabarits aux grands gabarits

La variation de h_c est de 60 mm à 300 mm.

Les tableaux 3-3. présente les données des sections des différentes gammes de profilé utiliser

Gamme IPE						
poutres	t	d	c	A_a	h_a	n_{pl}
IPE200	8,5	5,6	50	2850	200	16,6
IPE270	10,2	6,6	67,5	4590	270	16,6
IPE300	10,7	7,1	75	5380	300	16,6
IPE330	11,5	7,5	80	6260	330	16,6
IPE360	12,7	8	85	7270	360	16,6
IPE400	13,5	8,6	90	8450	400	16,6
IPE450	14,6	9,4	95	9880	450	16,6
IPE500	16	10,2	100	11600	500	16,6
IPE550	17,2	11,1	105	13400	550	16,6
IPE60	19	12	110	15600	600	16,6

Gamme HEA						
poutres	t	d	c	Aa	ha	npl
HEA260	12	7,5	130	8780	250	16,6
HEA300	14	8,5	150	11300	290	16,6
HEA340	16,5	9,5	150	13300	330	16,6
HEA400	19	11	150	15900	390	16,6
HEA450	21	11,5	150	17800	440	16,6
HEA500	23	12	150	19800	490	16,6
HEA600	25	13	150	26000	590	16,6
HEA700	27	14,5	150	26000	690	16,6
HEA800	28	15	150	28600	790	16,6
HEA900	30	16	150	32100	890	16,6

Gamme HEB						
poutres	t	d	c	Aa	ha	npl
HEB260	17,5	10	130	11800	260	16,6
HEB300	19	11	150	14900	300	16,6
HEB340	21,5	12	150	17100	340	16,6
HEB400	24	13,5	150	19800	400	16,6
HEB450	26	14	150	21800	450	16,6
HEB500	28	14,5	150	23900	500	16,6
HEB600	30	15,5	150	27000	600	16,6
HEB700	32	17	150	30600	700	16,6
HEB800	33	17,5	150	33400	800	16,6
HEB900	35	18,5	150	37100	900	16,6

Gamme HEM						
poutres	t	d	c	Aa	ha	npl
HEM260	32,5	18	134	21964	290	16,6
HEM300	39	21	155	30308	340	16,6
HEM340	40	21	154,4	31583	377	16,6
HEM400	40	21	153,5	32578	432	16,6
HEM450	21	11,5	150	17800	440	16,6
HEM500	23	12	150	19800	400	16,6
HEM600	25	12	150	26000	590	16,6
HEM700	27	14,5	150	26000	690	16,6
HEM800	28	15	150	28600	790	16,6
HEM900	30	16	150	32100	890	16,6

Le tableau 3-4 résume le calcul du rapport de module plastique du profilé seul par rapport au module plastique de la section mixte pour un profilé laminé IPE300 ; la variation du rapport de module plastique Z_a / Z_b est présenté sur la figure 3-6

IPE300													
hc	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Za/Zb	0,591	0,501	0,441	0,397	0,362	0,334	0,310	0,289	0,272	0,256	0,242	0,230	0,219

Tableau 2-4 Les valeur du calcul du rapport de module plastique du profilé seul par rapport au module plastique de la section mixte.

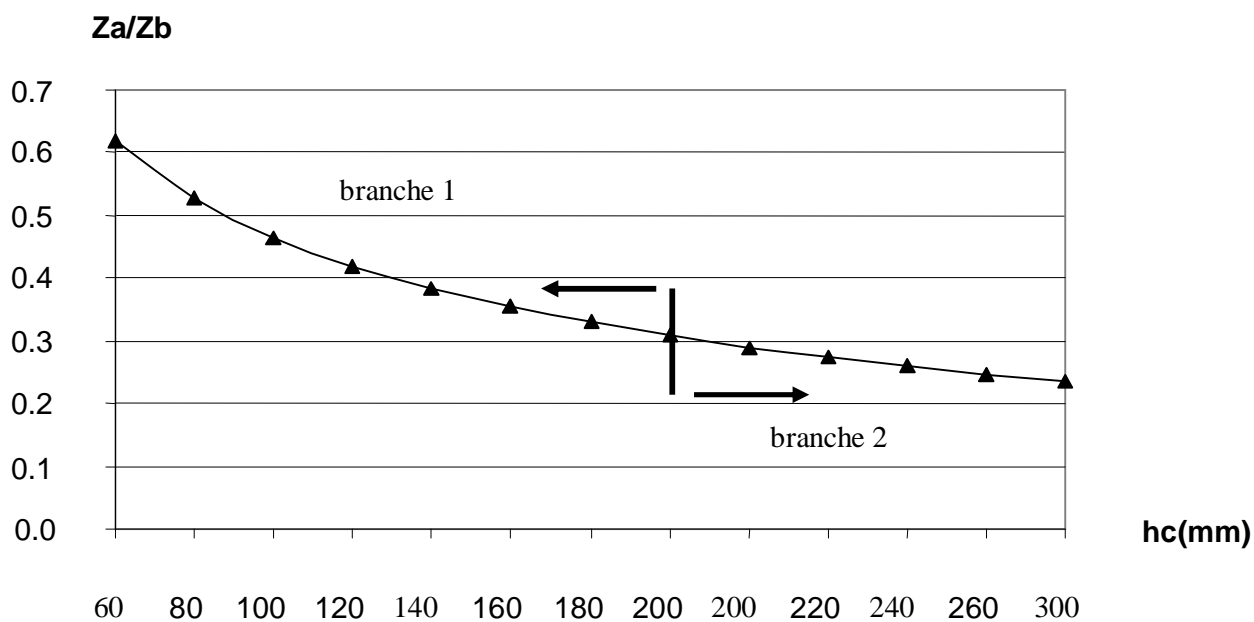


Fig 3-6 : les variations du rapport de module plastique pour IPE300

Sur la figure 3-6 on à tracé la variation du rapport Z_a / Z_b en fonction de la hauteur de la dalle « hc ». On constate que le rapport Z_a / Z_b diminue on augmentant la hauteur de la dalle [la courbe est de forme exponentielle]. On peut distingué deux branches dans la figure 2.7, en effet la première branche est descendante, allant de $hc=60$ à $hc=200$ mm ; par contre la

deuxième branche allant de $h_c=220$ à $h_c=300$ mm semble montré une stabilisation du rapport Z_a/Z_b .

a- La première branche :

Diminution rapide où l'on observe pour le cas choisi [choix arbitraire] que les variations est de l'ordre de : 2 à 3 fois. Ce qui explique que la résistance de la poutre mixte augmente considérablement par rapport à la hauteur de la dalle et ça jusqu'à un rapport de l'ordre de $h_c/h_a = 0,29$ à $0,55$

b- La deuxième branche :

La diminution du rapport Z_a/Z_b est pratiquement stabilisé et l'augmentation de la résistance est très faible, ce qui explique que certain rapport h_c/h_a est de l'ordre de 1 à 15 fois l'augmentation de la hauteur de la dalle on vue de terme résistance est inefficace [stabilité au niveau de la courbe]

En ce qui concerne toute la gamme IPE choisie on a montré sur la figure 2.8 la variation de Z_a/Z_b en fonction de « h_c » ; on constate que la variation est de même type.

Et plus qu'on augmente la hauteur du profile plus le rapport Z_a/Z_b augmente.

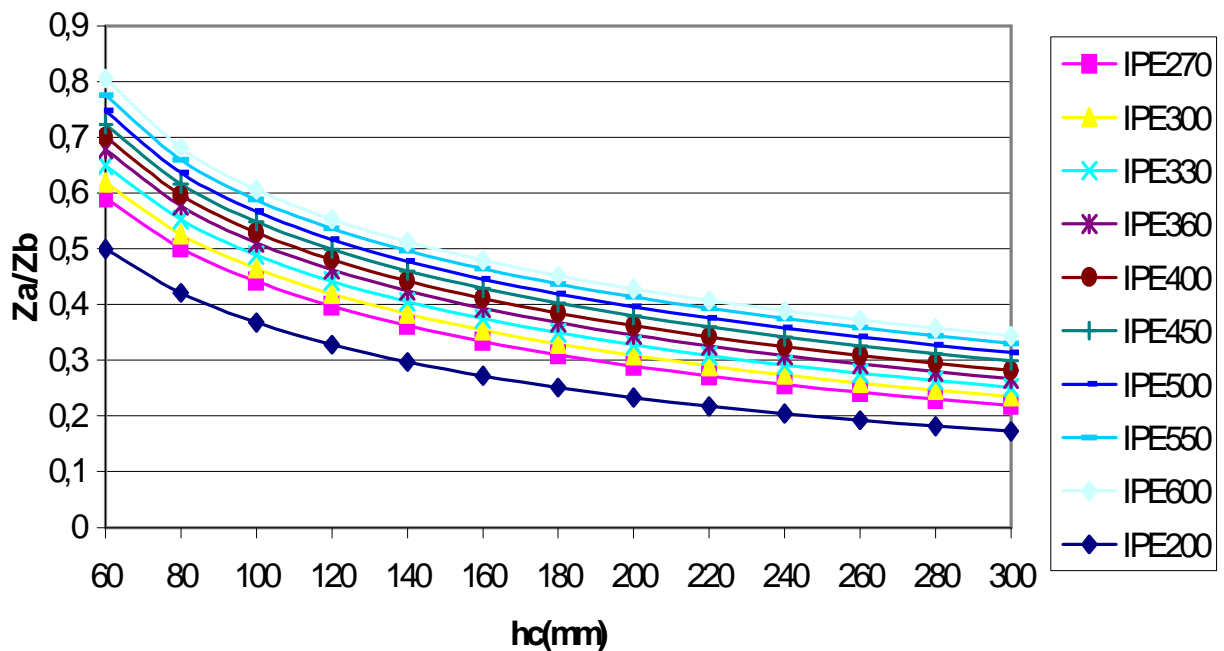


Fig 3-7 : la variation de Z_a/Z_b on fonction de « h_c » pour la gamme IPE

Rapport de Z_a / Z_b pour la gamme IPE										
hc	IPE200	IPE270	IPE300	IPE330	IPE360	IPE400	IPE450	IPE500	IPE550	IPE600
60	0,499	0,591	0,619	0,649	0,678	0,701	0,723	0,747	0,776	0,805
80	0,421	0,501	0,526	0,552	0,577	0,596	0,616	0,636	0,659	0,681
100	0,367	0,441	0,465	0,489	0,511	0,529	0,548	0,567	0,587	0,606
120	0,328	0,397	0,419	0,442	0,462	0,480	0,499	0,516	0,536	0,553
140	0,297	0,362	0,383	0,405	0,425	0,442	0,461	0,477	0,496	0,512
160	0,272	0,334	0,354	0,375	0,394	0,411	0,429	0,446	0,464	0,479
180	0,251	0,310	0,329	0,349	0,367	0,384	0,403	0,419	0,437	0,452
200	0,233	0,289	0,308	0,327	0,345	0,362	0,380	0,396	0,414	0,428
220	0,217	0,272	0,290	0,308	0,326	0,342	0,360	0,376	0,393	0,407
240	0,204	0,256	0,274	0,292	0,308	0,324	0,342	0,358	0,375	0,389
260	0,192	0,242	0,259	0,277	0,293	0,309	0,326	0,342	0,358	0,372
280	0,182	0,230	0,246	0,263	0,279	0,295	0,312	0,327	0,344	0,357
300	0,172	0,219	0,235	0,251	0,267	0,282	0,299	0,314	0,330	0,344

tableau 3-5 résume une partie des résultats des calculs obtenues :

Le tableau 3-6 présente le calcul du rapport de Z_a / Z_b pour la gamme IPE pour :

-hc = 60,120,180,240 mm.

Rapport de Z_a / Z_b pour la gamme IPE										
	IPE200	IPE270	IPE300	IPE330	IPE360	IPE400	IPE450	IPE500	IPE550	IPE600
hc = 60	0,499	0,591	0,619	0,649	0,678	0,701	0,723	0,747	0,776	0,805
hc = 120	0,328	0,397	0,419	0,442	0,462	0,480	0,499	0,516	0,536	0,553
hc = 180	0,251	0,310	0,329	0,349	0,367	0,384	0,403	0,419	0,437	0,452
hc = 240	0,204	0,256	0,274	0,292	0,308	0,324	0,342	0,358	0,375	0,389

Tableau 3-6 Variation du rapport Z_a/Z_b pour hc = 60,120,180,240mm.

les figures 3-8 à 3-11 montrent et confirment cette tendance, et ce quelque soit la hauteur de la dalle choisie tous ces résultats indiquent que la résistance de la section mixte est supérieure à celle du profilé métallique seul, l'effet mixte exempté à été atteint en effet l'association du béton à l'acier moyennement par les connecteurs a montré une amélioration importante de la résistance

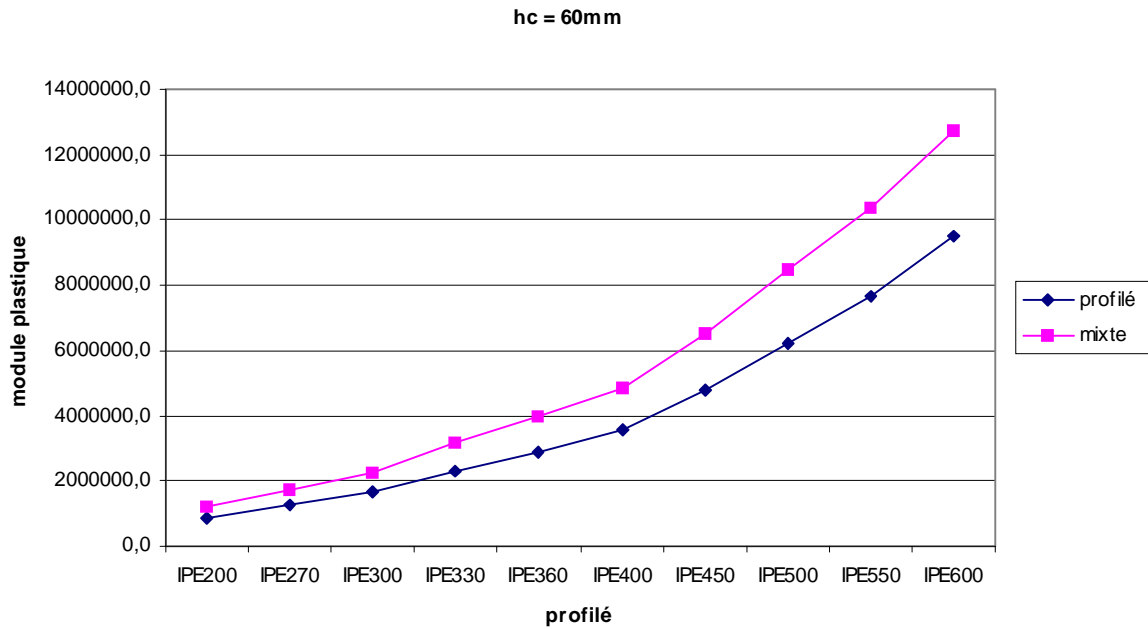


Fig 3-8 Variation du rapport Za et Zb pour hc = 60mm

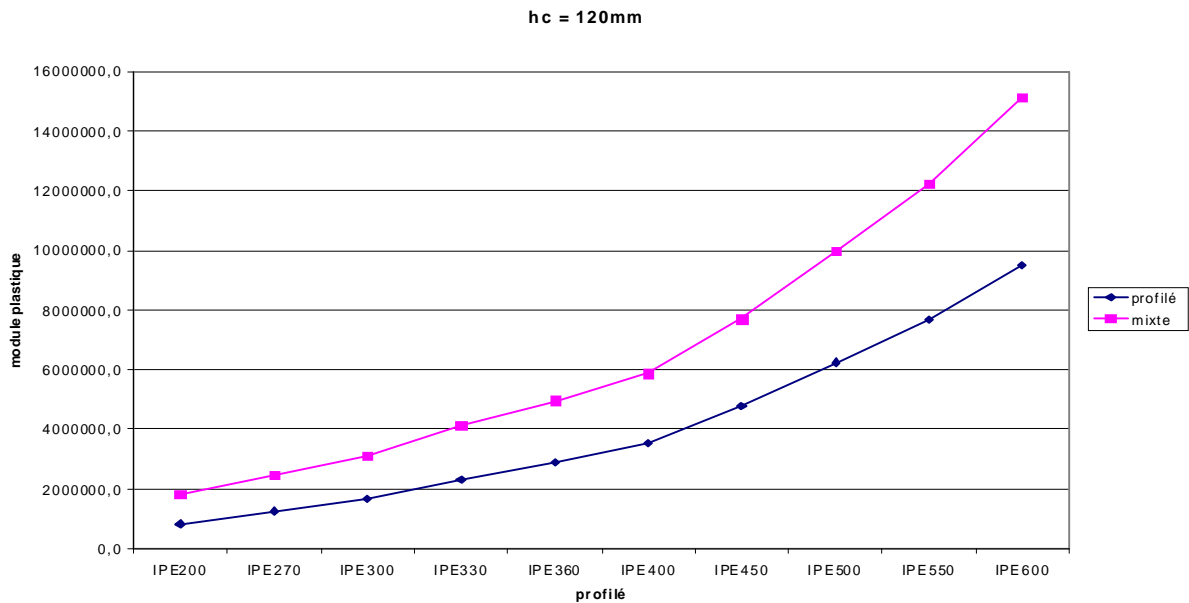


Fig 3-09 Variation du rapport Za et Zb pour hc = 120mm

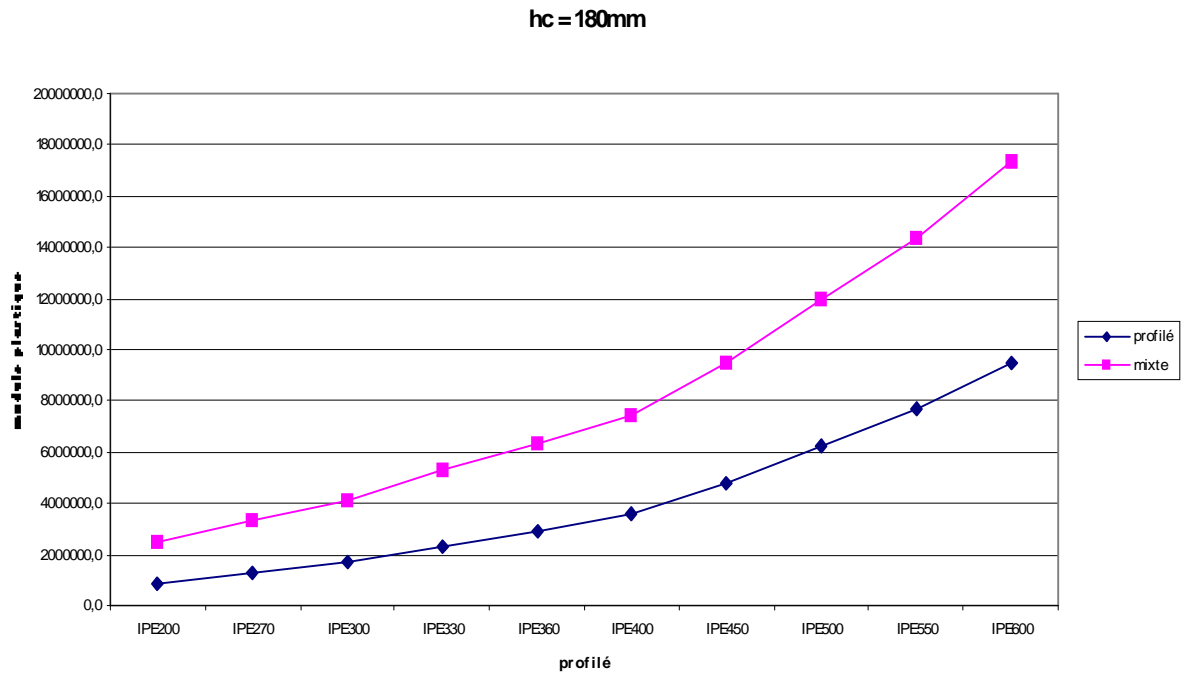


Fig 3-10 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $h_c = 180$ mm

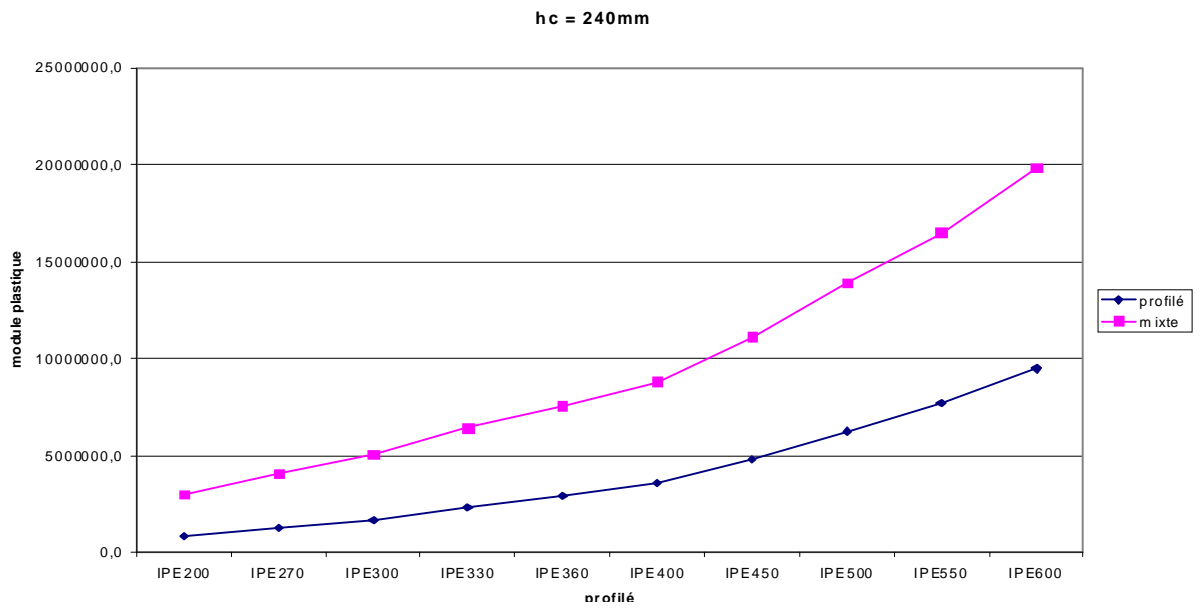


Fig 3-11 Variation du rapport Z_a et Z_b pour $h_c = 240$ mm

Ces courbes expliquent clairement que la variation du module plastique est liée à la hauteur de la dalle en béton, comme au type du profilé, où on constate que le module plastique de la section mixte et la différence entre les deux module (Z_a et Z_b) augmente de la même allure pour les différents types utilisés de la gamme IPE, en augmentant la hauteur de la dalle, mais cette augmentation est plus clair pour les profilé de grande hauteur (à partir de 400mm).

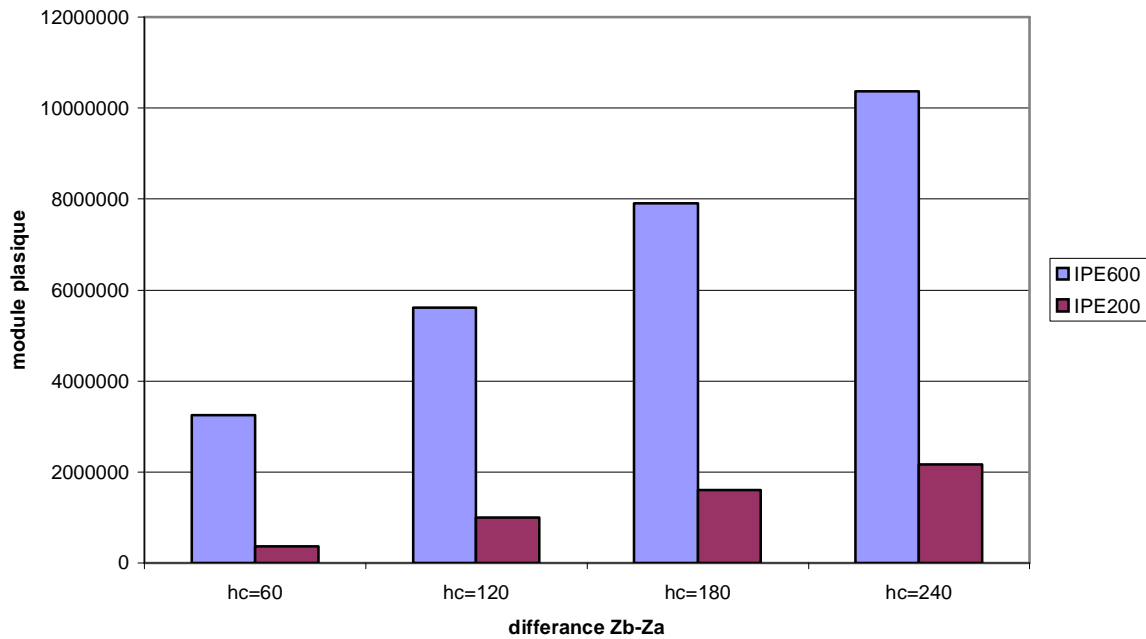


Fig 3-12 différence entre les deux modules Z_a et Z_b

La figure 3-12 regroupe la différence entre les deux modules plastiques (profilé seul et section mixte) ; on constate que le module plastique et la différence entre les deux module de la section mixte augmente en augmentant la hauteur de la dalle et en augmentant le type du profilé.

Maintenant si on prend la gamme des profilés laminés HE de type A pour la quelle nous avons tracé la variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » sur la figure 3-13 pour le cas du profilé HEA800

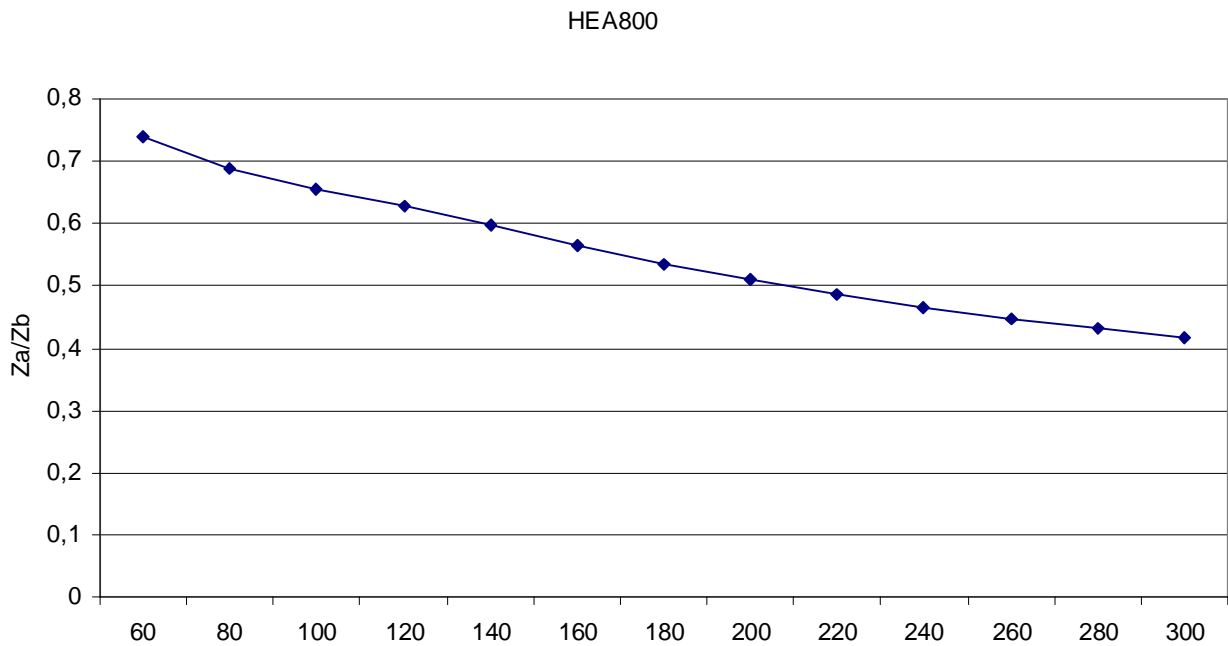


Fig 3-13 variation de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour HEA800

On remarque que la courbe est moins accentuée par rapport aux courbes de la gamme IPE , en effet les valeurs des rapports Z_a / Z_b sont comprises entre 0.75 et 0.42

Pour toute la gamme choisie des HEA on remarque sur la figure 3-14 que pour la hauteur de la dalle de béton $hc = 60$ mm le rapport Z_a / Z_b est quasiment le même et que la différence entre les rapports ne peut se faire sentir qu'après avoir atteint la hauteur de la dalle $hc = 120$ mm.

La tendance est respectée comme le montre le tableau 3-7 et la figure 3-14

les valeurs des rapports Z_a/Z_b										
hc	HEA260	HEA300	HEA340	HEA400	HEA450	HEA500	HEA600	HEA700	HEA800	HEA900
60	0,697	0,731	0,740	0,729	0,733	0,736	0,736	0,736	0,741	0,745
80	0,609	0,660	0,682	0,679	0,691	0,698	0,697	0,689	0,689	0,691
100	0,521	0,579	0,613	0,621	0,640	0,654	0,662	0,659	0,656	0,652
120	0,457	0,507	0,541	0,559	0,584	0,604	0,622	0,626	0,629	0,628
140	0,410	0,455	0,486	0,508	0,533	0,554	0,578	0,590	0,598	0,602
160	0,373	0,414	0,443	0,467	0,492	0,513	0,539	0,553	0,566	0,574
180	0,343	0,381	0,408	0,434	0,458	0,479	0,506	0,521	0,535	0,546
200	0,318	0,353	0,379	0,406	0,429	0,450	0,477	0,494	0,509	0,520
220	0,296	0,330	0,355	0,381	0,405	0,425	0,453	0,470	0,486	0,498
240	0,278	0,310	0,334	0,360	0,383	0,403	0,431	0,449	0,466	0,478
260	0,262	0,292	0,315	0,342	0,364	0,384	0,412	0,430	0,448	0,460
280	0,248	0,277	0,299	0,325	0,347	0,366	0,394	0,413	0,431	0,443
300	0,235	0,263	0,285	0,310	0,331	0,350	0,379	0,398	0,416	0,431

tableau 3-7 les valeurs des rapports Z_a/Z_b pour la gamme HEA

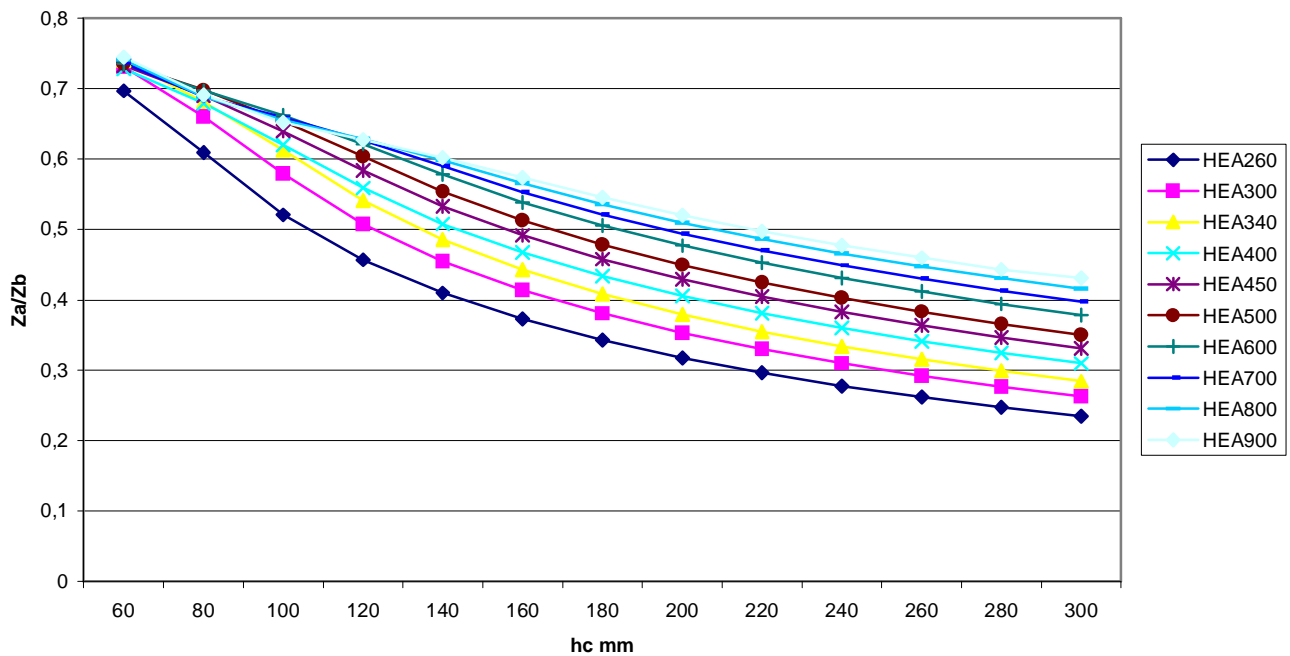


Fig 3-14 variations de Z_a/Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEA

La même évolution de la courbe Z_a / Z_b en fonction de la hauteur « hc » a été obtenu, en effet sur la figure 3-15 pour le cas du profilé HEB 800 la courbe est semblable a celle du profilé laminé HE de type A .

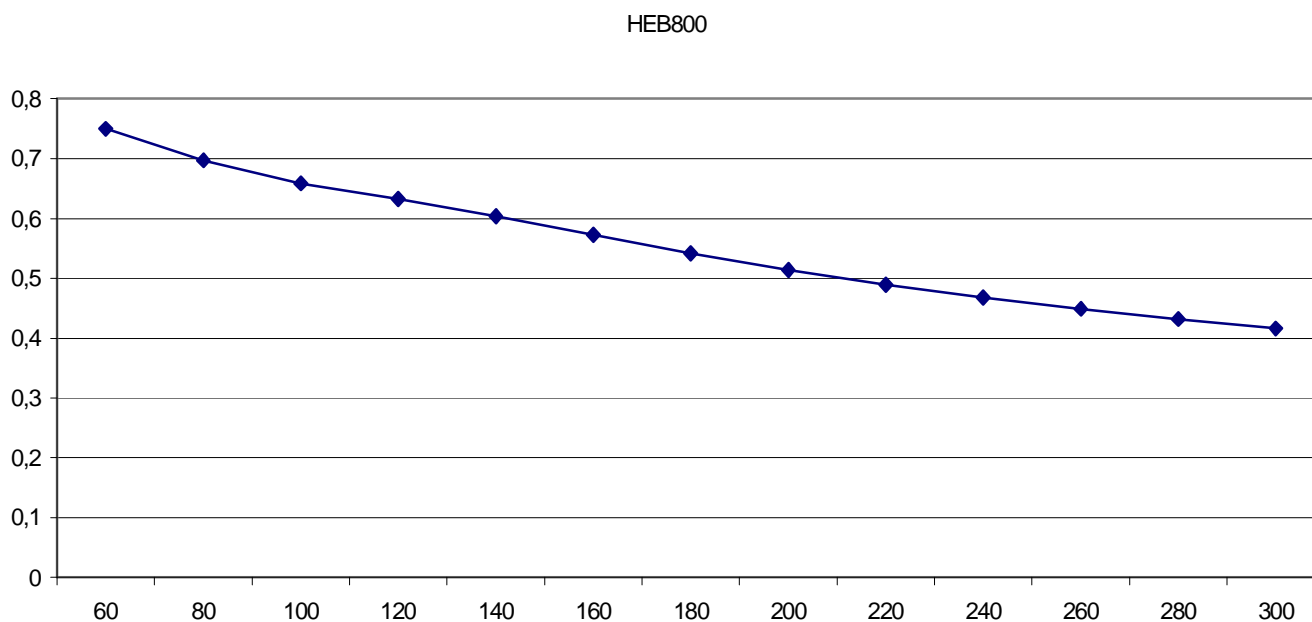


Fig 3-15 variations de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour HEB800

les valeurs des rapports Z_a / Z_b										
hc	HEB260	HEB300	HEB340	HEB400	HEB450	HEB500	HEB600	HEB700	HEB800	HEB900
60	0,713	0,738	0,744	0,731	0,735	0,739	0,742	0,745	0,750	0,753
80	0,638	0,677	0,693	0,687	0,695	0,700	0,698	0,695	0,697	0,700
100	0,555	0,607	0,632	0,634	0,649	0,660	0,666	0,662	0,659	0,658
120	0,479	0,533	0,566	0,578	0,599	0,615	0,629	0,632	0,632	0,630
140	0,424	0,472	0,503	0,522	0,547	0,567	0,589	0,598	0,604	0,606
160	0,383	0,426	0,455	0,478	0,502	0,522	0,548	0,563	0,573	0,579
180	0,350	0,390	0,417	0,441	0,465	0,485	0,512	0,529	0,542	0,551
200	0,323	0,360	0,386	0,411	0,435	0,455	0,482	0,500	0,514	0,524
220	0,301	0,335	0,360	0,386	0,409	0,428	0,457	0,475	0,489	0,500
240	0,281	0,314	0,338	0,364	0,386	0,406	0,434	0,452	0,468	0,480
260	0,264	0,296	0,319	0,344	0,366	0,385	0,414	0,433	0,449	0,461
280	0,250	0,280	0,302	0,327	0,349	0,368	0,396	0,415	0,432	0,444
300	0,237	0,265	0,287	0,312	0,333	0,351	0,380	0,399	0,416	0,432

le tableau 3-8 présente le calcul du rapport de Z_a / Z_b pour la gamme HEB

On remarque que la courbe est semblable de celle de HEA 800, en effet les valeurs des rapports Z_a/Z_b sont comprises entre 0.75 et 0.42

La figure 3-16 montre que pour la hauteur $hc = 60$ mm les rapports Z_a/Z_b quelque soit le profilé sont confondu aux alentours au valeur de 0.75

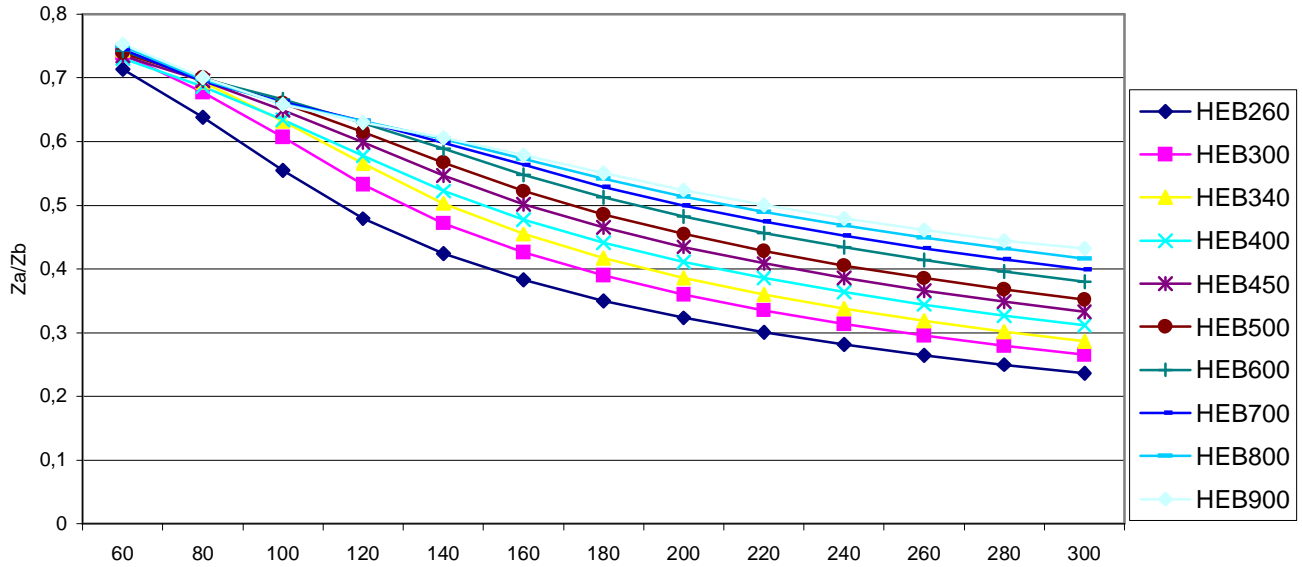


Fig 3-16 Variations de Z_a/Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEB

En ce qui concerne la dernière gamme choisie des profilés laminés HE de type M qui présentent en fait des épaisseurs très importantes des semelles par rapport aux deux types précédents HEA et HEB, la courbe obtenue est quasiment linéaire,

les valeurs des rapports Z_a/Z_b										
hc	HEM260	HEM300	HEM340	HEM400	HEM450	HEM500	HEM600	HEM700	HEM800	HEM900
60	0,071	0,123	0,157	0,186	0,217	0,253	0,284	0,371	0,471	0,579
80	0,069	0,120	0,153	0,181	0,210	0,244	0,272	0,353	0,446	0,545
100	0,066	0,117	0,149	0,175	0,204	0,237	0,263	0,338	0,424	0,514
120	0,064	0,112	0,143	0,169	0,197	0,229	0,254	0,327	0,394	0,492
140	0,060	0,108	0,138	0,162	0,189	0,220	0,245	0,315	0,379	0,475
160	0,057	0,103	0,132	0,155	0,181	0,210	0,234	0,303	0,363	0,457
180	0,054	0,097	0,125	0,147	0,172	0,200	0,223	0,289	0,346	0,438
200	0,052	0,093	0,118	0,140	0,164	0,191	0,213	0,275	0,346	0,419
220	0,050	0,088	0,113	0,134	0,157	0,183	0,204	0,264	0,331	0,400
240	0,048	0,085	0,108	0,129	0,151	0,176	0,196	0,253	0,318	0,384
260	0,046	0,081	0,104	0,124	0,145	0,169	0,188	0,243	0,306	0,369
280	0,045	0,078	0,101	0,120	0,140	0,163	0,182	0,235	0,295	0,356
300	0,043	0,076	0,097	0,116	0,135	0,158	0,176	0,227	0,285	0,344

le **tableau 3-9** présente le calcul du rapport de Z_a/Z_b pour la gamme HEM

Le tableau 3-9 présente le calcul du rapport de Z_a / Z_b pour la gamme HEM ; En effet sur la figure 3-17 le rapport Z_a / Z_b peut varier de $hc=60$ à $hc=300$ mm

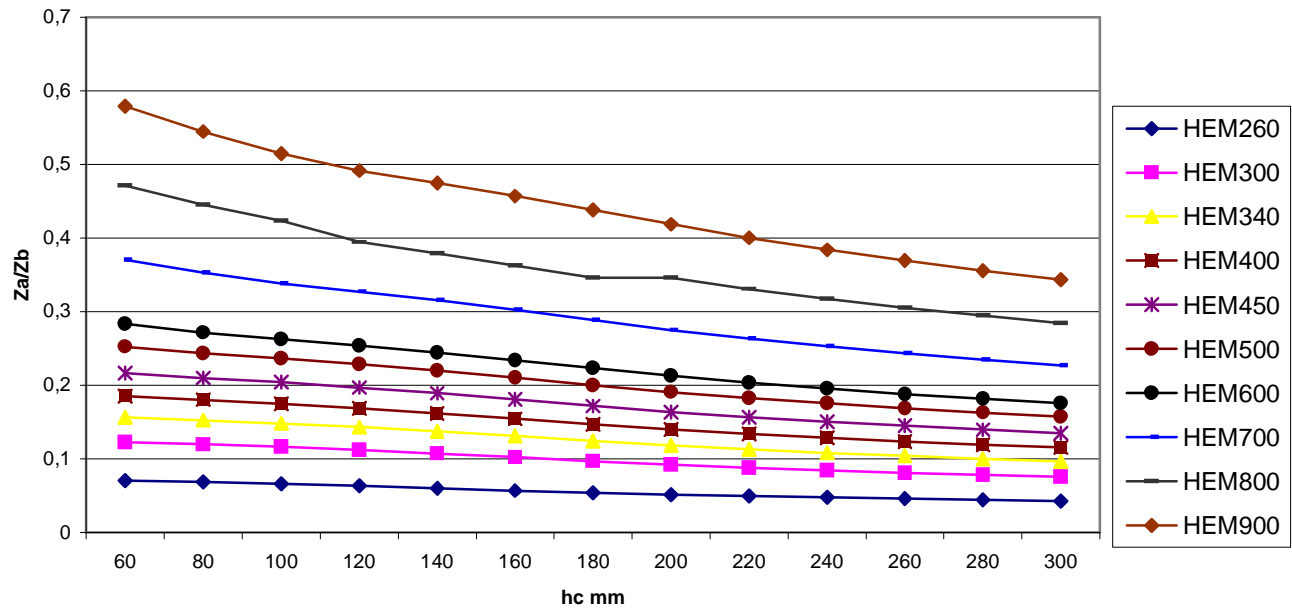


Fig 3-17 variations de Z_a / Z_b en fonction de « hc » pour la gamme HEM

On peut remarqué sur la figure 3-17 obtenu pour toute la gamme choisie HEM qui contrairement aux profilés HEA et HEB les valeurs du rapport Z_a / Z_b pour $hc = 60$ mm ne sont pas confondus et que la linéaire des courbes est valable pour tous les profilés choisis sauf le HEM900 et HEM800 ,cette figure peut nous renseigner sur le rôle que peut jouer la section d'acier (profilé) ;

L'amélioration de la résistance est quasiment inexistante avec l'augmentation de la section du béton, par contre l'augmentation de la hauteur du profilé par conséquent la section semble donner des bons résultats, en effet on peut observer sur la figure 3.17 que le rapport Z_a / Z_b pour la hauteur $hc=60$ mm est plus importante que celle de la hauteur $hc = 300$ mm.

3-6 Influence de la hauteur de la dalle sur le rapport I_a / I_b :

L'intérêt de l'utilisation des sections mixtes, peut être mis en valeur en étudiant à la fois l'influence de la hauteur de la dalle sur le rapport I_a / I_b l'inertie du profilé métallique seul par rapport à l'inertie de la section mixte ainsi que l'influence de la hauteur de la section d'acier sur le même rapport.

Les mêmes gammes précédemment choisies ont été gardées pour cette étude .

Les valeurs de calcul sont regroupées sous les tableaux suivants :

les valeurs des rapports I_a / I_b										
hc	IPE200	IPE270	IPE300	IPE330	IPE360	IPE400	IPE450	IPE500	IPE550	IPE600
60	0,212	0,221	0,221	0,222	0,220	0,222	0,227	0,229	0,234	0,235
80	0,144	0,222	0,232	0,237	0,236	0,236	0,238	0,237	0,238	0,237
100	0,064	0,161	0,194	0,219	0,233	0,242	0,247	0,247	0,247	0,244
120	0,028	0,089	0,123	0,158	0,189	0,216	0,237	0,247	0,252	0,251
140	0,014	0,047	0,068	0,095	0,126	0,161	0,197	0,223	0,241	0,249
160	0,008	0,026	0,038	0,055	0,077	0,106	0,143	0,179	0,209	0,230
180	0,005	0,015	0,023	0,033	0,047	0,067	0,096	0,130	0,164	0,195
200	0,003	0,009	0,014	0,020	0,029	0,043	0,063	0,089	0,119	0,152
220	0,002	0,006	0,009	0,013	0,019	0,028	0,042	0,061	0,084	0,113
240	0,001	0,004	0,006	0,009	0,013	0,019	0,029	0,042	0,059	0,082
260	0,001	0,003	0,004	0,006	0,009	0,013	0,020	0,030	0,042	0,059
280	0,001	0,002	0,003	0,005	0,007	0,010	0,014	0,021	0,030	0,043
300	0,001	0,002	0,002	0,003	0,005	0,007	0,011	0,016	0,022	0,032

tableau 3-10 présente le calcul du rapport de I_a / I_b pour la gamme IPE

les valeurs des rapports I_a / I_b										
hc	HEA260	HEA300	HEA340	HEA400	HEA450	HEA500	HEA600	HEA700	HEA800	HEA900
60	0,450	0,466	0,471	0,467	0,468	0,514	0,616	0,693	0,737	0,769
80	0,415	0,437	0,447	0,446	0,450	0,453	0,452	0,505	0,575	0,634
100	0,342	0,402	0,418	0,421	0,429	0,434	0,437	0,436	0,434	0,481
120	0,265	0,325	0,366	0,381	0,404	0,412	0,419	0,421	0,421	0,421
140	0,207	0,261	0,300	0,322	0,349	0,372	0,399	0,404	0,407	0,409
160	0,162	0,211	0,247	0,273	0,301	0,324	0,353	0,376	0,392	0,396
180	0,127	0,170	0,204	0,233	0,260	0,284	0,315	0,339	0,357	0,374
200	0,099	0,138	0,169	0,198	0,225	0,249	0,282	0,307	0,327	0,344
220	0,078	0,111	0,140	0,169	0,195	0,219	0,252	0,278	0,300	0,318
240	0,062	0,090	0,116	0,143	0,168	0,192	0,226	0,253	0,276	0,295
260	0,049	0,073	0,096	0,122	0,145	0,168	0,202	0,230	0,253	0,273
280	0,039	0,059	0,080	0,103	0,125	0,147	0,180	0,208	0,233	0,253
300	0,031	0,049	0,066	0,087	0,108	0,128	0,161	0,189	0,214	0,241

tableau 3-11 présente le calcul du rapport de I_a / I_b pour la gamme HEA

les valeurs des rapports I_a / I_b										
hc	EB260	HEB300	HEB340	HEB400	HEB450	HEB500	HEB600	HEB700	HEB800	HEB900
60	0,472	0,480	0,484	0,478	0,540	0,596	0,677	0,736	0,770	0,796
80	0,435	0,452	0,460	0,457	0,460	0,462	0,476	0,571	0,630	0,676
100	0,393	0,418	0,431	0,432	0,438	0,443	0,444	0,443	0,472	0,538
120	0,318	0,378	0,398	0,404	0,414	0,421	0,427	0,428	0,428	0,427
140	0,249	0,304	0,341	0,356	0,382	0,403	0,407	0,412	0,413	0,414
160	0,197	0,246	0,281	0,303	0,328	0,351	0,379	0,400	0,398	0,401
180	0,156	0,200	0,233	0,258	0,284	0,307	0,337	0,360	0,375	0,386
200	0,124	0,164	0,194	0,221	0,247	0,269	0,301	0,325	0,342	0,357
220	0,099	0,134	0,162	0,189	0,214	0,237	0,269	0,295	0,313	0,329
240	0,079	0,110	0,135	0,162	0,186	0,208	0,241	0,268	0,287	0,304
260	0,063	0,090	0,113	0,138	0,162	0,183	0,217	0,243	0,264	0,282
280	0,051	0,074	0,095	0,118	0,140	0,161	0,194	0,221	0,242	0,261
300	0,041	0,061	0,079	0,101	0,122	0,142	0,174	0,201	0,223	0,249

tableau 3-12 présente le calcul du rapport de I_a / I_b pour la gamme HEB

les valeurs des rapports I_a / I_b										
hc	HEM260	HEM300	HEM340	HEM400	HEM450	HEM500	HEM600	HEM700	HEM800	HEM900
60	0,080	0,147	0,193	0,221	0,268	0,321	0,401	0,525	0,647	0,739
80	0,072	0,122	0,151	0,174	0,201	0,243	0,304	0,411	0,524	0,623
100	0,070	0,119	0,147	0,169	0,192	0,216	0,235	0,309	0,407	0,503
120	0,067	0,114	0,142	0,163	0,185	0,209	0,228	0,277	0,325	0,389
140	0,064	0,110	0,136	0,156	0,178	0,201	0,220	0,267	0,315	0,358
160	0,057	0,104	0,140	0,149	0,170	0,193	0,211	0,258	0,304	0,347
180	0,050	0,097	0,122	0,138	0,159	0,182	0,202	0,247	0,293	0,335
200	0,045	0,085	0,109	0,123	0,143	0,164	0,183	0,228	0,277	0,322
220	0,040	0,076	0,097	0,112	0,129	0,149	0,166	0,208	0,255	0,297
240	0,036	0,069	0,088	0,101	0,118	0,136	0,152	0,191	0,235	0,275
260	0,033	0,062	0,080	0,092	0,108	0,125	0,139	0,176	0,217	0,255
280	0,030	0,057	0,073	0,085	0,099	0,114	0,128	0,162	0,201	0,237
300	0,027	0,051	0,066	0,077	0,090	0,105	0,118	0,150	0,187	0,220

tableau 3-13 présente le calcul du rapport de I_a / I_b pour la gamme HEM

Les résultats sont regroupés sous les figures suivantes :

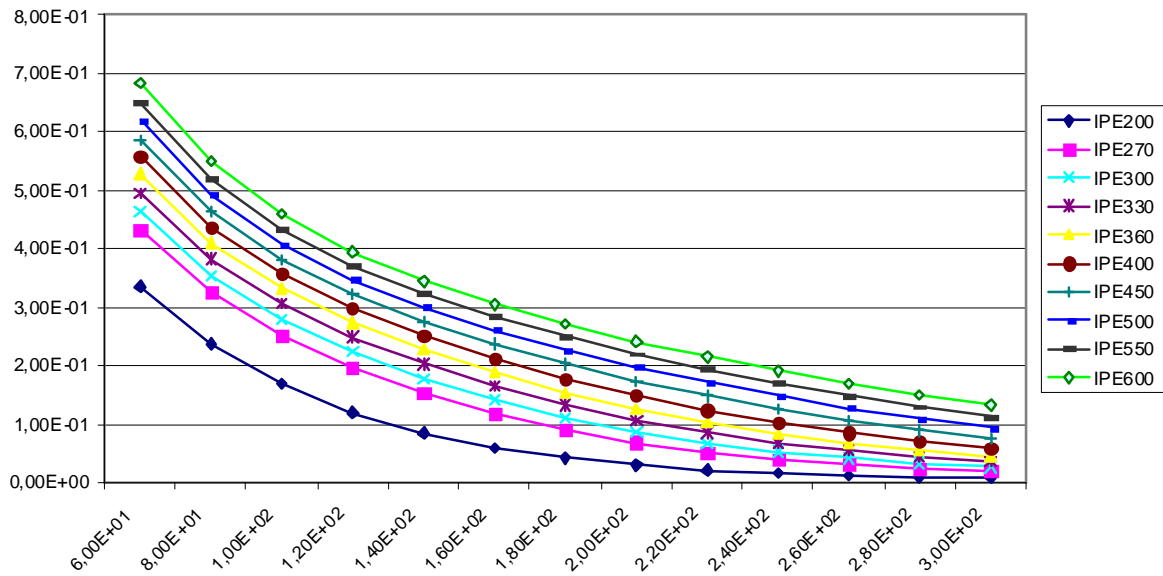


Fig 3-18 variations de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme IPE

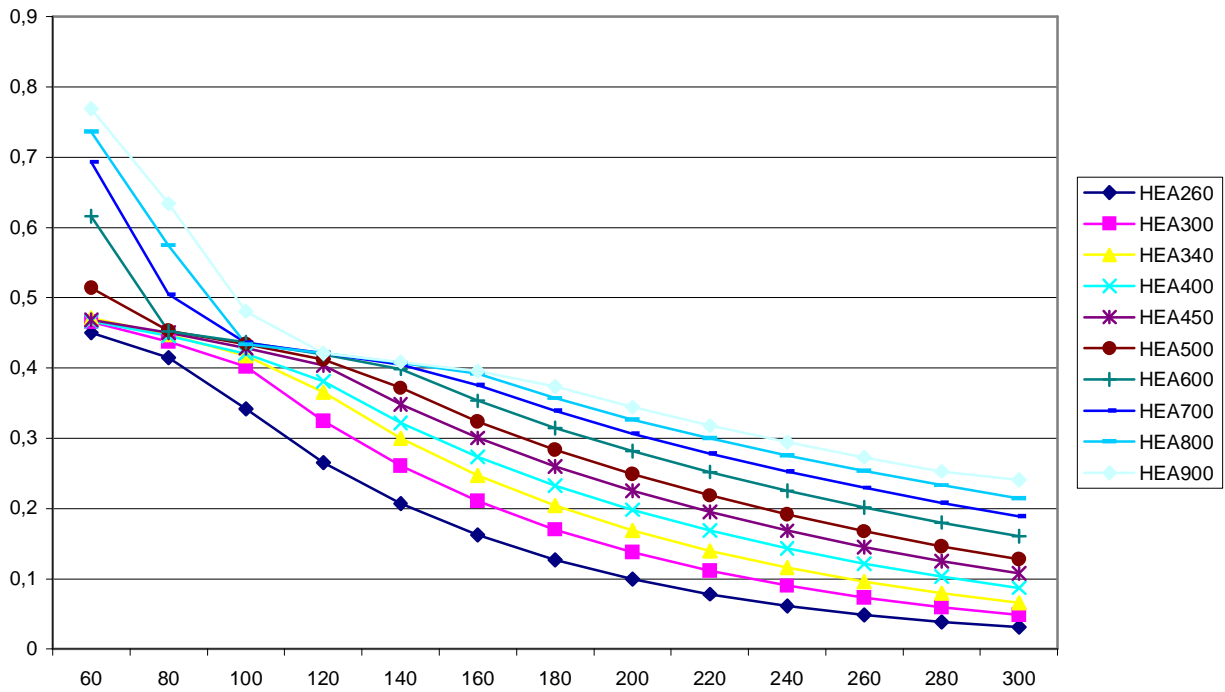


Fig 3-19 variations de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEA

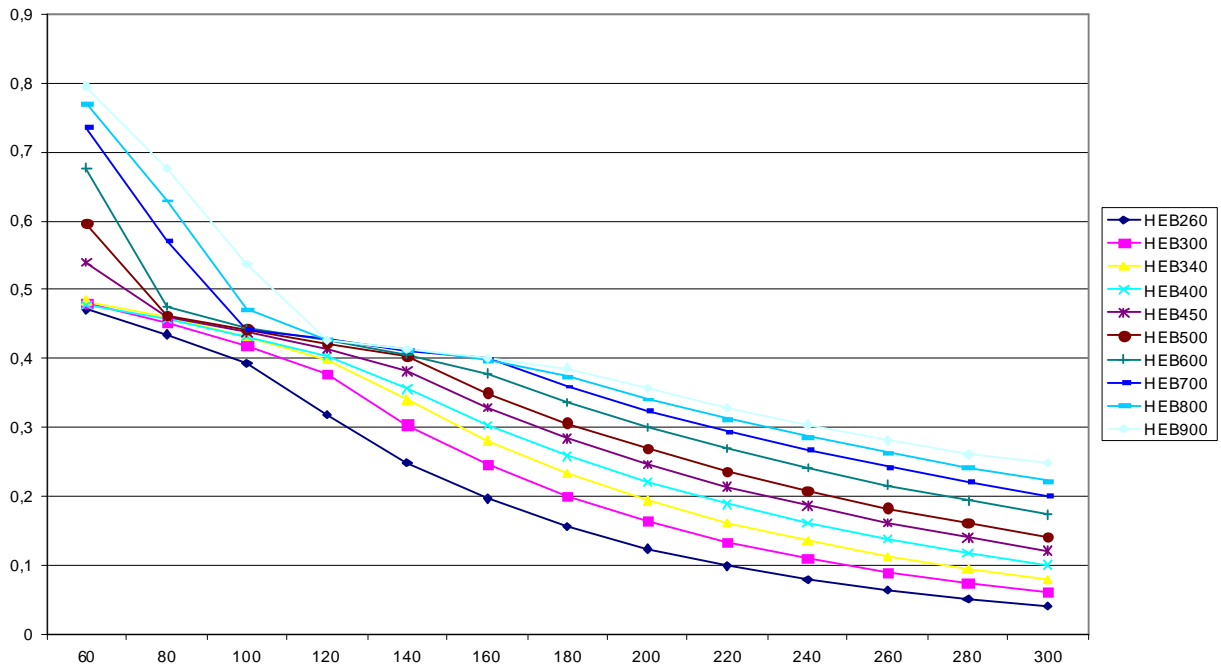


Fig 3-20 variations de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEB

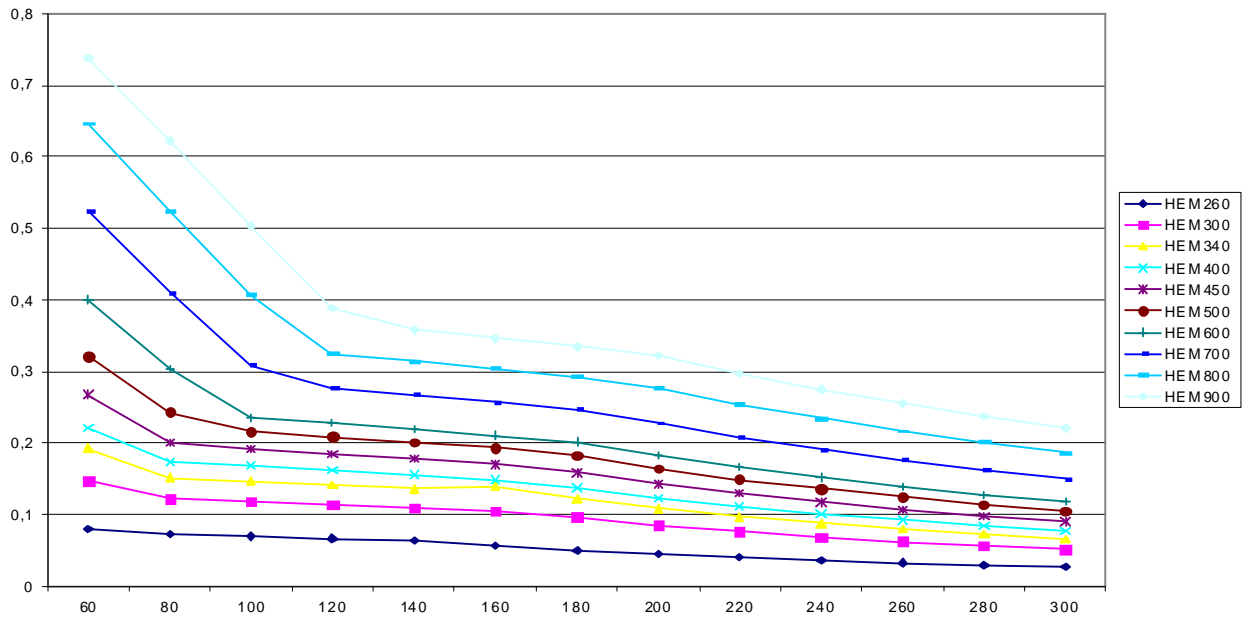


Fig 3-21 variations de I_a / I_b en fonction de « hc » pour la gamme HEM

On constate que le rapport I_a / I_b diminue en augmentant h_c et les courbes confirment de la même allure ce qui a été constaté dans le calcul de rapport du module plastique.

Ce qui explique que la résistance des sections mixtes est plus considérablement élevée par rapport à la résistance du profilé métallique seul, ce qui nous permet de juger sur l'efficacité de l'utilisation de la construction mixte, par rapport aux constructions traditionnelles (béton armé ou charpente métallique).

3-7. Influence du type de profilé métallique :

Pour étudier l'influence du profilé métallique sur le comportement des poutres mixtes, on a essayé de réaliser une comparaison de différents types de profilé en respectant la hauteur du profilé, ce qui est fait pour les gammes :

- IPE 600, HEB 600, HEM 600 et HEA 600 et une hauteur de dalle variant entre 60 et 300 mm. Les résultats sont groupés sous les graphes
- IPE 270, HEB 260, HEM 260, HEA 260 et une hauteur de dalle variant entre 60 et 140 mm. Les résultats sont groupés sous les graphes.]

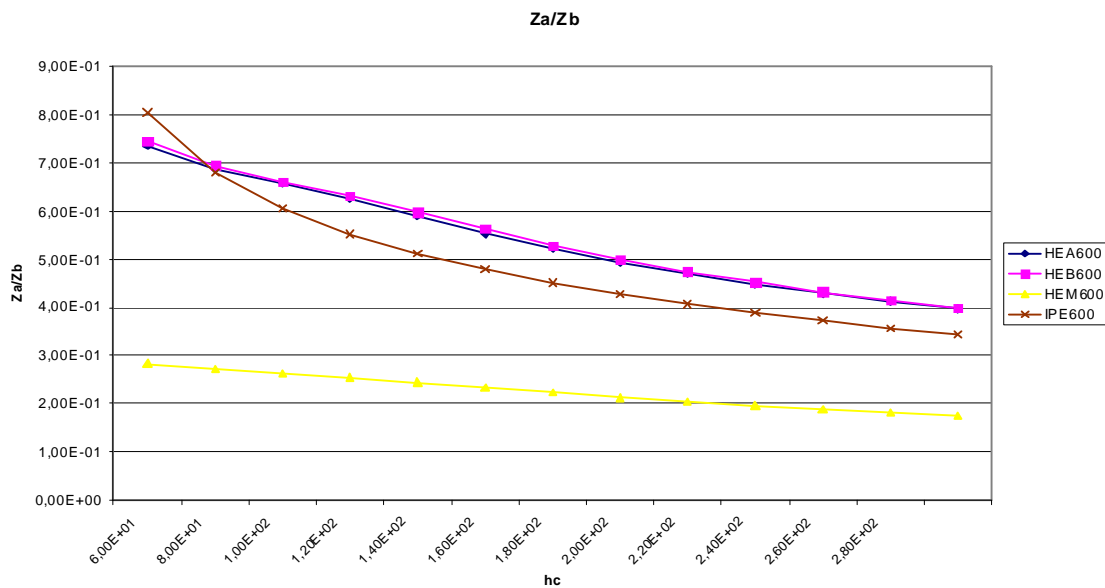


Fig 3-22 variation de Z_a / Z_b en fonction de type du profilé métallique

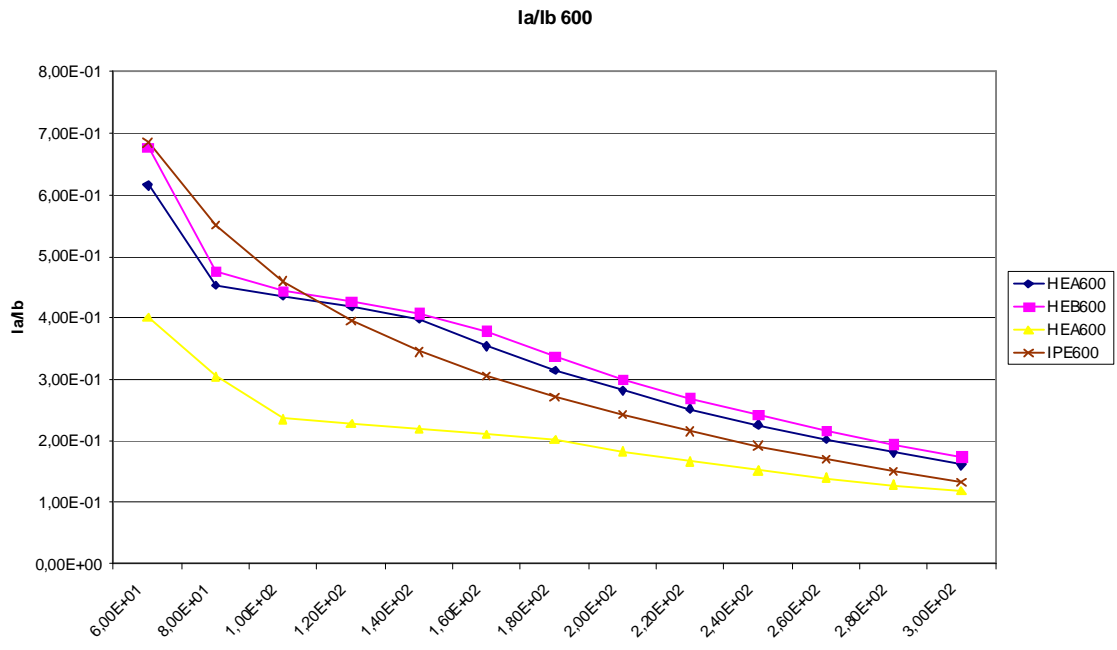


Fig 3-23 variations de I_a/I_b en fonction de type de profilé métallique

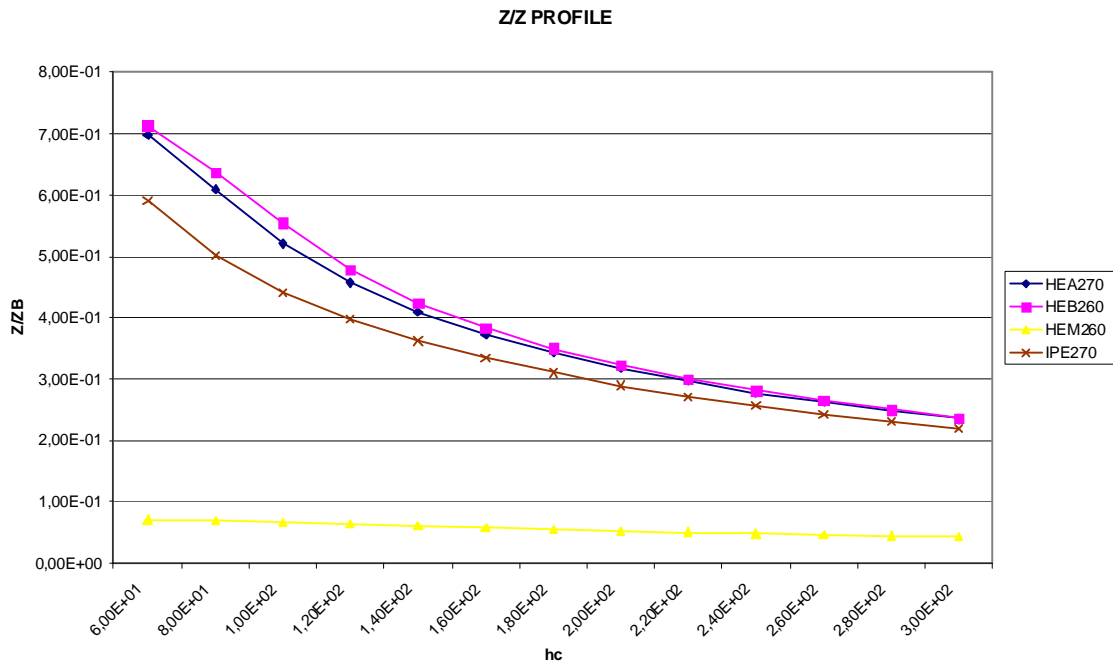


Fig 3-24 variations de Z_a/Z_b en fonction de profilé métallique

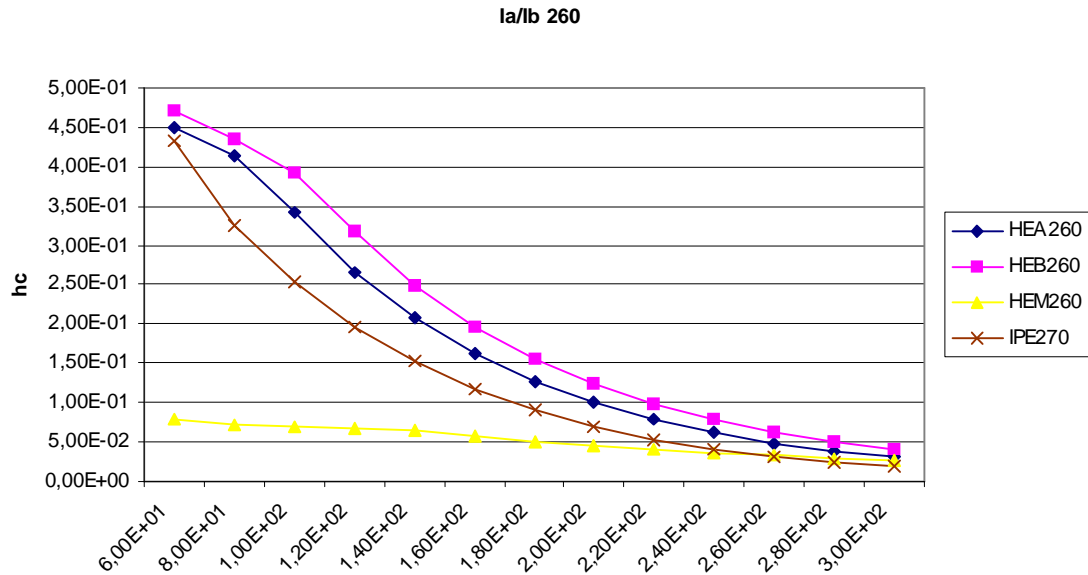


Fig 3-25 variations de I_a/I_b en fonction de type de profilé métallique

On a constaté :

Que pour les types HEA et HEB une singularité des courbes, ce qui n'est pas le cas pour les profilés HEM, qui présentent une grande résistance et une grande aire des semelles.

Pour l'IPE, on distingue une allure plus significative au point de vue de gain de résistance, où la résistance faible du profilé permet à la section mixte de fonctionner correctement (axe neutre au niveau de la dalle) ; dalle comprimée et profilé tendu.

3-8. Aptitude au service :

Pour le comportement des poutres mixtes à l'ELS, on a effectué une autre comparaison entre des poutres mixtes acier - béton et leur profilé métallique, on calculant le rapport de la flèche W_a / W_b pour le profilé IPE 300, le calcul est fait toujours suivant les normes européennes

Ce calcul est basé sur les relations suivantes :

La flèche de la poutre mixte due à la charge $q_{ser, const}$ vaut :

$$W = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} L^4}{E_a I_b}$$

Le cas d'une poutre isostatique et chargement uniformément répartie,

la figure regroupe l'ensemble des courbes W_a / W_b pour une variation de hc

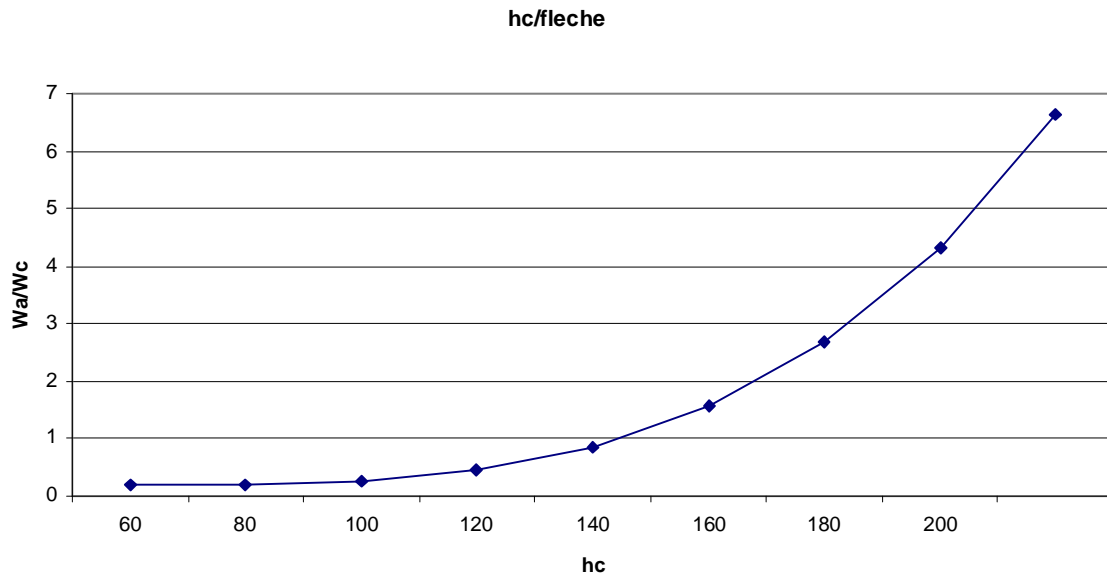


Fig 3-26 variation de W_a/W_b en fonction de la hauteur de la dalle en béton

où on constate que :

Une diminution considérable de la flèche pour des poutres mixtes par rapport au profilé seul.

Par exemple pour IPE300 et une dalle de hauteur variable, une diminution de la flèche peut aller jusqu'à 6 fois que pour la flèche du profilé IPE 300 seul.

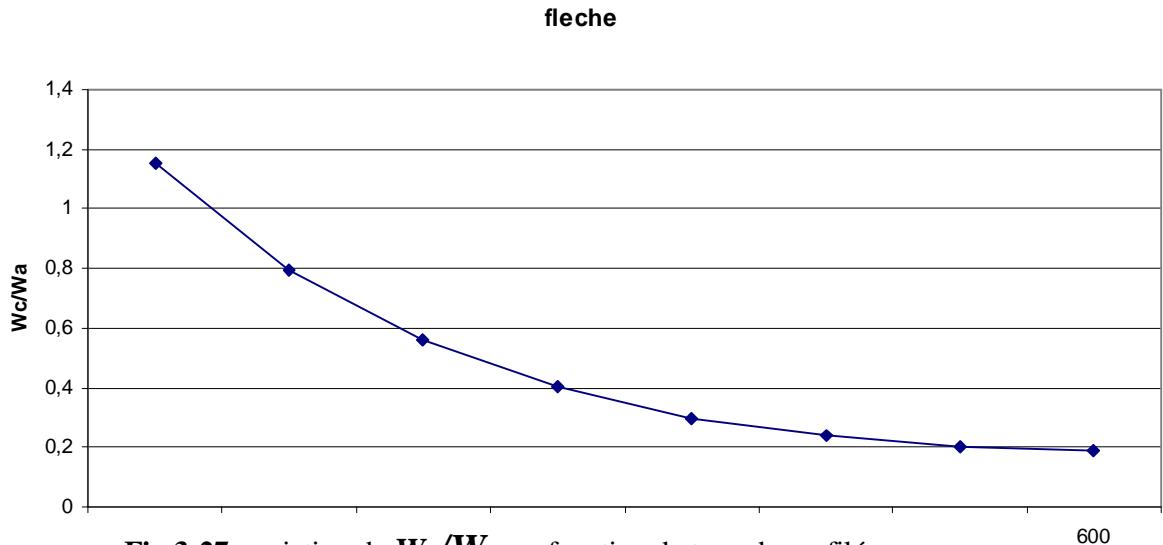


Fig 3-27 variation de W_a/W_b en fonction de type de profilé

Dans le graphe3-27, on constate pour la variation de profilé de IPE 300 à IPE 600 et la dalle avec h_c constant, que la diminution de la flèche est proportionnelle à l'augmentation de la hauteur du profilé, et sa jusqu'à six fois .

Ce qui signifie, pour assurer un bon comportement des sections mixtes au aptitude au service, c'est mieux de donner à la dalle un rôle plus important en augmentant la section du béton toute fois en respectant le rapport entre la hauteur de la dalle en béton et le du profilé métallique, et en même temps, de s'assurer de la liaison entre la dalle et le profilé.

3-9 Conclusion :

Le principe de la conception des poutres mixtes est de réaliser des sections mixtes acier-béton en exploitant les deux matériaux au maximum, cette notion dans la conception et traduite par une augmentation éventuelle de la résistance,

Avec ce principe on a effectué une étude de comparaison entre les sections mixtes et leur profilé métallique seul, où on a distingué que les sections mixtes présentent une grande résistance et une amélioration dans le comportement globale de la poutre mixte par rapport au profilé seul ; où pour le cas du profilé IPE300 a été enregistré une augmentation considérable de la résistance on augmentant la hauteur de la dalle de l'ordre de 2 à 3 fois que pour le profilé seul et sa pour un rapport h_c/h_a de 0.22 à 0.55.

La hauteur de la dalle ne présente pas le seul facteur agissant sur le comportement de la poutre mixte, la forme et le type du profilé métallique joue un grand rôle dans le comportement de la section mixte ce qui à été observé dans le cas de la gamme HEM.

De la même discipline la section mixte présente un grand avantage vis-à-vis de l'état limite de service, où l'augmentation de la dalle est traduit par la diminution dans la fléchie de la section mixte par rapport à la section du profilé seul.

Chapitre IV
***Etude du comportement de la connexion
acier - béton***

Chapitre 4 :

Etude du comportement de la connexion acier-béton

4-1 Introduction :

L'intérêt des constructions métallique déjà évoqué dans la chapitre « 2 » qui nous à conduit à l'étude des comportements mixtes dans le chapitre précédant ont permis de faire ressortir l'élément essentiel et incontournable pour réaliser un élément mixte se sont les organes de liaison dit connecteurs dans le rôle est d'empêcher en toute ou moins de limité le glissement pouvant se produire le long de l'interface entre l'acier – béton.

Dans ce chapitre nous allant étudier le comportement de la connexion acier- béton en précisant la nature de la connexion, cette dernière dépend du nombre de connecteurs qui peut ou non entraîner une augmentation de la résistance en flexion de la partie mixte.

Des connecteurs et leur comportement font l'objet également de ce chapitre, deux modèles théoriques sont présentés pour lesquels un calcul numérique a été fait, montrent le rôle des connecteurs dans l'empêchement du glissement

4-2 Connecteurs de cisaillement

Pour bien étudier l'influence de la connexion sur le comportement des poutres mixtes, il faut bien fixer les notions de la connexion ;

Dépend essentiellement de deux facteurs principaux qui influent sur la connexion sont :

- 1- Types de connecteurs (le comportement)
- 2- Nombre de connecteurs.

Donc, il faut étudier chaque facteur séparément.

Dans ce chapitre, on va essayer d'expliquer l'influence de chaque facteurs, sur le comportement de la connexion, et bien sûr, sur le comportement des poutres mixtes acier béton.

4-3 Types de connecteur :

Le connecteur est un organe de liaison placé entre une poutre métallique et une dalle en béton pour solidariser les deux matériaux afin d'empêcher le (glissement longitudinal ou soulèvement de la dalle) qui leur sont appliquées. Les connecteurs peuvent être : en goujons, en barres rondes, en équerres, en coupons de profils divers soudés sur la semelle supérieure de la poutre métallique figure4-1

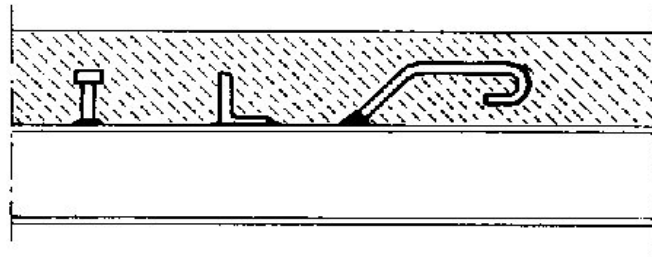


Fig4-1 Différents types de connecteurs

4-4 Connecteur en goujon à tête:

Il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement éventuel de la dalle de béton. C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.

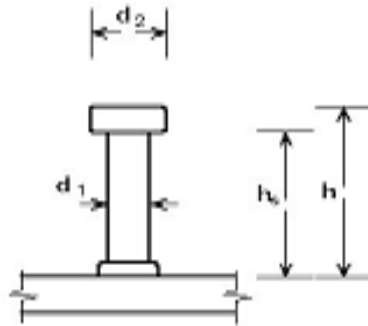


Fig 4-2 Connecteur en goujon à tête

4-5 Connecteur en équerres en acier façonné à froid :

Il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiment ; Il s'agit là de connecteurs rigides, soudés

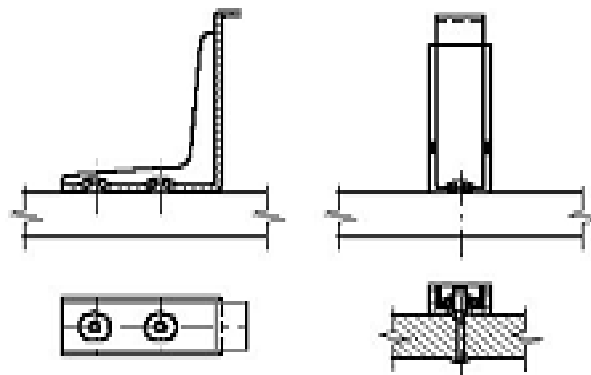


Fig 4-3 Connecteur en équerres

4-6 Connecteur en butées :

Leur utilisation plutôt rare, essentiellement dans les ponts, pour l'introduction locale d'efforts rasants ; Il ne permettent pas la redistribution des efforts rasants.

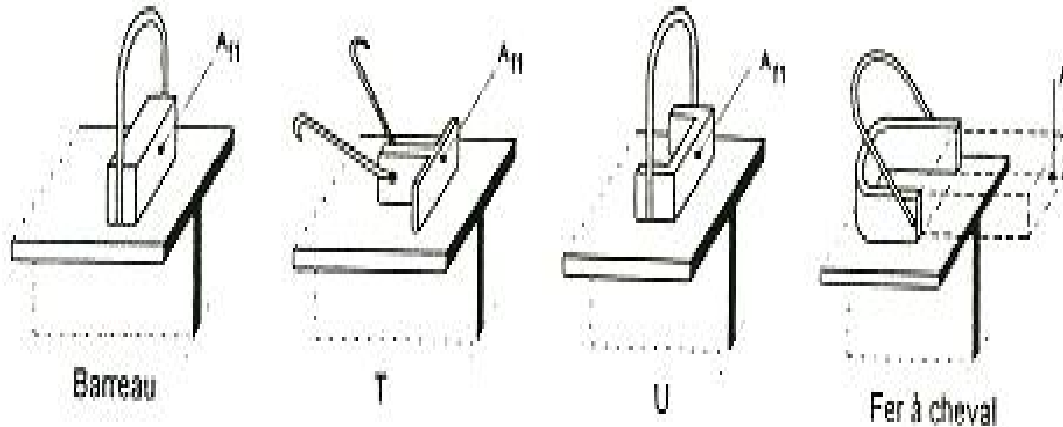
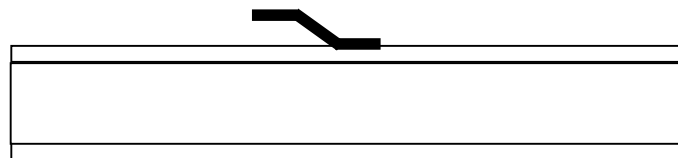


Fig 4-4 Connecteurs en butées

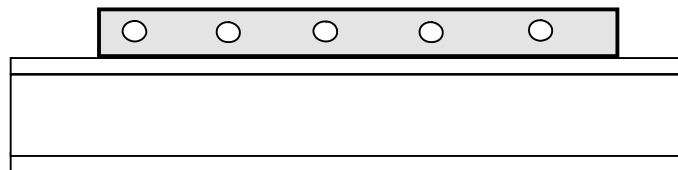
L'essor de la construction mixte a conduit les fabricants à développer des formes très simples.

D'autres types des connecteurs sont actuellement à l'étude dans notre laboratoire qui fera l'objet de thèse dans le proche avenir.

On peut citer les connecteurs en forme de « S » fabriqués à partir de l'acier d'armature de béton de diamètre 16 mm (figure 4-5-a) .d'autre type de connecteur appelé « connecteur linéaire en plaque perforée » est constitué d'une plaque métallique comporte des trous uniformément espacés (figure 4-5-b)



(a) connecteur en forme de « S »



(b) connecteur linéaire en plaque perforée

Fig 4-5 : Autres types de connecteurs

4-7 Propriétés des connecteurs

4-7-1 Résistance des connecteurs

La résistance d'un connecteur est la charge maximale appliquée dans la direction considérée (dans la plupart des cas, parallèle à l'interface dalle de béton et poutrelle d'acier) que le connecteur est à même de supporter avant la ruine.

4-7-2 La résistance caractéristique :

C'est la résistance spécifiée en dessous de laquelle on ne doit pas trouver plus de 5 % des résultats expérimentaux. Lorsqu'une valeur minimale garantie de résistance est spécifiée, elle est considérée comme la résistance caractéristique du matériau.

L'eurocode 4 exige :

- pour l'état limite d'utilisation, la valeur de γ_m peut être prise égale à 1,0.
- Pour l'état limite ultime, la valeur de g_m dépend du mode de ruine et doit être prise égale à 1,3 pour l'écrasement du béton et à 1,0 pour la plastification de l'acier.

4-7-2.1 - Goujons à têtes :

L'Eurocode 4 donne comme expression pour la résistance ultime P_{Rd} d'un goujon à tête en présence d'une dalle pleine la condition suivante : faisant intervenir la résistance au cisaillement de goujon et la résistance du béton à l'écrasement

$$P_{Rd} = \text{Min}\{P_{Rd}^1, P_{Rd}^2\} \dots\dots\dots (4-1)$$

Où

$$P_{Rd}^1 = 0,8 \cdot f_u \frac{\left(\frac{p \cdot d^2}{4} \right)}{g_v} \dots\dots\dots (4-2)$$

Est la Résistance au cisaillement du goujon

$$P_{Rd}^2 = 0,29 \cdot d^2 f_u \frac{\sqrt{(f_{ck} \cdot E_c)}}{g_v} \dots\dots\dots (4-3)$$

Est la résistance à l'écrasement du béton

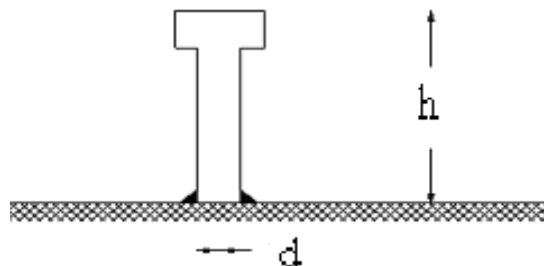


Fig 4-6 Connecteur en goujon à tête

4-7-2.2- Connecteurs en cornières soudées :

Dans le cas des cornières sur la semelle supérieure du profilé, la résistance de calcul d'une cornière soudée est donnée par la formule empirique suivante :

$$P_{Rd} = \frac{10 \cdot L \cdot h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3}}{g_c} \dots\dots\dots (4-4)$$

Avec :

L : longueur de la cornière.

h : hauteur de la cornière.

Pour s'opposer au soulèvement de la dalle lorsque la poutre fléchit, une armature filante doit traverser l'aile de la cornière, son diamètre minimum est pris égal à :

$$\Phi_{min} \geq \sqrt{\frac{0,4 \cdot P_{rd} \cdot g_s}{\rho \cdot f_{sk}}} \dots\dots\dots (4-5)$$

f_{sk} : limite élastique caractéristique de l'armature.

γ_s : facteur partiel de sécurité.

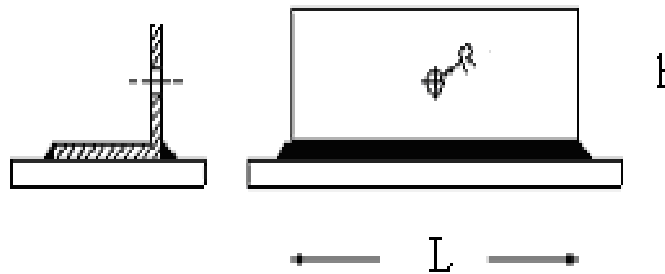


Fig 4-7 Connecteur en cornière

4-7-2.3- Connecteurs en boulons :

Pour ce type de connecteurs ; Il convient de prendre comme valeur de calcul même la résistance au glissement par boulon :

$$P_{Rd} = \frac{\mu F_{PrCd}}{g_v} \dots\dots\dots (4-5)$$

F_{PrCd} : l'effort de précontrainte dans les boulons.

μ : Coefficient de frottement qui peut être pris égale à 0,50. pour t_f ≤ 10 mm et à 0,55 pour t_f ≤ 15 mm.

γ_c : coefficient partiel de sécurité = 1,25.

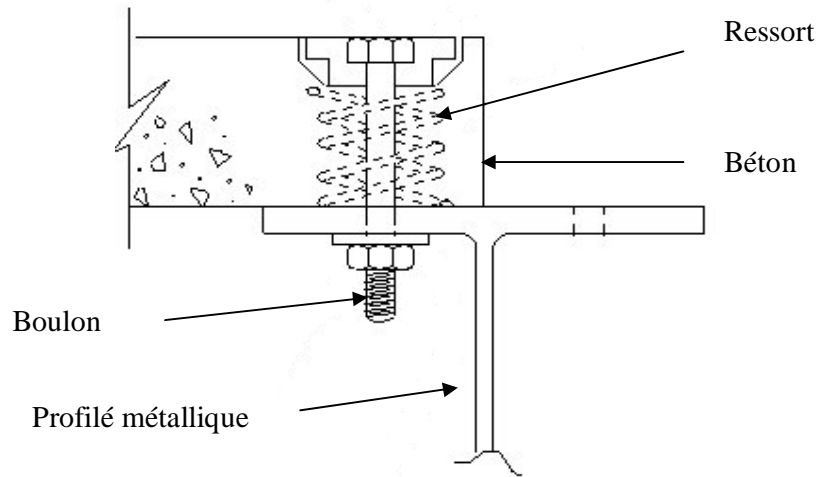


Fig 4-8 Connecteur en boulons

Il faut remarquer que dans le cas de nos essais les boulons utilisés comme goujon ont été soudés sur la semelle du profilé métallique leur résistance théorique a été calculée comme pour les connecteurs en goujon à tête leur comportement dans ce cas est totalement différent du comportement du boulon à haute résistance utilisé comme tel.

Pour les autres types de connecteurs l'euro code 4 contient les expressions de calcul de leurs résistance.

4-7-3 mode de chargement des connecteurs

Dans le cas d'une poutre mixte, complètement connecté travaillant dans le domaine élastique, le flux de cisaillement (force de cisaillement par unité de longueur) entre la dalle en béton et le profilé métallique peut être calculé à l'aide de la formule :

$$V_{el} = \frac{T \cdot S_c}{I_b \cdot n_{el}} \dots\dots\dots (4-6)$$

où:

Il résulte que les forces de cisaillement longitudinal à reprendre par la connexion vont dépendre de l'effort tranchant qui est présent.

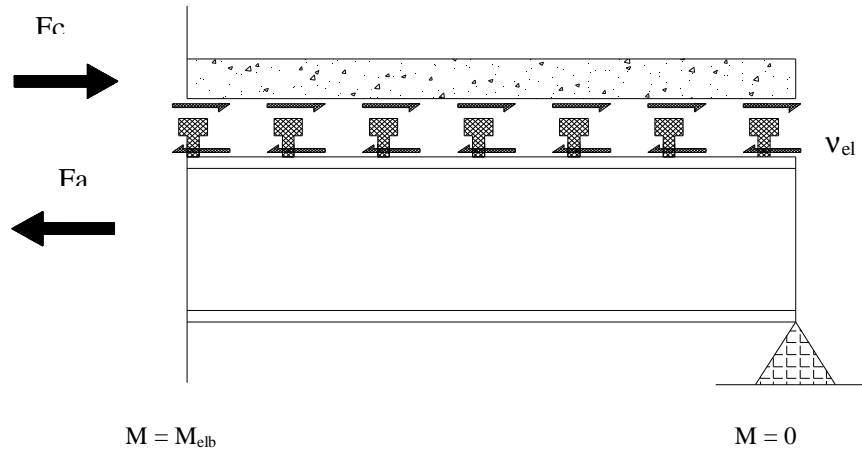


Fig 4-9 efforts agissant sur l'interface acier-béton

Il faut mentionner que les efforts rasants ne sont pas créés uniquement par les efforts tranchants, mais aussi par d'autres types d'actions, tels que l'introduction de la précontrainte, le retrait du béton ou une variation de température.

La vérification (ou le dimensionnement) d'un connecteur se fait alors en comparant la valeur de dimensionnement de l'effort rasant V_d qu'il doit reprendre à sa résistance ultime au cisaillement P_{rd} .

4-8 mode de déformation des connecteurs et mode de ruine possibles :

Au stade ultime de chargement, lorsqu'une rotule plastique est formée, il est fort probable que les connecteurs d'extrémité vont se déformer de manière importante.

L'effort principal agissant sur un connecteur est un cisaillement direct ; Les connecteurs vont vraisemblablement se déformer selon une forme caractéristique en "S" [17] ; ce type de déformation peut être visualisé dans le cas où les connecteurs sont ductile figure 4-10

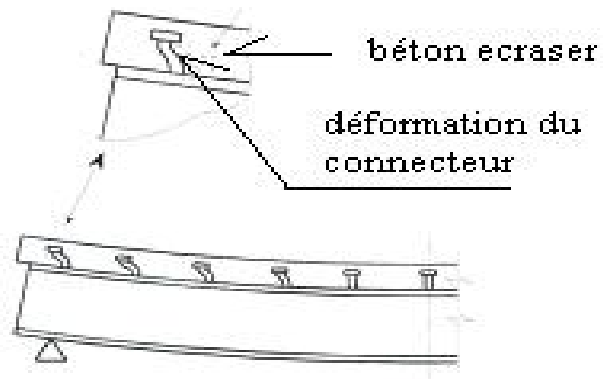


Fig4-10 mode de déformation des connecteurs

L'effort principal repris par le béton est une force de pression diamétrale au contact du bord du connecteur. Le béton dans cette zone est susceptible de s'écraser en permettant la déformation en flexion du connecteur.

Il est également vraisemblable qu'il existe une traction directe sur le connecteur. La différence de rigidités en flexion de la dalle et du profilé, combinées avec la déformation des connecteurs, provoque une tendance de la dalle à se séparer du profilé.

En effet, dans les essais qu'on a effectué on a constaté cette tendance.

Dans la partie expérimentale au chapitre 5 nous donnons les différents modes de ruine observés expérimentalement.

Dans la plupart des poutres mixtes, les connecteurs sont répartis le long du profilé et apportent donc leur résistance vis-à-vis du cisaillement longitudinal seulement de manière locale au niveau de la semelle supérieure.

4-9. Classification des connecteurs :

Malgré la grande diversité des connecteurs on peut distinguer deux catégories des connecteurs les connecteurs ductiles et les connecteurs non ductiles.

Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse simplificatrice d'un comportement parfaitement plastique de la connexion en cisaillement figure 4-11-a.

Les goujons à tête de diamètre inférieur à 22mm et d'une longueur d'au moins quatre fois le diamètre, sont considérés comme ductiles.

D'autres connecteurs sont considérés comme ductiles : les boulons HR, les cornières soudées à aile élancée et les cornières formées à froid et clouées au pistolet.

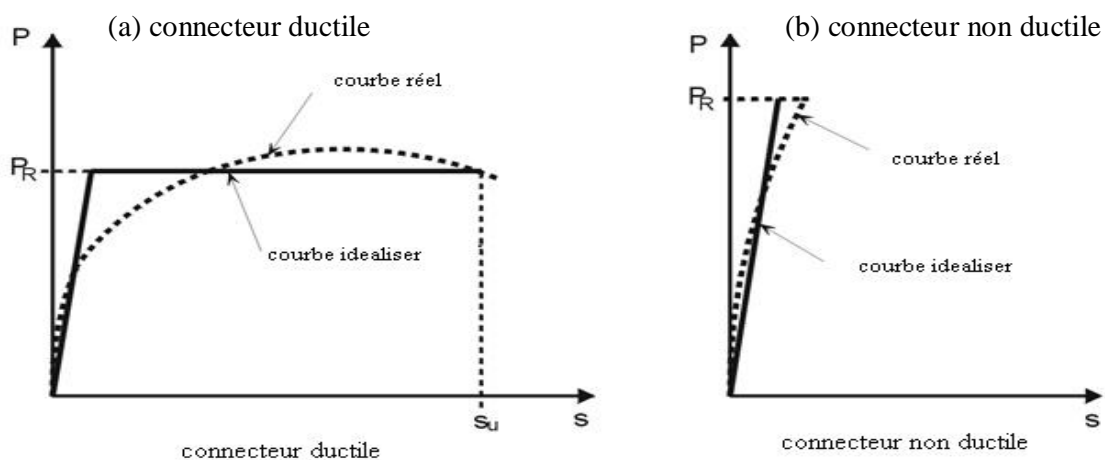


Fig 4-11 : courbes contrainte déformation des connecteurs ductile et non ductile

Les connecteurs non ductiles de type fragile comme la montre la figure 4-11-b on constate une branche élastique se terminant par une rupture brusque aux alentours de la résistance PRd des connecteurs.

4-10 Comportement mécanique des connecteurs :

Le comportement et la résistance des connecteurs sont examinés et mesurés au moyen d'essais. Ces essais donnent des courbes charge-glissement, comme le montre la figure 4-12 pour les connecteurs de type goujons. Le comportement est caractérisé par une rigidité sous le petit chargement (dans des conditions de service) et par les grandes déformations sous chargements élevés dans les cas ultimes.

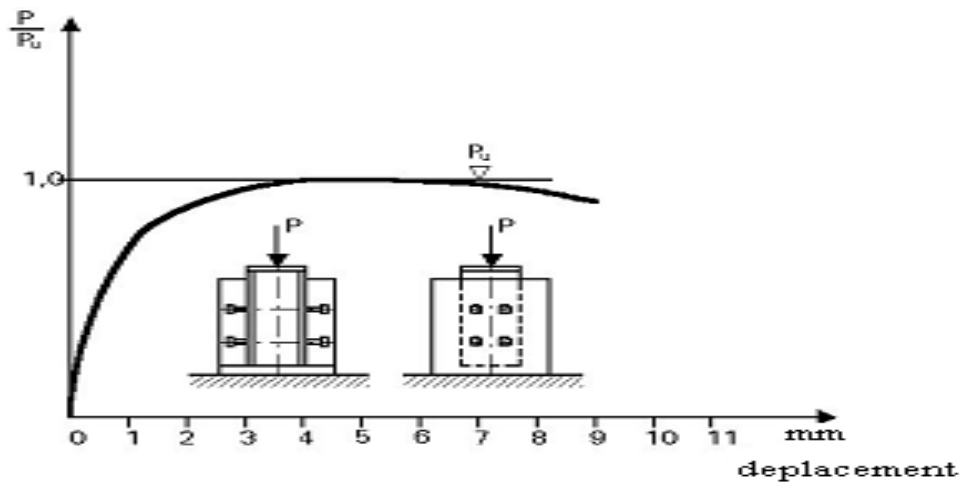


Fig 4-12 courbe de chargement-déformation obtenu d'un essai Push-out [18]

Pour les connecteurs non flexibles on remarque sur la courbe que le comportement est plutôt élastique avec l'absence du plateau plastique.

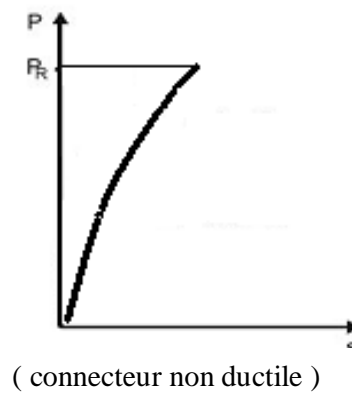


Fig 4-13 Courbe charge déplacement d'un connecteur non ductile

En ce qui concerne les poutres mixtes sollicitées en flexion, le comportement des connecteurs est illustré par la figure 4-12, pour le cas des connecteurs rigides et flexibles ; La distribution du cisaillement est linéaire avec un comportement élastique de la poutre mixte.

Dans le cas où le moment ultime est atteint, la distribution du cisaillement le long de la poutre, devient non linéaire, les connecteurs d'extrémités vont subir des déformations importantes.

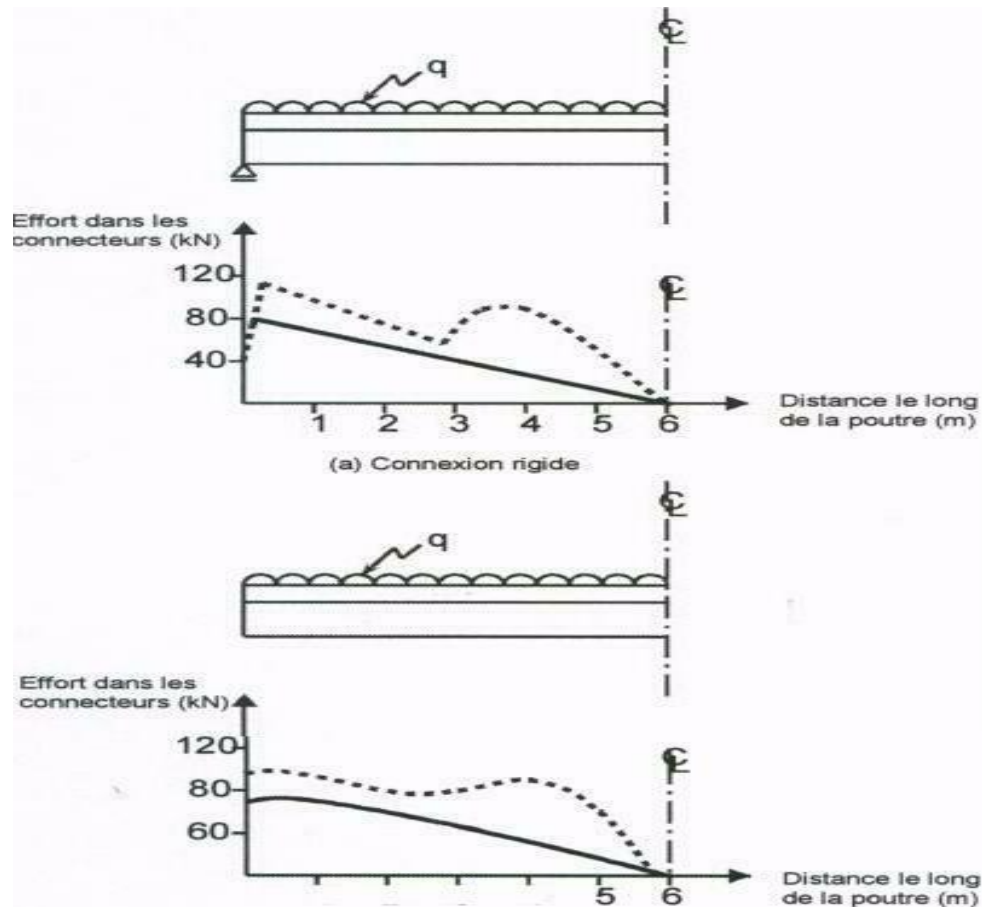


Fig 4-14 Comportements des connecteurs et déplacement le long de la poutre

On peut montrer, à titre d'exemple, la ruine des connecteurs d'une poutre mixte sollicitée sous charge dynamique(figure4-15), les goujons situés à l'extrémité de la poutre ont cédé complètement et ceux situés au milieu de la poutre ont subi une détérioration visible, mais n'ont pas été entièrement cisailés. Ce qui explique clairement que les zones critiques de cisaillement des connecteurs sont situées à l'extrémité des poutres, Au niveau des appuis, confirmant ainsi L'hypothèse de grande déformation pour les connecteurs de rive

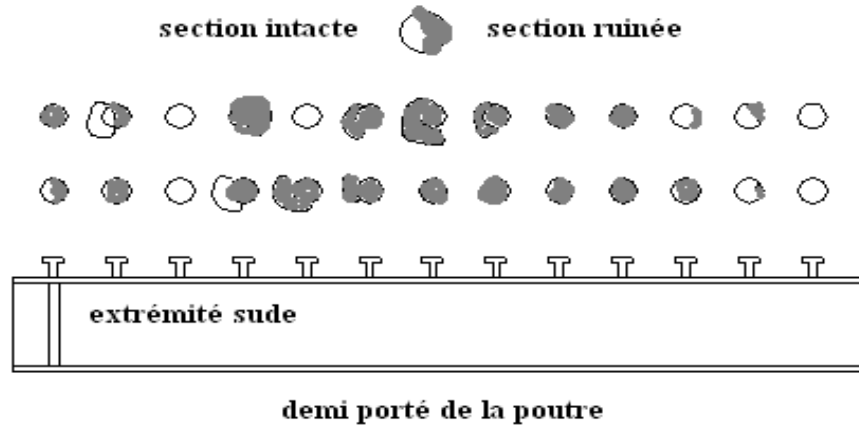


Fig 4-15 : ruine des connecteurs sous chargement dynamique

4-11 Résistance ultime du connecteur dans le cas d’une connexion complète :

La résistance ultime du connecteur dépend du mode de rupture de la connexion qui s’effectue soit par écrasement du béton, soit par cisaillement du connecteur.

Les paramètres influençant le mode de ruine sont :

- La surface de contact béton – connecteur.
- La résistance de compression du béton f_{c28} .
- Le module d’élasticité E_c du béton.
- La section A_D du connecteur.
- La résistance élastique à la traction f_y du connecteur.

La résistance ultime au cisaillement d’un connecteur « P_{Rd} » est prise égale à la plus petite des valeurs de la résistance à l’écrasement du béton et à la résistance au cisaillement des connecteurs ; La densité des connecteurs influence considérablement ces résistances, comme on va le voir dans le chapitre suivant avec les essais « Push-out » qu’on a réalisé

4-12 -1 Calcul élastique à la connexion:

Dans le calcul élastique d’une section mixte, l’effort rasant par unité de longueur dépend directement de l’effort tranchant et des caractères mécaniques et géométriques de la section, il se calcul par la formule suivante :

$$V_{el} = \frac{T \cdot S_c}{I_b \cdot n_{el}} \dots\dots\dots(4-6-1)$$

Les connecteurs doivent respecter la condition ci-dessous qui fait intervenir le nombre de connecteurs et un facteur partiel de sécurité

$$V_{el} \leq N_f \cdot P_r / g_r \dots\dots\dots(4-6-2)$$

4-13 Calcul plastique de la connexion:

Lorsque la section mixte est calculée en plasticité, Le principe d'application est très simple ; Les connecteurs doivent résister à l'effort rasant à l'état ELU de la poutre mixte. La résistance des connecteurs est calculée pour un tronçon de la longueur de la travée, il doit transmettre un effort qui permet à la section mixte de se plastifier.

Le calcul se fait pour des tranchants critiques suivant la position de l'axe neutre :

$$F_{vi} : \text{Effort rasant doit être : } F_{vi} \leq n_i \cdot P_r$$

n_i : nombre des connecteurs.

4-14 Connexion partielle :

Dans le cas d'une connexion partielle le calcul est réalisé suivant trois méthodes : la méthode simple ; la méthode générale et la méthode d'interaction partielle. Dans ce qui va suivre, nous allons faire une présentation générale de ces méthodes.

4-14-1 La méthode simple:

Dans chaque portée de cisaillement adjacente à la section transversale considérée, le nombre de connecteur, est obtenu par l'expression suivante :

$$N \geq N_f \cdot \frac{(M_{Rd} - M_{a,Rd})}{(M_{Rd}^{red} - M_{a,Rd})} \quad \text{et} \quad N/N_f \geq 0,4 \quad \text{Pour : } L \leq 5$$

$$\text{et} \quad N/N_f \geq 0,5 \quad \text{Pour : } L > 5 \dots\dots (4-7)$$

Le rapport N/N_f désigne le degré de connexion .

4-14-2- La méthode générale:

Dans le cas de cette méthode, le nombre minimum de connecteurs N , à poser dans chaque portée de cisaillement est égale à :

$$N_i = F_{vi} / P_r$$

Si : $M_{Rd} < M_c$, si le moment résistant est inférieur au moment critique .

$$N \leq N_R \cdot M_{Rd} / M_c \quad \text{avec: } N_c = V_c / P_r \dots\dots\dots(4-8)$$

Si : $M_c \leq M_{Rd} \leq M^{red}_{Rd}$.

$$N \geq N_f + \frac{(M_{Rd} - M_c)}{(M^{red} - M_c)} [N_f - N_e] \dots\dots\dots (4-9)$$

4-14-3- La méthode d'interaction partielle :

Le principe de calcul de cette méthode est basé sur le calcul du rapport du moment M^{red}/M_{Rd} dans chaque cas de degré de connexion N/N_f en utilisant le diagramme des contraintes et de glissement relatif. Pour les connecteurs les plus utilisés, on peut citer :

4-15 Etude de l'influence de la nature de la connexion sur le comportement des poutres mixtes :

Afin de montrer l'influence de la nature de la connexion sur le comportement global d'une section mixte, nous allons exposer les méthodes de calcul présentées dans le paragraphe précédent.

4-15-1 Méthode de calcul :

4-15-1 a- Méthode simple : Cette méthode est basée sur l'interpolation entre le moment M_{pl} de la section mixte Acier-Béton avec une connexion complète, et le moment $M_{a,pl}$ du profilé métallique seul.

Pour obtenir une connexion complète, le nombre de connecteur calculé dans chaque demi-portée doit être égale :

$$N = V^{Rd} / P_{Rd} \dots\dots\dots (4.1).$$

Le moment résistant de la poutre est calculé comme suit :

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + \frac{N}{N_f} \cdot (M_{pl,Rd}^+ - M_{apl,Rd}) \dots\dots\dots (4.2).$$

Le rapport N/N_f est désigné comme le degré de connexion de la longueur critique concernée. C'est évidemment le degré de connexion le plus faible. Le nombre de connecteur dans chaque longueur critique est déterminé dans les cas suivants :

Pour : $N/N_f = 0$ le moment résistant est égal au moment résistant du profilé seul.

Pour : $N/N_f = 1$ le moment résistant est égal au moment résistant de la section mixte.

Pour : $0 < N/N_f < 1$ cas de connexion partielle.

Dans ce paragraphe, on va appliquer cette méthode pour déterminer l'influence de la connexion sur le comportement des poutres mixtes. Pour cela, on prendra une poutre composée d'un profilé en acier S 235 de type IPE 300, avec une dalle en béton de hauteur $h_c = 100$ mm, de largeur participante $b_{eff} = 1650$ mm

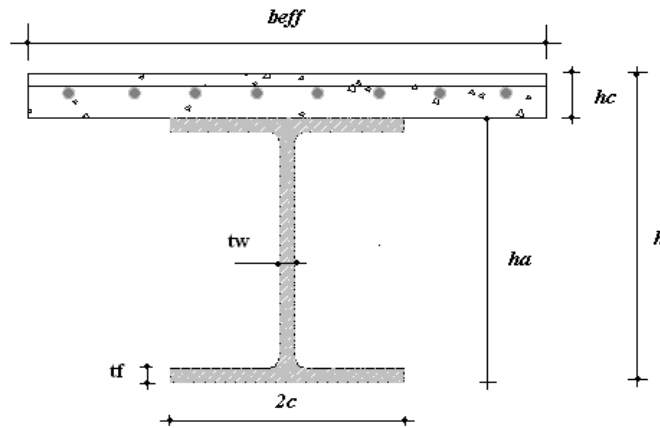


Fig 4-16 : Annotation de calcul

Le tableau 4-1 résume les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre mixte :

poutres	Fck	Fy	γ_c	γ_a	t_f	t_w	b	A_a	hc	ha	Za	h_t	Beff<	η_{pl}
IPE300	20	235	1,5	1	11	7,4	150	5380	100	300	150	400	1650	16,6

Tableau 4-1 : caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre mixte

Pour le calcul nous avons varié le degré de connexion, les résultats obtenus sont donnés sur le tableau 4-2 et traduit sur la figure 4-17

	N/Nf	Ac	Fa	Fb	Zb	Mpl rd +	Wpl	M^+_{aplr}	$M^+_{plrd(red)}$	$M^+_{aplr} / M^+_{plrd(red)}$
IPE300	0	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	142861136	0,523
IPE300	0,1	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	155908580	0,570
IPE300	0,2	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	168956024	0,618
IPE300	0,3	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	182003467	0,666
IPE300	0,4	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	195050911	0,714
IPE300	0,5	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	208098355	0,761
IPE300	0,6	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	221145799	0,809
IPE300	0,7	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	234193243	0,857
IPE300	0,8	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	247240687	0,905
IPE300	0,9	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	260288131	0,952
IPE300	1	165000	1264300	1870000	67,610	273335575	607919,73	142861136	273335575	1

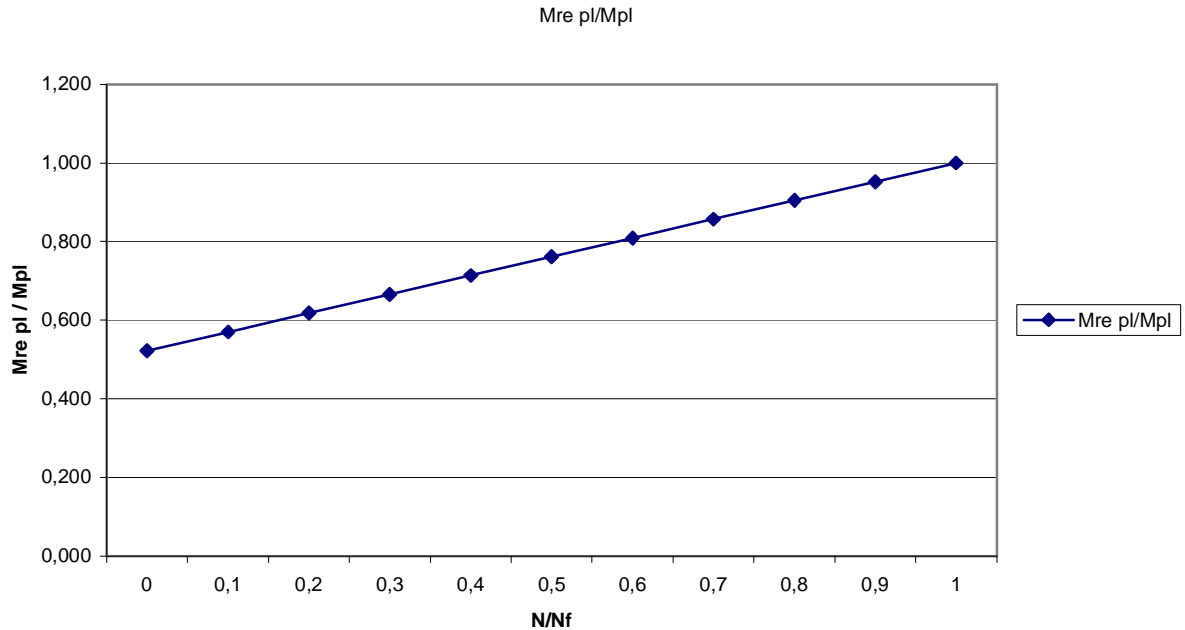


Fig 4-17 variation du rapport $M_{re\ pl} / M_{pl}$ d'une poutre mixte en fonction du degré de connexion. Méthode simplifiée

On peut remarque sur la figure 4-17 que le rapport N/N_f est proportionnel au degré de connexion comme on peut constater que dans le cas d'une connexion complète le rapport est quasiment le double de celui d'une connexion nulle.

On peut remarquer aussi que le gain en résistance est aussi important entre $N/N_f = 0,5$ et $N/N_f = 1$, qui peut se chiffrer à 30 %

4-15-1-b- Méthode d'interaction partielle :

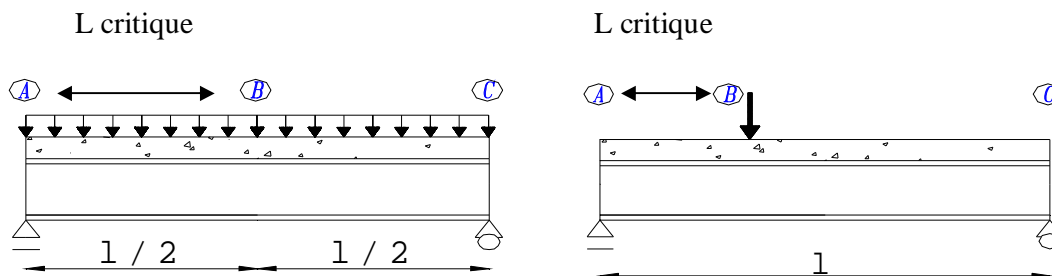


Fig 4-18 Schéma de la poutre étudiée

Pour l'application de cette méthode on considère que :

- La section transversale critique est la section du moment maximal.
- La longueur critique est située entre deux sections critiques.

Ceci nous permettra de réaliser une courbe de moment réduit, de la section mixte, en fonction du degré de connexion. Pour cela, on prendra une poutre simplement appuyée uniformément chargée ou bien sollicitée pour une charge concentrée.

L'application de la méthode, exige le calcul de la position de l'axe neutre

On considère que chaque connecteur développe sa résistance au cisaillement. La force de cisaillement longitudinale au niveau de la longueur critique (l_i) : étant égale à :

$$V = N.P_{Rd} \dots\dots\dots (4-12).$$

La profondeur du bloc béton correspond à:

$$Y_c = V_i / [0,85 f_{ck} b_{eff} / g_c] \dots\dots\dots (4-13).$$

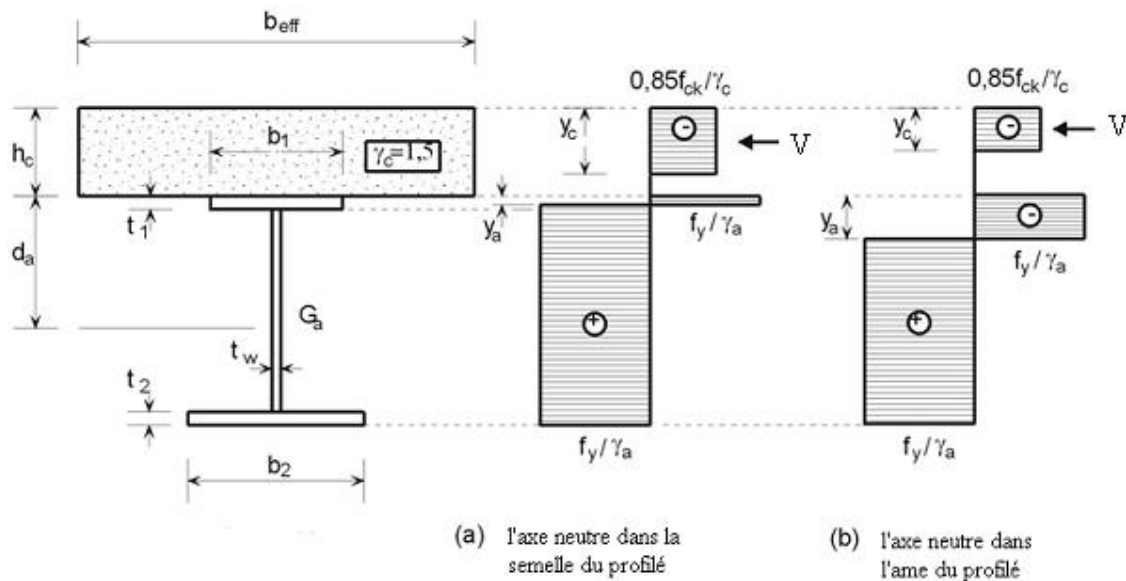


Fig 4-19 Equilibre des forces et positions de l'axe neutre

La position de l'axe neutre dans la section transversale est obtenue à partir de l'équilibre des forces de traction au niveau du profilé métallique.

Le moment peut être calculé dans le cas suivant :

1- Axe neutre au niveau de la semelle supérieure du profilé :

$$Y_a = [A_a.(f_y / g_a) - V] / [2.(f_y / g_a)] \quad \text{et} \quad Y_a \leq t_y \dots\dots\dots (4-14)$$

$$M_{Rd} = V.(h_c + d_a - Y_c / 2) + 2.b.Y_a.(f_y / g_a)(d_a - Y_c / 2) \dots\dots\dots (4-15)$$

2- Axe neutre au niveau de l'âme du profilé

$$Y_a = [(A_a + 2.t_f.t_w - 2b_i.t_f).(f_y / g_a) - V] / [2.t_w.(f_y / g_a)] \dots\dots\dots (4-16)$$

$$M_{Rd} = V(h_c + d_a - Y_c / 2) + 2 \cdot b \cdot t_f \cdot (f_y / g_a) (d_a - t_1 / 2) + t_w \cdot (Y_a - t_f) (f_y / g_a) (2 \cdot d_a - Y_a \cdot b_1) \dots (4-17)$$

Par conséquent, un rapport bien défini entre le moment et le nombre de connecteurs NB : C'est à dire le moment peut être déduit analytiquement en introduisant les équations : (4-12) et (4-13) en (4-14) et (4-15) et (4-16) en (4-17).

On peut obtenir quatre possibilités :

- $N = N_f$: Connexion complète.
- $N = 0$: Pas de connexion.
- $0 < N < N_f$: Connexion partielle.
- $N = N_I$: Un cas particulier où $Y_a = t_f$, la deuxième dérivée de la fonction s'annule, la courbe de la figure (4.*) représente la fonction M en fonction du degré de connexion, sur laquelle :

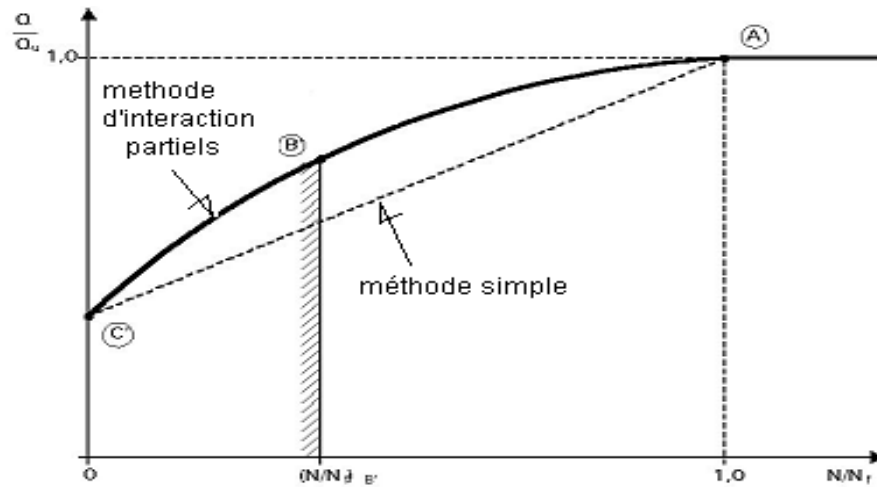


Fig 4-20 variations de la résistance plastique d'une poutre mixte en fonction du degré de connexion

on distingue deux parties :

La partie 1- c-b : correspond à l'équation 06 : Axe neutre au niveau de la semelle supérieure du profilé ;

La partie 2- b-c : correspond à l'équation 08 : Axe neutre au niveau de l'âme du profilé

On constate que les deux méthodes donnent une résistance de la poutre mixte proportionnelle au degré de connexion.

4-15. modélisation de la distribution du glissement

La difficulté de la modélisation du comportement des poutres mixtes réside dans l'introduction du (mouvement relatif ,glissement) qui peut exister entre la dalle en béton et le profilé métallique.

Nous présentons ici deux modèles de calcul prenant en compte le glissement

- Le modèle développé par Adekola en 1968 et amélioré par le J . Lebet en 1987 [18] ;
- le modèle développé par J.M Aribert en 1997 [19].

Les deux modèles permettent le calcul du glissement relatif dans les poutres mixtes acier-béton, en utilisant le concept de la connexion partielle .

4-15.1 Le modèle d'Adekola [1968] et Lebet [1987][18]

4-15.1.a - l' hypothèse :

Le modèle est établi à partir de la théorie des poutres. Le frottement à l'interface entre les deux matériaux ; acier et béton est négligé, leurs courbures sont considérées identiques (pas de soulèvement). Le béton de la dalle, ainsi que l'acier du profilé, ont un comportement élastique linéaire. Les armatures de la dalle en béton armé sont négligées. La connexion est supposée continue (uniformément distribuée) et engendre une force de cisaillement répartie v [N/m] le long de l'interface (effort de la dalle sur le profile), telle que

$$v(x) = KS(x) = -N_b'(x). \quad \dots\dots\dots(4-18)$$

où K [N/m²] est la rigidité surfacique de la connexion, , et $s(x)$ le glissement à l'abscisse x défini par $S(x) = S_{dalle} - S_{acier} \quad \dots\dots\dots(4-19)$

4-15.1.b - Formulation du modèle :

Le champ de déformation longitudinale et le champ de contrainte normale de la poutre s'expriment de la manière suivante (figure 4.21) :

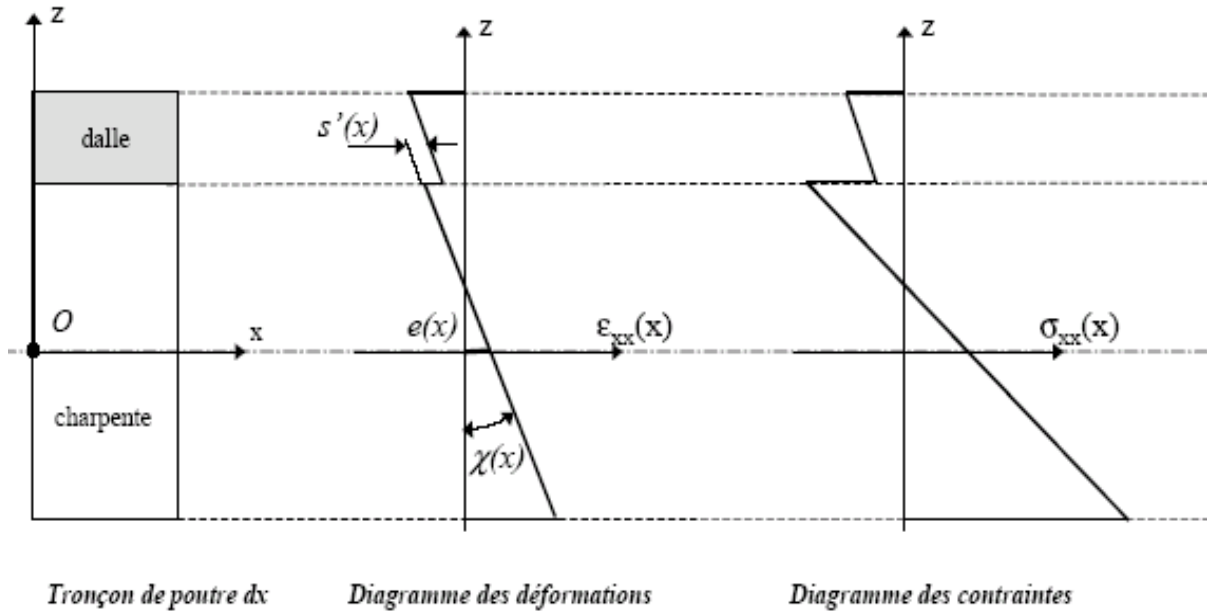


Fig- 4-21 Diagrammes contrainte et déformation d’une section mixte

sur la charpente, $\epsilon_c(x, z) = e(x) + z.\chi(x)$ $\sigma_c(x, z) = E_c.\epsilon_c(x, z)$
 sur la dalle, $\epsilon_b(x, z) = e(x) + z.\chi(x) + s'(x)$ $\sigma_b(x, z) = E_b.\epsilon_b(x, z)$

$e(x)$: déformation longitudinale de la fibre correspondant au centre de gravité du profilé .

$\chi(x)$: la courbure

$s(x) = ds(x) / dx$: taux de glissement.

4-15.1.c- Déformation et contrainte de glissement :

En notant « d » la distance entre le centre de gravité du profile et celui de la dalle, nous avons :

$$e_b(x) = e(x) + d.\chi(x) + s'(x) \dots\dots\dots(4-20)$$

Les efforts généralisés au sein de la poutre sont :

$$N(x) = -\int_{\Omega} \sigma(x, z)d\Omega \text{ et } M(x) = -\int_{\Omega} z.\sigma(x, z)d\Omega \dots\dots\dots(4-21)$$

$$\text{Avec } N(x) = N_c(x) + N_b(x) = 0 \dots\dots\dots(4-22)$$

$$M(x) = M_{c\text{em}O}(x) + M_{b\text{em}O}(x) \dots\dots\dots(4-23)$$

La combinaison des équations permet d'exprimer les déformations et la courbure en fonction des efforts généralisés :

$$e_b(x) = -\frac{N_b(x)}{E_b \cdot A_b} \quad e(x) = \frac{N_b(x)}{E_c \cdot A_c} \quad \chi(x) = -\frac{M(x) - d \cdot N_b(x)}{E_c \cdot I_c + E_b \cdot I_b} \quad \dots\dots(4-24)$$

L'isolement d'un tronçon de la dalle en béton armé met en évidence

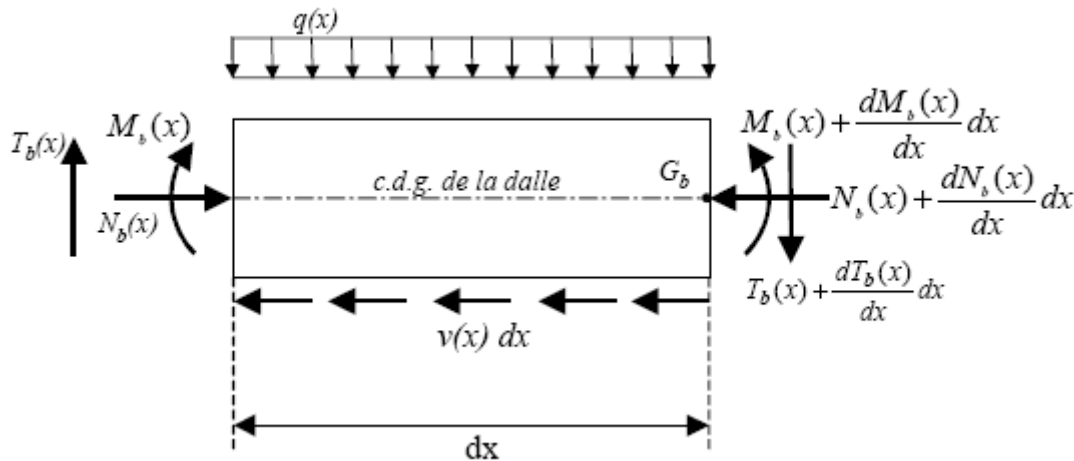


Fig- 4-22 modèle d'Adekola et Lebet

L'introduction de ces trois expressions dans l'équation 1 donne :

$$S'(x) = -\left(\left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} \right) + \frac{d^2}{(E_a I_a + E_c I_c)} \right) N(x) + \frac{d}{(E_a I_a + E_c I_c)} M(x) \quad \dots\dots(4-25)$$

La solution de l'équation est :

$$S(x) = A_1 \cosh(ax) + B_1 \sinh(ax) - \frac{b_1}{a^2} T(x) \quad \text{Lebet (1987)} \quad \dots\dots(4-26)$$

$$N_b(x) = A_2 \cosh(ax) + B_2 \sinh(ax) + \frac{b_2}{a^2} M(x) + d_2 \quad \text{Adekola (1968)} \quad \dots\dots(4-27)$$

4-15-2 Le modèle d'Aribert (1997) [19] .

L'auteur utilise le même principe et les mêmes hypothèses que Adekola (1968), mais dans la démonstration de l'équation de glissement il utilise par contre l'équation du moment en se basant sur l'équation de l'Eurocode 4 :

l'équilibre des moments donne

$$M(x) = M_a(x) + M_c(x) + d F(x) \dots \dots \dots (4-28)$$

Par conséquent :

$$M(x) = (E_a I_a + E_c I_c) \frac{d^2 \eta(x)}{dx^2} + d \cdot F(x) \dots \dots \dots (4-29)$$

Et

$$- F(x) = N P_{Rd} \frac{2x}{L} \dots \dots \dots (4-30)$$

N : nombre de connecteur dans la demi portée de la poutre.

P_{Rd} : résistance d'un connecteur.

$$- M(x) = p x (L-x)/2 \dots \dots \dots (4-31)$$

P : Chargement.

L : longueur de la poutre

L'équation suivante est obtenue à partir des quatre équations précédentes :

$$\frac{ds(x)}{dx} + bx - gx(L-x) = 0 \dots \dots \dots (4-32)$$

avec

$$b = \frac{2(1+a)d^2 N \cdot P_{Rd}}{(E_a I_a + E_c I_c)} \dots \dots \dots (4-33)$$

$$a = \left(\frac{1}{E_a A_a} + \frac{1}{E_c A_c} \right) \frac{E_a I_a + E_c I_c}{d^2} \dots \dots \dots (4-34)$$

et

$$g = P \frac{d}{2(E_a I_a + E_c I_c)} \dots \dots \dots (4-35)$$

l'équation de glissement est donnée par :

$$S(x) = -g \frac{x^3}{3} + (gL - b) \frac{x^2}{2} + b \frac{L^2}{8} - g \frac{L^3}{12} \dots \dots \dots (4-36)$$

4-16 la comparaison entre les deux modèles:

	Adekola et Labet	Aribert
modèle	Poutre reposant sur deux appuis uniformément chargés	Poutre reposant sur deux appuis uniformément chargés
sollicitation	Flexion plane	Flexion plane
Forme générale du glissement	$S(x) = \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{EA} + \frac{d^2}{(EI_a + EI_c)} \right) N_b(x) + \frac{d}{(EI_a + EI_c)} M(x)$	$S(x) = \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{EA} + \frac{d^2}{(EI_a + EI_c)} \right) F(x) + \frac{d}{(EI_a + EI_c)} M(x)$
Hypothèses	<ul style="list-style-type: none"> $(x) = KS(x) = -Nb'(x).$ 	<ul style="list-style-type: none"> $F(x) = N P_{Rd} 2 X / L$ $M(x) = p x (L-x)/2$
solution	Lebet : $S(x) = A_1 \cosh(ax) + B_1 \sinh(ax) - \frac{b_1}{a^2} T(x)$ Adekola : $N_b(x) = A_2 \cosh(ax) + B_2 \sinh(ax) + \frac{b_2}{a^2} M(x) + d_2$	Aribert : $S(x) = -g \frac{x^3}{3} + (gL - b) \frac{x^2}{2} + b \frac{L^2}{8} - g \frac{L}{12}$

4-16 Calcul du glissement :

Afin de montrer le taux de glissement le long d'une poutre , on réapplique le modèle de J.m Aribert sur une poutre mixte composée d'un profilé laminé IPE 450 en acier S.235 .

Le béton à une résistance $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; Le recouvrement est de 30mm (figure 4-21)

La poutre a une portée égale à 24 m ;

Le nombre de connecteur est obtenu pour une :

- Connexion totale : 48 connecteurs.
- Connexion partielle : 32 connecteurs.

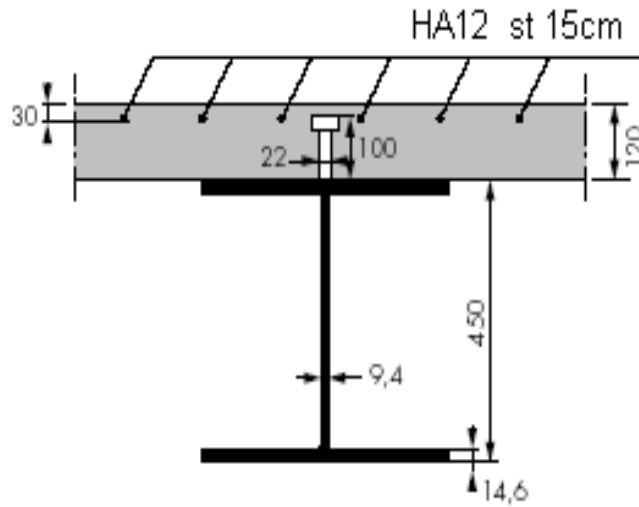


Fig 4-23 Section mixte étudiée

La distribution du glissement sur toute la poutre est représenté par la figure (4-24) :

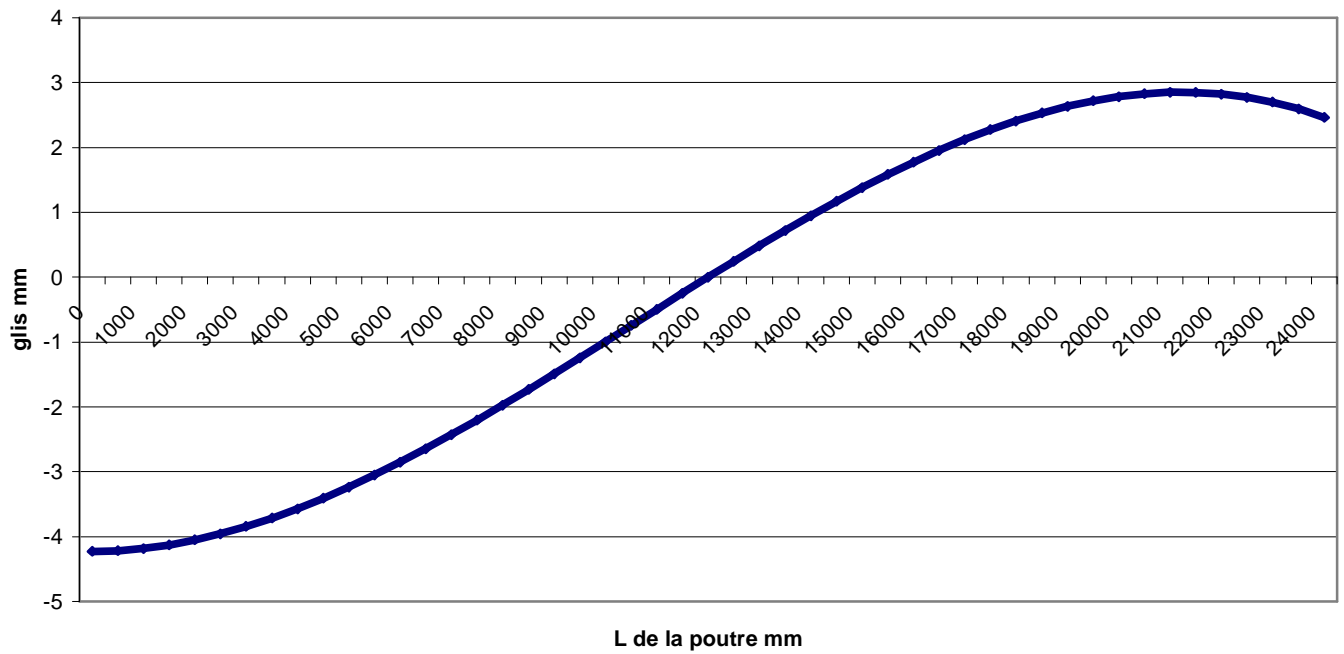


Fig 4-24 Distribution du glissement le long de la poutre mixte calculée

La courbe montre que plus en s'éloigne du milieu de la poutre plus le glissement augmente . D'ailleurs, les essais tirés de la littérature confirment bien ces résultats .

Ceci peut s'expliquer par le fait que l'effort tranchant est maximal aux appuis d'une poutre simplement appuyée .

Il faut remarquer que le taux de glissement est inversement proportionnel au nombre de connecteurs , comme le montre le figure (4.23)

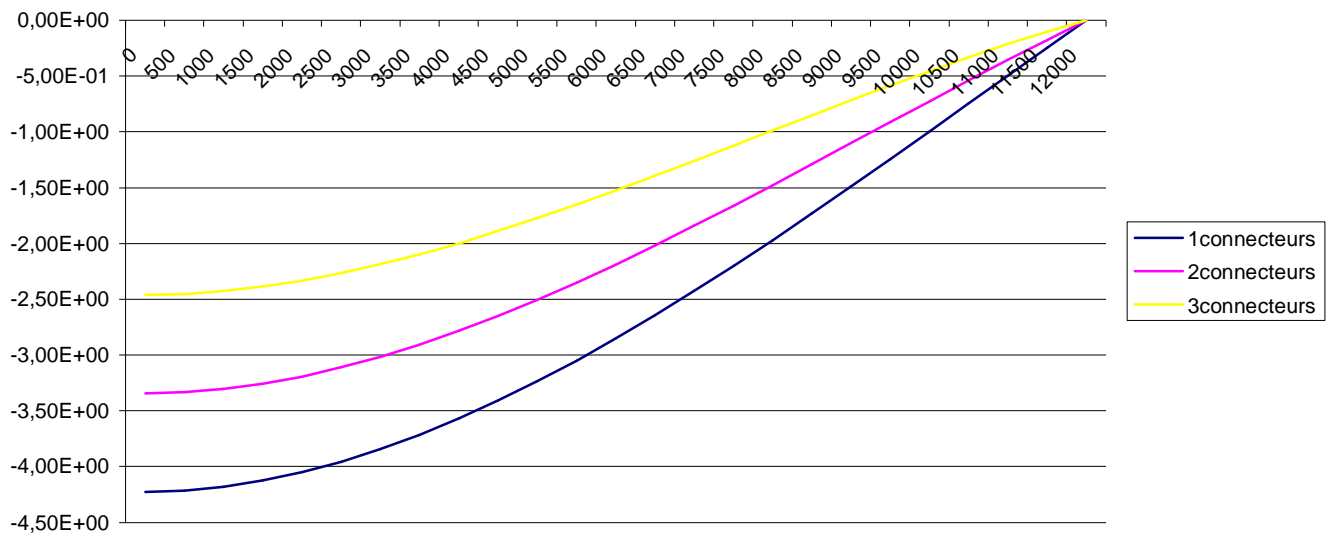


Fig. 4-25 Distributions du glissement le long de la demi porté

4-17. Conclusion

Dans ce chapitre , on a présenté d'abord les différents types de connecteurs utilisés dans les poutres . Le calcul de la résistance de ces connecteurs a été précisé pour les deux types qui vont être utilis's dans nos essais.

Il apparaît que la connexion peut être totale ou partielle . Elle dépend essentiellement du nombre de connecteurs placés dans la longueur critique d'une poutre .La résistance de la poutre varie également avec la nature de la connexion.

Le taux de glissement dépend également du nombre de connecteurs.

Dans le chapitre suivant nous allons montrer le rôle des connecteurs sur l'interface acier - béton , ainsi que l'influence du type du nombre de connecteurs à travers une série d'essais de poussé dite :« Push-out ». La caractérisation de la connexion acier-béton relative à ces essais servira par la suite dans le cadre d'une étude approfondi ; à étudiée le comportement global des poutres mixtes.

Chapitre V :
Etude expérimentale de la connexion
acier - béton essais « Push-out »

Chapitre 5

Etude expérimentale de la connexion acier-béton

Essais « Push-out »

5-1 introduction :

Les recherches sur les constructions mixtes avec des connecteurs de liaison remontent à 1933[8]; cependant, les études sur des goujons soudés utilisés comme connecteurs travaillant au cisaillement n'ont commencé qu'en 1954 [8]. Les travaux expérimentaux réalisés avec des essais statiques et de fatigue d'éprouvettes sollicitées dans la plupart des cas en compression (cisaillement directes des connecteurs ou « Push-out test »), des essais statiques et de fatigue sur poutrelles en double té en flexion, des essais de fatigue sur des goujons isolés et des essais statiques sur poutres de dimensions réelles (dalles en béton armé de plats), suivant le dispositif et les recommandations du règlement européen de constructions mixtes EC04 -1 (ENV 1994-1-1:1992).

Dans ce chapitre la procédure d'expérimentation est réalisé dans le laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures (L.M.S.S)du département de GENIE CIVIL de l'Université de CONSTANTINE, où on a pu réaliser des éprouvettes pour essais push – out ; Composés de profilé métallique HEA140 sur lesquels on a monté des connecteurs et on a coulé deux dalles de béton armé d'épaisseur 15 cm.

Les objectifs de la présente recherche étaient :

- d'observer l'ensemble des effets **exercés par la charge** de cisaillement sur les connecteurs utilisés dans les poutres mixtes. «pour les types sélectionnes »
- de confronter les résultats trouvés expérimentaux avec ceux de la littérature.
- de pouvoir réaliser une simulation du comportement des connecteurs.
- de pouvoir maître au point le processus d'essai « push – out » ; tout en maîtrisant l'emploi des capteurs et les logiciels de traitement des données compatible avec la carte d'acquisition utilisée (PCI-1711/1731).

5-2 Programme expérimental :

5-2.1- Dispositif des essais expérimentaux :

Les types de connecteurs utilisés dans cette recherche sont :

- Les goujons
- Les cornières

Le choix de ces connecteur à été dicté essentiellement par la disponibilité de ces produit et en deuxième lieu par la facilité de réalisation et de montage que se soit en laboratoire ou sur le chantier.

5-2.2- Spécimens d'essais par catégorie et connecteurs utilisés

Deux tests sont réalisés sue le même dispositif seul , les spécimens testés ont les même caractéristiques, seul le type de connecteur change.

Il ont été symbolisés par :

Type 1 noté CG1 connecteur utiliser : goujon

Type 2 noté CC1 connecteur utiliser : cornière

5-2.3- La géométrie des spécimens d'essais :

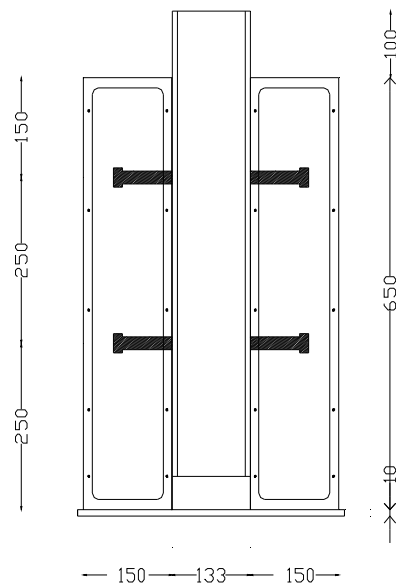
Les spécimens se composent principalement de deux panneaux (dalles) en béton armé de 400 x 650 millimètres avec une épaisseur de 150 millimètres ,coulées sur un profilé laminé , HEA 140, en acier

Le choix des dimension a été dicté par les possibilités surtout géométrique de la machine de compression du laboratoire , ces dimensions sont quasiment semblables à ceux de la littérature.

5-2.4- Spécimen d'essai :

a - Type 1 noté CG1 connecteur en goujon:

— l'éprouvette est représenté sur la figure 5-1 :



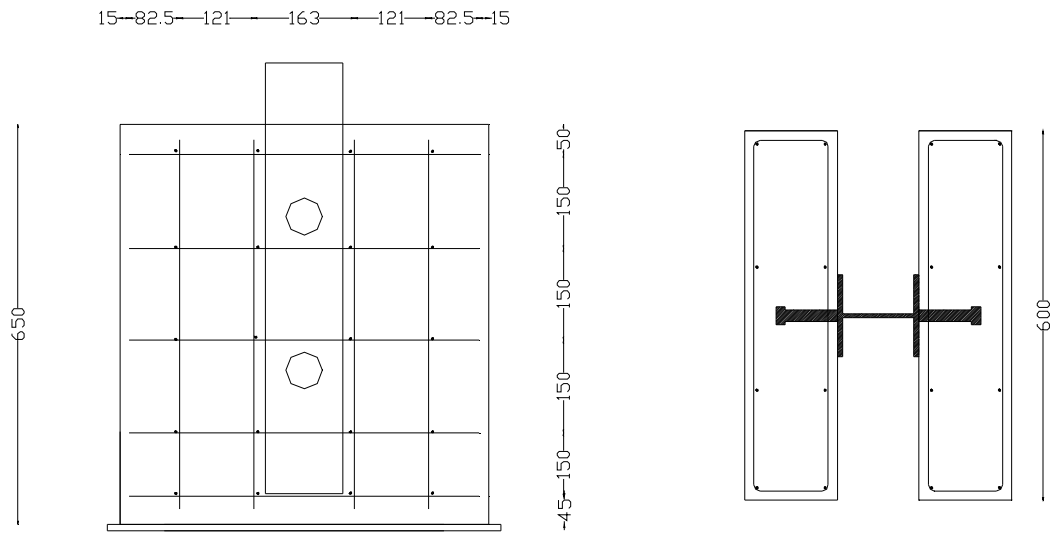
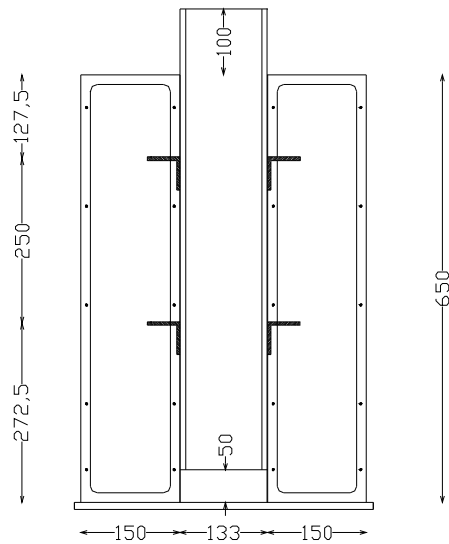


Fig 5-1 Type 1 noté CG1 connecteur en goujon

b - Type 2 noté CC1 connecteur :La cornière

— l'éprouvette est représenté sur la figure 5-2 :



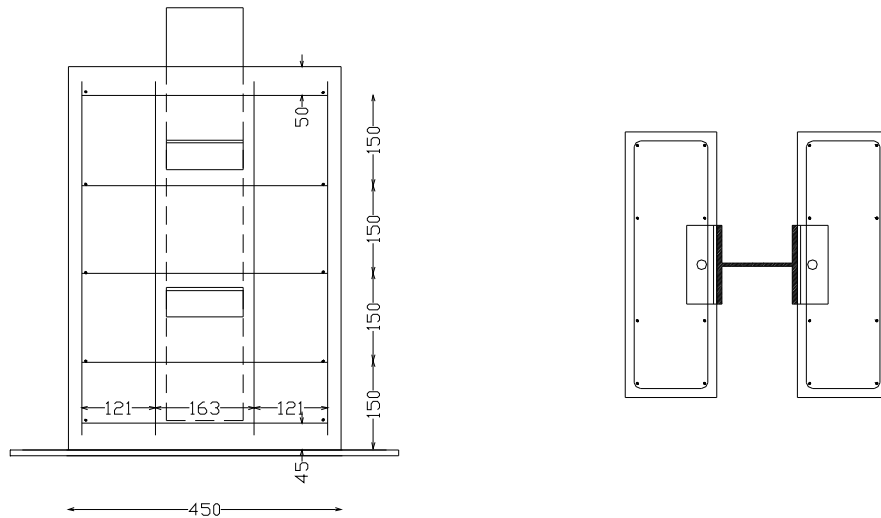


Fig 5-2 Type 2 noté CC2 connecteur en cornière

5-3 matériaux constituant les spécimens :

1- La composition du béton : les dalles en béton armée sont réalisées avec un béton de résistance estimée à 25 MPa donc :

Le calcul des proportions de la composition du béton est fait suivant la méthode du D.O.E (département of environnement road note N°4).

Le but de cette méthode est de déterminer les quantités de ciment, d'eau et d'agrégat nécessaires et qui doivent garantir à la fois une bonne ouvrabilité, résistance, durabilité et économie.

Cette méthode est basée sur les données suivantes:

- Résistance caractéristique du béton $f_{c28}=25\text{MPa}$
- Proportion effective :5%
- Type de ciment
- Type d'agrégats :fin ;gros concassé
- Diamètre maximal. des agrégats $\text{Max}=20\text{mm}$
- Ouvrabilité 10-30mm

Etape de calcul	Référence de calcul	Valeur
-Première étape :		
1-1 Résistance caractéristique 1-2 Standard déviation (écart type)	Spécifié	25N/mm ² à 28 jours proportion défective 5% N/mm ² ou sans donnée 8% N/mm ²
1-1-3 Marge $k\sigma$	K=1.64	
1-2-4 Résistance moyenne cherché		1.64*8=13.12N/mm ²
1-3-5 Type de ciment	Spécifié	25+13.12=38.12MPA
1-4-6 Type d'agrégat fin et gros	Concassé	C.P.A
1-5-7 Rapport eau/ciment		
1-6-8 Rapport max. eau/ciment	Spécifié	E/C=0.54 Utilisé la valeur Max
-Deuxième étape :		
2-1 Slump ou VB tests		
2-2 Diamètre max. des agrégats	Spécifié	
2-3 Teneur en eau	Spécifié	Slump 10-30mm O max=20mm 190 kg/m ³
Troisième étape :		
3-1 c	Spécifié	
3-2 Teneur max. en ciment	Spécifié	190/0.55=345.45 kg/m ³
3-3 Teneur min en ciment		500 kg/m ³
3-4 Modification de E/C		290 kg/m ³
Quatrième étape :		
4-1 Densité relative des agrégats	Connue	
4-2 Densité du béton		2460 kg/m ³
4-3 Teneur en agrégats		
cinquième étape :		
5-1 Grade des agrégats		35%
5-2 préparation des fin-sable	Zone 2	1920.35%=673 kg/m ³
5-3 Teneur en sable		1920-673=1247 kg/m ³
5-4 Teneur en gravier		

Tableau 5-1 : calcul des proportions du mélange de béton suivant D.O.E

A/ Pour un m³ de béton : On doit avoir les quantités suivantes :

Teneur en ciment 345.45 kg/m³

Teneur en sable 673Kg/m³

Teneur en gravier 1247 Kg/m³.

E/C=0.54

B/ Pour obtenir le mélange avec un sac de ciment les quantités sont les suivantes :

Teneur en ciment 50 kg/m³

Teneur en sable 96Kg/m³

Teneur en gravier 178 Kg/m³.

E/C=0.54

5-3.2 le profilé métallique :

Constitué d'un profilé laminé de type HEA140, de longueur 750mm en S235, avec les caractéristiques géométriques et mécaniques suivantes :

Section (données en mm)	Amm ²	h	b	tf	tw	Izz	Ixx	f_y	f_u
HEA140	3139.99	140	133	8.5	5.5	1033 E04	389E04	235	360

5-3.3-Connecteurs :

les deux types de connecteurs utilisés sont :

a- type 1- connecteur en goujon obtenu à partir de boulon H.R de la classe 10.9 avec hauteur $h = 22$ mm et un diamètre $d = 19$ mm .ils sont soudés sur les semelles du profilés

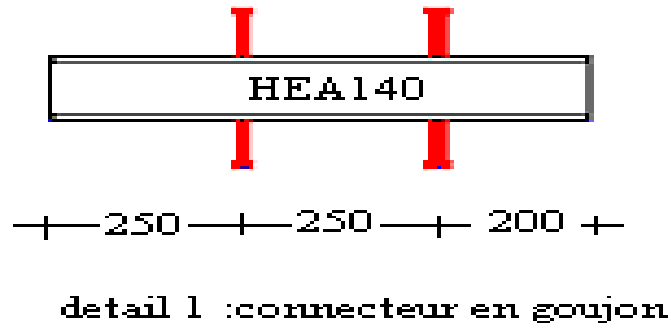


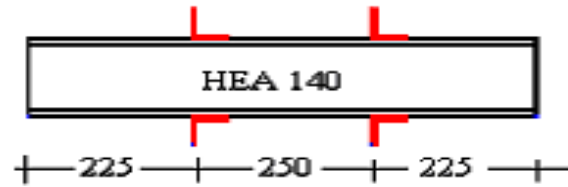
Fig 5-3 Détail des connecteurs en goujon sur le profilé



photo 5-1 profilé avec connecteurs en goujon

b- type2- connecteur en cornière de 5x50x50 en acier S335

Les connecteurs sont fixés sur le profilé par soudure directe sur les semelles du profilé comme le montre le figure 5.4 et la photo 5.1.



détail 2 : connecteur en cornière

Fig 5-4 détail des connecteurs en cornière sur le profilé



Photo 5-2 profilé avec connecteurs en cornière

3-5-4- dimensions des connecteurs :

la figure suivante représente les dimensions des connecteurs utilisés pour la confection des spécimens :

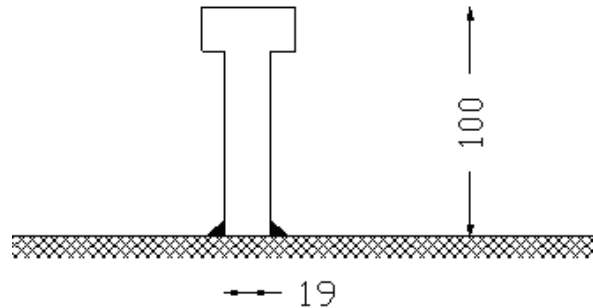


Fig 5-5 dimensions des connecteurs en goujon

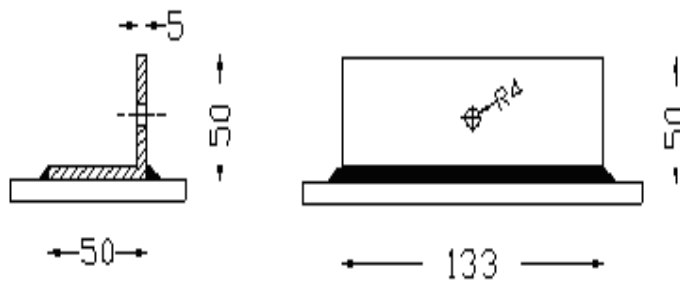


Fig 5-6 dimensions des connecteurs en cornière

5-4 Résistance estimée des connecteurs :

Pour cela on applique les spécifications du règlement européen EC4

5-4.1 Connecteur goujon : Sa résistance est prise égale à :

$$P_{Rd} = \min \left\{ P_{Rd}^1 ; P_{Rd}^2 \right\}.$$

$$P_{Rd} = 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_s$$

$$P_{Rd 1} = 181.366 \text{ KN pour chaque connecteur}$$

$$P_{Rd} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$$

$$P_{Rd 2} = 125.93 \text{ KN}$$

la résistance théorique d'un connecteur est : donc

$$P_{Rd1} = 125.93 \text{ KN}$$

pour les quatre connecteurs la résistance théorique est de :

$$P_{Rd1} = 503.72 \text{ KN}$$

5-4.2 Connecteur en cornière : sa résistance est prise égale à :

$$P_{Rd} = \frac{10 \text{ I h}^{\frac{3}{4}} f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_s}$$

$P_{Rd} = 180.02 \text{ KN}$ pour chaque connecteur

Pour les quatre connecteurs :

$$P_{Rd} = 720.08 \text{ KN}$$

On peut remarquer déjà que la résistance du connecteur en cornière est environ trois fois celle du connecteur en goujon

5-5 - Renforcement des spécimens

La disposition de renforcement pour le spécimen d'essai est obtenue a partir d'un quadrillage en barre :

2 X 4 HA 10 dans chaque direction par panneaux comme le montre la photo5-3 :



Ferrailage 2x4 hA10.

Photo 5-3 Ferrailage des spécimens

5-6- La confection des spécimens :

La réalisation de la partie métallique (profilé, soudure des connecteurs, connecteurs) à été fait grâce à la collaboration et la générosité de l'entreprise SPA COM de Constantine, qui à mis à notre disposition le matériel nécessaire et le personnel qualifié en matière de construction métallique

Le coulage du béton est réalisé au niveau de notre laboratoire (LMSS) pour le spécimen référence CG1.

Pour l'autre spécimen référencé CC2 a été réalisé au niveau de l'entreprise BATOS sur le chantier 414 logts AADL à la nouvelle ville Ali Menjli Constantine.

5-7 Mesure de la force

Un capteur des forces de la série CT (photo 5-4) a été utilisé ;



Photo 5-4 Le capteur de force utilisé dans l'essai

c'est un transducteur extensométrique utilisable pour la mesure des charges statiques ou dynamiques, en compression, avec une précision élevée (pesage industriel, essais de

laboratoire, automatisation...etc.). Les modèles CT sont usinés à partir d'un seul bloc d'acier de manière à ce que l'élément de réaction primaire, les fixations et le boîtier ne comportent aucune soudure. Cette conception permet d'offrir une taille réduite et un degré de protection élevé. La configuration du pont de mesure, à 8 jauges de contrainte, réduit les erreurs dues à une application imparfaite de la charge. La construction, entièrement en acier inoxydable, autorise l'utilisation des capteurs TC dans des environnements agressifs tels qu'on les rencontre dans l'industrie chimique ou pétrolière. Les caractéristiques principales du capteur TC sont les suivantes :

- Gamme de mesure: de 100 à 30.000 Kg ;
- Précision: 0,2% ;
- la Réalisation est entièrement en acier inox ;
- Résistant à la corrosion ;

Les caractéristiques techniques, les dimensions, ainsi que les connections électriques employés. sont donnés en annexe (A2).

5-8 Mesure du déplacement

des capteurs de déplacement de type PY2.appelés capteurs linéaires avec palpeur a bille(photo 5-5)

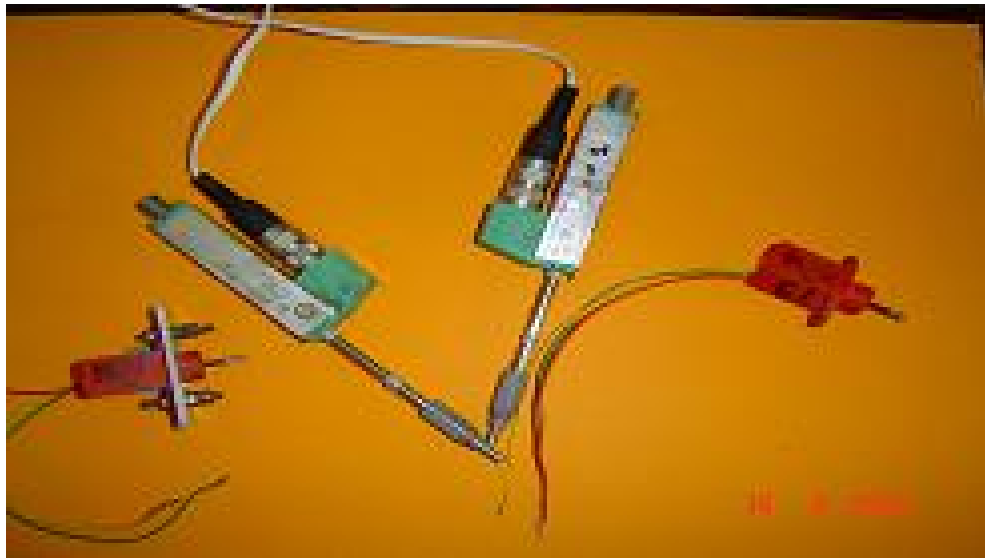


Photo 5-5 Capteur des déplacements

Ils sont utilisés pour effectuer la mesure des déplacements, avec une course de 50mm. Les caractéristiques générales de ces capteurs sont les suivantes

- Course de 50 mm ;
- Tige de commande montée sur double palier et avec ressort de rappel ;
- Touche de mesure avec tige fileté M2,5 et bille en acier inox ;
- Linéarité indépendante jusqu'à $\pm 0,1\%$;
- Résolution infinie ;

5-9 Carte multifonction PCI-1711/1731 ou carte d'acquisition de données.

La PCI-1711/1731 est une carte multifonction puissante(photo 5-6).

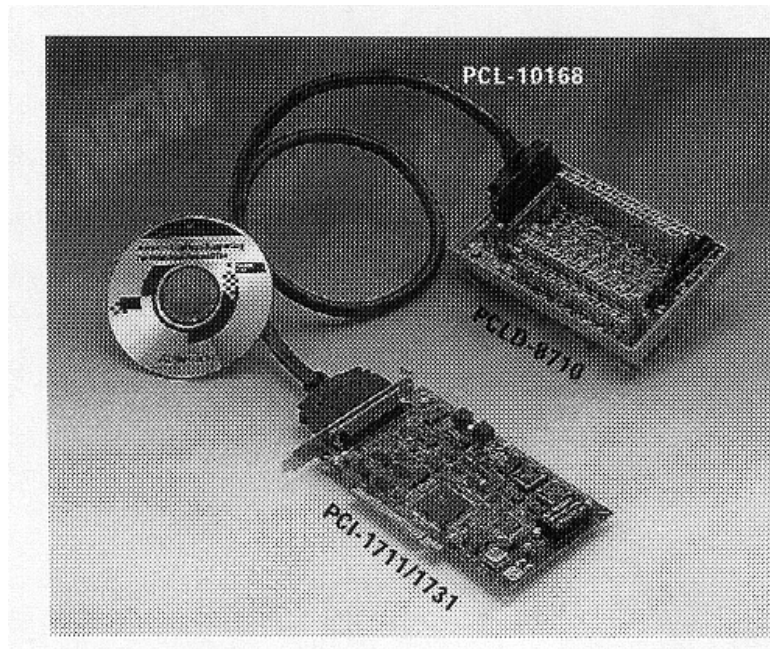


Photo 5-6 Carte multifonction PCI-1711/1731

Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- 16 entrées de l'analogue ;
- Gain Programmable pour chaque canal d'entrée ;
- Canal Automatique / analyse du gain ;
- Meneur de train Programmable / comptoir .

5-10 Boîtier de connexion PCLD-8115/8710.

Le PCLD-8710 (photo 5-7)

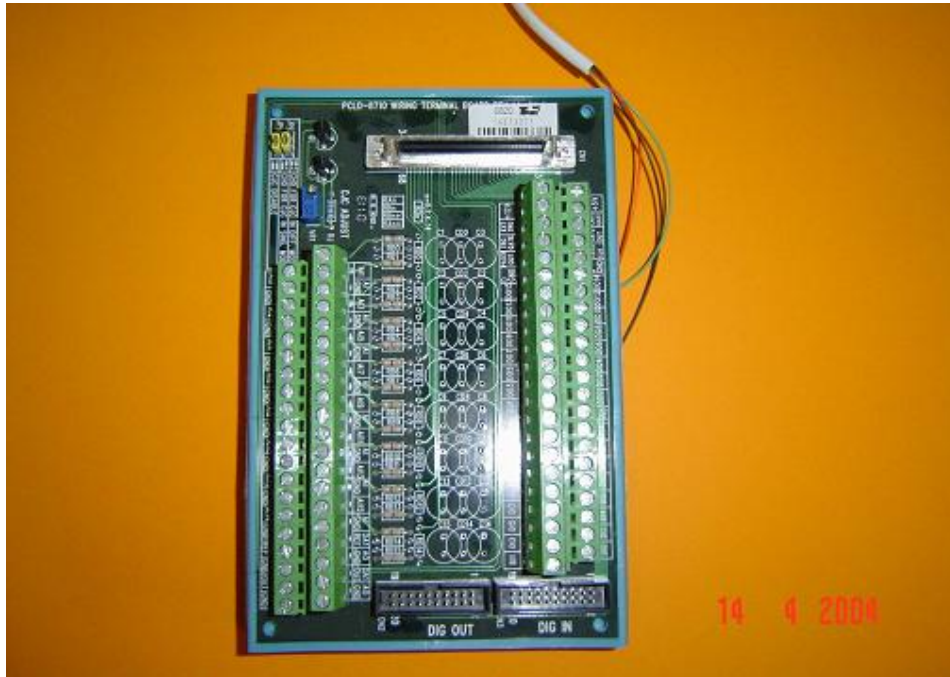


Photo : 5-7 Boîtier de connexion PCLD-8115/8710

est conçu pour égaler le DAS cartes avec 68 épingles connecteur SCSI-II, tel que 1711/1731 cartes. Le comité terminal inclut aussi la jonction sentir froid ensemble de circuits qui autorise des dimensions directes de thermocouple les transducteurs. Avec compensation du logiciel et linéairisation , chaque type du thermocouple peut être accommodé. Dû à sa disposition PCB spéciale. L'utilisateur peut facilement construire un filtre de bas laissez-passer, attenter ou convertisseur de la manœuvre courant par résistances additionneuses et condensateurs sur les coussinets du circuit du comité. les caractéristiques de ces planches sont les suivantes :

- Supports PCI-1710/1710 cartes DAS ;
- Le VACARME rail qui monte le cas pour installation facile ;
- Les Dimensions 169 mm X 112 mm X 51 mm.

5-11. étalonnage des capteurs :

5-11.1 Opération d'étalonnage des capteurs :

Dans un capteur potentiométrique c'est le déplacement du curseur sur la piste de potentiomètre qui provoque la variation de la réponse électrique. Les principales caractéristiques des capteurs utilisés ont été présentées dans le paragraphe précédent.

L'emploi d'un capteur implique toujours l'utilisation d'une loi d'étalonnage qui va permettre de passer de la mesure électrique à l'estimation de la grandeur physique correspondante.

Pour bien maîtriser la précision des mesures, on a intérêt donc à étalonner les capteurs de déplacement utilisés dans les essais, cet étalonnage doit faire partie intégrante de la démarche de préparation d'un essai et de l'organisation d'un laboratoire. C'est un travail important, il se trouve par ailleurs qu'il n'est absolument pas apparent dans les résultats finaux de la recherche. Il est aussi indispensable d'étalonner systématiquement tous les capteurs et de pratiquer un étalonnage de vérification annuel.

L'étalonnage d'un capteur est généralement traduit par une courbe d'étalonnage qui exprime la relation entre la grandeur physique et la mesure qui en est donnée par le capteur. Cette courbe ne traduit pas une relation fonctionnelle mais une corrélation entre deux grandeurs aléatoires. Le plus souvent on utilise une technique de régression pour établir la loi d'étalonnage.

5-11-2 mise en œuvre de l'étalonnage :

L'étalonnage est une opération longue et assez fastidieuse qui mobilise un temps pour la préparation des différents appareillages nécessaires à cette opération qui sont :

- une alimentation stabilisée ;
- un volt mètre;
- un pied à coulisse.

La photo (5-8) montre le montage employé pour effectuer la correspondance entre le signal électrique et la grandeur physique qui dans notre cas est le déplacement, en millimètre, du curseur.

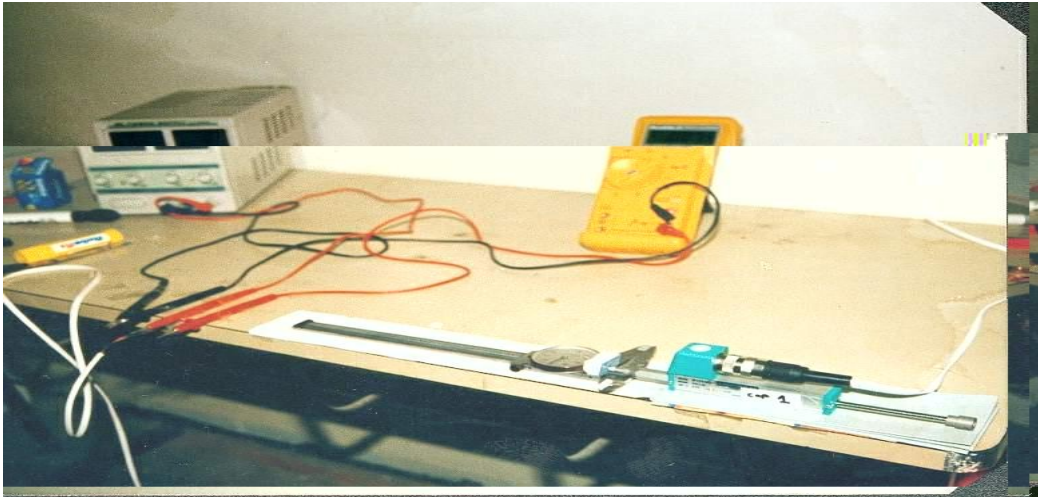


Photo : 5-8 Mise en œuvre de l'étalonnage [3]

5-11.3 Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement.

Les capteurs étalonnés (PY2) sont des capteurs qui vont être utilisés pour la deuxième fois, ils n'ont subi donc aucune dérive. La courbe d'étalonnage est donnée sur la figure (5-7). Les mesures effectuées permettent de tracer une droite d'équation $y=0.1816x$. Qui a été prise de la référence [3] étant donné que les capteurs n'ont pas subi d'effort particulier.

Remarque :

Le capteur de force ne nécessite pas d'étalonnage, l'opération qui a été effectuée par le constructeur donne l'indice de conversion qui est précisé sur le corps d'épreuve du capteur. L'indice de conversion est de :239.52 pour 1 volt

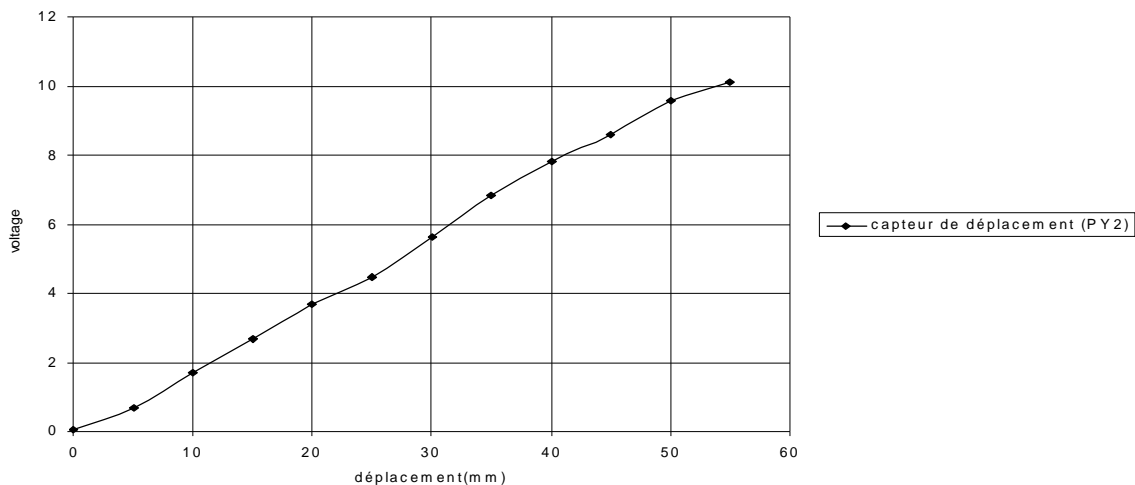


Fig 5-7 courbe de l'étalonnage [3]

5-12 Présentation du logiciel Advantech GenieDAQ Demo :

Comme il a été cité précédemment, le logiciel « **Advantech GenieDAQ Demo** » est utilisé pour réceptionner les grandeurs physiques qui viennent du glissement et/ou le décollement entre le profilé métallique et les dalles en béton à travers la carte multifonction **PCI-1711/1731** et la planche **PCLD-8710**, la première étape à suivre c'est la réalisation du montage présenté dans le schéma de la figure 5-8

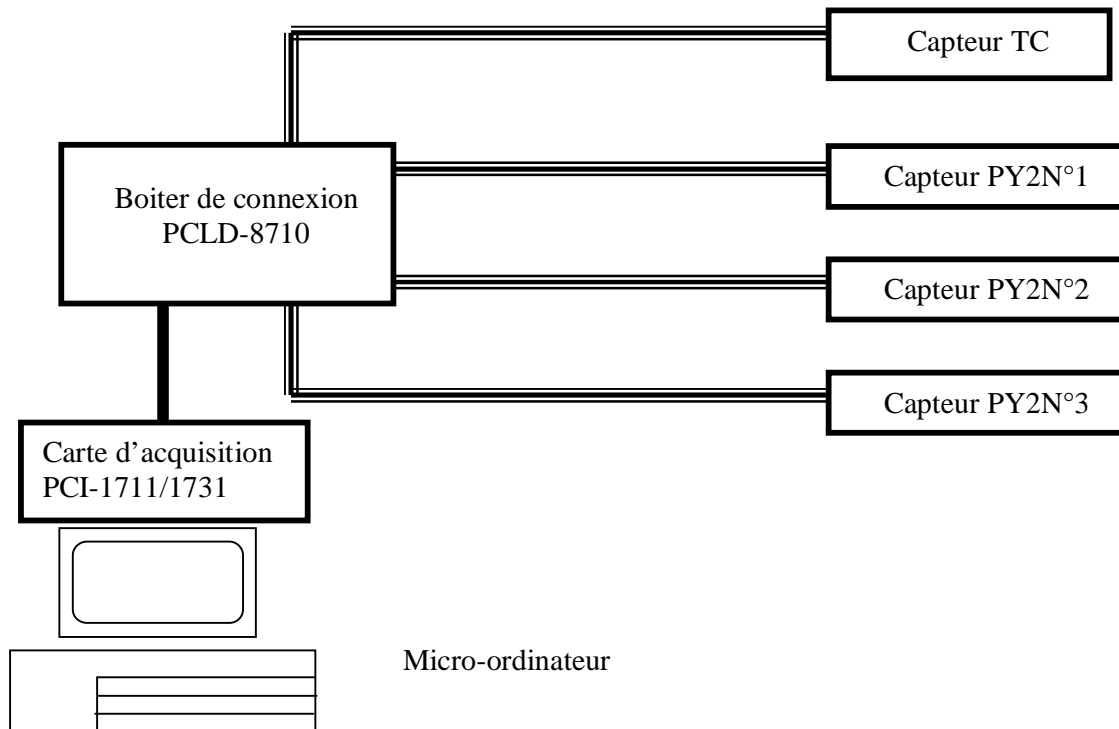


Fig 5-8 mise en connexion du réseau des composants de lecture des résultats

- La manipulation sur le logiciel se fait d'abord par l'exécution des fichiers exécutables « GenieDAQ Builder ». Ce fichier exécutable comporte des fenêtres et des icônes, des pages de tâche « Task Designer », et des pages de dessin « Display Designer ». La création d'une page de tâche nous aide à réaliser le montage utilisé, et une page dessin pour tracer les graphes correspondants.

les étapes à suivre pour effectuer les mesures sont les suivantes :

- Sélection de la carte utilisée ;
- Ouverture d'un nouveau fichier « nom.gni » ;
- Pour un montage on utilise:
 - Des entrées analogiques ; AI1 AI2 AI3
 - Une icône de fichier de résultats « nom.log » ; Log1

- Un chronomètre pour la mesure du temps ; ET1
- Et à la fin des files de connections « connection wire ».

-Sur une page de dessin on utilise :

- Des graphes avec des repères d'ordonnées X,Y « xy Graph » ;
- Des repères historiques « historical Trend » ;
- Des compteurs qui nous donnent des valeurs numériques de variation des déplacements et de la force ;
- des icônes « Display » qui aident à passer d'une page de dessin à l'autre.

-Après avoir réalisé le montage et sélectionné les repères nécessaires, l'exécution de ce fichier se fait en appuyant sur l'icône « Start », l'exécution est bonne, pour sortir on appuie sur l'icône « Stop ».

- Les résultats finaux sont enregistrés dans le fichier « nom.log ».

5-13 Etapes de réalisation des essais :

5-13.1 Préparation effective des essais :

La réalisation des essais « push-out » n'était pas une tâche facile, en effet lors de la préparation des ces essais, nous avons rencontré d'énormes problèmes surtout de logistique, l'apport de technicien dans ce type de manipulation est inexistant, surtout lorsqu'on sait q'un seul spécimen pèse environ 250 kg , Il faut noter que les essais effectués sont des essais à échelle réelle

5-13.2 Les étapes de l'essai :

1^{ère} étape : Confection des spécimens :

comme il a été mentionné précédemment on a confectionner les spécimens qui sont composés de deux parties une partie métallique et une autre en béton comme suit :

Le profilé métallique et la fixation des connecteurs ont été réalisés au niveau de la société Les dalles en béton ont été réalisées pour le spécimen CG1 au niveau du laboratoire LMSS le 25 décembre 2003 , l'autre spécimen le CC2 a été réalisé au niveau de l'entreprise BATOS le 02 janvier 2004 les essais « push-out » ne pourront être réalisés qu'après 90 jours d'age des spécimens au minimum.



photo 5-9 coffrage et coulage du béton pour le spécimen CG1



photo 5-10 coffrage et coulage du béton pour le spécimen CC2

2^{ème} étape : Connexion et montage du réseau des capteurs :

A ce niveau la compréhension du programme d'acquisition était nécessaire, le montage et la fixation de la carte d'acquisition au niveau d'un PC, le réseau reliant les différents capteurs, la boîte de connexion la carte d'acquisition, les autres périphériques sont mis en place.

L'étalonnage des capteurs de déplacement est réalisé en principe avant cette étape.

3^{ème} étape : Mise en place des spécimens dans la machine d'essai :

Pour la mise en place des spécimens on a tracé d'abord leurs périmètres sur la plaque d'appui de la machine, puis on a monté le spécimen qui pèse plus de 250 Kg jusqu'au niveau de la plaque d'assise de la machine qui se situe à une hauteur de 1.60 m ; Photos 5-11,5-12 et 5-13.



Photo5-11 la machine d'essai et dispositif des mesures



Photos 5-12et 5-13 utilisation d'un palan pour le soulèvement et le montage des spécimens

cette étape n'était pas donc facile à cause du poids de l'éprouvette , elle est plutôt dangereuse, le risque des accidents est permanent. A ce niveau l'intervention d'un technicien est importantes .



Photo 5-14 le montage des spécimens

4^{ème} étape : La fixation et la mise en place des capteurs :

Pour les capteurs de déplacement, on a conçu un dispositif en cornière métallique collé à l'aile de la colle rapide sur le béton , le capteur lui même est fixé directement par la colle au niveau du profilé métallique et il est en contact direct avec la cornière (Photo 5-15).

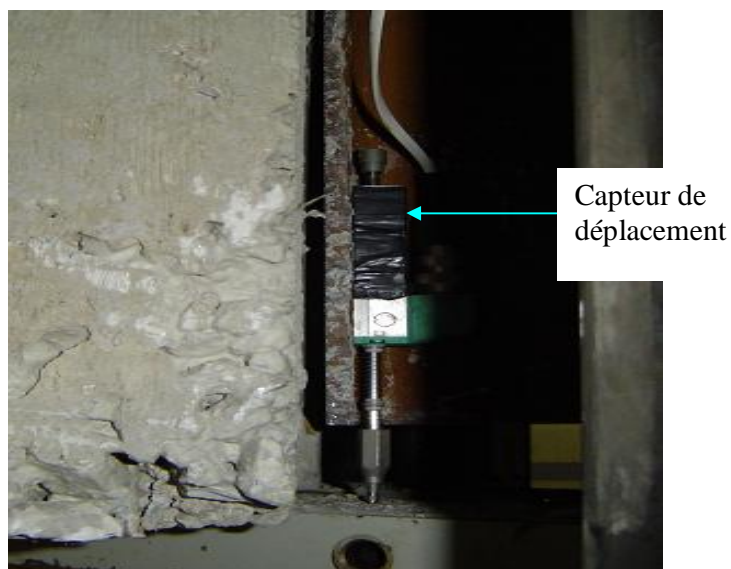


Photo : 5-13 la fixation des capteurs de déplacement

Pour la mesure des déplacements on a utilisé deux capteurs positionnés dans deux directions différentes. Un capteur pour mesurer le décollement éventuel a été également placé entre le profilé et les dalles en béton.

Le capteur des forces est posé directement sur la platine de répartition des charges(photos5-16 et 5-17).

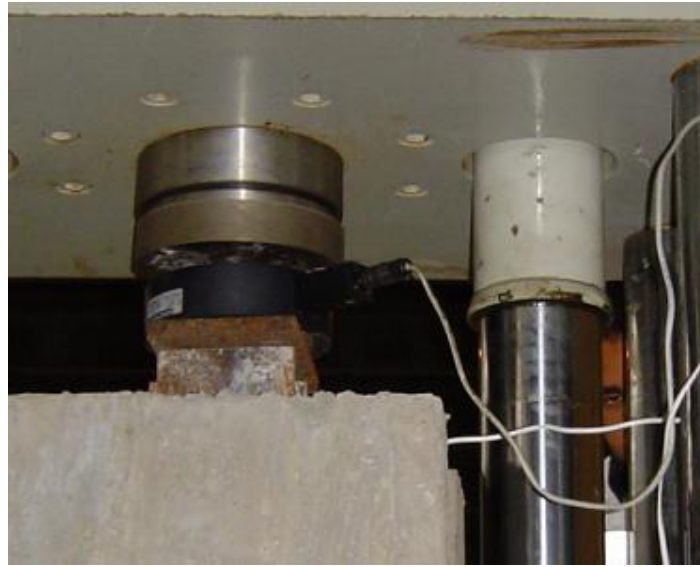


Photo 5-16 : l'emplacement du capteur des forces

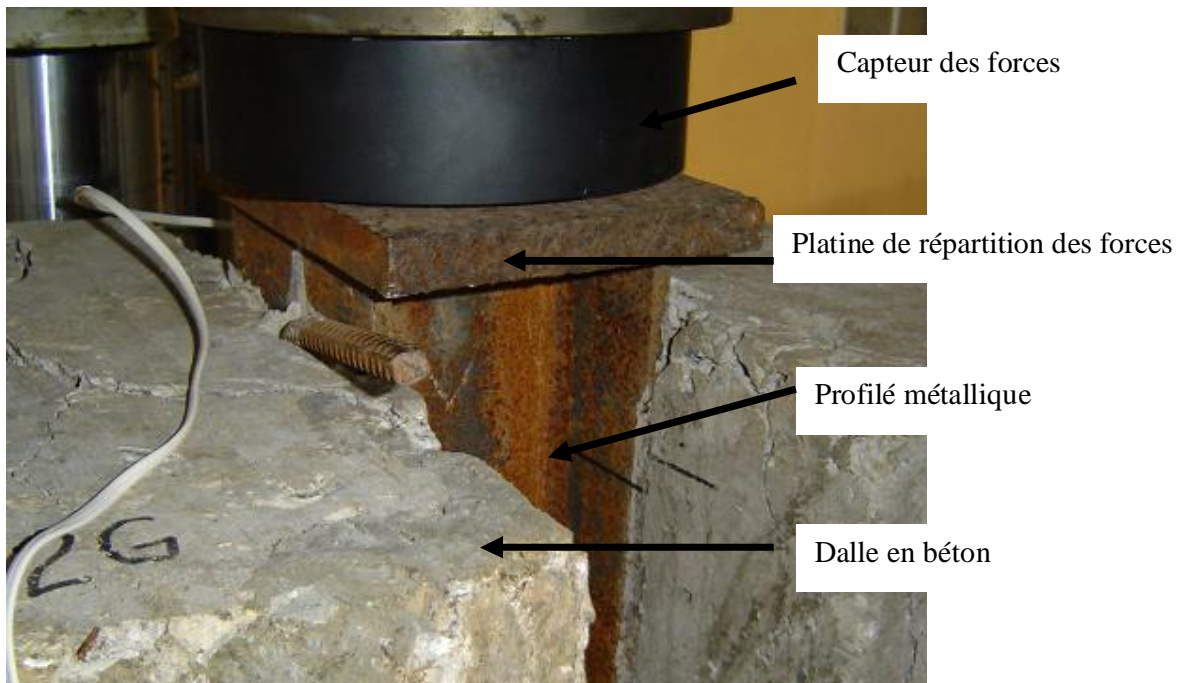


Photo 5-17 : l'emplacement du capteur des forces sur la plaque de répartition des charges

5^{ème} Etape : La mise en marche du processus d'essai et vérification des différents composants avant lancement final de l'essai.

6^{ème} Etape : la mise en charge des spécimens : pour cela nous avons choisie deux méthodes ;le première consistait à effectuer plusieurs chargement et déchargement, comme on vas le voir pour le cas du premier spécimen CG1 [15] ; la deuxième consistait à effectuer le chargement progressif par palier jusqu'à la ruine complète de la connexion et/ou du béton ,comme cela été réalisé dans le cas de l'autre série de [15] et notamment CC2 [16].

Le choix de la deuxième méthode à été dicté principalement par des considérations techniques en effet la machine utilisée dans nos essais ne permettait pas un pilotage souple qui nous permettra d'annoncer la ruine probable de l'éprouvettes et cela malgré les enregistrements automatiques obtenus sur un PC

5-12 Essai Push-out connecteur en goujon :

comme il a été mentionné dans le paragraphe 5-2.4.a le spécimen d'essai comporte un file de deux goujon de part et d'autre du profilé le tableau 5-2 résume les différentes étapes de chargement ainsi que les mesures et les observations constatées.

fichier de résultats	Mesures données par le pied a coulisse (mm)	Commentaire
push-out01	0	Sans chargement Vitesse 15
push-out02	0	Sans chargement Vitesse 15
push-out03	0	Sans chargement Vitesse 15
push-out04	2.4	Bruit de cassure. Décollement de la dalle de 2.4 mm. Vitesse 25
push-out05	2	Vitesse 15 Décollement de la dalle de 5 mm
push-out06	3.2	Vitesse 15 Décollement de la dalle de 6 mm
push-out07	4.8	Décollement de la dalle de 7 mm
push-out08	5.4	Décollement de la dalle de 7 mm
push-out09	5.6	Décollement de la dalle de 7 mm
push-out10	>5.9	Rupture des connecteurs

5-14.1 résultats obtenus :

les résultats sont regroupés sur les figures suivantes :

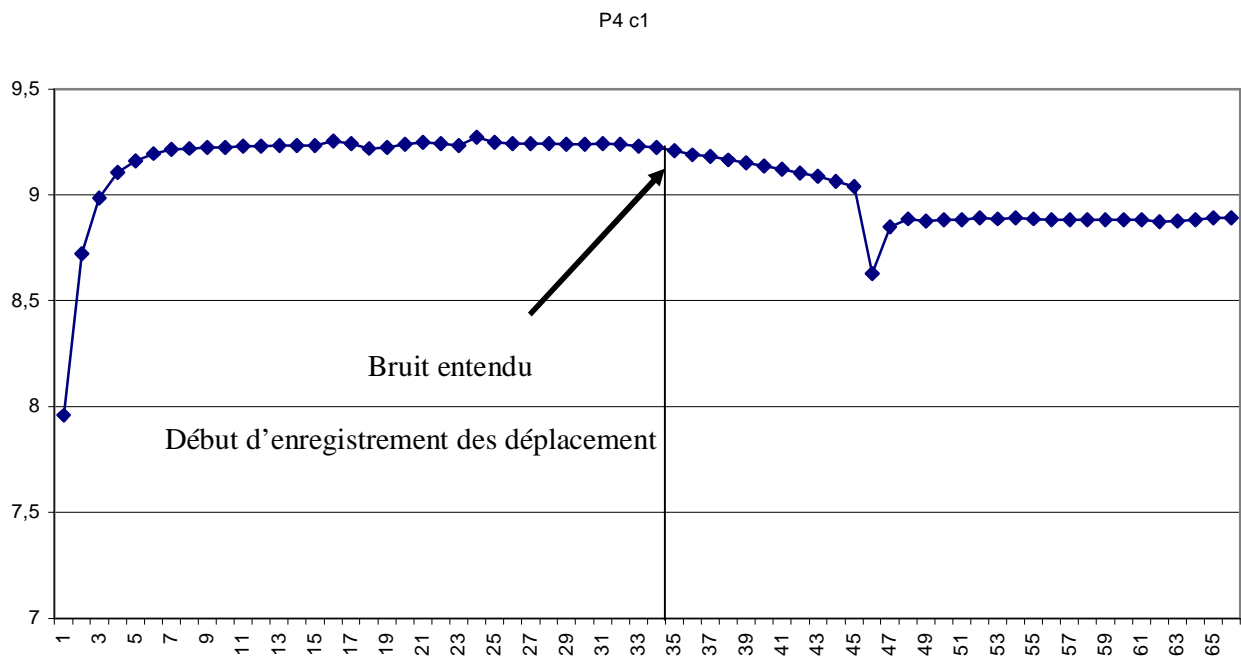


Fig 5-9 Enregistrement obtenu pour les forces (push-out 04)

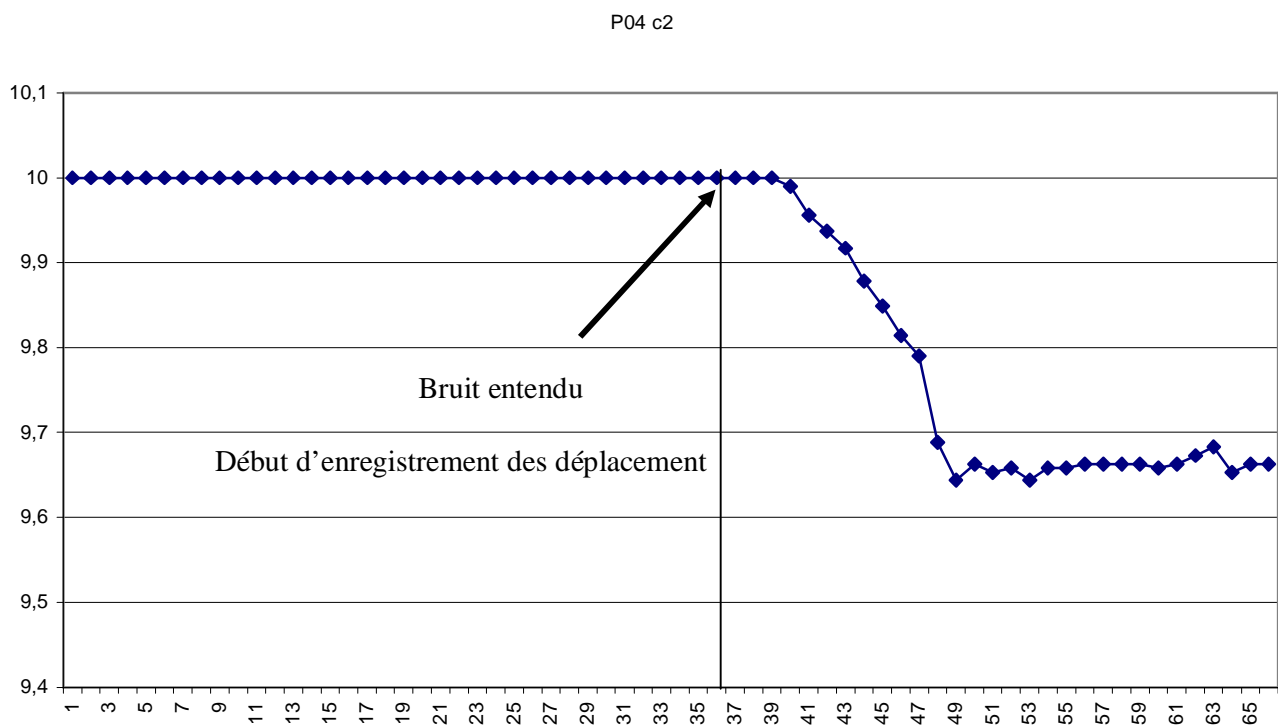


Fig 5-10 Enregistrement obtenu pour les déplacements push-out 04

on observe que l'éprouvette dans le début du chargement résiste un certain temps puis commence de perdre de la résistance ,et que le déplacement ne commence pas directement avec le premier chargement.

La courbe des forces ressent une forme habituelle des courbes contrainte déformation dans les cas des essais de compression / traction.

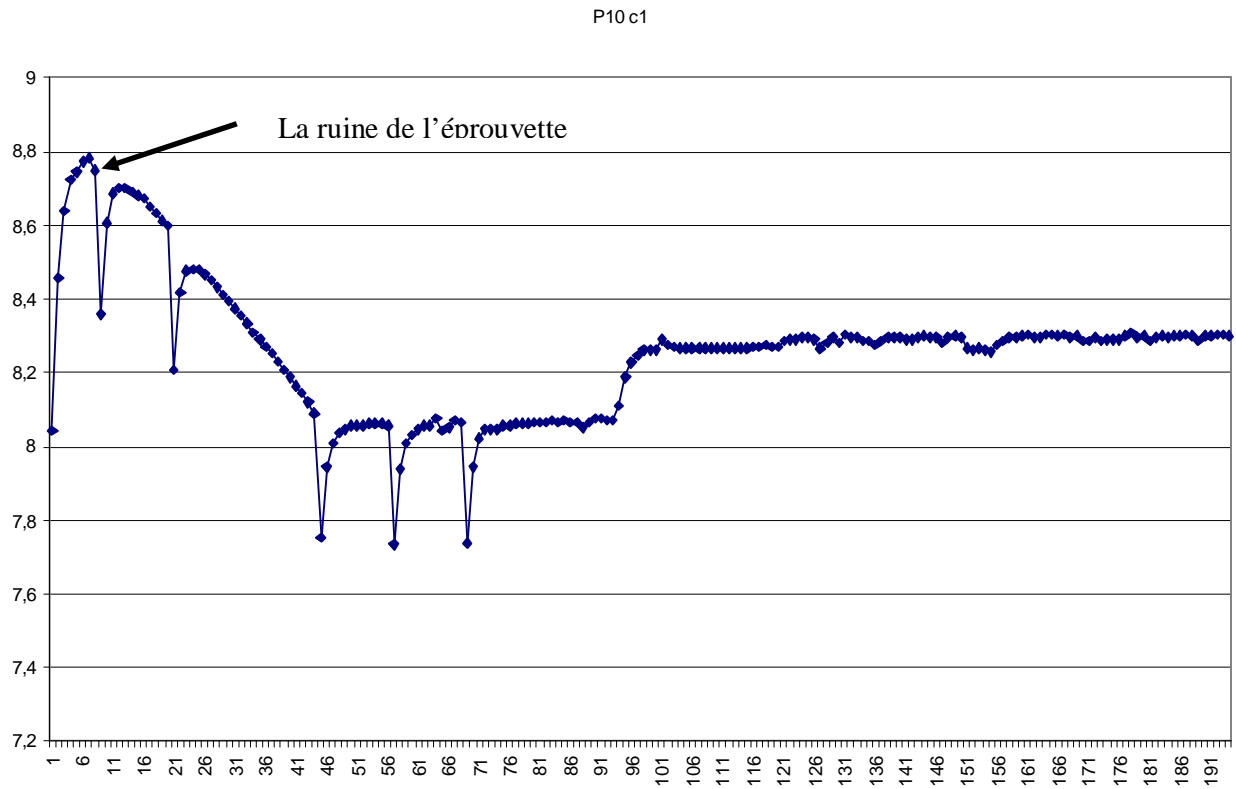


Fig 5-11 Enregistrement obtenu pour les forces (push-out 10)

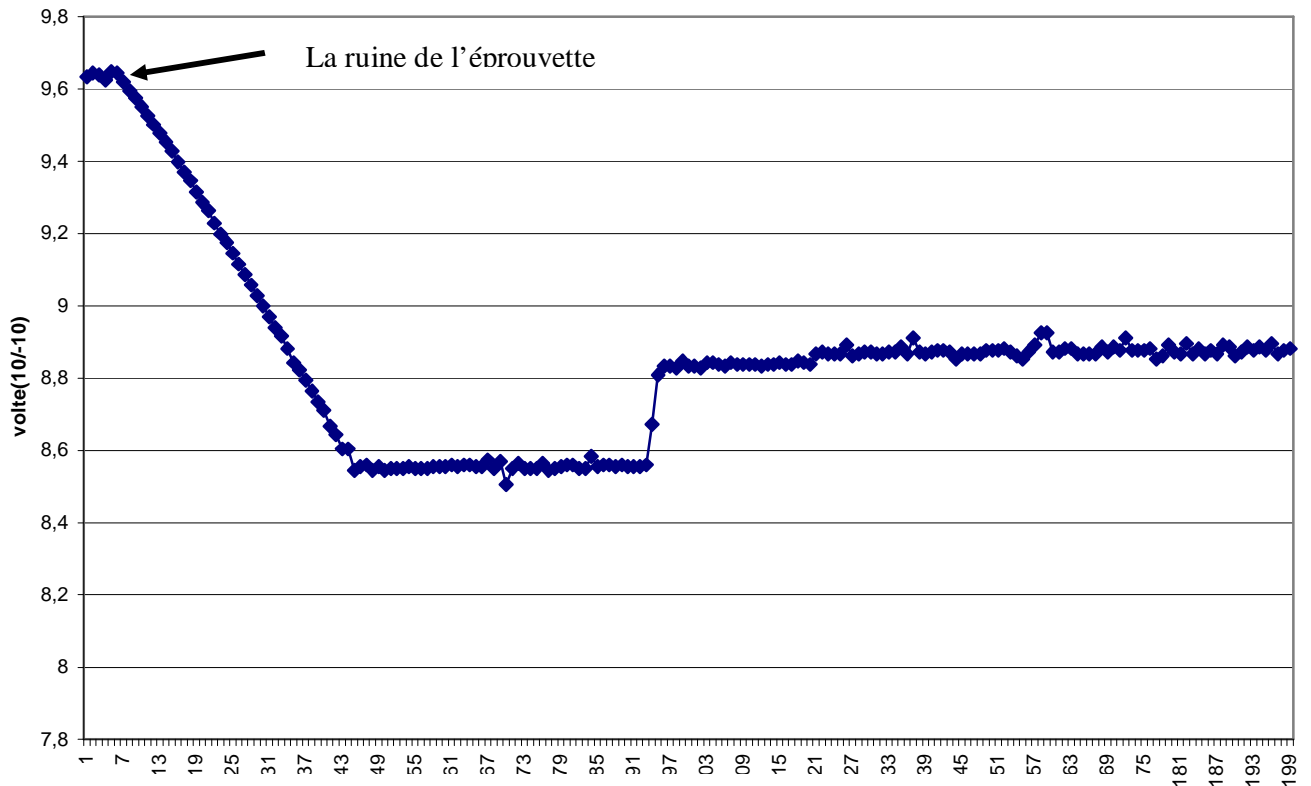


Fig 5-12 Enregistrement obtenu pour les déplacements (push-out 10)

à la fin de l'essai on observe que l'éprouvette a perdu sa résistance et la ruine est provoquée par la rupture des connecteurs ; un grand enregistrement de déplacement est enregistré à ce niveau.

Entre les deux étapes de l'essai, le spécimen a subi un nombre de chargement – déchargement où à chaque cycle il perd de la résistance, la figure 5-13 et 5-14 représente la variation des courbes « charge –temps » et « glissement-temps » .

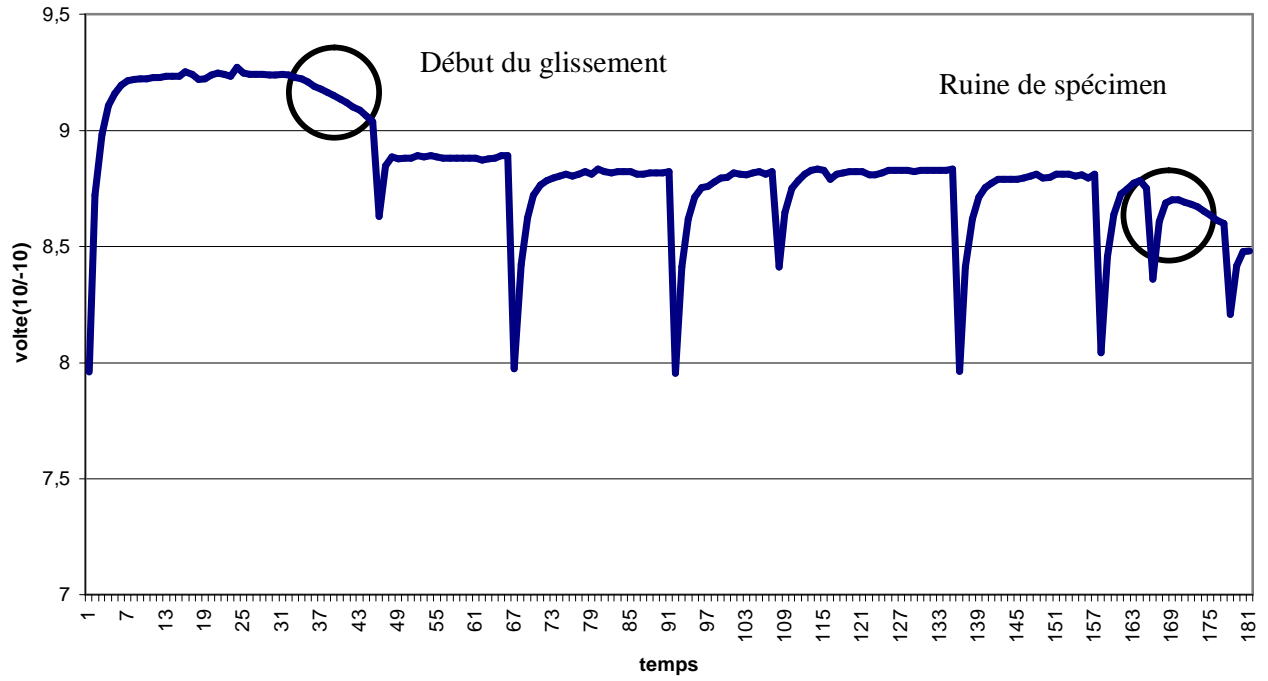


Fig 5-13 résultats charge –temps

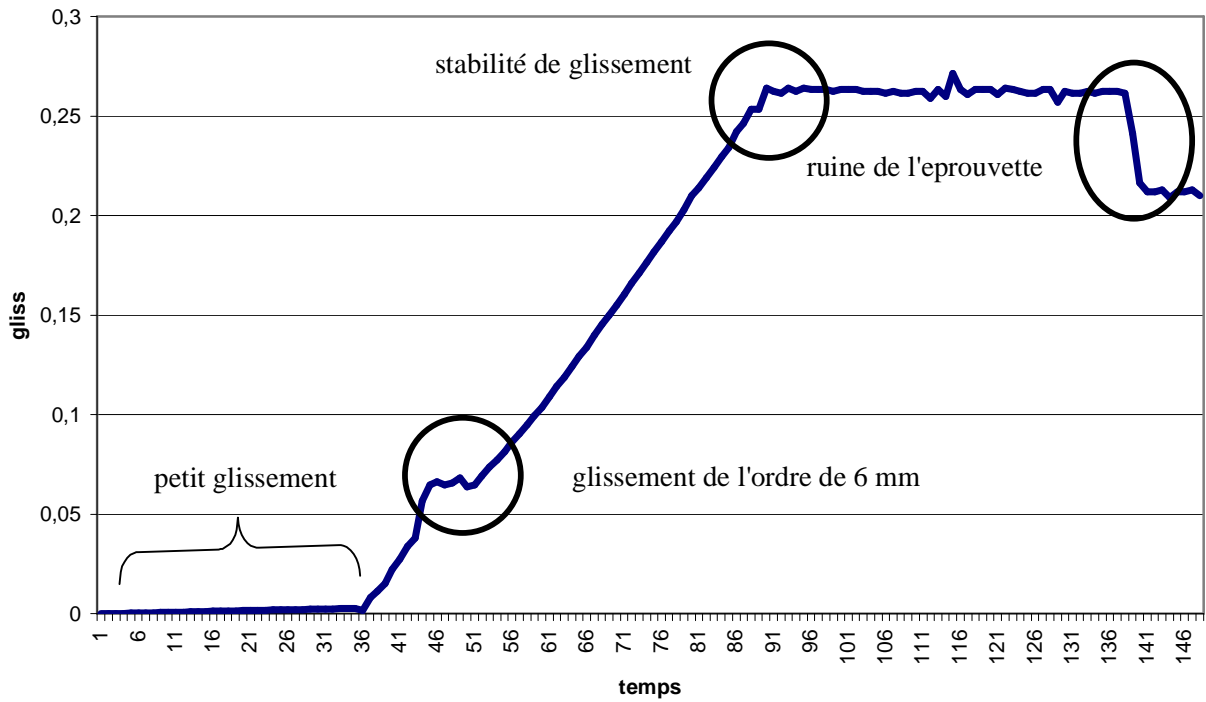


Fig 5-14 résultats glissement –temps

Si on observe les figures 5 –13 et 5-14 on trouve que les courbes de chargement et de glissements ont passé par quatre étapes

1^{er} étape : De 1 a 37 sec : Le glissement est pratiquement nulle malgré l'augmentation des charges.

A 37 sec on trouve le commencement réelle de l'enregistrement des glissements se qui correspond au début des décroissances dans la courbe des charges

2^{ème} étape : de 37 a 91 sec : le glissement augmente linéairement jusqu'à la valeur de 2.64 cm On peut simuler cette variation a une droite de $y = 0.0025x$.

Mais au cours de cette augmentation on observe un claquement et une stabilité dans la courbe au tour de 6 mm puis la courbe continue a augmenté le chargement reste pratiquement stable. à 91 sec le glissement s'arrête .

3^{ème} étapes : de 91 a 138 sec : la courbe de glissement et les charges se stabilisent ; on a l'impression que le spécimen reprend sa résistance au cours de cette étape .

4^{ème} étapes : au delà de 138 sec : la ruine du spécimen est provoqué par le cisaillement des connecteurs.

le taux de chargement maximum de l'ordre de 325KN respecte les valeurs calculées pour le cas d'essais

les courbes (volt/temps) ont nous a permis de tracer la variation des charges en fonction du déplacement, est les résultats sont représentés sur la figure suivante :

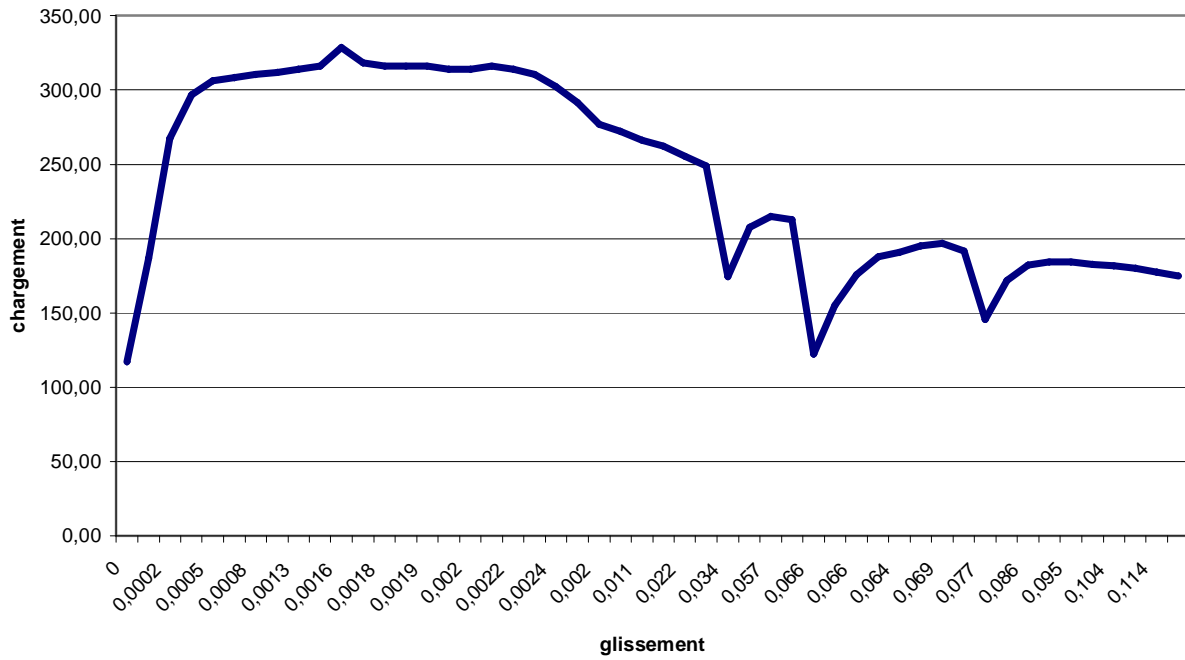


Fig 5-15 courbe chargement – glissement (KN - cm/10)

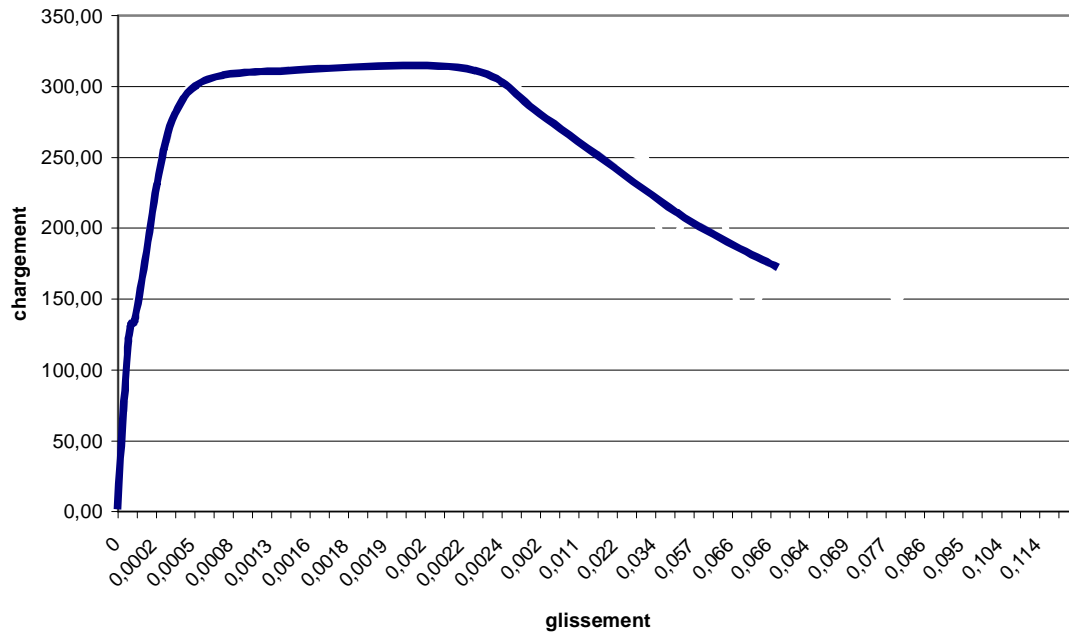


Fig 5-16 courbe chargement – glissement idéalisée

La courbe obtenue respecte la forme générale des courbes de ce type d'essais trouvés dans les différentes littératures, comme il est représenté dans la figure 5-31 tirée de l'EC04 [1].

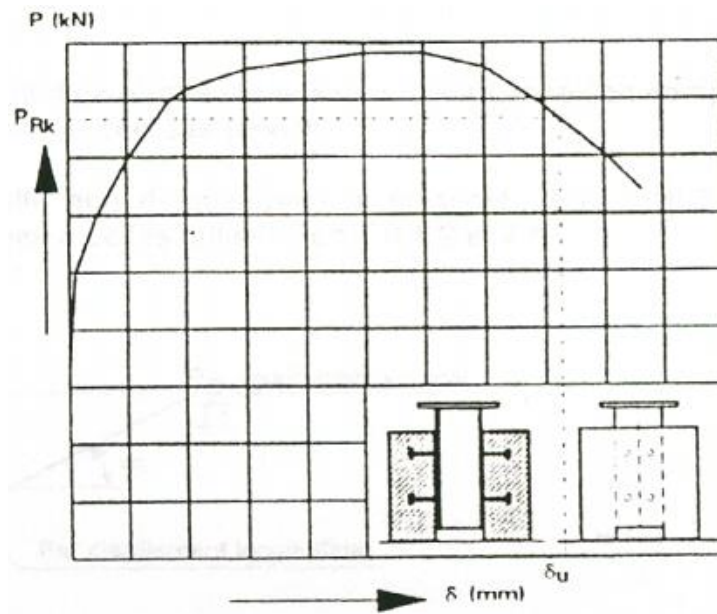
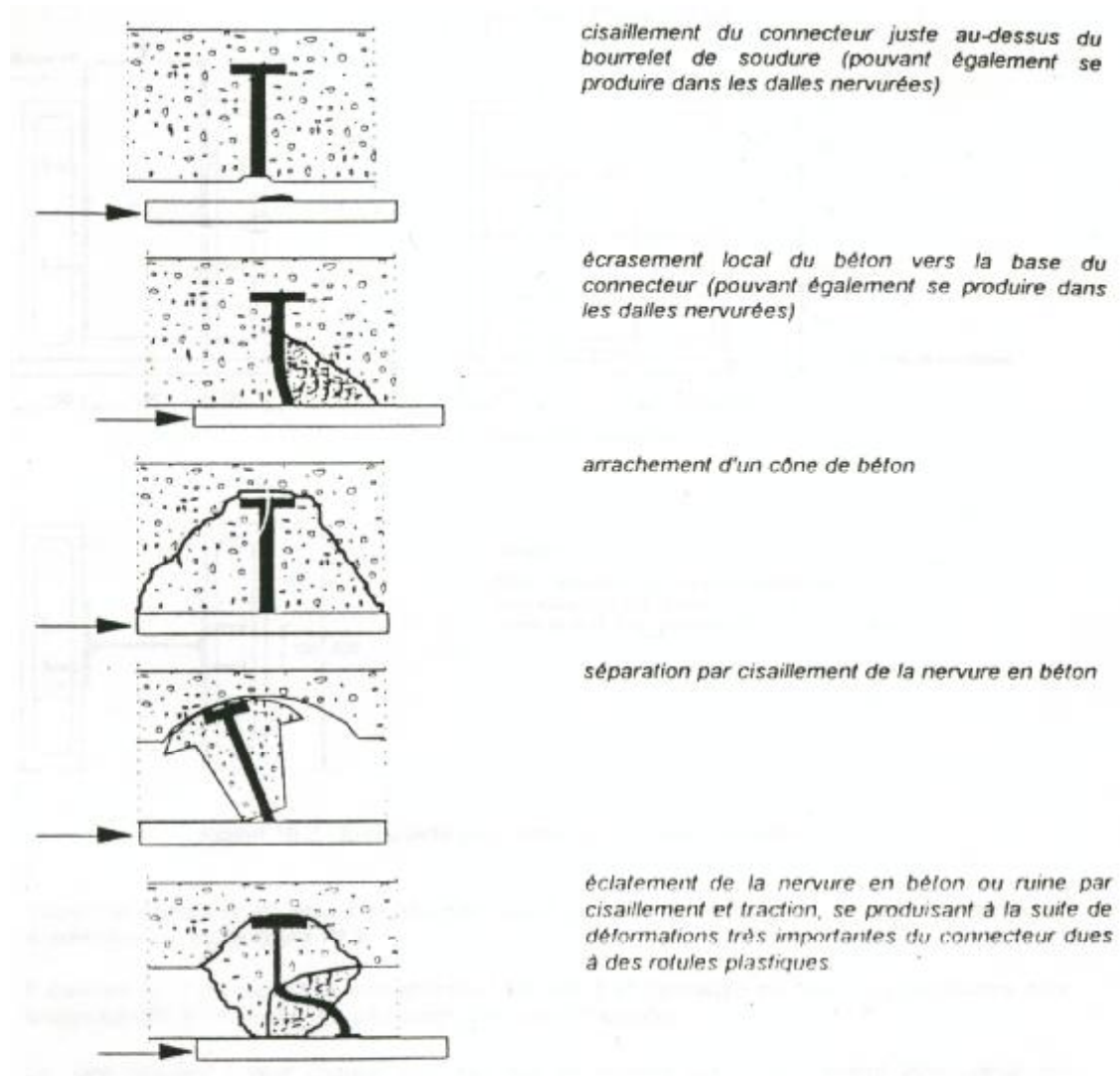


Fig 5-17 Courbe chargement – glissement l'EC04

Pour bien compléter notre comparaison entre les résultats expérimentaux et théoriques, on à étudier les différents modes de ruine pour les différents spécimens étudié.

5-15- mode de ruine donnés par l'EC04 [1] :



5-16- modes de ruine observés expérimentalement :

dans nos essais on a observé deux types de déformation, le glissement et le décollement

5-16-1 le décollements des constituants du spécimen :

la Photo 5-15 présente le décollement enregistré au niveau des spécimens d'essai :



Décollement de la dalle du
profilé métallique

Photo 5-18 :décollement observé après essai push-out du CG 1

5-16-2 modes de ruine par glissement :

Ce qui concerne les modes de ruine provoqués par le glissement longitudinal, sont regroupés en deux catégories suivant le type de connecteur.

5-16-2-1-connecteur en goujon :

la Photo 5-19 représente notre 1^{er} mode de ruine observé :



Photo 5-19 :1^{er} mode de ruine « rupture du cordon la soudure » essai push-out du CG 1

Ce mode de ruine ne se trouve pas dans le règlement [1], où on considère toujours que l'effort d'assemblage des soudures est plus grand que la résistance des composants des sections mixtes (l'acier ou le béton) ; et on peut expliquer que c'est dû au petit nombre des connecteur, ou au défaillance dans les soudures malgré qu'ils sont contrôlés .

la Photo 5-20 présente notre 2^{ème} mode de ruine observé :



Photo 5-17 :2^{ème} mode de ruine cisaillement des connecteurs essai push-out du CG 1

la ruine par cisaillement du connecteur juste au dessus du bourrelet de soudure , ce mode la est signalé au niveau de Eurocode4 [1] ;

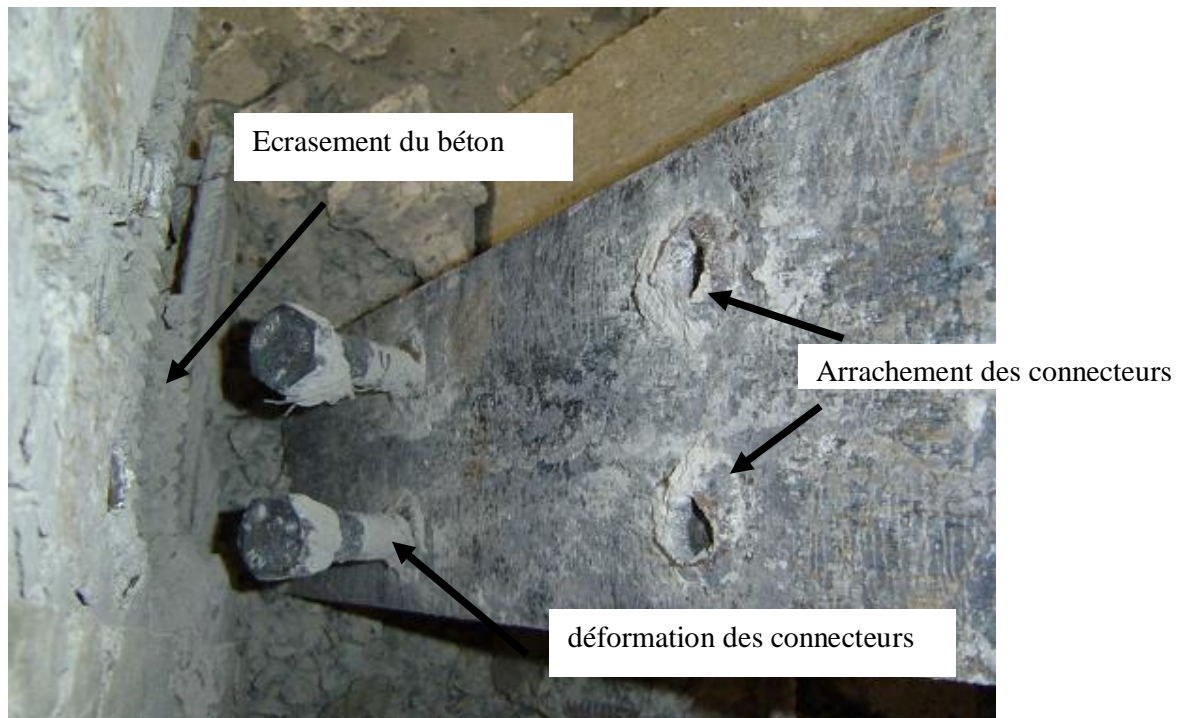


Photo 5-21 :un essai « push-out » de deux files de deux connecteurs [16]

ce qui est présenté dans la Photo 5-21 qui est un essai « push-out » semblable de CG1 mais réalisé par deux files de deux connecteurs au niveau du LMSS[16]. où on distingue trois modes de ruines « arrachement des connecteurs ; déplacement des connecteurs et écrasement du béton » si on se permet de faire la comparaison entre les deux essais on peut dire que pour le premier essai (CG1) où on a employé une seule file de deux connecteurs la ruine du spécimens est caractérisés par le cisaillement et l'arrachement des connecteurs ; mais dans le deuxième essai on signale l'absence du mode de ruine par cisaillement et la résistance des deux connecteurs inférieurs à l'arrachement et au cisaillement avec un grand déplacement , et la présence de l'écrasement du béton. Ce qui a été confirmé par l'essai « 3 » Photo 5-22 qui est aussi un essai « push-out » semblable au CG1 mais réalisé par deux files de trois connecteurs au niveau du LMSS[16].

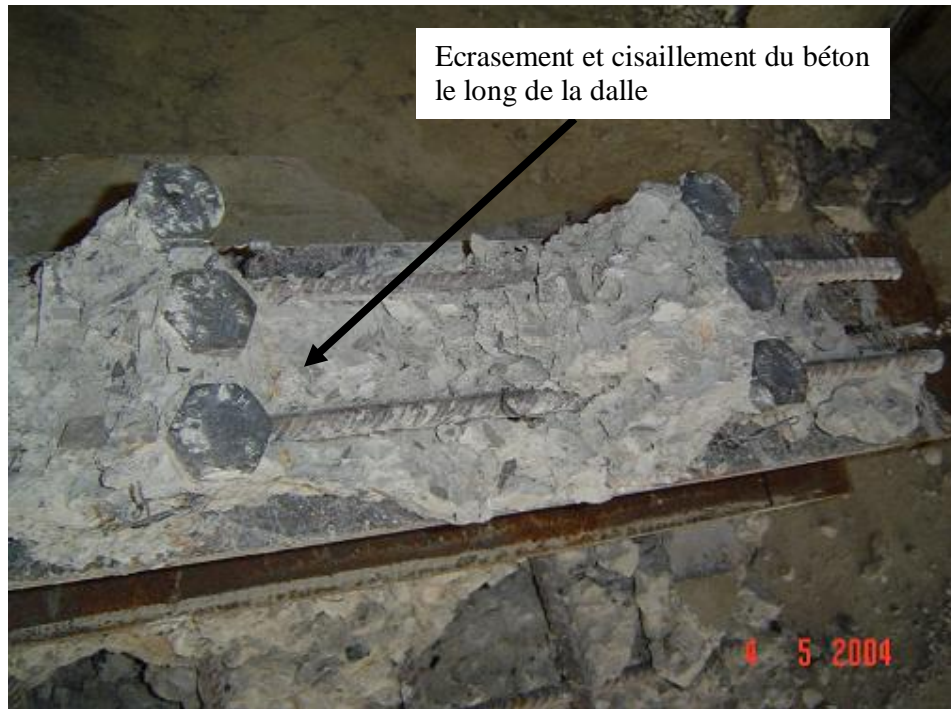


Photo 5-22 : une essai « push-out » de deux files de trois connecteurs [16]

on observe que les connecteurs malgré qu'ils ont subit un effort plus grand que les deux types précédents , sont intacts et le béton a subie des énormes dégâts « la ruine totale », ce qui valide que la résistance théorique P_{Rd} des connecteurs qui est la valeur minimum de la résistance entre le béton ou l'acier .

5-16-2-2- Connecteur en cornière :

Ce qui concerne l'essai push-out du spécimen noté CC2 on a observé les modes de ruine suivants :

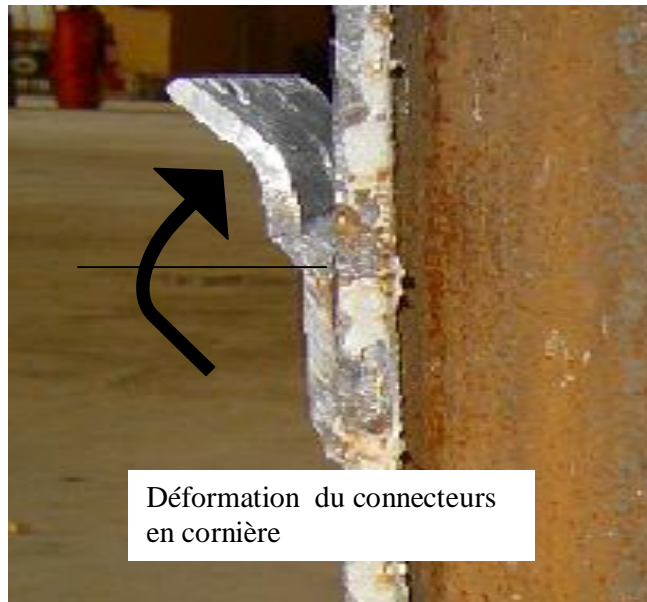


Photo 5-23: déformation du connecteur en cornière

on observe dans la fig 5-33 que le connecteur et malgré qu'il n'est pas arraché mais il a subi une grande déformation , le cas de la figure 5-34 où le connecteur est en rupture carrément

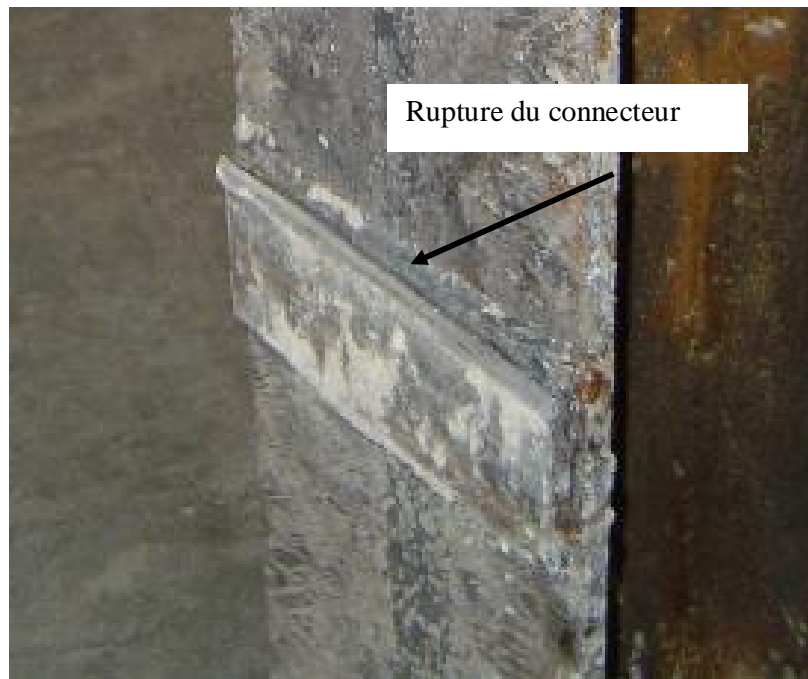


Photo 5-24 : rupture du connecteur

dans la Photo 5-25 on trouve que la ruine est provoquée par le cisaillement de barre en acier de 8 mm qui est placé dans les trous de la cornière, ce qui a provoqué l'arrachement du connecteur du béton

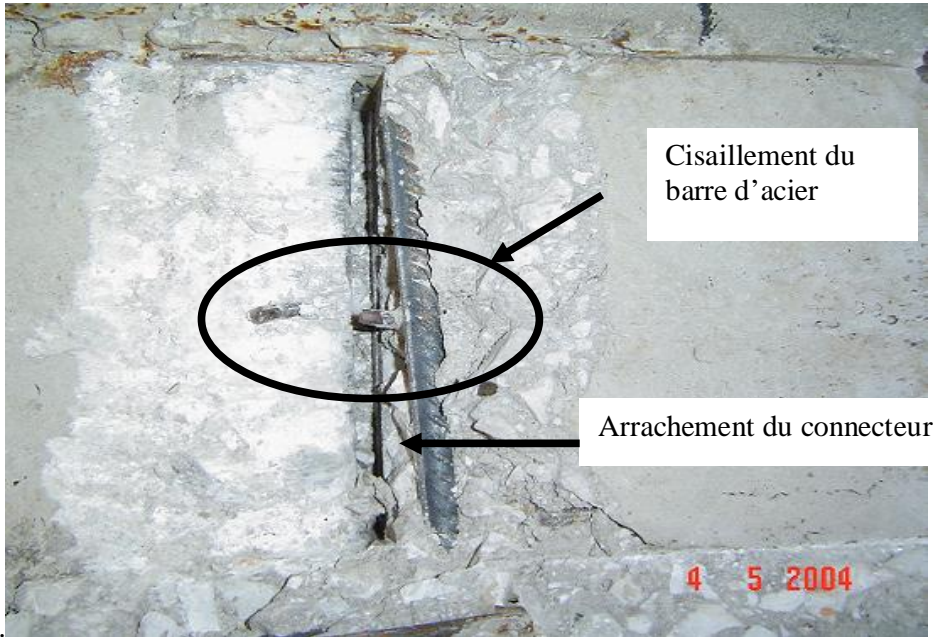
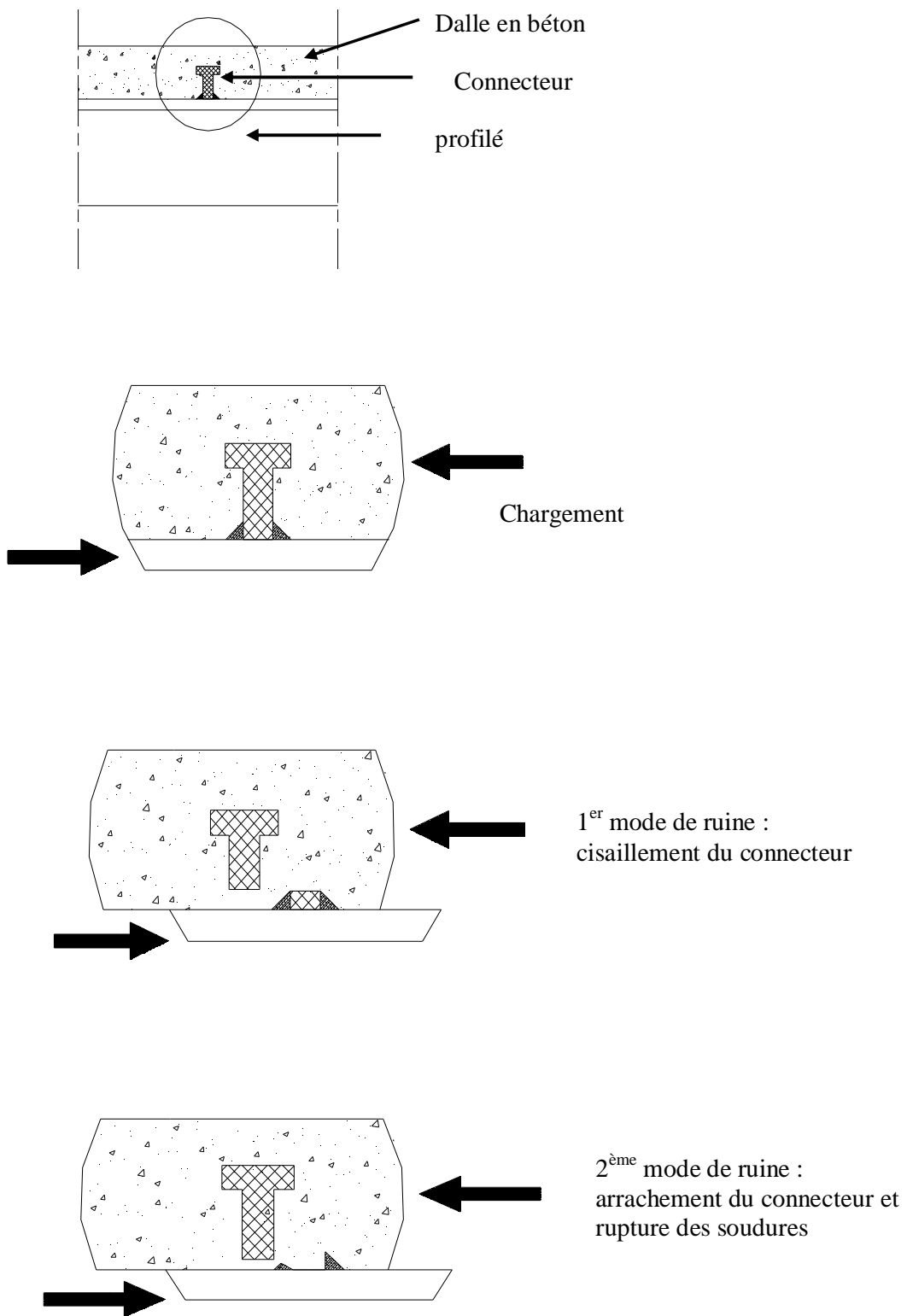


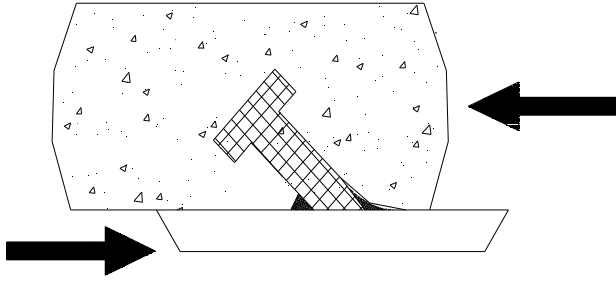
Photo 5-25 :cisaillement de la barre d'acier

ce qui explique que la ruine des connecteurs en cornière peut être provoqué par l'arrachement, cisaillement du connecteur ou l'écrasement du béton.

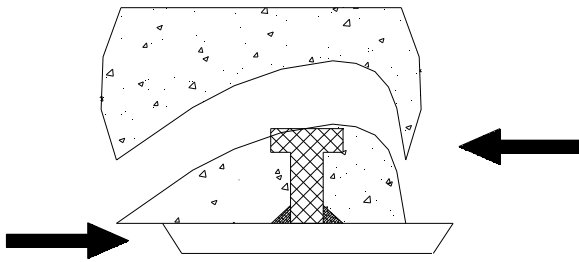
5-17-Illustration des mode de ruine :

5-17.1- connecteur en goujon :



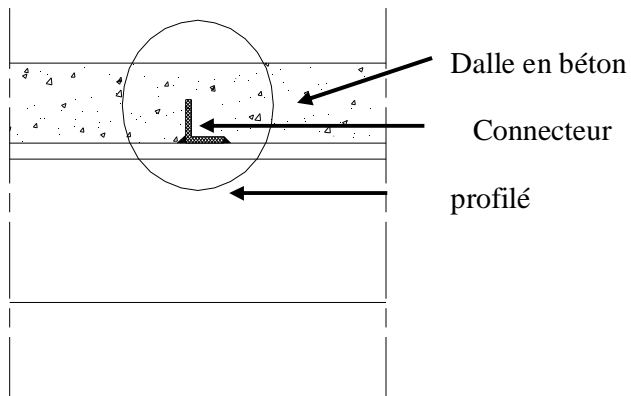


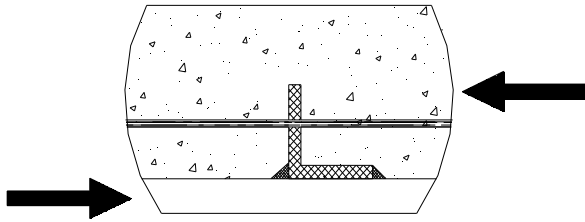
3^{ème} mode de ruine :
déplacement du connecteur



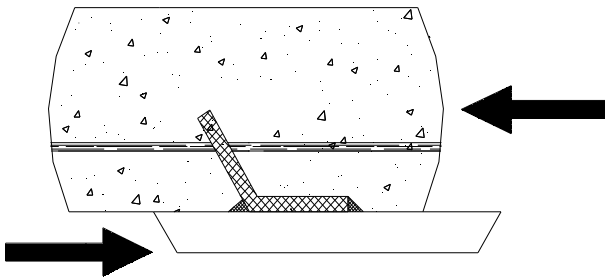
4^{ème} mode de ruine :
écrasement du béton

5-17.2- connecteur en cornière :

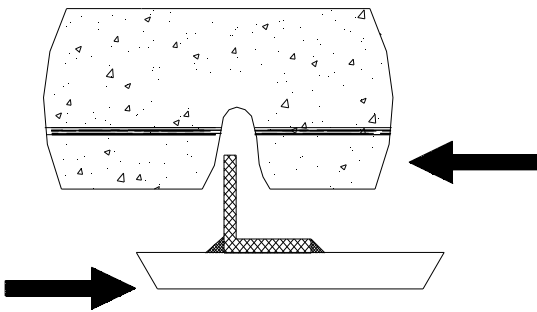




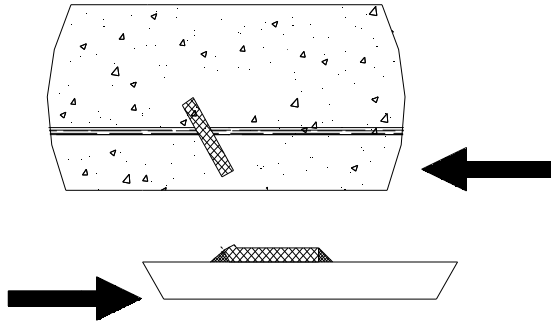
Chargement



1^{er} mode de ruine :
déplacement du connecteur



2^{ème} mode de ruine :
écrasement du béton
et arrachement du connecteur
causé par le cisaillement de la
barre longitudinale



3ème mode de ruine :
cisaillement du connecteur

5-18 Conclusion.

L'étude expérimentale a permis, dans un premier temps, de mettre le protocole d'essais en marche, capable de donner pleine satisfaction quant aux résultats d'essais, et dans un deuxième temps de mettre des bases solides pour le traitement informatique des essais par l'utilisation d'appareillage électronique et de logiciel approprié.

Les résultats obtenus en ce qui concerne les mesures effectuées s'accordent totalement, avec ceux de la littérature ; et le comportement des spécimens sous chargement, l'or des essais à respecter les lois et les relations données par la théorie.

Ce qui concerne les modes de ruine des spécimens, on a observé que le type et le nombre des connecteurs jouent un grand rôle dans la désignation de l'élément (dalle en béton ou/et connecteur-soudure) qui reçoit la ruine en premier.

La rupture des soudures et l'arrachement des connecteurs présentent deux modes de ruine négligé par l'EC4.

On a observé aussi un limitation dans le taux de glissement dans le cas de la rupture de la dalle en béton (rupture rapide), et un taux de glissement plus relevé dans le cas de rupture dans les connecteurs.



Conclusion générale.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude de la connexion acier – béton dans les constructions mixtes , avec comme objectif la compréhension du comportement des poutres mixtes sous chargement statique .

Trois voies ont été suivies :

La voie bibliographique consiste à rassembler le maximum d'informations sur les différents concepts des constructions mixtes et sur les modèles du calcul adoptés pour ce genre de structures.

La voie analytique et numérique, consistait à mettre en évidence le rôle joué par l'association de l'acier et du béton et l'intérêt à les faire travailler ensemble.

La voie expérimentale, par la réalisation d'une série d'essais de poussée « Push-out », dans lesquels le type et le nombre de connecteurs ont été étudiés. La mise au point de ce type d'essais était également un de nos objectifs.

L'étude bibliographique a permis de montrer les différents systèmes constructifs employés pour chaque élément de structure.

Des modèles de calcul ont permis de situer le problème de la connexion acier-béton et de donner les méthodes de résolution utilisées de part le monde. La plupart des modèles considèrent que c'est le glissement à l'interface acier-béton qui est déterminant ; La nature de la connexion , quelle soit totale ou partielle, influence le comportement d'une poutre mixte .

Dans la voie analytique et numérique on a montré qu'il est important de tenir compte de la limitation des capacités de rotation des sections de définir quatre classes de section comme en construction métallique différents exemples de calcul ; les quatre classes ont permis de montrer la limitation fixées aux élancements de la semelle comprimée et de l'âme de la poutre (profilé).

Le rôle joué par chacun des constituants d'une poutre mixte à été également mis en évidence. En effet il est avantageux de faire participer la dalle en béton qui repose sur le profilé métallique à la résistance de flexion globale de la section mixte .

La variation de la résistance et de la rigidité dépend du rapport entre les dimensions du profilé (type , hauteur) et l'épaisseur de la dalle de béton ce rapport peut varier de 2 à 3 fois la résistance du profilé métallique seul

La relation entre le rapport des modules plastique Z acier / Z mixte et des moments des inerties I acier / I mixte en fonction de l'épaisseur de la dalle de béton pour différent type

de profilé à montré que pour des charges identiques on constate une nette amélioration de la résistance et une diminution sensible de la flèche. Ceci conduit inévitablement à une économie de poids d'acier à une réduction de la hauteur d'étages et par conséquent une augmentation de la place disponible sous plafond

La voie expérimentale a permis d'abord la mise au point d'un protocole d'essai «Push-out» basé sur l'utilisation d'une unité de mesure informatique faisant appel à une carte d'acquisition des données ; ce protocole d'essai a permis la mesure de l'effort appliqué du glissement à l'interface acier-béton, du décollement éventuel entre la dalle en béton et le profilé métallique ces mesures en été obtenues grâce à l'emploi d'un capteur de force et des capteurs de déplacements. Cette voie a permis également de quantifier l'influence de type et du nombre des connecteurs sur le comportement de la connexion. On a que trouvé le type de connecteur joue un rôle déterminant sur le glissement entre la dalle et le profilé en particulier au début du chargement en effet le connecteur en cornière a montré une ductilité plus importante que celle du connecteur en goujon, ce qui a fait travailler le béton par la suite

En ce qui concerne l'effet du nombre du connecteur l'étude expérimentale a montré que la contribution du béton à la résistance au glissement est proportionnelle aux nombres de connecteurs en effet le degré de connexion a une influence considérable sur le comportement globale de la poutre mixte.

L'analyse expérimentale a montré également qu'il été difficile de contrôler la fissuration des dalle de béton, toute fois on a trouvé que les fissures apparaissaient très tôt au cours du chargement (pour des charge de 10% à 15 % de la charge ultime) ceci est en liaison directe avec le degré de connexion , une autre difficulté a concerné la mesure de glissement entre la dalle et le profilé métallique il n'est pas exclu que cette mesure peut être perturbé par la fissuration du béton .

Les essais ont montré que le quadrillage d'armature peut jouer un mauvais tour aux connecteurs quand il est placé très près de la tête du goujon ,en effet il à été constaté que l'arrachement des connecteurs est vraisemblablement dû aux armature de la dalle de béton qui donnaient un effet « tire-bouchon » .

Les essais qu'on a réalisé ont permis l'obtention de différents types de modes de ruine passant de la rupture du connecteur à la rupture de la dalle en béton .

Au terme de ce mémoire le travail effectué au Laboratoire de Mécanique de Sol et de Structure a été l'occasion pour moi d'améliorer mes connaissance dans le domaine des constructions mixtes en général et sur la conception des essais et des mesures s' y rapportant.

L'objectif final de cette étude qui fera l'objet d'une recherche bien approfondie sera établir une formulation analytique avec un modèle de simulation de la résistance globale de ce types d'éléments, vis à vis de tous les modes de sollicitation qui peuvent lui être appliqués, sans exclure le caractère alterné du chargement.



Références bibliographiques.

La bibliographie :

- [1] ENV 1994 1-1 Eurocode 4 : “Design of composite steel and concrete structures”
- [2] Manfred A HIRT, Rolf Bez (1996) « Trait génie civil, construction métallique volume 10 ,1996.
- [3] Mehidi N « Etude de comportement d’assemblage boulonné , par platine d’extrémité , Approche théorique et expérimentale » , thèse de magister université de Constantine 2002 .
- [4] Rain Gval M ; »utilisation des connecteurs HILTI HVB80 et 109 dans les poutres mixte » ,Revu construction métalliques N° 1 1987
- [5] B Parmentier ,Yves Mantin « La construction mixte acier–béton » CSTC magazine P 4360 hiver 2002.
- [6] A A Toprac « Essai de résistance par la fatigue des goujons pour construction mixtes » , Revu construction métallique N° 9 1969.
- [7] C Masonnet et S Cescotto « Mécanique des matériaux » .Eyrols 1980
- [8] D Bitar « Application de l’Eurocode 4-partie 1-1calcul des déformations des poutres mixtes » , Revu construction métallique N°3 1998.
- [9] P H Begin « transfert et répartition des efforts verticaux entre l’acier et le béton RCM n 4 2001 P 85.
- [10] J. M. Aribert,E Ragneaux et H Xu « développement d’un élément fini de poutre mixte acier-béton intégrant le phénomène de glissement et de semi continuité avec éventuellement voilement local » Revu construction métallique N° 2 1993.
- [11]A Albitar « Application de ECO4 résistance des sections transversales des poutres mixtes ,flexion cisaillement interaction » , Revu construction métallique N°3 1999 p 48.

- [12] J Morel « calcul des structures métallique selon EC 3 » Eyrolles 3^{ème} édition 1997.
- [13] R Dubois « les dalles des ponts mixtes » publication de ENTPE de module B13 ponts métalliques.
- [14] M Titou ,M Tehami « Modélisation par éléments finis du comportement des poutres mixtes acier-beton » SNGC 2001 15-16 mai 2001 sidi bel Abbès.
- [15] A. Amiraoui – F Z Mimoune – M Mimoune « essais push-out avec des connecteurs en goujons et en cornier » rapport de laboratoire 02 /LMSS/ 2004. 19 avril 2004.
- [16] B Tebbakh – F Z Mimoune – M Mimoune « essais push-out avec des connecteurs en goujons en plaque perforée et en forme S », rapport de laboratoire 01/LMSS 2004 28 avril 2004.
- [17] M Prat, « calcul des ouvrages généraux de construction » 1997.
- [18] S Buzon « Modélisation du comportement différé des poutres mixtes acier-béton » XXI^{èmes} RENCONTRES UNIVERSITAIRES DE GENIE CIVIL 2003 .
PRIX « RENE HOUPERT »
- [19] J.M.Aribert « analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de connexion partielle d'une poutre mixte » Revu construction métallique N°3 1997.
- [20] commission mixte AIPC-CEB-CECM-FIP sous direction de L Wahl « projet de code modèle pour construction mixte » Revu construction métallique N°1 1980.
- [21] J.M.Aribert « dimensionnement particulier de la connexion d'une poutre mixte lors d'un brusque changement de section » Revu construction métallique N°4 1995.



Annexes.

1-10. Etude bibliographique :

1-10.1- Introduction :

Cette partie est consacrée aux différentes modélisations des poutres mixtes existantes dans la littérature. Par la modélisation on peut expliquer plusieurs problèmes liés à l'analyse et à la conception des poutres mixtes.

Puisque les poutres mixtes acier-béton sont composées de deux matériaux « l'acier et le béton » ; et des éléments de liaison entre les deux composant « les connecteurs » figure 1-12, leur modélisation d'une façon générale est basée sur le comportement du béton ,d'acier et des connecteurs .

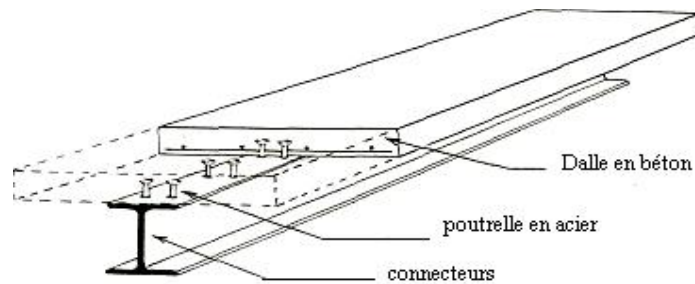
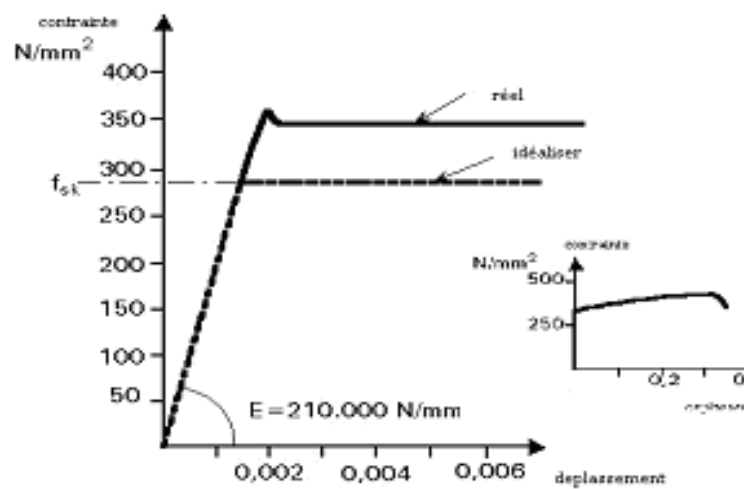


Fig 1-12 Constituant des poutres mixtes

La particularité du comportement des poutres mixtes est liée, d'une part à la présence de deux matériaux très différents (acier et béton) sollicités dans le domaine non-linéaire figure 1-13 et 1-14; d'autre part, à la nature de la liaison physique entre l'acier et le béton réalisée à l'aide de connecteurs qui assurent une connexion plus ou moins complète entre les deux parties figure 1-15.



Courbes de comportement des Aciers

Fig :1-13 Comportement de l'acier[]

ANNEXE II

CONNEXION DANS LES POUTRES DE BATIMENT

Bases de calcul

(1) Des connecteurs et des armatures transversales doivent être prévus tout le long de la poutre afin de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal entre la dalle et la poutre en acier à l'état limite ultime, en négligeant l'effet d'adhérence naturelle entre les deux.

(2) Le nombre de connecteurs doit être au moins égal à l'effort de cisaillement de calcul déterminé conformément à la section 6.2 « EC4 », divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} , déterminée conformément à la section 6.3 ou 6.5. « EC4 ».

(3) Si toutes les sections transversales sont de Classe 1 ou de Classe 2. on peut utiliser une connexion partielle si le chargement ultime de calcul est inférieur à celui qui pourrait être supporté par l'élément structural en utilisant une connexion complète. On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

(4) Les connecteurs doivent être capables de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle.

(5) Afin d'empêcher le soulèvement de la dalle, il convient de concevoir et calculer les connecteurs pour un effort de traction nominal, perpendiculaire au plan de la semelle en acier, d'au moins 0,1 fois la résistance de calcul au cisaillement de ces connecteurs. Si nécessaire, il convient de compléter ces connecteurs par des dispositifs d'ancrage.

(6) On peut admettre que les connecteurs de type goujon à tête. conformes aux dispositions des paragraphes 6.3.2 et 6.4.2 ou des paragraphes 6.3.3 et 6.4.3 de l'EC4, confèrent une résistance suffisante au soulèvement, sauf si la connexion est soumise à une traction directe.

(7) On doit se prémunir vis-à-vis de la rupture par cisaillement longitudinal et du fendage de la dalle dû aux efforts concentrés exercés par les connecteurs.

(8) Si les dispositions constructives de la connexion sont conformes à la section 6.4, de EC4 et si les armatures transversales sont conformes aux dispositions de la section 6.6 de EC4. on peut supposer que la rupture par cisaillement longitudinal et le fendage de la dalle sont exclus.

(9) On peut utiliser d'autres systèmes de connexion que les connecteurs traités dans le présent Chapitre pour assurer la transmission des efforts longitudinaux entre un élément structural en acier et la dalle, à condition que leur adéquation quant au comportement et à la résistance ait été démontrée par des essais et appuyée par un modèle conceptuel. Suivant le type

de connecteur référence doit être faite aux Normes Européennes ou aux Agréments Techniques Européens ou, leur absence, aux documents nationaux. Le calcul de la poutre mixte doit être conforme au calcul d'un élément structural similaire utilisant soit des goujons, soit d'autres connecteurs tels que ce inclus dans le présent code, dans la mesure du possible.

Capacité de déformation des connecteurs

(1) On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante par justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion au sein de la structure considérée.

(2) Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme dus dans les limites, indiquées ci-après, du degré de connexion défini par le rapport N / N_F .

ANNEXE I

Le calcul des constructions mixtes fait l'objet du code européen Eurocod

Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures; General rules and rules for buildings

Eurocode 4 - Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton - Règles générales et règles pour les bâtiments

Introduction

L'Eurocode 4 s'applique à la conception et au calcul de structures et éléments structuraux mixtes destinés aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Les structures et éléments structuraux mixtes sont constitués d'acier de construction et de béton armé ou précontraint solidarisés de façon à résister aux actions.

Brève description du contenu

L'ENV 1994-1-1 commence par une série de définitions, ainsi qu'un rappel des états limites et de leurs coefficients. Un élément structural mixte est défini comme un élément structural avec des composants en béton et en acier de construction ou en tôle formée à froid, assemblés par des connecteurs de façon à limiter le glissement longitudinal entre le béton et l'acier, et limiter la séparation de ses composants. Il contient des informations élémentaires concernant le béton (résist. caractéristiques) et concernant l'acier. Il décrit aussi des tôles profilées en acier pour dalles mixtes et en donne les limites d'élasticité.

Pour le calcul aux états limites ultimes, des informations sont données concernant la vérification d'une section mixte à l'effort tranchant, accompagné de flexion, et au voilement par cisaillement, ainsi qu'au déversement dans les poutres continues et dans les poutres mixtes de bâtiment. Les méthodes de calcul de poteaux mixtes sont présentées, ainsi que des sollicitations dans les ossatures de bâtiment, et des assemblages mixtes dans les ossatures contreventées de bâtiment.

L'ENV 1994-1-1 traite également les états limites de service: les déformations (la flèche) des éléments mixtes et la fissuration du béton.

Les connexions dans les poutres de bâtiments, des connecteurs, et la manière de les calculer sont expliqués. De même pour la vérification des dalles mixtes à la flexion, au cisaillement longitudinal, au poinçonnement, à l'effort tranchant, à la fissuration et à la flèche. Il traite des planchers avec dalles de béton préfabriquées pour le bâtiment. Il donne le calcul, l'analyse et les dispositions constructives du système de plancher.

Enfin, on explique l'exécution (le déroulement des phases de construction, la stabilité, les tolérances en cours de construction et le contrôle de la qualité), et la conception et le dimensionnement assistés par l'expérimentation (essais sur connecteur et des dalles de plancher mixtes) .

Brève description des chapitres

Après un **premier chapitre** introductif suit **le chapitre 2** "Bases de calcul" avec des informations à propos des différents états limites ultimes (voir tableau) et de service ainsi que de leurs coefficients partiels.

Le chapitre 3 "Matériaux" contient essentiellement des références à d'autres normes (surtout des autres parties des Eurocodes), dans lesquelles on peut trouver des informations concernant les matériaux.

Le chapitre 4 "Etats limites ultimes" commence par une définition de quelques caractéristiques géométriques et structurelles (section efficace, largeur

efficace, rigidité de flexion), et une classification des sections transversales des poutres. L'analyse globale des structures de pont (élastique, non linéaire) est expliquée et les paragraphes qui suivent concernent le déversement de poutres mixte acier béton,

des éléments tendus et des éléments comprimés. La fatigue est traitée en relation étroite avec les normes ENV 1991-3 (modèle de fatigue, coefficients partiels de sécurité), ENV 1992-2 (contrôle béton) et ENV 1993-2 (contrôle acier).

Le chapitre 5 "Etats limites de service" contient des prescriptions pour la limitation des contraintes (dans le béton, dans les armatures et dans l'acier), pour la maîtrise de la fissuration, pour le calcul de l'armature minimale, pour les déformations et pour les vibrations. Dans ces calculs, il est important de tenir compte du retrait du béton, de la fissuration dans le béton, des effets de température ...

Le chapitre 6 "Connexions" indique comment calculer la résistance des différents types de connecteurs au cisaillement ('headed studs', 'hoops', 'connecting blocks with hoops', 'haunches') aux états limites ultimes et de service et vis-à-vis de la fatigue. Ensuite, l'entre distance des connecteurs peut être calculée.

Les derniers chapitres suivent la logique de la partie générale ENV 1994-1-1. Les chapitres 7 et 8 donnent des règles supplémentaires pour le calcul des dalles de pont constituées soit de dalles mixtes avec béton coulé sur tôles profilées en acier, soit d'ossature en acier comportant des dalles de béton préfabriquées.

Enfin, **les chapitres 9 et 10** : l'exécution (exécution en plusieurs phases, connexions au cisaillement) et le dimensionnement assisté par des essais).

Et les Annexes

Toutes les annexes de l'ENV sont d'application sauf l'annexe A: Document de référence.

ملخص

العمل المنجز في هذه المذكرة يدور حول الإنشاءات المختلطة عموماً والاتصال بين الخرسانة والمعدن خاصة ويتكون أساساً من خمسة أبواب:

الباب الأول يتمثل في دراسة بيبلوغرافية متلخصة في تعريف الإنشاءات المختلطة، وتقديم مختلف النماذج التحليلية للعديد من الباحثين في هذا المجال.

الباب الثاني يكمن في تقديم مفهوم أقسام المقاطع وتطبيق القوانين الأوروبية الخاصة في الإنشاءات المختلطة، ونجد أيضاً أمثلة لكيفية حساب أقسام المقاطع.

الباب الثالث يوضح أهمية هذه الإنشاءات وخاصة عامل الإزدواجية على القوة والصلابة لمثل هذه الإنشاءات.

الباب الرابع خصص لدراسة سلوك الإتصال بين الخرسانة والمعدن، حيث تم تقديم مختلف أنواع أدوات الاتصال وتأثير درجة الاتصال على السلوك العام للعوارض المختلفة.

الباب الخامس ذو طبيعة تجريبية بحثية حيث خصص لتحضير بروتوكول التجارب (ذات حجم حقيقي) والتي تم إجرائها على مستوى مخبر ميكانيك الأرض والإنشاءات لقسم الهندسة المدنية، حيث سمحت نتائج البحث لتحليل مدى تأثير أنواع وأعداد أدوات الإتصال على سلوك الإنشاءات المختلطة.

Abstract

The work presented in this memory, in general relates to composite constructions; and in particular the characterization of connection between steel and concrete. It includes five chapters.

The first chapter in bibliographical matter, was devoted to the presentation of composite constructions, and the different models from calculation developed by various researchers.

The second chapter, was devoted to the introduction of the concept of class section as well as the application of the specific European code to composite constructions. and examples of calculation of the class section were presented.

The third chapter shows the interest of composite constructions as well as the composite effect on resistance and rigidity of the composite construction.

The fourth chapter, was devoted to the study of the behavior of the steel-concrete connection, in which are presented the various types of connectors and the influence of the degree of connection on the behavior of the composite beam.

The chapter five, in purely experimental matter, was devoted to the preparation of the protocol of test "Push-out", and of the experimental results on a series of tests, of natural size, realized at the laboratory of Soil mechanics and Structures of the department of Civil Engineering, university of Constantine; The test results made it possible to analyze the contribution of the type and the number of connectors.

Key words: composite construction – connection – connector – Eurocode 4 - test - Push-out

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire, concerne les constructions mixtes en général et la caractérisation de la connexion acier béton en particulier. Il comprend principalement cinq chapitres.

Le premier chapitre à caractère bibliographique, a été consacré à la présentation des constructions mixtes et les différents modèles de calcul développés par différents chercheurs.

Le deuxième chapitre, a été consacré à l'introduction de la notion de classe de section ainsi que l'application du règlement européen propre aux constructions mixtes. Des exemples de calcul de classe de section ont été présentés.

Le troisième chapitre montre l'intérêt des constructions mixtes ainsi que l'effet mixte sur la résistance et la rigidité de ce genre de construction.

Le quatrième chapitre, a été consacré à l'étude du comportement de la connexion acier-béton, dans lequel sont présentés les différents types de connecteurs et l'influence du degré de connexion sur le comportement de la poutre mixte.

Le chapitre cinq, à caractère purement expérimental, a été consacré à la préparation du protocole d'essai de poussée dit « Push-out », et des résultats expérimentaux sur une série d'essais, de grandeurs nature, réalisés au laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures du département de Génie Civil. Les résultats d'essais ont permis d'analyser la contribution du type et du nombre de connecteurs.

Mots clés : construction mixte – connexion – connecteur – Eurocode 4 - essai - Push-out

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
$d = h - 3t$ [$t = t_f = t_w$]				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
1	Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
			Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \leq 72 \epsilon$	$d / t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d / t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d / t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
3	Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
			Quand $\psi > -1$: $d / t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d / t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 2-3 : classification de l'âme du profilé métallique.

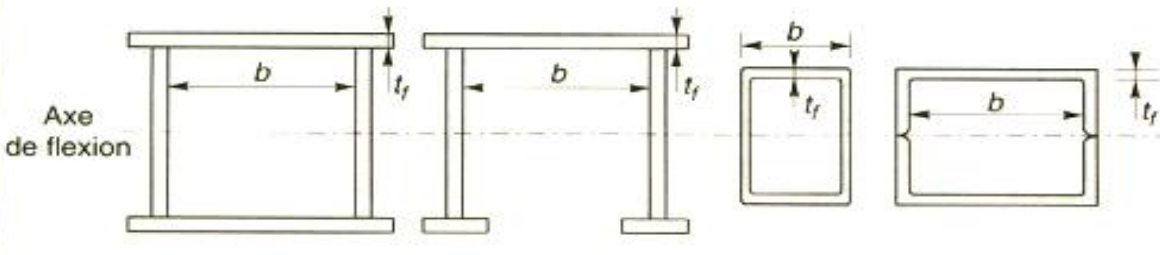
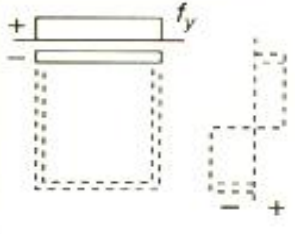
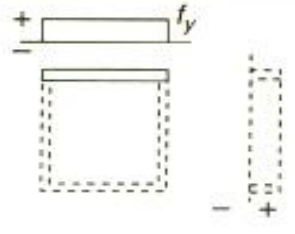
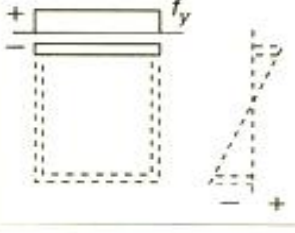
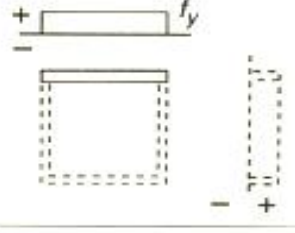
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)				
				
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 33 \epsilon$		$(b - 3t_f) / t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 33 \epsilon$		$b / t_f \leq 42 \epsilon$
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 38 \epsilon$		$(b - 3t_f) / t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 38 \epsilon$		$b / t_f \leq 42 \epsilon$
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)				
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42 \epsilon$		$(b - 3t_f) / t_f \leq 42 \epsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 42 \epsilon$		$b / t_f \leq 42 \epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 2-2 : classification de la semelle du profilé métallique.

$$62 \times 0.81 \times (1 + 1.465) \sqrt{1.465} = 149.8$$

$$-d/t = 118.7 < 149.8 \quad \text{Ame de classe 3}$$

En conclusion :

SECTION MIXTE DE CLASSE 3

- Moment de resistance élastique
- Module élastique fibre inférieure acier := -
 56.10^6 mm^3
- Module élastique fibre supérieure béton :=
 1438.10^6 mm^3
- Contrainte limite acier en traction : = -355
 N/mm^2
- Contrainte limite béton en compression :
= 14.17 N/mm^2

Moment de résistance élastique : = 19880 KNm

- Calcul de la section efficace en classe 2
- Hauteur efficace de la partie comprimée de
l'ame : $40.t.\varepsilon = 40 \times 15 \times 0.81 = 486 \text{ mm}$

Les 486 mm

- Position du nouvel axe neutre plastique
- Effort de compression total C

Dalle 8500 KN

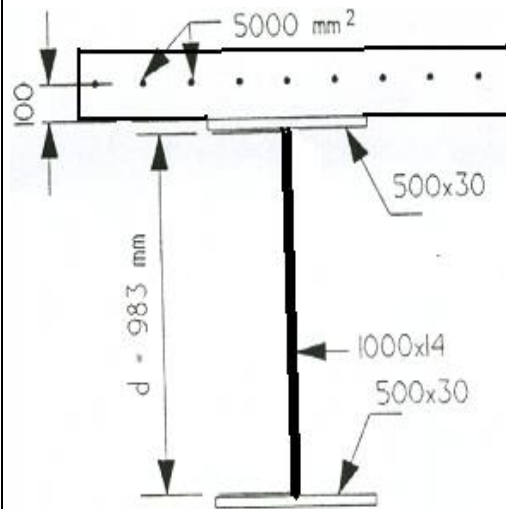
Semelle supérieure	2840	KN
Ame	2641.2	KN
Total	<u>13981.2</u>	KN

- Effort de traction T
 - Semelle inférieure 8520 KN
 - Ame en traction $Z_p \times 15 \times 355 \times 10^{-3} = 1025.6 \text{ mm}$
 - Le moment de résistance plastique
 $M = 22569.2 \text{ KNm}$
- On comparaison avec le moment de résistance élastique on obtient un gain de l'ordre de 13%

EXEPMLE 02

Section sous moment négatif – connexion complète

Déterminer la classe de la section mixte donnée à la figure.



Classification de la section mixte

Hypothèse de départ : section de classe 1 ou 2

- Position de l'ANP

Effort de traction ultime dans les aciers

d'armatures :

$$F_{arm} = 5000 \times 400 / 1.15 = -1739.13 \text{ KN}$$

Puisque la poutrelle métallique est à semelles égales, la partie tendue de l'âme se calcule facilement à partir de l'égalité :

$$1739.13 \times 10^3 + 14 \times 355 \times Z_p = 14 \times 355 \times (1000 - Z_p) \Rightarrow Z_p = -325.0 \text{ mm}$$

- Classement de la selle comprimée
- Elancement de la semelle inférieure :

$$C/t = 250 - 7.5 - 8.5 / 30 = 7.8$$

- Elancement limite de classe 1 :

$$9 \times 0.81 = 7.3 < 7.8$$

- Elancement limite de classe 2 :

$$10 \times 0.81 = 8.1 > 7.8$$

SEMELLE DE CLASSE 2

- Classement de l'âme

$$\text{Elancement de l'âme} = d/t = 983/14 = 70.2$$

Caractéristique des matériaux

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2; \varepsilon = 0.81, \gamma_a = 1.0, \gamma_a = 1.0$$

Béton normal de classe C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \gamma_c = 1.5$$

Aciers d'armatures:

$$F_y = 400 \text{ N/mm}^2; \gamma_s = 1.15, E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Caractéristiques de la section métallique seule

$$A_a = 44000 \text{ mm}^2$$

$$I_{yy} = 0.912567 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Section métallique de classe 3

- Elancement limite de classe 2 :

$$\alpha = 666.5/983 = 0.678 > 0.5$$

d/t limite classe 2

$$456 \times 0.81 / 13 \times 0.678 - 1 = 47.3 < 70.2$$

Ame de classe supérieure à 2

Hypothèse de départ non validée

- Distribution élastique de contraintes pour la classification de l'âme
- Position de l'axe neutre élastique conforme à la figure....
- $Z_e = 565.7$ mm à partir du centre des armatures
- Calcul du coefficient ψ ;

$$\Psi = -427.2/555.8 = -0.769 > -1$$

- Elancement limite de classe 3 :

$$= \frac{42 \times 0.81}{0.67 - 0.33 \times 0.769} = 81.7 > 70.2$$

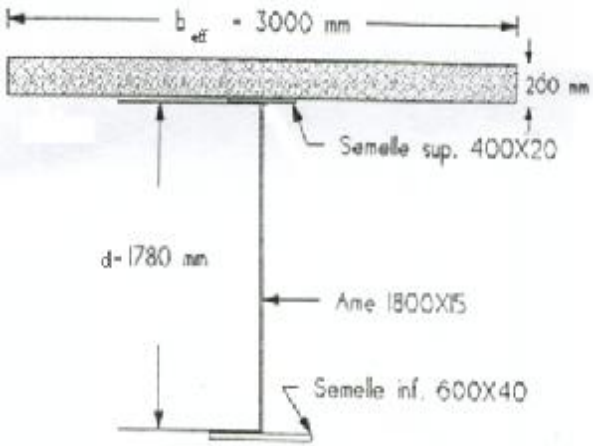
Ame de classe 3

Section mixte de classe 3

- Moment de résistance élastique
- Module élastique fibre inférieure acier :

	<p>$= -18.354 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Module élastique aciers d'armatures : <p>$= 19.281 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moment de résistance élastique <p>$= -18.354 \times 355 = -6519 \text{ KNm}$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Calcul de la section efficace en classe 2 <p>Hauteur efficace de la partie comprimée de l'ame :</p> <p>$40 \cdot t \cdot \epsilon = 40 \times 14 \times 0.81 = 453.6 \text{ mm}$</p> <p>Les 453.6 mm</p> <ul style="list-style-type: none"> - Position du nouvel ANP - - Effort de compression total C <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">Semelle inférieure</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">5325</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Ame</td> <td style="text-align: right;">2296.6</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td style="text-align: right;">7621.6</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> </table> <ul style="list-style-type: none"> - Effort de traction total T <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">Semelle supérieure</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">5325</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Armature</td> <td style="text-align: right;">1739.1</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Ame</td> <td style="text-align: right;">$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$</td> <td></td> </tr> </table> <p>Par équilibre T=C</p>	Semelle inférieure	5325	KN	Ame	2296.6	KN	Total	7621.6	KN	Semelle supérieure	5325	KN	Armature	1739.1	KN	Ame	$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$		
Semelle inférieure	5325	KN																		
Ame	2296.6	KN																		
Total	7621.6	KN																		
Semelle supérieure	5325	KN																		
Armature	1739.1	KN																		
Ame	$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$																			

Exemple de classification des sections mixtes acier-béton

Exemple	Calcul	Commentaires
<p><u>EXEMPLE 01 :</u> section sous moment positif-connexion complète On demande déterminer la classe de la section mixte</p> 	<p>Caractéristiques de la section métallique seule</p> <p>$A_a = 59000 \text{ mm}^2$ $I_{yy} = 0.30519 \times 10^{11} \text{ mm}^4$</p> <p>Section métallique de classe 4</p> <p>Classification de la section mixte</p> <p>$F_b = 0.85 \times 25 \times 3000 \times 200 / 1.5 = 8500 \text{ KN}$ $F_a = 59000 \times 355 / 1.0 = 20945 \text{ KN}$ $F_b < F_a$ ANP dans le profilé</p> <p>$2F$ semelle supérieure = $2 \times 400 \times 20 \times 355 / 1.0 = 5680 \text{ KN}$ $5680 \text{ KN} < F_a - F_b \rightarrow$ ANP dans l'âme</p> <p>La hauteur comprimée de l'âme :</p> $H = \frac{20945 - 8500 - 5680}{2 \times 355 \times 15} \times 10^3 = 635,2 \text{ mm}$ <p>L'ANP est à $(635,2 + 20 + 200) = 855,2 \text{ mm}$ à partir de la fibre supérieure béton.</p> <p>- Classement de la semelle comprimée :</p> <p>Elancement $c/t = 200 - 7.5 - 10/20 = 9.1$ Elancement limite de classe 2 :</p>	<p>Caractéristique des matériaux</p> <p>$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$; $\varepsilon = 0.81$, $\gamma_a = 1.0$, $\gamma_a = 1.0$</p> <p>Béton normal de classe C25/30</p> <p>$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_c = 1.5$</p> <p>Les armatures en compression ne sont pas prises en compte dans le calcul</p>

	<p>$10 \times 0.81 = 8.1$</p> <p>Elancement limite de classe 3 :</p> <p>$14 \times 0.81 = 11.3$</p> <p>La semelle est de classe 3 si elle n'est pas connectée, mais par la présence d'une connexion conforme à la clause 6.4.1.5 EC4 on considère la semelle de classe 1</p> <ul style="list-style-type: none"> - Classement de l'âme <p>Elancement de l'âme = $1780/15 = 118.7$</p> <p>$\alpha = 652.2/1780 = 0.351 < 0.5$</p> <p>Elancement limite de classe 2 :</p> <p>$41.5 \times 0.81 / 0.351 = 95.8 < 118.7$</p> <p>→ Ame de classe supérieur à 2</p> <p>HYPOTHESE DE DEPART NON VALIDEE</p> <ul style="list-style-type: none"> - Distribution élastique des contraintes pour la classification de l'âme - Coefficient d'équivalence = 20.7 - la fibre supérieure béton = 952.2 mm - Calcul du coefficient ψ : <p>$\Psi = - 1057.8/722.2 = -1.465 < -1$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Elancement limite de classe 3 : 	
--	---	--

$$62 \times 0.81 \times (1 + 1.465) \sqrt{1.465} = 149.8$$

$$-d/t = 118.7 < 149.8 \quad \text{Ame de classe 3}$$

En conclusion :

SECTION MIXTE DE CLASSE 3

- Moment de resistance élastique
- Module élastique fibre inférieure acier := -
 56.10^6 mm^3
- Module élastique fibre supérieure béton :=
 1438.10^6 mm^3
- Contrainte limite acier en traction : = -355
 N/mm^2
- Contrainte limite béton en compression :
= 14.17 N/mm^2

Moment de résistance élastique : = 19880 KNm

- Calcul de la section efficace en classe 2
- Hauteur efficace de la partie comprimée de
l'ame : $40.t.\varepsilon = 40 \times 15 \times 0.81 = 486 \text{ mm}$

Les 486 mm

- Position du nouvel axe neutre plastique
- Effort de compression total C

Dalle 8500 KN

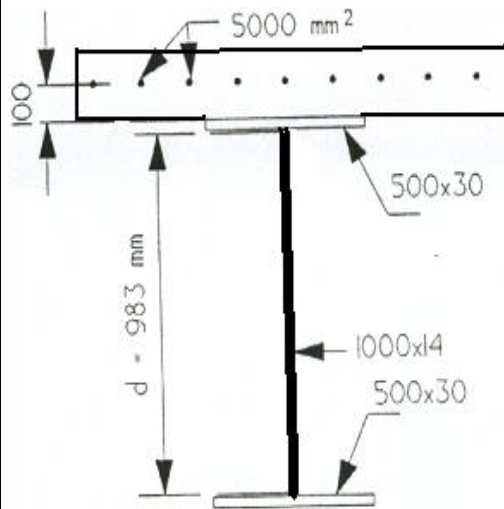
Semelle supérieure	2840	KN
Ame	2641.2	KN
Total	<u>13981.2</u>	KN

- Effort de traction T
 - Semelle inférieure 8520 KN
 - Ame en traction $Z_p \times 15 \times 355 \times 10^{-3} = 1025.6 \text{ mm}$
 - Le moment de résistance plastique
 $M = 22569.2 \text{ KNm}$
- On comparaison avec le moment de résistance élastique on obtient un gain de l'ordre de 13%

EXEPMLE 02

Section sous moment négatif – connexion complète

Déterminer la classe de la section mixte donnée à la figure.



Classification de la section mixte

Hypothèse de départ : section de classe 1 ou 2

- Position de l'ANP

Effort de traction ultime dans les aciers

d'armatures :

$$F_{arm} = 5000 \times 400 / 1.15 = -1739.13 \text{ KN}$$

Puisque la poutrelle métallique est à semelles égales, la partie tendue de l'âme se calcule facilement à partir de l'égalité :

$$1739.13 \times 10^3 + 14 \times 355 \times Z_p = 14 \times 355 \times (1000 - Z_p) \Rightarrow Z_p = -325.0 \text{ mm}$$

- Classement de la selle comprimée
- Elancement de la semelle inférieure :

$$C/t = 250 - 7.5 - 8.5 / 30 = 7.8$$

- Elancement limite de classe 1 :

$$9 \times 0.81 = 7.3 < 7.8$$

- Elancement limite de classe 2 :

$$10 \times 0.81 = 8.1 > 7.8$$

SEMELLE DE CLASSE 2

- Classement de l'âme

$$\text{Elancement de l'âme} = d/t = 983/14 = 70.2$$

Caractéristique des matériaux

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2; \varepsilon = 0.81, \gamma_a = 1.0, \gamma_a = 1.0$$

Béton normal de classe C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2, \gamma_c = 1.5$$

Aciers d'armatures:

$$F_y = 400 \text{ N/mm}^2; \gamma_s = 1.15 \quad E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Caractéristiques de la section métallique seule

$$A_a = 44000 \text{ mm}^2$$

$$I_{yy} = 0.912567 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Section métallique de classe 3

- Elancement limite de classe 2 :

$$\alpha = 666.5/983 = 0.678 > 0.5$$

d/t limite classe 2

$$456 \times 0.81 / 13 \times 0.678 - 1 = 47.3 < 70.2$$

Ame de classe supérieure à 2

Hypothèse de départ non validée

- Distribution élastique de contraintes pour la classification de l'âme
- Position de l'axe neutre élastique conforme à la figure....
- $Z_e = 565.7$ mm à partir du centre des armatures
- Calcul du coefficient ψ ;

$$\Psi = -427.2/555.8 = -0.769 > -1$$

- Elancement limite de classe 3 :

$$= \frac{42 \times 0.81}{0.67 - 0.33 \times 0.769} = 81.7 > 70.2$$

Ame de classe 3

Section mixte de classe 3

- Moment de résistance élastique
- Module élastique fibre inférieure acier :

	<p>$= -18.354 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Module élastique aciers d'armatures : <p>$= 19.281 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Moment de résistance élastique <p>$= -18.354 \times 355 = -6519 \text{ KNm}$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Calcul de la section efficace en classe 2 <p>Hauteur efficace de la partie comprimée de l'ame :</p> <p>$40 \cdot t \cdot \varepsilon = 40 \times 14 \times 0.81 = 453.6 \text{ mm}$</p> <p>Les 453.6 mm</p> <ul style="list-style-type: none"> - Position du nouvel ANP - - Effort de compression total C <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">Semelle inférieure</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">5325</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Ame</td> <td style="text-align: right;">2296.6</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Total</td> <td style="text-align: right;">7621.6</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> </table> <ul style="list-style-type: none"> - Effort de traction total T <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">Semelle supérieure</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">5325</td> <td style="width: 20%; text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Armature</td> <td style="text-align: right;">1739.1</td> <td style="text-align: right;">KN</td> </tr> <tr> <td>Ame</td> <td style="text-align: right;">$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$</td> <td></td> </tr> </table> <p>Par équilibre T=C</p>	Semelle inférieure	5325	KN	Ame	2296.6	KN	Total	7621.6	KN	Semelle supérieure	5325	KN	Armature	1739.1	KN	Ame	$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$		
Semelle inférieure	5325	KN																		
Ame	2296.6	KN																		
Total	7621.6	KN																		
Semelle supérieure	5325	KN																		
Armature	1739.1	KN																		
Ame	$Z_p \times 355 \times 14 \times 10^{-3}$																			