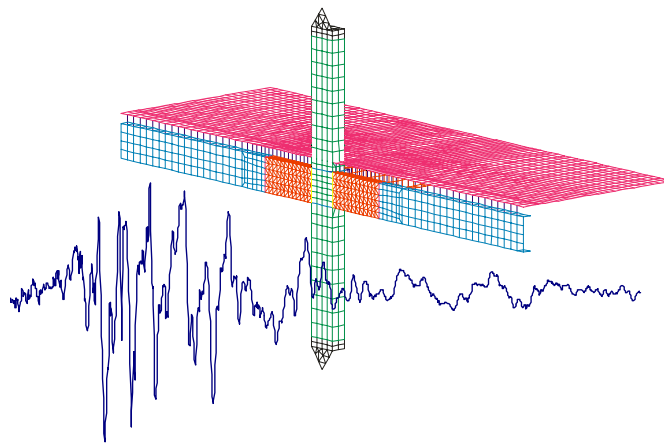


UNIVERSITE DE LIEGE

Faculté des Sciences Appliquées

**Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction
poutre poteau dans les structures en portiques mixtes
soumises à une action sismique**



par

DONEUX Catherine

Ingénieur Civil des Constructions

**Thèse de Doctorat présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en
Sciences Appliquées**

Année Académique 2001-2002

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I INTRODUCTION ET CONTEXTE	1
I.1. Introduction	1
I.2. Contexte	2
CHAPITRE II DÉFINITION DES PROBLÈMES ET ÉTAT DE LA QUESTION	5
II.1. Définitions	5
II.1.1. Structures mixtes, structures souples et structures rigides	5
II.1.2. Concept de largeur effective	7
II.2. Définition des problèmes de dimensionnement parasismique de portiques mixtes	9
II.2.1. Rigidité EI	10
II.2.2. Résistance plastique de dimensionnement en flexion MRd	13
II.2.3. Ductilité	15
II.3. Problème de ductilité locale et classement des sections	21
II.3.1. Ductilité de section mixte sous moment positif	21
II.3.2. Ductilité de section mixte sous moment négatif	23
II.4. Données de l’Eurocode 4 pour le calcul des armatures de dalles dans les nœuds mixtes	24
II.5. Données américaines et japonaises pour le calcul des armatures de dalles dans les nœuds mixtes.	27
II.6. Etat de contrainte dans les dalles de portique en béton armé suivant les analyses de Paulay & Priestley (1992)	28
II.6.1. Mécanisme de semelle tendue – nœud intérieur isolé	28
II.6.2. Rôle des poutres transversales	31
II.6.3. Application aux poutres continues	32
II.6.4. Commentaires sur l’état de contrainte dans nœuds de portique en béton armé décrit par Paulay et son applicabilité aux portiques mixtes.	33
II.7. Comportement des goujons connecteurs	35
II.7.1. Connexion totale et partielle	35
II.7.2. Comportement des goujons connecteurs sous charge monotone croissante	36
II.7.3. Comportement des goujons connecteurs sous charges cycliques	40
II.8. Résultats expérimentaux de la littérature	42
CHAPITRE III DÉVELOPPEMENTS PRÉLIMINAIRES AUX ÉTUDES EXPÉRIMENTALES	47
III.1. Etude de la ductilité des sections mixtes sous moment positif	47

III.2. Méthode de calcul des armatures de dalles des profils mixtes en Té pour la reprise des moments de flexion sismiques positifs	51
III.2.1. Introduction	51
III.2.2. Définition du problème	51
III.2.3. Transfert des efforts dans la dalle sans poutre transversale	51
III.2.4. Transmission des efforts dans la dalle en présence d'une poutre transversale	56
III.2.5. Synthèse des transmissions des efforts dans la dalle sous charge de tremblement de terre – Le moment négatif est pris en compte.	58
III.2.6. Dispositions des armatures sismiques	59
III.2.7. Résumé des situations possibles de nœuds poutre-colonne extérieur et intérieur mixtes et axe du travail à réaliser	59
CHAPITRE IV ETUDES EXPÉRIMENTALES	63
IV.1. Tests sur nœuds poutres mixtes-colonnes effectués à la T.U. DARMSTADT	63
IV.1.1. Description générale	63
IV.1.2. Description générale du comportement des spécimens	69
IV.1.3. Evaluation de la ductilité et des rotations sur base des diagrammes expérimentaux	72
IV.1.4. Analyse des résultats du Spécimen WR-X (Doneux, 1999a)	76
IV.1.5. Analyse des résultats du Spécimen BR-X (Doneux, 1999a)	82
IV.1.6. Analyse des résultats du Spécimen BF-X (Doneux, 1999a)	88
IV.1.7. Conclusions relatives au comportement global des spéc. WR, BR et BF.	90
IV.1.8. Résultats des mesures locales (Doneux, 1998)	92
IV.1.9. Conclusions tirées des mesures locales	96
IV.2. Etude expérimentale sur une structure mixte tridimensionnelle au CCR ISPRA	98
IV.2.1. Brève description de la structure testée	98
IV.2.2. Résultats en termes de rapport α_u/α_l (global overstrength)	99
IV.2.3. Résultats en termes de moments plastiques et de largeurs effectives	100
IV.2.4. Principales conclusions pratiques du test sur la structure tridimensionnelle à Ispra	104
IV.3. Etude expérimentale d'un portique mixte plan à SACLAY	105
IV.3.1. Brève description des essais	105
IV.3.2. Nombre de connecteurs sur la poutre longitudinale	106
IV.3.3. Nombre de connecteurs sur la poutre transversale	109
IV.3.4. Courbes moments – rotations	111
IV.3.5. Largeurs effectives pour le calcul des moments plastiques	111
IV.3.6. Largeur effective pour le calcul des inerties élastiques	112
CHAPITRE V ETUDE NUMÉRIQUE DU MÉCANISME DE TRANSFERT DES FLEXIONS À LA JONCTION POUTRE-POTEAU	115
V.1. Etude bibliographique et définition des problèmes de modélisation.	115
V.1.1. Modélisations bidimensionnelles ou tridimensionnelles de poutres et nœuds mixtes	115
V.1.2. Comportement du béton et du béton armé. Problèmes de modélisation	122
V.1.3. Dégradation due au caractère cyclique des sollicitations	136

V.2. Description de la modélisation. Hypothèses.	137
V.2.1. Modélisation des parties métalliques	137
V.2.2. Modélisation de la dalle	138
V.2.3. Modélisation des goujons connecteurs sur la poutre longitudinale parallèle à la sollicitation	139
V.2.4. Modélisation des goujons connecteurs sur la poutre transversale perpendiculaire à la sollicitation	141
V.2.5. Conditions aux limites	141
V.2.6. Modélisation de base résultante	141
V.3. Calcul non linéaire. Calibration des lois locales	143
V.3.1. Goujons connecteurs – influence de leur rigidité	143
V.3.2. Loi du matériau béton – localisation – branche descendante	144
V.3.3. Drucker-Präger en état plan de contrainte et confinement par armaturage transversal	147
V.3.4. Solution choisie	149
V.3.5. Influence du coefficient de réduction du module de cisaillement	149
V.3.6. Calibration finale	150
V.4. Nœud extérieur dont la poutre est soumise à moment positif	153
V.4.1. Description des configurations étudiées	153
V.4.2. Etude linéaire de la configuration n°1 – inerties et largeurs effectives	154
V.4.3. Etude linéaire de la configuration n°2 – inerties et largeurs effectives	163
V.4.4. Etude linéaire de la configuration n°3 – inerties et largeurs effectives – répartition des efforts transmis par la poutre transversale	163
V.4.5. Etude linéaire de la configuration n°4 – inerties et largeurs effectives – comparaison avec les transferts d'effort par compression directe (config1) et par poutre transversale (config3)	168
V.4.6. Etude linéaire de la configuration n° 5 – inerties et largeurs effectives – comparaison avec les transferts d'effort par compression directe seule (config1), par compression directe et béton entre les ailes (config2) et par compression directe et poutre transversale (config4)	170
V.4.7. Synthèse des influences de configurations de nœuds sur l'inertie mixte de poutre	171
V.4.8. Recherche d'une expression analytique des raideurs (relatives) des différents mécanismes	172
V.4.9. Etude non linéaire de la configuration n°1	174
V.4.10. Etude non linéaire – comparaison des différentes configurations	179
V.4.11. Synthèse des résultats relatifs au nœud extérieur soumis à M+	186
V.4.12. Discussion générale	187
V.4.13. Calcul de la poutre transversale et de ses goujons	188
V.5. Nœud extérieur dont la poutre est soumise à moment négatif	191
V.5.1. Description des configurations étudiées	191
V.5.2. Etude non linéaire des configurations 1- et 2-	192
V.5.3. Etude non linéaire de la configuration 3-	196
V.5.4. Synthèse des résultats relatifs aux simulations numériques sur nœud extérieur soumis à M- et conclusions	202

V.6.Nœud intérieur dont l'une des poutres est soumise à moment positif et l'autre à moment négatif	205
V.6.1. Nœud de Darmstadt – influence de la poutre transversale	205
V.6.2. Description des configurations étudiées	208
V.6.3. Etude non linéaire – comparaison des différentes configurations	209
V.6.4. Synthèse des résultats de l'étude non linéaire d'un nœud mixte en croix soumis à un moment positif d'un côté de la colonne et à un moment négatif de l'autre.	225
V.7.Etude par modélisation numérique de l'influence de la géométrie des montages d'essai sur le comportement des nœuds mixtes	227
V.7.1. Position du problème	227
V.7.2. Structure de référence étudiée.	229
V.7.3. Résultats	231
V.7.4. Conclusions	243
CHAPITRE VI TRADUCTION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET NUMÉRIQUES EN VALEURS DE CODE	245
VI.1. Remarques préliminaires	245
VI.2. Apport à l'Eurocode 8	246
VI.2.1. Clauses sur la ductilité des sections soumises à un moment de flexion positif – limitation du rapport x/d – prEN1998 – 7.6.2 (8) et (9)	246
VI.2.2. Clause sur les armatures sismiques – prEN1998 – 7.6.2 (10)	246
VI.2.3. Clauses sur les largeurs effectives – prEN1998 – 7.6.3	247
VI.2.4. ANNEX C : Dimensionnement de la dalle dans la zone autour de la colonne dans les structures en portique	248
CHAPITRE VII CONCLUSIONS	255

Chapitre I INTRODUCTION ET CONTEXTE

I.1. Introduction

La présente thèse a pour objectif l'étude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique, dans l'hypothèse où l'assemblage poutre poteau est de type pleinement résistant.

La thèse contribue à la définition des éléments nécessaires pour effectuer un calcul sécuritaire de la résistance à l'action sismique des portiques mixtes. A l'heure actuelle, le chapitre relatif aux constructions mixtes dans l'Eurocode 8, basé en partie sur nos travaux, a été édité [prEN 1998-1-3 (2001)]. Notre contribution concerne les poutres mixtes avec dalle et leur jonction aux colonnes, pour le calcul desquelles notre travail établit un ensemble d'éléments d'information cohérents. Cependant, des études dans ce domaine restent utiles pour affiner les règles proposées et étendre leur applicabilité au cas des assemblages à résistance partielle.

Rappelons d'abord le principe de base du projet parasismique, à savoir le "dimensionnement capacitif".

Lors d'un dimensionnement d'une structure soumise à forte sollicitation sismique, les éléments de la structure sont proportionnés de manière à réaliser une distribution des zones de dissipation d'énergie du séisme dans la structure selon un schéma choisi. Les zones de plastification forment un ensemble ne mettant pas en danger l'équilibre global de la structure. Cela correspond à ce qu'on appelle un "dimensionnement capacitif". Dans ce contexte, il est primordial de bien connaître la résistance de chaque élément pour être sûr que la ruine aura lieu là où on le désire. Dans un portique, on applique généralement le concept "poutre faible – colonne forte", c'est-à-dire que l'on désire que la dissipation d'énergie se fasse dans des rotules plastiques de poutres.

Quelle différence existe-t-il entre les structures en acier et les structures mixtes ?

Dans les structures en acier, les résistances des sections et des assemblages sont relativement bien contrôlées et il est aisé de hiérarchiser l'apparition des rotules plastiques. Dans les structures mixtes par contre, la contribution de la dalle au moment de flexion résistant de la poutre est une quantité variable mal maîtrisée qui dépend de nombreux paramètres, tels le pourcentage d'armatures, la densité des connecteurs et la participation de la poutre transversale dans le schéma résistant. Il est très important de connaître l'effet de ces paramètres car ils influencent directement la capacité flexionnelle des poutres et, par conséquent, ils peuvent modifier l'ordre d'apparition des rotules plastiques entre les colonnes et les poutres et complètement mettre à mal le concept poutre faible – colonne forte.

Le but général de notre thèse est de mettre en évidence et de quantifier le rôle de la dalle -et implicitement de ses composants, les armatures, les goujons connecteurs et la poutre transversale- dans le transfert de moment de flexion de la poutre à la colonne.

L'objectif pratique est la définition de données utilisables par les auteurs de projet, telles que

- des largeurs effectives à prendre en considération pour l'analyse des structures en portiques mixtes sous séisme et pour le calcul des résistances (moments plastiques) des sections
- des éléments nécessaires à la définition des détails de connexion acier-béton et des armatures
- l'implémentation de ces informations dans un format de règle de calcul, dans l'Eurocode 8.

Le travail est subdivisé en 7 chapitres :

-le chapitre II fait l'état de la question. On y met en évidence les différents problèmes inhérents au mixte en zone sismique.

-le chapitre III présente des études préliminaires aux études expérimentales : une étude sur la ductilité des sections mixtes, une proposition de méthode de calcul des armatures de dalles des profils mixtes en T pour la reprise des moments de flexion sismiques positifs.

-le chapitre IV décrit les programmes expérimentaux réalisés dans le cadre de la thèse et servant de base aux développements numériques.

-le chapitre V porte sur l'étude numérique paramétrique du nœud poutre-poteau mixte, étude dont on déduit l'influence de divers paramètres, tels les goujons, la dalle et la poutre transversale. Il se clôture par une étude numérique sur l'influence de la géométrie du montage d'essai sur les comportements des nœuds mixtes.

-le chapitre VI est une tentative de traduction des résultats expérimentaux et numériques en valeurs de code.

-le chapitre VII conclut le travail et définit des études ultérieures utiles.

I.2. Contexte

En 1994, la décision fut prise par le SC8 (Sous Comité 8 – Construction en zone sismique) TC 250 (Eurocode) du CEN (Comité Européen de Normalisation) de n'accorder à la partie relative aux constructions mixtes acier béton qu'un statut d'Annexe informative. Il fut considéré à l'époque que les études sur le sujet étaient tellement insuffisantes ou inexistantes que l'on ne pouvait pas vraiment faire confiance au texte de l'époque. Cette situation était due au fait que la recherche relative aux structures mixtes soumises aux actions horizontales, en particulier sismiques, était pratiquement inexistante. Il suffit de se reporter au paragraphe II.8 et d'y chercher des résultats expérimentaux antérieurs à 1994 pour constater qu'on était proche du vide.

En 1994 encore, lors du tremblement de terre de Northridge (Los Angeles), le comportement des structures métalliques et mixtes en portique fut catastrophique. Certaines raisons à ces problèmes étaient liées au matériau acier de base et aux matériaux et procédés de soudages, mais certains aspects spécifiques aux éléments mixtes comme le caractère dissymétrique des sections en T dans lesquelles l'allongement à la fibre inférieure est plus important, à rotation égale, que dans les sections symétriques en acier, contribuèrent au problème.

Cette situation fut la raison d'une série de propositions de recherches au niveau européen et de leur succès. Le Groupe Sismique de l'Université de Liège (Prof. A. PLUMIER) joua un rôle important dans la préparation et l'exécution de plusieurs projets de recherche.

Une activité importante fut développée comme thème 4 du projet ICONS, un réseau de recherche financé par le DG XI de l'Union Européenne. Ce projet permit d'organiser un ensemble d'activités coordonnées, en finançant la mobilité européenne des partenaires de la recherche et/ou en permettant d'inviter des experts extérieurs au projet à participer aux travaux. C'est au sein de ce projet que fut développé le texte de la partie manquante (constructions mixtes) de l'Eurocode 8.

D'importantes recherches expérimentales furent financées par ailleurs, tout d'abord par le biais du programme "Grandes Installations", qui permit l'exécution d'essais sur table à secousses à l'ISMES (Bergamo), à la NTUA (Athènes) et au CEA (Saclay). Ensuite, un financement

spécifique de la DG III de l'Union Européenne permet la réalisation d'un test majeur sur structure tridimensionnelle en vraie grandeur au Centre Commun de Recherche à Ispra et de tests complémentaires sur assemblages à la TU Darmstadt.

A côté de ces activités impliquant l'Université de Liège, d'autres recherches européennes ou nationales contribuèrent au relèvement général du niveau des connaissances relatives aux structures mixtes. On peut citer les travaux de ARIBERT-LACHAL dans le projet Copernicus RECOS du Professeur MAZZOLANI, ainsi que les travaux de BURSI à Trento.

Chapitre II DEFINITION DES PROBLEMES ET ETAT DE LA QUESTION

II.1. Définitions

II.1.1. Structures mixtes, structures souples et structures rigides

Le terme "ossatures mixtes" englobe un ensemble très diversifié de structures. L'Eurocode 4 définit un portique mixte comme étant une structure dans laquelle une partie ou l'entièreté des poutres et des colonnes sont des éléments mixtes et la majorité des éléments restants sont en acier structurel. Un élément est dit mixte quand acier et béton sont "reliés" pour résister ensemble aux sollicitations. Les colonnes mixtes sont classées en 2 grands types : les profils acier enrobés de béton (béton entre les ailes ou profil entièrement noyé dans du béton) et les tubes d'acier remplis de béton. Une poutre mixte est généralement composée d'un profil acier de type H éventuellement enrobé et collaborant avec une dalle de béton armé ou une dalle mixte (béton armé coulé sur une tôle profilée à froid).

Les structures mixtes étudiées dans ce travail sont composées de poutres et de colonnes en acier non enrobé de béton. Les poutres collaborent avec une dalle en béton armé ou une dalle mixte. La collaboration entre la dalle et la poutre est assurée par des goujons connecteurs. Les assemblages métalliques sont de type rigide. Les structures sont supposées capables de développer des rotules plastiques ductiles dans les poutres mixtes, afin de dissiper au maximum l'énergie du tremblement de terre auxquelles elles sont soumises.

Dans l'Eurocode 3 et 4, les structures sont classées en fonction de leur comportement et de leur mode de résistance aux forces horizontales. On distingue les structures "contreventées" et "non contreventées", et les structures "rigides" et "souples".

Une structure est dite contreventée si sa rigidité latérale dans son plan est assurée par un système de contreventement séparé suffisamment rigide pour réduire sa réponse sous charges horizontales d'au moins 80 %, c'est-à-dire que le déplacement horizontal de la structure contreventée doit être inférieur ou égal à 1/5 du déplacement horizontal de la même structure sans le contreventement.

La terminologie anglaise de "sway" et "non sway" définit plutôt une classification des structures "souples" et des structures "rigides" de manière à statuer sur la nécessité ou non de prendre en compte les effets du second ordre. On définit une limite de déplacement horizontal telle que, en dessous de cette limite, la structure est peu sensible aux effets du second ordre et est dite "rigide". Au-delà de cette limite de déplacement horizontal, la structure est classée "souple" et il faut prendre en compte les effets du second ordre.

Le critère de classement est basé sur la valeur d'un paramètre $\alpha_{cr} = V_{cr}/V$, appelé facteur de charge critique. Si l'on note V la charge verticale totale appliquée à la structure, α_{cr} est, par définition, le facteur par lequel il faut multiplier cette charge pour atteindre l'instabilité élastique de la structure. Une structure est dite souple si le facteur de charge critique est inférieur à 10. Une structure est dite rigide si le facteur de charge critique est supérieur à 10.

$\alpha_{cr} < 10$	structure souple	effets du 2 ^e ordre pris en compte
$\alpha_{cr} \geq 10$	structure rigide	effets du 2 ^e ordre négligés

Par manque de connaissance, l'Eurocode 4 version ENV se limitait à l'étude des structures à déplacement horizontal limité définies ci-dessus comme des structures rigides. La version

prEN1994 permet maintenant le dimensionnement de structures souples sous certaines conditions pour certains types d'analyse. On reprend aux tableaux II.1.1 et 2 (inspirés de ECSC research (1997), types d'analyses permises par l'Eurocode 3) les types d'analyses permises par l'Eurocode 4 pour les structures mixtes.

Tableau II.1.1. Analyse élastique globale selon l'Eurocode 4 (prEN)

	Structure rigide $\alpha_{cr} \geq 10$	Structure souple $\alpha_{cr} < 10$		
		"Amplified sway moment method" 4.6 (limite EC3) $\leq \alpha_{cr} < 10$	"Sway mode buckling length method" $0 < \alpha_{cr} < 10$	Méthode générale $0 < \alpha_{cr} < 10$
Analyse élastique	1 ^{er} ordre	1 ^{er} ordre	1 ^{er} ordre	2 ^e ordre
Dimensionnement des sections et stabilité des poutres	Pas d'amplification des moments et efforts internes <i>*redistribution limitée possible dans le cas d'une structure contreventée</i>	Amplification des moments et efforts internes de déformation latérale par un facteur "approprié" $1/(1-1/\alpha_{cr})$	Amplification des moments et efforts internes de déformation latérale par un facteur forfaitaire 1.2	
Stabilité des colonnes	Pas d'ampli $L_{flambement}$ mode à nœuds fixes	Ampli $L_{flambement}$ mode à nœuds fixes	Pas d'ampli $L_{flambement}$ mode à nœuds mobiles	$L_{flambement}$ mode à nœuds fixes

Tableau II.1.2. Analyse plastique globale selon l'Eurocode 4 (prEN)

	Structure rigide $\alpha_{cr} \geq 10$	Structure souple $0 < \alpha_{cr} < 10$
Analyse plastique	1 ^{er} ordre analyse rigide plastique	2 ^e ordre analyse élastique parfaitement plastique
Dimensionnement des sections et stabilité des poutres et des colonnes	Pas d'amplification des moments et efforts internes de déformation latérale $L_{flambement}$ mode à nœuds fixes avec prise en compte de la présence des rotules plastiques	

Dans le cas de portiques ou de structures multi-étagées, l'Eurocode 3 (et 4) propose une alternative simple au calcul du facteur de charge critique, reprise dans l'Eurocode 8. En utilisant les notations de l'Eurocode 8 prEN, la relation à satisfaire pour pouvoir négliger les effets de second ordre devient :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

avec θ coefficient de sensibilité aux effets de second ordre
 P_{tot} résultante des forces verticales de l'étage considéré et des étages supérieurs
 d_r déplacement horizontal relatif réel entre 2 étages, évalué comme la différence des déplacements horizontaux en base et en tête de l'étage considéré.
 V_{tot} cisaillement résultant au niveau de l'étage (effort sismique résultant)
 h hauteur d'étage

La possibilité de prise en compte des effets du second ordre est primordiale pour le calcul des structures sous action sismique. En effet, limiter le déplacement latéral pour ne pas devoir prendre en compte les effets du 2nd ordre peut devenir le critère dimensionnant de la structure et non plus le séisme, ce qui aurait pour conséquence l'impossibilité d'arriver à dissiper l'énergie par formation de rotules plastiques à ductilité élevée, la structure devant être surdimensionnée par rapport au séisme pour limiter les déplacements horizontaux et assurer la stabilité globale. Cette règle très restrictive ne sera pas prise en considération dans les développements locaux qui suivent.

Les méthodes d'analyse permises pour un calcul parasismique sont clairement définies par l'Eurocode 8. Le dimensionnement ne peut se faire que par calcul linéaire, équivalent à un calcul non linéaire par l'utilisation d'un facteur de réduction q (facteur de comportement) du spectre d'accélération élastique.

- Soit une analyse par la méthode simplifiée de la réponse spectrale avec un mode prépondérant, lorsque la structure a un mode de vibration prépondérant par direction principale.
- Soit une analyse par la méthode de la réponse spectrale avec superposition modale, lorsque la structure ne répond pas aux conditions de l'analyse spectrale simplifiée.

Ces analyses correspondent à des analyses élastiques de 1^{er} ordre. Lorsque $0.1 < \theta < 0.2$, les effets du 2^e ordre sont pris en compte par amplification des actions sismiques par le facteur $1/(1-\theta)$, et cette méthode correspond à l' "Amplified sway moment method" de l'Eurocode 4.

Les méthodes de calcul non linéaire sont permises uniquement pour l'évaluation des performances de la structure :

- analyse statique non linéaire de type push over
- analyse dynamique non linéaire de type time history

C'est dans le cadre de ces méthodes que l'on limite le coefficient θ à une valeur de 0.3.

II.1.2. Concept de largeur effective

Le comportement réel d'une poutre mixte est loin de l'hypothèse de conservation des sections planes, en raison de l'existence de divers phénomènes tels le comportement bidimensionnel de la dalle et sa déformée non uniforme sur la largeur due au traînage de cisaillement ou le glissement relatif à l'interface acier-béton. Le concept de largeur effective inclut tous ces phénomènes en définissant une section plane équivalente de largeur fixe, dite effective, permettant de travailler avec la théorie des poutres (hypothèse de conservation des sections planes).

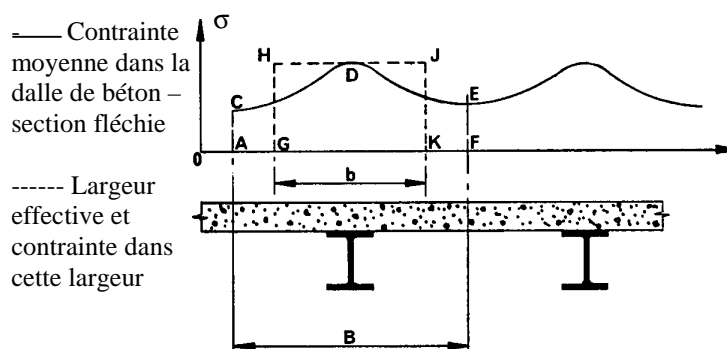


Figure II.1.1. Concept de largeur effective.

Dans une section donnée, la contrainte de flexion longitudinale moyenne sur l'épaisseur de la dalle varie comme à la figure II.1.1. La théorie des poutres donnera la valeur correcte de la contrainte maximale en D si l'on remplace la largeur réelle de la dalle B par une largeur effective b telle que la surface GHJK est égale à la surface ACDEF. Des recherches basées sur la théorie élastique ont montré que le rapport b/B dépend de manière complexe du rapport de B à la portée de la poutre L, du type de chargement, des conditions d'appuis et d'autres variables. Ces recherches ont été effectuées pour des charges verticales et servent de base aux valeurs de largeurs effectives proposée par l'Eurocode 4.

Le concept de largeur effective est utilisé tant pour le calcul des inerties et l'analyse de la structure que pour le calcul des moments résistants (plastiques) des sections.

Pour des poutres de bâtiments, l'Eurocode 4 estime qu'il est suffisamment précis de supposer que la largeur effective b_{eff} est égale à $L_e/8$ de chaque côté de la rangée de goujons s'il n'y en a qu'une et à l'extérieur des rangées de goujons s'il y en a 2, L_e étant la distance entre points de moments nuls. La notation L_e est la nouvelle notation utilisée dans le prEN1994. Dans la version ENV, L_e était désigné par ℓ_o ; l'une ou l'autre notation sera indifféremment utilisée dans la suite de l'exposé.

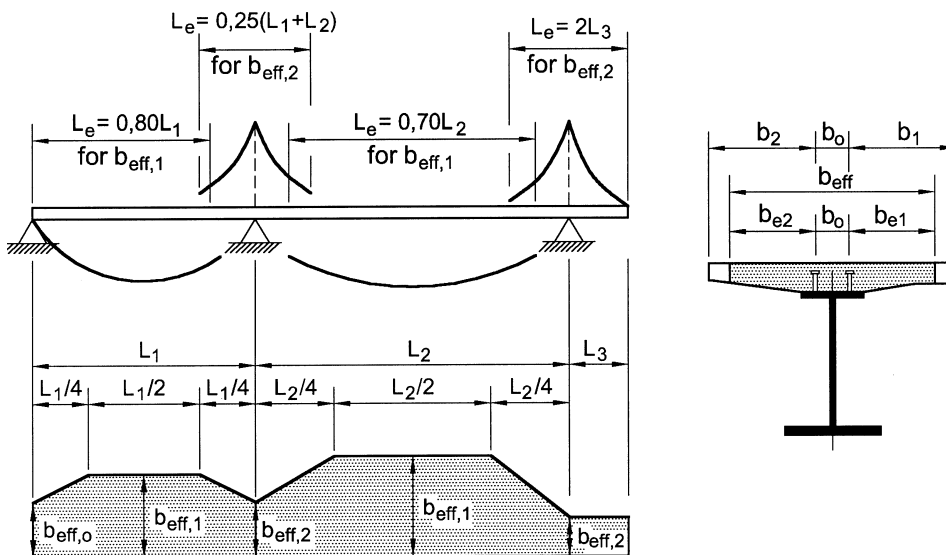


Figure II.1.2. Définition des distances entre points de moment nul L_e (ℓ_o) dans l'Eurocode 4.

Les valeurs des largeurs effectives sont égales pour le calcul des inerties et pour le calcul des résistances. L'hypothèse est faite que les largeurs effectives calculées par des méthodes élastiques donnent des valeurs sécuritaires des moments plastiques des sections, ce qui est une approche classique du calcul sous charges verticales où la sécurité est obtenue par le calcul de normes inférieures des résistances.

Pour un calcul parasismique, il n'existe pas dans l'Eurocode 4 de valeurs de L_e à considérer pour le calcul de largeurs effectives sous charges horizontales. De plus, l'approche qui consiste à considérer les mêmes valeurs de largeur effective pour le calcul élastique et le calcul plastique pose problème car elle peut conduire à des sous-estimations des résistances des zones que l'on veut dissipatives, fausser le calcul capacitif des zones adjacentes et en conséquence déplacer les zones de dissipation vers des endroits non désirés. Ce qui est

sécuritaire en dimensionnement classique peut devenir insécuritaire en dimensionnement parasismique.

Dans la suite de notre exposé, nous ferons référence au concept de largeur effective, mais pas exactement dans le sens "élastique" du terme. Lorsque nous déduisons des largeurs effectives de courbes moment – rotation expérimentales et numériques, nous faisons correspondre la valeur expérimentale (ou numérique) d'inertie ou de moment plastique à une valeur de calcul correspondant à une certaine largeur effective. Nous introduisons dans des courbes inertie - largeur effective ou moment plastique – largeur effective les inerties expérimentales (ou numériques) ou moments plastiques expérimentaux (ou numériques) et déduisons les largeurs effectives permettant de les obtenir par calcul. Nous différencions les largeurs effectives permettant le calcul des inerties des poutres mixtes, positive et négative, et le calcul des moments plastiques de la même poutre, positif et négatif. La figure IV.3.9 donne un exemple de courbe inertie non fissurée et inertie fissurée d'une certaine poutre mixte en fonction de la largeur effective de dalle. La figure IV.2.4. donne le même type de courbes pour les moments plastiques positifs et négatifs d'une poutre particulière.

II.2. Définition des problèmes de dimensionnement parasismique de portiques mixtes

Un dimensionnement parasismique peut être réalisé de manière différente en fonction de la sévérité du tremblement de terre et/ou de l'utilisation particulière du bâtiment étudié. Ainsi, on peut vouloir éviter à tout prix l'endommagement même des composants non structurels, si le bâtiment est un hôpital par exemple, ou si le tremblement de terre est de relativement faible intensité et de grande fréquence. La structure doit alors rester élastique et les déplacements doivent être limités. Le paramètre important est l'évaluation correcte des déplacements, ce qui implique une évaluation précise et correcte des rigidités et donc des largeurs effectives en phase élastique. Un dimensionnement moins sévère impliquerait uniquement de contrôler la résistance des éléments, sans limitation des déplacements en service.

Lorsque l'on dimensionne une structure pour résister au tremblement de terre majeur de très grande période de retour, l'état limite ultime est un état limite de "survie". La structure peut être fortement endommagée et avoir subi des déformations irréversibles importantes, mais l'équilibre global de la structure doit être conservé pour préserver les vies humaines. La structure doit pouvoir supporter des déplacements latéraux importants sans perte importante de résistance aux charges verticales. Outre la résistance, les zones fortement sollicitées doivent être assez ductiles pour conserver leur résistance loin au-delà de la déformation de première plastification. Le principe d'un tel dimensionnement est le dimensionnement capacitif. On choisit les zones de la structure où l'on veut dissiper l'énergie due au tremblement de terre. On définit des zones fusibles - les moins résistantes par rapport aux autres - qui vont absorber l'énergie du séisme. Ces zones locales de plastification sont choisies pour former un mécanisme global de ruine sans entraîner l'effondrement de la structure. Dans les structures en portiques, ceci est bien réalisé quand on choisit de former les rotules plastiques dans les poutres et de conserver les colonnes élastiques. C'est un dimensionnement de type "colonnes fortes – poutres faibles". Ce mécanisme de ruine n'est pas le seul possible. On pourrait dissiper l'énergie dans les panneaux d'âme des colonnes aux nœuds ou dans des assemblages semi-rigides.

Dans le présent travail, on considère le cas de la dissipation d'énergie du tremblement de terre dans les poutres de la structure en portique. La difficulté est alors d'établir la raideur et la résistance de ces éléments de telle sorte que la ruine se produit bien là où on le désire, selon le schéma choisi et avec une estimation convenable des déformées nécessaires à une évaluation correcte des effets du second ordre.

La méthode standard d'analyse des structures sous séisme est la méthode de la réponse spectrale avec superposition modale. On tient compte des dissipations d'énergie réalisées par le travail plastique des zones dissipatives au moyen d'un facteur global de comportement q , diviseur du spectre élastique. On vérifie ensuite que dans chaque zone dissipative, la sollicitation S est inférieure à la résistance plastique de calcul R_d . Pour que cette approche soit applicable, il faut :

- être capable de définir des caractéristiques élastiques EI de poutres en travée courante et dans les zones dissipatives (aux nœuds), adéquates pour modéliser la structure ; en particulier, il faut que ces caractéristiques conduisent à une évaluation correcte des périodes de vibration de la structure, car les sollicitations S en dépendent ;
- être capable de définir les résistances plastiques R_d des zones dissipatives ;
- choisir les coefficients de sur-résistance (overstrength) pour dimensionner les zones non dissipatives en se basant sur la résistance plastique des zones dissipatives ;
- pouvoir vérifier que la ductilité des zones dissipatives est suffisante ;
- avoir des estimations correctes du facteur de comportement q .

En l'absence de données permettant le calcul des raideurs et résistances des sections mixtes, il est tentant d'effectuer le dimensionnement en se référant pour les zones dissipatives à la résistance plastique du profilé métallique seul. Ceci est moins évident qu'il n'y paraît, car il faut alors réaliser une déconnexion de la dalle à l'ossature métallique et on ignore jusqu'où cette déconnexion doit porter. En effet, il faut garder à l'esprit que le fonctionnement en "poutre" est une fiction et que la réalité est plus compliquée – cf. II.1.2. Cette déconnexion doit donc aussi être étudiée et des développements effectués dans ce mémoire portent sur ce problème. Il faut ajouter que la déconnexion "locale" peut offrir aussi un avantage économique. En effet, la section des poutres est définie par un ensemble de conditions dont une est la résistance aux séismes. Si les sections mixtes de poutres sont sur résistantes pour le séisme, le dimensionnement capacitif conduit à des sections de colonnes très fortes. La déconnexion "locale" du béton peut contribuer à réduire ce surdimensionnement.

II.2.1. Rigidité EI

Généralités

La rigidité des poutres influence les périodes propres de la structure et par conséquent les sollicitations. Pour la partie du spectre d'accélération qui concerne les bâtiments de type portique, plus la structure est raide, plus les sollicitations sont élevées. On peut distinguer les 2 situations de sections mixtes reprises à la figure II.2.1.

Le calcul de la rigidité d'une section mixte non fissurée revient au calcul d'une section équivalente d'acier où la largeur effective de béton est ramenée à une largeur équivalente d'acier par l'intermédiaire du rapport des modules d'élasticité d'acier et de béton $n = E_a/E_c$.

Le calcul de la rigidité d'une section mixte fissurée ne tient compte que des armatures de la dalle se trouvant dans la largeur effective.

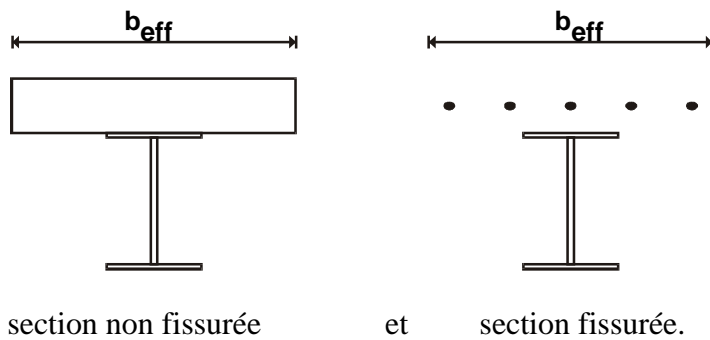


Figure II.2.1. Hypothèses sur la fissuration des sections pour le calcul de l'inertie des sections mixtes

Module d'élasticité E_c

Le module d'élasticité du béton E_c est un facteur qui peut influencer la rigidité d'une section non fissurée. En effet, les valeurs proposées dans les codes sont en général des valeurs sécantes de module qui ont été établies pour une évaluation sécuritaire des déplacements. Le module de calcul du béton est en général inférieur au module réel, lui-même étant une borne inférieure estimée comme une valeur statique à 28 jours. Or, sous tremblement de terre, la sollicitation est dynamique et la raideur dynamique du béton est plus grande que sa raideur sous sollicitation statique. Et le béton a généralement plus que 28 jours, donc un module plus élevé que le module de calcul classique. Une sous-estimation du module du béton conduit à une surestimation de la période de vibration de la structure, et donc à la possibilité d'une sous-estimation de l'action de tremblement de terre à appliquer à la structure... soit une démarche insécuritaire. Dans ce cas particulier du calcul de la rigidité des éléments résistants aux forces horizontales, Paulay & Priestley (1992) suggèrent pour les sections de béton armé d'amplifier la valeur du module d'élasticité du béton de 30 %.

Dans le cas d'une section mixte, l'influence d'une sous-estimation du module d'élasticité du béton est moins importante que dans le cas d'une section de béton armé. On a calculé qu'une augmentation de 30 % du module du béton produit une augmentation maximum de 10 % sur l'inertie non fissurée de toute une série de sections mixtes – section IPE, dalle pleine, rapport épaisseur de dalle sur épaisseur totale de la section mixte compris entre 0.15 et 0.33. L'effet d'une augmentation d'inertie de poutre de 10 % dans une structure où les colonnes sont métalliques sera suffisamment faible que pour ne pas sous-estimer de manière significative les actions. Et nous estimons que pour des dalles d'épaisseurs habituelles ($h_{dalle} / h_{totale} < 0.33$), le module de calcul habituel du béton peut être considéré dans les calculs.

La version actuelle de l'Eurocode 8 propose d'utiliser la valeur constante de $n = 7$ pour tous les bétons, ce qui signifie une valeur constante du module $E_c = 30000$ Mpa.

Prise en compte ou non de la fissuration

Sous charges verticales et vent, l'Eurocode 4 permet de faire l'analyse de la structure à l'aide d'une seule valeur de largeur effective, qui est celle de la section à mi-travée et de travailler en section non fissurée. L'analyse élastique non fissurée utilise la raideur flexionnelle $E_a I_1$ de la section non fissurée. Eventuellement, dans un second temps, on peut faire une étude tenant compte de sections fissurées aux endroits où, lors du calcul en section non fissurée, la contrainte élastique de traction atteint $2 f_{ctm}$. L'analyse élastique fissurée applique la raideur flexionnelle $E_a I_2$ de la section fissurée, calculée avec la largeur effective sur appui, aux zones où la contrainte limite de traction est atteinte. On peut simplifier et appliquer forfaitairement la raideur fissurée sur une distance égale à 15 % de chacune des travées situées de part et d'autre de tout appui intermédiaire, à condition que le rapport des portées adjacentes ne soit pas inférieur à 0.6.

La détermination de la distribution précise des efforts dans la structure est d'autant moins cruciale que l'on dimensionne les sections après redistribution des moments, la ductilité étant alors le paramètre le plus important qui conditionne le bon comportement de la structure pour résister aux actions. Mais à l'heure actuelle, la redistribution n'est pas permise pour les portiques.

Sous charges verticales et tremblement de terre, lorsque le tremblement de terre est prépondérant vis-à-vis des charges verticales (le cas où les effets du séisme sont inférieurs ou de l'ordre des effets des charges verticales est considéré comme un cas de vent), on devrait évaluer une valeur supérieure de l'action, donc sous-estimer la période de la structure et surestimer EI. On devrait donc de manière sécuritaire travailler en section non fissurée. Pour la détermination des efforts dans la structure, la valeur ou les valeurs de raideur des poutres à prendre en considération ne sont pas définies. Que prendre ? Quels sont les paramètres influençant l'inertie I ? Tout comme sous charges verticales, I varie sur la longueur de la poutre. A chaque section, I est influencé par le signe du moment (béton en traction ou en compression) et par l'amplitude du moment qui conditionne la fissuration plus ou moins importante du béton en traction. L'effet du "tension stiffening" cause aussi des variations de raideur entre sections fissurées et non fissurées. Dans un projet de bâtiment, on ne peut pas tenir compte de toutes ces variations et il faut travailler en considérant une ou deux valeurs "raisonnables" des raideurs des poutres. L'objectif du processus de dimensionnement adopté est d'assurer que les approximations sur les forces calculées dans les éléments n'affectent pas la sécurité de la structure soumise aux forces de tremblement de terre.

En béton armé, Paulay & Priestley (1992) proposent les valeurs suivantes pour le calcul des inerties des poutres rectangulaires et des poutres en T ou L, qui tiennent globalement compte de l'ensemble des phénomènes cités ci-dessus :

$$I_e = 0.4 I_g \quad \text{pour les sections rectangulaires}$$

$$I_e = 0.35 I_g \quad \text{pour les sections T et L}$$

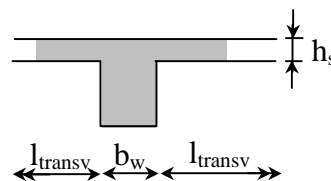
avec I_g = inertie non fissurée sous charges verticales
 I_e = inertie équivalente tenant compte de la fissuration du béton sur l'ensemble des sections le long d'une portée de poutre

La contribution des ailes à la raideur dans le cas des poutres en T et L est moindre que leur contribution à la résistance, à cause du changement de signe du moment aux nœuds poutre-colonne et à la faible contribution des dalles tendues à la raideur flexionnelle. Comme on ne considère qu'une seule rigidité pour toute la longueur de la poutre, le fait d'englober la valeur de l'inertie fissurée dans l'inertie globale réduit la valeur de largeur efficace à prendre en considération. Paulay & Priestley (1992) proposent que les largeurs de tables de compression considérées pour le calcul de la résistance soient le double des valeurs retenues pour le calcul de I, ce qui donne le tableau II.2.1.suivant :

Tableau II.2.1. Largeurs effectives selon Paulay & Priestley (1992)

Résistance en flexion	Rigidité
$b_{eff} \leq b_w + 16 h_s$	$b_{eff} \leq b_w + 8 h_s$
$b_w + l_{transv}$	$b_w + l_{transv}/2$
$L_{long}/4$	$L_{long}/8$

où b_w = épaisseur de l'âme de la poutre
 h_s = épaisseur de la dalle
 L_{long} = portée de la poutre
 l_{transv} = distance transversale d'âme à âme



Les efforts internes dans la structure résultant de la combinaison des charges verticales et du tremblement de terre devraient être évalués avec les mêmes rigidités. Il est cependant plus facile de déduire les efforts dus aux charges verticales de l'analyse statique de base en utilisant les inerties non fissurées (Eurocode 4) et de les superposer aux efforts dus au tremblement de terre seul obtenus avec d'autres inerties. Ce n'est pas strictement correct, mais acceptable lorsque l'action sismique est prépondérante vis-à-vis des charges verticales et conditionne la résistance des sections.

Au vu des considérations de Paulay, il semble inutile de différencier M_+ et M_- dans notre recherche de largeurs effectives à considérer pour le calcul de l'inertie. Définir une seule valeur de la largeur effective de béton à utiliser sur toute la portée de la poutre est un objectif souhaitable et raisonnable.

On peut se poser la question de savoir si l'application des principes de redistribution de moments peut s'appliquer en mixte sismique, ce qui relativiserait les approximations sur I et donc sur la répartition initiale des efforts avant redistribution. Ce problème est discuté dans le chapitre II.2.3 sur la ductilité.

II.2.2. Résistance plastique de dimensionnement en flexion MRd

Le dimensionnement capacitif implique la maîtrise de la hiérarchisation des plastifications. On doit considérer 2 types de résistances des zones dissipatives :

1. Les résistances minimales nominales sous moment positif et sous moment négatif. Ces moments résistants servent à dimensionner les zones dissipatives et doivent rester inférieurs aux moments sollicitants dus au séisme. Ces résistances sont des bornes inférieures. Elles ne tiennent compte que des armatures ductiles. Les coefficients partiels de sécurité de matériaux adéquats s'appliquent.
2. Les résistances maximales sous moment positif et sous moment négatif, nécessaires au dimensionnement des zones adjacentes non dissipatives, qui doivent rester élastiques. Ces moments doivent tenir compte de la résistance "réelle" des zones dissipatives et donc de tous les facteurs donnant de la sur-résistance (overstrength) à la poutre. Afin d'éviter la ruine des assemblages de la structure, l'Eurocode 4 a introduit un coefficient de majoration des moments résistants de poutre mixte de 1.2 pour dimensionner les assemblages. Dans l'Eurocode 8, ce coefficient est de 1.30 pour le dimensionnement capacitif des colonnes et de 1.35 pour les assemblages.

On peut citer divers facteurs qui font qu'il y a réellement sur-résistance :

-la différence entre la résistance réelle du matériau et sa résistance de design tenant compte des coefficients partiels de sécurité

$$\frac{f_{y\text{réel}}}{f_{yd}} > 1 \quad \text{-par ex., pour un acier S355, } \frac{300}{235} = 1.3$$

$$\frac{f_{c\text{réel}}}{f_{cd}} > 1 \quad \text{-par ex., si on ne tient compte que du coefficient partiel de sécurité,}$$

$$\text{sans connaître la résistance réelle du béton, } \frac{f_{ck}}{f_{cd}} = 1.3 \text{ à } 1.5$$

-l'écroutissement de l'acier

-le confinement du béton

-l'effet du taux de déformation sur la résistance des matériaux.

-les armatures dites non ductiles telles un treillis d'armatures qui apportent de la résistance additionnelle même si on ne peut pas compter sur sa ductilité jusqu'au bout.

L'observation des résultats des essais et des modélisations va nous permettre une estimation de cet overstrength local.

Largeurs effectives

Aucune largeur effective de dalles de poutres à considérer dans l'analyse des portiques sollicités par des charges horizontales n'était définie dans l'Eurocode 8 version ENV [prENV1998-1-3 (1993)]. Les valeurs présentes dans le projet d'Euronorme [prEN1998-1-3 (2001)] sont le résultat de notre recherche et seront présentées dans la suite de l'exposé.

On rappelle des valeurs proposées par divers auteurs dans le contexte du béton armé. On constatera qu'il existe de nombreuses définitions des largeurs effectives, ce qui peut troubler le lecteur. Il faut cependant mentionner que, d'une part, il s'agit là du résultat normal d'une calibration essentiellement basée sur des expériences et que, d'autre part, les moments résistants ne sont pas proportionnels aux largeurs effectives. Cf. Figure IV.2.5 ci-après.

Armatures effectives en traction – largeur effective sous moment négatif

Selon Paulay & Priestley (1992), l'étendue de mobilisation des armatures dans la résistance de la section dépend de l'amplitude des déformations inélastiques imposées par le tremblement de terre. Plus les rotations dans les rotules plastiques des poutres proches de la colonne sont grandes, plus on mobilise des armatures éloignées de la colonne. La contribution de chaque armature dépend aussi de son ancrage dans la dalle. L'efficacité des barres est influencée par la présence ou l'absence de poutres transversales, principalement dans le cas de poutres de rives dans les nœuds extérieurs.

Le fait que le nombre de barres plastifiées intervenant dans une largeur effective augmente avec la sollicitation rend la définition de largeur effective délicate, puisqu'il faudrait éventuellement en définir deux, l'une pour la résistance minimale et l'autre pour la résistance maximale tenant compte de l'amplitude probable de la demande en rotation des rotules plastiques. Finalement, Paulay & Priestley (1992) proposent une seule valeur de largeur effective pour le calcul des 2 moments résistants, le premier tenant compte des facteurs partiels de sécurité des matériaux, l'autre tenant compte des sur-résistances.

La largeur effective est le minimum des 3 valeurs suivantes :

- Le quart de la portée de la poutre considérée, appliqué de chaque côté du centre de la section de poutre, si la dalle existe de chaque côté.
- La moitié de la portée de la dalle transversalement à la poutre considérée, appliqué de chaque côté du centre de la section de poutre si la dalle existe de chaque côté de la poutre.
- Le quart de la portée d'une poutre de rive transversale appliquée de chaque côté du centre de la section de poutre, si la poutre de rive porte sur une colonne extérieure et est donc perpendiculaire au bord de la dalle.

La figure II.2.2. aide à la compréhension des largeurs effectives à considérer. La partie (c) de la figure montre la largeur d'ancrage efficace des armatures en l'absence de poutre de rive.

Ces largeurs effectives sont le résultat des recherches de Cheung, Paulay et Park (1989). Elles ont été obtenues pour des portiques où il y a plastification des armatures de dalle et où l'on peut appliquer le concept de "tension flange mechanism" qui sera expliqué en détail au chapitre II.6.

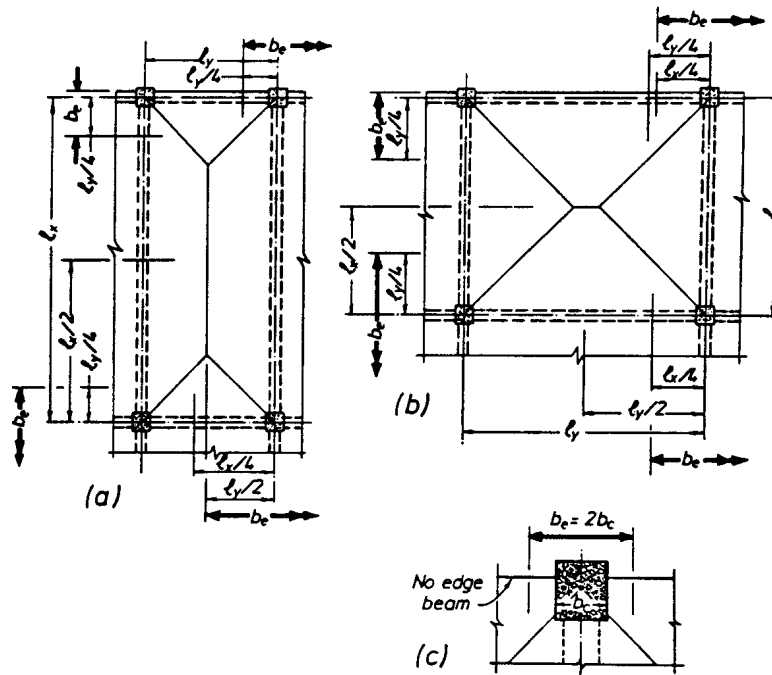


Figure II.2.2. Largeurs effectives de dalles tendues pour systèmes coulés en place

Largeur effective sous moment positif

Paulay & Priestley (1992) suggèrent une largeur effective maximum de béton comprimé égale à 3 fois la largeur de la colonne en béton.

$$b_{\text{eff}} < 3 b_c$$

L'Eurocode 8 Partie 1, Section 5 (Constructions en béton), distingue les nœuds extérieurs et intérieurs des portiques. Pour le calcul des résistances flexionnelles à l'état limite ultime, on considère les définitions suivantes :

Pour des poutres principales à la jonction avec une colonne extérieure, la largeur effective b_{eff} est prise égale à la largeur de l'âme de la colonne b_c en l'absence de poutre transversale, ou égale à cette largeur augmentée de $2h_f$ de chaque côté de la poutre, si l'on est en présence d'une poutre transversale de hauteur similaire à la hauteur de la poutre principale.

$b_{\text{eff}} = b_c$ pour le nœud extérieur sans poutre transversale

$b_{\text{eff}} = b_c + 4h_f$ pour le nœud extérieur avec poutre transversale

Pour des poutres principales à la jonction avec une colonne intérieure, les largeurs effectives b_{eff} données pour les colonnes extérieures peuvent être augmentées d'une longueur égale à $2h_f$ de chaque côté de la poutre.

$b_{\text{eff}} = b_c + 4h_f$ pour le nœud intérieur sans poutre transversale

$b_{\text{eff}} = b_c + 8h_f$ pour le nœud intérieur avec poutre transversale

Largeurs effectives dans les codes américains et japonais

Aucune définition des largeurs effectives des dalles à considérer dans l'analyse des structures mixtes acier-béton soumises à séismes n'est donnée dans les codes américains ou japonais.

II.2.3. Ductilité

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité ? Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il n'y a pas qu'une

seule manière d'évaluer la ductilité. On distingue 4 manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure, la ductilité de rotation et la ductilité de déplacement. La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne et la quatrième se réfère au comportement global de la structure. On visualise ces quatre manières de quantifier la ductilité à la figure II.2.3.

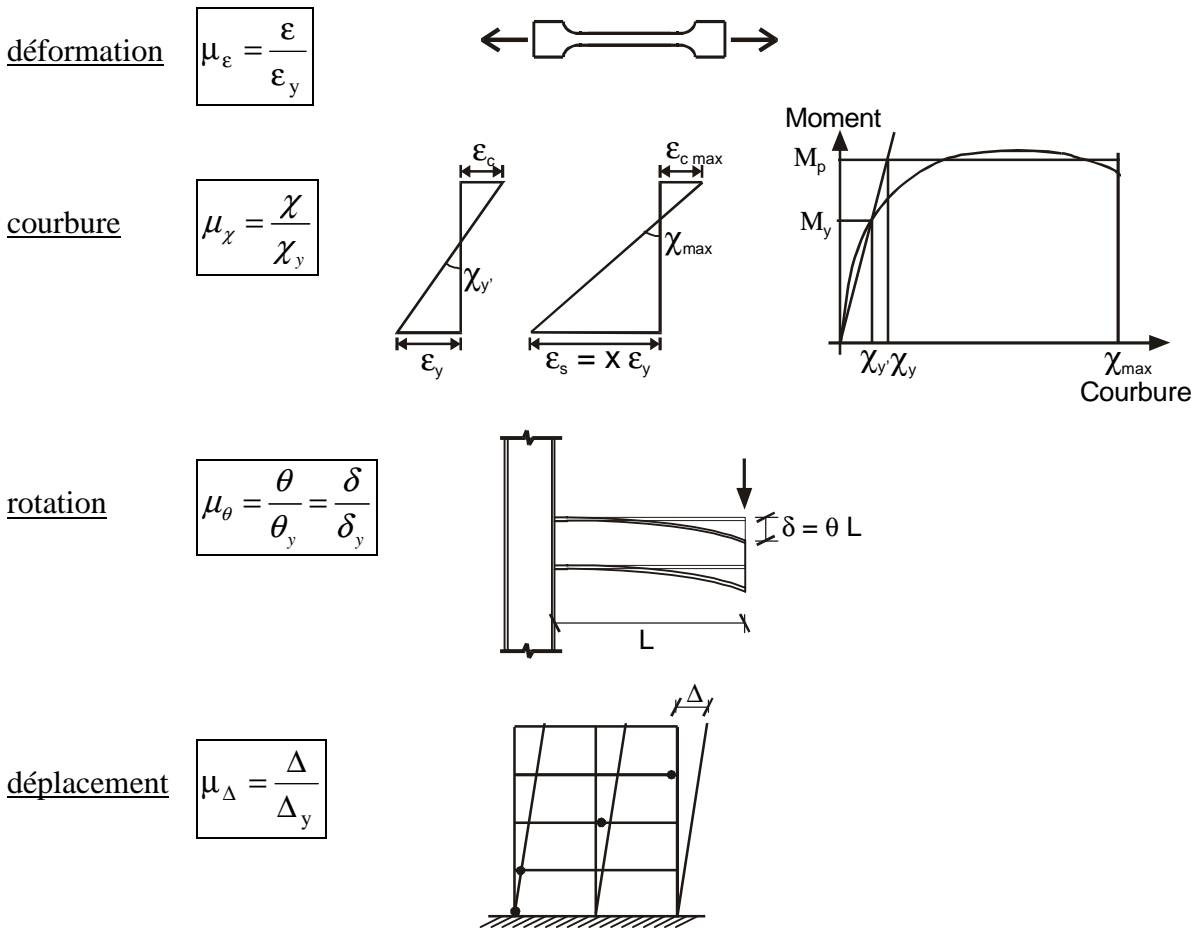


Figure II.2.3. Quatre niveaux de définition de la ductilité

Ductilité de déformation

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. On définit la ductilité de déformation comme le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon}{\epsilon_y}$$

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

Ductilité de courbure

Dans les poutres, c'est la capacité de rotation dans les rotules plastiques qui intéresse. On peut définir une ductilité de courbure (= rotation par unité de longueur) comme étant le rapport de

la courbure maximale à la courbure élastique :

$$\mu_\chi = \frac{\chi_m}{\chi_y}$$

Dans le cas d'une section mixte, il faut distinguer la capacité de rotation sous flexion positive et sous flexion négative. Si l'on raisonne sous moment positif, la courbure élastique qui est liée à la courbure de première limite élastique, correspond soit à l'atteinte de la déformation limite élastique de l'acier ($\epsilon_y = f_y / E_a$), soit à la déformation limite élastique du béton ($\epsilon_c = 0.0015$ par exemple). La courbure ultime est en général contrôlée par l'atteinte de la déformation ultime dans le béton ($\epsilon_c = 0.0035$ par exemple) et non par la déformation ultime dans l'acier puisque la capacité de déformation de l'acier est typiquement élevée.

Le paramètre important qui conditionne la ductilité de courbure positive est la déformation ultime du béton. Lui sont adjoints les trois paramètres additionnels suivants :

-l'effort normal : la présence d'un effort de compression diminue la capacité de rotation d'une section. La courbure élastique est augmentée alors que la courbure ultime est réduite, ce qui réduit la courbure disponible. Inversement, une traction axiale augmente la ductilité d'une section. Mais c'est principalement un problème de colonne, qui ne devrait pas nous concerner.

-la résistance à la compression du béton : une meilleure résistance à la compression du béton augmente la capacité de rotation d'une section. L'axe neutre remonte dans la section à la limite élastique et la courbure élastique diminue. L'axe neutre remonte dans la section ultime et la courbure ultime augmente. La capacité de rotation augmente.

-la résistance de l'acier : une meilleure résistance de l'acier a pour effet de diminuer la capacité de rotation de la section.

Sous moment négatif, la formule ci-dessus n'est pas applicable si facilement car la ductilité en rotation de la section est conditionnée par la capacité des parois métalliques du profilé acier à supporter la compression sans instabilité. On entre dans les problèmes de classification de parois de section métallique.

Une étude détaillée des capacités de rotation des sections mixtes sous flexion positive et sous flexion négative est présentée au chapitre II.3. et au chapitre III.1.

Ductilité de rotation

Une ductilité de rotation importante ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont la possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément. Si les déformations inélastiques sont fortement localisées, la demande de ductilité de déformation sera très importante, même sous un tremblement de terre d'intensité moyenne. Donc, il est important d'assurer aussi une ductilité de rotation de la poutre qui associe à la courbure une notion de longueur. On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique θ à la rotation élastique θ_y .

$$\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y} = \frac{\delta}{\delta_y}$$

Le paramètre de rotation plastique θ_p est défini comme $\theta_p = \delta/0.5L$ où δ et L sont respectivement la flèche de la poutre à mi-portée et la portée de la poutre (voir Figure II.2.4)

La rotation élastique θ_y est définie conventionnellement sur le diagramme M- θ_p [CECM (1986)].

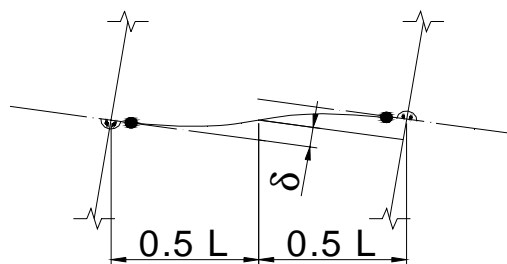


Figure II.2.4. Calcul du paramètre conventionnel de rotation plastique θ_p

Ductilité de déplacement

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total ($\Delta = \Delta_y + \Delta_p$) au déplacement latéral élastique Δ_y :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y}$$

Elle peut être directement comparée à la ductilité nécessaire pour résister au tremblement de terre et qui est donnée par le facteur de comportement q de la structure. Le déplacement latéral devrait être pris au centre de gravité des forces sismiques, mais est en général pris au niveau du toit, sans grande erreur généralement.

Relation entre ductilité locale (courbure ou rotation) et ductilité globale (déplacement)

Dans des structures complètes, la relation entre ductilité locale et ductilité globale est complexe, car elle est fonction de la topologie de la structure de la distribution des raideurs. Nous n'établirons pas de telles relations. Mais il faut se rendre compte qu'une demande de ductilité globale de 6 peut correspondre à des demandes de ductilités locales beaucoup plus importantes. Paulay & Priestley (1992) traitent un exemple en béton armé où une demande de ductilité locale dans une rotule plastique de 34.3 est atteinte pour une ductilité globale de 5.2, soit un rapport de 6.6.

Problème de redistribution de moments

On peut se poser la question de savoir si l'on a intérêt à appliquer la méthode de redistribution de moment lors d'un dimensionnement sismique d'une structure en portique mixte et si l'on maîtrise les conséquences de cette redistribution de moments sur le comportement de la structure mixte et sa ductilité.

L'Eurocode 4 permet la redistribution de moments suivant certaines limites et uniquement pour des structures contreventées. La redistribution ne s'applique que pour les effets des charges verticales. Pour les détails et limites des redistributions, on renvoie le lecteur aux clauses correspondantes de l'Eurocode 4.

Par ailleurs, dans l'Eurocode 8, partie mixte, on définit :

- α_1 multiplicateur des forces sismiques horizontales de dimensionnement qui donne lieu à la première plastification dans la structure (première section à atteindre son moment plastique), toutes les autres actions restent constantes
- α_u multiplicateur des forces sismiques horizontales de dimensionnement qui donne lieu au mécanisme de ruine plastique global de la structure (toutes les rotules plastiques sont formées).

Le rapport α_u/α_1 est donc un facteur de "redistribution plastique" qui donne une idée de la demande en capacité de rotation dans la structure. Plus les valeurs α_u et α_1 sont éloignées, plus le rapport α_u/α_1 est grand, plus la ductilité de rotation locale doit être grande pour pouvoir réellement atteindre α_u . Des valeurs sécuritaires de α_u/α_1 sont données dans l'EC8 et reprises au tableau II.2.2. La ductilité globale résultante demandée est d'autant plus grande que α_u/α_1 est grand. Cela se traduit par la valeur du facteur de comportement q suivante :

$$q = 5 \alpha_u/\alpha_1.$$

Tableau II.2.2. Relation entre la sur-résistance α_u/α_1 habituelles de certains types de portiques mixtes et leur facteur q (partie de tableau EC8)

		Ductility Class	
		S	I
<p>a) Moment resisting frame.</p> <p>• Dissipative zones in the beams and bottom of columns</p>		$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

Une première remarque est que dans le cas de sections mixtes en T \acute{e} , les sections ne sont pas symétriques et qu'il est possible par un choix adapté de la dalle et de ses armatures de dimensionner une section ayant des moments résistants positif et négatif différents, correspondant au mieux à la distribution élastique des moments sollicitants. Les possibilités d'être rationnel sont plus nombreuses dans le cas des sections mixtes en T \acute{e} que dans le cas de sections rectangulaires en béton armé. Si l'on n'arrive pas à dimensionner les sections mixtes de manière rationnelle, on va essayer d'appliquer une redistribution de moment.

Le but d'une redistribution des moments est de dimensionner les sections de manière plus économique, c'est-à-dire que les résistances des sections correspondent au mieux au diagramme des sollicitations, pour que la matière soit "bien" utilisée, que les rotules plastiques se forment de manière plus rapprochée et que le rapport de α_u/α_1 qui quantifie le rapport des forces entre la formation de la première rotule et la formation des dernières rotules (entraînant le mécanisme de ruine) soit le plus faible possible. Le rapport de α_u/α_1 de la structure dimensionnée avec redistribution sera inférieur au rapport α_u/α_1 ne considérant pas de redistribution, à la limite il va tendre vers 1 si la redistribution est parfaite.

En redistribuant, on travaille sur les sollicitations. Les mesures à prendre pour rester suffisamment ductile sont indépendantes.

Une redistribution de moment a pour effet de réduire les sections, donc la structure est moins raide, sa période fondamentale de vibration augmente et la sollicitation de calcul lue sur le spectre de dimensionnement peut diminuer.

Si lors de la redistribution de moment, on diminue les moments négatifs et on augmente les moments positifs, on peut ne jouer que sur la section d'armatures. Autrement dit, on va diminuer le moment résistant négatif en diminuant les sections d'armatures, qui plastifieront

pour une sollicitation plus faible que si elles avaient été dimensionnées sous moment non réduit. La demande en ductilité des armatures sera accrue par rapport à un dimensionnement sans redistribution. D'un autre côté, le moment négatif donne lieu à de la compression dans la partie inférieure du profilé métallique. Cette compression peut donner lieu à du voilement local. Si l'on réduit la section d'armatures, on a abaissement de la position de l'axe neutre plastique dans la section, on a moins de problème de voilement, et la capacité de résister au voilement local alterné dans cette zone de première plastification est augmentée. Nous ne savons si cette augmentation de capacité de rotation est suffisante pour satisfaire la demande supplémentaire due à la redistribution, mais la réflexion est intéressante.

Le tableau II.2.3 donne une idée des différences globales entre un dimensionnement sans (SR) et avec (AR) redistribution de moments.

Tableau II.2.3. Comparaison des paramètres d'un calcul sismique avec et sans redistribution de moments

	Sans redistribution (SR)	Avec redistribution (AR)	Commentaires
Sections	$A_{\text{barres SR}} >$	$A_{\text{barres AR}}$	
Période	$T_{\text{structure SR}} <$	$T_{\text{structure AR}}$	
Action	$S_d(T_{\text{SR}}) \geq$	$S_d(T_{\text{AR}})$	
Multiplicateur de 1 ^{ère} plastification	$\alpha_{1 \text{ SR}} >?$	$\alpha_{1 \text{ AR}}$	Difficile à dire puisque les sections et les sollicitations diminuent. Vrai si l'on est sur le plateau du spectre.
Multiplicateur de ruine	$\alpha_{u \text{ SR}} >$	$\alpha_{u \text{ AR}}$	
	$\alpha_{u/\alpha_{1 \text{ SR}}} >$	$\alpha_{u/\alpha_{1 \text{ AR}}}$	1 Valeurs inconnues à priori

Il n'est pas évident de quantifier le bénéfice d'une redistribution des moments sans comparer 2 dimensionnements. Mais le développement présenté ci-dessus montre que l'on a intérêt à effectuer une redistribution de moment tant du point de vue de l'économie (sections plus faibles) que du point de vue des performances de la structure (α_u/α_1 diminuant vers 1), et que deux paramètres y sont favorables :

- le fait de réduire les sections peut engendrer une diminution de la sollicitation sismique
 - le fait de réduire l'armaturage du côté moment négatif peut permettre de dimensionner des sections plus ductiles du point de vue du risque de voilement local du profilé métallique.
- Une étude qui sort du cadre de notre travail serait nécessaire pour quantifier tous ces problèmes.

Capacités de rotation minimale

Les capacités de rotation minimale prescrites dans l'EC8 sont :

- pour des portiques de ductilité S (spéciale), $\theta_p > 35$ mrad
- pour des portiques de ductilité I (intermédiaire), $\theta_p > 25$ mrad

où θ_p représente la rotation totale (élastique et plastique) de la rotule plastique de la poutre.

Les rotations absolues requises sont fonction de la structure (hauteur, masse, raideur, α_u/α_1), du facteur de comportement q de projet et de la séismicité de la zone. Il n'y a pas de vérité simple, mais des approches ont été effectuées, cf. Plumier et Boushaba (1988), qui tendent à montrer qu'en ordre de grandeur moyen les ductilités de rotation μ_θ requises sont inférieures ou égales au facteur q , soit moins que 4 à 6. Pour des poutres standards de bâtiment définies par des conditions de flèche, on a θ_y suivant définition de 6.5.5 (8) de EC8 prEN de l'ordre de 9 mrad.

Les capacités de rotation prescrites n'ont pas de signification absolue indiscutable. Elles signifient μ_{rotation} de l'ordre de 3 à 4. Ces valeurs suffisent à disqualifier de mauvais assemblages dans lesquels il y a localisation de déformations plastiques. Ces valeurs sont justifiées aussi par le fait que les assemblages pré Northridge étaient caractérisés par des μ_0 de l'ordre de 2 seulement, ce qui a entraîné la fissuration de certains assemblages lors du tremblement de terre de 1994.

II.3. Problème de ductilité locale et classement des sections

La ductilité des structures mixtes sous tremblements de terre est gouvernée par les capacités en rotation des sections sous moment négatif et sous moment positif.

II.3.1. Ductilité de section mixte sous moment positif

Dans une section mixte, la ductilité "flexionnelle positive" disponible est contrôlée par l'écrasement du béton de la dalle et/ou la plastification de l'acier de la semelle tendue du profilé. La ruine ductile correspond au deuxième scénario et une manière d'éviter l'écrasement du béton est de contrôler la position de l'axe neutre plastique, c'est-à-dire limiter le rapport x/d (cf. Eurocode 2 - béton armé), limiter la courbure de la section soumise au moment plastique positif.

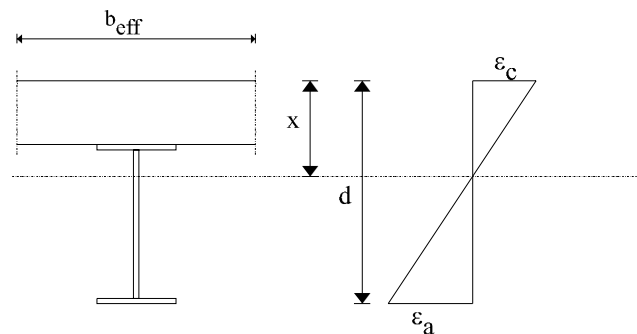


Figure II.3.1. Position de l'axe neutre plastique d'une section mixte sous moment positif

Dans l'Eurocode 4 prEN1994 (2001), une limitation du rapport x/d apparaît dans 2 cas :

a) Dans le cas d'une analyse globale plastique, la capacité de rotation peut être supposée suffisante avec de l'acier S355 si

$$\frac{x}{d} < 0.15$$

dans chaque portée dans laquelle plus de la moitié de la charge totale de dimensionnement est concentrée dans un cinquième de la portée (dans la zone de la rotule plastique). Cette règle très sévère se justifie par le fait que les actions courantes de l'ELU ne doivent en aucun cas provoquer un écrasement de béton. Cette règle ne s'applique pas si l'on peut montrer que la rotule sera la dernière à se former et qu'elle ne requiert pas une ductilité importante.

b) Dans le calcul de la résistance à la flexion positive de sections dont l'acier est du S420 ou du S460, on doit considérer des valeurs réduites du moment plastique pour les sections dont le x_{pl}/d est supérieur à 0.15. Cette réduction est linéaire depuis M_{Rd} en $x_{pl}/d = 0.15$ jusqu'à $0.85 M_{Rd}$ en $x_{pl}/d = 0.4$. Au-delà de $x_{pl}/d = 0.4$, le moment résistant est un moment élastique de la section.

Dans les règles de l'AISC (1997), une formule complète est donnée :

$$x < \frac{Y_{con} + d_b}{1 + \left(\frac{1700 F_y}{E_s} \right)}$$

où

Y_{con} = la distance depuis la fibre supérieure de la poutre métallique et la fibre supérieure du béton, in.

d_b = la hauteur de la poutre métallique, in.

F_y = la limite élastique spécifiée de la poutre métallique, ksi.

E_s = le module élastique de la poutre métallique, ksi.

Cette limitation est faite pour s'assurer que l'acier atteigne $\epsilon_a \geq 5 \epsilon_y$ avant que le béton ne s'écrase sous $\epsilon_{cu} = 3.10^{-3}$ [NEHRP Part2- 1994]

Si cette expression est réécrite en utilisant les mêmes symboles que dans l'Eurocode 4,

$$Y_{con} + d_b = d, \quad \epsilon_y = \frac{F_y}{E_s} \text{ et}$$

$$\frac{x}{d} < \frac{1}{1 + 1700 \epsilon_y}$$

pour de l'acier S235, $\frac{x}{d} < 0.34$

pour de l'acier S355, $\frac{x}{d} < 0.25$

Rotter et Ansourian (1979) ont proposé le même type de formule :

$$x \leq \frac{x_1}{1.4}$$

où x_1 est la position de l'axe neutre correspondant à un diagramme de déformation dans la section avec ϵ_c égal à ϵ_{cu} , déformation ultime du béton en compression, et ϵ_a égal à ϵ_{st} , le point d'écroutissement.

Avec $\epsilon_a = 7 \epsilon_y$ et $\epsilon_{cu} = 2.5 \cdot 10^{-3}$, on obtient :

$$\frac{x}{d} \leq \frac{x_1}{1.4 d} = \frac{1}{1.4} \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{st}} = \frac{1}{1.4 + 3920 \epsilon_y}$$

pour de l'acier S235, $\frac{x}{d} < 0.17$

pour de l'acier S355, $\frac{x}{d} < 0.12$

Dans l'Eurocode 8, Plumier [ICONS (2002)] propose une formulation basée sur le même principe de limiter les déformations dans les fibres extrêmes de l'acier et du béton de la section mixte :

$$\frac{x}{d} < \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_a}$$

où ϵ_{cu} est la déformation d'écrasement du béton sous conditions cycliques

ϵ_a est la déformation totale dans l'acier à l'Etat Limite Ultime

En prenant $\varepsilon_{cu} = 2.5 \cdot 10^{-3}$ (valeur statique) et en considérant que pour les structures régulières, $\varepsilon_a = \mu \varepsilon_y \approx q \varepsilon_y = q \frac{f_y}{E}$, on déduit les valeurs limites de x/d données au tableau II.3.1.

Tableau II.3.1. Valeurs limites de x/d pour des poutres mixtes (avec dalle) ductiles

Classe de ductilité	Facteur q	f_y (N/mm ²)	x/d limite supérieure
S	$q \geq 4$	355	0.19
S	$q \geq 4$	235	0.26
I	$1.5 < q < 4$	355	0.26
I	$1.5 < q < 4$	235	0.35

Les valeurs considérées pour ε_{cu} constituent le point critique dans la définition des limites de x/d . Au nœud poutre-colonne, le béton est armé et confiné latéralement par la dalle et ses armatures, ce qui signifie que la déformation ultime d'écrasement peut être largement supérieure à 3.5 ‰ devant la colonne. D'un autre côté, le caractère dynamique de la sollicitation peut diminuer la déformation ultime d'écrasement. Le degré de confinement n'est pas aussi simple à définir que dans les cas bien étudiés du béton de colonne et une estimation correcte de ε_{cu} est difficile sans mesure de déformation du béton dans une configuration réelle de nœud et sous chargement cyclique dynamique. Ces valeurs n'existent pas à l'heure actuelle et les valeurs utilisées sont des valeurs sécuritaires qui se réfèrent à des essais purement uniaxiaux.

La limite définie dans l'Eurocode 4 est une limite très sévère et difficile à observer. La formulation de Rotter donne des rapports x/d du même ordre de grandeur que l'Eurocode 4.

La formulation AISC et la formulation Plumier sont similaires, limitant la déformation dans le béton à la déformation d'écrasement et la déformation de l'acier à x fois la déformation élastique (x devant être relié à la ductilité locale nécessaire). On utilise cette dernière formulation dans l'étude présentée au chapitre III relative à la ductilité des sections mixtes.

II.3.2. Ductilité de section mixte sous moment négatif

La ductilité des sections mixtes sous moment négatif est assurée en contrôlant la classe du profilé métallique qui compose la section mixte, c'est-à-dire en limitant le rapport largeur-épaisseur b/t des parois de la section aux valeurs données dans l'Eurocode 3 (4). La classe de l'âme de la poutre soumise à flexion et compression dépend de l'élançement de sa partie en compression, autrement dit de la position de l'axe neutre plastique dans la section mixte. Sous moment négatif, la position de l'axe neutre plastique est directement lié à la section d'armature dans la largeur effective de dalle. Une augmentation des armatures dans la largeur effective correspond à un relèvement de l'axe neutre dans la section et à une augmentation de l'élançement de l'âme. L'application des règles de ductilité pour l'âme de la poutre métallique amène implicitement à une condition sur la section maximale d'armatures à disposer dans la largeur effective b_{eff} :

$$A_S < A_{\text{limit class } i}$$

Plus on impose une classe de ductilité élevée à une section, plus la condition limitative relative à la section d'armatures est restrictive, c'est-à-dire plus la valeur de A_{limit} requise est faible pour que la section appartienne à une classe de section donnée.

Cette condition peut jouer dans le choix d'armatures spécifiques sismiques et doit être gardée à l'esprit lors de nos développements futurs.

II.4. Données de l'Eurocode 4 pour le calcul des armatures de dalles dans les nœuds mixtes

L'Eurocode 4 traite du comportement de nœuds de structures mixtes sous charges verticales et sous charges de vent. En cas de moments négatifs différents de chaque côté du nœud, la traction additionnelle d'un côté du nœud est équilibrée par une compression additionnelle du béton sur la colonne de l'autre côté par l'intermédiaire d'un mécanisme de bielle et tirant supporté par la colonne. Dans ce cas, les armatures longitudinales sont dimensionnées pour plastifier, excluant la ruine des l'armature transversale et la rupture fragile du béton. La figure II.4.1 tirée de Cost C1 (1997) illustre ce comportement.

La résistance maximale offerte par ce mécanisme peut être exprimée de la manière suivante :

$$F_{Rd0} = 1.1 (0.85 f_{ck}/\gamma_c) b_c d_{eff}$$

où d_{eff} est l'épaisseur totale de la dalle dans le cas d'une dalle pleine

d_{eff} est l'épaisseur de dalle au-dessus des ondes de la tôle profilée dans le cas d'une dalle mixte.

La condition de plastification des armatures longitudinales excluant la ruine fragile du béton est :

$$A_S \leq \frac{0.94 b_c d_{eff} f_{ck}/\gamma_c}{\mu f_{sk}/\gamma_s} \quad \text{avec } \mu(ENV) = \beta(prEN) = 1 - \frac{M_{left}}{M_{right}} \quad \text{et} \quad M_{left} < M_{right}$$

Les armatures longitudinales d'un nœud mixte doivent être positionnées avec leur centre de gravité situé à une distance e_L de l'axe de la colonne. Cette distance est limitée de la manière suivante :

$$0.7 b_c \leq e_L \leq 2.5 b_c \quad \text{où } b_c \text{ est la largeur de la colonne}$$

La condition excluant la ruine des armatures transversales est :

$$A_T \geq \frac{\mu}{2 \tan \delta} A_S \frac{f_{sk}/\gamma_s}{f_{sk,T}/\gamma_s} \quad \text{avec } \tan \delta = 1.35 \left(\frac{e_T}{e_L} - 0.2 \right)$$

Si l'on applique les formules dans le cas d'un déséquilibre maximal, c'est-à-dire dans le cas d'un nœud extérieur soumis à un moment négatif, $M_{left} = 0$, $\mu = 1$ et

$$A_S \leq 0.94 b_c d_{eff} \frac{f_{ck}/\gamma_c}{f_{sk}/\gamma_s}$$

Avec l'hypothèse que les bielles comprimées se forment à 45° , $\tan \delta = 1$ et

$$A_T \geq \frac{A_S}{2} \frac{f_{sk}/\gamma_s}{f_{sk,T}/\gamma_s}$$

Si l'on applique la formule à un chargement horizontal, les moments à gauche et à droite sont de signe opposé ($M_{right,Sd} < 0$ et $M_{left,Sd} > 0$) et μ est supérieur à 1. Dans le cas où $M_{left} = -M_{right}$, $\mu = 2$ et

$$A_S \leq 0.47 b_c d_{eff} \frac{f_{ck}/\gamma_c}{f_{sk}/\gamma_s}$$

$$A_T \geq A_S \frac{f_{sk}/\gamma_s}{f_{sk,T}/\gamma_s}$$

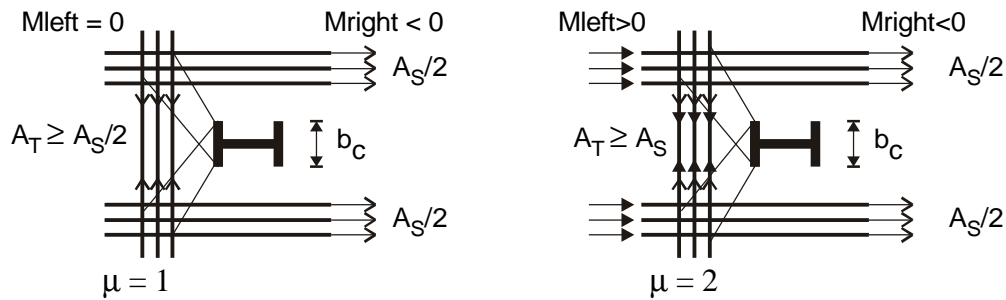


Figure II.4.2. Modèle EC4 - Armatures longitudinales et transversales dans le cas d'un nœud extérieur ($\mu=1$) et dans le cas d'un nœud intérieur soumis à moments de signes opposés ($\mu=2$)

Le béton compris dans les bielles du mécanisme résistant est utilisé pour équilibrer la force longitudinale, quelle que soit son origine. Dans le cas où $\mu = 1$, la force longitudinale provient uniquement de la traction dans les armatures. Dans le cas où $\mu = 2$, la force longitudinale vient pour moitié de la traction dans les armatures (moment négatif) et pour moitié de la compression du béton (moment positif). Si la force longitudinale est égale dans les 2 cas, la section d'armatures longitudinales autorisées par le mécanisme ductile proposé sous combinaison d'un moment négatif et d'un moment positif est la moitié de la section permise sous un moment négatif uniquement.

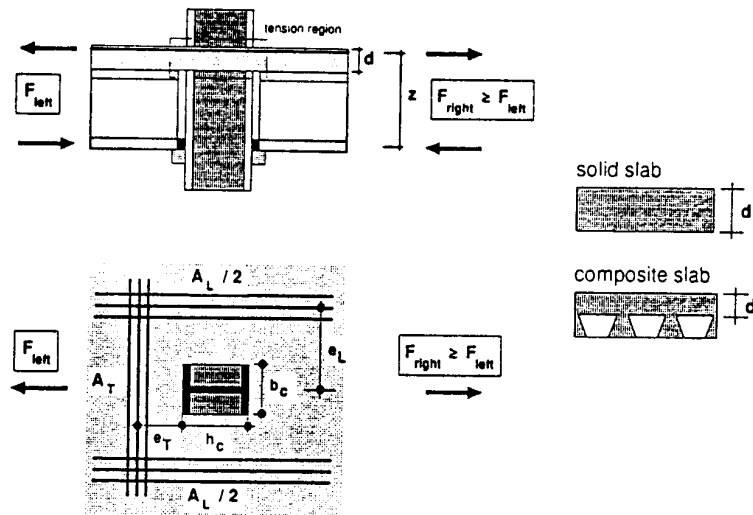
Les formules ont été écrites pour assurer un transfert ductile du déséquilibre de moments négatifs en un nœud par l'intermédiaire de la compression du béton sur la colonne. Le problème, dans le cas d'une action sismique qui génère un moment positif important, est qu'il n'est pas certain que le mécanisme de ruine proposé par l'Eurocode 4 assure simultanément un moment négatif ductile d'un côté du nœud et un moment positif ductile sans écrasement du béton de l'autre côté. Pour étudier ce problème, nous avons effectué préalablement à la définition de l'étude expérimentale une approche des schémas résistants nécessaires au transfert d'un plein moment plastique positif avec une ductilité suffisante. Cette approche est présentée au Chapitre III.2

$$\mu = 1 - \frac{M_{left}}{M_{right}} \leq 1$$

$$\frac{e_L}{b_c} = 1 \div 1.5$$

$$\frac{e_T}{e_L} = 1 \div 1.5$$

$$\tan \delta = \frac{e_T - 0.3}{0.7}$$



M_{left}/M_{right}	factor of unbalance	d	...	thickness of slab
b_c	width of column profile	A_L	...	area of long reinforcement
h_c	height of column profile	A_T	...	area of transverse reinforcement
e_L	distance of long reinforcement	γ_s, γ_c	...	safety factors
e_T	distance of transverse reinf.	E_s	...	modulus of elasticity (reinforcement \approx beam)
z	lever arm of joint	f_{yL}, f_{yT}, f_{ck}	...	charact. strength long., transv. reinf., concrete
		$A_{L,beam}$...	area of long reinf. in beam beyond joint area
		b_b, t_b	...	beam dimensions (width, flange thickness)

Initial Stiffness:

$$S_{j,ini,t} = E_a \cdot k_{10} \cdot z^2$$

equal forces (balanced loading):

$$k_{10, left} = k_{10, right} = \frac{2 \cdot A_L}{h_c \cdot (1 - K_{trans})}$$

unequal forces (unbalanced loading):

$$M_{right} > M_{left}$$

$$k_{10, left} = \frac{A_L}{h_c \cdot (-0.5 \cdot K_{trans})}$$

$$k_{10, right} = \frac{A_L}{h_c \cdot (1 + K_{\mu} - 0.5 \cdot K_{trans})}$$

transformation factor

$$K_{trans} = \frac{A_L}{A_{L,beam} + 0.64 \cdot t_b \cdot b_b}$$

redirection factor

$$K_{\mu} = v \cdot \mu \cdot (7.7 \cdot \mu^2 - 13.8 \cdot \mu + 8.9)$$

composite slab: $v = 1.0$

solid slab: $v = 1.4$

Design Resistance:

$$M_{j,Rd,T} = \frac{f_{yL} \cdot A_L \cdot z}{\gamma_s}$$

$$A_L \leq \frac{2 \cdot A_T \cdot \tan \delta}{\mu} \cdot \frac{f_{yT}}{f_{yL}} \quad \text{to exclude failure in transverse reinf.}$$

$$A_L \leq \frac{0.94 \cdot b_c \cdot d}{\mu} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yL}} \quad \text{to exclude BRITTLE failure in concrete}$$

Figure II.4.1. Proposition pour ENV 1994-1-1 / ex Annexe J (EC4)

II.5. Données américaines et japonaises pour le calcul des armatures de dalles dans les nœuds mixtes.

A notre connaissance, aucune indication relative au calcul des armatures de dalles dans les poutres mixtes en T de portiques sollicités par l'action sismique n'est fournie dans le code de calcul japonais.

Aux Etats-Unis, le document ASCE (1998) concernant les PR-CC (Partially Restrained Composite Connections) esquisse le schéma d'armature repris à la figure II.5.1, avec les indications (résumées) de position et de section suivantes :

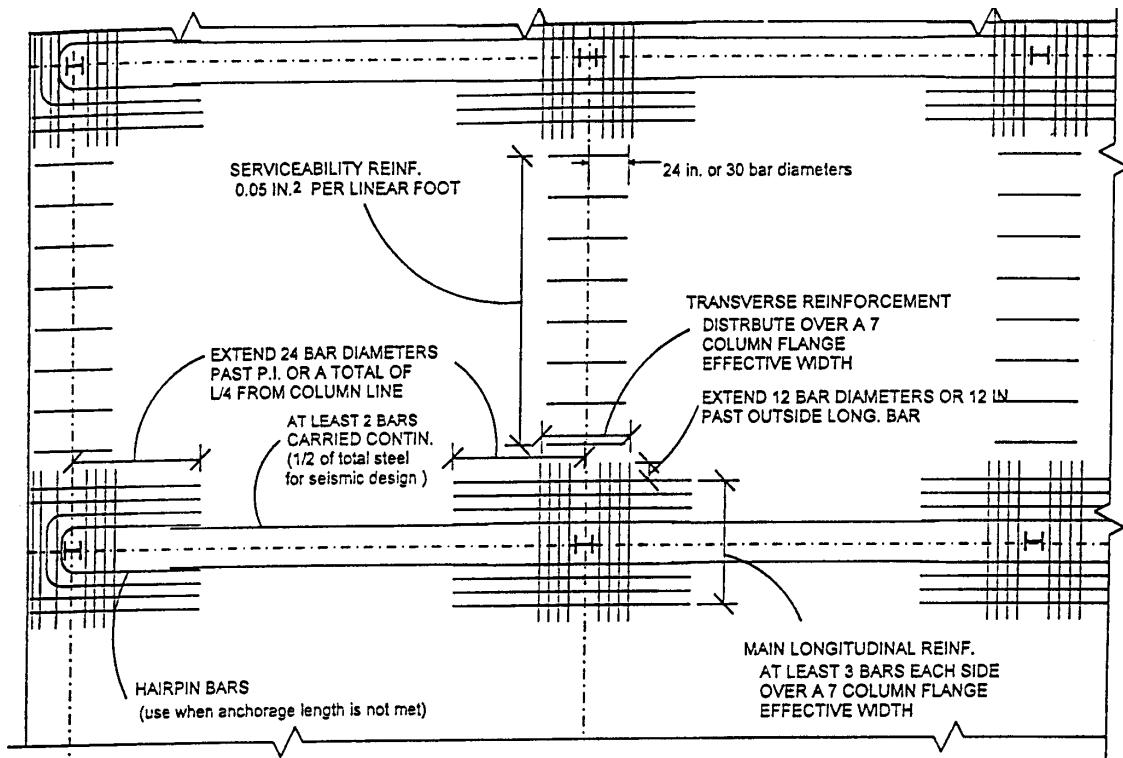


Figure II.5.1. Détails d'armaturage de dalle dans un dimensionnement sismique de poutre mixte avec assemblage mixte à résistance partielle (PR-CC) - ASCE (1998).

- Il faut au moins 6 barres longitudinales placées symétriquement de part et d'autre de la colonne dans une largeur effective totale égale à 7 fois la largeur de la colonne.
- Le transfert des efforts membranaires de la dalle est supposé se faire par compression sur la colonne par un mécanisme de bielles-tirants, représenté à la figure II.5.2. Pour assurer un comportement correct du système bielles-tirants, il faut limiter la contrainte de compression dans la zone d'appui du béton sur la colonne à $1.8 f_c$ et placer des armatures transversales près de la colonne. A la limite (au maximum), la section d'armatures transversales sera égale à la section d'armatures longitudinales.
- La section d'une barre ne devrait pas excéder 2.84 cm^2 ($\phi 19$) et les armatures transversales devraient être placées sous les têtes de goujons
- Les barres doivent être ancrées....
- Quand c'est possible, l'espace entre les ailes de la colonne devrait être rempli de béton. Cela aide au transfert des forces et réduit les problèmes de stabilité des parois de la colonne.

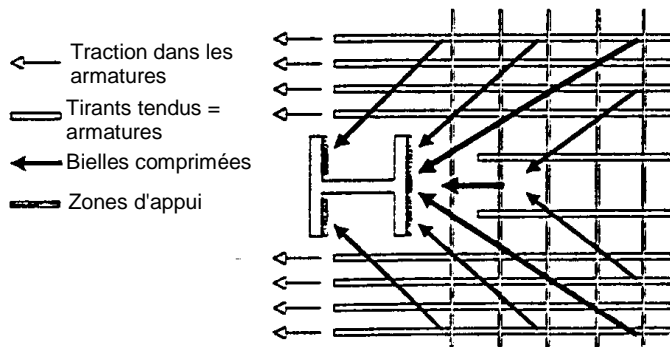


Figure II.5.2 Transfert des efforts membranaires de dalle dans des assemblages PR-CC

Ces règles de dimensionnement sont intéressantes et vont dans le même sens que les propositions que l'on fait dans cette thèse et que l'on présente au chapitre III.2. Cependant, 2 différences sont à souligner :

1. Le document de l'ASCE ne considère pas l'apport éventuel d'une poutre transversale alors que nous allons étudier son influence sur le comportement du nœud.
2. Le document de l'ASCE s'applique à des nœuds à assemblages à résistance partielle, ce qui permet de mieux cerner les efforts maximum transmissibles au niveau du nœud puisque c'est l'assemblage qui joue le rôle de fusible. Dans cette thèse, on traite de nœuds à assemblages rigides ayant une résistance supérieure à la résistance de la poutre mixte. La localisation de la plastification est choisie dans la poutre et non dans l'assemblage.

II.6. Etat de contrainte dans les dalles de portique en béton armé suivant les analyses de Paulay & Priestley (1992)

Le mécanisme en semelle tendue de la dalle que décrivent Paulay & Priestley (1992) et que l'on explique ci-dessous a été étudié et observé dans des nœuds poutre-colonne intérieurs de béton armé. On n'observe ce mécanisme que pour des rotations plastiques de poutre et une plastification des armatures longitudinales assez importantes.

A priori, cette référence est intéressante, car il y a des similitudes entre poutres en Té en béton armé et mixte. On synthétise donc en II.6.1, 2 et 3 l'analyse développée par Paulay, puis on en fait une discussion critique en II.6.4.

II.6.1. Mécanisme de semelle tendue – nœud intérieur isolé

L'objectif principal de la recherche est d'identifier et de quantifier la contribution des dalles de plancher à l'amélioration de la résistance flexionnelle des poutres (rectangulaires) et le comportement des nœuds poutre-colonne. Le mécanisme postulé est un mécanisme où l'on suppose que la dalle fonctionne comme une semelle entièrement tendue.

Un essai sur un nœud intérieur a été réalisé. Sa particularité est de considérer un tremblement de terre d'orientation quelconque (comme dans la réalité). La figure II.6.1. montre le caractère multidirectionnel des déplacements et forces imposés au spécimen. En pratique, la mise en charge est réalisée par application de déplacements cycliques imposés en tête de colonne dans les directions NS et EW, soit de manière successive, soit en maintenant un déplacement imposé dans une direction pendant l'application de cycles de déplacement dans l'autre direction. Cette méthode permet l'observation du comportement du nœud dans chaque direction ainsi que l'observation de l'effet bi-axial d'une action sismique (orientation à 45°). L'allure des fissures dans la dalle du nœud est donnée à la figure II.6.2. et est à la base des développements qui suivent.

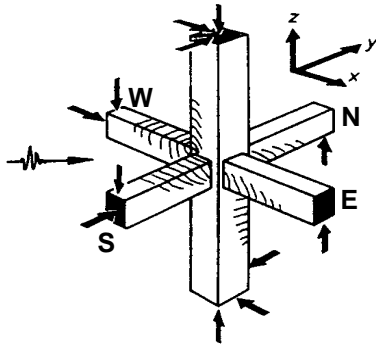
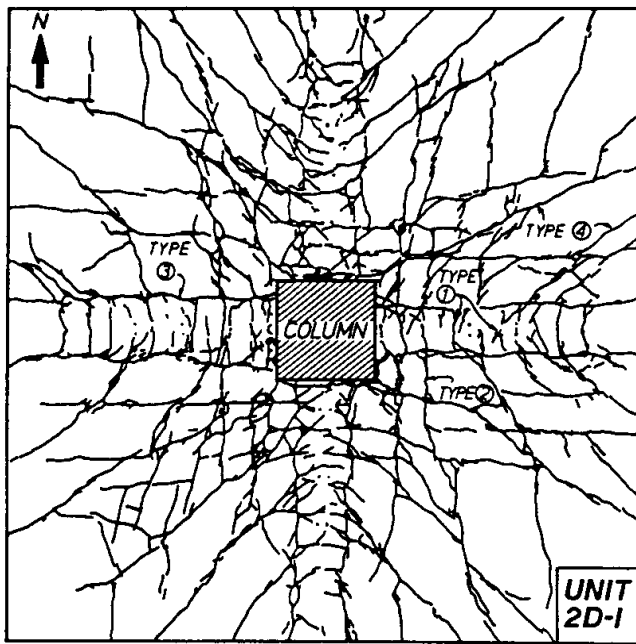


Figure II.6.1. Forces appliquées à un nœud intérieur testé en multidirectionnel



- Types of cracks =
- ① Beam flexural cracks
 - ② Transverse slab cracks
 - ③ Beam-slab interface cracks
 - ④ Slab diagonal cracks

Figure II.6.2. Fissuration d'une dalle de nœud intérieur après simulation d'un tremblement de terre multi directionnel

La démonstration de l'existence d'un mécanisme de semelle tendue est faite en isolant différentes parties du nœud comme des corps rendus libres, en établissant les critères d'équilibre de chaque partie, et en restaurant ensuite la compatibilité des déplacements pour l'état plastique. On reprend les éléments principaux nécessaires à la compréhension des phénomènes.

A la figure II.6.3., on isole un quart de dalle appartenant à la poutre Ouest W soumise à un moment négatif (unidirectionnel). Le bord Nord-Sud NS est soumis aux forces de traction T_x qui sont associées à une plastification importante des barres. Les fissures résultantes sont supposées être suffisamment importantes pour empêcher la naissance de cisaillement dans la direction Y à ce même bord (voir figure II.6.3.(a)). On voit que la résultante de traction ΣT_x au bord Nord-Sud NS de la dalle donne lieu à du cisaillement longitudinal et un moment M au bord Est-Ouest WE du quadrant. La transmission de ces forces ΣT_x se fait après fissuration par la formation d'un champ de compression diagonale, figure II.6.3.(b). Les points A et B de la figure indiquent des endroits où les forces dans les armatures peuvent être transmises au

béton par adhérence. Ce mécanisme de transmission d'effort implique le développement de forces de traction transversale T_y reprises par des armatures transversales.

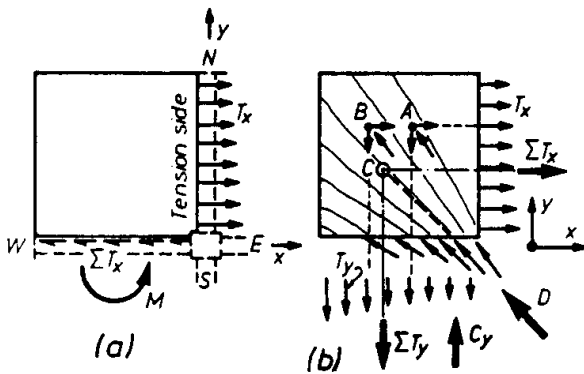


Figure II.6.3. Equilibre des efforts membranaires d'un quart de dalle dans un mécanisme de semelle tendue (tension flange mechanism)

Les forces de traction induites dans les armatures transversales sont du même ordre de grandeur que les tractions longitudinales, ce qui a pour conséquence que sous un séisme bidirectionnel qui aurait simultanément sa valeur maximale dans les deux directions la contribution des armatures à la résistance de poutre ne peut être mobilisée simultanément dans les deux directions.

L'ancrage des armatures longitudinales du quadrant étudié dans le quadrant adjacent introduit au bord du quadrant adjacent les mêmes forces T_x (si on ne tient pas compte du fait que l'on est en zone d'ancrage des barres et que l'effort n'est pas tout à fait constant sur l'épaisseur de la poutre transversale) et va y faire naître le même champ diagonal de compression. Les forces diagonales membranaires se développant dans une dalle fissurée peuvent alors être introduites dans les poutres comme indiqué à la figure II.6.4.

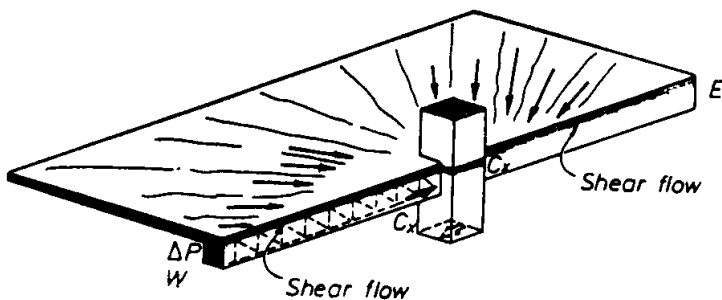


Figure II.6.4. Transfert des efforts membranaires aux poutres et colonnes

Dans la poutre Est E où la dalle est en compression, aucune amélioration de la résistance flexionnelle (par rapport à la résistance flexionnelle de la poutre en béton armé rectangulaire, sans dalle) ne peut se produire puisque la traction dans les barres est équilibrée par une compression dans la dalle ; les 2 efforts s'équilibrant dans le même plan n'augmentent pas la capacité flexionnelle de la poutre. Par contre, dans la poutre Ouest W, il existe une force additionnelle ΔP , due à la contribution de la semelle tendue, qui peut s'équilibrer par une compression additionnelle dans la zone inférieure de la poutre. Le moment additionnel vaut $\Delta M = z_b 2 \Sigma T_x$, où z_b est un bras de levier.

Comme les forces de traction de la semelle sont introduites par des forces de compression au nœud, c'est par un mécanisme de bielle comprimée qu'il sera finalement transmis à la

colonne – voir la figure II.6.5. - et aucune armature additionnelle de cisaillement ne devrait être nécessaire dans le nœud.

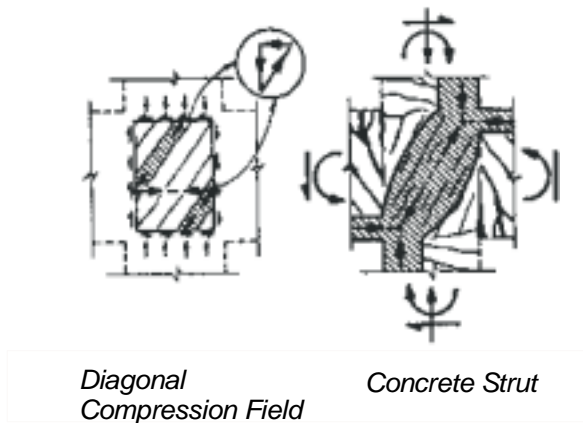


Figure II.6.5. Mécanisme de transfert de cisaillement à un nœud intérieur

La figure II.6.6. permet de mieux visualiser encore l'amélioration de résistance sous moment négatif par la présence des armatures plastifiées dans la dalle. Les forces T_1 et T_2 sont basées uniquement sur les armatures de la section de poutre rectangulaire. Les moments résistants correspondants des sections rectangulaires sont $M_1 = T_1 jd$ et $M_2 = T_2 jd$ où jd est le bras de levier approprié. L'effort total engendré par les armatures plastifiées dans la dalle s'équilibre par une compression $C_x = 2 \sum T_x$ appliquée à chaque poutre. Du côté du moment négatif, la compression s'applique en partie inférieure de la poutre et l'on accroît la résistance de $\Delta M_1 \approx C_x jd$. Par contre, du côté du moment positif, la compression reste au niveau de la dalle sans pouvoir apporter de grande modification au moment résistant de la section.

La partie (b) de la figure montre que la compression $C_2 + C_x$ est transmise dans une largeur effective maximale de 3 fois la largeur b_c de la colonne si la colonne est carrée et les bielles à 45° .

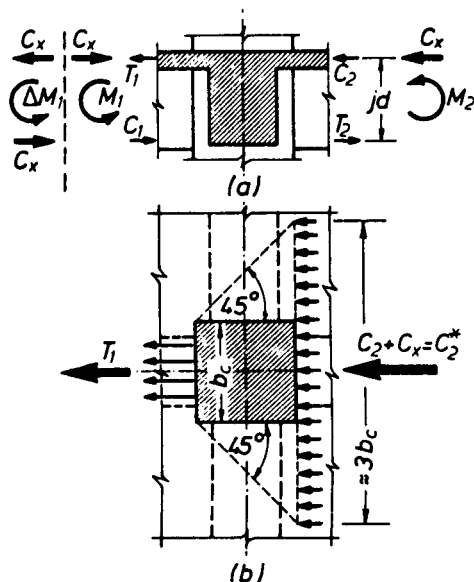


Figure II.6.6. Visualisation des efforts appliqués à la colonne par les poutres.

II.6.2. Rôle des poutres transversales

Dans la description ci-dessus, Paulay a fait l'hypothèse que la poutre transversale ne joue aucun rôle et les forces T_x appliquées à un quadrant sont égales aux forces appliquées à l'autre

quadrant. Paulay justifie le faible rôle de la poutre transversale par le fait que la formation de rotules plastiques dans cette poutre par l'action d'un tremblement de terre nord-sud va réduire de manière très importante l'apport de la raideur flexionnelle et torsionnelle à la raideur membranaire de la dalle.

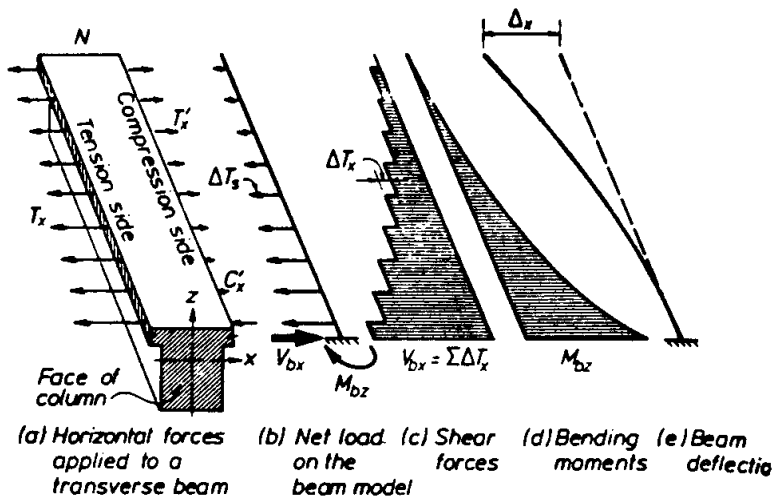


Figure II.6.7. Poutre transversale soumise à d'hypothétiques forces dans le plan de la dalle.

On peut tout de même décrire les apports possibles de la poutre transversale, même si Paulay les estime finalement négligeables pour le design. La figure II.6.7. nous montre une distribution possible de forces appliquées par des dalles adjacentes à une poutre transversale. Du côté de la dalle en traction ($M < 0$), du côté gauche de la poutre transversale, on a les forces de traction T_x décrites ci-dessus. Du côté de la dalle en compression ($M > 0$), du côté droit de la poutre transversale, on a des tractions similaires T'_x , légèrement inférieure à T_x à cause d'un ancrage partiel des barres par exemple, et des compressions C_x dans la zone proche de la colonne. Les forces résultantes $\Delta T_s = T_x - T'_x$ ou $T_x + C_x$ appliquées à la poutre transversale sont par conséquent assez faibles au-delà de la zone où il y a réellement compression de la dalle ($3 b_c$ maximum). Si on modélise la poutre transversale par une poutre cantilever, la distribution des forces ΔT_s la soumette à un effort tranchant V_{bx} et un moment M_{bz} dessinés aux figures II.6.7.(c) et (d) et lui donne la déformée de la figure II.6.7.(e). Des considérations de compatibilité de déformations avec une possibilité de déformée membranaire de la dalle suggère que, à cause de la très grande flexibilité de la poutre, elle ne puisse résister qu'à de faibles charges, sauf dans la zone très proche de la colonne. La très grande raideur de la dalle dans son plan ne permet pas à la poutre transversale d'atteindre toute sa capacité de résistance. Si l'on ajoute à cela le risque que un tremblement de terre multi-directionnel puisse imposer à la poutre transversale des déformations inélastiques, il semble inutile à Paulay de chercher à quantifier l'apport des poutres transversales dans le processus de design, puisqu'il serait de toute façon faible.

II.6.3. Application aux poutres continues

Le mécanisme de semelle tendue décrit ci-dessus est en accord avec le fait que l'on observe, en béton armé, un allongement significatif des poutres après formation de rotules plastiques, allongement proportionnel à la hauteur des poutres. Le mécanisme membranaire postulé par Paulay peut être appliqué aux poutres continues, comme le montre la figure II.6.8., où les forces (C_x) dans les poutres et colonnes sont celles nécessaires pour équilibrer uniquement les forces de traction des armatures ΣT_x . La figure II.6.8. suppose que les forces de traction développées sont constantes dans les 4 panneaux de dalle. Si ce n'est pas le cas, par exemple

si les armatures à mi-portée de la dalle sont moindres que les armatures sur appui des dalles de bord, les forces de traction supportées par les panneaux intérieurs par le mécanisme de la figure II.6.8.(a) vont être réduites à ΣT_{xp} et la différence d'effort d'un côté et de l'autre de la poutre transversale $\Sigma \Delta T_x = \Sigma T_x - \Sigma T_{xp}$ sera transmise à chaque colonne par le mécanisme de la figure II.6.4.

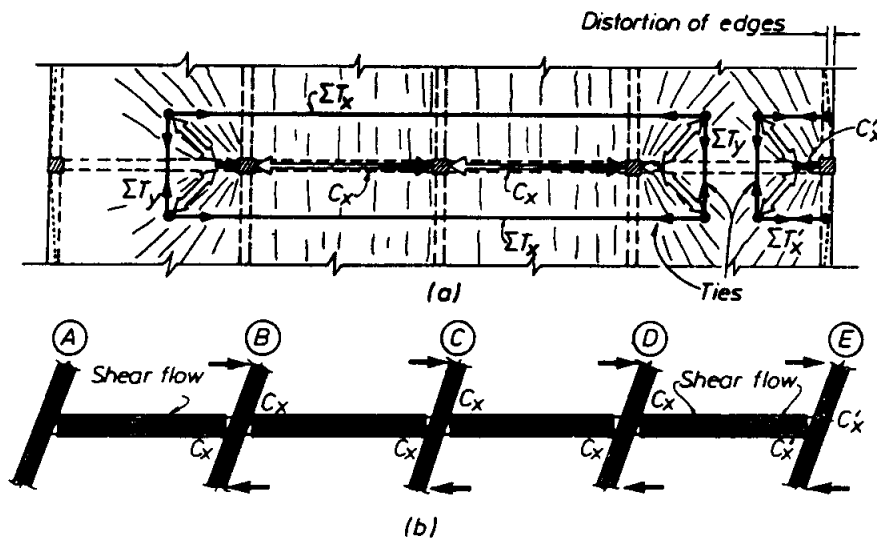


Figure II.6.8. Mécanismes de semelle tendue dans les poutres continues

La dernière remarque de Paulay concerne les capacités de nœuds intérieurs adjacents à des nœuds extérieurs. Puisque le transfert des efforts membranaires de dalle aux colonnes extérieures dépendent principalement de la résistance des poutres de rive, l'augmentation de résistance de la poutre intérieure connectée à la colonne extérieure va diminuer lorsque des rotules plastiques se développent dans les poutres de rive.

Pour des détails sur la recherche sur laquelle se basent ces résultats, on renvoie le lecteur au rapport de Cheung, Paulay et Park (1989).

II.6.4. Commentaires sur l'état de contrainte dans nœuds de portique en béton armé décrit par Paulay et son applicabilité aux portiques mixtes.

Les analyses effectuées par Paulay sur un solide proche des portiques mixtes étudiés dans notre mémoire sont intéressantes et suscitent la réflexion. Cependant, il existe plusieurs différences entre les portiques mixtes acier-béton et les portiques en béton armé, même s'il s'agit dans les 2 cas de poutres en T.

La théorie de Paulay vaut

- dans des poutres où on plastifie seulement dans des armatures tendues de la dalle sous moment négatif et de la poutre, zone inférieure, sous moment positif, et
- dans des poutres où la réserve de résistance en compression à la partie inférieure et à la partie supérieure n'est pas limitée.

Paulay part de poutres de section rectangulaire, qui atteignent leur moment plastique par plastification des armatures supérieures du côté du moment négatif et des armatures inférieures du côté du moment positif avec réserve de résistance en compression dans la partie inférieure de la poutre soumise à un moment négatif et dans la partie supérieure de la poutre soumise à un moment positif. En ajoutant la dalle, on ne peut augmenter le moment plastique

positif limité par la plastification des armatures inférieures. Par contre, le fait d'ajouter une dalle (armatures) peut augmenter la capacité de la poutre sous moment négatif. Ce que Paulay appelle "l'amélioration de la résistance flexionnelle" c'est le fait de mobiliser dans la phase plastique les armatures de la dalle situées à l'extérieur de la largeur de la poutre pour augmenter le moment plastique négatif de la poutre par rapport au moment plastique négatif dû uniquement aux armatures situées dans la largeur de la poutre rectangulaire.

En mixte, on ne peut parler d'amélioration de la résistance flexionnelle puisqu'on part d'une poutrelle métallique, on doit raisonner directement sur la section mixte. Les plastifications ont lieu dans l'acier inférieur de la poutrelle, plus éventuellement dans l'acier supérieur des armatures de la dalle. Si l'on trace les efforts appliqués à la colonne par les poutres dans le cas de poutres en béton armé (voir figure II.6.6 et 9) et dans le cas de poutres mixtes (voir figure II.6.9), on peut mieux comparer les différences de comportement entre les 2 types de structures.

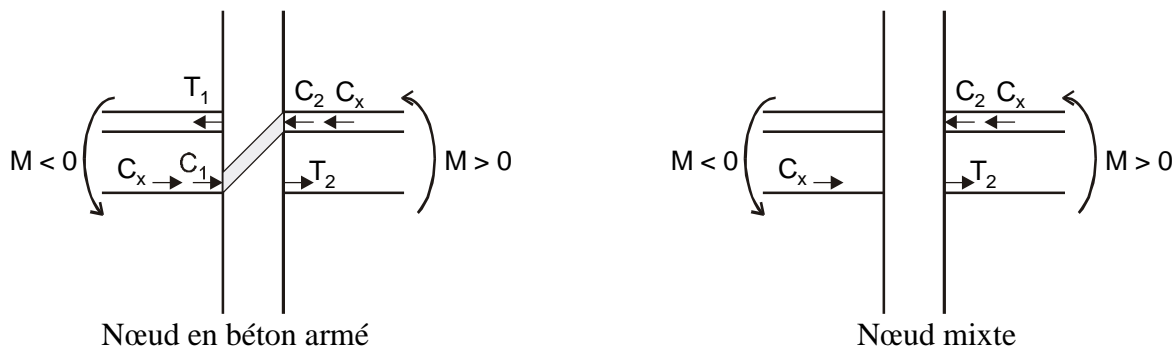


Figure II.6.9. Visualisation des efforts appliqués à la colonne par les poutres dans le cas du béton armé et dans le cas du mixte.

En mixte, le moment positif mixte est représenté par le même couple de force (C_2 , T_2) et le moment négatif mixte ne comprend que des barres situées à l'extérieur de la colonne (dans la largeur effective), donc l'effort dans les barres n'est transmis que par compression de la dalle sur la colonne (couple C_x).

Du côté moment positif, la grande différence entre béton armé et mixte provient de la limitation de la traction dans la partie inférieure de la poutre. En béton armé, la limitation sur T_2 est très grande, la traction T_2 est relativement faible car elle correspond à la plastification de "quelques" armatures. La compression C_2 n'épuise pas les réserves du béton et n'est pas limitée à la hauteur de la dalle. En mixte, même si l'on prend l'option d'imposer la ruine de la section mixte par plastification de la poutrelle métallique (voir Chapitre III.2), la traction T_2 peut être très importante puisque elle correspond au maximum à la plastification de toute la poutrelle métallique. Cette traction est équilibrée par une compression C_2 au niveau de la dalle uniquement et si l'on ne peut compter que sur la compression de la dalle sur la semelle de la colonne, il y a de grandes chances que ce soit cette compression C_2 qui soit le paramètre limitatif du moment positif transmissible. Si il n'y pas de réserve suffisante de résistance en compression à la partie supérieure, aucun moment négatif n'est transmissible. Maintenant, si C_2 n'épuise pas la résistance de la dalle du côté du moment positif et/ou que l'on met en œuvre des mécanismes de transfert additionnels, tels un mécanisme de bielles inclinées sur les faces latérales de la colonne ou un mécanisme via des poutres transversales, on peut transmettre un moment négatif dont l'effort des armatures pourra s'équilibrer via la dalle du côté du moment positif. La limitation des moments positifs et négatifs transmissibles provient de la

compression C_2+C_x . Si l'on résout ce problème par la présence d'une dalle forte, qui possède une réserve de résistance suffisante, il reste une limitation sur C_x . Sous moment négatif, la poutrelle peut être le siège de problème de voilement local si la compression est trop importante.

Alors qu'en béton armé, les moments plastiques étaient clairement limités par la plastification des armatures, en mixte, la manière dont se répartit la résistance de la dalle du côté du moment positif entre la partie C_2 nécessaire à la transmission d'un moment positif et la partie C_x nécessaire à la transmission d'un moment négatif est moins claire. On traite de manière détaillée ces problèmes dans le reste de la thèse.

En béton armé, la plastification est toujours en traction dans les armatures, successivement inférieures et supérieures, et à chaque cycle il y a un incrément d'allongement permanent.

En mixte, dans le cas où l'assemblage de la poutre est pleinement résistant, c'est différent, car

- il n'y a pas de plastification en partie supérieure
- il y a plastification alternée en compression et en traction en fibre inférieure.

On notera que l'extension plastique de poutre décrite par Paulay serait susceptible de se produire pour certains assemblages partiellement résistants.

Certaines conclusions de Paulay sont approximatives. Quand Paulay explique que les forces de traction induites dans les armatures transversales sont du même ordre de grandeur que les tractions longitudinales, ce qui a pour conséquence que sous un séisme bidirectionnel la contribution des armatures à la résistance de poutre ne peut être mobilisée simultanément dans les deux directions. C'est vrai, mais on n'en a pas besoin simultanément dans les 2 directions. La combinaison imposant la valeur maximale du séisme dans les 2 directions $E_{xmax} + E_{ymax}$ n'est pas réaliste. L'Eurocode 8 donne $E_{xmax} + 0.3 E_{ymax}$. Si on a E_{max} à 45° , alors on a une combinaison $0.707 (E_{xmax} + E_{ymax})$.

En mixte, nous ne sommes pas tout à fait dans les mêmes conditions qu'en béton armé. L'application pure et simple des concepts proposés par Paulay & Priestley (1992) est trop abrupte. Mais des similitudes existent et il nous semblait important de souligner la seule étude détaillée qui à notre connaissance s'est préoccupée de la détection de mécanisme membranaire de dalle et leur implication sur la résistance des poutres auxquelles la dalle est liée.

II.7. Comportement des goujons connecteurs

Dans le comportement mixte d'une poutre, le rôle des connecteurs est primordial. Sans connecteur, pas de collaboration entre la section acier et la dalle de béton. Il est donc important de bien définir son implication dans le fonctionnement de la poutre mixte.

II.7.1. Connexion totale et partielle

On est en présence d'une poutre mixte à connexion complète (*full shear connection*) lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'entraîne plus d'augmentation de la résistance flexionnelle de la poutre. Dans le cas contraire, la connexion est partielle (*partial shear connection*).

On parle d'interaction complète (*complete shear interaction*) lorsqu'il n'y a aucun glissement relatif à l'interface acier béton. En général, on fait cette hypothèse dans le calcul des poutres à connexion complète pour simplifier les calculs, puisque cette hypothèse est équivalente à la conservation des sections planes. Cette hypothèse se justifie par le fait qu'une connexion

complète donne lieu à un faible glissement. Dans le cas de goujons connecteurs, l'interaction complète n'existe pas, on est toujours en interaction partielle (*partial shear interaction*) puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet la sollicitation des goujons. Les goujons, en résistant au glissement, assurent la transmission de l'effort rasant entre la section acier et la dalle de béton et, par conséquent, assurent le caractère mixte de la section.

En pratique, l'interaction partielle devrait être prise en compte dans les études élastiques de poutre, par exemple aux états-limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration. Cependant, en ce qui concerne les déformations, l'expérience a montré que, lorsque il y a connexion complète, l'augmentation de flèche due à l'interaction partielle est négligeable quand on la compare à l'augmentation de flèche due aux déformations dépendantes du temps, tel que le fluage (Oehlers & Bradford, 1995). En pratique, l'augmentation est très rarement prise en compte, à cause de son importance mineure et de la complexité des méthodes qui permettent de la calculer.

Nous considérerons dans la suite des poutres mixtes à connexion totale et interaction partielle. Autrement dit, nous tenterons de tenir compte du glissement à l'interface acier béton de la manière la plus réaliste possible.

II.7.2. Comportement des goujons connecteurs sous charge monotone croissante

Approche de l'Eurocode 4 (Johnson, 1994)

Les courbes caractéristiques charge de cisaillement - glissement des connecteurs mécaniques sont obtenues par des tests standardisés appelés push tests. L'Eurocode 4 propose une procédure de push test. Le montage d'essai et les dimensions des spécimens sont repris à la figure II.7.1. Une courbe obtenue pour un chargement monotone croissant à l'allure donnée à la figure II.7.2.

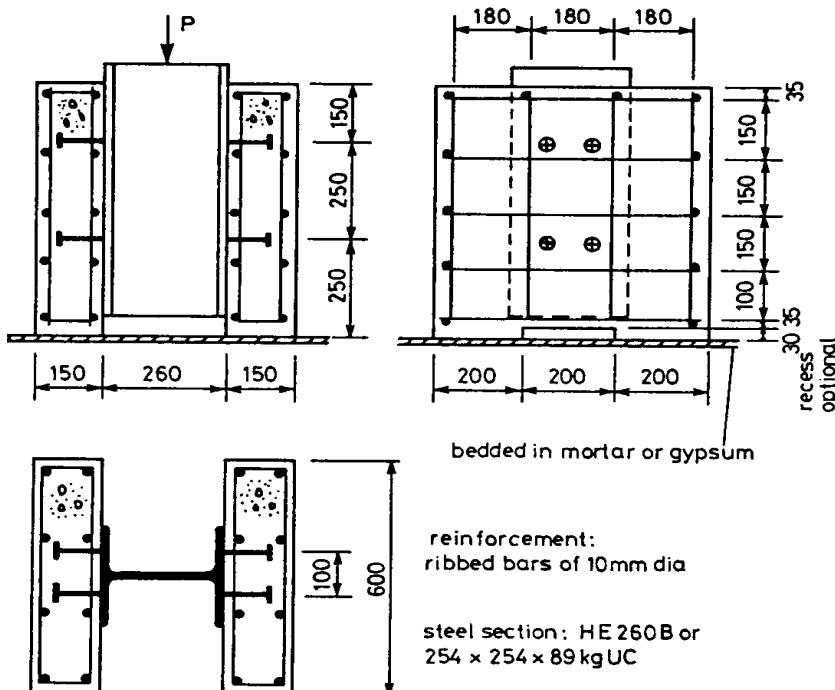


Figure II.7.1. Montage du push test standard de l'Eurocode 4.

Shear Connection

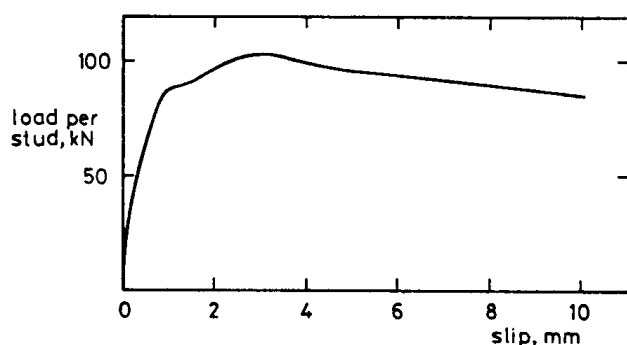


Figure II.7.2. Exemple de courbe charge – glissement monotone

La relation charge - glissement est influencée par de nombreuses variables, telles :

- le nombre de connecteurs
- la contrainte longitudinale moyenne dans le béton autour du connecteur
- la taille, l'arrangement et la résistance des armatures de la dalle
- l'épaisseur de béton autour des connecteurs
- les conditions d'appui des dalles
- la liaison à l'interface acier-béton
- la résistance du béton de la dalle
- le degré de compaction du béton entourant la base de chaque connecteur.

Le test standard inclut des règles fixant les paramètres des 6 premiers points. Des essais doivent alors être réalisés pour une large gamme de bétons, car la résistance du béton influence le mode et la charge de ruine. Les deux modes de ruine dans le cas de goujons connecteurs sont la ruine par écrasement du béton et la ruine par cisaillement du goujon. Les résistances correspondantes sont données par :

$$P_{Rd} = \frac{0.29d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5}}{\gamma_v}$$

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

valables pour $h/d > 4$,

où f_u est la résistance ultime en traction de l'acier ($< 500 \text{ N/mm}^2$)

d est le diamètre du goujon et h sa hauteur

f_{ck} est la résistance caractéristique du béton en compression

E_{cm} est le module sécant moyen du béton

γ_v est un coefficient de sécurité partiel (valeur conseillée 1.25)

Le comportement des connecteurs dans une poutre mixte est différent de leur comportement dans le spécimen du push test. Les forces induites sur les connecteurs des spécimens de push tests ne sont pas exactement les mêmes que dans la poutre mixte. Les différences proviennent des contraintes longitudinales dans la dalle qui sont différentes dans la poutre mixte soumise à flexion et dans le push test. Quand la dalle est comprimée (moment positif), la raideur élastique des goujons dans la poutre est supérieure à leur raideur dans le spécimen de test et les résistances sont plus ou moins égales. Par contre, dans une dalle en traction (moment négatif), la connexion est beaucoup moins raide tandis que la résistance est seulement légèrement plus faible.

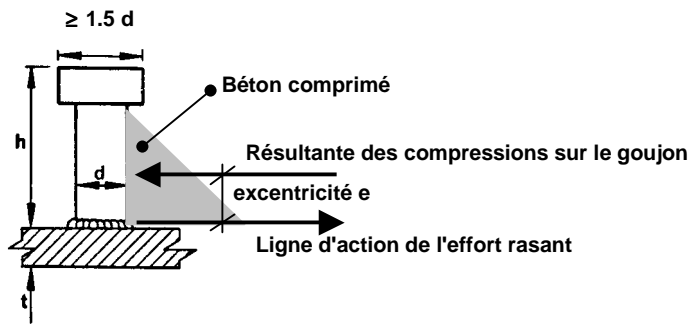


Figure II.7.3. Dimensions et sollicitations d'un goujon connecteur

Quand on n'a pas une dalle pleine, mais une dalle nervurée, il se peut que la résistance soit plus faible à cause d'une ruine locale dans une nervure. Des facteurs de réduction sont donnés dans l'Eurocode 4, mais ils ne garantissent pas une marge de sécurité uniforme.

Courbe Effort Tranchant – Glissement "monotone" (Oehlers-Bradford, 1995)

Les valeurs de raideur, résistance ultime et glissement ultime proposées par Oehlers et Bradford (1995) sont basées sur 116 push tests.

Contrairement à l'Eurocode 4, les auteurs ne considèrent pas 2 modes de ruines bien distincts, mais expliquent que le mécanisme de ruine résulte d'une interaction étroite entre le goujon et le béton. Lors du transfert d'effort rasant entre la poutre métallique et la dalle de béton, le glissement du béton sur l'acier entraîne une forte compression sur le béton, principalement localisée près de la base du goujon (voir Figure II.7.3). L'excentricité e entre l'effort rasant et cette forte compression entraîne une sollicitation de flexion du goujon, dépendante du rapport E_c/E_s des modules d'élasticité du béton et de l'acier du goujon. On peut montrer que plus le module E_s est grand par rapport au module E_c , plus l'excentricité e augmente, plus les effets flexionnels sont grands et plus la résistance du goujon diminue. Si le béton commence à s'écraser avant plastification de l'acier du goujon, c'est équivalent à une réduction du module d'élasticité du béton E_c et à une augmentation de l'excentricité e , ce qui augmentera la sollicitation flexionnelle et les contraintes dans la section critique du goujon. L'augmentation de la charge ira jusqu'à solliciter le goujon de manière telle qu'il commence à fissurer. Ce début de fissuration est équivalent à une réduction du module d'élasticité du goujon E_s . Cette réduction amène à une réduction de e , soit une augmentation de la pression sur le béton et un écrasement additionnel du béton. Une ruine additionnelle du béton conduit à une réduction de E_c et le cycle continue. Dans certains cas, un large volume de béton s'écrase et le goujon ne casse pas, il subit une très forte flexion. De même, si la ruine est initiée dans le goujon, il y a réduction du module E_s et donc diminution du bras de levier e , une plus forte compression du béton et éventuellement sa ruine par écrasement. Les auteurs ne proposent ainsi qu'une seule formule pour la résistance des goujons, intégrant les paramètres de raideur et de résistance du béton et de l'acier du goujon.

La raideur moyenne à un niveau de chargement égal à $0.5 D_{\max}$ vaut :

$$K_{si} = \frac{D_{\max}}{d_{sh} (0.16 - 0.0017 f_c)}$$

La résistance dans le spécimen d'essai est égale à :

$$(D_{\max})_{push} = \left(5.3 - \frac{1.3}{\sqrt{n}}\right) A_{sh} f_u^{0.65} f_c^{0.35} \left(\frac{E_c}{E_s}\right)^{0.4}$$

La résistance dans la poutre correspondante est estimée à 81% de la résistance du spécimen du push test :

$$(D_{\max})_{beam} = (4.3 - \frac{1.1}{\sqrt{n}}) A_{sh} f_u^{0.65} f_c^{0.35} (\frac{E_c}{E_s})^{0.4}$$

Le glissement ultime est :

$$S_{ult} = (0.48 - 0.0042 f_c) d_{sh}$$

où les unités sont le mm et le N,

d_{sh} le diamètre du fût du goujon, A_{sh} sa section droite,

E_s et f_u , le module et la résistance ultime de l'acier,

E_c et f_c le module et la résistance à la compression du béton,

n désigne le nombre de goujons. Son introduction dans la formule permet de tenir implicitement compte de la ductilité des connecteurs et de son effet favorable sur la valeur de résistance des goujons. La valeur de D_{\max} est en effet dépendante du caractère ductile ou non des connecteurs. Si les goujons sont ductiles, lorsque le connecteur le moins résistant aura atteint son plateau plastique, la charge pourra se répartir sur les autres goujons du groupe jusqu'à ce que l'ensemble des goujons atteigne sa résistance plastique. On peut alors considérer une résistance moyenne du groupe de goujons plastifiés. Si les connecteurs ont un comportement fragile, la ruine d'un seul connecteur entraînera la ruine de la poutre. La charge ne pourra pas se reporter sur les autres goujons. La résistance maximale est la résistance du goujon le plus faible. La résistance d'un groupe de connecteurs ductiles ($n > 1$) est plus importante que la résistance d'un groupe de connecteurs fragiles ($n = 1$). Le problème du choix de n n'est cependant pas simple car il faut que l'ensemble du groupe de connecteurs puisse plastifier avant d'atteindre la capacité maximale de glissement d'un connecteur.

Les formules ci-dessus devraient uniquement être utilisées dans les limites de propriétés matérielles et dimensions suivantes (celles de l'échantillon à partir desquelles les formules ont été statistiquement déduites) :

$$10000 < E_c < 33000 \text{ N/mm}^2$$

$$430 < f_u < 640 \text{ N/mm}^2$$

$$24 < f_c < 81 \text{ N/mm}^2$$

$$h_{stud} > 4 d_{sh}$$

$$h_{weld\ collar} = 0.31 d_{sh}$$

La comparaison des résistances obtenues en utilisant l'approche de l'Eurocode 4 et l'approche australienne est donnée aux figures II.7.4. pour différentes valeurs de la résistance ultime de l'acier des goujons ($\gamma_n = \gamma_v = 1$).

On constate que l'Eurocode 4 donne des valeurs sécuritaires de la résistance de la connexion mixte acier-béton, si l'on considère que le fait d'avoir des bornes inférieures de résistance est sécuritaire. C'est la raison pour laquelle certains auteurs (Bursi et al., 1996, 1997) ont constaté qu'une poutre mixte dimensionnée avec un degré de connexion partielle de 80 % atteint en pratique la résistance de poutre mixte à connexion totale.

C'est à cause de la soudure en pied de goujon ($h_{weld\ collar}$ relativement grand) que l'on a une résistance supérieure à la résistance en cisaillement du goujon dans les résultats empiriques de Oehlers et Bradford (1995).

La section 8 de l'Eurocode 4 traite brièvement de la prise en compte de la flexibilité des goujons dans la raideur d'un composant permettant de déduire la raideur rotationnelle du nœud. Elle définit la raideur d'un goujon comme étant la raideur sécante à 70 % de sa résistance caractéristique dans un essai de push over. Elle propose une valeur numérique pour un goujon connecteur de diamètre 19 mm égale à 100 kN/mm.

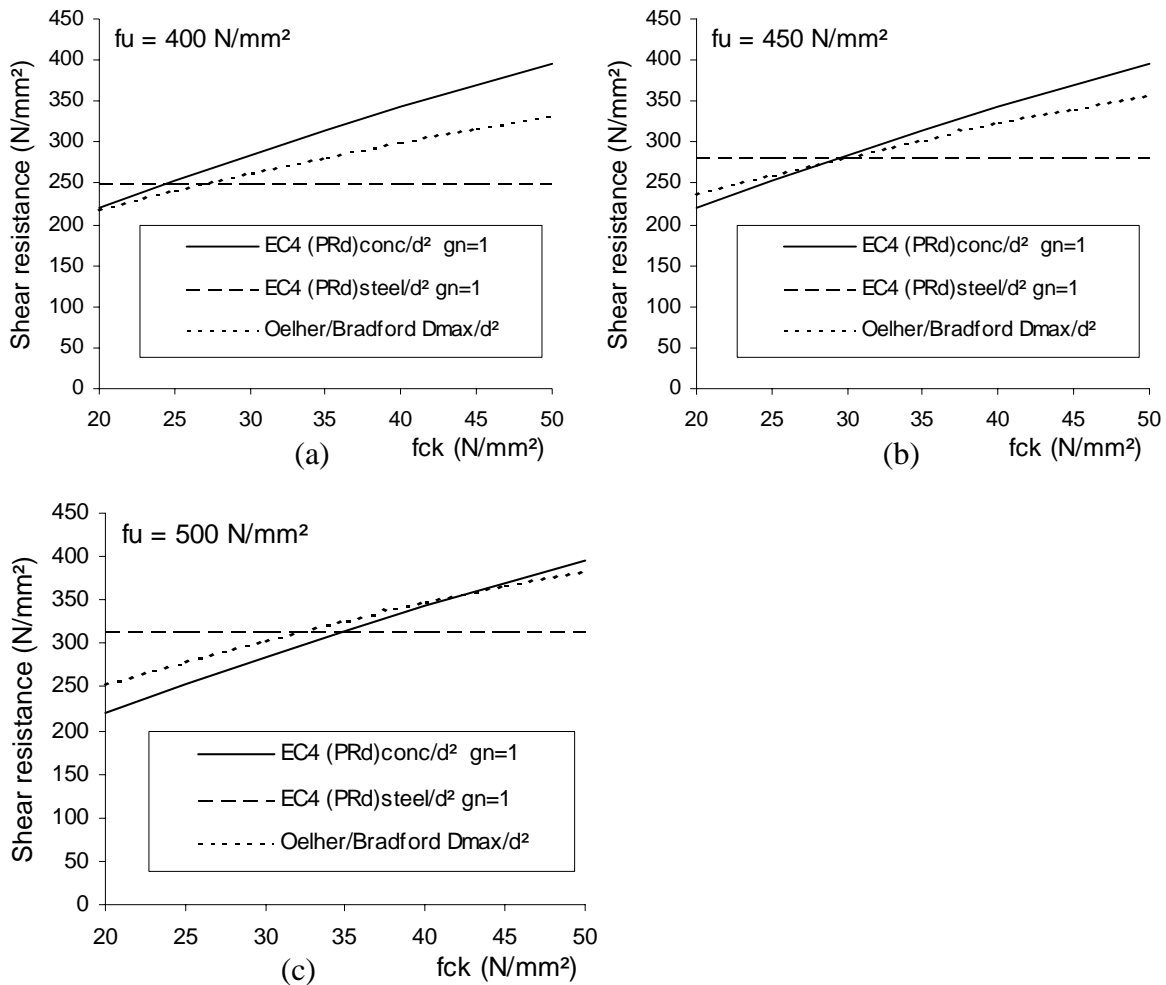


Figure II.7.4. Comparaison des résistances P_{Rd} d'un goujon connecteur suivant EC4 (1993) et suivant Oehlert et Bradford (1995)
 (a) $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ (b) $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$ (c) $f_u = 500 \text{ N/mm}^2$.

II.7.3. Comportement des goujons connecteurs sous charges cycliques

Dans le cas d'un tremblement de terre, les connecteurs sont soumis à un chargement alterné qui peut diminuer la résistance de la liaison.

Aribert et Lachal (1999) et Aribert et al. (1998) ont mené une étude sur le comportement des connecteurs acier-béton sous chargement cyclique répété en vue du dimensionnement parasismique des connexions.

La comparaison des courbes monotone et cyclique (chargement cyclique croissant suivant CECM) à la figure II.7.5. montre qu'il y a perte de résistance et de ductilité sous chargement alterné. La valeur de résistance cyclique proposée est 80% de la résistance statique. La valeur du glissement ultime devrait être au moins diminuée de moitié.

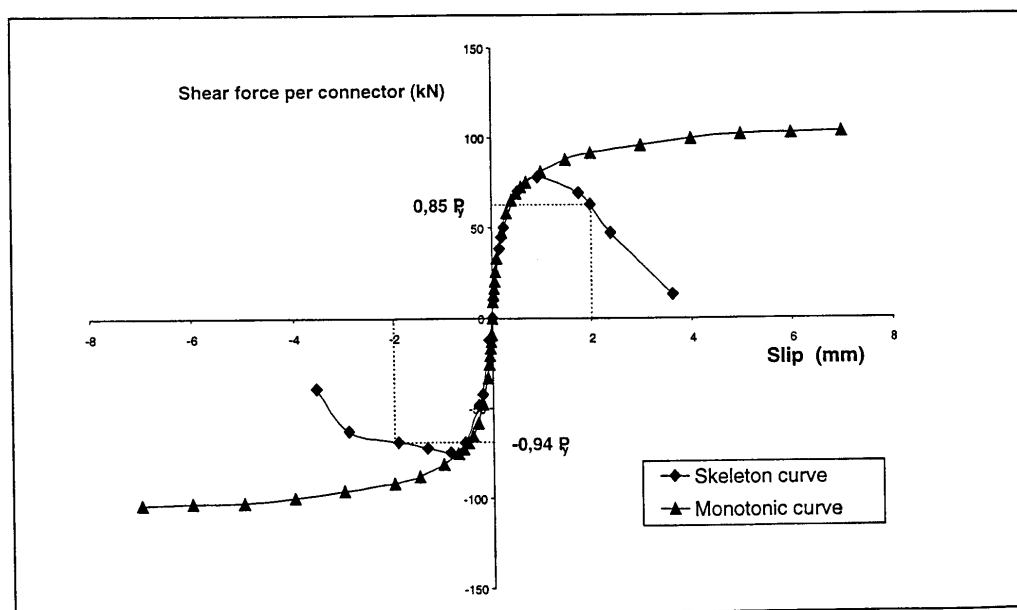
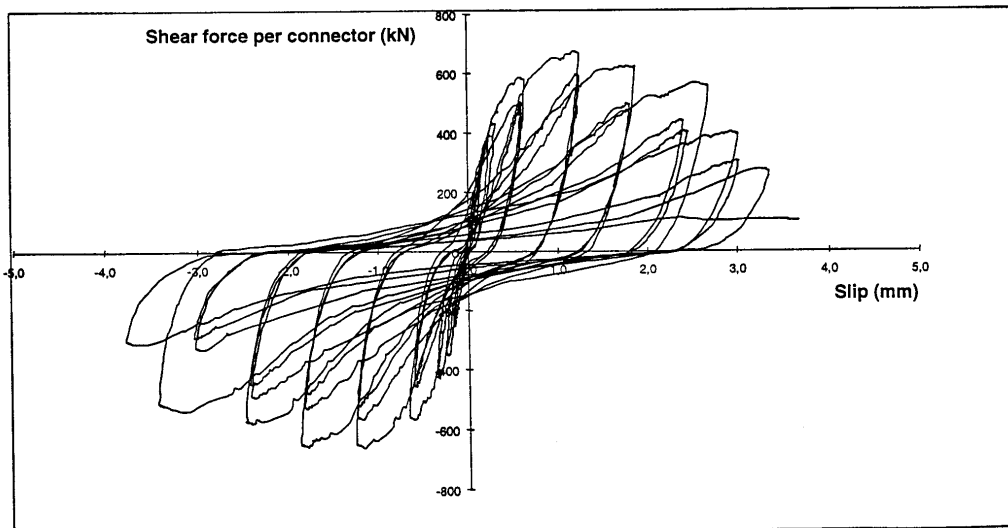


Figure II.7.5. (a) Courbes effort rasant - glissement d'un goujon connecteur $\phi = 19$ mm $h = 100$ mm sous charge cyclique croissante (b) Comparaison de la courbe monotone et de la courbe enveloppe cyclique effort rasant - glissement du même goujon

Bursi et Caldara (2000) ont effectué le même type de démarche. Ils obtiennent les mêmes allures de courbes Effort tranchant - glissement. Cependant, ils estiment que la procédure CECM de chargement employée pour obtenir ces courbes induit une sollicitation plus défavorable pour les connecteurs que dans la poutre ou le nœud poutre-colonne de la structure réelle. Ils conseillent l'utilisation de la courbe monotone pour la modélisation de goujons dans une modélisation de poutre mixte à connexion totale.

Finalement, les recommandations sécuritaires qui en résultent et qui sont reprises dans l'Eurocode 8 [version prEN (2001)] sont :

- la résistance des goujons connecteurs dans des zones dissipatives est obtenue en multipliant la résistance Eurocode 4 par un coefficient réducteur valant 0.75. La capacité de glissement cyclique peut être dérivée d'un essai monotone de type push test en appliquant un coefficient 0.5.

- l'utilisation d'un dimensionnement en degré de connexion partiel de minimum 0.8 est admis avec des connecteurs ductiles.

-Lorsque l'on a une dalle nervurée, avec les nervures perpendiculaires à la poutre, le coefficient réducteur k_r de l'Eurocode 4 doit être à nouveau réduit par le facteur k_r d'efficacité de forme de la nervure donné à la figure II.7.6.

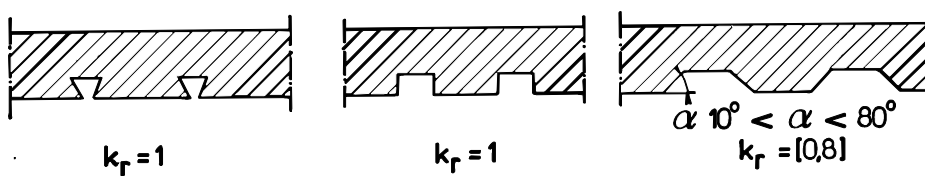


Figure II.7.6 Valeurs du facteur d'efficacité de forme des nervures de dalle

Cette réduction additionnelle de la résistance des goujons est liée à une recherche expérimentale (Plumier C- Doneux, 1998) dans laquelle on a constaté qu'une tôle support de dalle avec des nervures trapézoïdales ouvertes induit des forces dans la dalle qui peuvent générer des ruptures de béton en forme de cône autour des goujons. La valeur k_r de 0.8 est suggérée et devrait être calibrée sur d'autres essais. D'autres facteurs pourraient influencer k_r , tels le nombre de connecteurs par nervure et la procédure de soudage, directement à travers la tôle ou sur la semelle du profilé avec une tôle perforée. On conseille aussi de positionner les armatures sous le niveau des têtes des connecteurs, ce qui diminue le risque de soulèvement de la dalle et permet une meilleure transmission de l'effort avec une répartition plus uniforme des sollicitations entre les connecteurs.

Une dernière remarque (non reprise dans l'Eurocode 8, mais présente dans le document ICONS de base) est que l'on devrait dimensionner les connecteurs de telle manière que la ruine est déterminée par la ruine du béton et non par la ruine de l'acier. Ceci est justifié puisque l'on veut atteindre des grandes capacités de glissement des connecteurs.

II.8. Résultats expérimentaux de la littérature

Seuls sont repris dans ce paragraphe les programmes expérimentaux sur "sous-assemblages" poutre – colonne mixte incluant une poutre mixte (poutre métallique travaillant de manière mixte avec une dalle de béton armé) connectée à une colonne quelle qu'elle soit. Les assemblages sont rigides ou semi-rigides. Le mode de chargement correspond à une sollicitation horizontale de type tremblement de terre, appliquée de manière quasi-statique (cyclique en général) ou pseudo-dynamique.

Lee et Lu (1989) présentent des essais cycliques réalisés sur 3 nœuds mixtes :

- nœud extérieur, assemblage de la poutre à la semelle de la colonne sollicitée suivant son axe fort
- nœud intérieur, idem.
- nœud extérieur, assemblage de la poutre à l'âme de la colonne sollicitée suivant son axe faible

La poutre est composée d'un profil en H et d'une dalle mixte. La colonne est un profil en H. Il y a une poutre transversale dont on ne sait pas si elle collabore ou non avec la dalle –Figure II.8.1.

L'étude cyclique des nœuds visait l'étude de leur rigidité, de leur résistance, de leur ductilité et de leur capacité dissipative. L'accent est mis sur les effets de la dalle mixte et sur la déformation de la zone de panneau.

On épingle quelques conclusions :

Sous moment positif, l'action mixte de la dalle peut augmenter de manière significative la rigidité et la résistance des poutres en acier. De même pour la rigidité et la résistance de la zone de panneau. Il est montré (pour le panneau du nœud 1) que l'augmentation se fait dans un rapport des hauteurs de poutre mixte sur poutre acier.

Le panneau d'âme peut subir de très fortes distorsions (5-7 %). Dans les portiques dimensionnés selon le concept poutre faible – colonne forte, il peut être bénéfique de limiter la plastification de la zone de panneau pour réduire la demande de ductilité sur les poutres et les éléments connecteurs.

Leon et Hajjar (1998) présente les résultats expérimentaux obtenus sur des nœuds poutre-colonne intérieurs, typiques de la période pré-Northridge –Figure II.8.2. Un nœud acier seul et deux nœuds mixte sont testés. Les phénomènes structurels étudiés sont :

- l'effet de la dalle, pour deux degrés de connexion partielle (35 % et 55 % définis par rapport à l'effort maximal plastique dans la section d'acier)
- l'effet du plat d'âme transférant le cisaillement (shear tab)
- la présence de barres à la base des soudures (back up bars)
- l'état de contraintes autour du trou d'accès à la soudure
- la possibilité d'une traction dans la colonne.

Toutes les connexions ont atteint la ruine par rupture dans la semelle inférieure du profilé, trois par rupture fragile à l'interface soudure colonne et trois par fatigue cyclique plastique du métal de base du profil, la fissure étant initiée à partir de la racine du trou d'accès. Les parties inférieures des sections mixtes au niveau des assemblages subissent des dommages beaucoup plus importants que les parties supérieures (voilement local, plastification importante de la semelle inférieure, mesure de différences de déformations importantes entre semelle inférieure et supérieure). Le but était de comprendre les ruines survenues lors du tremblement de terre de Northridge en 1991.

Bursi et al. [Ballerini et Bursi (1995), Bursi et Ballerini (1996a, 1996b, 1997), Bursi, Gramola et Zandonini (1997), Bursi et Caldara (1999c)]

Bursi a réalisé des essais cycliques et pseudo-dynamiques sur nœuds mixtes extérieurs ; les trois nœuds testés se différencient par les différents degrés de connexion de la poutre mixte pour le transfert du cisaillement longitudinal (degré de connexion total $N/N_f = 1.36$, degré de connexion partiel intermédiaire 0.68, degré de connexion partiel faible 0.41). Les caractéristiques géométriques des spécimens et leur instrumentation sont illustrées à la figure II.8.3. Les ondes de la tôle nervurée soutenant la dalle sont orientées dans la direction de la poutre longitudinale.

Les paramètres de rigidité, résistance et ductilité sont déterminés sur des courbes monotones croissantes enveloppes approchées par des courbes bi et trilineaires. L'énergie absorbée lors des essais est aussi un paramètre déterminant.

Le comportement inélastique du spécimen à connexion totale est principalement dû à la plastification de la poutre métallique sous moment positif et à la fissuration du béton et la plastification des armatures sous moment négatif. Le voilement local de l'âme et de la semelle inférieure du profilé métallique est observé pour une ductilité partielle de 4, bien qu'une ductilité de 6 soit atteinte en finale. La ruine survient par soulèvement de la dalle.

La poutre à connexion partielle intermédiaire se comporte de manière quasi similaire. Le voilement local est aussi observé pour une ductilité partielle de 4 et la ruine survient par rupture d'une soudure sous moment positif. On peut malgré cela atteindre une ductilité de 6. On peut s'attendre à un comportement similaire sous tremblements de terre sévères comme le prouvent les essais pseudodynamiques.

Une étude des poutres en fatigue plastique (low cycle fatigue) est aussi présentée et confirme les bonnes performances des poutres mixtes à connexion partielle.

Matsuo et al. (1997) ont étudié le panneau d'âme de nœuds poutre colonne composé d'une poutre mixte et d'une colonne métallique en double T. Le papier présente une relation moment de panneau – déformation en cisaillement tenant compte de l'effet Bauschinger et d'un écrouissage isotrope et cinématique, ainsi qu'une expression analytique de la résistance maximale du panneau.

Ebato et Morita (1995) ont testé des nœuds poutre-colonne intérieurs composés d'une colonne de section fermée rectangulaire sur laquelle sont directement soudées une poutre longitudinale en double T et une poutre transversale travaillant en mixte avec une dalle pleine en béton armé –Figure II.8.4. Le paramètre expérimental étudié est l'épaisseur des parois de la colonne.

Rui et al. (1999) ont étudié l'influence de l'utilisation d'une colonne mixte (section métallique entièrement enrobée) sur le comportement d'un nœud mixte comprenant une dalle en béton armé. Des nœuds en croix sous charges verticales et sous charges de signe opposé et des nœuds en T sont étudiés. L'étude compare le comportement de chaque type de nœud dans le cas de la colonne acier seul et de la colonne mixte. L'apport majeur du béton est un meilleur comportement du panneau d'âme enrobé de béton par rapport au comportement du panneau uniquement métallique non raidi, et par conséquent le meilleur comportement global du nœud. Les nœuds sont dimensionnés uniquement suivant l'Eurocode 4, sans considération particulière pour les sollicitations de type charges horizontales. Ces essais ne donnent pas d'information sur le comportement des poutres, tous les phénomènes observés ayant lieu dans le panneau d'âme si la colonne est métallique. Les connecteurs sont des barres pliées en demi-lune et soudées.

Liu et Astaneh (2000) ont réalisé des essais sur nœuds en croix en vue d'étudier le comportement d'un assemblage d'âme associé à la dalle de la poutre mixte sous actions verticales et horizontales. La particularité du test est le choix de spécimens particulièrement longs (3.8 m) et l'application de charges de gravité. Les charges verticales ont été appliquées en un point de la portée de chaque poutre (à 1.7 m) en vue d'imposer une rotation initiale et une sollicitation de cisaillement choisie à la connexion étudiée, ce paramètre étant critique pour l'étude de la connexion de type "shear tab" – figure II.8.5.

Tremblay et al. (1997) ont réalisés des essais sur nœuds extérieurs avec et sans dalle, dont le but est de qualifier le comportement du système RBS ("dog bone"), qui concentre les rotules plastiques aux extrémités des poutres dans des sections de poutre réduites par rapport à la section courante. Deux spécimens avec dalle sont testés et des mesures sont prises pour limiter l'influence de la dalle, à savoir supprimer les connecteurs dans la zone de rotule plastique et utiliser une liaison flexible entre poutre transversale et colonne. La mesure est efficace tant que la dalle n'entre pas en contact direct avec la colonne, c'est-à-dire pour une rotation inférieure à 25 mrad dans ce cas. L'augmentation maximale de résistance n'est que de 10 % par rapport à la résistance de la poutre dans le nœud acier seul.

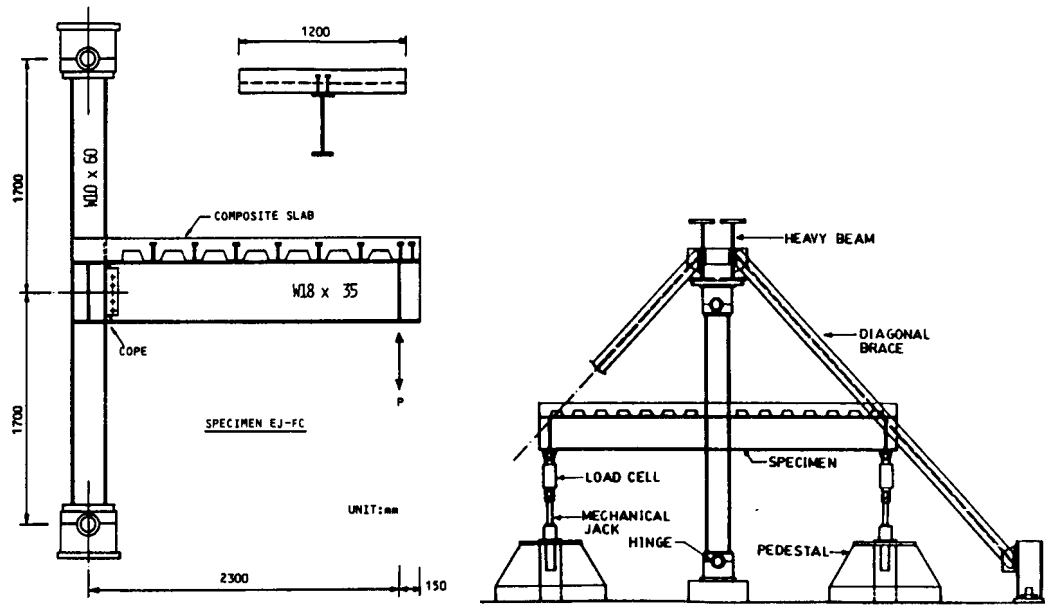


Figure II.8.1. Dimensions des spécimens et montage d'essai de Lee et Lu (1989)

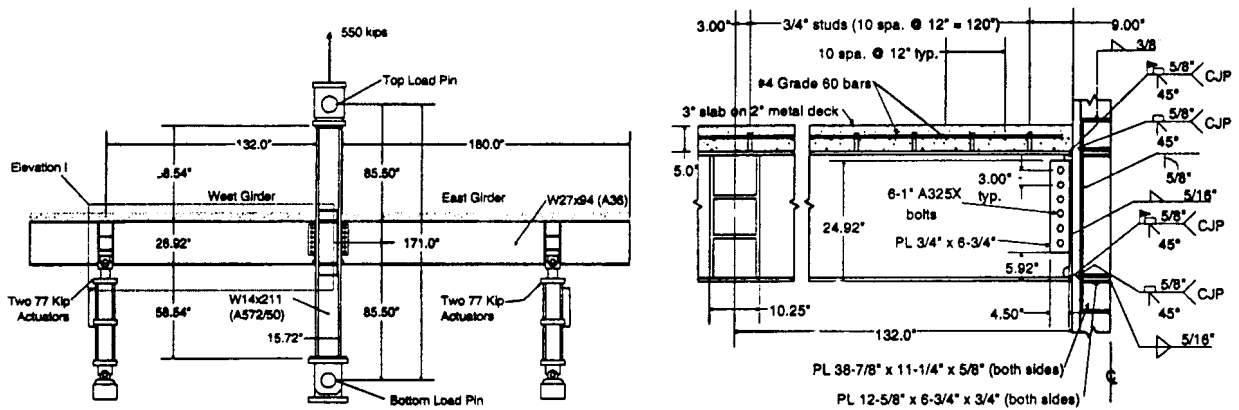


Figure II.8.2. Montage d'essai et dimensions des spécimens de Leon et Hajjar (1997)

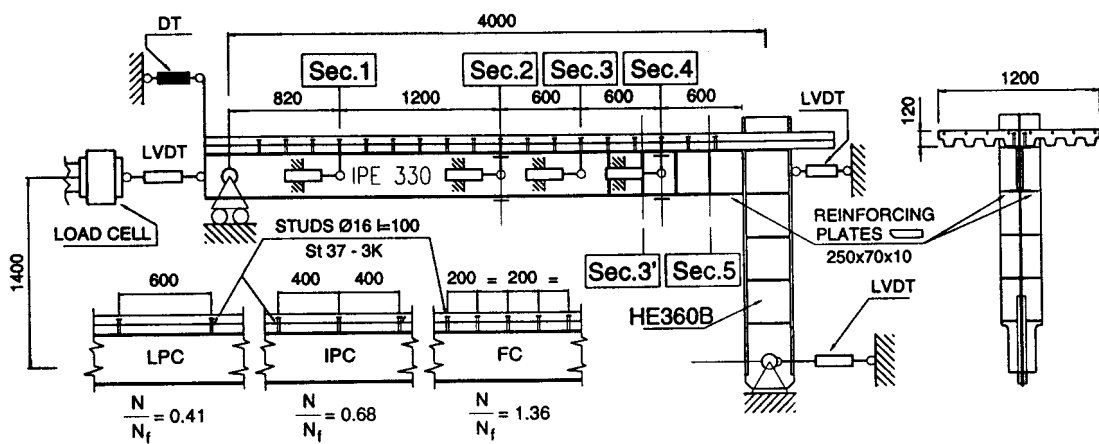


Figure II.8.3. Spécimens des tests dans Bursi et Caldara (1999c)

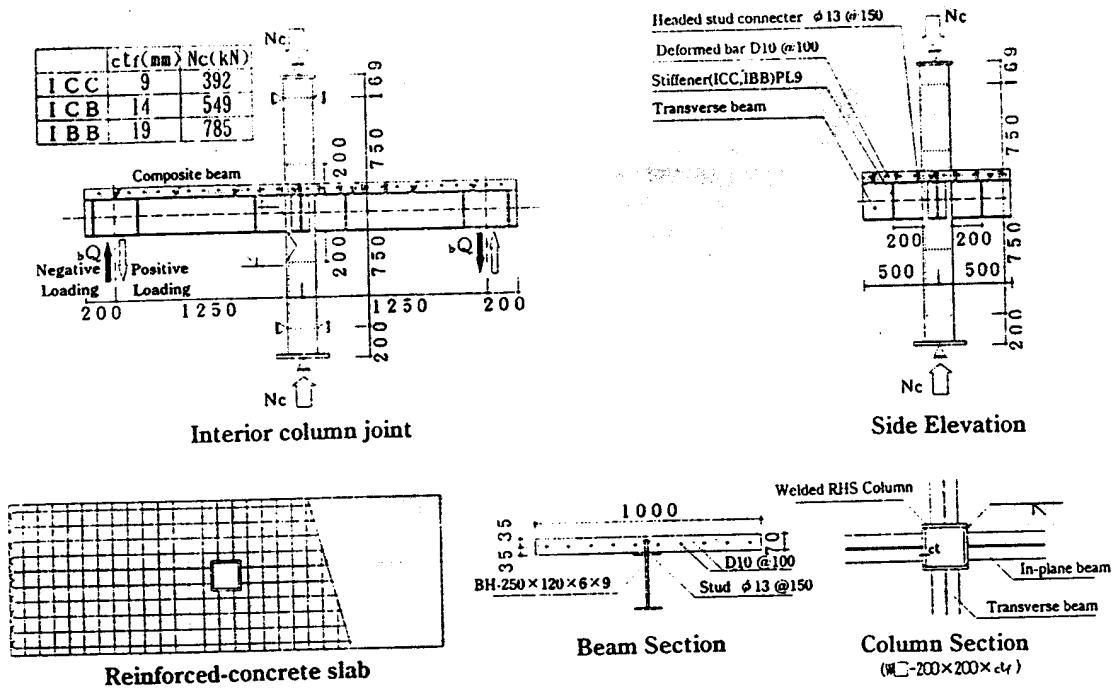


Figure II.8.4. Géométrie des spécimens de Ebato et al. (1995)

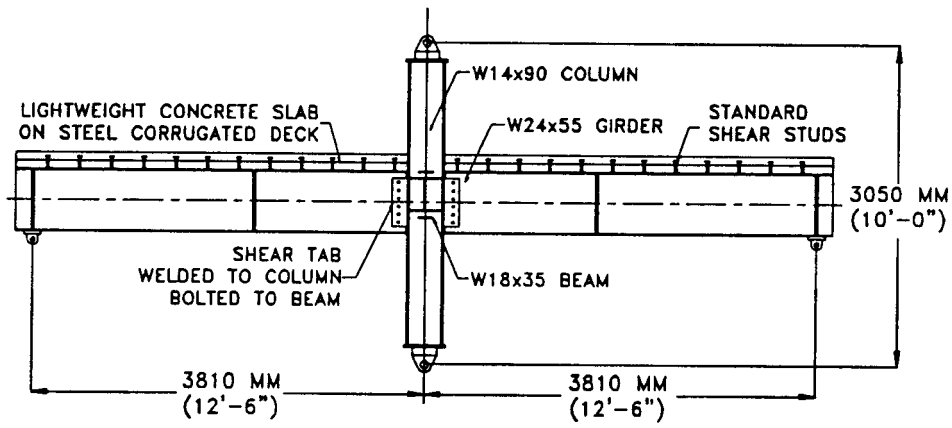


Figure II.8.5. Liu et Astaneh (2000)

Chapitre III DEVELOPPEMENTS PRELIMINAIRES AUX ETUDES EXPERIMENTALES

III.1. Etude de la ductilité des sections mixtes sous moment positif

Une étude de base a été réalisée visant à évaluer la capacité rotationnelle de sections mixtes sous moment positif, afin d'estimer si cette capacité est suffisante ou non dans le cas d'un séisme.

Dans une section mixte, la ductilité "flexionnelle positive" disponible est contrôlée par l'écrasement du béton de la dalle et/ou la plastification de l'acier de la semelle tendue du profilé. La ruine ductile correspond à la plastification de l'acier et une manière d'éviter l'écrasement du béton est de contrôler la position de l'axe neutre plastique, c'est-à-dire limiter le rapport x/d , limiter la courbure de la section soumise au moment plastique positif.

On calcule donc la position de l'axe neutre plastique dans une série de sections mixtes. On considère :

- l'ensemble des sections métalliques de la série IPE, jusque l'IPE600,
- l'ensemble de la série HEA, jusque l'HEA 600
- 3 épaisseurs de dalle pleine 100, 150 et 200 mm,
- l'ensemble 3 combinaisons de résistances des matériaux béton et acier (f_{ck} , f_{yk}) égales à (25, 355), (25, 235) et (30, 235),
- des largeurs effectives comprises entre 100 à 2500 mm.

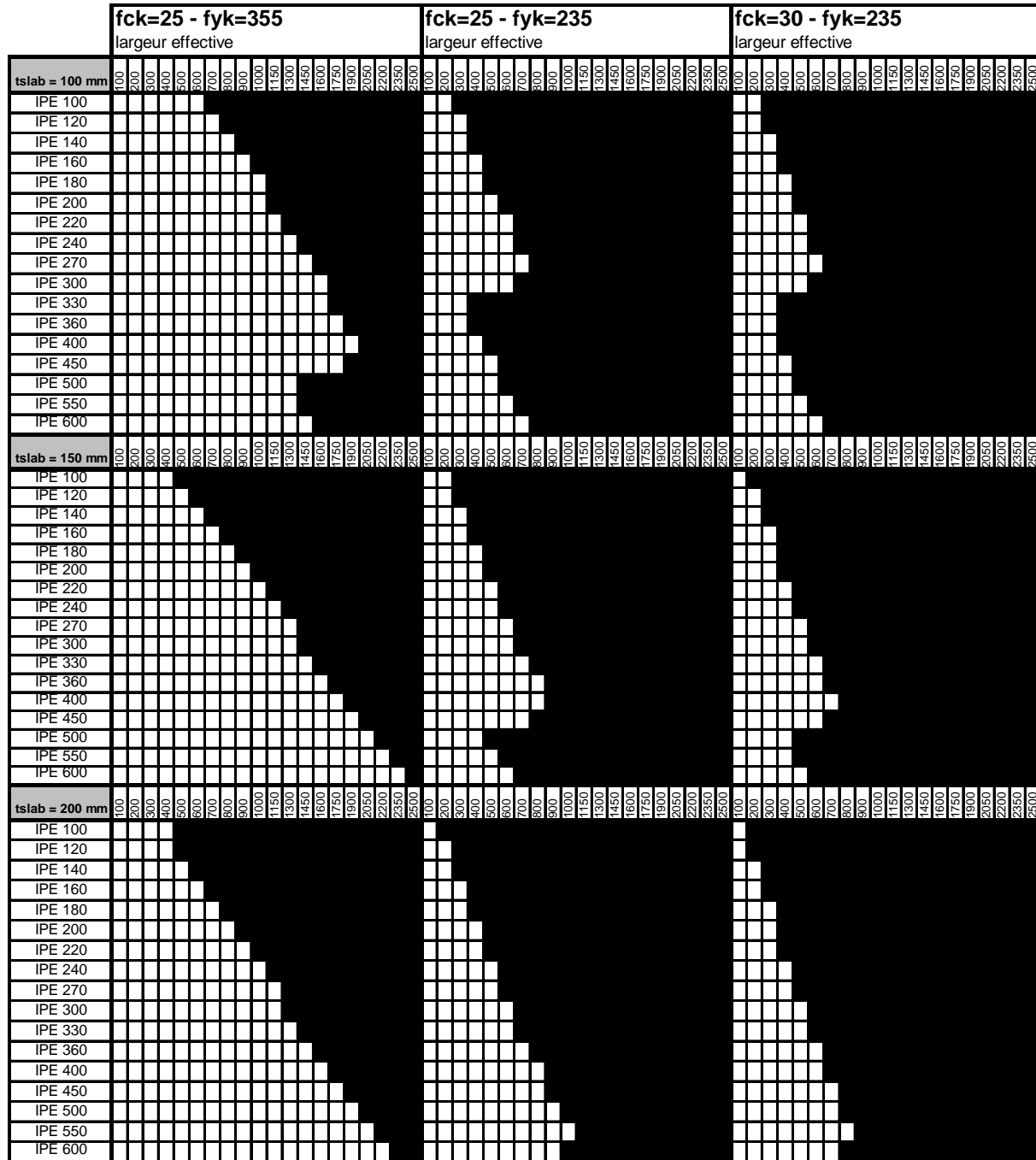
Les valeurs x/d calculées ont été comparées aux valeurs du rapport x/d limites proposées dans l'Eurocode 8 pour une ductilité de 6 (valeurs pour des portiques Spéciaux reprises au tableau II.3.1). Les figures III.1.1. et 2 donnent une bonne visualisation des sections ductiles et non ductiles pour les différentes combinaisons étudiées.

Les résultats indiquent les tendances suivantes :

- il est plus facile de dimensionner des sections ductiles à partir de sections IPE qu'à partir de sections HEA.
- le fait de lier la valeur du rapport x/d limite à la limite d'élasticité de l'acier fait en sorte qu'il est plus difficile de dimensionner des sections ductiles avec une limite d'élasticité plus élevée. On voit que pour une série de HEA (à partir du HEA240) et pour une limite d'élasticité égale à 355 N/mm², il est impossible d'être ductile avec la largeur effective maximale considérée de 2.5 m.
- une augmentation de la résistance du béton est favorable pour la ductilité, mais pas de manière importante.
- une augmentation de l'épaisseur de la dalle est favorable pour les petits profils et défavorable pour les profils de plus grande hauteur. Dans les poutres mixtes à petits profils, l'axe neutre plastique se trouve en général dans la dalle et une augmentation d'épaisseur de dalle pourra relever la position de l'axe neutre. Par contre dans les poutres mixtes ductiles de plus grande hauteur, l'axe neutre plastique peut se trouver dans la semelle supérieure. Une augmentation d'épaisseur de dalle modifie peu la position de l'axe neutre tout en augmentant le rapport x/d .

On trouve aussi qu'il n'est pas suffisant d'imposer que l'axe neutre de la section se trouve dans la dalle de béton. Il faut dans certains cas une telle épaisseur de dalle que celle-ci est irréalisable en pratique. Inversement, il est possible d'avoir une section ductile sans avoir l'axe neutre dans la dalle.

Une manière d'être ductile est de tenter de mobiliser une largeur effective de dalle la plus grande possible, principalement aux endroits critiques que sont les colonnes. Une seconde manière de s'assurer un comportement ductile serait de confiner transversalement le béton dans les zones fortement comprimées (autour des colonnes). C'est cette double démarche qui est décrite au chapitre III.2. qui suit.



PAS DUCTILE



DUCTILE

$x/d < 0.19$ pour $fyk=355$
 $x/d < 0.26$ pour $fyk=235$

Figure III.1.1. Domaines de ductilité des sections mixtes composées d'un profilé IPE et d'une dalle pleine, en fonction de l'épaisseur de la dalle et de sa largeur effective, pour 3 combinaisons de résistance des matériaux acier et béton.

III.2. Méthode de calcul des armatures de dalles des profils mixtes en T pour la reprise des moments de flexion sismiques positifs

III.2.1. Introduction

En 1996, au début d'une étude expérimentale dont l'objectif général était le développement de règles de calculs pour les structures mixtes en zone sismique, en particulier les portiques, les éléments existants, qui viennent d'être rappelés au chapitre II ne permettaient pas de définir les détails d'armatures des dalles, la distribution des connecteurs acier-béton nécessaires, ni d'estimer à priori la raideur d'une structure en portique, les moments plastiques de ses poutres et sa résistance globale.

Un premier développement effectué a consisté à établir des relations de calcul des armatures de la dalle nécessaires pour assurer la transmission du "plein" moment plastique positif de poutre.

Ces relations traduisent des équilibres simples, dans des développements similaires à ceux connus en béton armé : bielles comprimées de béton, acier tendu, diffusion des efforts sous charge concentrée ...

Ces développements sont effectués dans le contexte de l'option de départ déjà considérée en III.1 pour réaliser la ductilité :

- on utilise la ductilité du profil acier
- on cherche à éviter la ruine du béton.

La version initiale et des versions intermédiaires des relations établies ont fait l'objet de publications antérieures (Plumier et al., 1998, 1998b). On donne ici la version complète, qui est à la base de l'Annexe C de la Partie I de l'Eurocode 8 – pr EN1998 – Décembre 2001.

III.2.2. Définition du problème

Dans les poutres mixtes de portiques soumises à un moment positif et pour les profilés laminés H ou I, la ruine par voilement de la semelle supérieure du profilé ne contrôle pas l'état limite ultime grâce à la liaison qui existe entre la semelle et la dalle de béton. Le problème peut être l'écrasement du béton. Pour empêcher la ruine du béton sous moment positif, il faut donner à la section mixte acier - béton des proportions telles que l'acier de la fibre inférieure plastifie avant que les déformations ϵ_c à la surface supérieure du béton ne deviennent trop importantes. Pour avoir une chance d'éviter l'écrasement du béton, la largeur effective activée doit être maximale, comme on l'a établi en III.1. et comme le montre les figures III.1.1 et 2.

Dans le développement qui suit, le plein moment plastique positif que nous voulons transférer est défini avec une largeur effective déduite du concept de l'Eurocode 4 (cf. II.1.2). Sous action sismique, on admet que les longueurs de poutre entre points de moment nul l_0 peuvent être raisonnablement estimées par $l_0^+ = 0.6 \ell$ et $l_0^- = 0.4 \ell$. Selon l'Eurocode 4, la largeur effective positive est $b_{\text{eff}}^+ = 2b_e \cong (2 \times 0.6 \times \ell) / 8 = 0.15 \ell$.

Les schémas résistants qui suivent ont pour but de transmettre le plein moment plastique correspondant à cette largeur effective.

III.2.3. Transfert des efforts dans la dalle sans poutre transversale

Sans poutre transversale, la transmission depuis la dalle vers la colonne de la résultante de compression F_{Sc} correspondant à la largeur effective $b_{\text{eff}}^+ = 0.15 \ell$ peut être réalisée par 2 mécanismes – Figure III.2.1.

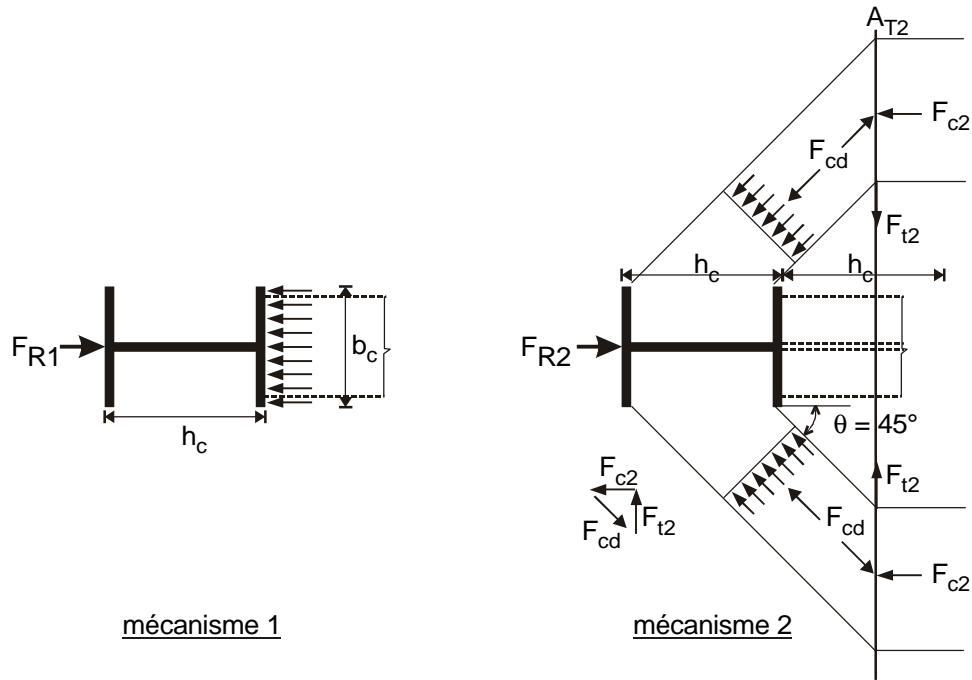


Figure III.2.1. Mécanismes de base du transfert d'effort de la dalle à la colonne

Le mécanisme 1 est la compression directe du béton sur la semelle de la colonne. Le mécanisme 2 est un treillis composé de 2 bielles de compression en béton et un tirant en acier. Ce mécanisme peut se développer si la section droite de la colonne possède des zones concaves ou des artifices particuliers pouvant assurer l'appui de la compression sur les côtés de la colonne. La résistance de dimensionnement de ces 2 mécanismes peut être estimée comme dans un élément de béton armé.

Une hypothèse importante des présents développements est que l'on considère que toute l'épaisseur de la dalle est uniformément comprimée. On néglige le gradient de contraintes sur l'épaisseur de la dalle et l'on néglige le fait que toute l'épaisseur de la dalle puisse ne pas être comprimée. Cette hypothèse n'a normalement pas de grande influence quand on atteint l'état limite ultime de la section, si les proportions de la section respectent la règle de ductilité établie en III.1.

Une autre hypothèse est que l'on néglige l'effet du confinement du béton sur la valeur de la résistance.

La résistance de dimensionnement F_{R1} du mécanisme 1 est simplement :

$$F_{R1} = 0.85 f_{cd} \cdot d_{eff} \cdot b_c \quad (3.1)$$

F_{R1} est une force relativement concentrée, qui se propage à travers la largeur de la dalle et induit une force de traction transversale F_{t1} , qui nécessite des armatures "anti bursting". La propagation de la force F_{R1} s'effectue approximativement sur une distance égale à la moitié de la largeur effective b_{eff} de la dalle en section courante – Figure III.2.2. - et génère une force de traction transversale F_{t1} qui peut être calculée explicitement si b_{eff} est définie :

$$F_{t1} = \frac{F_{R1}}{4} \frac{b_{eff} - b_c}{b_{eff}} = 0.21 f_{cd} \cdot b_c \cdot d_{eff} \cdot \frac{0.15 \ell - b_c}{0.15 \ell} = A_{T1} f_{sd} \quad (3.2)$$

$$A_{T1} \geq 0.21 d_{eff} b_c \frac{0.15 \ell - b_c}{0.15 \ell} \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.3)$$

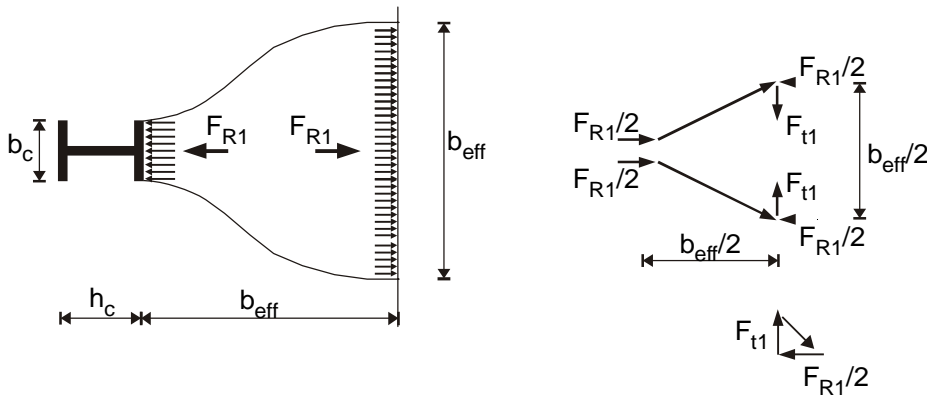


Figure III.2.2. Propagation de F_{R1}

En faisant l'hypothèse que $b_c \cong 0.05 \ell$,

$$A_{T1} \geq 0.14 d_{eff} b_c \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.4)$$

La section d'acier nécessaire pour F_{t1} devrait être réalisée avec plusieurs armatures réparties dans une zone de largeur $0.6 b_{eff} = 0.09 \ell$, à partir d'une distance h_c de la semelle de la colonne (voir Figure III.2.3.). Le pourcentage d'acier minimal peut être estimé à :

$$\rho_{s1} = \frac{A_{T1}}{d_{eff} 0.09 \ell} \geq 0.08 \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.5)$$

Pour un béton C25/30 et un acier S500,

$$\rho_{s1} \geq 0.003$$

Avec des coefficients de matériaux γ pris égaux à 1, la condition sur le pourcentage d'acier devient : $\rho_{s1} \geq 0.004$

Ce pourcentage est faible et effectivement déjà couvert par les armatures nécessaires à la résistance sous charges de gravité et charges de service.

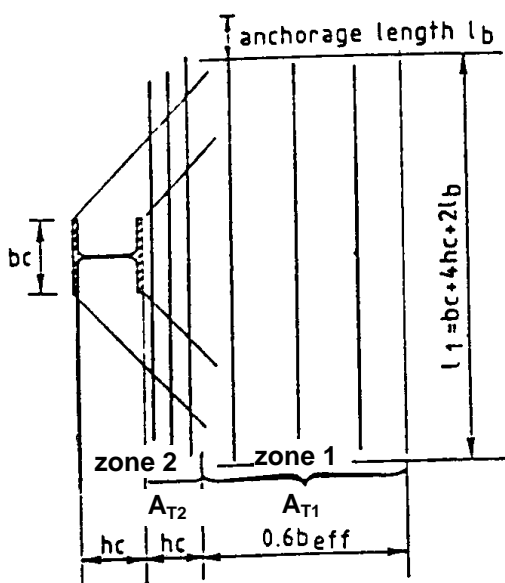


Figure III.2.3. Armatures A_{T1} et A_{T2} nécessaires aux mécanismes 1 et 2

Pour le 2^e mécanisme, si l'on fait l'hypothèse de bielles de béton à 45°, on a :

$$b_o = (h_c - e) / \sqrt{2} \approx h_c / \sqrt{2} \quad (3.6)$$

$$f_{strut} = v f_{cd} \quad (3.7)$$

dans l'EC2, 2 valeurs de v sont possibles :

$v = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5$ (f_{ck} en N/mm²) pour la résistance au cisaillement des bielles comprimées dans le transfert de l'effort tranchant dans les poutres

$v = 0.4$ pour la résistance au cisaillement de bielles dans le transfert de l'effort rasant entre l'âme et les semelles des poutres en T.

Si l'on choisit $v = 0.6$:

$$F_{cd} = 0.6 f_{cd} \cdot d_{eff} \cdot h_c / \sqrt{2} \quad (3.8)$$

$$F_{c2} = F_{cd} / \sqrt{2} = 0.3 f_{cd} \cdot d_{eff} \cdot h_c \quad (3.9)$$

$$F_{R2} = 2 F_{c2} = 0.6 f_{cd} \cdot d_{eff} \cdot h_c \quad (3.10)$$

$$F_{T2} = A_{T2} f_{sd} \quad (3.11)$$

Par équilibre, nous avons :

$$F_{T2} = F_{c2}, \quad (3.12)$$

De telle sorte que la section A_{T2} d'armatures transversales (transverse à la poutre principale longitudinale) doit se conformer à la relation suivante :

$$A_{T2} \geq 0.3 \cdot d_{eff} \cdot h_c \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.13)$$

Cette section est répartie sur une largeur égale à h_c . Le pourcentage d'acier minimal est :

$$\rho_{s2} = \frac{A_{T2}}{d_{eff} h_c} \geq 0.3 \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.14)$$

Pour un béton C25/30 et un acier S500,

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1.5 = 16.7 \text{ Mpa} \text{ et } f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 440 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_{s2} \geq 0.011$$

Avec des coefficients de matériaux γ pris égaux à 1, la condition sur le pourcentage d'acier devient :

$$\rho_{s2} \geq 0.015$$

L'armature "sismique" de section proposée est un armaturage transversal assurant la transmission de la compression par mécanisme de bielle tirant.

Un commentaire additionnel peut être fait. Un tremblement de terre est une action accidentelle et un facteur de chargement $\gamma = 1$ est utilisé pour les actions présentes pendant le tremblement de terre (incluant la charge de service), de telle sorte que comme on considère

une charge de service réduite dans des conditions de tremblement de terre, la section d'acier calculée pour les charges de service peut être suffisante pour vérifier cette condition parasismique.

Sans la présence d'une poutre transversale, la transmission de la force de compression de la dalle du côté du moment positif peut uniquement se faire par l'intermédiaire des deux mécanismes décrits ci-dessus. La résistance maximale F_{Rd} offerte à la jonction poutre colonne peut être estimée comme étant la somme de F_{R1} et F_{R2} :

$$F_{Rd} = F_{R1} + F_{R2} = (0.7 h_c + b_c) \cdot d_{eff} \cdot 0.85 f_{cd} \quad (3.15)$$

Alors, la largeur effective de béton dans la zone de nœud est au maximum :

$$b_{eff \text{ connec}} \cong (0.7 h_c + b_c) \cong 1.7 b_c \cong 0.085 \ell < b_{eff} \cong 0.15 \ell \quad (3.16)$$

$$b_{eff \text{ connec}} \cong 0.5 b_{eff} \quad (\text{avec } b_c \cong h_c \text{ et } b_c \cong 0.05 \ell) \quad (3.17)$$

Ces largeurs effectives sont valables si d_{eff} est entièrement en compression quand on calcule le moment plastique de la section avec $b_{eff \text{ connec}}$.

Comme le moment de flexion positif dans la poutre est précisément maximal dans la zone de nœud sous action sismique, ce résultat signifie que :

- la zone de connexion est la zone critique où se développent les déformations les plus importantes, dans le béton et dans l'acier de la section mixte.
- le moment plastique de la poutre mixte dans cette section devrait être calculé en ne considérant que la largeur effective de béton $b_{eff,connec} = (0.7 h_c + b_c)$

L'axe neutre plastique de la section mixte est ainsi situé plus bas dans les sections d'extrémité de poutre que dans les sections à mi-portée, et il est en pratique impossible que le rapport entre les déformations acier et béton soient telles que le critère de ductilité soit satisfait pour la section mixte. L'évaluation ci-dessus permet de conclure que sans la présence d'éléments de connexion additionnels autour de la colonne ou d'une poutre transversale, il n'est pas possible de développer des rotules plastiques mixtes fiables aux extrémités des poutres sous moment de flexion positif. Sans autre possibilité de transmission que F_{R1} et F_{R2} , le béton dans la zone de nœud s'écrase autour de la colonne après de relativement faibles rotations plastiques.

Seule la prise en compte du confinement peut modifier cette conclusion. Dans ce cas, on pourrait atteindre des résistances du béton supérieures à la résistance caractéristique, et surtout des déformations ultimes largement supérieures au 3 ‰ supposé.

L'obtention de la largeur effective du mécanisme 2 est basée sur 2 hypothèses :

- l'inclinaison des bielles comprimées : à 45°
- la résistance du béton comprimé dans les bielles : $f_{strut} = v f_{cd} = 0.6 f_{cd}$

Les efforts exprimés en fonction de ces paramètres donnent les formules suivantes :

$$F_{cd} = f_{strut} = v f_{cd} \cdot d_{eff} \cdot h_c \sin\theta \quad (3.18)$$

$$F_{R2} = 2 F_{cd} \cos\theta = 2 v f_{cd} d_{eff} \cdot h_c \sin\theta \cos\theta = 0.85 f_{cd} \cdot d_{eff} b_{eff} \quad (3.19)$$

$$b_{eff} = \frac{2 \sin\theta \cos\theta v}{0.85} h_c \quad \text{-correct si } d_{eff} \text{ entièrement comprimé} \quad (3.20)$$

$$F_{T2} = F_{R2}/2 \operatorname{tg}\theta = v f_{cd} \cdot d_{\text{eff}} \cdot h_c \sin^2\theta \quad (3.21)$$

$$A_{T2} \geq v \sin^2\theta d_{\text{eff}} h_c \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \quad (3.22)$$

Si l'on fait varier les paramètres θ entre 45° et 30° et v entre 0.6 et 1, on obtient les variations de largeur effective et d'armatures transversales reprises au tableau III.2.1.

Tableau III.2.1. Largeur effective et armatures transversales en fonction du choix de la résistance f_{strut} et de l'inclinaison θ des bielles.

Inclinaison des bielles θ	Résistance du béton f_{strut}	Largeur effective b_{eff}	Armatures transversales $A_s >$
45°	$0.6 f_{cd}$	$0.71 h_c$	$0.3 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$
	$0.8 f_{cd}$	$0.94 h_c$	$0.4 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$
	$1. f_{cd}$	$1.18 h_c$	$0.5 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$
30°	$0.6 f_{cd}$	$0.61 h_c$	$0.15 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$
	$0.8 f_{cd}$	$0.82 h_c$	$0.2 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$
	$1. f_{cd}$	$1.02 h_c$	$0.25 d_{\text{eff}} h_c f_{cd}/f_{sd}$

Influence de l'inclinaison des bielles

La figure III.2.4. permet de visualiser l'influence de l'inclinaison des bielles sur les valeurs des largeurs effectives et des armatures transversales déduites des équations (3.20) et (3.22).

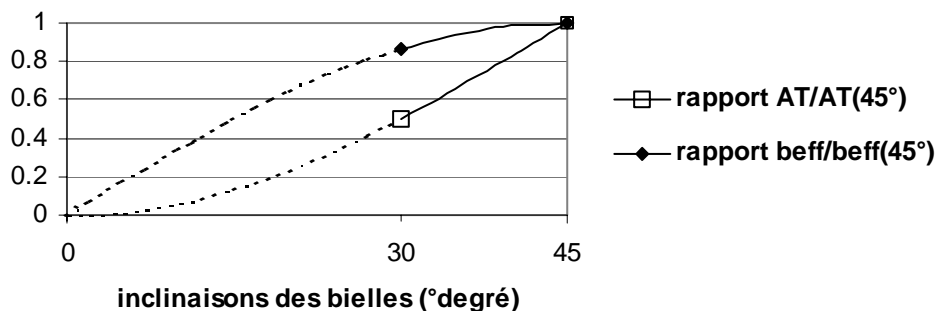


Figure III.2.4. Influence de l'inclinaison des bielles sur b_{eff} et A_{T2}

Le choix de l'inclinaison des bielles a une faible influence sur la largeur effective. En moyenne, on observe que la largeur effective déduite d'un schéma statique avec bielles à 30° vaut environ 87 % de la largeur effective avec bielles à 45° . Par contre, la section d'armature transversale requise pour ancrer les bielles de compression est divisée par 2 si on passe de 45° à 30° . Il est donc important de déterminer vers quelle limite tend l'inclinaison des bielles pour établir rationnellement la section d'armature nécessaire.

Influence de la résistance du béton dans les bielles

L'augmentation de la résistance des bielles de béton comprimé entraîne une augmentation proportionnelle de la largeur effective (éq. 3.20) et de la section des armatures transversales nécessaires à leur ancrage (éq. 3.22). Si l'on pouvait tenir compte d'un confinement éventuel, cela permettrait d'augmenter la largeur effective et de rendre les mécanismes 1 et 2 viables sans l'apport d'éléments additionnels pour augmenter la largeur effective. La prise en compte d'un confinement du béton devrait obligatoirement s'accompagner d'une augmentation des armatures transversales nécessaires à l'ancrage de ces bielles surcomprimées.

Lien entre les efforts membranaires et l'équilibre plastique de la section

Le problème est le suivant :

L'effort membranaire résultant dans la dalle (suivant la direction longitudinale) F_{Rd} est en réalité proportionnel à la largeur effective b_{eff} et à l'épaisseur de dalle comprimée d_{eff} .

$$F_{Rd} = b_{eff} d_{eff} \alpha f_{cd} \quad (3.23)$$

Tant que l'épaisseur de dalle comprimée est égale à l'épaisseur totale de la dalle $d_{eff} = d$, F_{Rd} augmente avec la largeur effective, et donc considérer le confinement implique directement une augmentation de la largeur effective et de la capacité de la poutre en flexion positive. C'est avec cette épaisseur totale que nous avons travaillé dans tous les développements ci-dessus. Implicitement, cela correspond à des largeurs effectives relativement faibles.

Par contre, si l'épaisseur de dalle comprimée est inférieure à l'épaisseur totale de la dalle $d_{eff} < d$, F_{Rd} est limité par l'effort de plastification du profilé métallique et une augmentation de largeur effective entraîne directement une diminution de l'épaisseur de dalle comprimée.

$$F_{Rd} = A_a f_y = \text{constante} = b_{eff} d_{eff} \alpha f_{cd} \quad (3.24)$$

L'effort résultant total transmis par la dalle est limité par l'effort de traction plastique dans le profilé. Il devient indépendant de la largeur effective choisie pour faire effectuer le calcul. Le moment plastique de la section va légèrement augmenter avec la largeur effective, mais pas l'effort de dalle. Augmenter la largeur effective dans ce cas va entraîner une remontée de l'axe neutre dans la section (une partie seulement de la dalle sera encore en compression) de telle sorte que la force totale transmise par la dalle sera inchangée. Si l'on adaptait les formules ci-dessus (3.19, 3.22) en remplaçant l'épaisseur totale de dalle par l'épaisseur de dalle réellement en compression, la section d'armatures transversales nécessaires pour ancrer les bielles inclinées resterait inchangée quelle que soit la largeur effective.

Par l'équation (3.24), on ajoute une condition d'applicabilité des formules de dimensionnement des armatures transversales nécessaires à l'ancrage des bielles comprimées sur les faces latérales de la colonne données par l'équation (3.22).

Dans le cas d'une poutre mixte dimensionnée pour plastifier dans la poutrelle métallique, considérer une résistance plus importante du béton dans les bielles ne change rien à l'effort total transmis, et par conséquent aux armatures transversales. La largeur effective peut être fortement augmentée sans pour autant correspondre à une augmentation de l'effort transmis par la dalle. Ces concepts seront testés plus loin dans notre exposé. (Saclay test)

Par contre, si la section mixte n'est pas dimensionnée avec un axe neutre plastique positif haut dans la section, le choix d'une résistance du béton trop faible conduit à diminuer le moment plastique "transférable" puisque la section d'armature transversale sera dimensionnée pour ancrer un effort plus faible. Ce domaine d'application demande lui aussi encore quelque recherche.

III.2.4. Transmission des efforts dans la dalle en présence d'une poutre transversale

La transmission d'une force horizontale de la dalle vers la colonne peut être réalisée en partie par les poutres transversales, qui fournissent une résistance F_{R3} – Figures III.2.5 et 6.

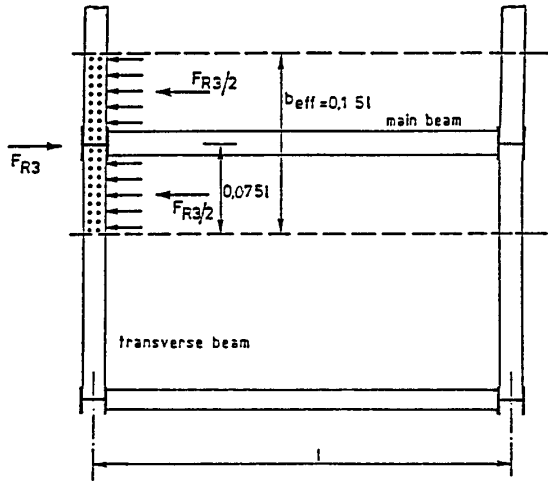


Figure III.2.5. Transmission de la Force F_{R3} de la dalle par la poutre transversale.

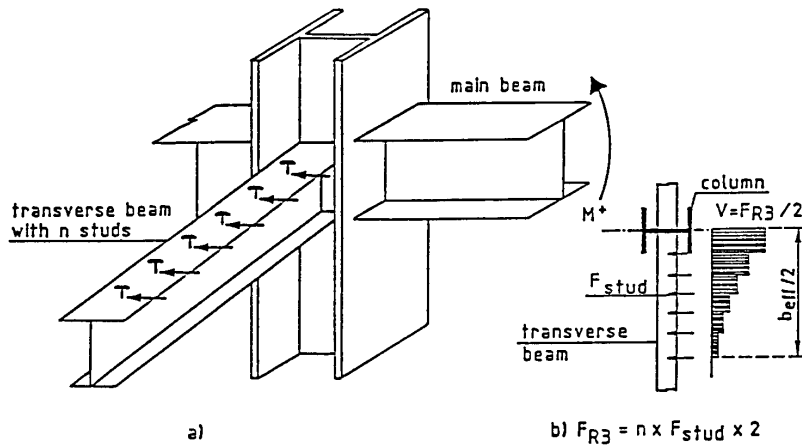


Figure III.2.6. Transmission de la compression dans la dalle par la poutre transversale
a. Vue globale b. dimensionnement de cisaillement

La force horizontale venant de la partie de dalle faisant face aux poutres transversales peut :

- mobiliser un transfert de cisaillement entre la dalle et les connecteurs placés sur la poutre transversale; ces connecteurs sont alors soumis à des forces perpendiculaires à la poutre transversale ;
- transmettre ces forces à la colonne par cisaillement, flexion et torsion de la poutre transversale.

Un calcul précis des ces transmissions de forces ainsi que la résistance plastique de la poutre transversale est difficile car l'état de contrainte dans la poutre transversale est complexe. Cependant, pour des sections H ou I, parce que leur rigidité torsionnelle est faible, nous pouvons estimer les contraintes et F_{R3} si nous ignorons l'âme de la poutre et considérons que le couple de torsion est équilibré uniquement par de la torsion non uniforme. La seule vérification à faire est alors la semelle supérieure, qui est cisillée et fléchi horizontalement. Le nombre de goujons est calculé sur base de l'effort total que l'on veut transmettre dans la largeur effective.

$F_{Rd3} = 2 \times n \times F_{stud}$ dans la largeur effective

avec $n =$ nombre de connecteurs dans la demi-largeur effective

$F_{stud} = P_{Rd}$ = résistance de calcul d'un connecteur

Les vérifications élastiques simplifiées de la semelle supérieure en flexion et en cisaillement sont :

$$\sigma_{\text{up fl tb}} = \pm \frac{F_{Rd3}/2}{W_{\text{él}}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) z_{F_{Rd3}} \leq f_y \quad (3.25)$$

$$\tau_{\text{up fl tb}} = \frac{F_{Rd3}/2}{A_{\text{cis}}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.26)$$

avec les notations suivantes reprises sur la figure V.4.28 :

$\sigma_{\text{up fl tb}} = \sigma_{\text{upper flange transverse beam}}$

$W_{\text{pl}} = t_f b_f^2 / 6$

$A_{\text{cis}} = 5/6 t_f b_f$

d = distance entre la semelle supérieure de la poutre transversale et le point d'application de la résultante $F_{Rd3}/2$.

h = hauteur de la poutre transversale

$z_{F_{Rd3}}$ = bras de levier de la résultante $F_{Rd3}/2$ par rapport à l'encastrement réel de la poutre transversale dans la colonne.

III.2.5. Synthèse des transmissions des efforts dans la dalle sous charge de tremblement de terre – Le moment négatif est pris en compte.

Sous tremblement de terre, à la jonction d'une colonne intérieure aux poutres, existent simultanément un moment positif d'un côté du nœud et un moment négatif de l'autre. Cela implique une transmission de forces de la partie métallique de la section mixte qui a lieu à travers les pièces d'assemblage métalliques et pour lesquelles des règles de calcul existent, et une autre transmission de forces, F_{St} et F_{Sc} provenant de la dalle. F_{Sc} est la résultante de compression dans la dalle, du côté du moment positif, et F_{St} est la résultante de traction dans les armatures, du côté du moment négatif (cf. schémas du tableau III.2.3). Pour résister à F_{St} et F_{Sc} , 2 contributions F_{R1} et F_{R2} sont toujours disponibles alors que la troisième F_{R3} dépend de la présence de poutres transversales et de leur efficacité.

Dans une optique visant à minimiser les dégradations dans la dalle et à localiser la plastification dans la semelle inférieure de la section métallique, la condition générale de dimensionnement à remplir est :

$$1.2 (F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{R1} + F_{R2} + F_{R3} \quad (3.27)$$

Sur la base d'exemples de calcul pratiques utilisant les relations établies plus haut pour F_{R1} , F_{R2} et F_{R3} , on tire les conclusions suivantes:

-il est possible de transmettre la majeure partie de la force provenant de la dalle située à l'extérieur de la colonne à travers les poutres transversales.

-si des goujons soudés sont utilisés sur les poutres transversales, ils peuvent constituer un aspect critique du dimensionnement, car le nombre de goujons requis est élevé.

L'addition pure et simple des résistances F_{R1} , F_{R2} et F_{R3} est une hypothèse relativement grossière et peut être incorrecte. Cette solution statiquement admissible est valable uniquement si le mécanisme le plus rigide est suffisamment ductile pour permettre aux autres mécanismes de se développer.

L'étude expérimentale et l'étude numérique vont permettre de confirmer ou d'infirmer les hypothèses de dimensionnement présentées dans ce chapitre III.

III.2.6. Dispositions des armatures sismiques

L'armature "sismique" dont on a proposé un calcul de la section A_T aux paragraphes précédents est une section d'armature transversale nécessaire pour le transfert du mécanisme par bielles et tirants.

Dans le cas d'un bâtiment qui résisterait aux actions sismiques par des portiques dans les 2 directions, il est plus facile de travailler avec des sections identiques dans les 2 directions. Ainsi, la majorité des nœuds de tests ont été dimensionnés avec des armatures longitudinales et transversales identiques autour de la colonne. Et la section proposée est donc appliquée pour les armatures longitudinale et transversale ($A_T = A_S/2$). La disposition correspondante des armatures sismiques est donnée à la figure III.2.7. Mais il est clair que dans le cas d'un bâtiment qui ne travaillerait en portiques que dans une direction, le dimensionnement des armatures transversales et longitudinales peut être entièrement séparé.

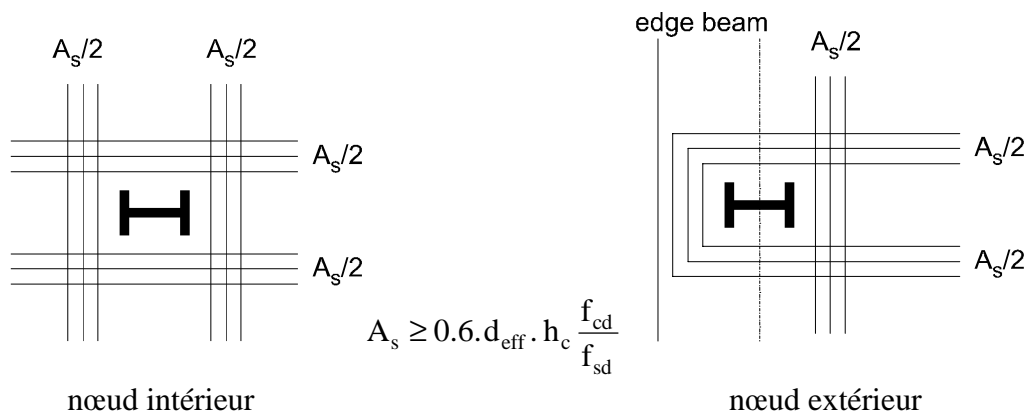


Figure III.2.7. Disposition des armatures sismiques

III.2.7. Résumé des situations possibles de nœuds poutre-colonne extérieur et intérieur mixtes et axe du travail à réaliser

On liste ci-après les différentes situations de nœuds poutre-colonne mixtes possibles, en précisant les situations «maîtrisées» par les développements des paragraphes précédents et les situations où les conditions de résistance ne sont pas satisfaites.

Les 3 tableaux reprennent les 3 configurations différentes du point de vue statique :

- tableau III.2.2. : Nœud extérieur sous moment négatif
- tableau III.2.3. : Nœud extérieur sous moment positif
- tableau III.2.4. : Nœud intérieur sous moments de signes différents de chaque côté du nœud

<p>colonne extérieure</p> <p>dalle dépassante en béton</p> <p>dalle</p> <p>poutre principale</p> <p>poutre de façade (poutre transversale)</p> <p>$M < 0$</p>	
<p>1. <u>Pas de dalle dépassante en béton</u> <u>Pas de poutre de façade</u></p> <p>$M_{Rd} = M_P$ poutre acier</p>	<p>2. <u>Dalle dépassante en béton</u> <u>Pas de poutre de façade</u></p> <p>On applique les règles de l'EC4 (§II.4)</p>
<p>3. <u>Pas de dalle dépassante en béton</u> <u>Poutre de façade</u></p> <p>Le seul moyen de transférer un moment mixte est d'ancrer les armatures à la poutre transversale. Le transfert d'effort via la poutre transversale est une des études principales de cette thèse.</p>	<p>4. <u>Dalle dépassante en béton</u> <u>Poutre de façade</u></p> <p>Les mécanismes de transfert 2 et 3 sont superposés. Leur efficacité respective dépendra de leur raideur relative et de la ductilité du mécanisme de la configuration 2.</p>

Tableau III.2.2. Configurations de nœuds poutre-colonne mixtes extérieurs sous moment négatif dans une direction perpendiculaire à la façade et transferts possibles des efforts de dalle.

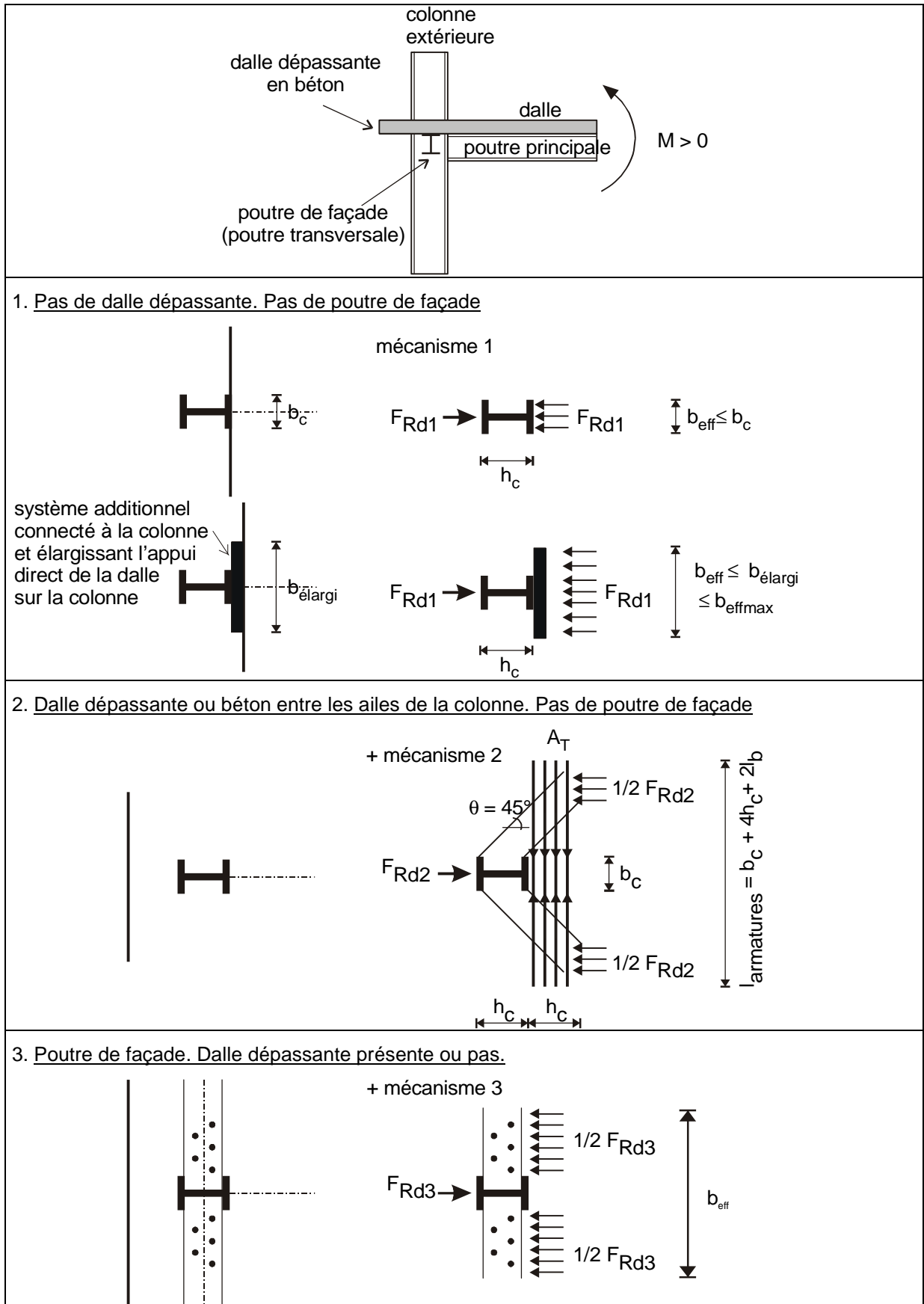


Tableau III.2.3. Configurations de nœuds poutre-colonne mixtes extérieurs sous moment positif dans une direction perpendiculaire à la façade et transferts possibles des efforts de dalle.

Les configurations de nœuds extérieurs sous moment positif sont le résultat des développements exposés aux paragraphes III.2.2 et 3. L'entièreté de ces hypothèses est à étudier par voie expérimentale et numérique. La configuration avec surface de contact de la dalle sur la colonne élargie est une possibilité supplémentaire d'élargir la largeur effective. L'étude numérique va permettre de chiffrer les limites à cette augmentation.

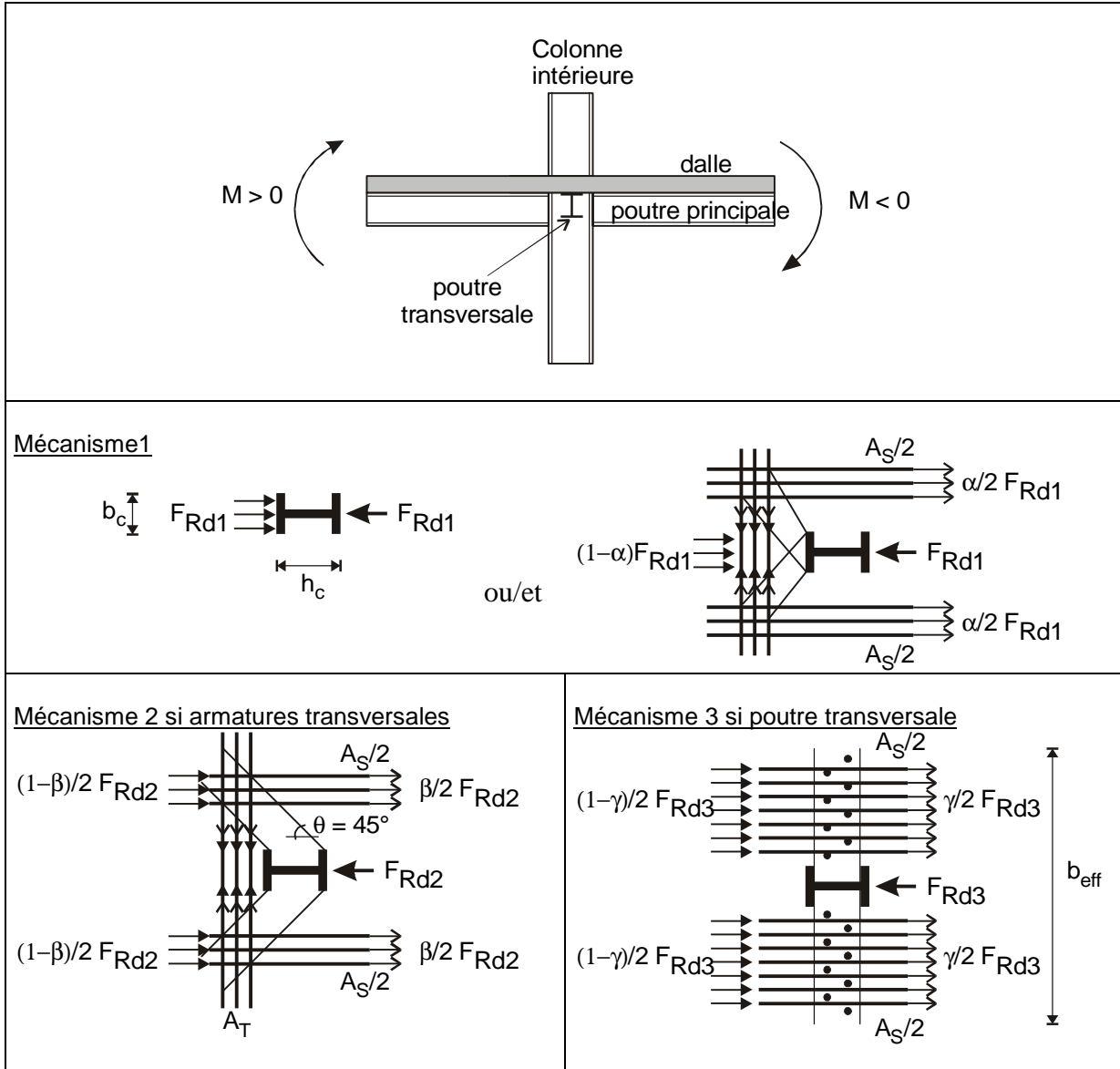


Tableau III.2.4. Transferts possibles des forces membranaires de dalle dans un nœud poutre-colonne mixte avec ou sans poutre transversale soumis à un moment positif d'un côté du nœud et à un moment négatif de l'autre côté du nœud

Le problème majeur d'un nœud intérieur par rapport au nœud extérieur est que ce sont les mêmes forces résistantes qui sont disponibles, mais que la source des actions est maintenant double, l'une venant des armatures sollicitées par le moment négatif, l'autre venant du béton comprimé par le moment positif. Outre le problème de savoir si les 3 mécanismes imaginés fonctionnent réellement comme dans les relations établies, se pose le problème de la répartition des sollicitations. On doit se demander quelle part de la force à reprendre vient du côté du moment négatif et quelle part vient du côté du moment positif.

Chapitre IV ETUDES EXPERIMENTALES

IV.1. Tests sur nœuds poutres mixtes-colonnes effectués à la T.U. DARMSTADT

IV.1.1. Description générale

Trois spécimens de nœuds poutre - colonne mixtes ont été testés sous action cyclique horizontale au laboratoire de la Technical University de DARMSTADT (Allemagne) dans le but de mettre en évidence le rôle de la dalle (et implicitement des armatures, des goujons connecteurs et de la poutre transversale) dans le transfert de moment de la poutre à la colonne.

Les spécimens sont constitués par une colonne en acier à laquelle sont assemblées des poutres longitudinales et transversales, couvertes par une dalle de béton coulée sur une tôle profilée métallique. Les assemblages entre poutres et colonnes sont entièrement boulonnés et conçus comme des assemblages rigides. Deux des nœuds étaient initialement des répliques de nœuds particuliers de la structure tridimensionnelle testée au centre européen de recherche de ISPRA (Italie) –voir chapitre IV.2- dans le cadre de la même recherche européenne intitulée "Research on energy dissipation capacity of composite steel/concrete structures" et faisant intervenir trois partenaires : Ispra, Darmstadt et l'Université de Liège. Le but principal de ce programme d'essai est l'analyse de l'influence de la dalle sur le comportement du nœud poutre-colonne, en jouant sur 2 paramètres : la disposition des armatures dans la dalle et la densité de goujons connecteurs autour de la colonne. Ces pré-tests devaient aussi permettre des comparaisons avec les résultats des nœuds de la structure testée à Ispra, mais les différences à la réalisation furent nombreuses et rendent cette comparaison difficile.

Dans les deux premiers spécimens BR et WR, 3 dispositions sont prises pour assurer la mobilisation de la largeur effective maximale de la dalle :

- La dalle est en contact direct avec la colonne.
- Des armatures additionnelles sont présentes pour permettre le développement dans la dalle de mécanismes additionnels de bielles et tirants.
- Des goujons additionnels sur les poutres (longitudinale et transversale) sont présents pour maximiser le caractère mixte de la poutre (éviter que le moment résistant ne soit limité par la résistance des goujons et que l'on ait connexion partielle) et maximiser la participation de la poutre transversale dans le transfert de moment.

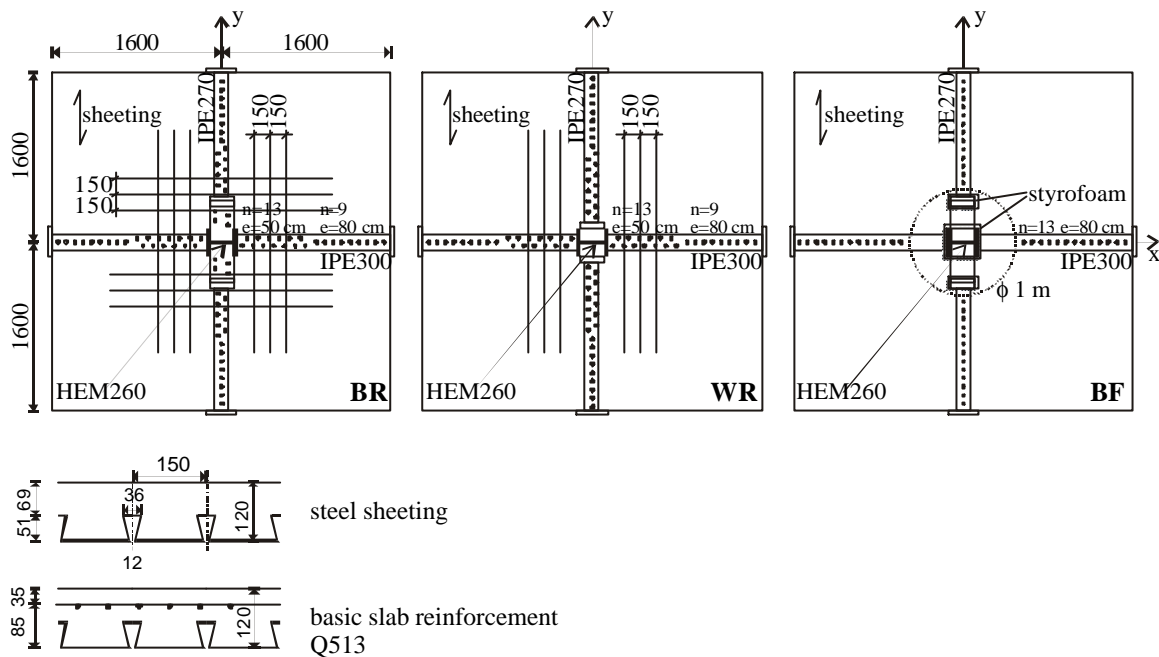
La différence entre les spécimens se situe au niveau des assemblages métalliques des poutres et colonnes. Le spécimen BR est réalisé par assemblages par plats d'about (rigides) boulonnés. Il comporte un assemblage particulier de la poutre transversale, qui est boulonnée par gros plats à un morceau de poutre d'inertie variable soudé à la colonne et dont la hauteur à la colonne est égale à la hauteur de la poutre longitudinale et la hauteur à l'autre extrémité vaut la hauteur de la poutre transversale. On parle de "Christmas Tree". Le spécimen WR comporte des assemblages rigides entièrement soudés. Il a été réalisé exclusivement pour servir de base à la calibration de la modélisation élément fini.

Dans le troisième spécimen BF, on a par contre essayé de minimiser l'effet de la dalle dans la zone de nœud :

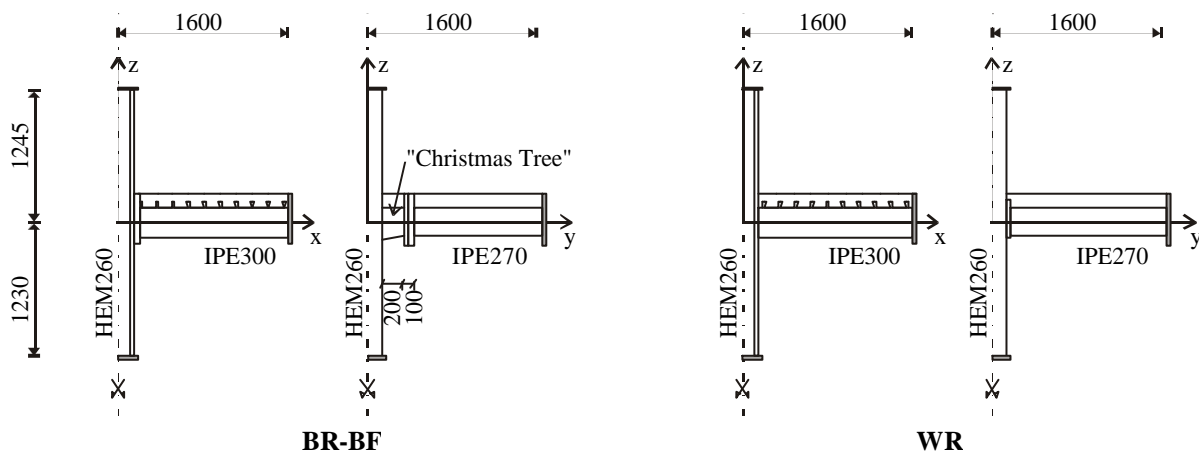
- Pas de contact direct de la dalle avec la colonne, par introduction de frigolite autour de la colonne pendant le coulage du béton.
- Pas de barres additionnelles.
- Pas de goujons connecteurs dans un rayon de 50 cm autour du centre de la colonne.

Ce spécimen comprend les mêmes assemblages boulonnés que le spécimen BR.

Les schémas de la figure IV.1.1 illustrent clairement les différentes configurations testées. Des plans plus détaillés des squelettes métalliques des spécimens sont donnés en fin de paragraphe aux figures IV.1.4-5-6.



(a) disposition des armatures et des goujons des spécimens BR, WR, BF



(b) configuration des poutres longitudinales et transversales

Figure IV.1.1. Configuration des différents spécimens testés

Le montage d'essai est présenté à la figure IV.1.2. On n'a pas choisi le montage d'essai, celui-ci étant repris d'une campagne d'essais précédente. Les spécimens sont des spécimens à poutres courtes ($L = 1.9$ m) et les liaisons au montage sont de type mixte (CC – cf. §V.7.2). L'interprétation des résultats en tient compte.

On n'applique qu'un chargement horizontal au spécimen (pas de charges verticales). Le transfert de moment est réalisé par l'application au sommet de la colonne d'une charge horizontale à l'aide d'un vérin de 100 tonnes, contrôlé en déplacement. Les déplacements transversaux sont empêchés par un système de guidage à rouleaux.

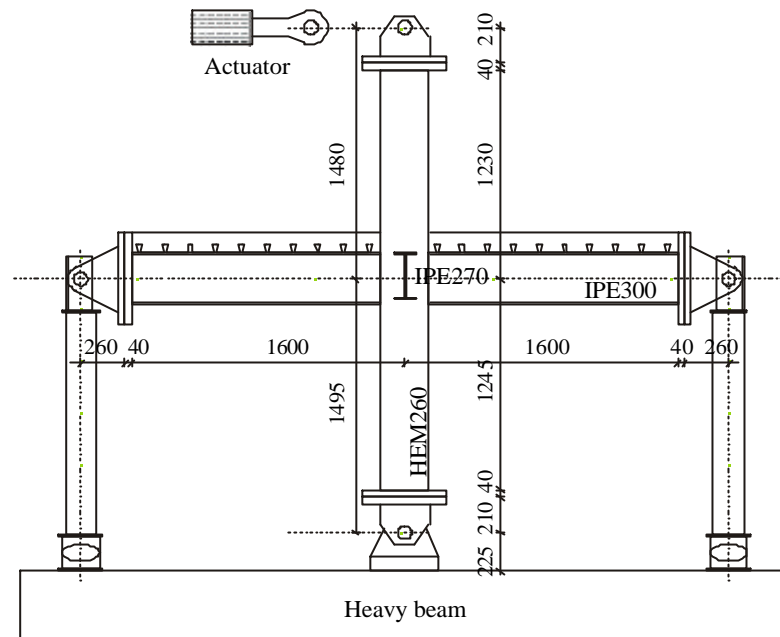


Figure IV.1.2. Montage d'essai - Darmstadt

Deux types d'instrumentation ont été utilisés. On distingue les mesures globales destinées à déduire les courbes moment-rotation des poutres mixtes ainsi que leurs inerties et résistances, et des mesures locales destinées à obtenir des informations sur les mécanismes de transfert d'effort de la poutre vers la colonne et de la dalle vers la colonne.

Mesures globales

- 1 cellule de charge pour mesurer la force appliquée au vérin **F1**,
- des jauges de déformation pour déduire la réaction dans le premier tirant **F2**,
- 1 capteur de déplacement pour mesurer le déplacement au vérin **D1**
- 6 inclinomètres **I1** à **I7**, pour mesurer l'inclinaison de la poutre près du nœud en vue de déduire des courbures. L'inclinomètre **I4** estime la déformation de panneau d'âme.

Mesures locales

Des mesures sont effectuées sur les armatures, les sections métalliques des poutres et à la surface de la dalle de béton. Les notations utilisées sont les suivantes :

C# pour les capteurs de déplacements placés sur la dalle pour mesurer les déformations à la surface du béton ainsi que l'ouverture de fissures éventuelles. Les déformations déduites sont des déformations moyennes pour une base de 10 cm. Les capteurs sont placés à 2 cm de la surface du béton.

BT# pour les jauges de déformation sur la poutre transversale dans la direction testée.

R# pour les jauges de déformation sur les armatures.

Les déformations mesurées par jauges sur armatures peuvent être fortement affectées par leur position par rapport à une éventuelle fissure. Dans notre cas, les jauges sont collées sur l'armature polie, puis isolées du béton par une bague de 5 cm de long, ce qui a l'avantage de mesurer une déformation moyenne et de diminuer l'éventuel pic de déformation dû à une fissure. Ces mesures restent difficiles à interpréter en terme de contraintes et de forces. On les présentera en terme de déformation.

La disposition complète de l'instrumentation est donnée dans le rapport d'essai (Doneux, 1998). La figure IV.1.3 présente l'instrumentation du spécimen BR, test dans la direction X.

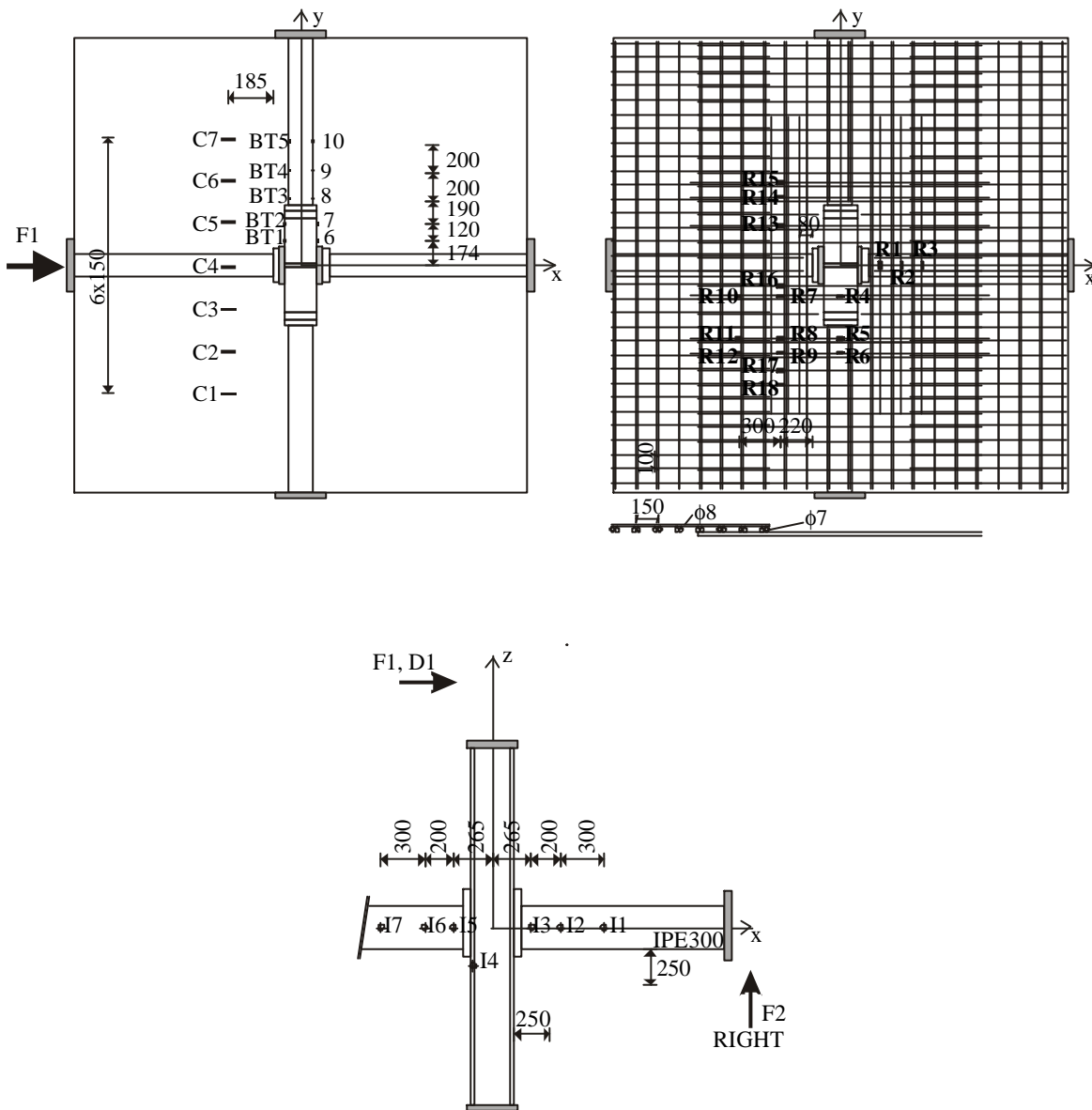


Figure IV.1.3. Instrumentation du spécimen BR, testé dans la direction X

Chaque spécimen est testé dans 2 directions, jusqu'à un déplacement imposé en tête de colonne correspondant à une rotation globale du nœud inférieure à 2 % pour l'essai dans la direction d'axe faible de la colonne, et jusqu'à la ruine, soit environ une rotation globale de 7 % pour l'essai dans la direction principale.

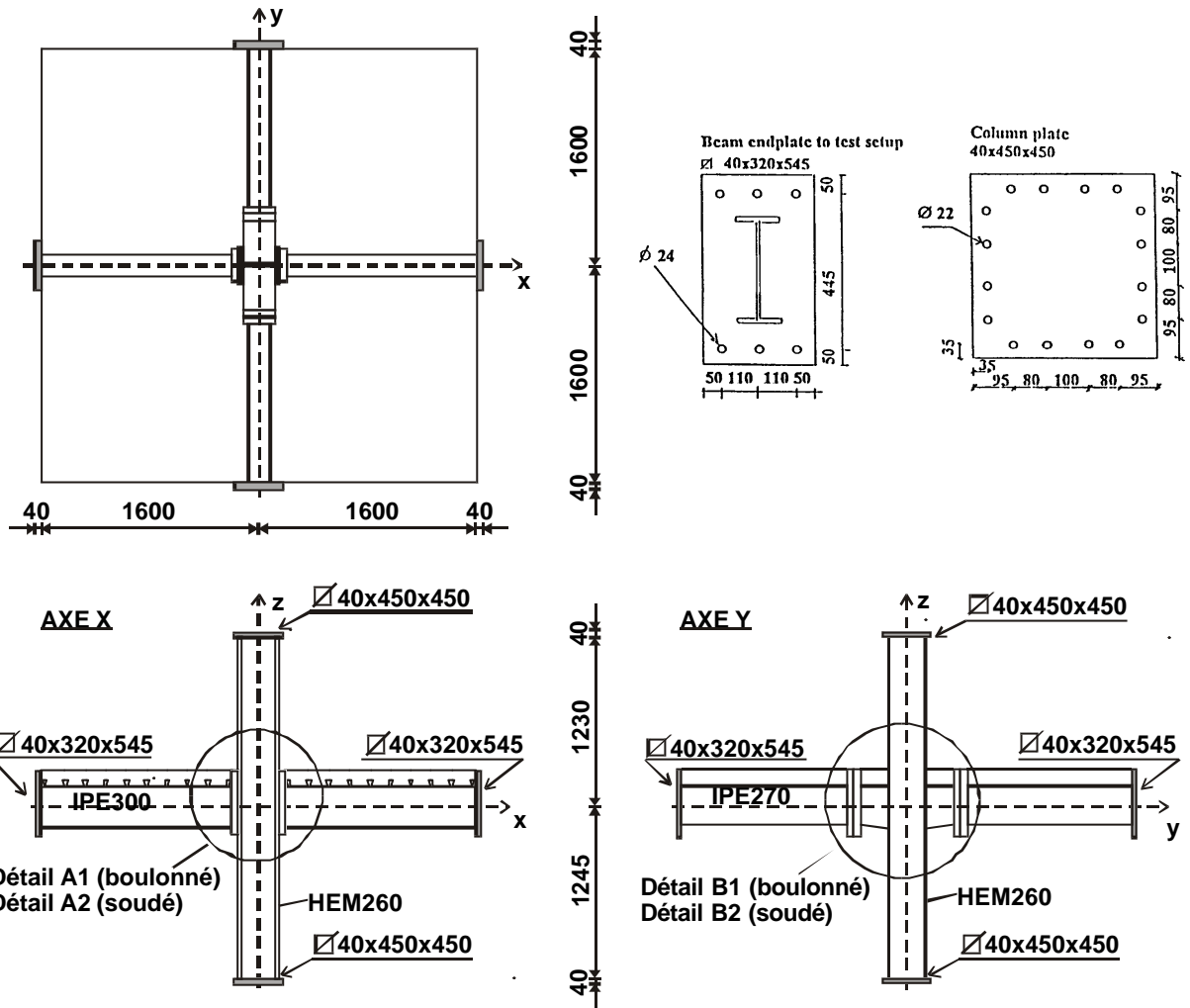
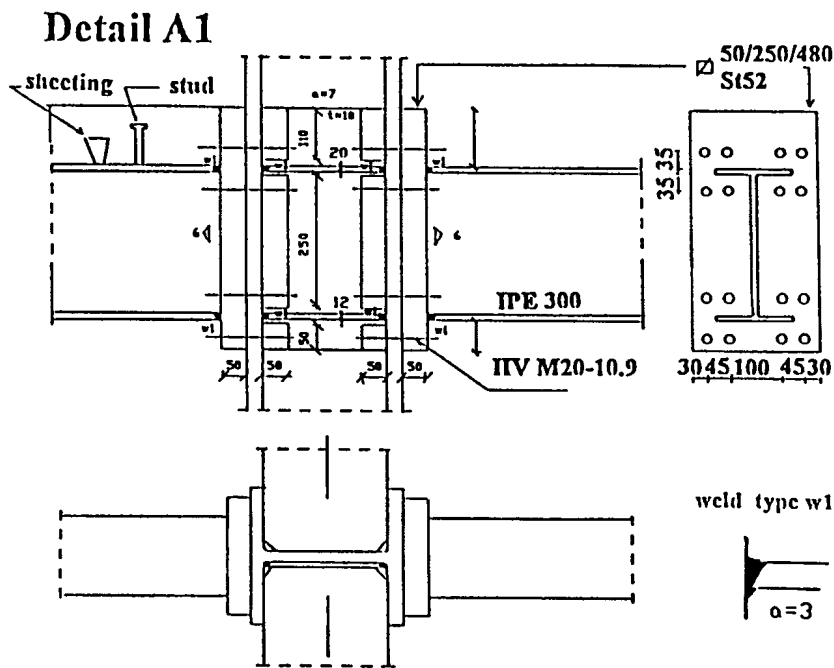


Figure IV.1.4. Vue en plan, axes des spécimens



Detail B1

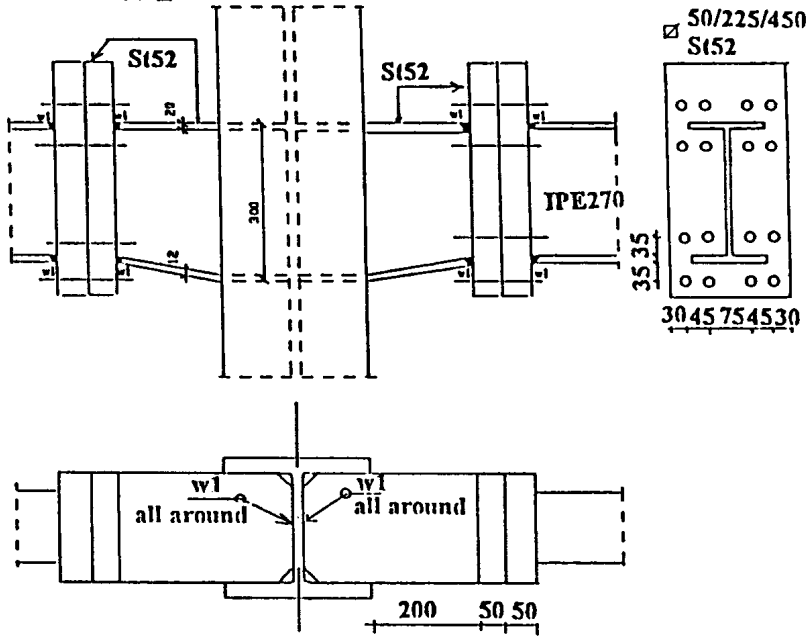
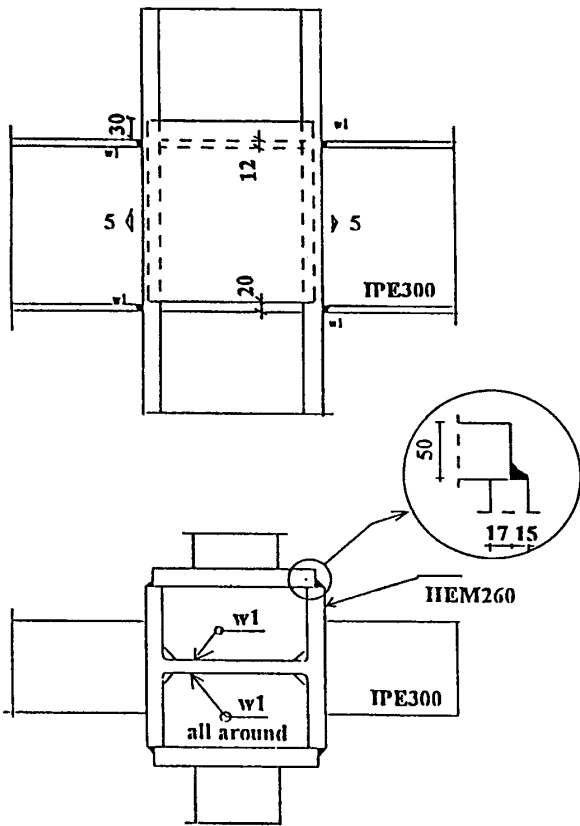


Figure IV.1.5. Assemblages boulonnés des spécimens BR et BF

Detail A2



Detail B2

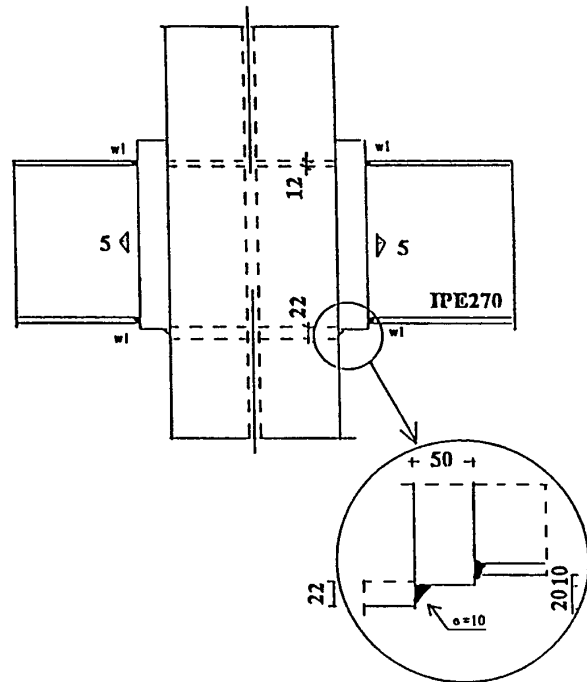


Figure IV.1.6. Assemblages soudés du spécimen WR

IV.1.2. Description générale du comportement des spécimens

Seuls les résultats des tests suivant la direction principale de flexion (X), menés jusqu'à la ruine, sont présentés dans ce mémoire.

Le comportement global des différents spécimens est discuté sur la base du comportement de la poutre de gauche de chaque spécimen testé dans la direction x (c'est-à-dire flexion de l'IPE300). Ce choix est imposé par des ruines prématurées résultant de défauts dans les soudures de la poutre droite à la colonne ou au plat boulonné à la colonne.

La figure IV.1.7. représente les courbes moment-rotation des poutres gauches de chaque spécimen. Le moment est calculé à l'axe de la colonne. La rotation globale est le rapport du déplacement en tête de colonne à la hauteur de la colonne. Le déplacement en tête de colonne est en quelque sorte le drift d'étage total composé de 4 parties : le drift dû à la déformée de la poutre, celui dû à la déformée des assemblages, celui dû à la déformée du panneau d'âme et celui dû à la déformée de la colonne. Les nœuds ayant été dimensionnés pour dissiper l'énergie dans la poutre, les rotations dues à la colonne, aux assemblages et aux distorsions du panneau d'âme restent élastiques et faibles vis-à-vis des rotations dues à la déformation plastique de la poutre. En conséquence, la rotation globale est une bonne estimation de la rotation globale de la poutre permettant un examen global des résultats.

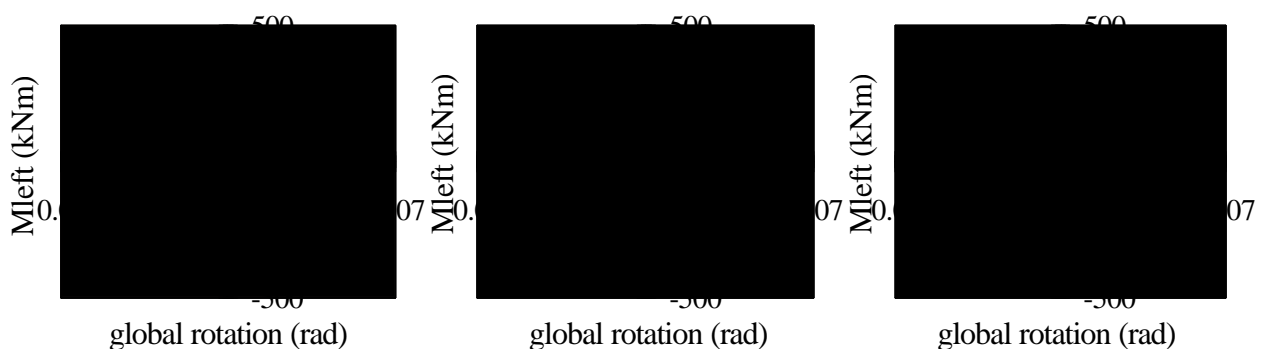


Figure IV.1.7. Moment à l'extrémité de la poutre de gauche – rotation globale du nœud

On observe un excellent comportement ductile avec des boucles d'hystérésis stables dans les 3 spécimens. Sous moment positif, le spécimen BR-X avec la dalle la plus armée et la présence dans la direction transversale des gros plats connectant la poutre transversale à la poutre à inertie variable liée à la colonne (Christmas tree) atteint le plus grand moment positif. Les performances du spécimen WR-X sont élevées elles aussi, mais légèrement plus faibles, mettant en évidence la bonne influence des gros plats du spécimen BR. Dans le spécimen BF-X, les mesures prises pour minimiser le transfert de moment se traduisent par l'atteinte du plus petit moment positif. Sous moment négatif, on observe dans les 3 poutres le voilement (plastique) de la semelle inférieure illustré au niveau des courbes par un aplanissement après plusieurs cycles. La fatigue plastique de la semelle sollicitée entre des tractions importantes et du voilement en compression amène finalement à la fissuration de cette semelle inférieure. Dans les 2 spécimens à comportement mixte maximisé, le béton comprimé sur la colonne finit par s'écraser sans donner lieu à des ruines globales fragiles. On a aussi observé un léger voilement de la semelle supérieure dans le cas du spécimen BF sans connexion entre la dalle et la poutre autour de la colonne.

Discussion à propos des méthodes expérimentales de détermination des inerties élastiques, moments plastiques et ductilités.

La définition du moment plastique expérimental obtenu en suivant la procédure de la CECM (1986) est le point d'intersection entre la droite de rigidité élastique (prise comme étant tangente à la courbe à l'origine) et une droite de pente égale à 1/10 de la pente élastique et tangente à la courbe enveloppe de la courbe cyclique. On veut mettre en évidence le fait qu'avec cette définition, la valeur du moment plastique expérimental déduit et de la rotation limite élastique déduite sont sensibles à la valeur choisie pour la rigidité élastique. Dans le cas des sections mixtes étudiées, où la partie linéaire de la courbe n'est pas clairement observable, le choix de la partie élastique influence la valeur du moment plastique. Plus la raideur est grande, plus le moment plastique est petit. Heureusement, la différence en pourcentage entre les différents moments plastiques déduits n'est pas trop grande.

Le problème est au niveau des rotations. L'influence du choix de la raideur initiale est beaucoup plus importante sur la valeur de la rotation élastique correspondant au moment plastique. Et si la ductilité est calculée à partir du rapport entre la rotation ultime et la rotation élastique, plus la raideur élastique sera grande, plus grande sera la ductilité pour une rotation ultime égale.

Vu la difficulté de déterminer la droite de rigidité tangente à l'origine, on décide de tester une autre méthode d'évaluation de la rigidité élastique basée sur la pratique du béton. La rigidité est une rigidité sécante. On la définit en prenant la droite passant par l'origine et l'intersection entre la courbe enveloppe monotone et une horizontale correspondant à 60 (ou 67 %) du moment maximal. Le moment plastique est alors défini comme dans la procédure CECM.

Cette méthode n'est pas utilisable lorsqu'une rupture prématurée a lieu puisque le moment maximal n'est pas atteint. La méthode n'est pas non plus applicable dans le cas de section mixte à connexion partielle où l'on risque de déduire des inerties inférieures aux inerties de section acier seul. Cette méthode tient compte d'une certaine fissuration de la dalle.

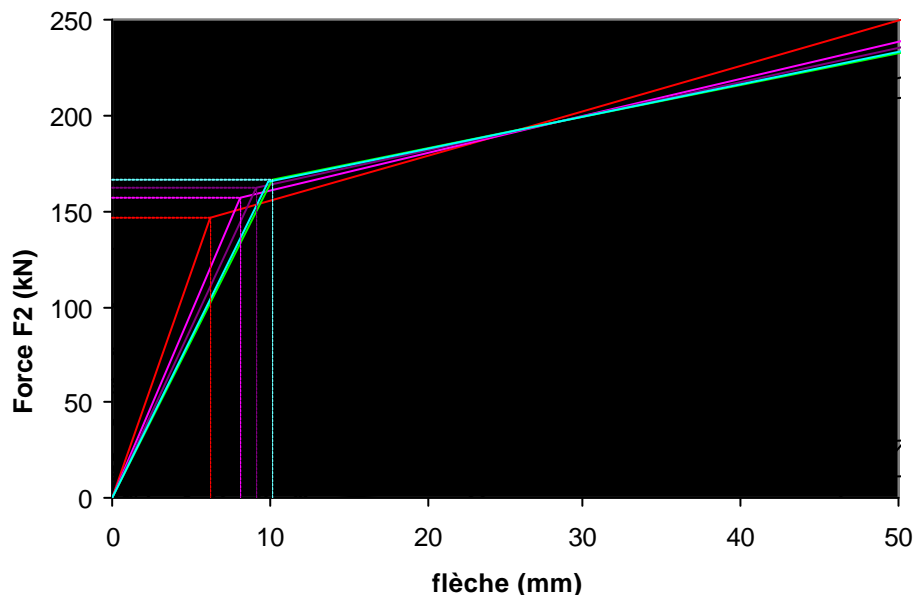


Figure IV.1.8 Influence du choix de la pente élastique sur la charge plastique et le déplacement correspondant.

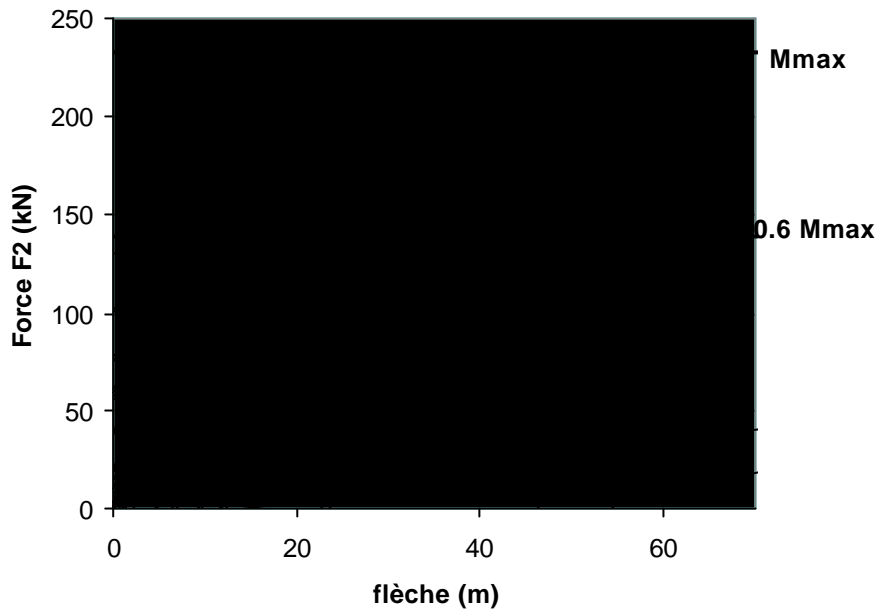


Figure IV.1.9. Définition sécante de la rigidité élastique

Exigences de ductilité sous moment de flexion positif

La figure suivante donne le rapport x/d calculé pour les spécimens de test en fonction de la largeur effective de dalle et le compare au x/d limite proposé dans l’Eurocode 8 calculé avec $\epsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$ et $q = 6$.

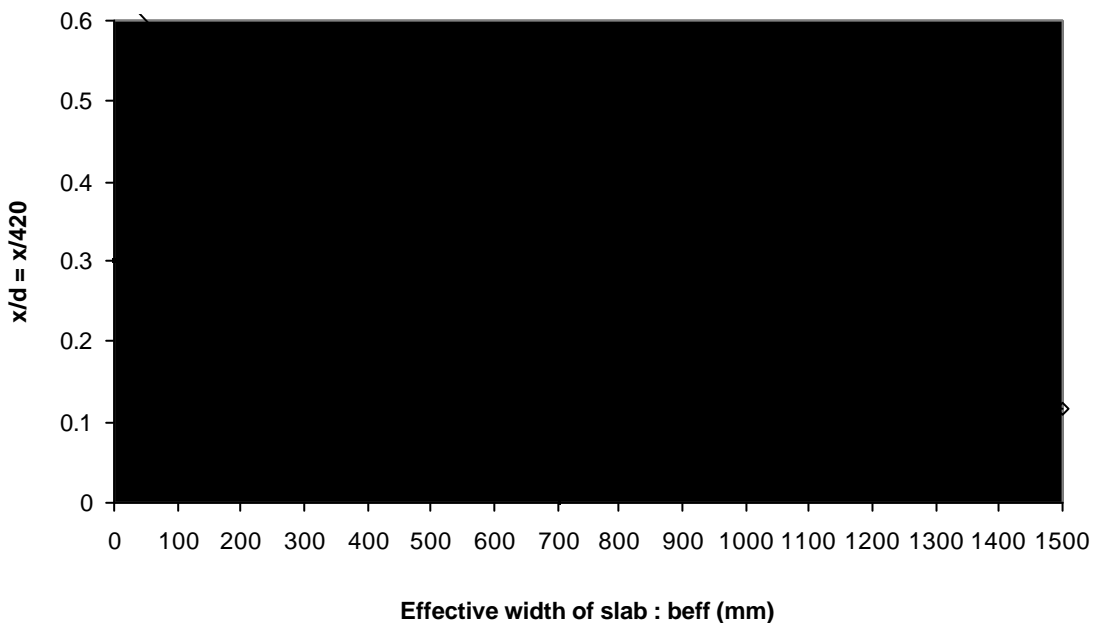


Figure IV.1.10. rapport x/d en fonction de la largeur effective de dalle pour les spécimens de Darmstadt

On observe que la section peut être considérée comme ductile si la largeur effective est plus grande que 700 mm. Or la largeur effective calculée avec l’Eurocode 4 est de 400 mm. Cependant, la variation de x/d étant faible pour les largeurs effectives comprises entre 400 et 1000 mm, on pourrait faire l’hypothèse que cette limite peut descendre de 700 à 400 mm et que la section serait toujours suffisamment ductile.

La limite de $x/d = 0,15$ proposée par l'EC4 est plus sévère et imposerait une largeur effective minimale de 1200 mm pour assurer la ductilité de la section.

Exigences de ductilité sous moment de flexion négatif

On définit la classe des sections mixtes de Darmstadt en déterminant l'élancement de leurs parois et en les comparant aux élancements limites des classes de section.

Les semelles inférieures comprimées des IPE sont automatiquement en classe 1.

Pour les âmes, la classification dépend de la section d'armature. La Figure IV.1.11. représente l'élancement d/t de l'âme de l'IPE300 comparé aux élancements d/t limites des classes 1 et 2, en fonction de la section d'armature.

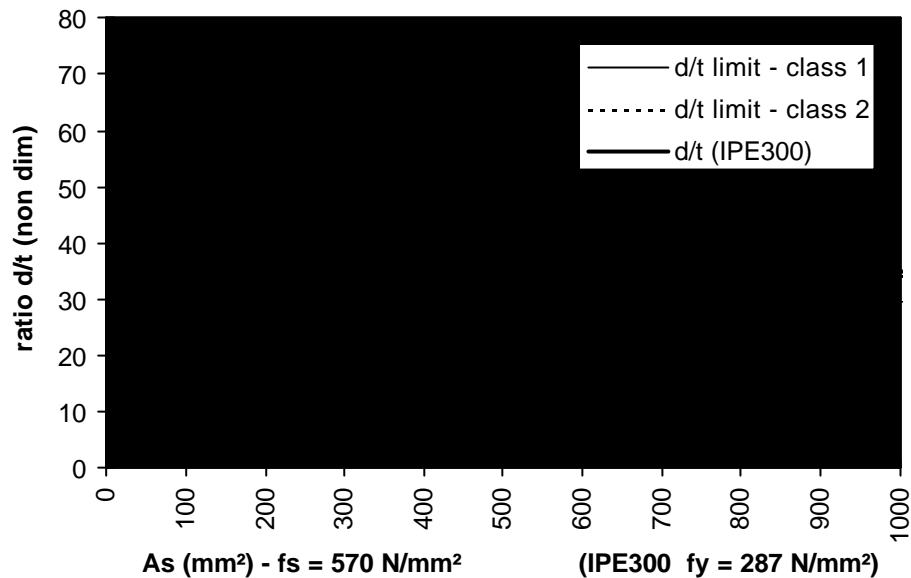


Figure IV.1.11. rapports d/t en fonction de la section d'armature A_s

On déduit de la figure IV.1.11. que l'âme de l'IPE300 sera de classe 1 si la section effective d'armature est inférieure à 650 mm² et de classe 2 si la section effective d'armature est inférieure à 860 mm².

Pour les spécimens WR-X (BF-X), la largeur effective "limite" de dalle correspondante sera de 1690 mm pour la classe 1 et de 2115 mm pour la classe 2. Pour le spécimen BR-X, la largeur effective "limite" de dalle correspondante sera de 1170 mm pour la classe 1 et 1350 mm pour la classe 2. Si l'on considère la largeur effective EC4 de 800 mm (voir ci-après), on prédit que les sections IPE300 sont des sections de classe 1 dans tous les spécimens.

IV.1.3. Evaluation de la ductilité et des rotations sur base des diagrammes expérimentaux

Ductilités expérimentales

Paulay & Priestley (1992) proposent une définition de la ductilité en rotation d'un nœud basée sur une courbe Moment-Rotation expérimentale. Le principe consiste à reporter sur la courbe $M-\phi$ la ligne horizontale correspondant au moment résistant calculé (M_{ideal}). La rotation élastique ϕ_y est obtenue en traçant la sécante à 75 % du moment idéal plastique et la rotation ultime ϕ_m correspond à une résistance résiduelle de 80 % de ce moment plastique idéal. La méthode est résumée à la Figure IV.1.12. et la ductilité en rotation est calculée en divisant la rotation ultime par la rotation élastique.

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y$$

La ductilité expérimentale est établie en prenant comme Moment Plastique Idéal le moment plastique expérimental et la déflexion correspondante. Le calcul est effectué pour différentes raideurs élastiques (tangente et sécante), et la ductilité est estimée soit au moment plastique, soit à 80 % du moment plastique. Cette manière de faire est critiquable, mais nous n'avons trouvé dans la littérature aucune méthode officielle reconnue.

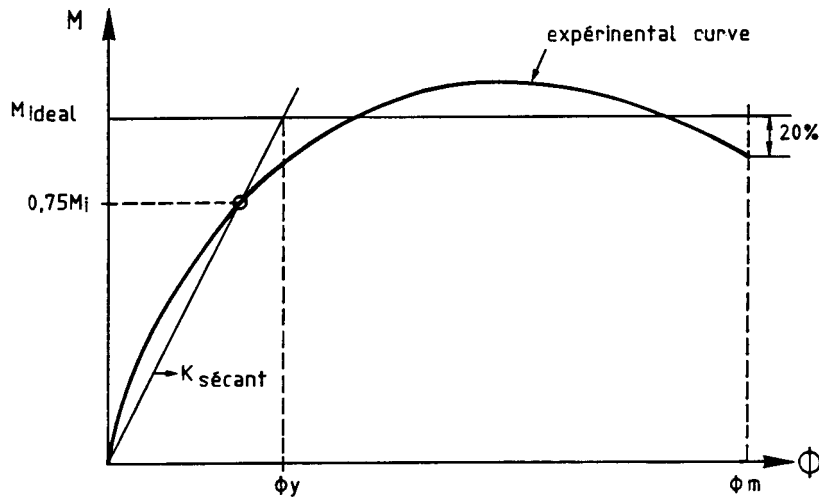


Figure IV.1.12. Evaluation de la ductilité sur une courbe Moment-Rotation

Evaluation des composantes de la déformabilité des spécimens

Les déformations globales du nœud poutre-colonne peuvent être divisées en 4 contributions :

- la déformation de la colonne
- la déformation du panneau d'âme de la colonne
- la déformation des assemblages
- la déformation de la poutre longitudinale

La colonne, le panneau d'âme et les assemblages ont été calculés pour résister de manière élastique aux charges maximales. Les plastifications ont lieu dans la poutre. Les assemblages sont très peu déformables et leurs déformations élastiques ne seront pas évaluées.

Les 3 contributions restantes au déplacement d'étage D1 sont reprises à la figure IV.1.13.

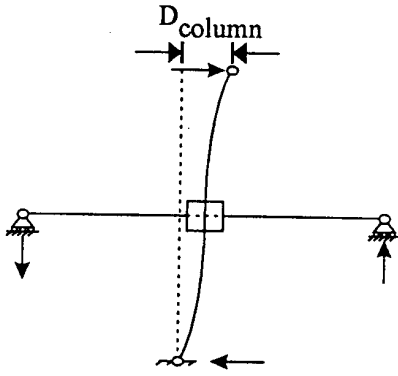
$$D1 = D_{\text{beam}} + D_{\text{column}} + D_{\text{panel}}$$

D1 est le déplacement imposé en tête de colonne

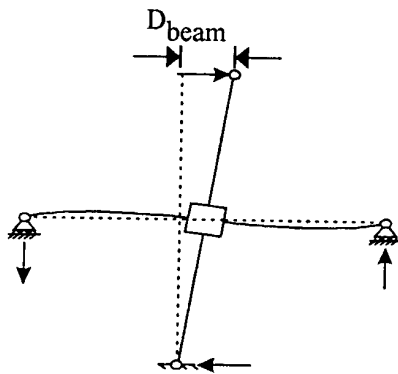
D_{column} est le déplacement en tête de colonne dû à la déformation élastique de la colonne

$$D_{\text{column}} = 2 \left(\frac{F (H/2)^3}{3EI} + \frac{F (H/2)}{GA_w} \right)$$

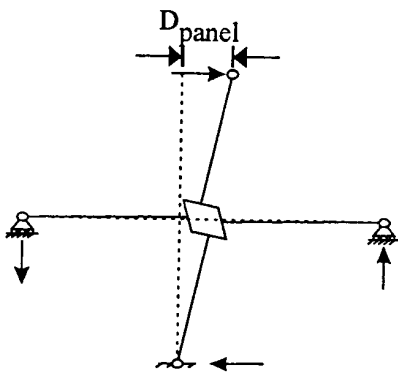
D_{panel} est le déplacement en tête de colonne dû à la déformation élastique du panneau d'âme cisailé. D_{panel} est dépendant des dimensions prises pour le panneau. La valeur change avec le spécimen considéré (boulonné ou soudé)



D_{column} : drift caused by the bending and shear deformation of the column (elastic)



D_{beam} : drift caused by the deformation of the beam (elastic and plastic)



D_{panel} : drift caused by the panel zone deformation (elastic)

Figure IV.1.13. Composants du déplacement d'étage.

Evaluation des rotations élastiques de la colonne

$$v_c = 2 \left(\frac{FL^3}{3EI} + \frac{FL}{GA_w} \right)$$

$$\theta_c = \frac{FL^2}{2EI} + \frac{F}{GA_w} \quad (\text{notations voir figure IV.1.14.})$$

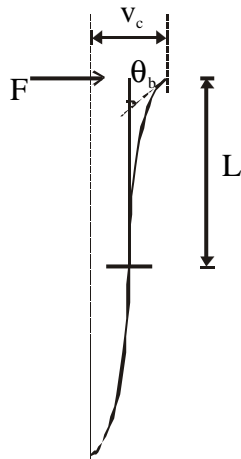


Figure IV.1.14. Flexion et cisaillement de la colonne

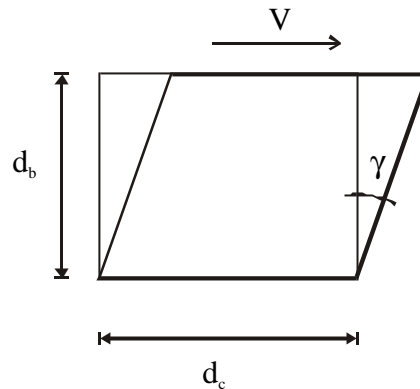


Figure IV.1.15. Distorsion du panneau d'âme cisailé

Evaluation des rotations élastiques du panneau d'âme de la colonne

Selon Krawinkler et Mohasseb (1987), la rotation de panneau peut être estimée par : (notations voir figure IV.1.15.)

$$\gamma = \frac{V}{d_c t_w G} = \frac{F l}{d_c t_w G} \left(\frac{L}{d_b} - 1 \right)$$

La flèche de la poutre est déduite par géométrie :

$$f = D_{\text{beam}} * L/H$$

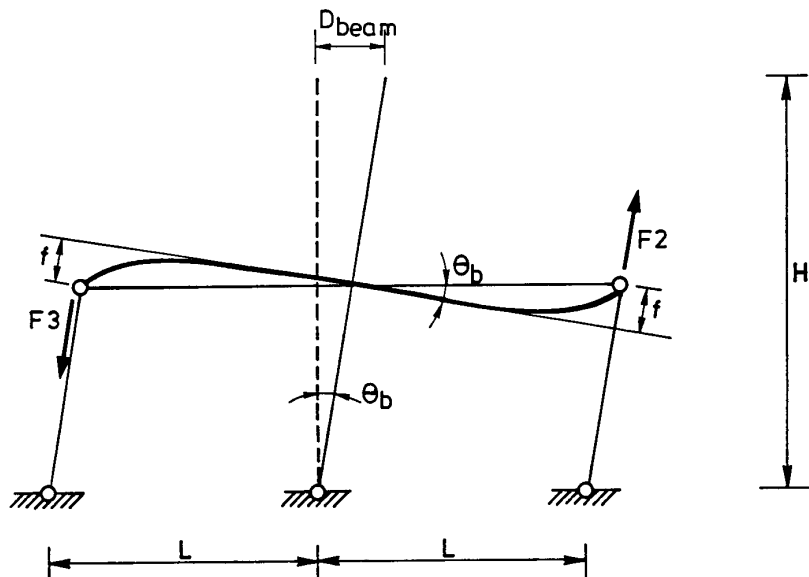


Figure IV.1.16. Notations utilisées pour le calcul des courbes charge-flèche des poutres

La poutre de chaque côté de la colonne peut être considérée comme une poutre cantilever. Si l'on applique les formules de la résistance des matériaux dans le domaine élastique, on a la relation suivante entre la charge appliquée, la flèche et les propriétés élastiques de la poutre :

$$f = \frac{P L^3}{3EI}$$

L'inertie d'une poutre métallique équivalente se calcule en partant des courbes charge-flèche expérimentales obtenues :

$$I = \frac{L^3 \Delta P}{3EI \Delta f}$$

et on peut alors déduire une largeur effective de dalle fissurée ou non à partir de courbes donnant l'inertie de la poutre mixte en fonction de sa largeur effective.

IV.1.4. Analyse des résultats du Spécimen WR-X (Doneux, 1999a)

Le spécimen WR-X a un panneau d'âme de très forte épaisseur : l'épaisseur de l'âme de la colonne (18 mm) et 2 plats de 50 mm soudés aux semelles de la colonne, encore raidis par le soudage des poutres transversales (voir figure IV.1.17.)

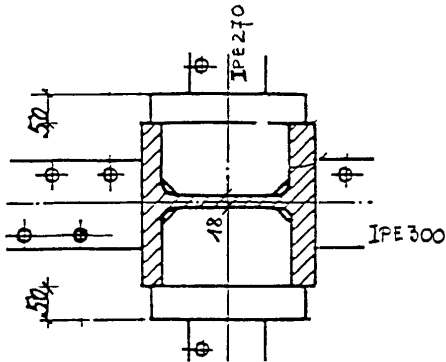


Figure IV.1.17. Epaisseur du panneau d'âme

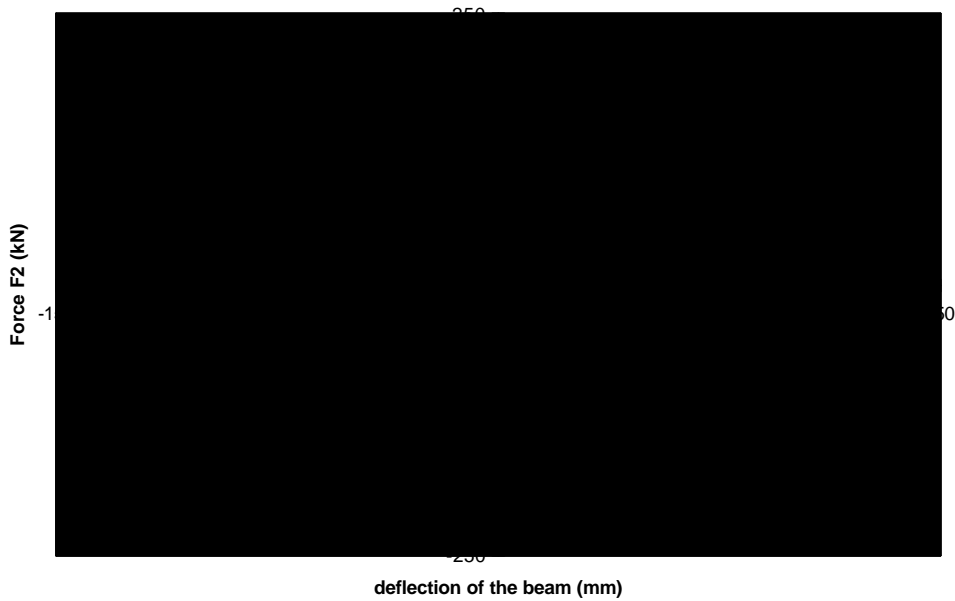
Dans ces conditions, les déformations du panneau d'âme sont très faibles par comparaison avec les déformations élastiques de la colonne et les déformations de la poutre. Si l'on compare la mesure de rotation par l'inclinomètre I4 placé sur le panneau d'âme et la rotation de la poutre déduite en soustrayant du déplacement total en tête de colonne le déplacement dû à la déformée élastique de la colonne, on trouve une corrélation parfaite en faisant l'hypothèse d'une déformation du panneau d'âme nulle (figure IV.1.18.).



Figure IV.1.18. Correspondance parfaite entre mesure par inclinomètre I4 et rotation θ_{beam} de poutre calculée

Sur base d'une distorsion de panneau d'âme nulle, les courbes charge-flèche des poutres gauche et droite sont déduites et dessinées à la figure IV.1.19.

Force - Deflection curve of the RIGHT composite beam



Force - Deflection curve of the LEFT composite beam

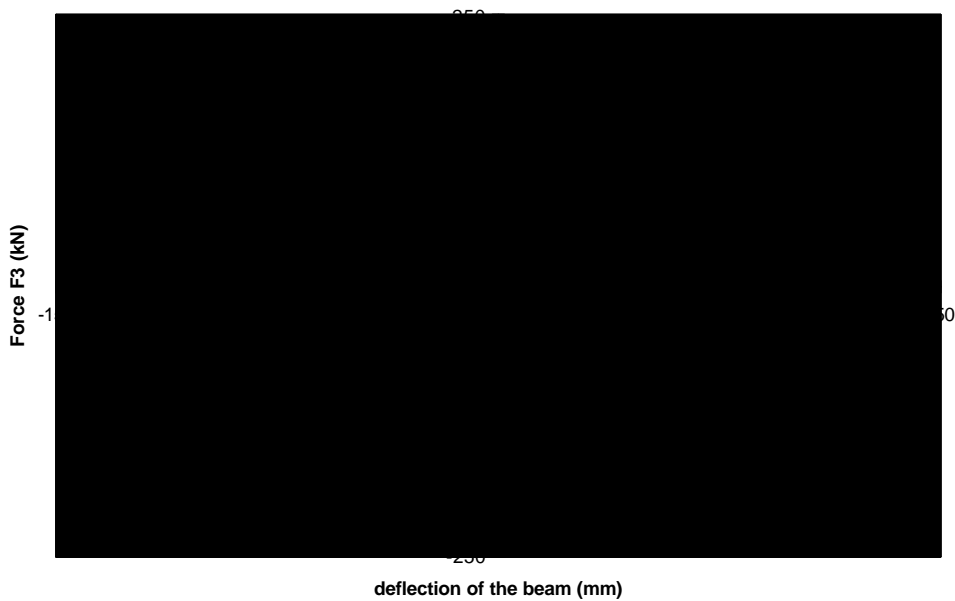


Figure IV.1.19. Courbes Charge-Flèche des poutres gauche et droite du spécimen WR-X

On observe une différence de comportement entre les poutres gauche et droite. Le comportement élastique est le même. Les différences sont visibles dans le domaine plastique, où l'on observe une faiblesse prématurée de la poutre droite à cause de défauts de soudure.

On déduit des courbes charge-flèche des quantités expérimentales : les inerties élastiques (tangente et sécante), les moments plastiques positif et négatif conventionnels M_y , les moments maximum M_{max} et les ductilités.

A côté de ces résultats expérimentaux, on calcule les moments de flexion résistants théoriques, basés sur les résistances réelles des matériaux.

$M_{ref.steel}$ est le moment plastique de la section acier.

$M_{ref.comp+}$ est le moment plastique positif de la poutre mixte avec une largeur effective utilisant les concepts de l'Eurocode 4. La distance entre points de moment nul l_b est prise égale à 1.6 m et $b_{eff} = 0.4$ m.

$M_{ref.comp-}$ est le moment plastique négatif de la poutre mixte. Deux largeurs effectives différentes ont été considérées ; la largeur effective de l'Eurocode 4, $b_{eff} = 0.8$ m, calculée sur la base de $l_b = 2L = 3.2$ m (configuration de poutre console) et la largeur totale du spécimen. Pour favoriser la ductilité, l'Eurocode 4 ne considère pas la contribution des treillis d'armatures dans le calcul du moment plastique négatif. Dans le cadre d'un dimensionnement capacitif, toutes les armatures doivent être prises en compte.

Les propriétés des matériaux et les moments plastiques théoriques sont présentés aux tableaux IV.1.1 et 2.

Tableau IV.1.1. Propriétés des matériaux

béton	f_c cylinder	24.5	N/mm ²
Acier structurel	f_y	287	N/mm ²
Armatures	f_s	570	N/mm ²

Tableau IV.1.2. Moments résistants

	$M_{ref.steel}$ kNm	$b_{eff}=0.4$ m $M_{ref.comp+}$ kNm (EC4)	$b_{eff}=0.8$ m $M_{ref.comp-}$ kNm (EC4)	$b_{eff}=3.2$ m= largeur totale $M_{ref.comp-}$ kNm (max)
Spec BR-X	180	275	-224	-322
Spec WR-X	180	275	-206	-297
Spec BF-X	180	275	-206	-297

Les tableaux IV.1.3. à 7 résument les résultats du post-traitement décrit ci-dessus : inerties élastiques, moments plastiques, moments maximums, comparaison entre moments plastiques calculés et moment plastiques expérimentaux, comparaison entre moments plastiques calculés et moments maxima expérimentaux, et ductilité.

Tableau IV.1.3 Inerties élastiques – spécimen WR-X

SPECIMEN WR-X		I+ (cm ⁴)		I- (cm ⁴)	
		Poutre droite	poutre gauche	Poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^{er} cycle - sans correction	-	14711	11050	-
	1 ^{er} cycle – derniers points	-	17447	12372	-
	1 ^{er} cycle – retour	13796	-	-	12277
I sec	60% M_{max}	15106	15401	11065	12256
	67% M_{max}	13367	14843	10394	11940

Les différentes méthodes donnent une grande variation sur l'inertie équivalente élastique, en particulier pour l'inertie positive. On voit qu'il est difficile de déterminer la tangente à

l'origine pour l'inertie positive. La méthode sécante donne moins de variation entre les poutres gauche et droite.

L'inertie positive varie entre une borne inférieure de 13796 cm^4 et une borne supérieure de 17447 cm^4 . La largeur effective de béton se situe entre 123 mm et 239 mm (presque 2 fois la première valeur), soit entre $0.077L$ et $0.149L$ avec $L = 1600 \text{ mm}$. La largeur effective expérimentale est 1.5 à 3 fois plus faible que la largeur effective de l'EC4 ($b_{\text{eff}} = 400 \text{ mm}$). Dans l'étude préliminaire (cf. V.7), on craignait de surestimer la largeur effective expérimentale positive à cause du fait que l'on a un tronçon de poutre court avec plat appuyant à l'extrémité de la dalle. On constate que la borne supérieure expérimentale est égale à la valeur numérique de $0.15L$ trouvée dans l'étude préliminaire. La valeur serait donc à réduire un peu, vers une valeur de $0.10 L$ (cf. V.7.3).

La comparaison de l'inertie mixte positive à l'inertie acier donne un rapport (I+comp/Isteel) compris entre 1.65 et 2.09, ce qui n'est pas si bas. La largeur effective nécessaire pour arriver à une inertie mixte double de l'inertie de la poutre acier seul est inférieure à la largeur de la colonne.

Sous moment négatif, la variation en terme d'inertie n'est pas si importante. L'inertie élastique négative varie entre 10394 cm^4 et 12372 cm^4 ce qui donne une largeur effective de béton fissuré (c'est-à-dire si on tient uniquement compte des armatures) comprise entre 1185 mm et 2065 mm. La largeur effective expérimentale est 1.5 à 2.5 fois plus grande que la largeur effective de l'EC4 ($b_{\text{eff}} = 800 \text{ mm}$). Le rapport I-comp/Isteel varie entre 1.24 et 1.48. C'est la forme des courbes inertie fissurée – largeur effective qui explique la grande variation de largeur effective qui correspond à la faible variation d'inertie.

L'inertie expérimentale sous moment négatif ne correspond pas à une section entièrement fissurée, comme le suppose le calcul d'inertie mixte négative. Elle inclut le phénomène de tension stiffening des armatures lié au fait qu'il y a du béton non fissuré entre les fissures. De plus, la fissuration n'est jamais totale puisque les inerties sont estimées dans les premiers cycles de chargement. Il faut donc une très grande largeur effective de béton fissuré pour faire correspondre l'inertie de calcul et l'inertie expérimentale. La largeur effective est "artificiellement" grande, mais c'est cette valeur qui permet l'estimation correcte de l'inertie mixte négative de la poutre. L'inertie sécante inclut une plus grande part de béton fissuré que l'inertie tangente et donc, l'inertie sécante sera plus proche de la valeur EC4 fissurée qu'une inertie tangente.

Le fait qu'on ait un spécimen court, où la longueur de poutre mixte est inférieure au bras de levier des efforts créant les moments de flexion, devrait nous amener à sous-estimer les inerties (cf. V.7). On devrait donc encore légèrement augmenter les valeurs déduites.

Tableau IV.1.4 Moments plastiques ("yield") à l'extrémité de la poutre ($M_y = F_y * 1.755$) – spécimen WR-X

SPECIMEN WR-X		My+ (kNm)		My- (kNm)	
		Poutre droite	Poutre gauche	Poutre droite	Poutre gauche
I tan	1 ^{er} cycle - sans correction		295.1	-277.8	
	1 ^{er} cycle – derniers points		283.0	-270.2	
	1 ^{er} cycle – retour	279.5			-297.7
I sec	60% Mmax	272.5	292.1	-277.7	-298.4
	67% Mmax	281.7	294.5	-281.5	-300.1
<i>En moyenne</i>		278	291	-277	-299

Tableau IV.1.5 Comparaison entre moments expérimentaux et moments plastiques calculés – spécimen WR-X

SPECIMEN WR-X		My+/M+comp(EC4)		My-/M-comp(EC4)		My-/M-comp max	
		droite	gauche	Droite	Gauche	Droite	Gauche
I tan	1 ^{er} cycle - sans correction		1.07	1.35		0.94	
	1 ^{er} cycle – derniers points		1.03	1.31		0.91	
	1 ^{er} cycle – retour	1.02			1.45		1.00
I sec	60% Mmax	0.99	1.06	1.35	1.45	0.93	1.00
	67% Mmax	1.02	1.07	1.37	1.46	0.95	1.01

En moyenne

1.03

1.39

0.97

En flexion positive, les valeurs trouvées pour le moment plastique et la largeur effective correspondant au moment plastique sont respectivement :

$$278 < M_{y+} < 291 \text{ kNm}$$

$$420 < b_{\text{eff}+} < 515 \text{ mm}$$

Comme $b_{\text{eff}+}(\text{EC4}) = 400 \text{ mm}$ et $M_{y+}/M_{+\text{comp}}(\text{EC4}) \cong 1.03$, on voit que la largeur effective "positive" donnée par l'Eurocode 4 donne une bonne corrélation entre moment plastique calculé et moment plastique expérimental. Dans une configuration de test, l'Eurocode 4 s'applique très bien pour l'évaluation du moment plastique positif.

La comparaison de la largeur effective plastique moyenne et de la largeur effective élastique moyenne donne un rapport égal à 2.6 $((420+515)/(123+239))$.

En flexion négative, les valeurs trouvées pour le moment plastique et la largeur effective correspondant au moment plastique sont respectivement :

$$277 < M_{y-} < 299 \text{ kNm}$$

$$2475 < b_{\text{eff}-} < 3200 \text{ mm}$$

Comme $b_{\text{eff}-}(\text{EC4}) = 800 \text{ mm}$ et $M_{y-}/M_{-\text{comp}}(\text{EC4}) \cong 1.39$, on voit que la largeur effective "négative" donnée par l'Eurocode 4 donne une mauvaise corrélation entre moment plastique calculé et moment plastique expérimental. L'Eurocode 4 sous-estime le moment plastique négatif.

La comparaison du moment plastique expérimental négatif et du moment plastique maximum calculé en tenant compte de toutes les armatures présentes dans la dalle donne un rapport plus proche de l'unité. Dans la configuration de test, toutes les armatures sont donc activées et la largeur effective correspondante vaut 4 fois la largeur effective EC4.

La comparaison de la largeur effective plastique moyenne et de la largeur effective élastique moyenne donne un rapport égal à 1.7.

D'une part, les moments plastiques (et les largeurs effectives qui permettent de les calculer) tels que définis dans l'Eurocode 4 doivent être des limites inférieures de résistances. D'autre part, les moments plastiques expérimentaux donnent des largeurs effectives expérimentales qui dépendent de la manière dont les moments plastiques sont définis (CECM ou méthode sécante). La chose importante à savoir est le niveau de sécurité des largeurs effectives résultantes en terme de dimensionnement capacitif. La sur résistance d'une poutre pendant un test quasi-statique cyclique représente-t-elle un réel danger pour le dimensionnement capacitif ?

Il est raisonnable de considérer qu'un bâtiment atteint l'état limite ultime sous tremblement de terre majeur quand il atteint un déplacement permanent de 3 %. On peut estimer grossièrement la limite sur les rotations aux extrémités des poutres comme étant égale à 0.03 rad. Une valeur intéressante de moment expérimental à relever serait le moment maximal atteint en dessous de cette rotation limite de 0.03 rad.

Un rapport intéressant à étudier est le rapport du moment maximal atteint et du moment plastique M_{max}/M_y . Dans le cas d'une poutre entièrement métallique, une valeur approximative de 1.12 a été obtenue pour une IPE450 dans le cadre d'une autre recherche (Steelquake 1999). Cette valeur est faible et on pressent que son influence sur le dimensionnement capacitif est faible. Dans le cas d'une section mixte, ce rapport pourrait être augmenté et pourrait influencer l'ordre d'apparition des rotules plastiques (des poutres vers les colonnes). Si le moment maximal est atteint avant la rotation ultime présumée de 0.03 rad et est substantiellement plus grand que le moment plastique, la colonne pourrait atteindre son moment plastique avant que la poutre ait pu dissiper toute l'énergie sismique.

Tableau IV.1.6 Comparaison entre moments maximum et moments plastiques expérimentaux – spécimen WR-X

SPECIMEN WR-X	M+		M-	
	Poutre droite	poutre gauche	poutre droite	Poutre gauche
Mmax (kNm)	340.646	365.040	-315.725	-349.596
θ_{max} (rad)	0.030	0.037	-0.024	-0.023
M0.03 if $\theta_{max} > 0.03$	-	356	-	-
Mmax(or M0.03)/ M_y	1.225	1.223	1.140	1.169

Les rapports de M_{max}/M_y sont de l'ordre de 1.2, c'est-à-dire pas beaucoup plus important que le 1.12 d'une poutre acier seul. Cependant, cette valeur suggère d'utiliser un facteur supérieur à 1 dans le dimensionnement capacitif des colonnes. Sinon, la réserve de résistance des poutres mixtes pourrait mettre en danger la sécurité du dimensionnement capacitif par atteinte de la résistance des colonnes trop tôt. Les valeurs obtenues suggèrent un facteur de surdimensionnement des colonnes par rapport aux poutres égal à 1.2, si on regarde uniquement le problème à un nœud particulier.

Tableau IV.1.7 Ductilité – spécimen WR-X

SPECIMEN WR-X		μ_d+		μ_d-		$\mu_d- 20\%$	
		droite	gauche	droite	gauche	droite	gauche
I tan	1 ^{er} cycle - sans correction	-	8.9	3.3		5.3	
	1 ^{er} cycle – derniers points	-	11	4.3		6.3	
	1 ^{er} cycle – retour	5.7	-		4		7.1
I sec	67% Mmax	5.4	9	3.3	3.7	4.9	6.8

En moyenne

$$m_l + min = 9$$

$$m_l - = 3.5$$

$$m_l - 20\% = 6$$

A cause d'une rupture prématurée sous moment positif à l'encastrement de la poutre de droite, le μ_d+ droite n'est pas considéré dans la comparaison.

Sous moment positif, suivant le rapport x/d calculé, la section est ductile (juste à la limite). La courbe charge-flèche de la poutre permet de déduire une ductilité en déplacement égale à 9. Comme dit précédemment, l'écrasement du béton a bien lieu sur la colonne, mais sans conduire à une ruine fragile de la poutre. Cette constatation nous laisse entendre que la poutre transversale et/ou les armatures sismiques additionnelles jouent bien un rôle...ou que le choix de design de concentrer la dissipation d'énergie dans la plastification du profilé métallique est le bon.

Sous moment négatif, la largeur effective plastique expérimentale se situe entre 2500 et 3200 mm, ce qui est supérieur à la limite de classe 2, égale à 2115 mm. L'âme de l'IPE300 devrait être de classe 3. D'un autre côté, une ductilité en déplacement égale à 3.5 est observée (même

6 si elle est évaluée avec une résistance résiduelle égale à 80 % de la résistance maximale). Le voilement de l'âme est bien observé, durant le cycle tendant vers une flèche de -71 mm, c'est-à-dire pour un déplacement 4 fois supérieur à la flèche limite élastique. Il semble que la section se comporte mieux qu'une section de classe 3, mais le lien entre la classe de la section et la ductilité en déplacement n'est pas tout à fait clair.

Synthèse des observations relatives au spécimen WR-X

Le spécimen WR-X se compose d'une poutre soudée à la colonne et est dimensionné pour maximiser l'action mixte de la dalle autour de la colonne.

Sous moment positif, la largeur effective déduite de l'EC4 convient à l'évaluation du moment plastique. Pour l'inertie élastique, 50% de la largeur effective EC4 est suffisante. La ductilité en déplacement est de 9 avec un rapport x/d défini pour un comportement ductile à la limite.

Sous moment négatif, la largeur effective proposée par l'EC4 sous-estime la résistance flexionnelle ($b_{eff, \text{experim}} = 3 \text{ à } 4 \text{ fois } b_{eff}(\text{EC4})$) et l'inertie élastique ($b_{eff, \text{experim}} = 1.5 \text{ à } 2.5 \text{ fois } b_{eff}(\text{EC4})$). Les largeurs effectives plastique et élastique sont dans un rapport de 2 environ. La ductilité en déplacement est de 3.5 pour une section annoncée de classe 3.

IV.1.5. Analyse des résultats du Spécimen BR-X (Doneux, 1999a)

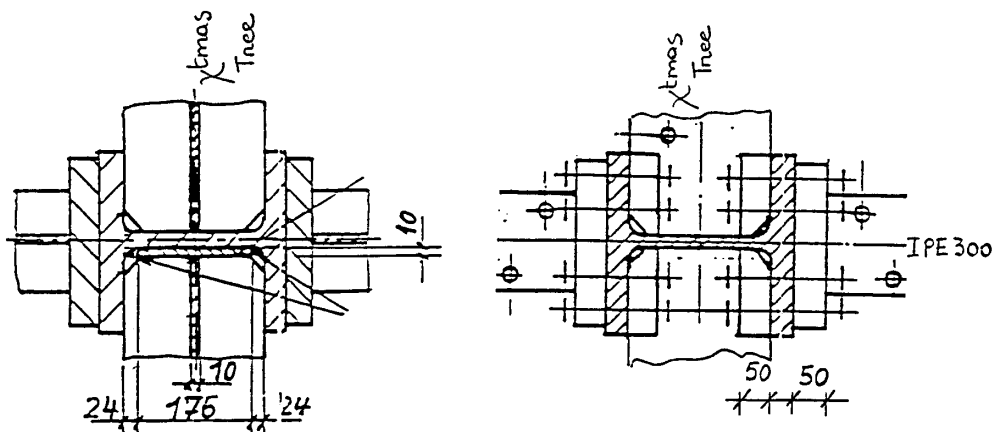


Figure IV.1.20. Vues générales des plats présents dans la zone de panneau d'âme – spec BR.

Pour les 2 spécimens boulonnés, le post-traitement des données n'est pas si simple à réaliser que pour le spécimen WR-X, parce que les dimensions du panneau d'âme ne sont pas si bien définies et parce que l'inclinomètre I4 n'a pu être placé là où il n'aurait mesuré que la rotation de la poutre. Une corrélation parfaite entre I4, D1, la déformation élastique de la colonne et la déformation élastique de la zone de panneau n'a pas été trouvée.

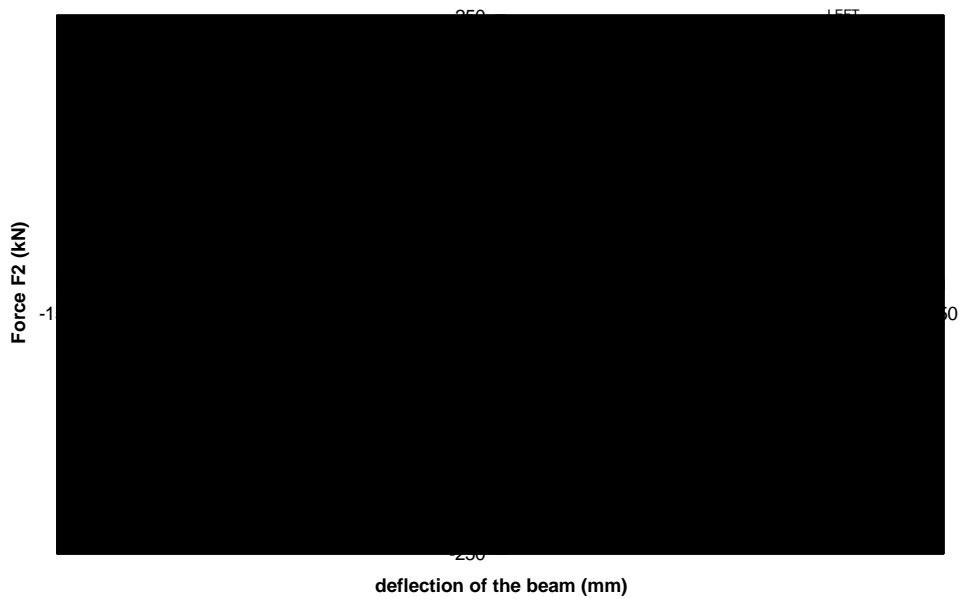
Les formules de Krawinkler et Mohasseb (1987) pour la déformation du panneau ont été appliquées avec différentes dimensions de panneau et une épaisseur égale à l'épaisseur de l'âme de la colonne augmentée de l'épaisseur du plat additionnel de 10 mm. Une valeur moyenne est déduite :

$$D_{\text{panel}} = 0.02 F1 \text{ [mm]} \quad \text{avec } F1 \text{ en [kN]}$$

Une valeur plus grande de D_{panel} conduit à un comportement plus rigide de la poutre et une valeur plus faible à une poutre plus flexible.

La figure IV.1.21 donne les courbes charge – flèche déduites pour le spécimen BR-X.

Force - Deflection curve of the RIGHT composite beam



Force - Deflection curve of the LEFT composite beam

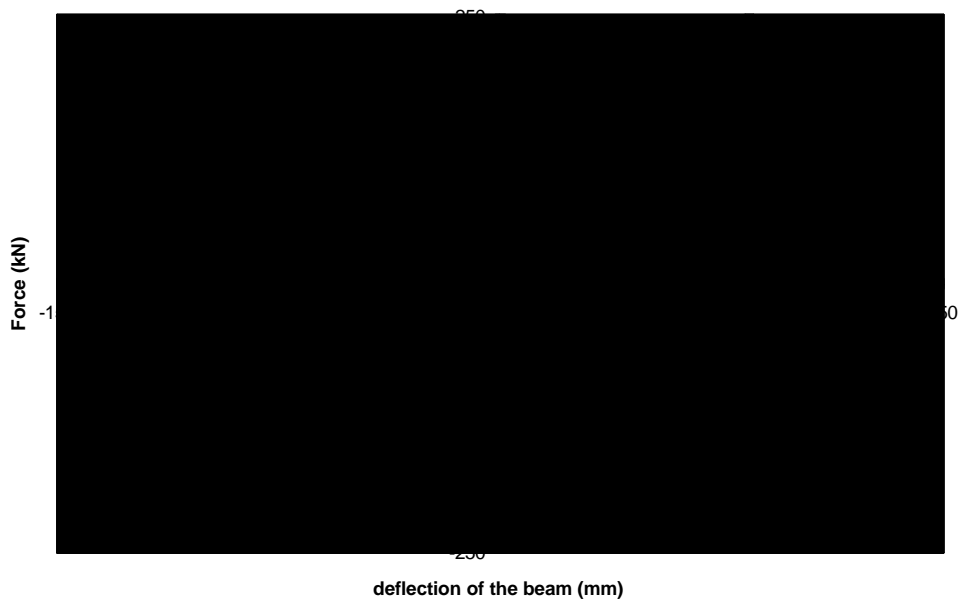


Figure IV.1.21. Courbes Charge-Flèche des poutres gauche et droite du spécimen BR-X

Les tableaux IV.1.8 à 12 résument les résultats obtenus pour le spécimen BR-X : inerties élastiques, moments plastiques, moments maximum, comparaison entre moments plastiques calculés et moment plastiques expérimentaux, comparaison entre moments plastiques calculés et moment maxima expérimentaux, et ductilité.

Tableau IV.1.8 Inertie élastique – spécimen BR-X

SPECIMEN BR-X		I+ (cm ⁴)		I- (cm ⁴)	
		poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1er cycle – aller				
	2 points (1 2)	25511			21282
	3 points (1 2 3)	21040			21564
	4 points (1 2 3 4)	19446			20734
	5 points (1 2 3 4 5)	17910			19365
	1 ^{er} cycle - retour		19527	20852	
	2 ^e cycle - aller	18281			18852
	2 ^e cycle - retour		20508	18575	
	3 ^e cycle - aller	16555			16277
	3 ^e cycle - retour		17484	15449	
I sec	60% Mmax	13023	16907	12335	10574
	67% Mmax	11510	14739	10839	10403

Valeurs rejetées à cause de la ruine prématurée du côté de la poutre droite

Contrairement au spécimen WR-X, la différence entre inerties tangente et sécante est très importante. Les 2 ensembles de résultats seront traités séparément.

La méthode tangente est difficile à appliquer aux premiers points du premier cycle et une grande variabilité est observée si l'on considère 2, 3, 4 ou 5 points de la courbe, en particulier pour l'inertie positive.

L'inertie positive tangente a une valeur qui varie entre 18000 et 25500 cm⁴, ce qui correspond à une largeur effective comprise entre 260 et 700 mm. La comparaison de l'inertie mixte positive à l'inertie acier donne un rapport (I+comp/Isteel) compris entre 2.15 et 3.

La valeur moyenne de l'inertie mixte positive tangente est 20000 cm⁴ et correspond à une largeur effective de 350 mm. La plus grande largeur effective de ce spécimen par rapport au spécimen WR-X peut s'expliquer par la plus grande rigidité de la poutre transversale (plus grande efficacité) due à la plus grande section à l'encastrement et à la présence des gros plats d'assemblages. Ces plats traversent l'épaisseur de la dalle et rigidifient le transfert des forces de la dalle vers la poutre transversale. Ces résultats tendent à montrer l'efficacité de la poutre transversale.

D'un autre côté, l'inertie positive sécante minimale est proche de 15000 cm⁴, ce qui signifie une largeur effective de 150 mm. Cette valeur est du même ordre de grandeur que l'inertie positive sécante trouvée pour le spécimen WR-X.

Les valeurs trouvées pour les inerties tangentés négatives sont aussi très élevées, comprises entre 18575 et 21550 cm⁴, ce qui correspond à une largeur effective de section mixte non fissurée comprise entre 280 et 425 mm (aucune correspondance possible en section totalement fissurée car l'inertie max fissurée est de 16080 cm⁴). Le rapport I-comp/Isteel varie entre 2.22 et 2.56.

L'inertie sécante négative vaut en moyenne 11000 cm⁴, soit une largeur effective de section fissurée de 1100 mm.

Tableau IV.1.9 Moments plastiques (yield) à l'encastrement de la poutre ($M_y = F_y \cdot 1.705$) – spécimen BR-X

SPECIMEN BR-X		My+		My-	
		poutre droite	Poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1er cycle – aller	270.25			-249.4
	2 points (1 2)	250.6			-246.7
	3 points (1 2 3)	269.0			-245.3
	4 points (1 2 3 4)	276.9			-249.5
	5 points (1 2 3 4 5)	284.5			-256.2
	1 ^{er} cycle - retour		301.9	-176.6	
I sec	60% Mmax	308.6	312.0	-218.2	-306.2
	67% Mmax	318.3	320.7	-226.7	-307.3

Anormalement bas
Non considéré

L'influence de la définition CECM du moment plastique est clairement mise en évidence ici. Plus la raideur est importante, plus le moment plastique est petit.

Tableau IV.1.10 Comparaison entre moments expérimentaux et moments plastiques calculés – spécimen BR-X

SPECIMEN BR-X		My+/M+comp(EC4)		My-/M-comp(EC4)		My-/M-comp max	
		poutre droite	Poutre gauche	poutre droite	poutre gauche	Poutre droite	poutre gauche
I tan	1er cycle – aller	0.98			1.12		
	2 points (1 2)	0.91			1.10		0.77
	3 points (1 2 3)	0.98			1.10		0.76
	4 points (1 2 3 4)	1.01			1.11		0.77
	5 points (1 2 3 4 5)	1.03			1.14		0.80
	1 ^{er} cycle - retour		1.10	0.79		0.55	
I sec	60% Mmax	1.12	1.13	0.97	1.37	0.68	0.95
	67% Mmax	1.16	1.17	1.01	1.37	0.70	0.95

Sous moment positif, à partir de la méthode de l'inertie tangente, on déduit :

$$250 < M_{y+} < 300 \text{ kNm}$$

$$253 < b_{\text{eff}+} < 600 \text{ mm}$$

En moyenne, $M_{y+} = 286 \text{ kNm}$, $b_{\text{eff}+} = 480 \text{ mm}$ et $M_{y+}/M_{+\text{comp}}(\text{EC4}) \cong 1.04$ [$b_{\text{eff}+}(\text{EC4}) = 400 \text{ mm}$].

La méthode de l'inertie sécante donne une valeur moyenne plus grande pour le moment plastique positif : $M_{y+} = 315 \text{ kNm}$ et $b_{\text{eff}+} = 700 \text{ mm}$. La correspondance entre largeur effective expérimentale et largeur effective de calcul (EC4) n'est pas si bonne, mais la différence reste faible : $M_{y+}/M_{+\text{comp}}(\text{EC4}) \cong 1.15$.

La largeur effective "positive" donnée par l'Eurocode 4 donne une bonne estimation du moment plastique. Dans la configuration de test, l'Eurocode 4 s'applique bien pour évaluer le moment plastique positif.

Pour les spécimens BR et WR, la résistance plastique sous moment positif est bien évaluée par l'application de l'approche EC4. Il faut remarquer que les mécanismes de transfert d'efforts par compression directe sur la colonne et bielles de compression inclinées de la dalle à la colonne (sans poutre transversale, mais avec des armatures transversales sismiques)

donne une largeur effective du même ordre de grandeur ($b_{eff} = b_c + 0.6 h_c = 442 \text{ mm}$) que la largeur effective EC4 (400 mm). La meilleure concordance est observée pour le spécimen WR, ce qui pourrait laisser entendre que la poutre transversale y est inefficace. Par contre pour le spécimen BR, la poutre transversale munie de ses gros plats aurait pour effet d'augmenter le moment de 13 %. L'effet du "Christmas tree" raidit la poutre transversale et les gros plats permettent un transfert d'effort de la dalle à la poutre transversale plus raide que les goujons.

Sous moment négatif, la méthode tangente donne $M_{y-} = 250 \text{ kNm}$, une largeur effective $b_{eff-} = 1160 \text{ mm}$ et $M_{y-}/M_{comp}(EC4) \cong 1.12$ [$b_{eff-}(EC4) = 800 \text{ mm}$].

La méthode sécante donne $M_{y-} = 306 \text{ kNm}$, $b_{eff-} = 2600 \text{ mm}$ et $M_{y-}/M_{comp}(EC4) \cong 1.37$.

La largeur effective "négative" donnée par l'Eurocode 4 donne une mauvaise correspondance entre moment plastique expérimental et moment plastique calculé. L'Eurocode 4 sous-estime le moment plastique négatif.

Mais toutes les armatures présentes dans la dalle ne sont pas plastifiées lorsque le moment plastique est atteint ($M_{y-}/M_{comp \text{ max-}} < 1$).

La largeur effective minimale vaut 1.5 fois la largeur effective EC4 et la largeur effective maximale vaut 3.2 fois la largeur effective EC4.

Tableau IV.1.11 Comparaison entre moments maximum et moments plastiques expérimentaux – spécimen BR-X

SPECIMEN BR-X	M+		M-	
	poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
Mmax (kNm)	396.8	426.8	-272.6	-357.5
θ_{max} (rad)	0.034	0.044	-0.022	-0.028
M0.03 si $\theta_{max} > 0.03$	385.5	407	-	-
Mmax(or M0.03) /My tangent	$M_y=270$ 1.428	$M_y=301.9$ 1.348	$M_y=-176.6$ 1.543	$M_y=-250$ 1.430
Mmax(or M0.03) /My secant	$M_y=313.4$ 1.230	$M_y=316.4$ 1.286	$M_y=-222.4$ 1.225	$M_y=-306.7$ 1.165

Si ces rapports $M_{max}(\text{ou } M_{0.03})/M_y$ peuvent être interprétés comme des facteurs de "surrésistance", ils sont largement supérieurs à ceux calculés pour le spécimen WR avec les moments plastiques déduits des inerties tangentes. Sur base des moments plastiques déduits des inerties sécantes (moments plus grands), les rapports sont plus faibles et deviennent du même ordre de grandeur que pour le spécimen WR.

La première conclusion est que l'inertie sécante donne une meilleure correspondance entre les résultats du spécimen BR et ceux du spécimen WR: raideur et rapport M_{max}/M_y sont comparables pour les 2 spécimens.

Tableau IV.1.12 Ductilité – spécimen BR-X

SPECIMEN BR-X		μ_d+		μ_d-	
		poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^e cycle - 2 points	10.8			16.5
	1 ^e cycle - 5 points	6.6			14.4
	1 ^e cycle – retour		12.1	22	
I sec	67% Mmax	3.8	8.6	5.2	4.2

En moyenne

$m_l+min = 9$

m_l- (non fissuré) = 18

m_l- (fissuré) = 4.7

A cause d'une ruine prématurée sous moment positif du côté de la poutre droite, le μ_d+ poutre droite n'est pas considéré dans la comparaison.

Sous moment positif, selon le rapport x/d , la section est ductile (puisque plus de béton est activé dans la largeur effective que pour le spécimen WR-X). Selon la courbe charge-flèche, une ductilité en déplacement de minimum 9 est déduite. L'écrasement du béton sur la face de la colonne est bien atteint pendant le test, mais il ne donne pas lieu à un comportement global fragile de la poutre. On suppose que, après écrasement, un autre mécanisme commence ou continue à jouer. Ici, il peut s'agir de la contribution des bielles inclinées et surtout de la poutre transversale, contribution accentuée par la présence de gros plats traversant la dalle.

Sous moment négatif, la largeur effective expérimentale varie entre 1160 et 2600 mm (section fissurée). La première valeur correspond à la valeur limite de classe 1 et la section peut être considérée comme étant de classe 1. La seconde valeur est plus grande que la valeur limite de classe 2 (1350 mm) et la section est alors de classe 3. L'âme de l'IPE300 pourrait donc être de classe 1, 2 ou 3 en fonction de la largeur effective réelle, difficile à déterminer ici. D'autre part, une ductilité en déplacement de 18 est observée, si on la calcule sur base de la raideur tangente, ce qui est une valeur énorme correspondant en outre à une section non fissurée. Sur base de la raideur sécante et une section mixte fissurée, on arrive à une valeur plus réaliste de la ductilité en déplacement de 4.7. Ce résultat est lui aussi favorable à l'utilisation de la raideur sécante.

Le voilement de l'âme est bien observé. Le voilement a eu lieu durant le cycle vers une flèche de -65 mm, soit pour un rapport de déplacement à la flèche élastique de 10.5 (raideur tangente) et 4.3 (raideur sécante). Cela signifie que la section se comporte mieux qu'une section de classe 3, mais le lien entre classe de section et ductilité en déplacement n'est pas clair.

La meilleure ductilité de BR-X sous M-, en comparaison à WR-X, peut être expliquée par la présence dans la dalle de BR-X de barres longitudinales additionnelles indépendantes du treillis. Ces barres sont les seules à prendre en considération dans le calcul du moment plastique "ductilité" selon l'EC4 et leur capacité à se déformer sans rupture de soudure peut expliquer la meilleure ductilité de BR-X.

Synthèse des observations relatives au spécimen BR-X

Ce spécimen a les 2 particularités suivantes : des raideurs initiales (positive et négative) particulièrement élevées et des moments maximum eux aussi très élevés. Dans ce cas, l'application de la méthode CEM est très défavorable dans l'évaluation des moments plastiques, qui sont anormalement faibles vis-à-vis des moments max (voir les très grands rapports M_{max} sur M_y).

On peut cependant tirer les conclusions suivantes :

- les gros plats traversant la dalle placés sur les poutres transversales augmentent les largeurs effectives élastique et plastique
- le rapport entre les largeurs effectives élastique et plastique est de l'ordre de 2.
- la ductilité sous moment négatif est plus grande que sous moment positif grâce aux barres longitudinales additionnelles "libres" (indépendantes du treillis).
- l'utilisation de la "raideur sécante" donne des résultats qui sont plus comparables aux résultats du spécimen WR en termes de raideur et de rapports M_{max}/M_y .
- l'utilisation de la "raideur sécante" donne aussi des résultats plus réalistes en ce qui concerne les valeurs de ductilité et de classes de sections.

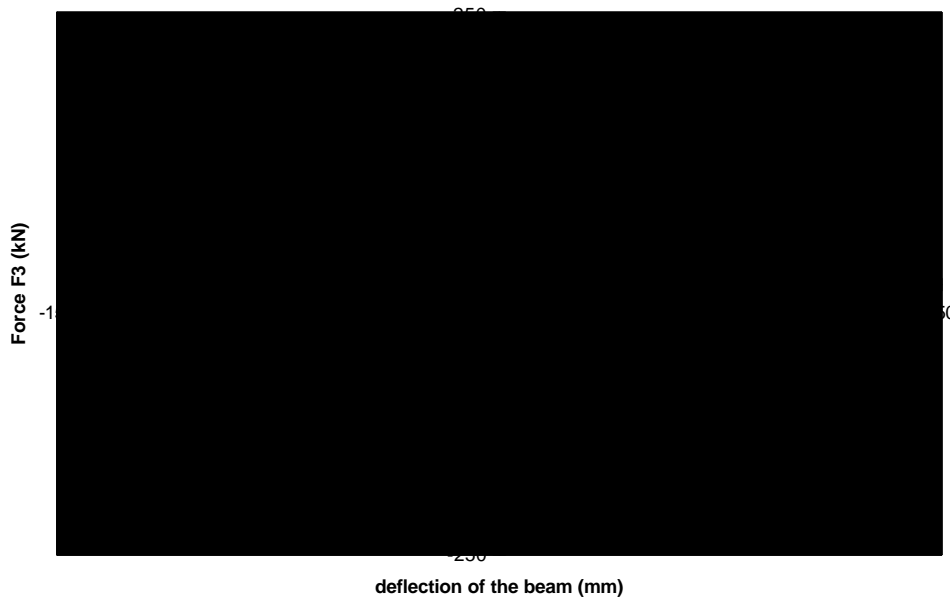
IV.1.6. Analyse des résultats du Spécimen BF-X (Doneux, 1999a)

Le squelette métallique du spécimen BF-X est similaire à celui du spécimen BR-X. La même valeur de déplacement en tête de colonne dû à la déformation de panneau est considérée pour déduire la courbe charge-flèche de la poutre :

$$D_{\text{panel}} = 0.02 F1 \text{ [mm]} \quad \text{avec } F1 \text{ in [kN]}$$

On obtient à la figure IV.1.22 les courbes Force-Flèche suivantes :

Force - Deflection curve of the LEFT composite beam



Force - Deflection curve of the RIGHT composite beam

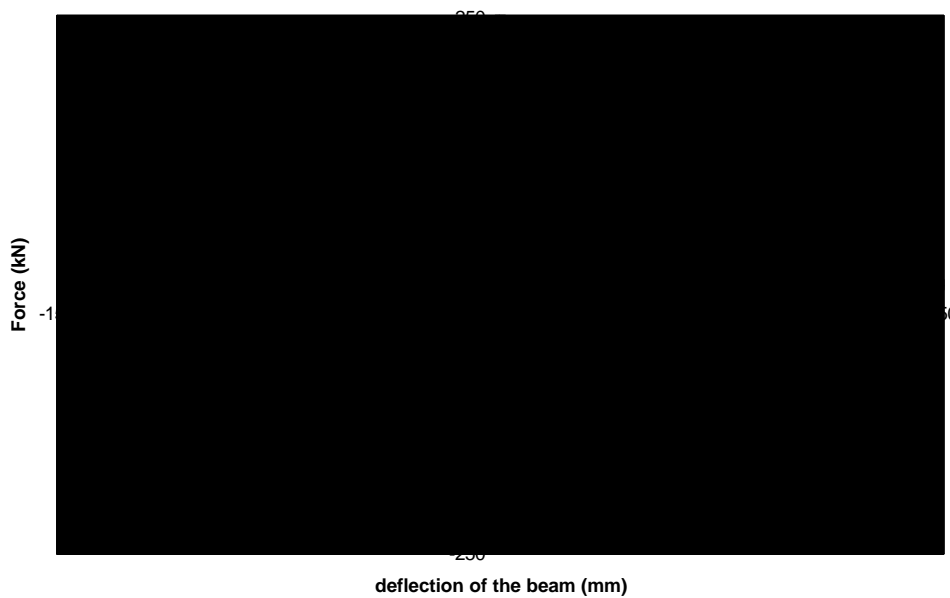


Figure IV.1.22. Courbes Charge-Flèche des poutres gauche et droite du spécimen BF-X

Les tableaux IV.1.13 à 17 résument les résultats obtenus pour le spécimen BF-X : inerties élastiques, moments plastiques, moments maximum, comparaison entre moments plastiques calculés et moment plastiques expérimentaux, comparaison entre moments plastiques calculés et moment maxima expérimentaux, et ductilité.

Tableau IV.1.13 Inertie élastique – spécimen BF-X

SPECIMEN BF-X		I+ (cm ⁴)		I- (cm ⁴)	
		poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^e cycle - aller	8807	-	-	10193
	1 ^e cycle - retour	-	9029	8015	-
<i>En moyenne</i>		8918		9104	
<i>I exp/I steel</i>		1.07		1.09	

Dans ce spécimen, les mesures prises pour déconnecter la dalle de la poutre métallique autour de la colonne sont effective dans le domaine élastique. La portion mixte de poutre (1.6-0.5 = 1.1 m) est trop faible pour augmenter de manière significative l'inertie moyenne de la poutre. L'inertie élastique de la poutre peut être prise égale à l'inertie de la section acier seul.

Tableau IV.1.14 Moments plastiques (yield) à l'encastrement de la poutre ($M_y = F_y * 1.705$) – spécimen BF-X

SPECIMEN BF-X		My+		My-	
		poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^e cycle - aller	189.8			-219.7
	1 ^e cycle - retour		211.2	-228.1	
<i>En moyenne</i>		200.5		223.9	
<i>My exp/M steel</i>		1.11		1.24	

Tableau IV.1.15 Comparaison entre moments expérimentaux et moments plastiques calculés – spécimen BF-X

SPECIMEN BF-X		My+/M+comp(EC4)		My-/M-comp(EC4)		My-/M-comp max	
		poutre droite	poutre gauche	poutre droite	Poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^e cycle - aller	0.69			1.14		0.74
	1 ^e cycle - retour		0.77	1.18		0.77	
<i>En moyenne</i>		0.73		1.16		0.755	

Le moment plastique positif de la section est proche du moment plastique de la section acier seul. La contribution du béton est marginale ($M_{y+}/M_{steel} = 1.11$) mais le plein moment mixte est loin d'être atteint ($M_{y+}/M_{+comp}(EC4) = 0.73$). Sous moment positif, il est raisonnable de considérer le moment plastique de la section acier seul.

Sous moment plastique négatif, la contribution des armatures (de la dalle) existe clairement et n'est pas négligeable ($M_{y-}/M_{comp}(EC4) = 1.16$). La largeur effective correspondante est de 1100 mm, ce qui vaut 1.4 fois la largeur effective EC4 (800 mm). A cause de la frigolite autour de la colonne, le seul moyen de transférer les forces présentes dans les armatures est de passer par la poutre transversale. Les mesures réalisées sur la poutre transversale confirment ce résultat.

Ce résultat est d'un grand intérêt et démontre qu'il peut être insécuritaire en projet parasismique de calculer une structure mixte en considérant uniquement les sections acier comme éléments résistants, sans définir des précautions techniques particulières.

Tableau IV.1.16 Comparaison entre moments maximum et moments plastiques expérimentaux – spécimen BF-X

SPECIMEN BF-X	M+		M-	
	poutre droite	poutre gauche	poutre droite	poutre gauche
Mmax (kNm)	291.7	312	-275.5	-284.4
θ_{max} (rad)	0.056	0.056	-0.033	-0.034
M0.03 si $\theta_{max} > 0.03$	237	259.6	-273	-280.6
Mmax(ou M0.03)/My	1.248	1.229	1.197	1.277

Les facteurs de "surrésistance" sont légèrement plus importants que les facteurs correspondant d'une section métallique, mais ce n'est pas une preuve que la dalle joue dans le transfert des efforts, juste une observation intéressante qui pourrait en être le signe.

Tableau IV.1.17 Ductilité – spécimen BF-X

SPECIMEN BF-X		μ_d+		μ_d-	
		poutre droite	poutre gauche	Poutre droite	poutre gauche
I tan	1 ^{er} cycle - aller	8.7			8
	1 ^{er} cycle - retour		8	4.5	

En moyenne

8.4

6.3

On observe une ductilité en déplacement de 8.4 sous moment positif et de 6.3 sous moment négatif.

La ductilité positive est du même ordre de grandeur que pour les spécimens mixtes (WR, BR). La ductilité négative est plus grande (3.5 pour WR, 4.3 pour BR), bien que le voilement de la poutre soit aussi observé. Cependant, un léger voilement de la semelle supérieure de la section acier a aussi lieu, ce qui signifie que l'axe neutre plastique est plus bas dans l'âme de la poutre que pour les spécimens WR et BR et donc moins contraignant pour la partie inférieure de la section métallique.

Synthèse des observations relatives au spécimen BF-X

Le spécimen BF-X a été dimensionné pour minimiser l'action mixte de la dalle autour de la colonne. Dans le domaine élastique, l'inertie peut être prise égale à l'inertie de la section métallique seule. Dans le domaine plastique, la contribution du béton sous moment positif n'est pas grande. La contribution des armatures sous moment négatif n'est pas négligeable et une largeur effective correspondant à 1.5 fois la largeur effective négative EC4 peut être considérée.

La ductilité en déplacement vaut environ 8 sous moment positif et 6 sous moment négatif.

IV.1.7. Conclusions relatives au comportement global des spécimens WR, BR et BF.

Deux remarques préliminaires s'imposent :

- Comme on le montrera en V.7, les résultats sont directement liés à la configuration du montage expérimental et aux dimensions des spécimens. Dans les sections mixtes, la longueur de la poutre est importante pour le transfert de cisaillement de la section métallique à la dalle. Les poutres des essais de Darmstadt sont de courte portée. Des portées plus importantes pouvaient diminuer les largeurs effectives élastiques sous moment positif et augmenter les largeurs effectives élastiques sous moment négatif déduites des tests.
- Les résultats sont aussi liés à la définition choisie pour déterminer les valeurs expérimentales de raideurs et moment plastiques. Le post-traitement a montré que la définition CECM peut

influencer les résultats de manière négative en ce qui concerne les moments plastiques : plus la raideur est grande, plus le moment plastique est faible. La nécessité d'une méthode "universellement" reconnue est clairement mise en évidence, mais son choix n'est ni facile, ni clair. Au vu des résultats analysés ci-dessus, il ressort que la méthode considérant une raideur sécante, utilisée en béton armé, fournit des résultats plus réalistes, plus consistants.

Gardant à l'esprit ces deux remarques, le post-traitement et l'analyse nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Le spécimen WR-X comportant des assemblages soudés est typiquement dimensionné pour maximiser l'action mixte de la dalle autour de la colonne.
Sous moment positif, la largeur effective déduite de l'EC4 convient à l'évaluation du moment plastique. Pour l'inertie élastique, 50% de la largeur effective EC4 est suffisante. La ductilité en déplacement est de 9 avec un rapport x/d ratio prévoyant un comportement ductile à la limite.
Sous moment négatif, la largeur effective proposée par l'EC4 sous-estime la résistance flexionnelle ($b_{eff,exp\acute{e}rim} = 3 \text{ à } 4 \text{ fois } b_{eff}(EC4)$) et l'inertie élastique ($b_{eff,exp\acute{e}rim} = 1.5 \text{ à } 2.5 \text{ fois } b_{eff}(EC4)$). Les largeurs effectives plastique et élastique sont dans un rapport de 2 environ. La ductilité en déplacement est de 3.5 pour une section annoncée de classe 3.

- Le spécimen BR-X comporte des assemblages boulonnés et est aussi dimensionné pour maximiser l'action mixte de la dalle autour de la colonne. Les 2 différences avec le spécimen WR-X sont : la présence de gros plats sur les poutres transversales (Christmas tree) et aussi de barres additionnelles dans la dalle dans la direction longitudinale (alors que le spécimen WR-X n'a de barres additionnelles que dans la direction transversale).
Ce spécimen a les 2 particularités suivantes : des raideurs initiales positive et négative particulièrement élevées et des moments maximum eux aussi très élevés. Dans ce cas, l'application de la méthode CECM est très défavorable dans l'évaluation des moments plastiques, qui sont anormalement faibles vis-à-vis des moments max (voir les très grands rapports M_{max} sur M_y).
On peut cependant tirer les conclusions suivantes :
 - les gros plats traversant la dalle placés sur les poutres transversales augmentent les largeurs effectives élastique et plastique
 - le rapport entre les largeurs effectives élastique et plastique est de l'ordre de 2.
 - la ductilité sous moment négatif est plus grande que sous moment positif grâce aux barres longitudinales additionnelles "libres" (indépendantes du treillis).

- Le spécimen BF-X possède aussi des assemblages boulonnés et a été dimensionné pour minimiser l'action mixte de la dalle autour de la colonne. Dans le domaine élastique, l'inertie peut être prise égale à l'inertie de la section métallique seule. Dans le domaine plastique, la contribution du béton sous moment positif n'est pas grande. La contribution des armatures sous moment négatif n'est pas négligeable et une largeur effective correspondant à 1.5 fois la largeur effective négative EC4 peut être considérée.

IV.1.8. Résultats des mesures locales (Do neux, 1998)

Fissuration de la dalle

Les schémas de fissuration des dalles des 3 spécimens testés sont donnés à la figure IV.1.23. La dalle du spécimen BR, particulièrement fortement armée, est le siège d'un nombre limité de fissures : 2 fissures primaires, dues à la flexion de la poutre principale, faisant toute l'épaisseur de la dalle et perpendiculaires à la direction de chargement, et des fissures secondaires, rayonnant à partir des coins des plats d'about de la poutre. Au terme de l'essai, le béton situé contre le plat d'about est ruiné par écrasement. On considère que les objectifs de dimensionnement sont atteints : une résistance maximale en flexion (positive) avec peu de dommage dans la dalle.

La dalle du spécimen WR est légèrement moins armée dans la direction longitudinale, car il n'y a des armatures additionnelles que dans la direction transversale. Les fissurations obtenues sont cohérentes avec cet armaturage. Près de la colonne, les fissures de flexion perpendiculaires à la direction de chargement sont présentes et plus nombreuses que dans le spécimen BR puisque la section d'armature longitudinale est plus faible. Contrairement au spécimen BR, les fissures de "splitting" (parallèle à l'action principale X) sont amorcées au droit des goujons. Leur ouverture reste faible et le comportement est toujours mixte. Des fissures inclinées mettant en évidence un mécanisme de bielles comprimées et tirants tendus sont visibles, surtout aux extrémités des poutres. Autour de la colonne, l'écrasement du béton sur l'âme de la colonne est très important.

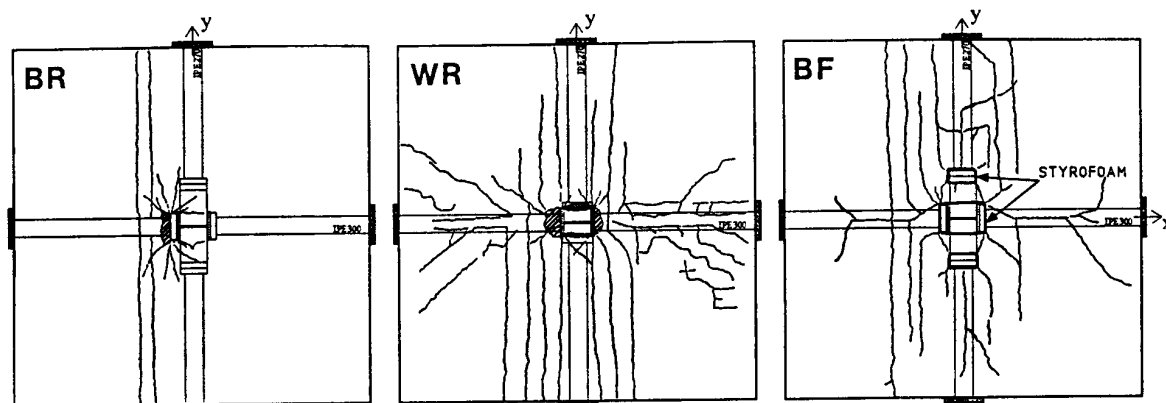


Figure IV.1.23. Fissures repérées à la surface des dalles des différents spécimens

La dalle du spécimen BF (sans goujons et sans armature autour de la colonne) fissure de manière importante au droit de la ligne de goujons de la poutre principale. Les armatures transversales sont insuffisantes pour reprendre la traction transversale et le "splitting" a lieu, diminuant le caractère mixte de la section. Des fissures de flexion sont aussi présentes, ainsi que quelques fissures à 45° aux extrémités de la poutre. La faiblesse de l'armaturage est sans doute la cause des sérieuses fissurations de la dalle.

Mesures sur les armatures transversales

Par l'instrumentation des armatures transversales, nous voulions mettre en évidence l'ancrage possible de bielles de compression dans les zones de moment positif. La figure IV.1.24 donne les déformations (moyennes) mesurées sur les armatures transversales en fonction du moment appliqué à la poutre.

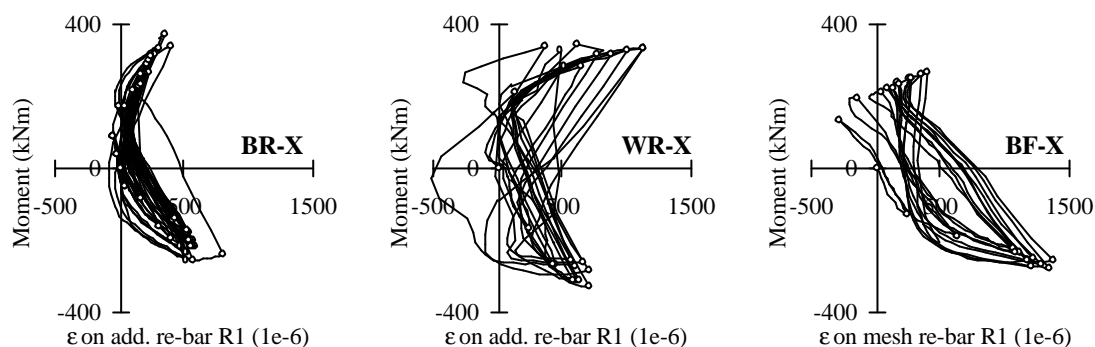


Figure IV.1.24. Mesures de déformation sur armatures transversales en fonction du moment dans la poutre

Quel que soit le spécimen, les déformations mesurées correspondent à de la traction. Dans un élément mixte tel que celui étudié ici, on doit s'attendre à avoir de la traction dans les armatures transversales, quelle que soit la sollicitation (sous moment positif et sous moment négatif), puisque le transfert de l'effort rasant se fait par un mécanisme de bielles et tirants sous moments positif et négatif (figure IV.1.25).

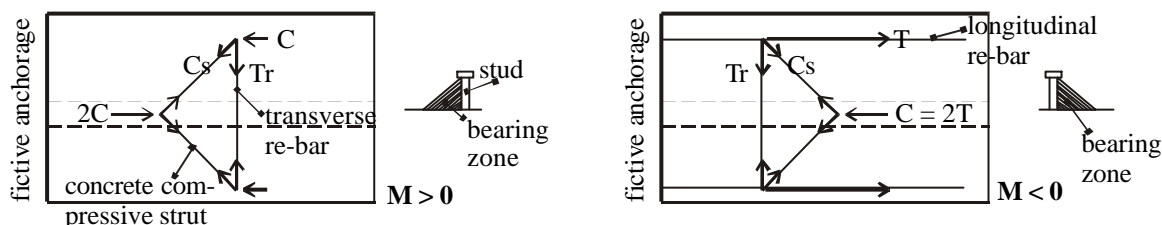


Figure IV.1.25. Transmission des efforts dans la dalle de la section mixte par cisaillement

Dans le spécimen WR, où l'on a des armatures additionnelles que dans la direction transversale, on observe que les déformations mesurées sous moment positif sont plus grandes ou égales aux déformations mesurées sous moment négatif. Ceci pourrait valider l'idée d'un ancrage additionnel de bielles de béton sur les côtés de la colonne sous moment positif.

Dans le spécimen BR, où l'on a des armatures additionnelles dans les directions longitudinale et transversale, on observe que les déformations mesurées sous moment positif sont plus petites ou égales aux déformations mesurées sous moment négatif. Il n'y aurait pas d'ancrage additionnel dans ce cas parce que l'effort dans les armatures longitudinales serait directement équilibré par les mêmes forces dans les armatures additionnelles, sans possibilité d'ancrer des forces supplémentaires.

Dans le spécimen BF, il n'y a pas d'armature additionnelle. Les mesures sont faites sur le treillis. Les sections d'armatures sont aussi les mêmes dans les 2 directions. La tendance est la même que pour le spécimen BR, les déformations sous moment négatif sont beaucoup plus grandes que sous moment positif. Cette différence pourrait s'expliquer par le fait que sous moment positif, il n'y a pas de contact de la dalle avec la colonne, il n'y a aucun transfert d'effort proche de l'armature transversale et la déformation y est faible et quasi stationnaire.

Mesures sur les armatures longitudinales

L'allure des mesures de déformation sur les armatures longitudinales d'une section particulière des 2 spécimens entièrement mixtes à assemblages rigides (BR et WR) est donnée à la figure IV.1.26.

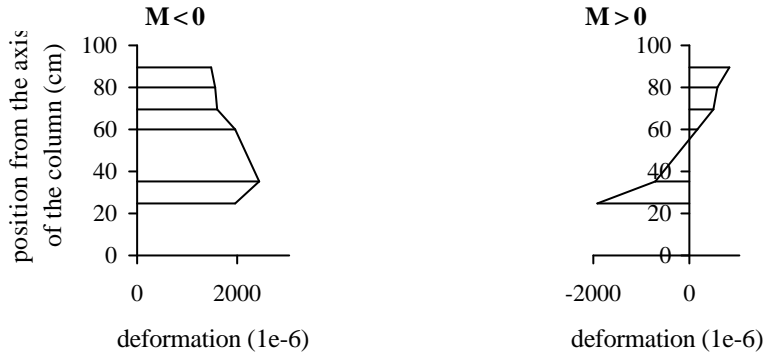


Figure IV.1.26. Mesures de déformation sur les armatures longitudinales en une section particulière (S3) du spécimen BR-X pour un déplacement en tête de colonne $D1 = \pm 120$ mm.

On peut observer que sous moment positif, certaines barres sont en compression et d'autres pas. Cela semble invalider le postulat de Paulay de fonctionnement de la dalle en semelle tendue, sauf si on superpose une contribution importante de compression autour de la colonne due au moment positif. Cette contribution semble être plus importante dans le cas de nos spécimens mixtes que dans les spécimens béton testés par Paulay. Les barres proches de la colonne sont toujours en compression tandis que les barres plus éloignées sont en traction (correspondant à l'ancrage des barres en traction de la partie de dalle sous moment négatif – semelle tendue). La figure IV.1.27 donne un schéma des forces transmises à la poutre transversale imaginées en déduction des déformations mesurées sur les armatures longitudinales.

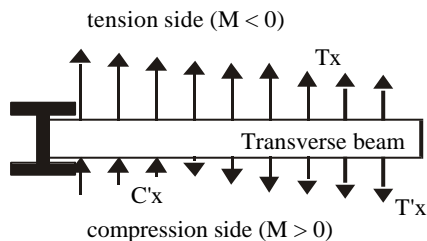


Figure IV.1.27. Forces présumées appliquées à la poutre transversale pour les spécimens rigides

Pour le spécimen plus flexible et moins résistant BF, les déformations sous moment positif sont presque toujours des déformations de compression. Il ne se développe pas de champ de traction comme dans les autres spécimens. Seule la barre située près de la colonne subit éventuellement un peu de traction pour les sollicitations assez élevées. Dans la figure IV.1.27, les tractions T_x' sont à remplacer par des compressions et l'on s'attend à une poutre transversale plus sollicitée.

Mesures à la surface de la dalle de béton

Le tableau IV.1.21 présente certaines des mesures réalisées à la surface de la dalle de béton et donne un ordre de grandeur des déformations de compression ainsi que des ouvertures de fissures mesurées durant les tests.

Tableau IV.1.21 Déformations de compression et ouvertures de fissures à la surface de la dalle.

	ϵ_{cu} D1 = 50 mm	ϵ_{cu} fin du test	wcrack D1 = 50 mm	wcrack fin du test
Spec BR-X	$3.2 \cdot 10^{-3}$	$32 \cdot 10^{-3}$	0.23 mm	1.7 mm
Spec WR-X	$2 \cdot 10^{-3}$	$9 \cdot 10^{-3}$	0.05	0.7
Spec BF-X	$1 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-3}$	0.80	1.7

Dans le spécimen BR-X, on a observé des déformations de compression très importantes juste devant l'âme de la colonne (jusqu'à $32 \cdot 10^{-3}$ en fin de test). On attribue ces performances du béton à un très bon confinement devant la colonne, lié à la présence combinée des armatures additionnelles longitudinales et transversales, même si ce sont les armatures transversales qui devraient le plus contribuer au bon confinement du béton à cet endroit.

Dans le spécimen WR-X, le comportement du béton est moins bon en ce sens que l'on n'atteint pas des déformations de compression aussi importantes. L'écrasement a lieu plus rapidement et les plus grandes déformations de compression ($9 \cdot 10^{-3}$) ne sont pas observées dans l'axe de la poutre dans le béton devant la colonne mais à une certaine distance de l'axe de celle-ci.

Dans le spécimen BF-X, on n'observe aucune déformation de compression dans l'axe de la poutre, ce qui montre que le dispositif de frigolite empêchant le contact de la dalle et de la colonne est efficace. Les déformations de compression sont observées à une certaine distance de l'axe de la poutre et on atteint en fin de test la valeur de $5 \cdot 10^{-3}$.

Les ouvertures de fissures mesurées peuvent être importantes. En fin de test, on a atteint 1.7 mm dans les spécimens BR et BF.

Champ de contraintes dans la dalle.

Le mécanisme de transfert de moment est très dépendant des détails de dimensionnement, qui influence directement l'amplitude des contraintes dans les armatures et dans la dalle.

Dans le spécimen BR, il est clair que la plastification est localisée dans la partie métallique de la poutre et par conséquent, aucun mécanisme de dalle n'apparaît clairement.

Dans le spécimen WR, le plus faible pourcentage d'armatures longitudinales diminue la résistance de la dalle et on voit l'apparition de fissures inclinées mettant en évidence des bielles de compression à 45° . Les mesures de déformation sur les armatures longitudinales sous moment positif correspondent à des compressions autour de la colonne et à des tractions dans les barres plus éloignées, ce qui donne du crédit à un mécanisme superposant le mécanisme de semelle tendue équilibrant les tractions des barres soumises au moment négatif dans l'autre poutre et une compression de la dalle autour de la colonne due à la compression de dalle due au moment positif.

Le spécimen BF ne suit pas ce schéma résistant, ce qui est normal puisque tout est mis en œuvre pour minimiser l'effet de la dalle. Cependant, on est maintenant sûr que la dalle joue un rôle (voir $M_p \text{ comp exp} / M_p \text{ steel} = 1.16$), sans doute lié à la présence de la poutre transversale, comme on le montre ci-après.

Poutre transversale.

Les mesures de déformations sur la semelle supérieure de la poutre transversale sont destinées à quantifier la participation de la poutre transversale dans le transfert de moment de la poutre à la colonne. La semelle supérieure de la poutre transversale est instrumentée à l'aide de jauges de contraintes placées aux extrémités de l'aile supérieure en 5 sections différentes. Si la poutre est mise en charge par des forces membranaires de la dalle, la torsion induite dans les profils IPE produit principalement la flexion et le cisaillement de la semelle supérieure. Sous

chargement élastique, les paires de déformations mesurées dans chaque section permettent d'établir les déformations d'effort normal et de moment flexionnel horizontal. Si l'on fait l'hypothèse que la section résistante est la seule section de la semelle, on peut déduire un moment de flexion et un effort normal élastiques. Les moments de flexion sont présentés à la figure IV.1.28, pour les 3 spécimens et pour une charge équivalente en tête de colonne égale à 165 kN et correspondant à un déplacement D1 égal à 30-25 et 60 mm pour les spécimens BR, WR et BF respectivement

Les moments observés dans la semelle de la poutre transversale des spécimens BR et WR restent proches de zéro. Cela signifie que l'effort membranaire de dalle transmis par la poutre transversale est très faible et ne contribue pas à l'augmentation du moment transmis par la poutre. Le mécanisme de poutre transversale n'est pas activé, ou en tout cas beaucoup moins que dans le spécimen BF. Ceci était déjà suggéré dans la figure IV.1.27. La présence des gros plats dans la poutre transversale du spécimen BR (Christmas tree) permet d'atteindre des moments légèrement plus importants que dans l'IPE270 du spécimen WR. Mais la différence est trop faible que pour déduire une conclusion quantitative. En comparaison, la semelle supérieure de la poutre transversale du spécimen BF est fortement sollicitée jusqu'à plastification. Le fait de ne pas avoir contact entre la dalle et la colonne fait en sorte que le seul moyen de transférer un moment "mixte" est de passer par la poutre transversale. Les contraintes plus importantes s'expliquent aussi par le fait que le bras de levier des efforts membranaires transmis par la poutre transversale est plus important dans le spécimen BF où les premiers goujons sont placés à 50 cm de l'axe de la colonne.

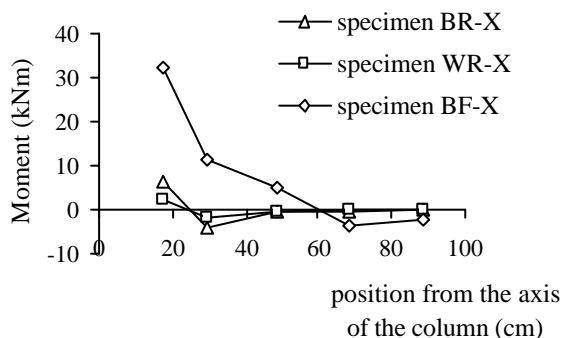


Figure IV.1.28. Moment dans la semelle supérieure de la poutre transversale

Ces observations sont intéressantes et rappellent que les différents mécanismes vont jouer les uns par rapport aux autres en fonction de leur rigidité relative. Une disposition particulière favorisera le développement d'un certain transfert d'effort, affaiblira un autre et inversement.

IV.1.9. Conclusions tirées des mesures locales

Des mesures de déformations locales ont été réalisées sur les armatures, les profilés acier (poutre longitudinale et transversale) et sur la dalle de béton. L'analyse complète des mesures a été effectuée et certains phénomènes sont mis en évidence. Nous pouvons citer les comportements intéressants suivants :

- C'est dans le spécimen le moins armé que la poutre transversale participe le plus au transfert des efforts de la poutre à la colonne. L'absence de goujons et d'armatures additionnels assure une plus grande flexibilité de l'élément et rend possible l'activation du mécanisme. Ce résultat surprenant a priori rappelle que tous les mécanismes imaginés pour transmettre les moments de poutres à la colonne jouent un rôle différent suivant leur rigidité relative dans le schéma général de résistance et qu'une disposition particulière va promouvoir un certain mécanisme et éventuellement détruire les effets d'un autre.

- Comme désiré, aucune compression n'est observée à la surface de la dalle devant la colonne, dans le cas d'ajout de frigolite pour éviter le contact direct dalle – colonne.
- L'observation de la fissuration en surface montre que les armatures transversales du spécimen moins armé sont insuffisantes pour reprendre la traction transversale.
- Les barres transversales sont tendues quel que soit le signe du moment flexionnel. Dans 2 tests sur 3, la traction observée sous moment négatif est supérieure à la traction présente sous moment positif. Ce phénomène est remarquable et mérite une étude approfondie. Cette observation indiquerait, que contre toute attente, outre les tractions dues au fonctionnement de la section mixte, les armatures transversales situées dans une zone de moment négatif seraient soumises à des tractions additionnelles, jouant le rôle de tirants dans des mécanismes de reprise d'effort bielles-tirants. Les seules mesures ne nous permettent pas d'expliquer ces mécanismes supposés.
- Dans les spécimens où le comportement mixte est maximisé, la poutre transversale semble jouer un rôle faible. Le confinement, traduit par l'observation de déformations de compression importantes, pourrait mieux expliquer le comportement ductile des spécimens.

IV.2. Etude expérimentale sur une structure mixte tridimensionnelle au CCR ISPRA

IV.2.1. Breve description de la structure testée

Un programme d'essais cycliques et pseudodynamiques sur une structure en portique tridimensionnelle a été menée à bien dans le cadre de la recherche européenne "Research on energy dissipation capacity of composite steel/concrete structures" faisant intervenir les trois partenaires : le Centre européen de Recherche à Ispra (Italie), l'Université de Darmstadt (Allemagne) et l'Université de Liège. La structure a été testée à Ispra. La description détaillée de la structure et de la séquence bidirectionnelle de chargement est donnée dans le rapport des essais dans les publications Bouwkamp et al. (1997) et ICONS (2002).

La structure comporte trois étages et trois portiques dans chaque direction. Les nœuds poutre-colonne des portiques résistants sont des nœuds rigides entièrement boulonnés avec boulons H.R. Les autres nœuds sont des nœuds semi-rigides. La figure IV.2.1 donne la vue en plan de la structure et la figure IV.2.2. les sections des portiques résistants dans les 2 directions.

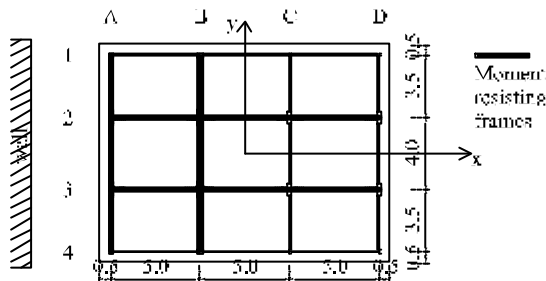


Figure IV.2.1 Vue en plan de la structure

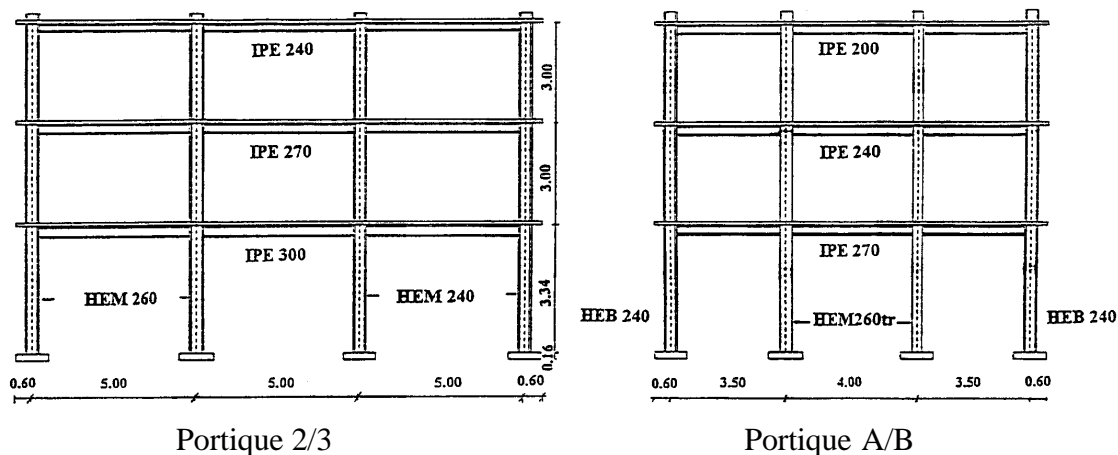


Figure IV.2.2. Portiques résistants

L'étude se concentre sur la participation de la dalle dans le transfert du moment des poutres vers les colonnes. On cherche à voir si l'on peut tenir compte du caractère mixte de la poutre dans le transfert des efforts au niveau du nœud. L'influence d'armatures additionnelles autour de la colonne et l'efficacité de goujons connecteurs supplémentaires sur les poutres transversales dans une zone proche de la colonne sont étudiées de manière approfondie.

La dalle de 150 mm d'épaisseur est mixte sur tôle profilée métallique (métaldeck) de 59 mm d'épaisseur, voir Figure IV.2.3. Le métaldeck a été disposé en poutre isostatique avec support

intermédiaire lors du coulage du béton. Les goujons connecteurs ont une hauteur de 100 mm et un diamètre de 16 mm.

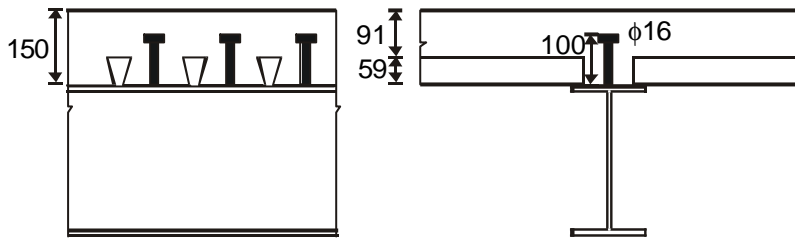


Figure IV.2.3. Détails des caractéristiques de la dalle et des goujons de la structure 3-D Ispra

La structure testée a été projetée pour tester des hypothèses de dimensionnement. Elle est un assemblage de plusieurs zones caractérisées par différentes densités de paramètres tels le pourcentage d'armatures, le nombre de goujons connecteurs et le contact entre le béton et les parois de la colonne. A chaque étage, on distingue 2 zones : l'une correspondant au dimensionnement sismique "standard" (Figure IV.2.4), c'est-à-dire un certain pourcentage d'armatures additionnelles, des goujons connecteurs additionnels autour de la colonne et le contact entre dalle et colonne - maximisation de la largeur effective, l'autre correspondant à un dimensionnement modifié, faisant varier un paramètre par étage ; au premier, un pourcentage d'armature additionnelle plus élevé - influence du pourcentage d'armatures ; au deuxième, pas d'armatures additionnelles, pas de goujons autour de la colonne (diamètre 1m) et pas de contact entre dalle et colonne - minimisation de la largeur effective ; et au troisième, pas de goujons autour de la colonne - influence des goujons.

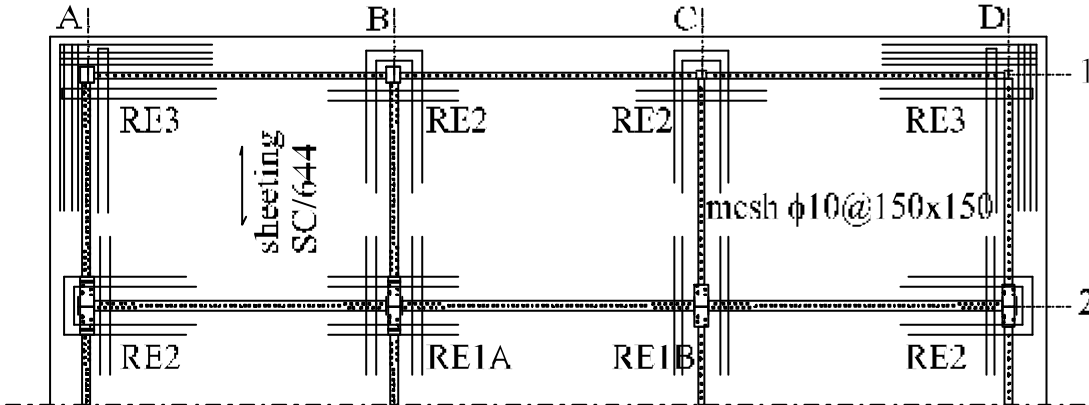


Figure IV.2.4. Distribution des dispositions "standard" d'armatures et goujons
Sur les portiques 1 et 2 des étages 1, 2 et 3.

IV.2.2. Résultats en termes de rapport α_v/α_1 (global overstrength)

Un coefficient de redistribution plastique (global overstrength) est évalué pour la structure sur base des courbes globales d'effort de cisaillement en base en fonction du déplacement au sommet de la structure, pour les phases cycliques des essais (il y a eu une phase pseudo-dynamique non reprise dans cette étude). La courbe commence à diverger de la droite élastique pour un déplacement au sommet de 0.05 m et un effort horizontal total en base de 1100 kN. Si l'effort horizontal total ultime en base est pris égal à l'effort total maximal en base, le coefficient de redistribution plastique vaut :

$$\alpha_{\max} / \alpha_1 = 2400 / 1100 = 2.2$$

Cependant, si l'on considère que la ruine correspond à une perte de 20 % de la charge maximale, le coefficient de redistribution plastique devient :

$$\alpha_u / \alpha_1 = 0.8 \cdot 2400 / 1100 = 1.75$$

Les valeurs déduites sont supérieures à la valeur de 1.3 retenue dans l'Eurocode 8 pour évaluer le facteur de comportement pour ce type de structure, ce qui confirme que cette valeur de code est sécuritaire.

IV.2.3. Résultats en termes de moments plastiques et de largeurs effectives

A l'aide des jauges de contraintes placées sur les colonnes qui restent élastiques tout au long de l'essai, on obtient la distribution des moments sur les colonnes. Par équilibre aux nœuds, on déduit le moment dans la poutre des nœuds extérieurs et la somme des moments dans les poutres des nœuds intérieurs. L'identification complète de la structure déformée, c'est-à-dire la séparation du moment total au nœud en M positif et M négatif, n'a pas pu être menée à bien. Les courbes moment-rotation étudiées sont basées sur une rotation globale de la structure définie par le déplacement horizontal du 3^e étage divisé par la hauteur de la structure. Ces courbes sont utilisées pour déduire des moments plastiques expérimentaux. Le calcul de raideur élastique n'est donc pas strictement valable. A côté des valeurs expérimentales, des valeurs de moments plastiques théoriques sont calculées : moments de la section acier seul, moments positif et négatif de la section mixte. Le problème est le choix d'une largeur effective de dalle. Nous avons appliqué les concepts de l'Eurocode 4 en essayant de les adapter au cas d'une sollicitation horizontale. Sous moment positif, nous avons supposé une portée utile égale à 60 % de la portée entre colonnes. Sous moment négatif, les 40 % de la portée sont supposés correspondre au cas de la poutre console et nous avons pris la portée utile égale à 80 % de la portée entre colonnes. Dans l'Eurocode 4, le moment négatif plastique ne peut prendre en compte les armatures non ductiles telles les treillis soudés. Comme expliqué précédemment, le dimensionnement capacitif utilisant le concept de poutre faible - colonne forte impose de connaître la borne supérieure de la résistance d'une section. Nous avons donc tenu compte du treillis soudé dans le calcul du moment plastique négatif.

Notations

$M_{\text{ref acier}}$, moment plastique de la section acier,

$M_{\text{ref.comp}}^+$ ou $M_{\text{ref.comp}}^-$, moments plastiques positif ou négatif de la section mixte avec largeurs effectives correspondantes,

$M_{\text{ref.comp}}^{+-}$ somme de ces 2 dernières valeurs, ce qui est la somme des moments sismiques à gauche et à droite d'un nœud intérieur.

Définitions des largeurs effectives théoriques de référence

Le problème du choix des largeurs effectives à considérer pour le calcul des moments plastiques a déjà été discuté au chapitre 2.

Si l'on applique l'Eurocode 4, pour définir les moments plastiques de référence $M_{\text{ref.comp}}$, on travaille sur base de largeurs effectives suivantes :

Sous moment négatif M^- , on fait l'hypothèse que la distance entre points de moments nuls est égale à 0.4ℓ dans une configuration de poutre de portique soumis à chargement horizontal ; ainsi, pour une poutre à tablier symétrique, on a :

$$b_{\text{eff}} = 2 b_c = 2 (2 \ell_c) / 8 = 2 (0.8 \ell) / 8 = 0.2 \ell = 1.25 \text{ m}$$

Sous moment positif M^+ , on fait l'hypothèse que la distance entre points de moments nuls est égale à 0.6ℓ et on obtient :

$$b_{\text{eff}} = 2 b_e = 2(0.6 \ell) / 8 = 0.15 \ell = 0.75 \text{ m}$$

Si l'on applique les développements de Plumier- Doneux (1998, 1999a) (voir chapitre III.2) pour la largeur effective sous moment positif, on obtient :

- mécanisme 1 : compression directe du béton sur la semelle de la colonne ;

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{column}} = 0.268 \text{ m pour la HEM260 ou } 0.248 \text{ m pour la HEM240}$$

- mécanisme 2 : mobilisation de bielles inclinées sur les faces latérales de la colonne, rendue possible par des armatures sismiques spécifiques

$$b_{\text{eff}} \cong 0.6 h_{\text{column}} = 0.174 \text{ m pour la HEM260 ou } 0.162 \text{ m pour la HEM240}$$

Si l'on applique les valeurs effectives de Paulay & Priestley (1992) (voir le paragraphe II.2.2) sous moment négatif, on obtient :

Les files de portiques 2 et 3 peuvent développer des largeurs effectives sous M^- valant $b_{\text{eff}} = 0.35 \ell = 1.75 \text{ m}$, valeur qui est significativement plus grande que la valeur dérivée de l'Eurocode 4 (0.2ℓ). Cependant, il faut noter qu'une augmentation de largeur effective n'entraîne pas une augmentation de moment plastique proportionnelle.

Le diagramme de la figure IV.4.5.(a) établie pour une section mixte (IPE270 + dalle) de la structure testée montre qu'au-delà d'une largeur effective de 1m, une augmentation de largeur effective donne lieu à une relativement faible augmentation de M_p . Pour un rapport de largeurs effectives de 1.75, le rapport des moments plastiques négatifs se trouve entre 1.10 et 1.21.

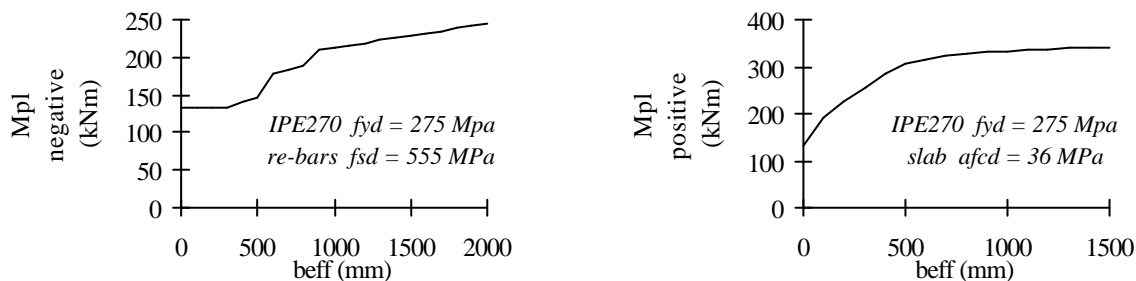


Figure IV.2.5. Influence de la largeur effective sur le moment plastique négatif (1) et positif (2) d'une section mixte

De manière similaire, la grande différence entre les différentes largeurs effectives testées ne donne pas lieu à des différences proportionnelles entre les moments plastiques positifs. L'augmentation de largeur effective entre les mécanismes (1 et 2) et le mécanisme 1 seul correspond à un rapport $b_{\text{eff}(2+1)}/b_{\text{eff}(2)}$ de 1.65, et l'augmentation correspondante de moment plastique est comprise entre 17 et 21 %. Si l'on compare les largeurs effectives déduites de l'EC4 et celles déduites des mécanismes 1 et 2, l'augmentation en largeur effective est énorme et comprise entre 70 et 83 %, mais il y correspond une augmentation maximale de moment égale à 18 %.

Evaluation théorique des moments plastiques négatifs des poutres mixtes

Comme discuté au paragraphe II.2.2, le dimensionnement capacitif implique de considérer 2 types de résistances des zones dissipatives :

1. Les résistances minimales nominales M_p^- , qui servent à dimensionner les zones dissipatives et doivent rester inférieurs aux moments sollicitant de calcul sous séisme réduit par le facteur q . Ces résistances sont des limites inférieures qui ne tiennent compte que des armatures ductiles.
2. Les résistances maximales M_{pmax}^- , nécessaires au dimensionnement des zones non dissipatives qui doivent rester élastiques. Ces moments doivent tenir compte de la résistance "réelle" des zones dissipatives en dessous de laquelle la résistance des zones non dissipatives ne doit pas descendre. Ces moments tiennent compte de toutes les armatures présentes (ductiles et non ductiles).

Dans la comparaison suivante, le moment plastique de référence considéré $M_{p\ comp}$ correspond au moment maximal M_{pmax}^- .

Influence du dimensionnement local de la zone autour de la colonne sur les moments expérimentaux des poutres

Les résultats expérimentaux obtenus pour les files de portiques 2 et 3 donnent lieu aux observations directes suivantes :

Au niveau 1, on a deux densités d'armatures additionnelles différentes, mais on n'observe pas de différence significative en terme de moments plastiques M_p^+ or M_p^- entre les files 2 et 3.

Ces observations peuvent être justifiées par 2 raisons :

- la plastification se fait principalement dans la section acier de la section de poutre mixte, tout spécialement dans la semelle inférieure, à cause de la limite d'élasticité de l'acier des armatures qui est plus grande que celle de la section acier.
- les 2 densités d'armatures ne diffèrent que de 15 % si le treillis d'armatures est inclus dans l'évaluation.

Au niveau 2, dans la file 3, on supprime le contact entre la dalle et la colonne, on supprime tout goujon dans une zone de 1 m de diamètre autour des colonnes et on ne place pas d'armature sismique additionnelle. Dans les colonnes extérieures, M_p^+ vaut 84 % du moment plastique de la file 2 de référence dans le cas des poutres transversales rigides connectées par plats d'about traversant l'épaisseur de dalle et 70 % du moment plastique de la file 2 de référence dans le cas des poutres transversales rotulées. La plus grande influence sur le moment plastique positif M_p^+ exprime que la réduction du contact acier béton dans la file 3 est plus importante que la réduction de la densité effective d'armatures (une fois que le treillis est considéré). Ceci est confirmé par la comparaison des résultats expérimentaux aux résultats théoriques. Aux colonnes intérieures, les différences en M_p^+ et M_p^- sont "moyennées". La différence la plus importante est observée entre les nœuds 2C et 3C (20 %).

Au niveau 3, dans la file 3, on supprime tout goujon dans une zone de 1 m de diamètre autour des colonnes. Cette disposition ne génère pas de différence significative entre les moments plastiques et les moments maxima des files 2 et 3, ce qui indique que les goujons autour de la colonne ne sont pas les goujons critiques assurant le transfert de l'effort rasant dans les poutres mixtes de portique soumis à sollicitation horizontale. Les résultats des modélisations du chapitre V vont confirmer ce résultat.

Comparaison entre moments expérimentaux et moments calculés sur base de la section métallique seule

Au Tableau IV.2.1, on présente les rapports entre moments plastiques expérimentaux et moments plastiques de calcul de la section acier seul. Plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- le caractère mixte de la section amène, par rapport à la section acier seul, un accroissement important de la résistance, de l'ordre de 2. Il est clair que négliger le caractère mixte des sections dans l'évaluation de la résistance sismique d'un portique mixte et le dimensionnement capacitif des colonnes est certainement faux. On notera que cette conclusion apparaît comme une évidence en Europe, mais pas aux Etats Unis.
- l'augmentation de résistance est grande et existe même quand la connexion entre acier et béton est faible ou non existante dans la zone proche de la zone de connexion poutre colonne.
- la conclusion précédente a un impact pratique important ; il démontre que la simple déconnexion de la dalle des poutres et des colonnes ne permet pas de considérer que la structure est seulement faite de sections métalliques ; un dimensionnement uniquement basé sur les composants métalliques de la structure n'est pas sécuritaire dans ce cas.
- l'augmentation de résistance due au caractère mixte est particulièrement grand pour le moment positif M^+ (environ 2.2 dans la configuration de référence –file 2).
- l'augmentation de résistance est logiquement plus faible pour le moment négatif M^- (environ 1.6), puisque l'on ne considère que les armatures de la dalle.
- aux colonnes intérieures, une moyenne des 2 augmentations observées pour M^+ et M^- est obtenue.

Tableau IV.2.1. Moyenne M_p expérimental/ M_p acier

	Colonnes extérieures M^+			Colonnes extérieures M^-			Colonnes intérieures M^+		
	Floor 1	Floor 2	Floor 3	Floor 1	Floor 2	Floor 3	Floor 1	Floor 2	Floor 3
file 2	2.20	2.78	2.85	1.60	1.88	2.20	1.78	2.04	2.26
file 3	2.28	2.13	3.05	1.53	1.42	2.22	1.75	1.75	2.40
Moyenne file2		2.61			1.89			2.02	

Comparaison entre moments expérimentaux et moments calculés sur base des sections mixtes

Au Tableau IV.2.2., on donne les rapports entre moments plastiques expérimentaux et moments plastiques des sections mixtes calculés sur base des largeurs effectives déduites de l'Eurocode 4.

Tableau IV.2.2. M_p expérimental/ M_p ref comp EC4

File	Colonnes extérieures M^+			M^-			Colonnes intérieures $M^+ + M^-$		
	A	D	AD	A	D	AD	B	C	BC
FLOOR 1									
File 2	0.92	1.02	0.97	1.11	1.06	1.09	0.95	1.02	0.98
File 3	1.01	1.00	1.01	1.06	1.02	1.04	0.94	0.99	0.96
FLOOR 2									
File 2	1.09	1.19	1.14	1.14	1.25	1.20	1.06	1.05	1.05
File 3	0.92	0.83	0.88	1.30	0.85	1.07	1.05	0.83	0.94
FLOOR 3									
File 2	1.18	1.06	1.12	1.29	1.32	1.31	1.13	1.05	1.09
File 3	1.17	1.15	1.16	1.29	1.34	1.31	1.12	1.19	1.16
Moyenne									
File 2	1.06	1.09	<u>1.08</u>	1.18	1.21	<u>1.20</u>	1.04	1.04	<u>1.04</u>

Plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- globalement, les valeurs expérimentales sont en bon accord avec les valeurs calculées ; si l'on regarde la file 2 de référence, les rapports moyens pour les 3 niveaux sont égaux à 1.08 pour M^+ , 1.20 pour M^- et 1.04 pour M^+ , somme des moments aux colonnes intérieures ;
- les rapports sont, à épaisseur de dalle égale, plus proches de l'unité avec des sections avec profil métallique de plus grand élancement.
- les largeurs effectives proposées par Paulay sous moment négatif M_p^- donne une meilleure correspondance entre calcul et expérience que l'Eurocode 4. La moyenne de la file 2 devient 1.07 au lieu de 1.20. Pour le moment positif le rapport devient 0.98 au lieu de 1.04.
- on doit noter que tous les résultats aux colonnes extérieures sont obtenus dans une structure ceinturée par des poutres de rive très rigides. Ces poutres contribuent à l'existence d'une largeur effective maximale, sous M^+ et M^- . Sous M^- , cette largeur effective peut correspondre au 1.75 m de Paulay. Dans une structure avec poutres de rive moins rigides, les largeurs effectives pourraient être plus faibles et les valeurs déduites de l'EC4 (1 m pour M^-) pourraient être meilleures que celles de Paulay ; on rappelle tout de même que les différences de correspondance entre les valeurs expérimentales et les valeurs de calcul de M_p utilisant les 2 définitions de largeurs effectives sont mineures ; ceci est dû à la forme des courbes (M_p, b_{eff}), qui ont une pente assez faible dans le domaine de valeur des largeurs effectives de l'EC4 et de Paulay.
- la largeur effective positive incluant uniquement la compression directe sur la colonne et les bielles inclinées sous-estime le moment plastique positif de la poutre. La moyenne dans la file 2 passe de 1.08 à 1.20. A ce niveau, on fait donc l'hypothèse que la poutre transversale joue son rôle et augmente la largeur effective jusqu'à la valeur de $0.15L$ (déduite de l'EC4). On pourrait utiliser une autre approche que celle-là. Le phénomène réel pourrait être que l'on n'active pas réellement la poutre transversale, mais que le béton s'appuyant sur la face de la colonne est confiné par les armatures sismiques additionnelles. Ce confinement donne alors au béton une plus grande résistance et une plus grande capacité de déformation, et par conséquent un plus grand moment plastique positif. Cette approche minimiserait alors le rôle de la poutre transversale.

IV.2.4. Principales conclusions pratiques du test sur la structure tridimensionnelle à Ispra

La comparaison des moments expérimentaux entre différentes zones, ainsi que la comparaison des moments expérimentaux aux moments théoriques conduisent aux conclusions suivantes :

- le dimensionnement sismique standard proposé au chapitre III.2. de ce mémoire permet de conserver l'intégrité de la dalle et de localiser la plastification dans la section métallique.
- les largeurs effectives de dalle déduites de l'Eurocode 4 fournissent des estimations acceptables des moments plastiques réels des sections mixtes.
- dans le cas du dimensionnement capacitif, les moments plastiques doivent être calculés en tenant compte de toutes les armatures présentes, c'est-à-dire le treillis soudé et les armatures additionnelles.
- il est tout à fait inadapté de ne prendre en considération que la section acier dans le calcul de la résistance d'une poutre mixte. Cette démarche est de plus insécuritaire dans un dimensionnement capacitif tel que l'application du concept "poutre faible - colonne forte".
- désolidariser la dalle des extrémités des poutres (sur 50 cm) est insuffisant pour empêcher le développement de moments résistants plus importants que les moments des sections acier seul.

IV.3. Etude expérimentale d'un portique mixte plan à SACLAY

IV.3.1. Brève description des essais

La structure testée est une poutre mixte d'un portique à 3 travées. Elle est sollicitée en fatigue oligo-cyclique sous des charges horizontales de type tremblement de terre. Les caractéristiques géométriques de la structure et des sections sont données à la figure IV.3.1. Une dalle de 100 mm d'épaisseur est coulée sur coffrage. Une description détaillée de l'essai et de ses résultats est reprise dans Chaudat (1998) et ICONS (2002).

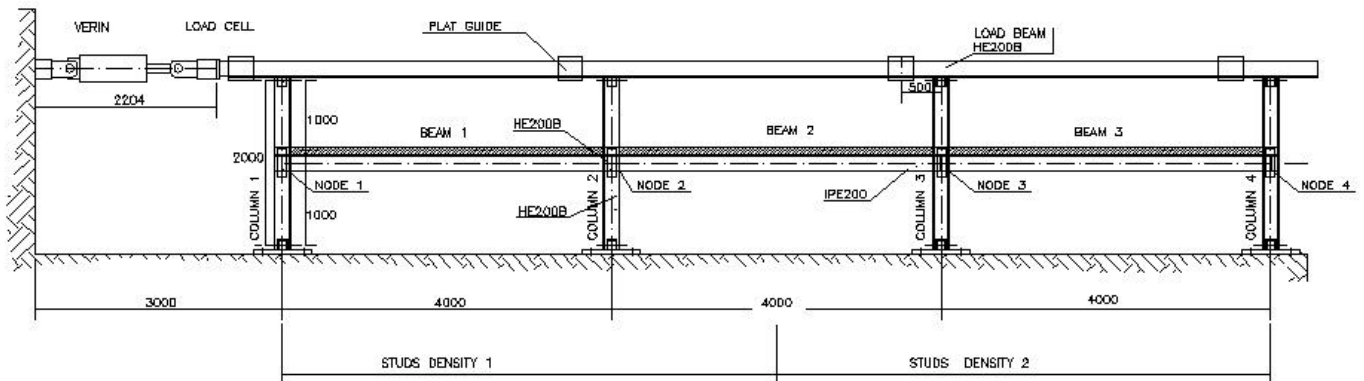


Figure IV.3.1.a/ Vue générale du spécimen

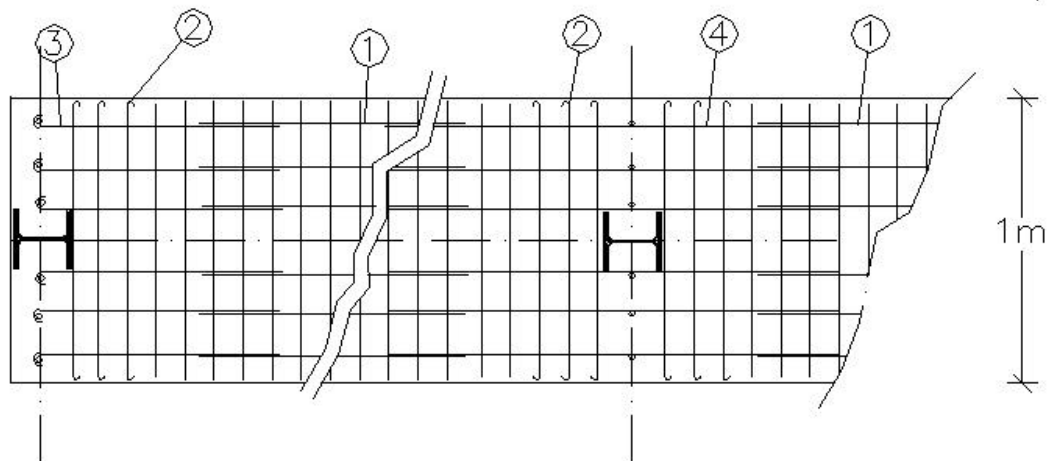


Figure IV.3.1.b/ Armaturage de la dalle et ancrage à la poutre transversale

- (1) treillis soudé 150x150x10
- (2) $\phi 10$ – boucles des 2 côtés
- (3) $\phi 10$ – boucle d'un côté
- (4) $\phi 10$ – pas de boucle

Les particularités du design sont :

- l'existence de 2 degrés de connexion : une connexion totale dans une travée et demi et une connexion partielle de 75 % dans l'autre travée et demi. Le paragraphe suivant propose une réflexion sur le degré réel de connexion existant dans les 2 portions de poutres.
- un système original d'ancrage des armatures aux goujons des poutres transversales aux nœuds d'extrémité, destiné à permettre le transfert d'un moment négatif mixte aux nœuds extérieurs sans que la dalle ne soit dépassante.

IV.3.2. Nombre de connecteurs sur la poutre longitudinale

Le design du nombre de connecteurs a été réalisé de la manière suivante. Pour assurer une connexion totale du transfert d'effort rasant, on a considéré des estimations des résistances réelles des matériaux, sauf pour le béton où cette estimation est difficile. Dans le même ordre d'idée et pour s'assurer que l'on a bien une connexion partielle, la résistance des connecteurs a été calculée avec un facteur de sécurité partielle γ_v égal à 1.

$$\begin{array}{ll} \gamma_c = 1.5 & \alpha f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_a = 0.78 & f_y = 300 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_s = 1 & f_{sd} = 500 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_v = 1 & P_{Rd} = 46.5 \text{ kN} \end{array} \quad \text{goujons } \phi 13$$

Le nombre de goujons par portée critique se calcule dans une approche plastique par l'évaluation de l'effort normal plastique dans la dalle à transmettre par les goujons entre 2 sections critiques, divisé par la longueur critique.

$$n_{\text{goujon}} = \frac{\Delta F}{P_{Rd}} \text{ à répartir sur la longueur critique considérée.}$$

On fait l'hypothèse que toute la largeur de dalle travaille (largeur effective égale à 1 m) et l'on calcule les moments positif et négatif maximum ainsi que les efforts normaux correspondant dans la dalle.

$$\begin{array}{ll} M_{pl \text{ neg}} = 94 \text{ kNm} & F_s = 236 \text{ kN correspondant à la plastification des armatures} \\ M_{pl \text{ pos}} = 149 \text{ kNm} & F_c = 855 \text{ kN correspondant à la plastification totale du IPE200} \end{array}$$

La distribution correspondante de moments et les longueurs critiques utilisées pour calculer le nombre de goujons sont représentées à la figure IV.3.2 :

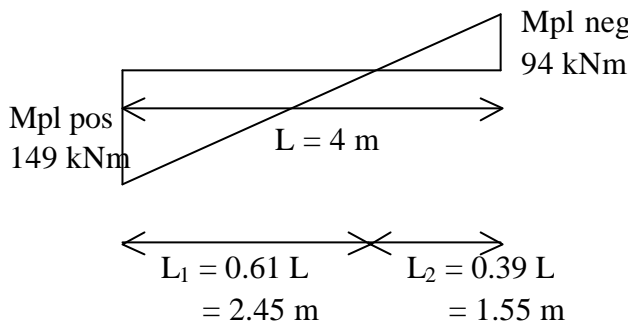


Figure IV.3.2. Diagramme de moments dans la poutre de portique sous charges horizontales

Pour réaliser la connexion totale, le nombre de goujons nécessaire est :

$$\text{- sur } L_1, n_1 = \frac{\Delta F_1}{P_{Rd}} = \frac{855}{46.5} = 19 \text{ goujons}$$

$$\text{- sur } L_2, n_2 = \frac{\Delta F_2}{P_{Rd}} = \frac{236}{46.5} = 5 \text{ goujons}$$

Mais, habituellement, les goujons sont uniformément répartis sur la longueur de la poutre :

$$\text{- sur } L, n = \frac{\Delta F_1 + \Delta F_2}{P_{Rd}} = \frac{855 + 236}{46.5} = 24 \text{ goujons}$$

La distribution uniforme des goujons a pour conséquence que le degré de connexion n'est pas réellement de 100 % par portée critique.

- sur L_1 , $\frac{n}{n_f} = \frac{15}{19} = 0.79 < 1$
- sur L_2 , $\frac{n}{n_f} = \frac{9}{5} = 1.80 > 1$

Finalement, 27 goujons ont été placés sur la portée, ce qui correspond à un degré de connexion global de 1.1, et par portée critique :

- sur L_1 , $\frac{n}{n_f} = \frac{17}{19} = 0.89 < 1$
- sur L_2 , $\frac{n}{n_f} = \frac{10}{5} = 2 > 1$

De même, pour la connexion partielle, on choisit de mettre 18 goujons sur la portée, ce qui correspond à un degré de connexion global de 0.75, et par portée critique :

- sur L_1 , $\frac{n}{n_f} = \frac{11}{19} = 0.58$
- sur L_2 , $\frac{n}{n_f} = \frac{7}{5} = 1.4$

Ce petit jeu de chiffres est repris en détail ici pour montrer qu'il n'est pas évident de savoir exactement le degré de connexion réalisé. A posteriori, on peut utiliser les résistances obtenues par les essais sur matériaux, mais on peut aussi ajouter les remarques et raisonnements suivants pour montrer (si c'est nécessaire) la complexité du problème :

- la résistance des goujons a été choisie la plus proche de la réalité pour être réellement en connexion partielle. Dans un design réel, la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_v à appliquer à la résistance des goujons proposée dans l'Eurocode 4 est 1.25. Pour un calcul antisismique, l'Eurocode 8 propose de diminuer encore cette résistance en la multipliant par un facteur 0.75, ce qui correspond en fait à un coefficient γ_v égal à 1.67.

Dans le cas particulier des goujons $\phi 13$ utilisés dans les essais de Saclay, on a les 3 résistances suivantes :

$P_{Rd} (\gamma_v = 1) = 46.5 \text{ kN}$	"sans sécurité"
$P_{Rd} (\gamma_v = 1.25) = 37.2 \text{ kN}$	proposition EC4
$P_{Rd} (\gamma_v = 1.67) = 27.9 \text{ kN}$	proposition EC8

Le fait de prendre l'une ou l'autre valeur influence fortement le nombre de goujons nécessaires à assurer la connexion totale. Les 24 goujons nécessaires deviennent 40 goujons si l'on considère la résistance de goujons proposée dans l'EC8.

- le fait de répartir le nombre de goujons nécessaires sur une portée critique limitée par des sections de moment maximum, sans considérer la section intermédiaire de moment nul, induit que les degrés de connexion sont largement inférieurs à 1 dans les zones de moment positif et largement supérieurs à 1 dans les zones de moment négatif. Ceci est lié au fait que le nombre de goujons nécessaires en zone de moment négatif est largement moindre que le nombre de goujons nécessaires en zone de moment positif et que, sous sollicitation horizontale, les portées critiques "négatives" sont de longueur légèrement inférieure ou égale aux portées critiques "positives" (si le moment plastique négatif est du même ordre de grandeur que le moment plastique positif).

Une manière de solutionner le problème est de placer la densité nécessaire sur la longueur critique positive sur toute la longueur de la poutre. On augmente le degré de connexion sous moment négatif tout en assurant un degré de connexion 1 sous moment positif. Les 24 goujons nécessaires deviennent alors 30 goujons, qui deviennent eux même 50 goujons si l'on considère la résistance de goujons proposée dans l'EC8.

- avant d'effectuer un calcul parasismique, les poutres mixtes sont calculées sous charges verticales. On peut se poser la question de savoir combien de goujons auraient été calculés dans le cas d'un calcul ELU sous charges verticales. Si la poutre mixte est soumise à des charges verticales uniformément réparties, le diagramme de moments a l'allure de la figure IV.3.3.

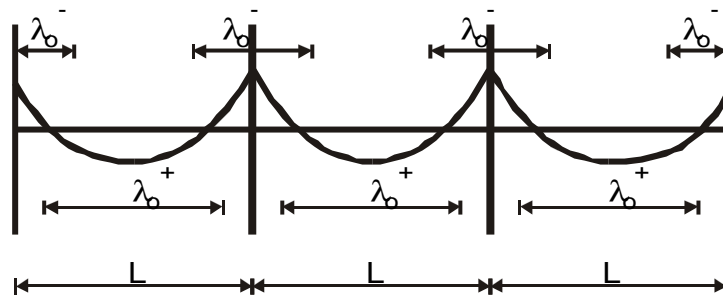


Figure IV.3.3. Diagramme de moments dans la poutre de portique sous charges verticales

Les propriétés des matériaux et la résistance des goujons prennent en compte les coefficients partiels de sécurité d'un calcul à l'ELU :

$\gamma_c = 1.5$	$\alpha f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_a = 1.1$	$f_y = 213.6 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_s = 1.15$	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$
$\gamma_v = 1.25$	$P_{Rd} = 37.2 \text{ kN}$

Sous moment négatif, la force de traction maximale dans les armatures présentes dans la largeur effective $b_{eff} = 0.25*(L+L)/4 = 0.5 \text{ m}$ vaut $F_s = \Delta F_1 = 136.7 \text{ kN}$, qui correspond à la plastification de $4\phi 10$. Sous moment positif, la largeur effective vaut $0.7*L/4 = 0.7 \text{ m}$ et l'effort maximal $F_c = \Delta F_2$ dans la dalle vaut 608.5 kN et correspond à la plastification complète du profilé métallique.

Le nombre de goujons nécessaire entre section sur appui et section à mi-portée est égal à :

$$n = \frac{\Delta F_1 + \Delta F_2}{P_{Rd}} = \frac{136.7 + 608.5}{37.2} = 21 \text{ goujons à répartir sur une demi portée, soit 42}$$

goujons sur la portée entière. Suivant les hypothèses de calcul, ces 42 goujons donneraient largement l'assurance d'être en connexion totale sous charges de tremblement de terre, sauf dans le calcul le plus sécuritaire nécessitant 50 goujons.

Si l'on considère les portées critiques entre sections de moment maximum et section de moment nul, on obtient les nombres de goujons suivants :

$$n_1 = \frac{\Delta F_1}{P_{Rd}} = \frac{136.7}{37.2} = 4 \text{ goujons} \quad \text{sur } L_1 (= \bullet \text{ } o^-) = 0.15 L = .6 \text{ m}$$

$$n_2 = \frac{\Delta F_2}{P_{Rd}} = \frac{608.5}{37.2} = 17 \text{ goujons} \quad \text{sur } L_2 (= \bullet \text{ } o^+/2) = 0.35 L = 1.4 \text{ m}$$

Le premier calcul nous amène à mettre 6 goujons sur L1 et 15 goujons sur L2, soit des degrés de connexion réels de 1.5 sur le tronçon de moment négatif et 0.88 sur le tronçon de moment positif. Le rapport des longueurs de travées sous moment négatif et sous moment positif est inférieur sous charges verticales à celui trouvé sous charges horizontales et le degré de connexion réel sur le tronçon de moment positif ne sera jamais inférieur à 80 %, ce qui est acceptable.

La densité de goujons nécessaires dans les zones de moment négatif η/L_1 est moindre que la densité nécessaire η/L_2 dans les zones de moment positif. Dans une poutre de portique sous charges verticales, cela semble en contradiction avec le diagramme élastique d'effort tranchant qui est linéaire et donne les efforts maximaux aux colonnes dans les zones de moment négatif. En fait, les calculs de goujons se font pour une répartition plastique des efforts, sans tenir compte des conditions de ductilité nécessaires pour atteindre cet état plastique. Si l'on respecte les strictes conditions de résistance, la faible densité de goujons risque d'entraîner une trop grande demande de ductilité aux goujons et finalement le calcul de répartition uniforme qui surestime le degré de connexion est meilleur pour le comportement réel de la poutre. On peut aussi calculer le degré de connexion nécessaire dans la portion de poutre sous moment positif et utiliser la même densité dans les zones de moment négatif. On arrive à un nombre de goujons égal à 49 goujons, ce qui est finalement quasi équivalent aux 50 goujons nécessaires en calcul parasismique.

Remarquons encore que sous charges horizontales uniquement, le diagramme d'effort tranchant élastique est uniforme et c'est la répartition uniforme qui répond le mieux aux sollicitations des goujons en terme de ductilité.

IV.3.3. Nombre de connecteurs sur la poutre transversale

Trois goujons ont été placés sur la longueur de la poutre transversale pour ancrer les 3 barres longitudinales placées de chaque côté de la colonne. L'idée était d'inclure les barres longitudinales dans le transfert du moment négatif d'un nœud extérieur.

D'un autre côté, ces goujons peuvent jouer un rôle dans le transfert du moment positif et mobiliser la poutre transversale sous moment positif, comme nous l'expliquons ci-après. Nous utilisons les hypothèses présentées au chapitre III.2. Le transfert de forces membranaires de la dalle à la colonne se résume dans les 3 contributions suivantes :

-mécanisme 1 : compression directe du béton sur la semelle de la colonne

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{column}}$$

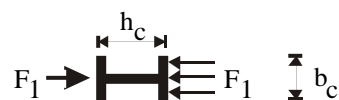


Figure IV.3.4.

$$\begin{aligned} \text{C30/37} & \quad \alpha f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_a = 1.1 & \quad f_y = 213.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$b_{\text{eff}} = b(\text{HEB200}) = 200 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Rd1}} = 77 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{R1}} = 340 \text{ kN} \qquad x = 106.3 \text{ mm} \qquad \frac{x}{d} = 0.35$$

-mécanisme 2 : mobilisation de bielles de béton comprimé inclinées sur les côtés latéraux de la colonne, rendue possible par des armatures transversales (armatures sismiques)

$$b_{\text{eff}} \cong 0.7 h_{\text{column}}$$

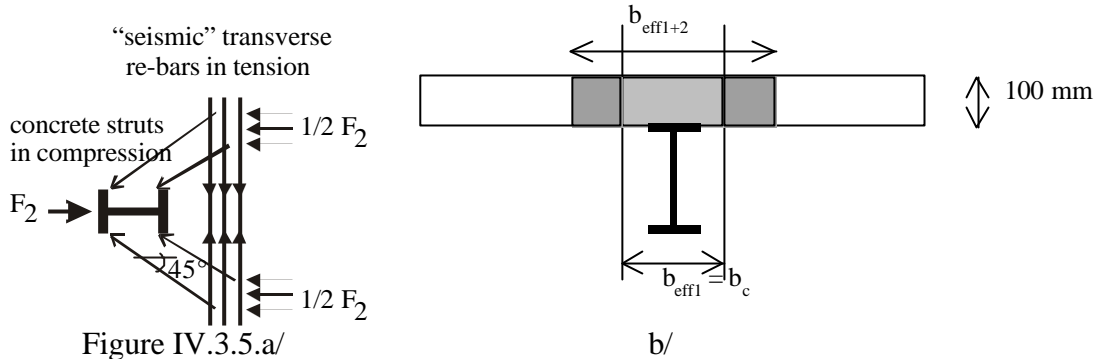


Figure IV.3.5.a/

b/

$$b_{\text{eff}} = b_c + 0.7 h_c = 340 \text{ mm}$$

$$M_{Rd1+2} = 90 \text{ kNm}$$

$$F_{R1} + F_{R2} = 578 \text{ kN}$$

$$x = 100.7 \text{ mm}$$

$$\frac{x}{d} = 0.34$$

-mécanisme 3 : prise en compte de la poutre transversale dans le transfert de moment. Pour atteindre la largeur effective de 1 m, on évalue le nombre de goujons nécessaire.

$$b_{\text{eff}} = 1000 \text{ mm}$$

$$M_{Rd1+2+3} = 111 \text{ kNm}$$

$$F_{R1} + F_{R2} + F_{R3} = 609 \text{ kN}$$

$$x = 35.8 \text{ mm}$$

$$\frac{x}{d} = 0.12$$

$$(F_{R1} + F_{R2})_{\text{on } x=35.8 \text{ mm}} = 17 * 340 * 35.8 * 10^{-3} = 207 \text{ kN}$$

$$F_{R3} = 609 - (F_{R1} + F_{R2}) = 609 - 207 = 402 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} (\text{avec } \gamma_v = 1.25) = 37.2 \text{ kN}$$

$$n = 402/37.2 = 11 \text{ goujons}$$

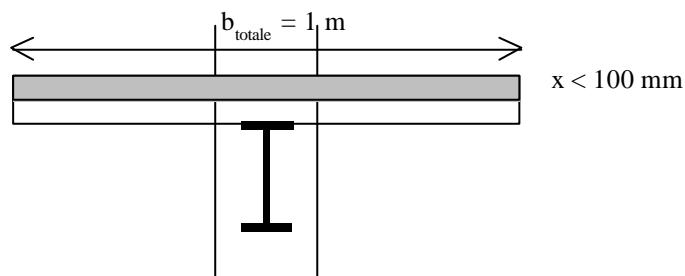


Figure IV.3.6.

Il aurait fallu 11 goujons d'après ce calcul alors que le plein moment plastique a été atteint avec 6 goujons seulement. L'erreur est sans aucun doute double. D'un côté, la compression uniforme sur une épaisseur $x = 35.8 \text{ mm}$ est tout à fait théorique et n'existe pas. On surestime la force F_{R3} à transférer par l'intermédiaire de la poutre transversale. D'un autre côté, il se peut qu'un bon dimensionnement des armatures transversales devant la colonne confine le béton devant la colonne et augmente la résistance du mécanisme 1 F_{R1} , ce qui réduit aussi la demande de résistance des goujons.

La réalité est clairement entre les 2. On pourrait même imaginer que la largeur effective maximale calculable par l'équilibre de blocs de résistance maximale des matériaux soit inférieure à la largeur effective déduite du moment plastique expérimental, si l'on conjugue

les facteurs favorables à la maximisation de la résistance et la mobilisation du béton comprimé.

IV.3.4. Courbes moments – rotations

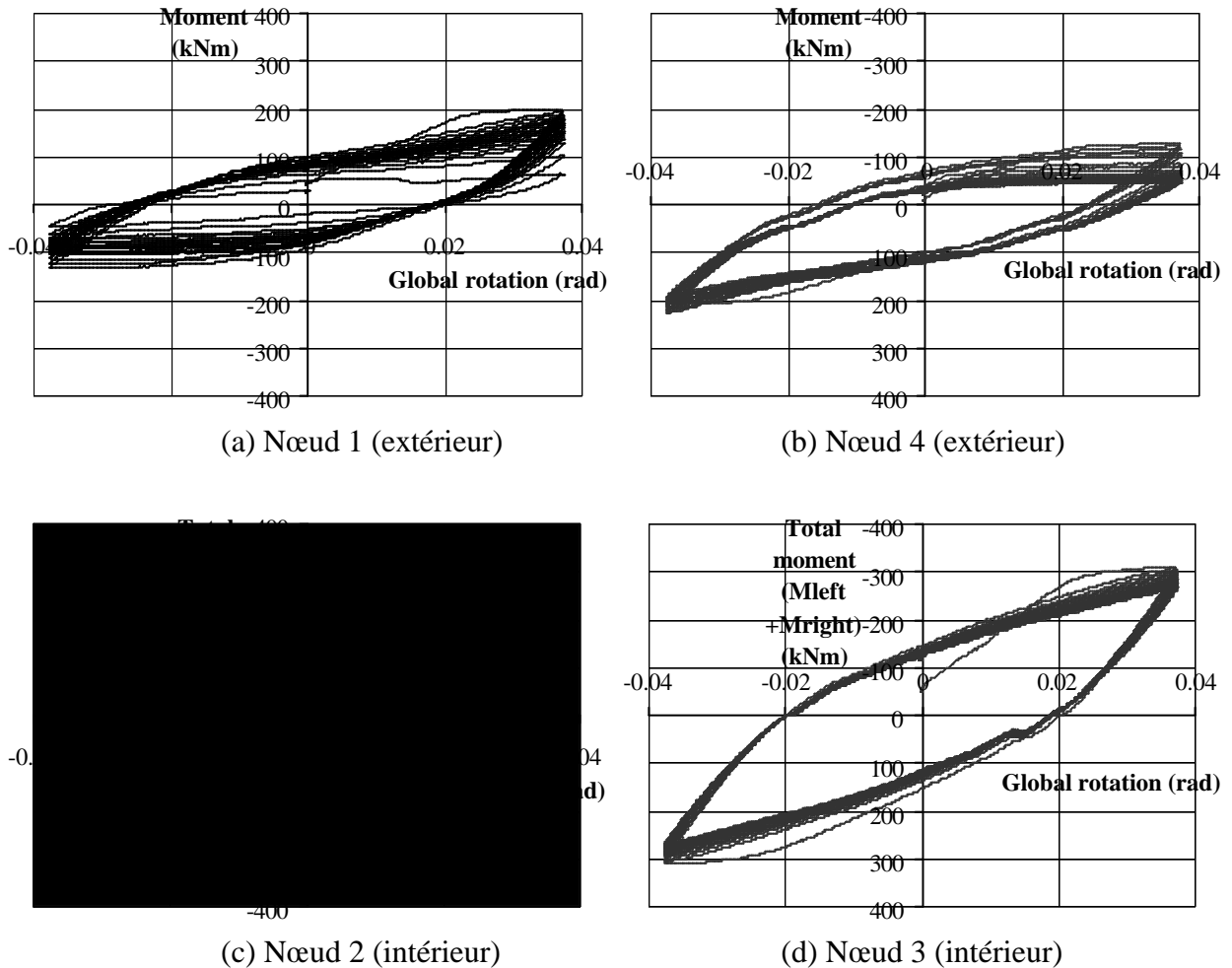


Figure IV.3.7 Courbes moment rotation pour les 4 nœuds du portique.

IV.3.5. Largeurs effectives pour le calcul des moments plastiques

Le même type de post-traitement est effectué pour les poutres de la structure de Saclay que dans les autres campagnes d'essai. On évalue les moments plastiques expérimentaux en utilisant la procédure CECM et l'on calcule des moments plastiques de dimensionnement sur base de diverses largeurs effectives. On teste les largeurs effectives déduites des essais d'Ispra et Darmstadt.

On obtient 2 tableaux (tableau IV.3.1 et 2) pour les nœuds extérieurs et intérieurs respectivement. Pour les nœuds intérieurs, on compare la somme des moments à gauche et à droite de la colonne ($M_{pl} = M^+ + M^-$).

Tableau IV.3.1. nœuds extérieurs

	Largeur effective beff (m)	Moments plastiques de calcul (kNm)	Moments plastiques expérimentaux (kNm)	
			Nœud extérieur 1	Nœud extérieur 4
Flexion positive	0.15 L = 0.6 m	151.8	180	177
	1 m	165	180	177
Flexion négative	0.2 L = 0.8 m	92.4	107	120
	1 m	100	107	120

Tableau IV.3.2. Nœuds Intérieurs

Largeur effective beff (m)	Moments plastiques de calcul (kNm)	Moments plastiques expérimentaux (kNm)	
		Nœud intérieur 2	Nœud intérieur 3
0.15 L (M+)	244	297.5	288
0.2 L (M-)			
Largeur totale de dalle 1 m	265	297.5	288

Nous observons que le moment plastique expérimental est toujours supérieur au moment plastique de calcul, même en considérant la largeur totale de dalle de 1 m. Nous supposons donc que la largeur totale de dalle est activée, que ce soit pour les nœuds extérieurs que pour les nœuds intérieurs.

Sous moment négatif, on observe des résistances réelles supérieures de 15 % pour le nœud extérieur 1 et de 30 % pour le nœud extérieur 4. Sous moment positif, la différence est de 18.5 % pour le nœud 1 et de 16% pour le nœud 4.

Ces différences peuvent être dues aux propriétés des matériaux (écrouissage), au confinement du béton devant la colonne et à la manière de définir les moments plastiques expérimentaux, qui comme on l'a vu plus haut peuvent être sous-estimé avec la procédure CECM si la raideur tangente initiale est très grande.

IV.3.6. Largeur effective pour le calcul des inerties élastiques

A l'aide de modélisations éléments finis de type poutre, une proposition de valeurs de largeurs effectives élastiques a été testée et comparée aux valeurs expérimentales.

Calcul 1/ $I_{\text{constant}} = I_{\text{acier}} = 1950 \text{ cm}^4$

Calcul 2/ $I^+ = I1 = 6150 \text{ cm}^4 = 3.15 I_{\text{acier}}$ sur $0.6 L = 2.4 \text{ m}$

$$\text{avec } b_{\text{eff}} = \frac{b_{\text{eff,plast}}}{2} = 0.075 L = 300 \text{ mm}$$

$I^- = I2 = 2170 \text{ cm}^4 = 1.11 I_{\text{acier}}$ sur $0.4 L = 1.6 \text{ m}$

$$\text{avec } b_{\text{eff}} = \frac{b_{\text{eff,plast}}}{2} = 0.1L = 400 \text{ mm} \text{ -béton fissuré en traction-}$$

Calcul 3/ $I_{\text{equivalent}} = 0.6 I^+ + 0.4 I^- = 4558 \text{ cm}^4 = 2.34 I_{\text{acier}}$ sur L

Les répartitions de moments obtenues pour les 3 calculs sont comparés à la répartition expérimentale à la figure IV.3.8.

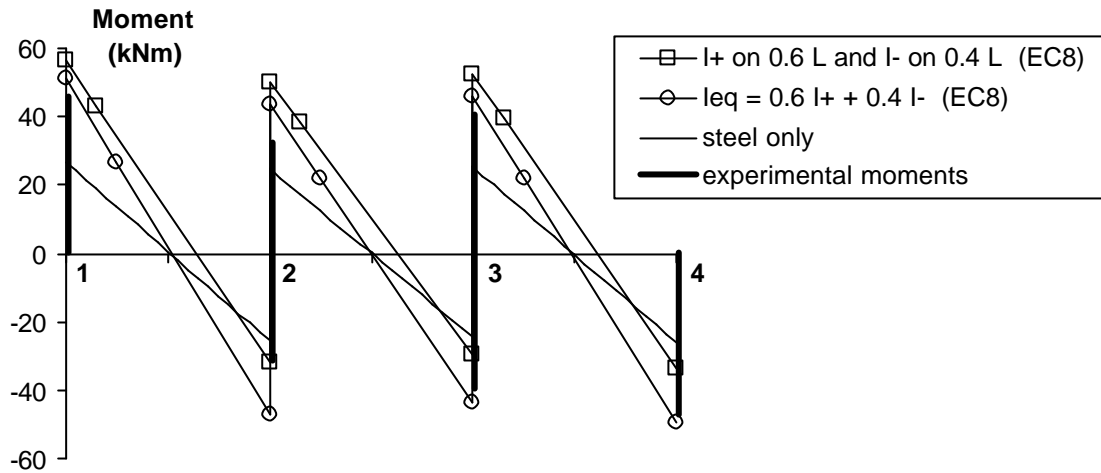


Figure IV.3.8. Moments élastiques dans la poutre mixte

Elles permettent d'arriver aux observations suivantes :

- le caractère mixte de la section existe dans le domaine élastique.
- les propositions de largeurs effectives élastiques de l'Eurocode 8 surestiment les moments positifs et sous-estiment les moments négatifs.
- l'inertie équivalente donne la meilleure estimation de la distribution de moment le long de la poutre mixte.

Il est évident qu'il est impossible de trouver exactement la distribution de moments élastiques avec une seule valeur de l'inertie, même avec 2, puisque l'inertie varie sur toute la longueur de la poutre. L'inertie négative qui ne considère pas le béton fissuré est trop faible et reste faible même en considérant toute la largeur de dalle comme effective, comme on l'observe à la figure IV.3.9. L'inertie positive par contre est très importante et croît rapidement avec la largeur effective (figure IV.3.9). Il faut peu de béton pour augmenter la largeur effective. La réalité est entre les 2 et c'est pourquoi la valeur "moyenne" de l'inertie équivalente donne les meilleurs résultats par rapport aux mesures expérimentales.

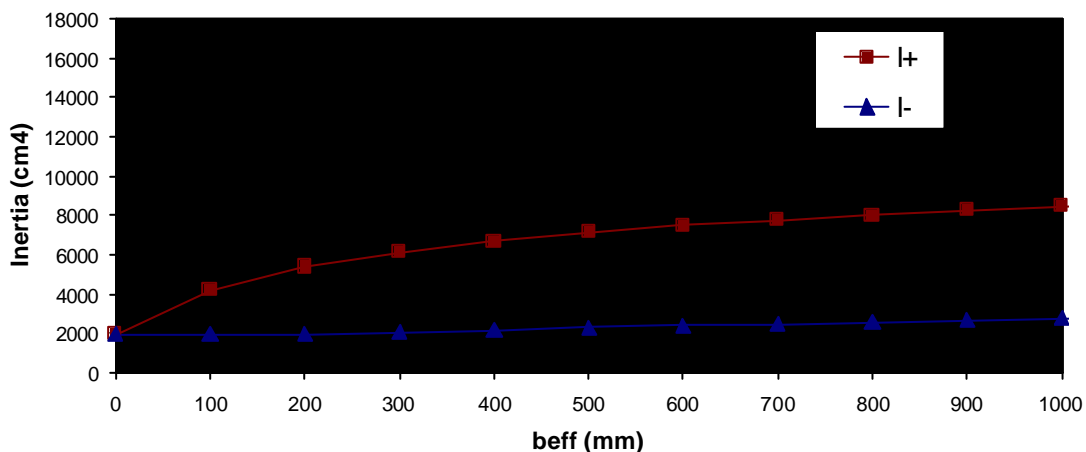


Figure IV.3.9. Evolution des inerties positive et négative en fonction de la largeur effective

Le point faible de la structure testée à Saclay est son relativement faible degré de connexion réel. Il est proche de 1, mais sans sécurité, et pourrait être une des raisons des faibles valeurs de raideurs et de largeurs effectives élastiques de poutre mixte observées.

Chapitre V ETUDE NUMERIQUE DU MECANISME DE TRANSFERT DES FLEXIONS A LA JONCTION POUTRE-POTEAU

V.1. Etude bibliographique et définition des problèmes de modélisation.

V.1.1. Modélisations bidimensionnelles ou tridimensionnelles de poutres et nœuds mixtes

De nombreux modèles "élément fini" de poutre mixte ont été réalisés. Ils sont en général basés sur l'association de deux éléments classiques de poutre, l'un pour la partie béton, l'autre pour la partie acier, dont les différents degrés de liberté sont reliés entre eux suivant différentes hypothèses concernant entre autres, la répartition ou non du glissement relatif entre matériaux et la possibilité ou non d'un soulèvement. Nous renvoyons le lecteur intéressé à deux publications qui donnent un bon aperçu des nombreux travaux réalisés à ce sujet : Aribert (1996) et Salari et al. (1998).

Les modélisations bi et tri dimensionnelles sont beaucoup moins nombreuses. Ce chapitre donne une description relativement détaillée de modélisations multi dimensionnelles de nœuds mixtes soumis à des sollicitations horizontales de type sismique et/ou à des charges verticales.

Razaqpur et Nofal (1989, 1990) ont développé un élément tridimensionnel afin de modéliser le comportement non linéaire des goujons connecteurs dans des ponts mixtes continus ou non – voir Figure V.1.2.

L'élément connecteur est un élément de barre spécifique qui possède 3 degrés de liberté en translation à chaque extrémité. L'hypothèse de base est de considérer le cisaillement et les forces axiales comme les premières causes de ruine des goujons, ce qui selon les auteurs est raisonnable dans une dalle pleine où le béton n'est pas dégradé et au vu des proportions hauteur sur longueur d'un goujon. La rigidité de cisaillement de l'élément est établie à l'aide d'une relation empirique. Les rigidités flexionnelle et torsionnelle sont ignorées, alors que l'on prend en compte les déformations axiales de l'élément de poutre classique.

Les poutres mixtes modélisées sont des poutres bi- ou tri- appuyées soumises à des charges verticales. Par double symétrie, seul un quart des poutres est modélisé. L'âme est modélisée à l'aide d'éléments plans à 4 nœuds. La dalle et les semelles à l'aide de coques à 4 nœuds et 6 degrés de liberté par nœud. Chaque coque est divisée en un certain nombre de couches selon l'épaisseur afin de reproduire au mieux le comportement non linéaire des différentes fibres. Sont incluses dans ces couches, des couches de béton, les armatures ainsi que la semelle supérieure du profilé acier, considérée ainsi telle une couche d'armatures.

Les goujons sont attachés aux nœuds de la surface supérieure de l'âme de la poutre en acier et aux nœuds du plan moyen de la dalle (position géométrique des coques). Tous les connecteurs se trouvent dans le plan moyen de l'âme de la poutre. Les goujons du modèle ne sont pas localisés à leur position réelle et les propriétés des connecteurs équivalents sont déduites de la même manière que des forces nodales équivalentes.

Le modèle du béton est basé sur le concept de déformation équivalente et suit la loi constitutive de Darwin et Pecknold (1977). L'acier suit une loi incrémentale élasto-plastique avec critère de Von Mises et écoulement associé.

Il n'y a aucune prise en compte de non-linéarités géométriques, car la ruine des spécimens n'est pas régie par une quelconque instabilité.

La comparaison des résultats numériques et expérimentaux est relativement satisfaisante. Les résultats comparés sont : courbe flèche - charge, glissement le long de la poutre, distribution

de déformation dans la semelle inférieure de la poutre en acier. Aucun résultat dans la dalle n'est discuté.

Lee et Lu (1991) ont proposé une modélisation bidimensionnelle d'un nœud poutre colonne extérieur à l'aide du logiciel ADINA – voir Figure V.1.1. Les éléments sont des éléments quadrilatéraux et triangulaires en état plan de contrainte. La dalle a une épaisseur constante et une largeur (épaisseur des éléments en état plan de contrainte) qui correspond à la largeur effective de la dalle. Cette largeur varie d'un élément à l'autre et est préalablement obtenue par une analyse tridimensionnelle élastique. L'hypothèse est faite que cette largeur reste constante durant tout le calcul non linéaire. Le modèle béton utilise

- (i) une relation contrainte déformation non linéaire incluant une décroissance de la résistance (strain softening)
- (ii) une surface de ruine définissant un domaine de fissuration en traction et un domaine d'écrasement du béton en compression, et
- (iii) une stratégie de modélisation du comportement du matériau après fissuration et à l'écrasement.

Les propriétés du béton sont améliorées au droit de la colonne par une augmentation de la résistance de f_c à $1,3 f_c$ et une augmentation de la déformation correspondante de ruine de ϵ_0 à $1,9 \epsilon_0$.

L'acier suit un modèle de Von Mises à écrouissage isotrope ou cinématique. La loi uniaxiale suit un comportement linéaire, parfaitement plastique, suivi d'un écrouissage linéaire.

Les goujons sont modélisés par des éléments rigides dont l'extrémité initialement connectée au nœud correspondant de la poutre peut se déplacer et simuler le glissement. La loi de glissement est élastique parfaitement plastique.

Cette modélisation cherche à analyser le comportement de la poutre et du panneau d'âme. La modélisation est utilisée sous charges monotones croissantes et sous charges cycliques.

Bursi et Gramola (1997), ainsi que Bursi et Ballerini (1996, 1997) ont proposé le même type de démarche que Lee et Lu (1991) en ce sens qu'ils proposent tout d'abord une modélisation tridimensionnelle élastique (à l'aide d'éléments volumiques) du nœud mixte à étudier, de laquelle ils déduisent une largeur effective variable le long de la portée de la poutre, pour ensuite l'introduire dans une modélisation raffinée plane bidimensionnelle – voir Figure V.1.3. Le code utilisé est ABAQUS.

Les nœuds modélisés sont des nœuds mixtes extérieurs. Le transfert de cisaillement entre la poutre métallique et la dalle en béton sur tôle nervurée est soit total, soit partiel. La modélisation tridimensionnelle élastique est réalisée à l'aide d'éléments volumiques.

La modélisation bidimensionnelle se compose d'éléments quadrilatéraux en état plan de contrainte. Chaque connecteur est modélisé de manière discrète, avec prise en compte de la dimension de la tête afin de reproduire la compression dans la dalle. Les barres d'armatures sont modélisées de manière discrète et localisées à 2 niveaux afin de tenir compte de leur dimension suivant la section droite. Une loi d'adhérence est introduite entre les nœuds d'armatures et les nœuds de la dalle. L'action goujon (dowel action) est prise en compte approximativement au moyen d'un facteur de rétention de cisaillement dans le modèle de fissuration. Le modèle de béton est un modèle de fissuration diffuse (smeared crack approach), qui peut être sensible aux dimensions du maillage (mesh sensitivity). Le critère de plasticité est un Drucker-Prager avec une loi d'écoulement non associé. La loi d'écrouissage permet la prise en compte du confinement.

Une première variante considère les armatures réparties à la surface des éléments de béton. L'interaction acier béton en traction est introduite implicitement par la modification des relations constitutives du béton.

Dans ces 2 premières modélisations, l'interface béton - acier structurel (semelle supérieure de la poutre en acier et goujons connecteurs) est modélisée à l'aide d'éléments d'interface appropriés. Deux cas limites sont considérés : le glissement total avec un coefficient de friction faible et le blocage total avec un coefficient de friction élevé.

Une seconde variante concerne la modélisation des goujons connecteurs à l'aide de ressorts caractérisés par des lois empiriques résultant des push-pull tests. Le soulèvement est empêché par liaison de certains degrés de liberté de nœuds de la semelle supérieure de la poutre et de la dalle de béton.

Les modélisations sont mises en charge de manière monotone croissante afin d'obtenir une courbe enveloppe de la courbe expérimentale cyclique.

Les auteurs mettent en évidence l'influence des différentes hypothèses reprises ci-dessus sur la modélisation de sous-structures mixtes à connexion partielle.

Les effets de la friction entre acier structurel et béton ont une faible influence sur la réponse globale des sous-structures. L'utilisation de ressorts horizontaux discrets en lieu et place des goujons connecteurs est suffisamment précise dans le domaine de degré de connexion mixte étudié, bien que l'on ne puisse plus prendre en compte l'effet de confinement exercé par les têtes de goujons. Au contraire, la loi contrainte glissement entre armature et béton a une influence très importante sur la résistance du nœud lorsque la dalle est en traction (sous moment négatif). La suppression de cette liaison peut par conséquent mener à des prévisions erronément sur-résistantes.

Hajjar et Leon (1998) proposent une modélisation tridimensionnelle de nœuds poutre colonne intérieur, acier seul et mixtes acier-béton – voir Figure V.1.4. Les modélisations sont réalisées à l'aide du programme ABAQUS. Les nœuds sont constitués d'une poutre longitudinale, d'une colonne en acier et d'une dalle de béton armé sur tôle nervurée.

La poutre est entièrement modélisée à l'aide d'éléments volumiques continus à 8 nœuds. La colonne est modélisée à l'aide de ces mêmes éléments à la jonction avec la poutre et jusqu'à une certaine distance des appuis et les segments restant de la colonne sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre du 3^e degré. A la jonction entre éléments continus et éléments de poutre, des conditions de compatibilité sont imposées afin d'assurer que la section droite au point de transition reste droite et perpendiculaire à l'axe central de la colonne.

La poutre, la colonne, les soudures, la dalle de béton (nervurée même si les propriétés de la tôle ne sont pas prises en compte), les armatures ainsi que les éléments de la connexion sont tous modélisés en utilisant les détails, dimensions et propriétés de trois spécimens testés.

Des éléments de contact sont utilisés pour connecter la dalle à la poutre et à la colonne. Ces éléments sont dotés d'une très grande rigidité pour éviter tout glissement. Seul un demi nœud est modélisé, le plan de symétrie passant par le plan moyen de l'âme de la poutre et de la colonne. Ce faisant, les auteurs ignorent la possibilité de représenter le mode éventuel de voilement local de l'âme et de flambement par torsion des semelles de la poutre.

Les modèles de matériau sont des modèles élasto-plastiques à écrouissage isotrope. Le modèle acier simule un comportement élastique, puis parfaitement plastique, suivi d'un écrouissage linéaire jusqu'à la contrainte ultime, et enfin d'un comportement à module tangent proche de zéro. Le modèle de béton en compression inclut une loi contrainte déformation non linéaire croissante jusqu'à atteindre la résistance de pic du béton. Ensuite, le comportement suit un module négatif assez faible (strain softening lent). Le modèle de béton en traction simule un comportement élasto-plastique avec faible module tangent activé lorsque la contrainte atteint une valeur de la moitié du module de rupture. A cause des difficultés numériques avec le modèle de béton de ABAQUS, le modèle utilisé pour le béton suit une loi symétrique en traction et en compression. Les éléments comprimés et les éléments fissurés ont été déterminés à priori en fonction des calculs élastiques et on leur a attribué des

comportements différents. Cet aspect délicat de la modélisation est minimisé par rapport aux objectifs de l'étude qui étaient l'étude du comportement local des assemblages métalliques, et en particulier des soudures.

Ebato et Morita (1995) ont modélisé à l'aide du programme éléments finis ANSYS un nœud poutre-colonne composé d'une colonne de section fermée rectangulaire, d'une poutre en double té travaillant en mixte avec une dalle pleine de béton armé et d'une poutre transversale – voir Figure V.1.5. L'instabilité de la poutre métallique n'est pas considérée et seule une demi structure est modélisée, le plan de symétrie passant par l'âme de la poutre. Les parois de la colonne et des poutres sont modélisées à l'aide d'éléments de coques à 4 nœuds, la dalle à l'aide d'éléments solides à 8 nœuds et les armatures par des éléments de barres. Les armatures et le béton sont supposés être en liaison parfaite et le glissement entre la dalle et le profilé est pris en compte grâce à l'introduction de ressorts de cisaillement élasto-plastique. L'acier suit le critère de Von Mises et une loi d'écrouissage multilinéaire. Le béton suit le critère de Drucker-Prager et un écrouissage élastique parfaitement plastique. Le nœud est chargé de manière monotone croissante sous charges dissymétriques. La comparaison du calcul et du test sur nœud rigide est bonne. Par contre, l'introduction de la semi-rigidité à la connexion ne permet pas un aussi bon calibrage du modèle.

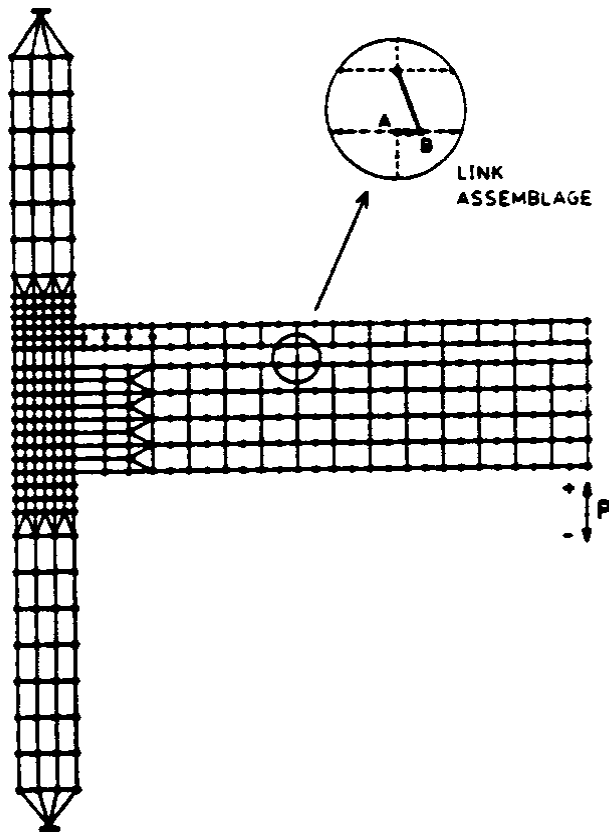
Bursi et Caldara (1999) présente une modélisation élasto-plastique tridimensionnelle à l'aide du code éléments finis ABAQUS d'un nœud extérieur poutre-colonne.

La loi du matériau béton suit le critère de plasticité de Drucker-Prager. L'écoulement plastique est non associé. L'écrouissage est pris en compte au moyen des courbes uniaxiales contrainte déformation de compression et de traction incluant les règles d'adoucissement post-pic appropriées. Des paramètres particuliers telle l'énergie spécifique de fracture G_f ne sont pas pris en compte pour diminuer les problèmes de sensibilité au maillage liés aux adoucissements post-pic. Les armatures sont modélisées à l'aide d'éléments discrets avec une loi élasto-plastique écrouissable. Cette représentation discrète a été adoptée afin de tester l'influence d'une liaison contrainte d'adhérence – glissement entre armature et béton.

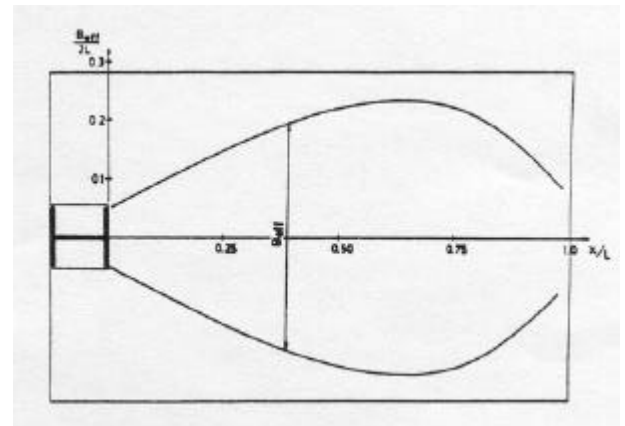
Seule une demi poutre est modélisée à cause de la symétrie (3670 éléments). Un maillage plus raffiné est adopté dans la zone du nœud où les concentrations de contraintes sont attendues. Les éléments de la poutre métallique et de la dalle sont des coques épaisses. Les barres sont des poutres de Timoshenko. Les goujons connecteurs sont modélisés à l'aide de ressorts non linéaires pour le transfert d'effort tranchant et à l'aide de barres linéaires pour le soulèvement. La liaison d'adhérence entre béton et barres est représentée à l'aide de ressorts non linéaires.

Un chargement monotone croissant est appliqué au modèle.

Le modèle a d'abord été exploité pour tracer des largeurs effectives de dalle sous moment positif et sous moment négatif (sous charge maximale). Ensuite, l'étude du choix de la loi Force – Glissement donnée aux connecteurs montre une très grande influence sur la courbe globale de comportement du spécimen. Par contre, la prise en compte du glissement entre armature et béton n'apporte pas de modification significative au comportement global à cause des nombreuses barres transversales placées pour éviter le splitting longitudinal. L'effet des charges verticales est important et devrait être pris en compte pour établir les performances (résistance) de la poutre mixte de manière précise. L'influence du paramètre "connexion partielle" est aussi étudié et les résultats confirment les résultats expérimentaux de Richard Yen et al. (1997) qui montrent qu'il n'existe aucune différence pratique dans le comportement en fatigue à faibles cycles d'une poutre à connexion totale et d'une poutre à 80 % de connexion partielle.



(a) discrétisation



(b) largeur effective utilisée
déduite d'une modélisation 3-D

Figure V.1.1. Modélisation 2-D de Lee et Lu (1991)

Modelling nonlinear behavior of shear connectors in composite structures

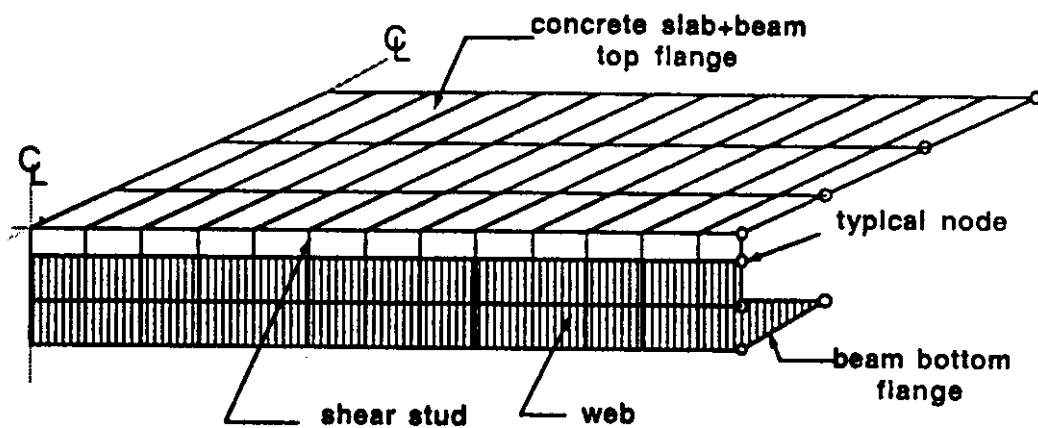


Figure V.1.2. Modélisation 3-D de Razaqpur et Nofal (1989,1990)

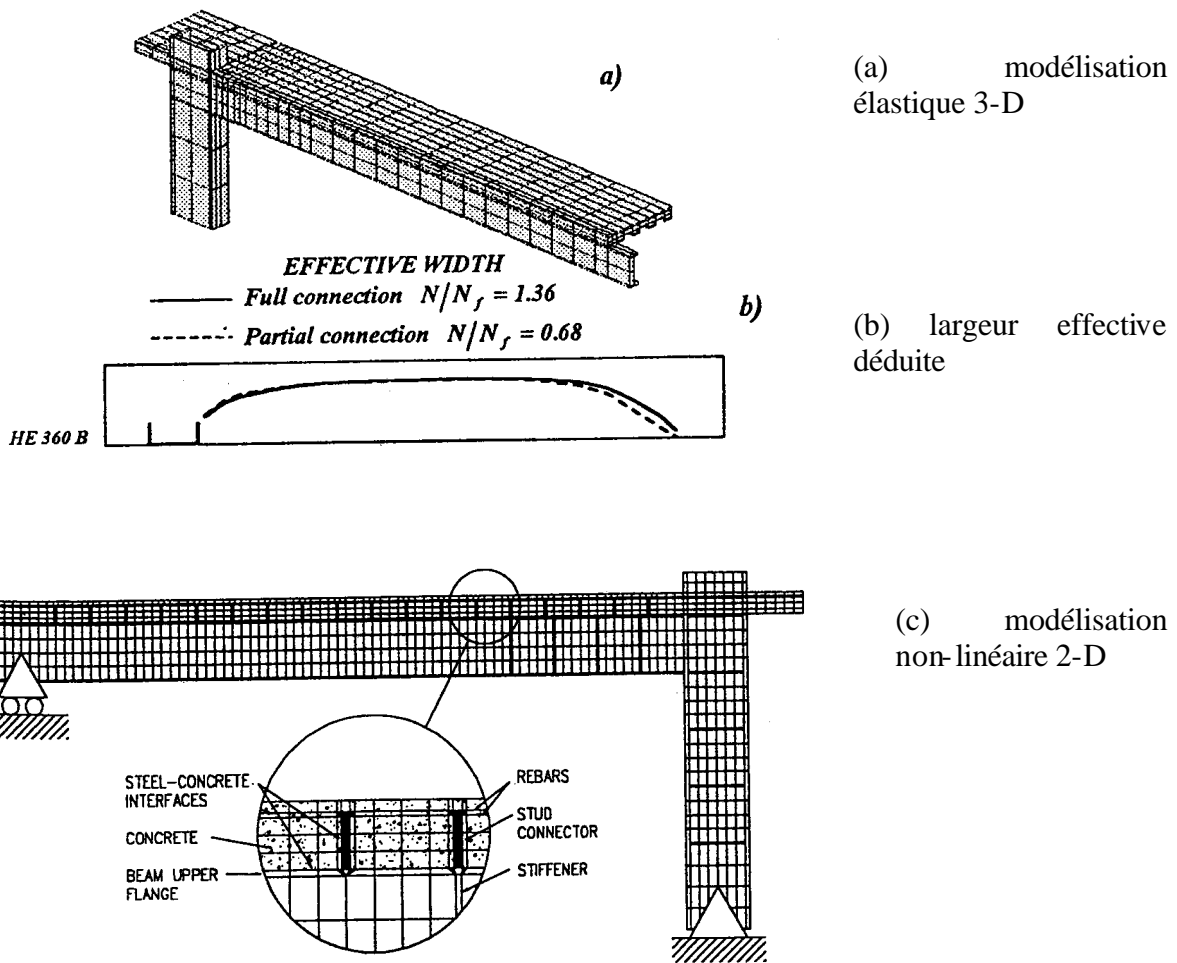


Figure V.1.3. Modélisations de Bursi et al. (1996, 1997)

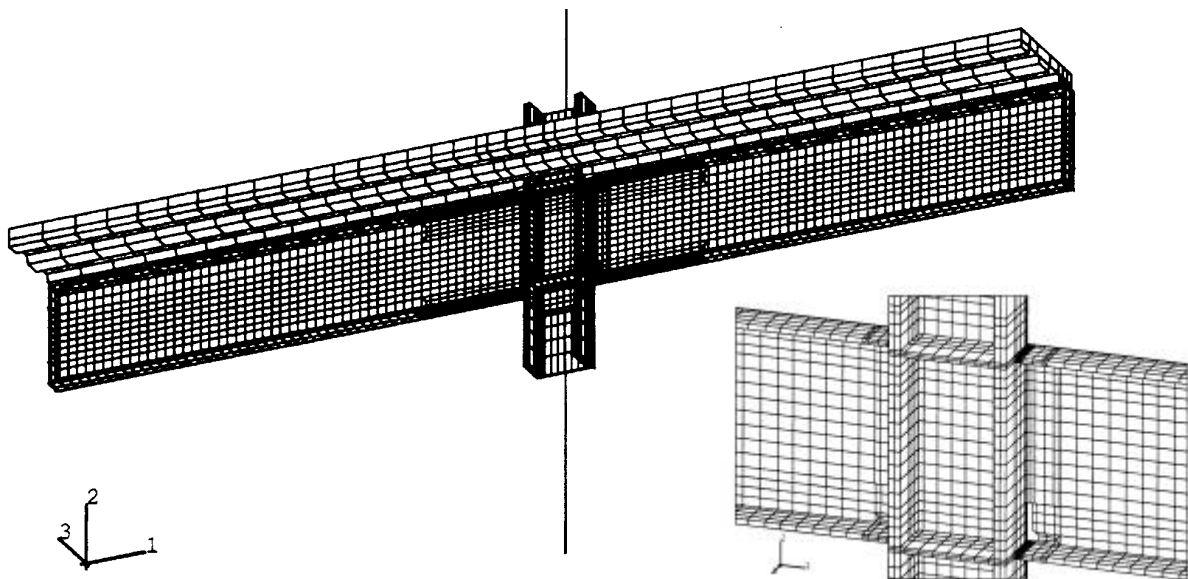


Figure V.1.4. Modélisation 3-D de Hajjar et Leon (1997)

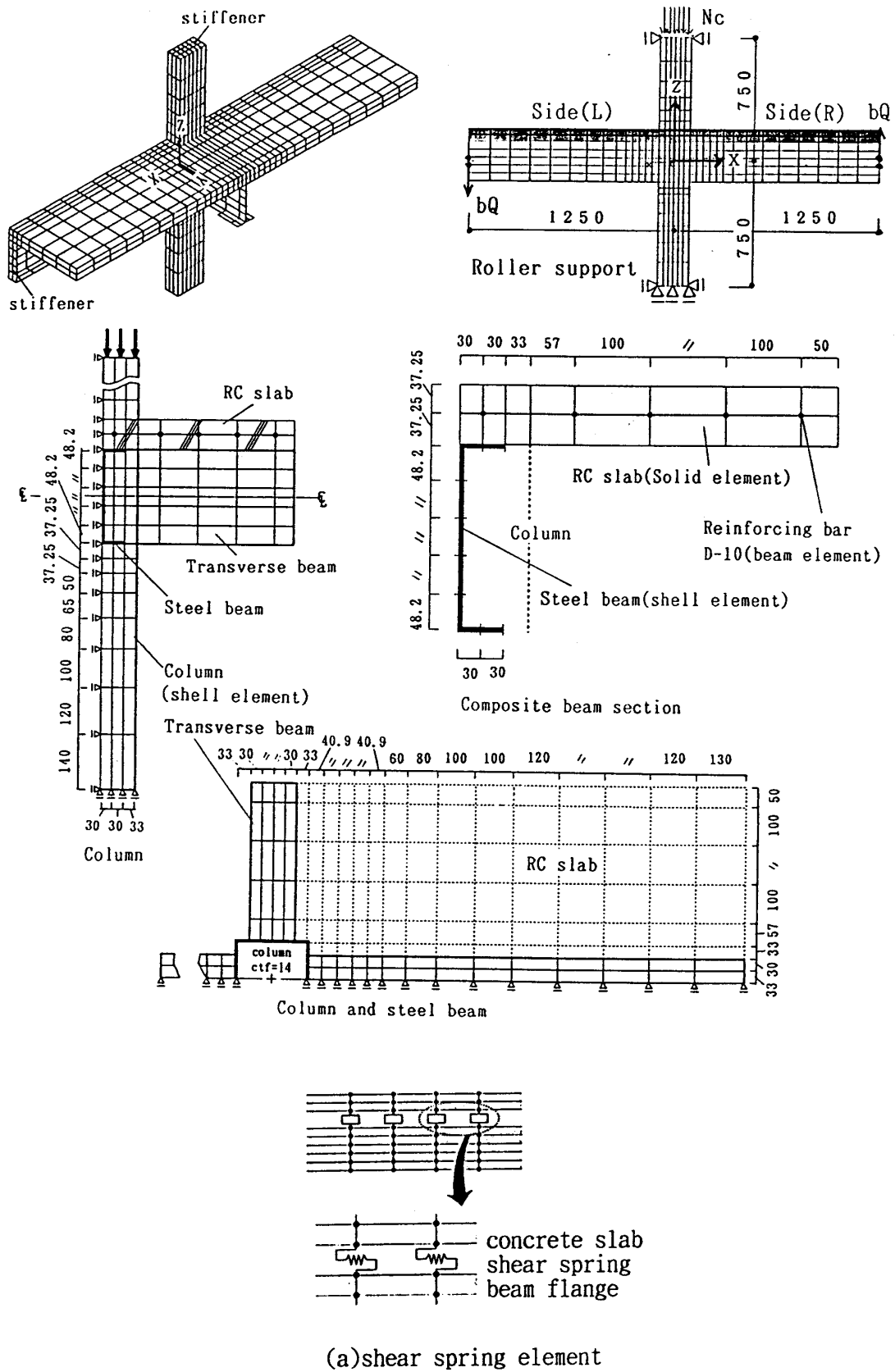


Figure V.1.5. Modélisation 3-D de Ebato et al. (1995)

V.1.2. Comportement du béton et du béton armé. Problèmes de modélisation

Comportement uniaxial du béton

Le béton est un matériau non homogène par nature qui montre un comportement hautement non linéaire, différent en traction et en compression.

Tests de compression uniaxiale

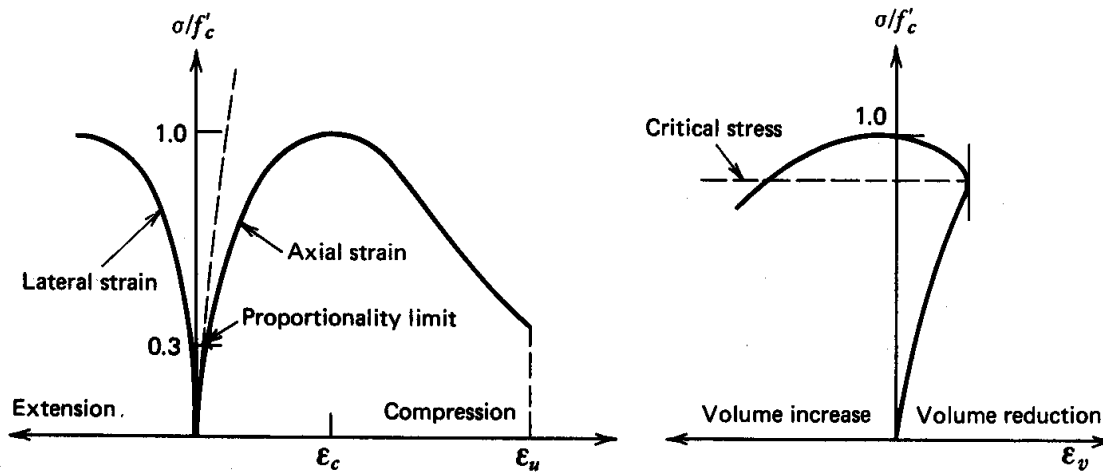


Figure V.1.6 Courbes contrainte – déformation d’un béton en compression uniaxiale (Chen, 1994) (a) déformations axiale et latérale (b) déformation volumétrique ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$)

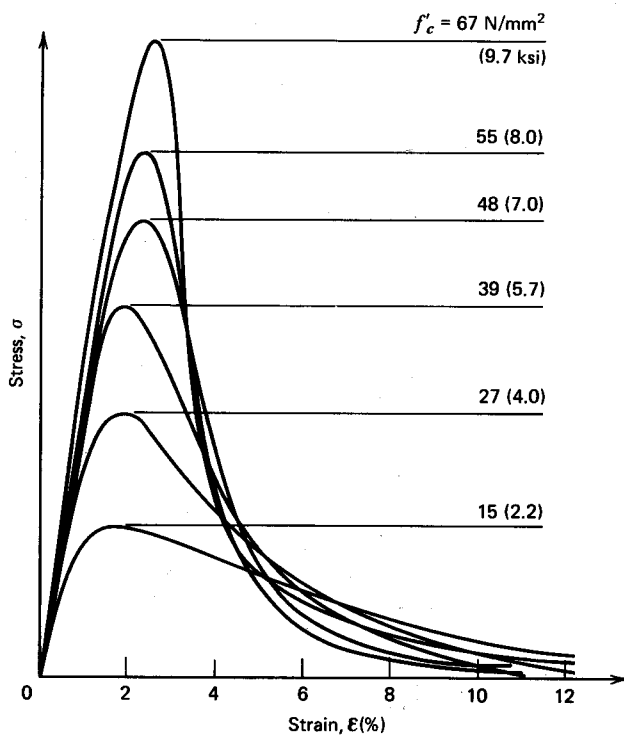


Figure V.1.7. Courbes contrainte – déformation de compression uniaxiale pour différentes résistances de béton (Wischers, 1978)

Les figures V.1.6 et 7 représentent des courbes typiques d'essais de compression uniaxiale sur divers bétons. On résume les caractéristiques principales de ces courbes en 3 points :

- la courbe contrainte - déformation axiales est linéaire jusqu'à environ 30 % de la contrainte maximale de compression f_c . Pour des contraintes supérieures à $0.3 f_c$, le béton commence à s'écarter graduellement de la droite élastique jusque une contrainte comprise entre 0.75 et $0.90 f_c$. L'augmentation de courbure s'accélère à l'approche de f_c . Au-delà du pic de résistance, la valeur de la contrainte diminue jusqu'à écrasement du béton pour la déformation ultime ϵ_u .
- la déformation volumétrique ($\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$) est linéaire jusqu'à une contrainte comprise entre 0.75 et $0.90 f_c$. A ce moment, la direction de la déformation volumétrique s'inverse et cela correspond à un accroissement de volume près de la contrainte maximale f_c . La contrainte correspondant à la déformation volumétrique minimale est appelée "contrainte critique".
- Quelle que soit la résistance du béton, le pic est situé aux alentours d'une déformation de 0.0022 . La branche descendante est d'autant plus raide que la résistance du béton est grande. La partie descendante de la courbe est cependant fonction de nombreux paramètres, tels la dimension des éprouvettes ainsi que leurs conditions d'appuis.

Les notations utilisées dans l'Eurocode 2 pour la résistance du béton sont :

- f_{ck} , la résistance à la compression caractéristique sur cylindre à 28 jours
- f_{cm} , la résistance moyenne. La relation moyenne qui lie les 2 résistances est : $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (Mpa)

Le module d'élasticité du béton comprimé peut être choisi de différentes manières. On peut distinguer, en reprenant les notations de l'Eurocode 2 :

- E_c , le module d'élasticité tangent à l'origine (de la courbe contrainte - déformation) d'un béton normal à 28 jours.
- $E_c(t)$, module d'élasticité tangent à l'origine d'un béton normal à un temps t .
- E_{cm} , un module d'élasticité sécant d'un béton normal.
- E_{cd} , module sécant de calcul.

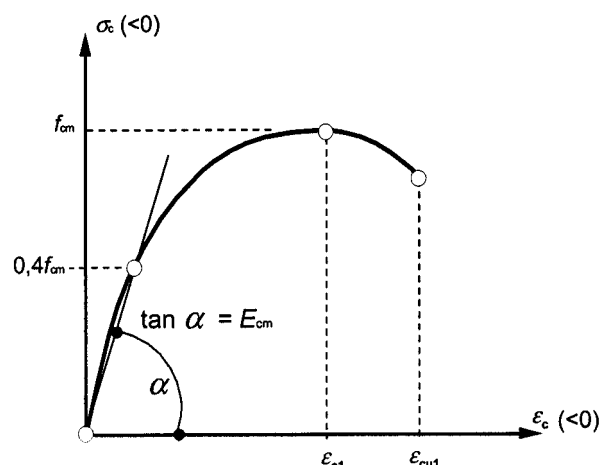


Figure V.1.8 Représentation schématique de la courbe contrainte - déformation en compression pour l'analyse structurelle de structures en béton (armé) - prEN1992, 2001

L'Eurocode 2 préconise pour les calculs de prendre un module sécant passant par le point de contrainte nulle et par $\sigma_c = 1/4 f_c$. La formule à appliquer est alors :

$$E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^{0.3} \quad \text{avec } f_{cm} \text{ en MPa}$$

L'allure de la courbe contrainte – déformation pour une analyse structurale est présentée à la figure V.1.8.

Le coefficient de Poisson

Les déformations transversales du béton soumis à la compression sont pratiquement élastiques jusqu'à la moitié de la résistance f_c . Les déformations plastiques transversales apparaissent pour des contraintes supérieures et correspondent à une désorganisation interne du béton par microfissuration parallèle à l'effort de compression. Dans les essais de compression uniaxiale, le coefficient de Poisson varie entre 0.15 et 0.25, 0.2 étant une valeur moyenne représentative.

Tests de traction uniaxiale

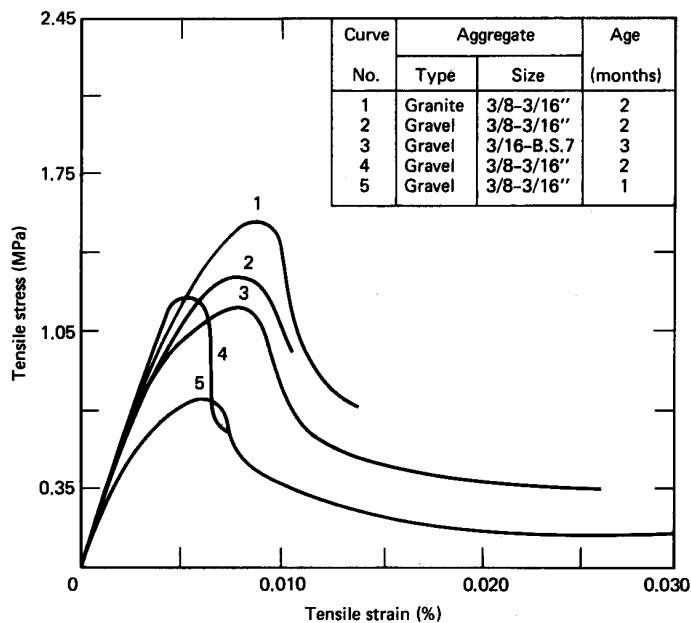


Figure V.1.9 Diverses courbes contrainte – déformation en traction uniaxiale (Hugues et Chapman, 1966)

Le comportement mécanique général du béton sous traction uniaxiale a de nombreuses similitudes avec le comportement en compression. Des courbes typiques sont représentées à la figure V.1.9. Les courbes sont linéaires jusqu'à un niveau de contraintes assez élevé, environ 60 % de la résistance à la traction f_t . Au-delà de 75 % de la résistance à la traction, la propagation des fissures est très rapide et la branche descendante est assez difficile à suivre expérimentalement. Le rapport entre résistance à la traction uniaxiale et résistance à la compression uniaxiale varie généralement entre 0.05 et 0.1. Le module d'élasticité en traction uniaxiale est un peu plus élevé et le coefficient de Poisson un peu plus faible qu'en compression uniaxiale. En pratique, on considère les mêmes valeurs qu'en compression uniaxiale.

Comportement biaxial du béton

On peut résumer les principales caractéristiques de comportement du béton chargé de manière biaxiale (compression-compression, traction-compression et traction-traction) comme suit :

- comme les résultats expérimentaux de Kupfer et al. (1969) repris à la figure V.1.10 le montrent, la résistance à la compression augmente dans un état de contrainte en bi-compression. L'augmentation peut être de 25 % pour un rapport de contrainte $\sigma_2/\sigma_1 = 0.5$ et de 16 % pour $\sigma_2/\sigma_1 = 1$. En état de traction – compression, la résistance à la compression décroît quand la contrainte de traction appliquée croît. En traction biaxiale, la résistance à la traction reste quasiment égale à la résistance à la traction uniaxiale.

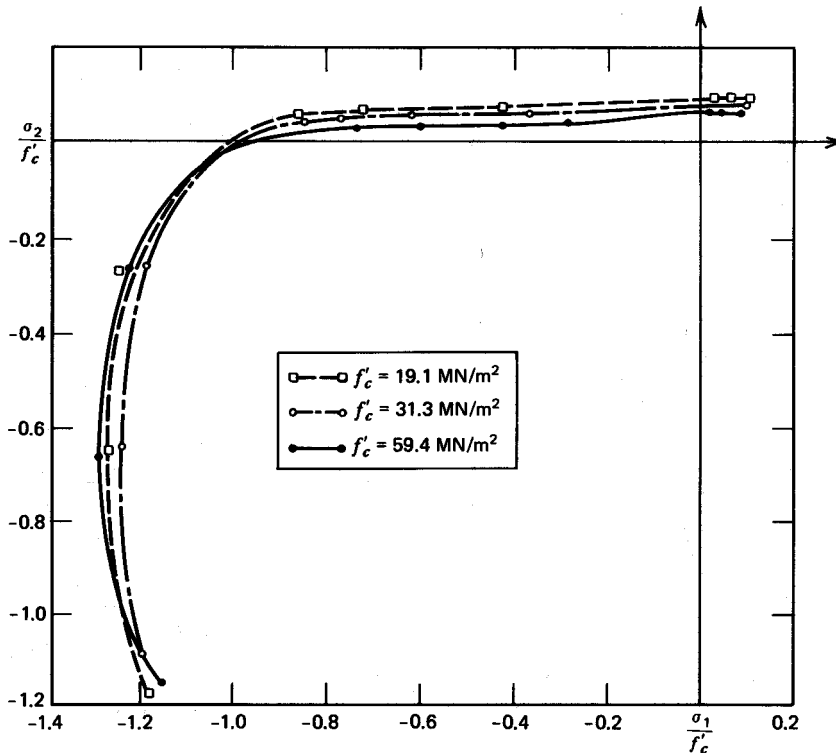


Figure V.1.10 Enveloppe de la résistance biaxiale du béton (Kupfer et al., 1969)

- On a 2 types de ductilité en état biaxial de contraintes : ductilité en compression et ductilité en traction. En compression uni et bi axiale (Fig. V.1.11), la valeur moyenne de la déformation max. de compression est environ de 3 ‰ et la valeur moyenne de la déformation max. de traction varie entre 2 et 4 ‰. On a une plus grande ductilité de traction en compression biaxiale qu'en compression uniaxiale. En traction-compression biaxiale, les déformations max. de traction et compression diminuent quand la contrainte de traction augmente. En traction uni et biaxiale, la valeur moyenne de la déformation principale max. de traction vaut environ 0.08 ‰.
- La figure V.1.12 illustre le phénomène d'accroissement de volume du béton au-delà d'un certain niveau de contrainte. Ce phénomène appelé dilatance est attribué à l'augmentation progressive des microfissures du béton.
- La ruine du béton a lieu par rupture de traction (tension splitting), avec les fissures orthogonales à la direction de traction maximale (contrainte ou déformation). Les déformations de traction sont très importantes dans le mécanisme de rupture du béton. La figure V.1.13 (Nelissen, 1972) illustre les différents modes de ruine du béton sous diverses combinaisons de chargement biaxial.

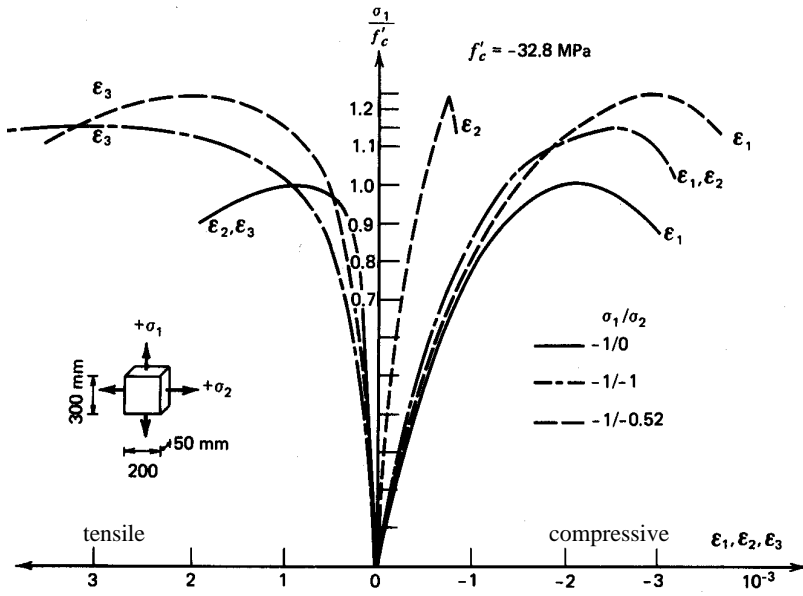


Figure V.1.11 Courbes $\sigma - \epsilon$ du béton en compression biaxiale (Kupfer et al., 1969)

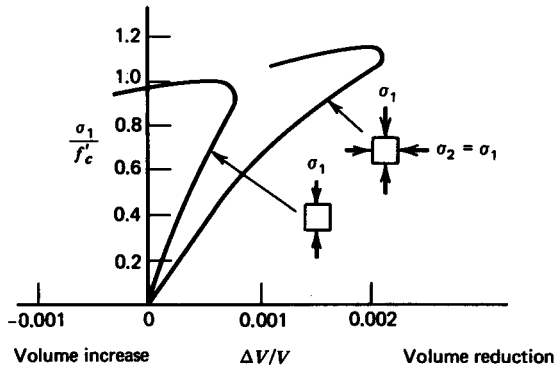


Figure V.1.12 Courbe de variation de volume du béton en compression biaxiale (Chen, 1994)

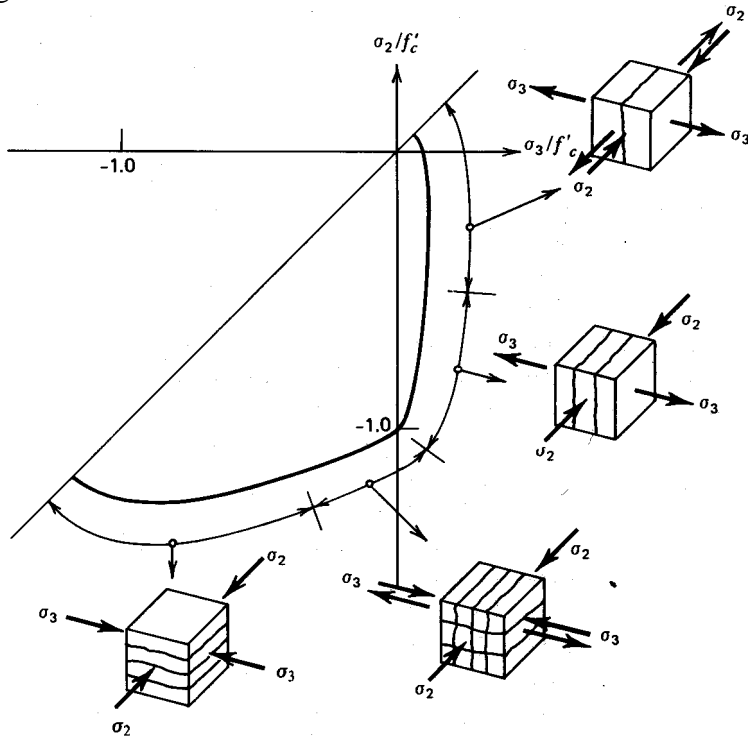


Figure V.1.13 Modes de ruine du béton chargé de manière biaxiale (Nelissen, 1972)

Comportement triaxial du béton

On peut représenter la limite élastique et la surface de ruine du béton soumis à des sollicitations triaxiales dans l'espace tridimensionnel des contraintes principales par les surfaces de la figure V.1.14. Pour des compressions hydrostatiques croissantes (axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), les sections déviatoriques (plans perpendiculaire à l'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) de la surface de ruine sont plus ou moins circulaires, indiquant que la ruine dans cette région de l'espace des contraintes est indépendante du troisième invariant de contrainte. Pour des pressions hydrostatiques faibles, ces sections déviatoriques sont convexes et non circulaires.

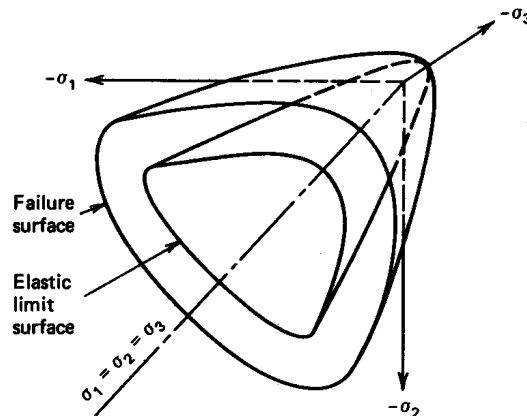


Figure V.1.14 Représentation schématique de la limite élastique et de la surface de ruine du béton dans l'espace tridimensionnel des contraintes principales (Chen, 1994)

Confinement

Le confinement est une conséquence du comportement triaxial du béton. Si l'on n'utilise pas de représentation tri dimensionnelle du béton, le confinement est pris en compte par la modification de la courbe uniaxiale de compression, à savoir par l'augmentation de la résistance et l'augmentation des déformations critiques en fonction du niveau des contraintes latérales de compression. La figure V.1.15 donne une idée de l'augmentation des performances du béton comprimé lorsqu'il est confiné.

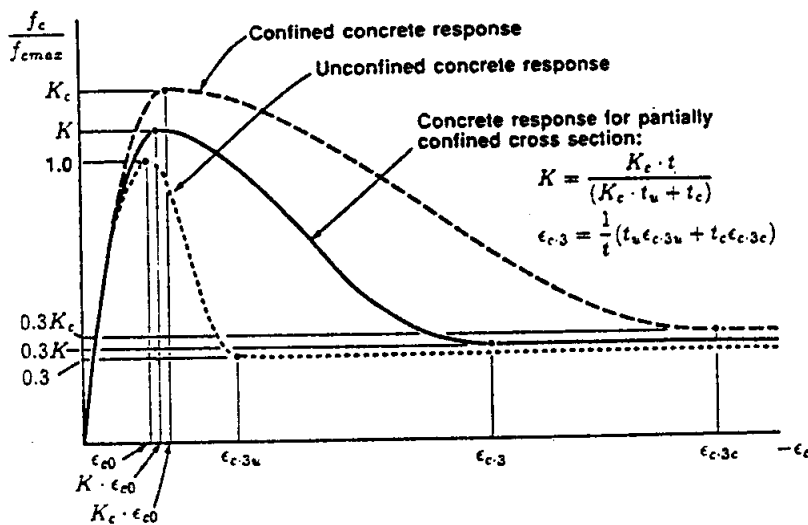


Figure V.1.15 Courbes contrainte-déformation de béton confiné proposées par Stevens (1991)

Comportement post-pic du béton en compression

La branche descendante de la courbe contrainte – déformation du béton en compression n'est pas une propriété matérielle du béton. C'est plutôt une propriété "structurelle" car dépendante des dimensions de l'éprouvette et de ses conditions d'appuis.

Le "softening" est le résultat du processus continu de fissuration du béton. Au départ, le phénomène de fissuration correspond à de la microfissuration, uniformément distribuée dans le matériau. Ces fissures sont stables, en ce sens qu'elles augmentent de manière proportionnelle quand la charge augmente. Autour du pic de chargement débute la formation de macro fissures. Celles-ci sont instables, ce qui signifie que la charge diminue pour éviter leur augmentation incontrôlée. Dans un test à déplacement imposé, la croissance de la macrofissure résulte en une diminution de la résistance et une localisation des déformations. La localisation des déformations signifie que toute la déformation additionnelle se concentre dans les macrofissures ; alors les parties de béton situées entre les macrofissures se déchargent.

La thèse de Vonk (1992) est consacrée à l'étude de ce comportement post-pic d'un point de vue expérimental. Nous renvoyons le lecteur à cette référence pour de plus amples explications.

Armatures - Tension stiffening

Nous ne nous attarderons pas sur le comportement des armatures seules, qui est bien connu.

Le phénomène de tension stiffening est le fait que les armatures noyées dans du béton ont un comportement plus raide que les armatures seules.

La figure V.1.16 tirée du Code Modèle 90 du CEB compare les courbes contrainte - déformation d'une armature seule (courbe ϵ_s) et d'une armature noyée dans un élément de béton armé, incluant le tension stiffening (courbe $\epsilon_{s,m}$). La barre entourée de béton a un comportement plus raide et moins ductile.

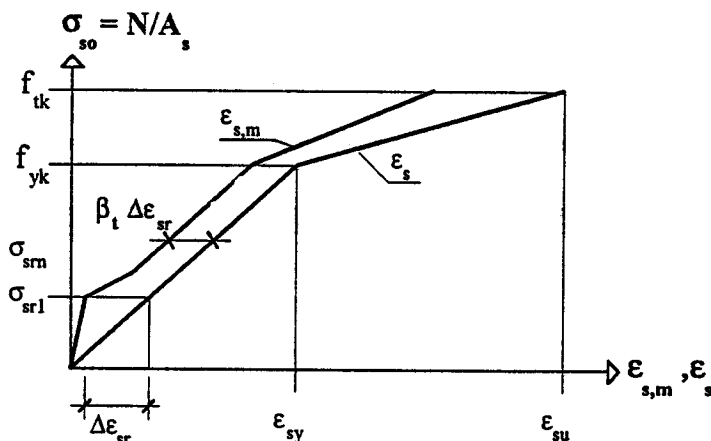


Figure V.1.16 Courbe contrainte – déformation simplifiée pour tenir compte du tension stiffening des armatures (CEB-FIP, 1993)

Adhérence acier-béton

L'adhérence joue un rôle fondamental en béton armé. Elle constitue l'action des forces de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe. En pratique, elle intervient dans le calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et dans le calcul d'ouverture des fissures.

Elle peut être représentée par la relation analytique contrainte d'adhérence τ - déplacement relatif s de la figure V.1.17 - Code Modèle 90 du CEB

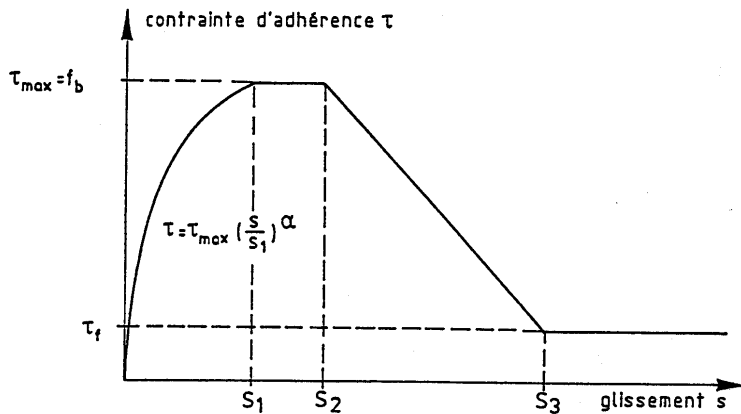


Figure V.1.17 Relation contrainte d'adhérence – glissement sous charge monotone croissante (CEB-FIP, 1993)

Sa non prise en compte dans un modèle a pour conséquence de ne pas pouvoir représenter correctement les transferts d'effort de l'armature vers le béton et inversement. Il est difficile (voire impossible) de voir apparaître des mécanismes de bielles comprimées et tirants tendus sans la prise en compte d'une loi d'adhérence entre le béton et l'acier. Cela affecte les résultats locaux mais pas le comportement global de la structure ou de l'élément étudié.

Sa prise en compte n'est primordiale que dans le cas où la perte d'adhérence entraînerait la ruine de l'élément en béton armé.

Modélisation

Les nombreuses particularités du béton et la difficulté de le modéliser ont entraîné un grand nombre de recherches dans le domaine et un grand nombre de formulations de lois de béton. Une grande partie des chercheurs ont porté leurs efforts vers la modélisation du béton en traction considérant que le béton restait élastique en compression. Les modèles considérant une formulation unique pour la traction et la compression sont rares, à cause de la difficulté à gérer le comportement post-pic (de dégradation de la résistance) différent en traction et en compression. Deux formulations peuvent être combinées, l'une pour la traction, l'autre pour la compression, avec alors la difficulté de bien maîtriser ce qui se passe à la jonction des 2 formulations. La très grande non-linéarité du matériau entraîne en outre des problèmes purement mathématiques, et partant, des problèmes lors de la résolution d'un calcul numérique utilisant ces modèles.

Il faut cependant relativiser la nécessité de rechercher un modèle "trop" précis. La précision des résultats du modèle numérique devrait être du même ordre de grandeur que la dispersion des résultats obtenus dans les structures en béton (Feenstra et de Borst, 1995).

Parmi la grande diversité des modèles de béton, on distingue (Jirasek, 1999) :

- les modèles continus, qui donnent une loi σ - ε à un volume infinitésimal
 - élasticité linéaire ou non linéaire
 - plasticité
 - endommagement
 - fissuration répartie
 - fissuration fixe
 - fissuration variable (rotating crack model)
 - fissuration multiple non orthogonale
 - modèle de microplans
- les modèles discrets, qui assemblent des entités élémentaires de taille finie, telles des barres, des poutres, des sphères, des ressorts. Par exemple, modélisation des particules du milieu granulaire et de leur interaction par friction.

- Les modèles mixtes, qui constituent une amélioration d'un modèle continu par ajout de discontinuités en déplacement, correspondant à des fissures macroscopiques ou à des bandes de cisaillement (zones de déformation fortement localisées).

Dans une modélisation où l'objectif est de modéliser correctement le comportement d'un élément de béton armé, en l'occurrence la dalle d'une poutre mixte, et non la reproduction pas à pas d'un test calibré sur un élément de béton seul, l'aspect macroscopique prédomine sur le comportement microscopique et c'est vers les modèles continus que se porte notre intérêt. Nous nous limitons aussi aux modèles bidimensionnels dans l'idée de modéliser la dalle par des éléments de coques en état plan de contraintes. Nous invitons le lecteur à se reporter vers une littérature plus spécialisée pour la description détaillée de tous ces types de modèles.

Le choix de notre modèle de béton résulte d'une démarche qui va légèrement à l'encontre d'un choix scientifique optimal, mais qui est la conséquence des moyens limités dont nous disposons au moment où nous avons débuté cette thèse. Le choix du code de calcul éléments finis Castem 2000 s'est imposé dans le cadre d'une collaboration entre partenaires d'une recherche européenne dans laquelle la thèse s'inscrivait parfaitement (ICONS Topic 4). L'insertion d'une nouvelle loi de matériau dans ce code était possible, mais difficile pour un utilisateur géographiquement isolé. D'où nous avons choisi d'utiliser la loi de béton déjà implémentée dans le code, de la tester, d'établir ses avantages et inconvénients et de bien délimiter son domaine d'application.

Loi de béton bidimensionnelle de Castem 2000 (Lepretre, 1988)

La loi de matériau non linéaire pour le béton est une loi combinant un modèle de fissuration fixe de Rankine pour la traction (fixed crack model) et un modèle plastique de Drucker-Prager pour la compression. Les critères de fissuration et plasticité sont représentés à la figure V.1.18. En traction, il y a fissuration lorsque une des 2 contraintes principales atteint la résistance limite uniaxiale de traction du béton. Dès qu'une fissure apparaît, on a création d'un repère de fissuration et les seules fissures pouvant alors apparaître font un angle de 90° avec les premières (fixed cracking). La fissuration entraîne une diminution de la résistance au cisaillement prise en compte par une réduction du module de cisaillement. La traction est écrouissable de manière indépendante pour les 2 directions de fissuration (écrouissage négatif). La loi de béton tient compte de la fermeture des fissures. La compression n'est pas possible tant que les fissures sont ouvertes. En compression, on peut aller au-delà de la résistance à la compression car la loi est aussi écrouissable (isotrope, négatif). Les lois d'écrouissage sont reprises à la figure V.1.19.

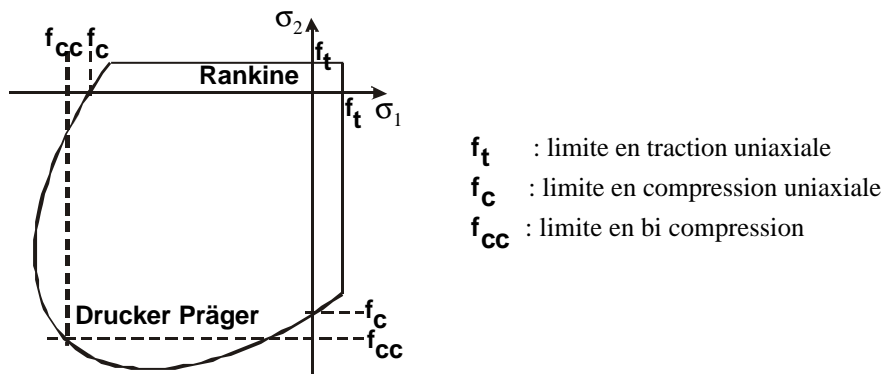


Figure V.1.18. Critère de plasticité de la loi bidimensionnelle du béton dans le repère des contraintes principales

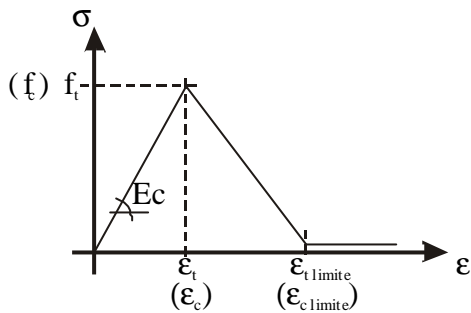


Figure V.1.19. Type d'écroissage des propriétés du béton en traction et compression

Le béton endommagé (fissures de traction ou écrasement en compression) est donc ici considéré comme un milieu continu à écroissage négatif (strain softening). Ce type de modèle conceptuellement simple présente quelques défauts

Le premier concerne le couplage d'un modèle à fissuration fixe avec pente négative et coefficient de réduction du module de cisaillement. Cette formulation peut mener à une surestimation de la charge de ruine. Si les axes de contraintes principaux tournent après la première fissuration et cessent de coïncider avec la normale à la fissure initiale, la nouvelle contrainte principale peut dépasser la résistance à la traction dans une autre direction. Négliger cet effet s'il est important peut donner des contraintes fausses et peut surestimer les charges de ruine de l'élément en béton – voir Feenstra et de Borst (1995), Crisfield et Wills (1989).

Le second point faible du modèle concerne la localisation due aux branches descendantes des lois d'écroissage. A partir du moment où il y a dépassement de la résistance maximale et que l'on se trouve sur la branche descendante de la loi d'écroissage, le problème devient "mal posé" d'un point de vue mathématique et n'a plus une solution unique. D'un point de vue numérique, cela se traduit par une perte d'objectivité vis-à-vis du maillage, c'est-à-dire une dépendance des résultats à la taille des éléments finis.

L'étude du sujet (modéliser le béton) montre qu'il est difficile de faire du prédictif dans le domaine du béton, même avec les modèles actuels les plus perfectionnés. Nous avons donc jugé qu'il était plus important d'avoir une loi simple pouvant capturer de manière raisonnable les comportements en traction et en compression et permettre l'aboutissement du calcul, que de se lancer dans le choix d'une autre loi de matériau et son implantation dans le code Castem2000 sans garantie d'une meilleure convergence de la modélisation globale. Notre objectif a été de minimiser les défauts du modèle béton existant par le choix approprié des paramètres des branches descendantes de la loi combinés à une certaine taille des éléments finis.

Mise en évidence des problèmes de localisation et mesures prises pour les limiter

La nature du problème peut être expliquée dans un simple exemple (Jirasek, 1999). Soit une barre droite de section constante A et de longueur totale L en traction uniaxiale ; voir la figure V.1.20.

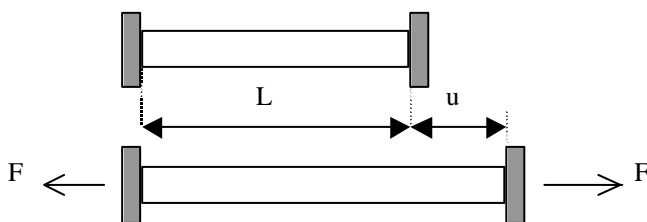


Figure V.1.20. Barre en traction uniaxiale

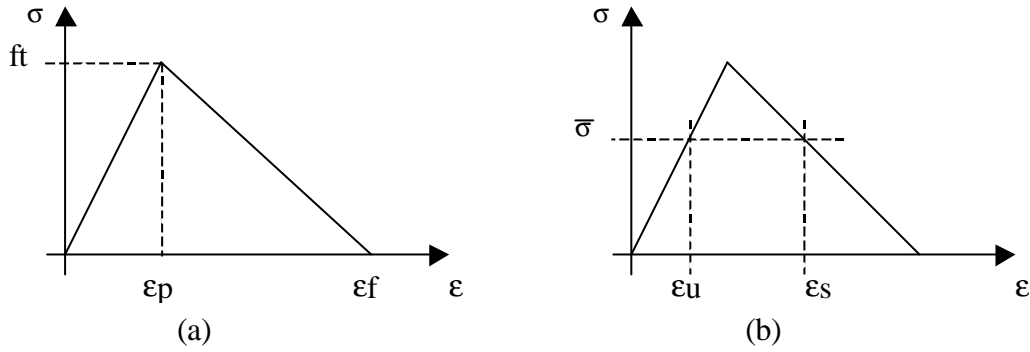


Figure V.1.21 (a) Diagramme contrainte déformation de la loi d'écroutissage
 (b) 2 valeurs de déformations correspondant au même niveau de contrainte
 (u = unloading – s = softening)

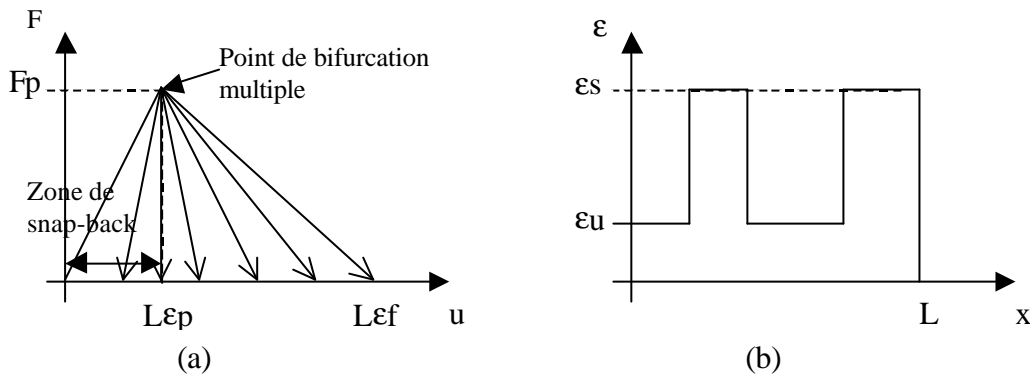


Figure V.1.22. (a) éventail des courbes post-pic charge-déplacement possibles
 (b) distribution possible des déformations dans la barre.

Le matériau est supposé obéir à une loi contrainte déformation élastique linéaire jusqu'à la contrainte maximale et est ensuite linéairement décroissante ; voir la figure V.1.21.(a). La déformation pour laquelle la contrainte tombe à zéro est notée ϵ_f . La contrainte maximale est atteinte à la déformation $\epsilon_p = f_t/E$ où E est le module d'élasticité. Si la barre est mise en tension par un déplacement imposé u , la réponse reste élastique jusqu'au déplacement $u_p = L\epsilon_p$. A ce moment, la force transmise par la barre atteint sa valeur maximale, $F_p = A f_t$. Ensuite, la résistance de la barre se met à diminuer. Dans une section quelconque, la contrainte peut diminuer soit sous déformation croissante (branche décroissante de l'écroutissage), soit sous déformation décroissante (déchargement élastique). L'équation d'équilibre implique que la distribution de contrainte doit rester uniforme sur la longueur de la barre. Cependant, pour tout niveau de contrainte entre 0 et f_t , il existe 2 valeurs de déformations pour lesquelles l'équation constitutive est satisfaite, et ainsi, la distribution de déformation ne doit pas être uniforme sur la longueur de la barre. En fait, toute distribution de déformation à 2 valeurs constantes par morceau (une valeur correspondant au déchargement élastique et l'autre à l'écroutissage négatif) constitue une solution valide ; voir Figure V.1.21.(b). Si l'on note L_s la longueur de la barre où l'on a la déformation due à l'écroutissage négatif et L_u la longueur de la barre où l'on a la déformation due au déchargement élastique, on peut calculer l'élongation totale de la barre $u = L_s \epsilon_s + L_u \epsilon_u$. Quand la contrainte tombe à 0, $u_f = L_s \epsilon_f$. L_s étant indéterminé, le problème a une infinité de solutions qui se trouvent entre les 2 solutions limites suivantes :

1. la totalité de la barre se décharge élastiquement, sans dommage, et
2. la totalité de la barre est endommagée.

Toutes les autres solutions représentent un processus possible dans lequel une partie de la barre est déchargée élastiquement et l'autre partie est endommagée ; voir figure V.1.22. Le problème étant de savoir laquelle de ces solutions est la solution la plus correcte !

L'ambiguïté disparaît si l'on tient compte d'une imperfection. On suppose que le matériau a une résistance légèrement moindre dans une portion de la barre. Quand les contraintes appliquées atteignent la valeur de la résistance plus faible, les déformations commencent à suivre la courbe d'écroutissement négatif et la contrainte diminue. Par conséquent, le matériau de la portion de plus grande résistance doit se décharger élastiquement puisqu'il n'a pas encore atteint sa limite de résistance. Cela mène à la conclusion que la taille de la région où a lieu l'écroutissement négatif est directement liée à la dimension donnée au tronçon de plus faible résistance. Un tel tronçon peut être arbitrairement petit et ainsi, la branche descendante de la courbe globale charge déplacement peut être arbitrairement proche de la branche de déchargement élastique.

D'un point de vue numérique, les cas où la pente de la courbe globale revient vers l'arrière (solutions où u est compris entre 0 et $L \epsilon_p$, appelées snap-back) ne sont pas solubles et doivent être évités. On doit donc imposer

$$u_f > L \epsilon_p, \text{ soit } L_s \epsilon_f > L \epsilon_p \quad \text{ou} \quad ab > 1 \text{ si l'on pose } L_s = a L \text{ et } \epsilon_f = b \epsilon_p$$

Pour ne pas avoir de problème de snap back, les 2 paramètres à définir sont donc la dimension à donner à la zone de moindre résistance et la valeur à donner à la déformation ultime ϵ_f .

Le problème est atténué si la barre est une barre en béton armé. Si la barre n'est pas constituée du seul matériau béton écroutissable négativement, l'acier des armatures continue à résister lorsque le béton est entièrement détruit et a un effet favorable sur les problèmes de localisation. On a repris la même barre en lui ajoutant certains pourcentages d'acier. On obtient à la figure V.1.23 la valeur minimale à donner à la déformation ultime du béton en traction ($b = \epsilon_f / \epsilon_p$) en fonction de la longueur de barre fissurable ($a = L_s / L$) et du pourcentage d'acier pour éviter le snap-back.

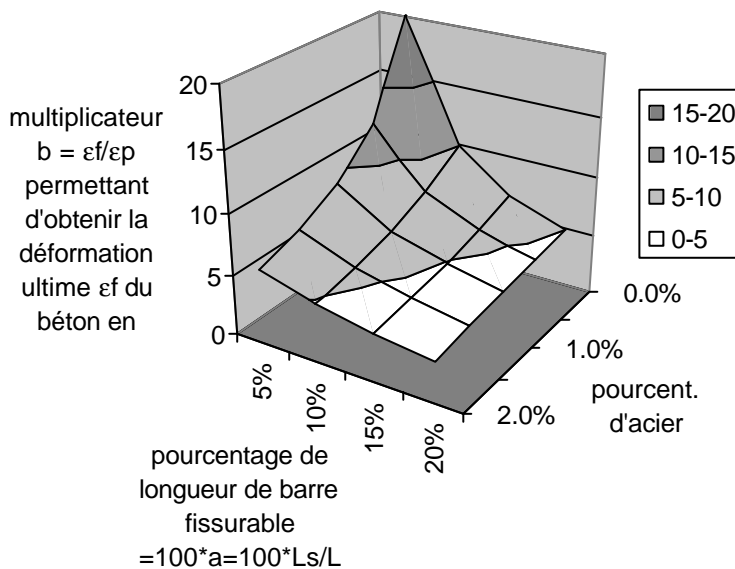


Figure V.1.23. Limitation sur la déformation ultime du béton en fonction de la longueur de la zone fissurable et du pourcentage d'acier.

Dans le problème de traction uniforme étudié, la modélisation est d'autant moins sensible aux valeurs de déformation maximale donnée à la loi de béton en traction que la zone où peut

avoir lieu la fissuration est grande et que le pourcentage d'armatures est grand. Plus on raffine le maillage et plus l'armaturage est faible, plus on s'expose à des problèmes de snap-back et par conséquent de convergence.

Dans les problèmes qui nous occupent, la sollicitation ne sera pas uniforme et les zones plus fortement sollicitées vont naturellement se dégrader. On ne doit pas décider d'une zone de moindre résistance. Cependant, le découpage en éléments finis va déterminer la "dimension" de la zone "de moindre résistance". Cette dimension est directement liée à la dimension de l'élément fini dans lequel se produira la contrainte maximale. On peut imaginer par ce simple exemple que le choix d'un maillage trop fin associé à une loi de matériau avec une pente descendante trop raide pourrait conduire à une localisation du dommage dans une zone exagérément petite et numériquement à des problèmes importants de convergence.

Nous présentons ci-après quelques tests réalisés sur une dalle cisailée. La figure V.1.24. reprend la géométrie, le chargement et les propriétés de base des matériaux utilisés.

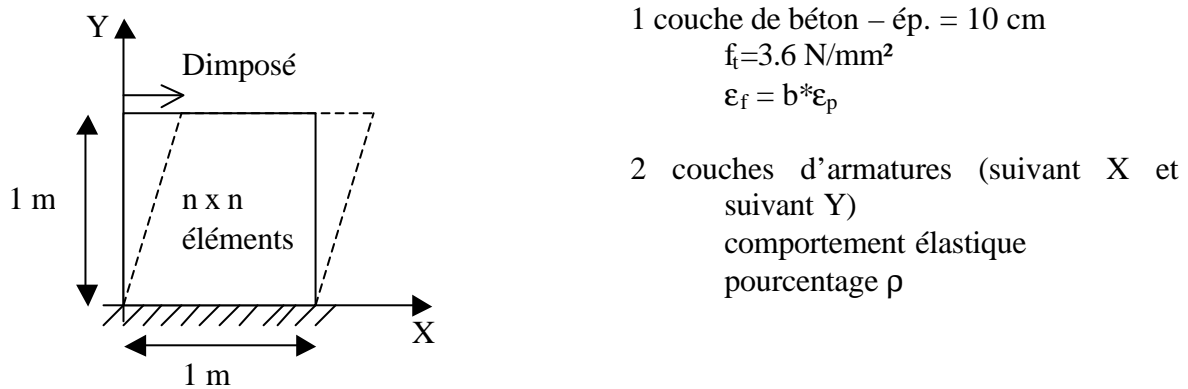


Figure V.1.24. Modélisation d'une dalle cisailée

La figure V.1.25 reprend les courbes réaction horizontale - déplacement imposé obtenues pour une modélisation à 10x10 éléments et une déformation ultime $\epsilon_f = 3 * \epsilon_p$ pour différents pourcentages d'acier.

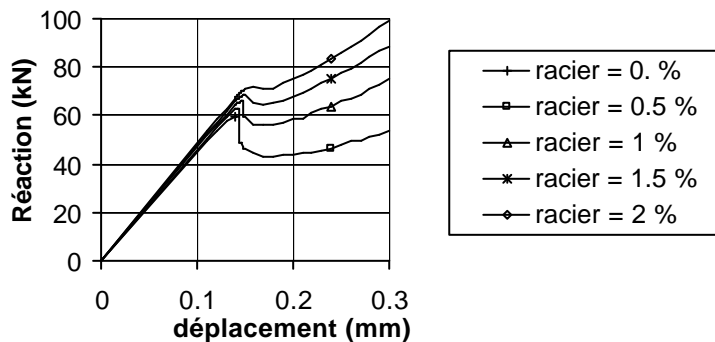


Figure V.1.25. Influence du pourcentage d'armature

Les tendances sont identiques aux tendances observées dans le cas de la traction uniforme. Sans acier, le programme Castem n'arrive pas à trouver une solution convergée au-delà d'un certain déplacement imposé D_0 , à cause d'un problème de snap-back. Pour un pourcentage d'acier de 0.5 %, la courbe est croissante jusqu'à un déplacement D_1 supérieur à D_0 . Ensuite, elle chute à la verticale, qui est aussi un problème de snap-back non détectable par Castem

mais numériquement "surmontable" puisque la résistance ne tombe pas à zéro. L'influence de l'armature se traduit par une reprise de résistance sous déplacement croissant. Pour un pourcentage de 1 %, la chute de résistance est moins brusque. Et pour un pourcentage de 1.5 %, la décroissance est progressive jusqu'à reprise de résistance. Pour le pourcentage d'acier le plus élevé de 2%, on observe à peine la perte de résistance. On est pratiquement en présence d'un plateau. Les armatures atténuent le problème de fissuration du béton. Plus le pourcentage d'acier est important, plus la fissuration est faiblement observée sur la courbe globale de comportement.

Pour un pourcentage d'acier fixé à 1 % et une déformation ultime $\epsilon_f = 3 \cdot \epsilon_p$, on étudie l'influence du nombre d'éléments modélisant la dalle. Sur les courbes globales données à la figure V.1.26.(a), on observe que plus les éléments sont petits (20x20), plus la fissuration a lieu pour un déplacement imposé faible. D'un autre côté, avec des éléments petits, la fissuration peut se propager de manière plus progressive – voir figure V.1.26 (b).

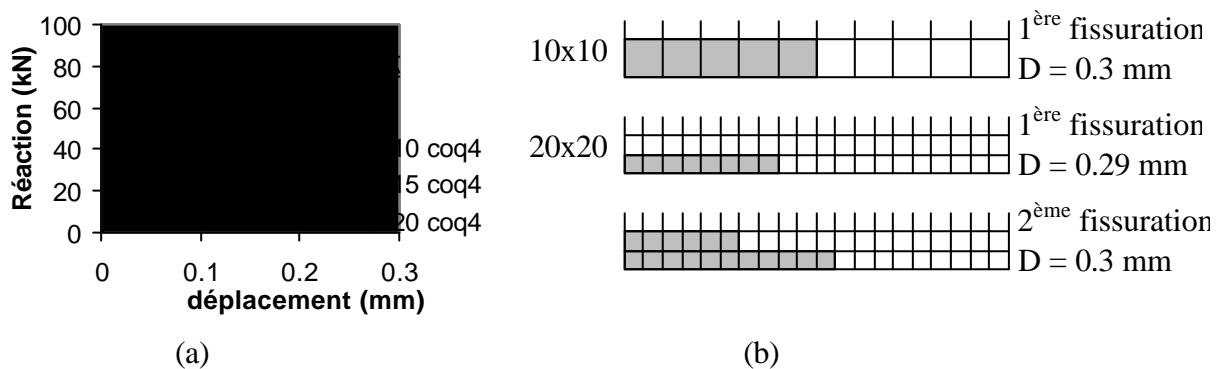


Figure V.1.26. (a)Influence de la taille des éléments de la modélisation
(b)visualisation des éléments fissurés

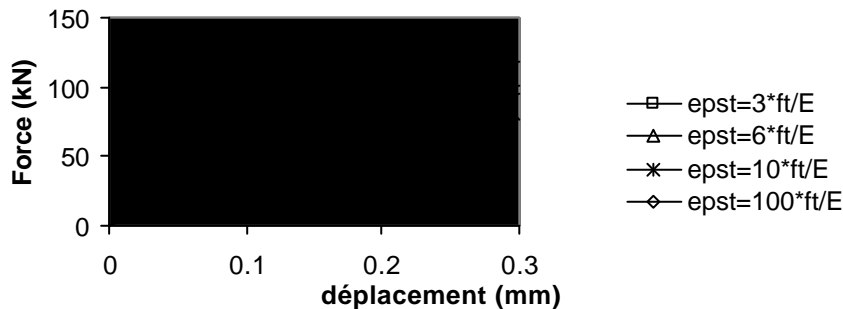


Figure V.1.27. Influence de la déformation ultime ϵ_f de la loi de traction du béton

Pour le même pourcentage d'acier de 1 % et un nombre d'éléments fixé à 20x20, on étudie l'influence de la déformation ultime ϵ_f de la loi de traction du béton. Les résultats sont repris à la figure V.1.27. Plus la déformation ultime est faible, plus rapide est la perte de résistance de certains points d'intégration, plus l'influence de la fissuration apparaît tôt sur la courbe de comportement global.

Une technique couramment utilisée pour rendre la fissuration indépendante du maillage est de lier la loi d'écrouissage et plus précisément la pente descendante post-pic à la taille des éléments. La pente est choisie de telle manière que la fissuration dans un élément demande la même énergie quelle que soit la taille de l'élément. Cette technique n'est pas une solution

intéressante quand on ne connaît à priori rien de la fissuration de la structure étudiée. Si la taille de l'élément est mal choisie, la fissuration va se localiser dans une zone trop petite dans le cas d'éléments trop petits ou dans une zone trop grande dans le cas d'éléments trop grands et l'on n'a pas la garantie d'une modélisation "meilleure". Nous pensons que cela ne constitue pas la solution dans notre cas.

Une solution possible est de supprimer le problème en faisant l'hypothèse que le béton ne résiste pas en traction ou très peu. On choisit une résistance à la traction très faible et on suppose qu'elle ne disparaît jamais, autrement dit on impose que la pente de la courbe décroissante du diagramme contrainte déformation de traction du béton soit très faible, par exemple 1000 fois la déformation de pic. On se rend alors compte que le nombre et la taille des éléments n'influencent plus les résultats. L'inconvénient de cet échappatoire est que l'on n'obtient pas la courbe de résistance réelle, mais une borne inférieure.

En compression, le même problème de localisation existe. Le choix définitif des paramètres sera explicité dans la partie V.3. Calibration. Mais de toute manière, ces tests numériques montrent qu'il faut utiliser ce modèle avec prudence et tester l'influence de la variation des paramètres de la loi dans la structure particulière étudiée.

V.1.3. Dégradation due au caractère cyclique des sollicitations

Dans le contexte de la résistance sismique des structures, les courbes charge-déformation à envisager doivent tenir compte de la dégradation de résistance due au caractère cyclique plastique des sollicitations. L'approche effectuée ici, dont on va voir qu'il s'agit d'une modélisation fine d'une zone de la structure, est un modèle considérant seulement des déformations progressivement croissantes, et cela pour trois raisons :

- le problème traité est d'abord une étude de l'influence de divers aspects constitutifs de la zone étudiée (densité d'armature, de connecteurs, etc...) sur la réponse ; ce problème en soi est très complexe et l'inscription de l'aspect dégradation dans un modèle local est un autre travail.
- l'expérience montre que dans les cas de comportements relativement ductiles, la loi de comportement monotone donne une enveloppe raisonnable du comportement cyclique. Cf. Figure IV.1.19 et V.3.11. Dans les limites des hypothèses de base utilisées (à savoir, plastification du profilé et dalle intacte), on atteint des rotations plastiques θ_p avant dégradation supérieures ou égales à 25 mrad.
- il paraît préférable de tenir compte du comportement cyclique par une approche plus globale de la dégradation de résistance, dans laquelle la loi de comportement monotone est modifiée par une loi de dégradation (Colombo, 2001)

V.2. Description de la modélisation. Hypothèses.

La géométrie générale du modèle est un nœud en croix. La calibration se fait sur le modèle correspondant à la géométrie du spécimen WR des tests réalisés à Darmstadt.

V.2.1. Modélisation des parties métalliques

La figure V.2.1. donne un aperçu du squelette métallique de la modélisation. Le nœud et la mise en charge sont une fois symétrique par rapport à l'axe global X. Seul un demi nœud est modélisé.

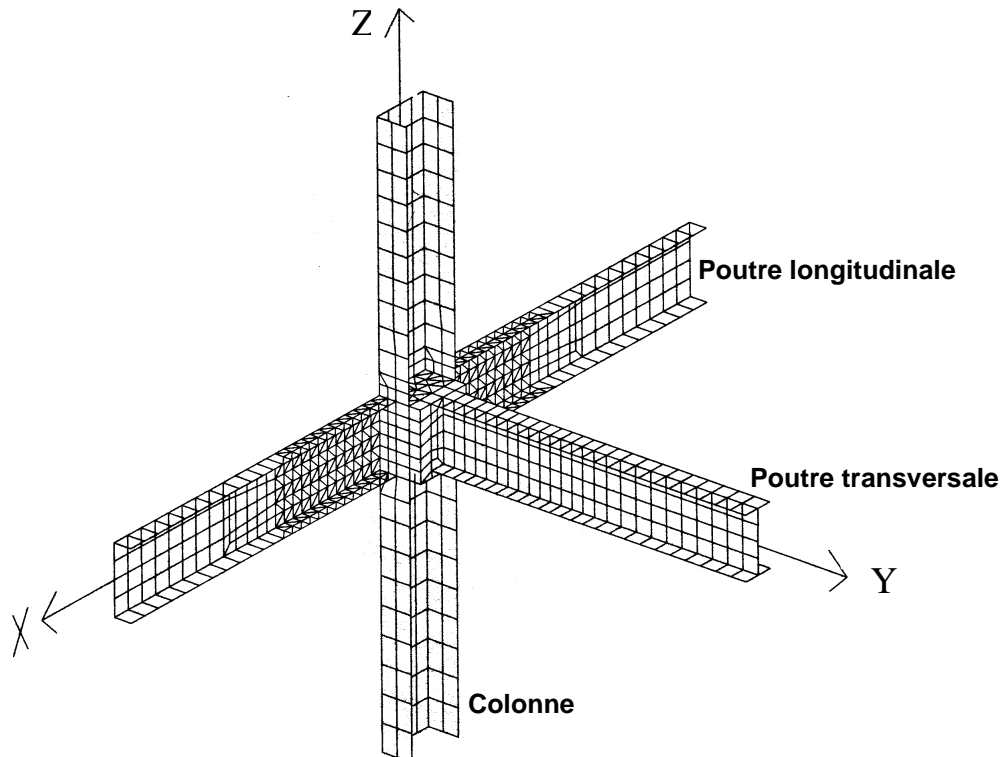


Figure V.2.1. Squelette métallique du nœud en croix

Les parois (métalliques) des poutres et de la colonne sont modélisées à l'aide d'éléments coques. Les sections droites sont modélisées en plaçant les coques à la fibre moyenne de chaque plat formant la section.

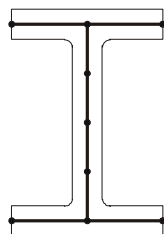


Figure V.2.2. Modélisation des sections métalliques

On fait l'hypothèse que le panneau d'âme ne participe pas à la dissipation d'énergie et il est largement raidi par des plats métalliques soudés. Deux plats horizontaux sont soudés à

l'intérieur de la colonne à hauteur des semelles de la poutre longitudinale. Ces plats sont modélisés à l'aide de coques minces. Un gros plat vertical est placé parallèlement à l'âme de la colonne le long du bord des semelles de la colonne entre les 2 raidisseurs horizontaux pour servir de support à la poutre transversale. Il fait 5 cm d'épaisseur et est modélisé à l'aide d'éléments briques.

Les lois de matériaux sont soit élastiques, soit élasto-plastiques suivant qu'ils risquent d'entrer dans le domaine non linéaire ou pas. La loi non linéaire de l'acier est une loi de Von Mises avec écrouissage isotrope. Les courbes d'écrouissage suivent les lois uniaxiales de traction des matériaux, données à la figure V.2.3 pour les aciers structurels Fe360 et Fe510.

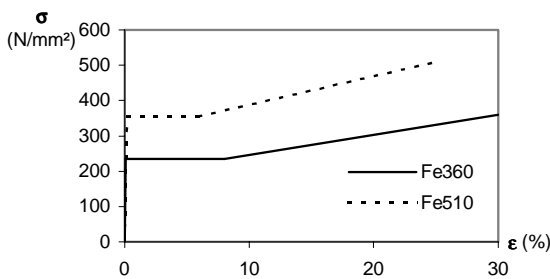


Figure V.2.3. Lois d'écrouissage - Aciers Fe360 et Fe510

Certains plats typiques du montage d'essai sont grossièrement modélisés à l'aide de briques élastiques.

V.2.2. Modélisation de la dalle

La dalle est modélisée à l'aide de coques minces multicouches, permettant de prendre en compte le comportement flexionnel de la dalle par l'utilisation d'une seule géométrie à laquelle est associé un ensemble de couches excentrées sollicitées en état plan de contrainte. La couche d'armatures est traitée dans la même coque avec une loi de matériau plastique unidirectionnelle. La figure V.2.4 visualise les hypothèses de coques multicouches.

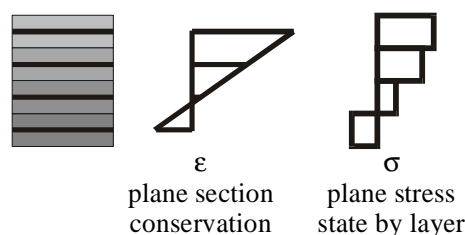


Figure V.2.4 Hypothèses de dalle multicouche

Le choix de modéliser les armatures en les tartinant dans des éléments continus de coques a un aspect pratique évident. Il permet de mailler la dalle de manière indépendante de la position des armatures. Les différences ont lieu aux bords de la dalle. Si la coque armature se prolonge aux bords de la dalle, cela revient à placer des armatures sur le pourtour de la dalle, comme le montre la figure V.2.5 où l'on compare une modélisation de dalle avec coques et avec barres discrètes.

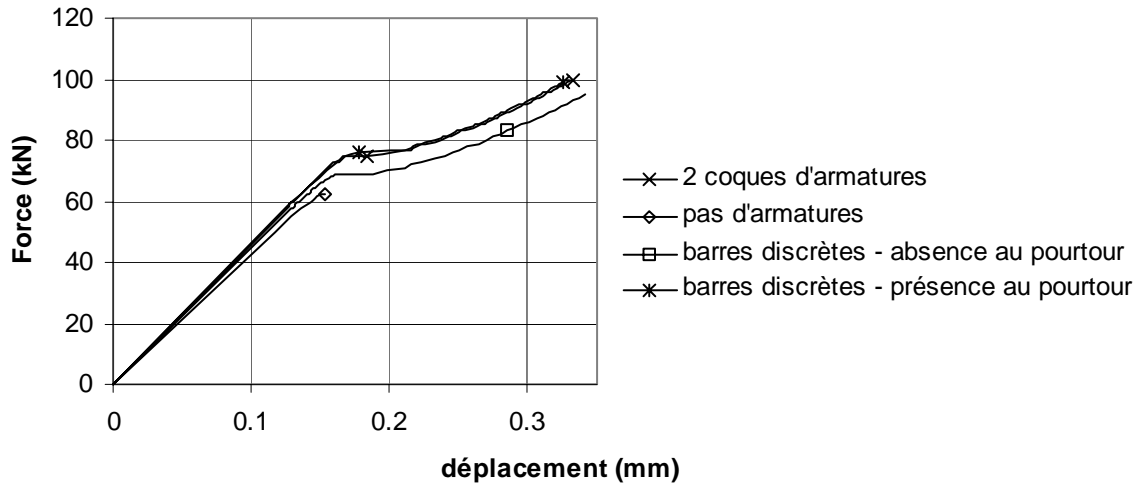


Figure V.2.5. Comparaison de la modélisation des armatures par une coque continue et par des barres discrètes

L'acier des armatures ne suit pas la même loi que les aciers des éléments structurels. Il subit un traitement d'écroutissage qui suppose le plateau horizontal plastique. La loi peut être approchée de manière très précise par un polynôme de degré 5. La figure V.2.6 représente cette loi pour les aciers d'armatures S500, ainsi que la loi approchée utilisée dans Castem.

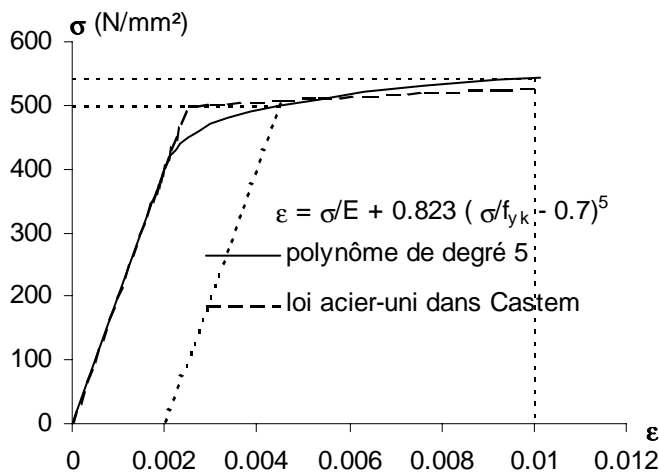


Figure V.2.6. Lois d'écroutissage - Aciers S500

La loi de béton utilisée a été décrite dans le chapitre précédent V.1.2

V.2.3. Modélisation des goujons connecteurs sur la poutre longitudinale parallèle à la sollicitation

Les goujons connecteurs sont modélisés par des éléments poutres reliant la semelle supérieure des poutres et le plan médian de la dalle (sa position géométrique). Ils sont calibrés sur base d'une loi effort de cisaillement - glissement élastique parfaitement plastique déterminée à partir de formules théoriques. L'équivalence est double : une raideur équivalente et une résistance équivalente, déterminée en fonction du nombre de goujons modélisés par rapport à leur nombre réel. On fait l'hypothèse que les distributions de déformations dans le béton et dans la section métallique sont parallèles, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de séparation à

l'interface béton acier et que les courbures sont égales dans le béton et dans le profilé. Cette hypothèse est traduite au niveau du modèle par l'imposition que les rotations des extrémités des goujons soient égales.

Modélisation équivalente d'un seul goujon

L'élément de poutre est une poutre de Euler-Bernoulli où le champ de déplacement transversal est de degré 3. La déformée d'effort tranchant n'est pas prise en compte. On établit l'équivalence entre le comportement flexionnel de l'élément poutre et le comportement force-glisserment réel d'un goujon.

On impose que les rotations aux extrémités des goujons soient égales, ce qui revient à étudier la poutre de la figure V.2.7 suivante :

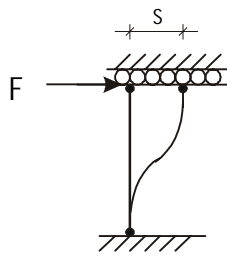


Figure V.2.7. Modélisation d'un goujon

Le calcul théorique du glissement s (déformée flexionnelle uniquement) et le moment maximal à l'encastrement sont donnés par :

$$s = \frac{FL^3}{12EI} \quad \text{et} \quad M = \frac{FL}{2}$$

On connaît la raideur K_{goujon} ainsi que sa résistance P_{Rd} . On assure l'équivalence en imposant un module de Young E_{goujon} ainsi qu'une limite élastique $f_{y\text{goujon}}$ tels que

$$K_{\text{goujon}} = \frac{F}{s} = \frac{12EI}{L^3} \quad \text{d'où} \quad E_{\text{goujon}} = \frac{K_{\text{goujon}} L^3}{12 I} \quad \text{et}$$

$$f_{y\text{goujon}} = \frac{M_{\text{max}}}{\frac{I}{v}} = \frac{P_{Rd} L}{2 \frac{I}{v}}$$

Modélisation équivalente d'un groupe de goujons

Dans la modélisation, on ne cherche pas à modéliser chaque goujon à son emplacement réel. On s'assure qu'un ensemble de goujons disposés sur une certaine longueur ait un comportement global équivalent au groupe de goujons réels disposés de manière uniforme sur cette même longueur. On veut la même raideur de connexion (raideur par mètre) et la même résistance "par mètre" par tronçon.

Soit un tronçon de 2 m avec des goujons espacés de 5 cm, on a 39 goujons. Si la modélisation n'en modélise que 30, on doit modifier les raideurs et résistances de telle manière que la raideur de connexion et la résistance totale soient équivalentes à celles dans la poutre réelle. Les formules à appliquer sont :

$$K_{\text{goujon}}^{\text{modèle}} = \frac{n_{\text{réel}}}{n_{\text{modèle}}} K_{\text{goujon}}^{\text{réel}} \quad \text{et} \quad P_{Rd}^{\text{modèle}} = \frac{n_{\text{réel}}}{n_{\text{modèle}}} P_{Rd}^{\text{réel}}$$

où n est le nombre de goujons

Cette technique suppose que les goujons d'un groupe sont tous sollicités de manière égale au même moment, ce qui n'est pas le cas. Cependant, la méthode est globalement bonne et l'on estime que c'est suffisant en comparaison des difficultés énormes qu'engendrerait la modélisation individuelle de chaque goujon, surtout dans le cadre d'une étude paramétrique.

V.2.4. Modélisation des goujons connecteurs sur la poutre transversale perpendiculaire à la sollicitation

Aucune étude n'existe sur le comportement des goujons situés sur une poutre transversale et sollicités perpendiculairement à la poutre. On n'a à priori aucune raison d'imposer des rotations égales aux extrémités des goujons ainsi que les mêmes lois de comportement que les goujons de la poutre longitudinale.

A défaut de données scientifiques sur le comportement des goujons situés sur la poutre transversale, on impose les mêmes lois de comportement que celles des goujons de la poutre longitudinale sans imposer l'égalité des rotations aux extrémités des goujons.

V.2.5. Conditions aux limites

Le contact entre la dalle et la colonne est modélisé en utilisant des conditions d'appuis unilatérales, caractérisées par la possibilité de décollement et appui de la dalle sur la colonne suivant le sens de l'effort.

Le contact dalle-colonne est ponctuel sur l'épaisseur de la dalle et sa position doit être la plus proche possible de la résultante des forces dans la dalle à cet endroit. On choisit de placer le contact à mi-épaisseur de la dalle.

Le chargement est réalisé par déplacement imposé monotone croissant, ce qui évite les perturbations de répartitions d'efforts dans la dalle.

V.2.6. Modélisation de base résultante

La modélisation résultante est reprise aux figures V.2.8 et 9.

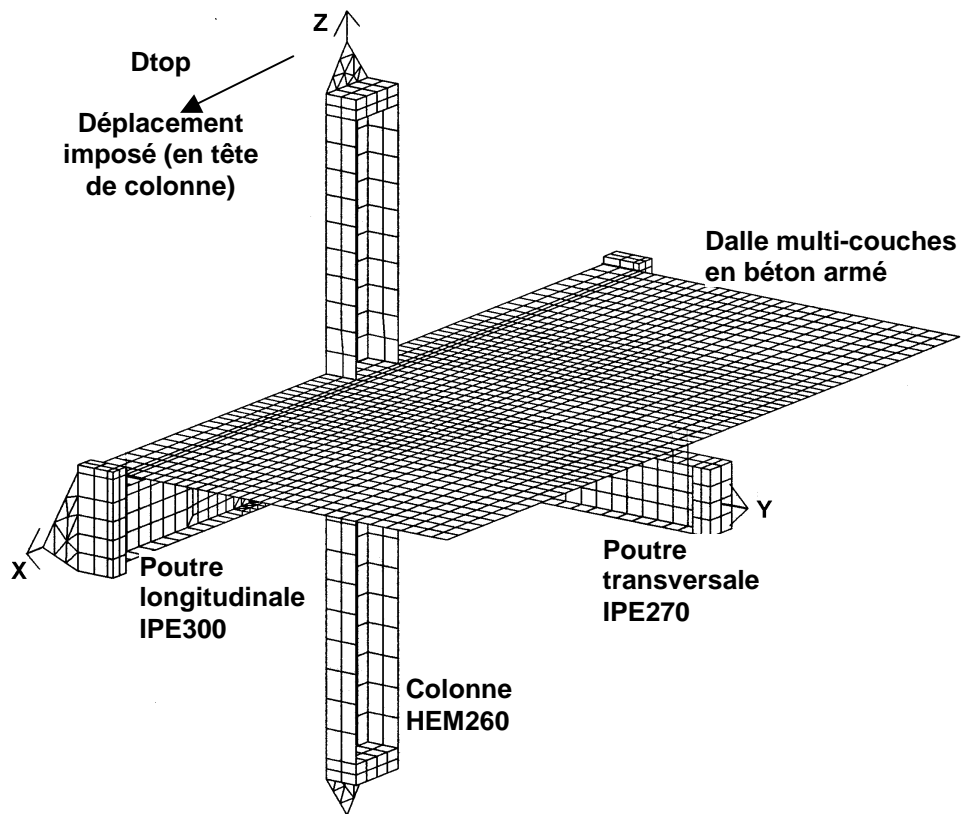


Figure V.2.8 Vue tridimensionnelle de la modélisation de base du nœud poutre colonne étudié

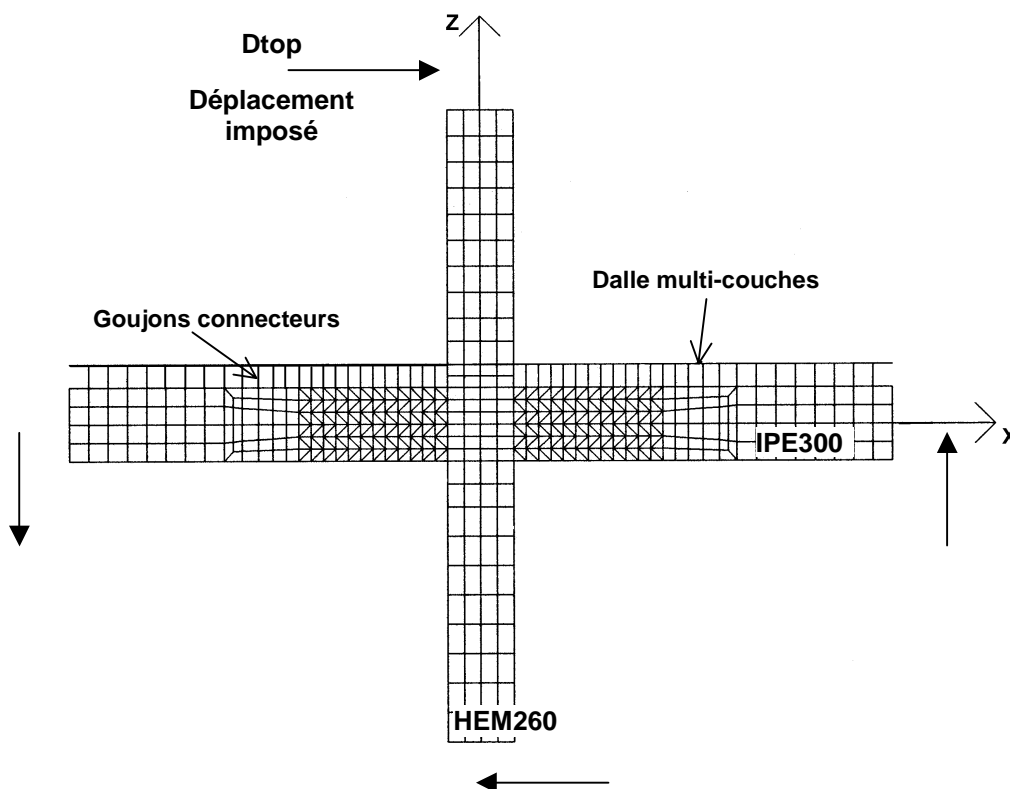


Figure V.2.9 Vue en élévation de la modélisation de base du nœud poutre colonne étudié

V.3. Calcul non linéaire. Calibration des lois locales

V.3.1. Goujons connecteurs – influence de leur rigidité

L'influence de la rigidité donnée aux goujons connecteurs sur la réponse globale du nœud est estimée par comparaison du comportement expérimental du spécimen WR des essais de Darmstadt avec le comportement obtenu à l'aide de 3 modélisations : l'une avec le nœud acier seul (sans dalle), les deux autres avec le nœud mixte (avec dalle), le béton étant modélisé de manière élastique, avec des connecteurs flexibles et des connecteurs rigides.

La figure V.3.1 donne la courbe expérimentale ainsi que les 3 courbes obtenues par calcul élément fini. La raideur des goujons est déduite des formules empiriques de Oehlers et Bradford (1995). Dans notre cas, cela donne $K_{flex} = 35 \cdot 10^6$ N/m. Les goujons rigides ont un module de Young 100 fois plus élevé que le module de l'acier, ce qui correspond à une raideur $K_{rig} = 1080 \cdot 10^6$ N/m $\cong 30 \cdot K_{flex}$. La partie supérieure de la figure représente le comportement de la poutre mixte sous moment positif et la partie inférieure de la figure représente le comportement de la poutre mixte sous moment négatif. M/L est le moment dans la poutre (axe de la colonne) divisé par la portée, c'est-à-dire la réaction à l'extrémité de la poutre. Dtop est le déplacement imposé en tête de colonne.

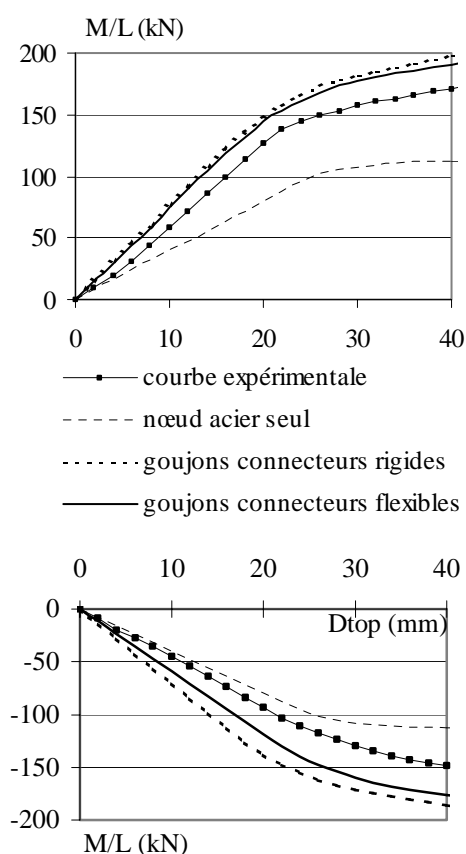


Figure V.3.1. Comportement global du nœud - Influence de la flexibilité des goujons

On observe que dans la partie élastique de la courbe, la courbe expérimentale se rapproche plus du comportement du nœud avec poutres métalliques que de celui avec poutres mixtes, quel que soit le signe du chargement. Le raidissement dû à l'action mixte commence plus tard, après une certaine déformation des connecteurs et de la dalle de béton.

Sous moment positif, on n'observe aucune différence entre les modélisations mixtes avec goujons flexibles et goujons rigides. Ceci est dû à la configuration du spécimen de test et au gros plat à l'extrémité de la poutre qui exerce une compression sur la dalle sous moment positif ; il joue ainsi le rôle de gros connecteur en transmettant l'effort rasant par compression directe. Le rôle des goujons et de leur raideur est ici minimisé (cf. chapitre V.7).

Sous moment négatif, ce plat d'extrémité n'agit pas sur la dalle et la raideur des goujons influence la réponse du nœud. Après les premiers points de la courbe qui suivent la courbe du nœud métallique, la courbe expérimentale suit la courbe numérique obtenue avec les goujons flexibles. Cela confirme que l'utilisation de très grande raideur pour les goujons n'est pas une hypothèse réaliste et l'on choisit de travailler avec les formules empiriques proposées dans Oehlers et Bradford (1995).

V.3.2. Loi du matériau béton – localisation – branche descendante

La figure V.3.2 montre les courbes d'adoucissement du béton en fonction de la contrainte ultime pour la traction et la compression, superposée à la loi de compression uniaxiale proposée dans l'Eurocode2.

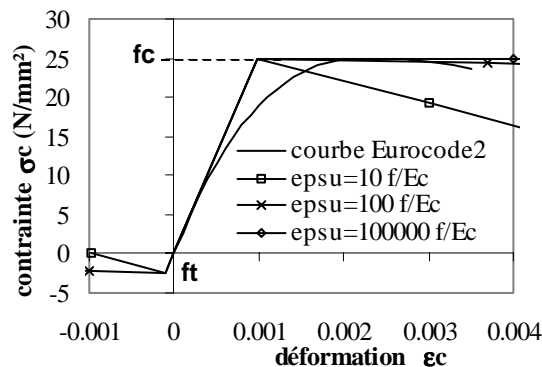


Figure V.3.2. Courbes d'adoucissement du béton comparé à la courbe EC2

Différentes valeurs de déformations ultimes ont été testées, avec des branches descendantes de pente très faible ($\epsilon_{ultime} = 10^5$ résistance / E_c) et des branches à pente très raide ($\epsilon_{ultime} = 10$ résistance / E_c). Le même béton est utilisé pour toute la dalle et on considère un coefficient de réduction du module de cisaillement (β) de 0.1.

Le tableau V.3.1 donne une idée des problèmes de convergence rencontrés avec l'algorithme utilisé. "Pas de convergence" ne signifie pas qu'il n'y a pas de solution, mais qu'aucune solution convergée n'a été trouvée avec l'algorithme utilisé.

Tableau V.3.1. Convergence en fonction de la déformation ultime des branches descendantes du béton

Traction $\frac{\epsilon_{tu}}{f_t / E_c}$	Compression $\frac{\epsilon_{cu}}{f_c / E_c}$	Convergence jusqu'à Dtop égal à
10	10	22 mm
100	10	47 mm
50	50	58 mm
10	100	96 mm
100	100	94 mm
10^5	10^5	> 140 mm

Plus la pente de la branche descendante est raide, plus les problèmes de convergence sont importants. On rencontre plus de problème en compression qu'en traction. Cela est dû au fait

que quand le béton perd sa résistance en traction, les armatures sont présentes pour reprendre la traction restante et continuer à résister. Ceci n'est pas le cas pour la zone de béton fortement comprimée, située juste devant la semelle de la colonne, dans une zone non armée dans la direction de la plus forte compression. Quand on passe le pic de compression, la grande non linéarité est difficile à traiter par le solveur.

La localisation a lieu dans la zone où le béton est fortement sollicité et l'endommagement a lieu sans possibilité de s'étendre dans une zone plus large. On a représenté la distribution de l'endommagement dans la dalle autour de la colonne à la figure V.3.3 pour 2 déplacements en tête de colonne. On observe les zones d'amorce de dégradation du béton et comment la dégradation se propage. Du côté de la traction (côté gauche), la propagation est plus importante que du côté de la compression (côté droit), ce qui correspond à la réalité puisque sous compression on finit par avoir écrasement du béton dans une zone très localisée devant la colonne et grand endommagement le long de la ligne d'appui des bielles de compression inclinées.

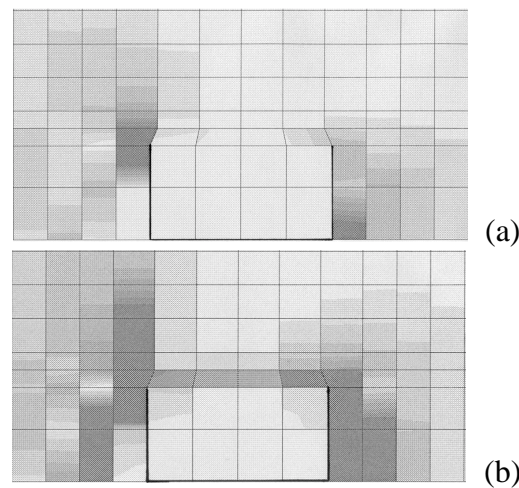


Figure V.3.3 Distribution de l'endommagement dans la dalle de béton (couche centrale)
(a) $D_{top} = 40 \text{ mm}$ (b) $D_{top} = 80 \text{ mm} - \epsilon_u = 100 f/E_c$

A cause de la localisation, la dimension des éléments du maillage peut influencer les résultats. Des éléments de taille plus grande sont favorables pour la réponse globale de la structure en ce sens que la localisation a lieu dans un élément plus grand, avec une contrainte moyenne plus petite que dans un petit élément. Plus les déformations ultimes sont prises grandes et plus le pourcentage d'armaturage est grand, plus l'influence de la dimension des éléments du maillage est faible (cf. V.1.2). La calibration des déformations ultimes du béton est donc directement liée à la dimension donnée aux éléments du maillage. Un élément d'une certaine taille associé à une loi de matériau avec une certaine branche descente sera capable d'atteindre la fissuration complète pour une certaine énergie (fracture energy). L'énergie libérée par unité de surface endommagée est le paramètre important. Si on fait l'hypothèse que ce paramètre doit rester constant dans le milieu modélisé, cela signifie que dans un élément de plus grande taille, la déformation ultime doit être plus faible pour dissiper la même énergie que dans un élément de taille plus faible. Le raffinement final du maillage est lié à des contraintes géométriques, mais aussi aux performances possibles du matériel informatique utilisé.

La figure V.3.4 donne les courbes numériques moment rotation obtenue avec différentes valeurs de déformation ultime du béton en compression comparées à la courbe expérimentale. On voit que le comportement global n'est pas drastiquement modifié par les valeurs données à

la déformation ultime du béton. De plus grandes valeurs permettent de converger sous des déformations plus importantes et d'atteindre des résistances plus importantes, mais ces résistances sont quelque peu artificielles. Le choix de grandes valeurs de ϵ_u est pratique pour passer outre les problèmes numériques, mais cela a une signification implicite : cela confine artificiellement le béton. La concordance des résultats numériques avec grand $\epsilon_{\text{ultime}} (= 10^5 \text{ résistance} / E_c)$ avec la courbe expérimentale est relativement bonne en dépit du choix apparemment peu réaliste des paramètres du béton. On explique ce résultat par les 2 considérations suivantes :

-le confinement est réel à certains endroits.

-la dalle est bien armée, ce qui diminue l'influence des propriétés données au béton. Les armatures résistent si le béton fissure.

La dalle a été dimensionnée pour être l'élément fort dans la section, toute la plastification ayant lieu dans la semelle inférieure du profil métallique. Cela ne peut que diminuer l'influence des paramètres de dalle sur le comportement global de la poutre (et du nœud).

Le désavantage d'utiliser des branches descendantes à pente douce est qu'il est impossible de trouver le point réel de ruine, car cette ruine n'a jamais lieu.

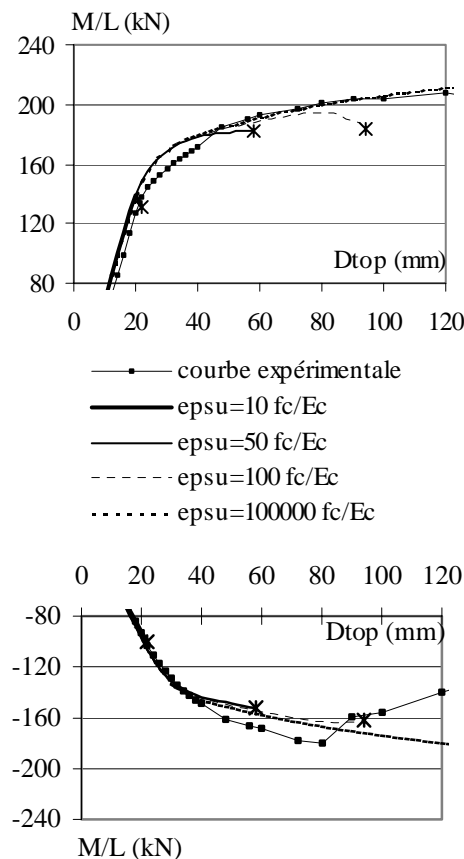


Figure V.3.4. Comportement global du nœud – Influence des déformations ultimes du béton – $\beta = 0.1$ – pas de confinement additionnel

Ainsi, un confinement réel peut être justifié à certains endroits, comme pour le béton situé à l'intérieur des ailes de la colonne et pour le béton directement comprimé sur la face de la colonne si un armaturage transversal adéquat est présent.

Le degré de confinement n'est pas clairement défini. La restrainte latérale est quantifiable en fonction du pourcentage d'armature transversale devant la colonne, mais la restrainte verticale

est plus subjective (si elle existe), dépendant des armatures transversales par un mécanisme de chaînette et dépendant d'une friction possible sur la colonne. La figure V.3.5. donne une idée des mécanismes imaginés pour justifier un confinement latéral et vertical.

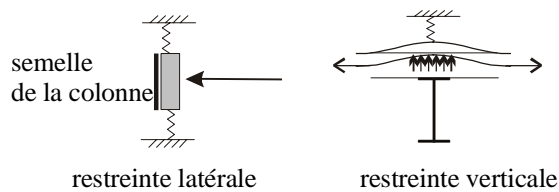


Figure V.3.5. Confinement du béton appuyant contre la face de la colonne.

V.3.3. Drucker-Präger en état plan de contrainte et confinement par armaturage transversal

On traite un petit exemple pour mettre en évidence les limitations du modèle de béton en ce qui concerne la modélisation du confinement en fonction du paramètre d'adoucissement de la loi de béton en compression. Soit un élément de dalle carrée soumis à une compression uniforme par déplacement imposé dans une direction, armé de manière transversale avec ρ_y , le taux d'armaturage. La loi de Drucker-Präger est calibrée en imposant la résistance à la compression f_c et à la bi-compression f_{cc} .

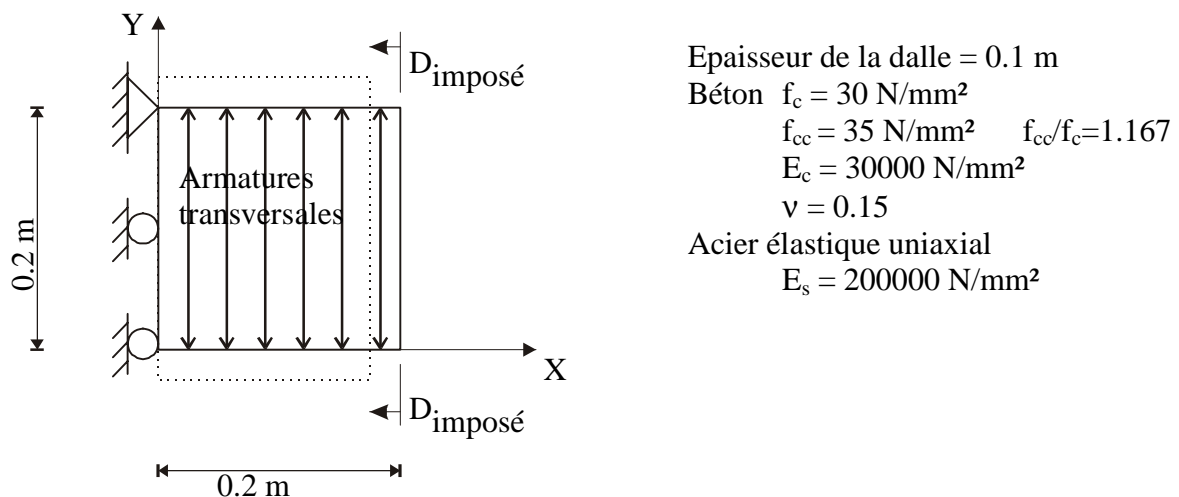


Figure V.3.6 Elément de béton armé considéré pour l'étude du confinement

Les résultats sont donnés aux figures suivantes. La figure V.3.7 donne l'évolution des contraintes principales au cours du chargement et la figure V.3.8 donne la résistance maximale possible du béton en fonction du pourcentage d'armatures pour les 2 valeurs de déformations ultimes ϵ_u considérées et dans le cas élastique.

Si le béton situé devant la colonne est réellement en état plan de contrainte, le confinement maximal que l'on pourrait atteindre est très faible et la modélisation avec une branche descente de la résistance du béton en pente très douce est mauvaise, car elle donne une surcapacité au béton qui est inexistante dans la réalité.

Cependant, si le béton est soumis à une contrainte de compression dans la troisième direction de l'espace, on peut compter sur une résistance à la compression plus importante et une plus grande capacité de déformation. La modélisation 2D associée à un béton artificiellement ductilisé pourrait pallier les lacunes d'une modélisation 2D.

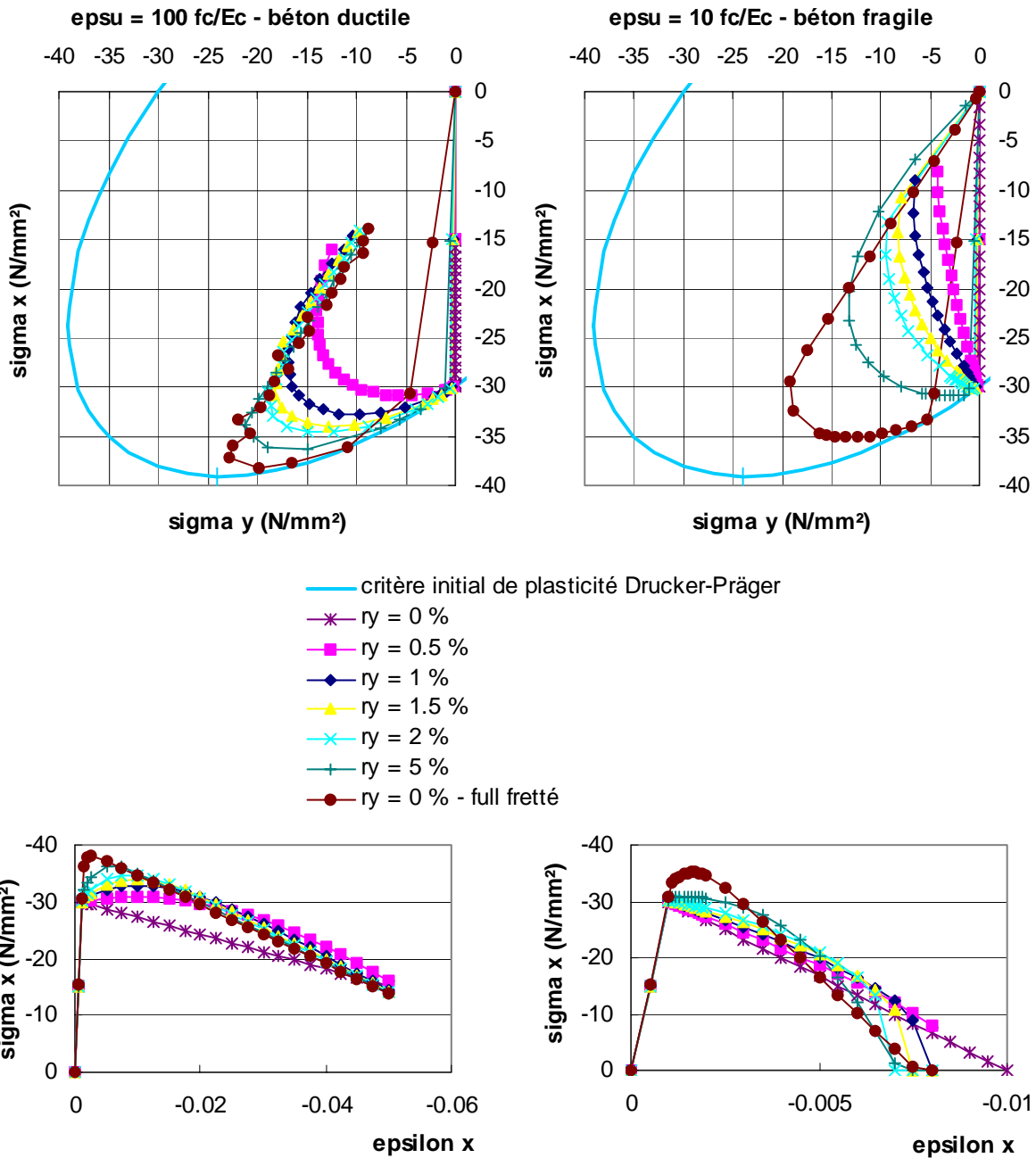


Figure V.3.7 Evolution des contraintes principales au cours du chargement

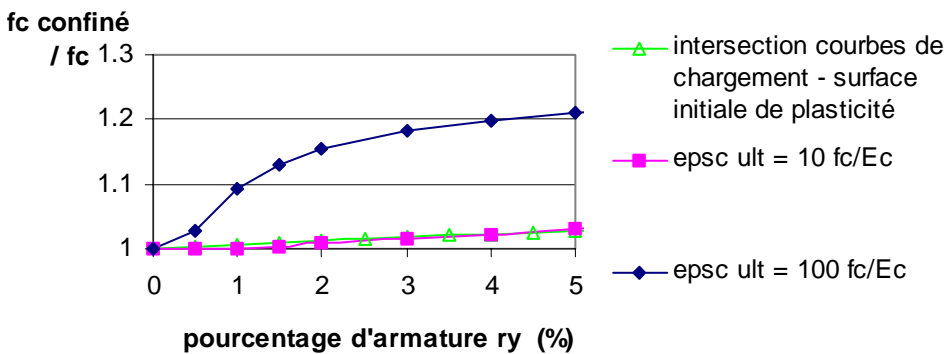


Figure V.3.8 Résistance du béton maximale possible en fonction du pourcentage d'armatures dans les 2 configurations étudiées et dans le cas élastique.

V.3.4. Solution choisie

Au lieu de prendre la valeur exagérément haute des déformations ultimes du béton ($\epsilon_{\text{ultime}} = 10^5 \text{ résistance} / E_c$), on choisit de prendre une valeur plus faible de ϵ_u dans la majeure partie de la dalle et d'ajouter du confinement autour de la colonne. La valeur de déformation ultime de base est finalement choisie égale à $100 f/E_c$. On incorpore du confinement à priori dans les éléments de béton autour de la colonne.

L'addition d'un confinement avec une résistance de 1.3 fois la résistance de base du béton et une déformation ultime de 1.9 fois la déformation ultime du béton de base donne la meilleure concordance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux, surtout sous moment positif. Sous moment négatif, l'influence du confinement n'est pas si important, comme on peut le voir à la figure V.3.9. Ce choix donne un bon compromis entre la réalité et les contraintes du modèle de béton, et il permet de trouver une charge de ruine.

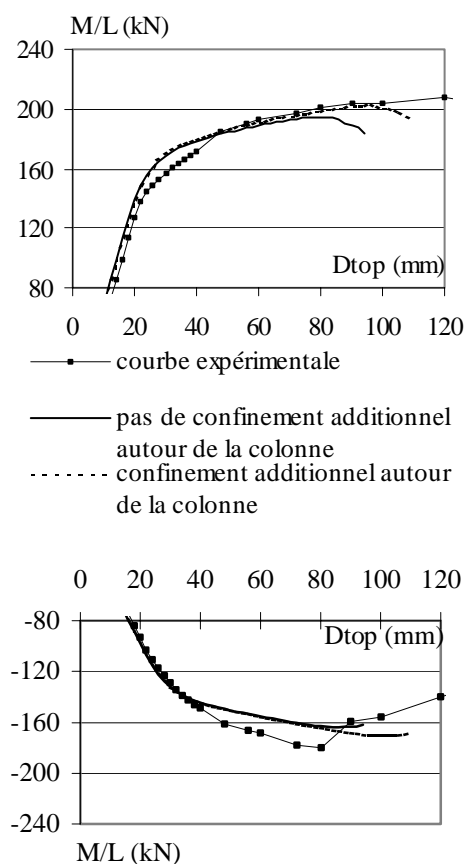


Figure V.3.9. Comportement global du nœud – Influence du confinement additionnel autour de la colonne– $\beta = 0.1 - \epsilon_u = 100 f/E_c$

V.3.5. Influence du coefficient de réduction du module de cisaillement

Le coefficient de réduction du module de cisaillement β est pris égal à 0.1. Cette valeur n'a pas de signification physique. Un béton armé fissuré est toujours capable de transmettre en cisaillement plus que 10 % de sa capacité initiale. Le frottement présent le long des 2 lèvres de la fissure ainsi que l'action goujon des armatures traversant la fissure pourrait conserver une capacité en cisaillement correspondant à $\beta = 0.4$ ou 0.5, cf. Hand et al. (1973). Mais ici, c'est un moyen de diminuer la sur résistance éventuelle (artificielle) due au modèle de

fissuration fixe. La figure V.3.10 montre que sous moment positif, la capacité de la poutre n'est pas modifiée par une variation du paramètre β . Sous moment négatif, la plus grande raideur due au module de cisaillement plus important est conservée jusqu'au déplacement maximum étudié. On peut l'expliquer par les faits suivants. Dans les zones de dalle en compression (comme sous moment positif), les fissures de traction ne sont pas si nombreuses que dans les zones de dalle en traction directe. Comme les contraintes de traction plastiques conservent la même orientation que les contraintes initiales élastiques, l'influence de β est faible et diminue avec le chargement. Dans les zones de dalle en traction (sous moment négatif), les axes principaux peuvent tourner au cours du chargement croissant, les nouveaux axes principaux ne sont pas détectés et la résistance à la traction ne diminue pas. La différence de résistance au cisaillement se conserve au cours du chargement croissant.

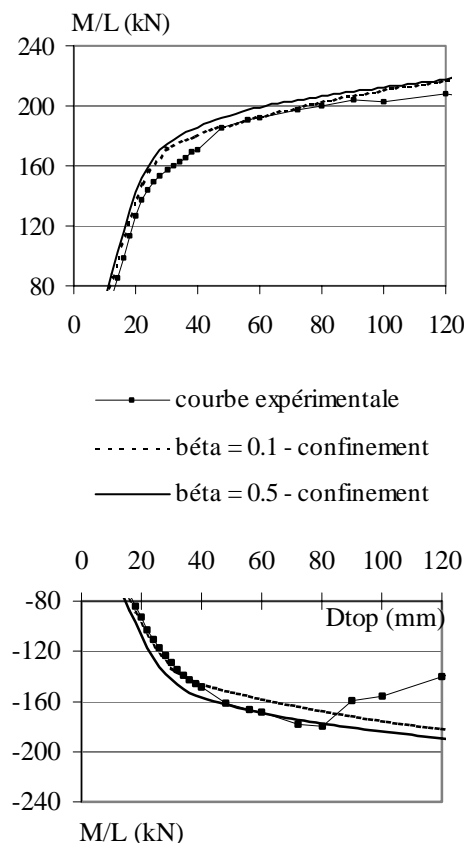


Figure V.3.10. Comportement global du nœud – Influence du coefficient de réduction du module de cisaillement $\beta - \epsilon_u = 10^5 f/E_c$

V.3.6. Calibration finale

Finalement, la calibration des paramètres permettant de faire concorder au mieux les courbes de comportement global expérimental et numérique des poutres mixtes du spécimen WR et de réduire les problèmes de sur résistance artificielle et de localisation dus au modèle de béton donne le choix suivant des paramètres du béton :

- un coefficient de réduction du module de cisaillement $\beta = 0.1$
- des branches descendantes post-pic de pente douce avec une résistance nulle pour une déformation ultime supérieure ou égale à 100 fois la déformation élastique (résistance / module de Young) combinées à des éléments de 5 (à 10) par 5 (à 10) cm.

- du béton confiné de manière additionnelle dans et autour de la colonne avec une résistance 1.3 fois supérieure à la résistance de base du béton et une déformation ultime 1.9 fois supérieure à la déformation ultime du béton du reste de la dalle

La calibration finale en terme de courbe Moment-flèche est reportée à la figure V.3.11.

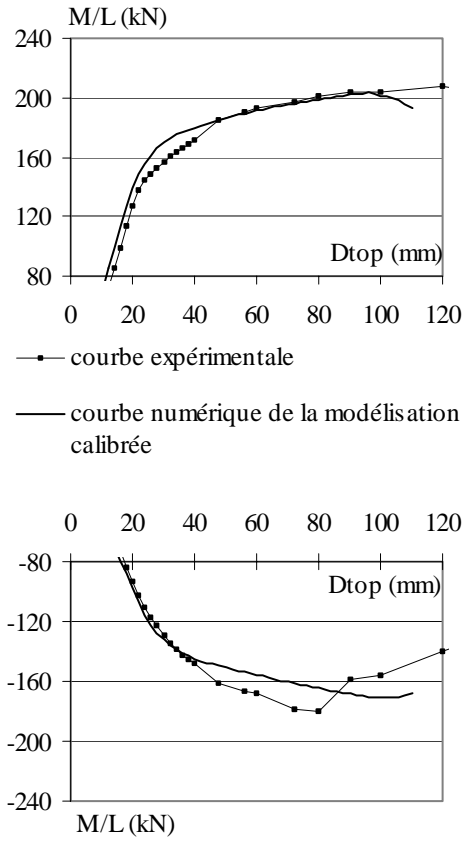


Figure V.3.11. Comparaison de la courbe expérimentale et de la courbe numérique calibrée (Moment – Déplacement imposé en tête de colonne) de la poutre mixte WR.

V.4. Nœud extérieur dont la poutre est soumise à moment positif

On étudie tout d'abord le comportement de la poutre mixte soumise à un moment positif dans une configuration de nœud extérieur. On décrit à la fois les résultats d'analyses linéaires qui permettent de déterminer les raideurs des poutres et les résultats d'analyses non linéaires permettent de déterminer les résistances des poutres. Des largeurs effectives sont déduites.

V.4.1. Description des configurations étudiées

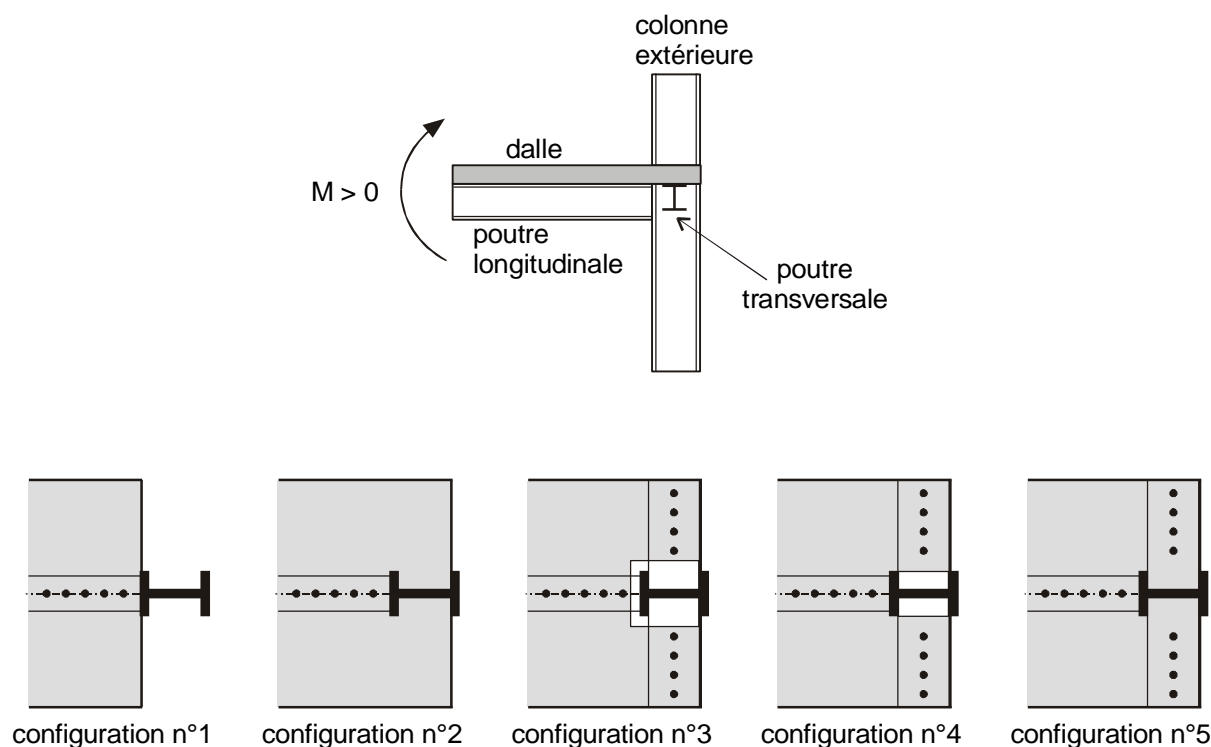


Figure V.4.1 Configurations de nœuds en T sous moment positif étudiées

Les 5 configurations étudiées sont schématisées à la figure V.4.1 et ont les caractéristiques particulières suivantes :

- configuration n°1 : la dalle est arrêtée devant la colonne. Il n'y a pas de poutre transversale. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne est de la compression directe (mécanisme 1)
- configuration n°2 : la dalle est bétonnée dans la colonne. Il n'y a pas de poutre transversale. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne est possible via la compression directe sur la colonne (mécanisme 1) et via les bielles inclinées sur les côtés de la colonne (mécanisme 2)
- configuration n°3 : il y a une poutre transversale. La colonne est isolée de la dalle. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne ne peut se faire que par la poutre transversale (mécanisme 3)
- configuration n°4 : il y a une poutre transversale. Il n'y a pas de béton entre les ailes de la colonne. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne peut se faire par compression directe de la dalle sur la colonne (mécanisme 1) et par la poutre transversale (mécanisme 3).
- configuration n°5 : il y a une poutre transversale. La dalle est continue autour la colonne. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne peut se faire via les 3 mécanismes.

V.4.2. Etude linéaire de la configuration n°1 – inerties et largeurs effectives

On étudie successivement, à l'aide du modèle numérique décrit en V.2, l'influence sur les valeurs d'inertie et sur les largeurs effectives déduites de ces inerties des paramètres suivants :

- influence de la hauteur de la section
- influence de la raideur des goujons
- influence de la dalle – pleine ou nervurée
- influence de la longueur des consoles
- influence de la largeur de la colonne
- influence des goujons proches de la colonne
- influence du choix du coefficient $n = E_a/E_c$

a. Influence de la hauteur de la section

On étudie 4 sections de poutre :
 IPE200 + 10 cm de dalle
 IPE300 + 10 cm de dalle
 IPE400 + 10 cm de dalle
 IPE500 + 10 cm de dalle

La détermination du nombre de goujons et le dimensionnement de la connexion mixte n'est pas unique. Suivant le type de goujons considérés (diamètre et résistance), suivant la résistance de calcul donnée à ces goujons, leur nombre et leur raideur peut varier fortement. Nous détaillons différents dimensionnements possibles au tableau V.4.1. La connexion mixte est une connexion totale. Pour ne pas introduire la largeur effective (qui est une de nos inconnues) dans les données, les goujons sont dimensionnés pour transmettre l'effort de plastification total du profilé acier. Le tableau V.4.1. donne une idée des variations du nombre de goujons nécessaire pour transmettre l'effort rasant en fonction de la résistance considérée.

Tableau V.4.1. Nombre de goujons assurant la connexion mixte

Profil métallique	Nombre de goujons par portée critique positive											
	IPE200			IPE300			IPE400			IPE500		
Résistance des goujons	*1.25 ($\gamma_V=1$)	P_{Rd} EC4	*0.75 EC8	*1.25 ($\gamma_V=1$)	P_{Rd} EC4	*0.75 EC8	*1.25 ($\gamma_V=1$)	P_{Rd} EC4	*0.75 EC8	*1.25 ($\gamma_V=1$)	P_{Rd} EC4	*0.75 EC8
$\phi 13$	18	23	30	34	43	57	53	66	88	73	91	121
$\phi 16$	12	15	20	23	28	37	35	44	59	48	60	80
$\phi 19$	9	11	14	16	20	27	25	31	42	34	43	57

La raideur des goujons est prise en compte par la formule de Oehlers et Bradford donnée au chapitre II.7. Pour une résistance du béton $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et une résistance ultime des goujons $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$, on obtient les raideurs approchées suivantes :

- pour les goujons $\phi 13$, $30.3 < K_{\text{goujon}} < 32.2 \text{ kN/mm}$
- pour les goujons $\phi 16$, $36.8 < K_{\text{goujon}} < 39.7 \text{ kN/mm}$
- pour les goujons $\phi 19$, $43.1 < K_{\text{goujon}} < 47.1 \text{ kN/mm}$

La longueur de la console du modèle est de 3 m.

Les résultats en termes du rapport de l'inertie mixte à l'inertie acier et du rapport de la largeur effective à la portée de la console sont donnés aux figures V.4.2. et 3.

Pour chaque diamètre de goujons, on a considéré 3 résistances de calcul, donc 3 raideurs puisque la formule de raideur des goujons de Oehlers et Bradford est fonction de la résistance des goujons ; on observe donc 3 points par diamètre de goujons dans les diagrammes présentés ci-après.

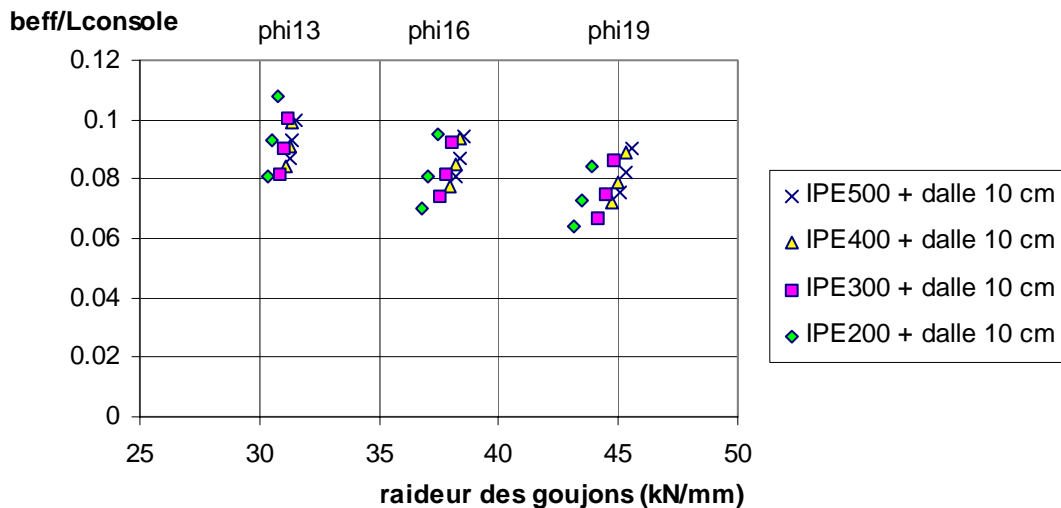


Figure V.4.2. Evolution du rapport de la largeur effective à la portée de la console, en fonction du choix des goujons – prise en compte de la raideur empirique de Oehlers et Bradford

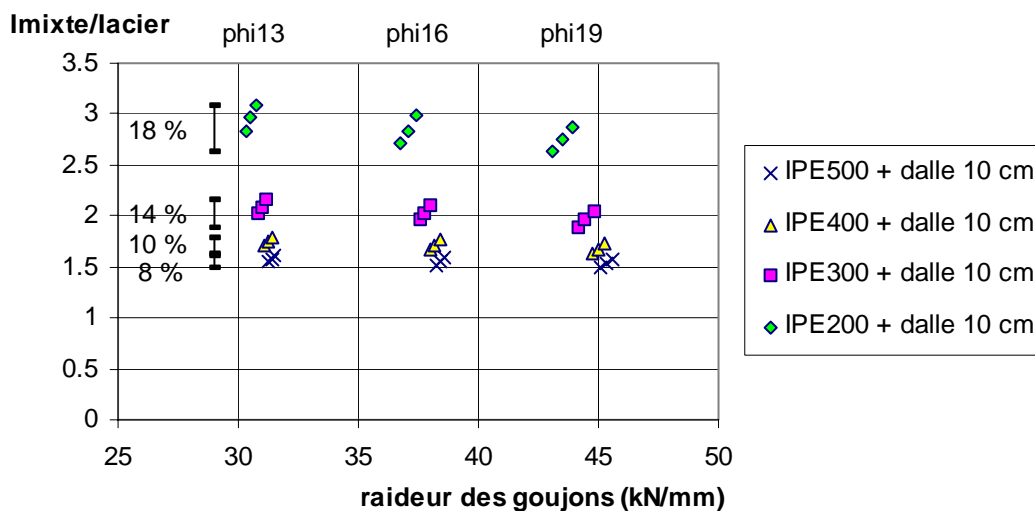


Figure V.4.3. Evolution du rapport de l'inertie équivalente mixte à l'inertie de la section d'acier seul, en fonction du choix des goujons – prise en compte de la raideur empirique de Oehlers et Bradford

On tire 3 résultats importants de ces courbes :

- l'inertie est d'autant plus sensible à une variation du choix des goujons que le profil acier de base est de faible hauteur. Pour une dalle de caractéristiques constantes, l'importance relative de la liaison mixte est plus importante dans une section de faible hauteur. Cela se traduit par une variation de I_{mixte}/I_{acier} de 18 % pour la section IPE200 contre 8 % pour l'IPE500.
- Le rapport I_{mixte}/I_{acier} n'est pas un paramètre constant. Il varie de 1.5 pour la section mixte avec IPE500 à 3.1 pour la section mixte avec IPE200. Il est d'autant plus faible que la contribution de la dalle est faible vis-à-vis de la contribution de la section d'acier. L'idée de simplifier les codes en ne considérant plus de largeur effective mais un rapport forfaitaire du rapport I_{mixte}/I_{acier} est trop simpliste et peut conduire à des erreurs importantes.

- Le rapport de la largeur effective à la portée de la console est un paramètre moins variable que le rapport de l'inertie mixte à l'inertie acier. Il varie dans la fourchette de 0.065 à 0.11. Cette variation de 70 % paraît énorme, mais elle ne correspond en terme d'inertie qu'à des variations beaucoup plus faibles (18 % pour l'IPE200 et 15 % pour l'IPE500). La variation est d'autant plus faible que le rapport de l'épaisseur de la dalle à l'épaisseur totale du profilé est faible, comme on peut l'observer sur la figure V.4.4. qui donne l'évolution du rapport de l'inertie mixte à l'inertie acier en fonction du rapport de la largeur effective à la portée de la console (constante dans toutes les modélisations considérées et égale à 3 m).

Imixte / Iacier

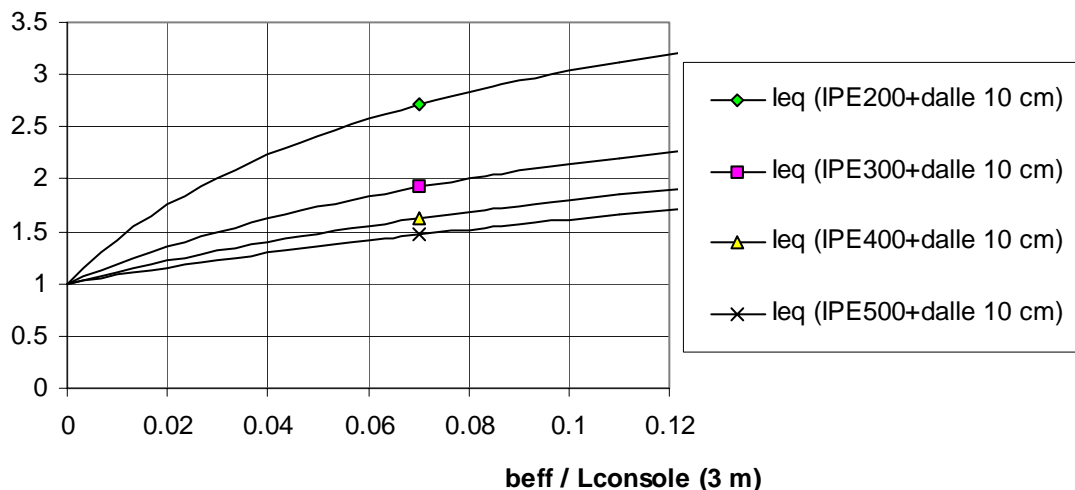


Figure V.4.4 Evolution du rapport de l'inertie mixte à l'inertie acier en fonction du rapport de la largeur effective à la portée de la console pour les 4 hauteurs de sections mixtes considérées

Si l'on impose une largeur effective moyenne telle que $b_{eff}/L_{console} = 0.09$, une erreur de +28 % ($= (0.09 - 0.065) / 0.09 * 100$) sur cette largeur effective entraîne des erreurs sur l'inertie mixte variant de 10 % pour la section mixte de faible hauteur (IPE200 + dalle de 10 cm) à 8 % pour la section mixte de hauteur plus grande (IPE500 + dalle de 10 cm). Cette erreur nous semble acceptable.

Si l'on impose une largeur effective moyenne telle que $b_{eff}/L_{console} = 0.10$, une erreur de +35 % ($= (0.10 - 0.065) / 0.09 * 100$) sur cette largeur effective entraîne des erreurs sur l'inertie mixte variant de 13 % pour la section mixte de faible hauteur (IPE200 + dalle de 10 cm) à 11% pour la section mixte de hauteur plus grande (IPE500 + dalle de 10 cm), ce qui reste acceptable, surtout si l'on examine l'influence des paramètres suivants.

b. Influence de la raideur des goujons

Les premières valeurs de largeurs effectives obtenues incluent la raideur "réelle" des goujons que l'on a supposé donnée par la formule empirique de Oehlers et Bradford (1995). La question est maintenant d'évaluer l'influence de la raideur des goujons sur ces largeurs effectives.

On travaille à partir des poutres mixtes dimensionnées avec des goujons $\phi 16$ résistant à l'effort maximal permis par l'EC8, et l'on fait varier la raideur de la connexion mixte. On obtient les variations des rapports I_{mixte}/I_{acier} et $b_{eff}/L_{console}$ en fonction de la raideur donnée aux goujons aux figures V.4.5 et 6.

Imixte / Iacier

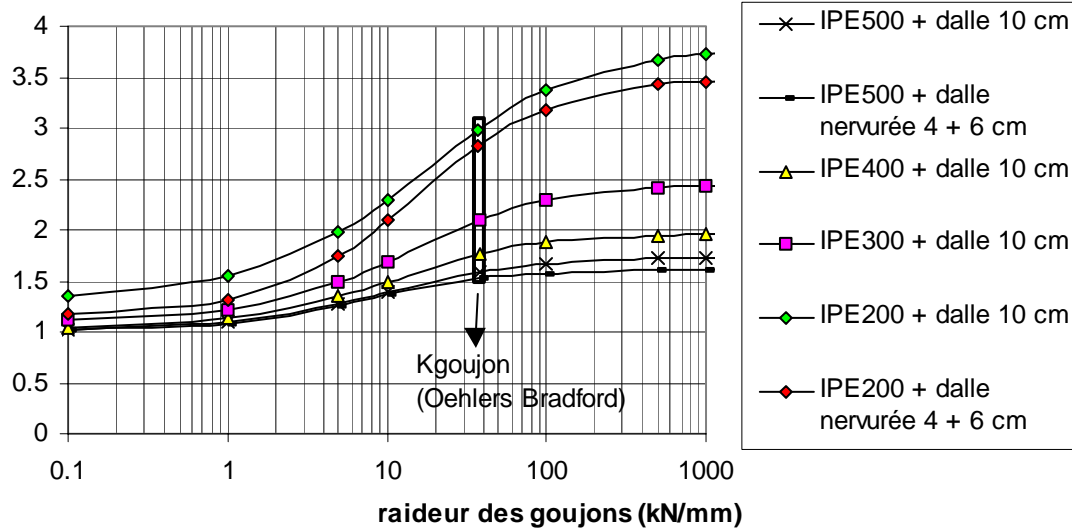


Figure V.4.5. Evolution du rapport de la largeur effective à la portée de la console, en fonction de la raideur des goujons

beff/Lconsole

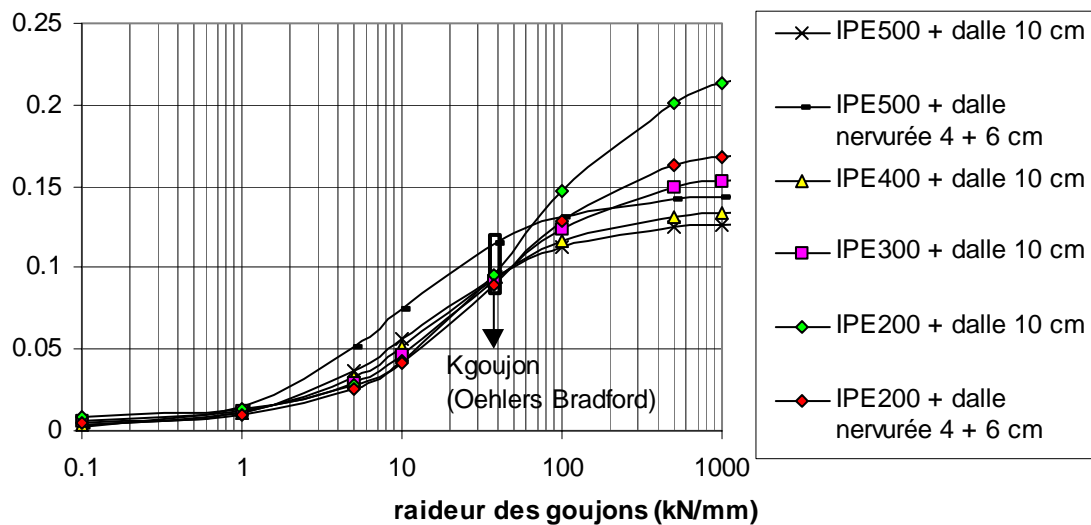


Figure V.4.6. Evolution du rapport de l'inertie équivalente mixte à l'inertie de la section d'acier seul, en fonction de la raideur des goujons

Les figures V.4.7 et 8 comparent les mêmes grandeurs pour 2 raideurs données (goujons flexibles avec raideur de Oehlers et goujons rigides) en fonction d'un nouveau paramètre : le rapport de l'épaisseur de la dalle à la hauteur totale de la section mixte qui donne une idée de l'importance relative de la dalle dans la section mixte.

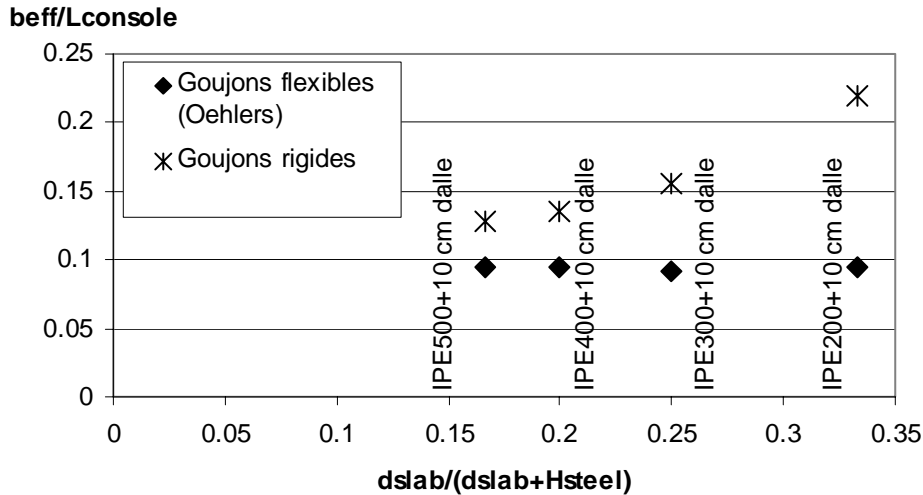


Figure V.4.7. Evolution du rapport de la largeur effective à la portée de la console en fonction de l'importance relative de la dalle vis-à-vis de la hauteur de la section totale, pour 2 raideurs des goujons

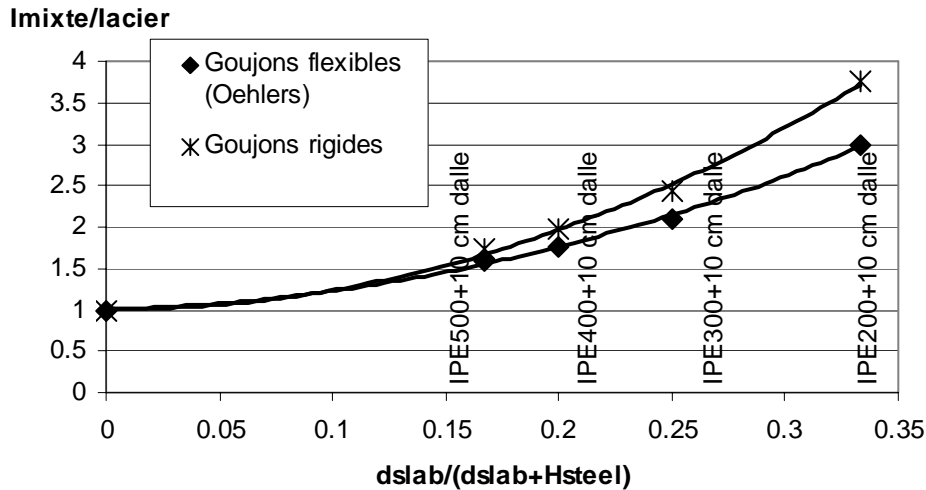


Figure V.4.8. Evolution du rapport de l'inertie équivalente mixte à l'inertie de la section d'acier seul en fonction de l'importance relative de la dalle vis-à-vis de la hauteur de la section totale, pour 2 raideurs des goujons

Tableau V.4.2. Résultats des configurations 1 en terme de rapport de la largeur effective à la longueur de la console et de rapport de l'inertie mixte à l'inertie acier.

Dslab/htot		$b_{eff}/L_{console}$			I_{mixte}/I_{acier}		
		Goujons flexibles	Goujons rigides	augmentation	Goujons flexibles	Goujons rigides	augmentation
IPE500+dalle 10 cm	0.167	0.095	0.128	+ 35 %	1.59	1.729	+ 9 %
IPE400+dalle 10 cm	0.2	0.09	0.13	+ 44 %	1.76	1.96	+ 11 %
IPE300+dalle 10 cm	0.25	0.09	0.15	+ 66 %	2.095	2.44	+ 16 %
IPE200+dalle 10 cm	0.333	0.095	0.219	+ 130 %	2.987	3.751	+ 26 %

Une augmentation de la raideur des goujons donne évidemment lieu à une augmentation de la raideur de la poutre mixte. Plus le rapport de l'épaisseur de la dalle sur la hauteur totale de la section diminue, plus l'influence de la raideur des goujons sur les valeurs de largeurs

effectives et inerties mixtes diminue. Le passage de goujons flexibles à des goujons quasi infiniment rigides donne lieu à une augmentation de largeur effective de 130 % dans le cas de l'IPE200 et seulement 35 % dans le cas de l'IPE500, pour des augmentations d'inerties mixtes de 26 et 9 % respectivement.

Si l'on ne prend pas en compte les dalles nervurées qui seront traitées au paragraphe suivant et si l'on néglige aussi la courbe de la poutre de très faible hauteur où la raideur des goujons influence plus fortement la raideur de la poutre, on peut déduire des largeurs effectives moyennes en fonction de la raideur des goujons

- autour de 40 kN/mm, $b_{\text{eff}}/L_{\text{console}} \cong 0.10$
- autour de 100 kN/mm, $b_{\text{eff}}/L_{\text{console}} \cong 0.12$ (0.15 pour IPE200 + dalle 10 cm)
- autour de 2000 kN/mm, $b_{\text{eff}}/L_{\text{console}} \cong 0.14$ (0.22 pour IPE200 + dalle 10 cm)

c. Influence de la dalle – pleine ou nervurée

On a comparé les sections min et max IPE200 et IPE500 avec dalle pleine de 10 cm et avec dalle nervurée de 4(nervure) + 6(béton) cm. On a inséré les inerties et largeurs effectives obtenues en fonction de la raideur des goujons dans les figures V.4.5 et 6. On trace aussi les rapports des inerties obtenues pour les dalles nervurées rapportées aux inerties des dalles pleines et le rapport des largeurs effectives correspondantes à la figure V.4.9.

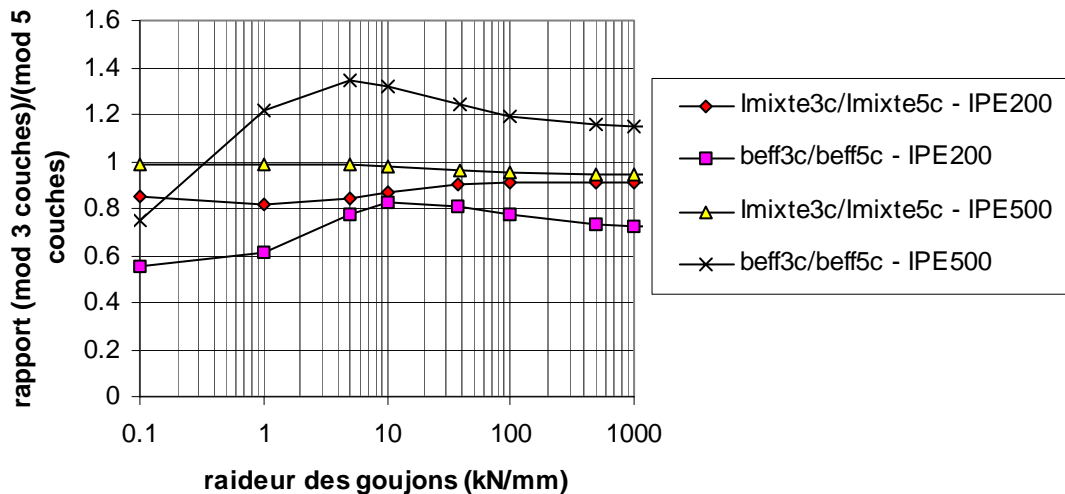


Figure V.4.9. Evolution du rapport des inerties ou largeurs effectives des modélisations avec dalle nervurée à celles des modélisations avec dalle pleine en fonction de la raideur des goujons.

On constate que l'on a dans les 2 cas (IPE200 et IPE500), une diminution d'inertie mixte avec la dalle nervurée, mais elle ne correspond pas à une diminution de largeur effective dans les 2 cas. Pour l'IPE500, la diminution d'inertie mixte se traduit par un accroissement de largeur effective.

Les figures V.4.10 et 11 comparent les courbes d'inertie mixte en fonction de la largeur effective pour la poutre avec IPE200 et pour la poutre avec IPE500 ainsi que les valeurs des inerties obtenues par calcul éléments finis.

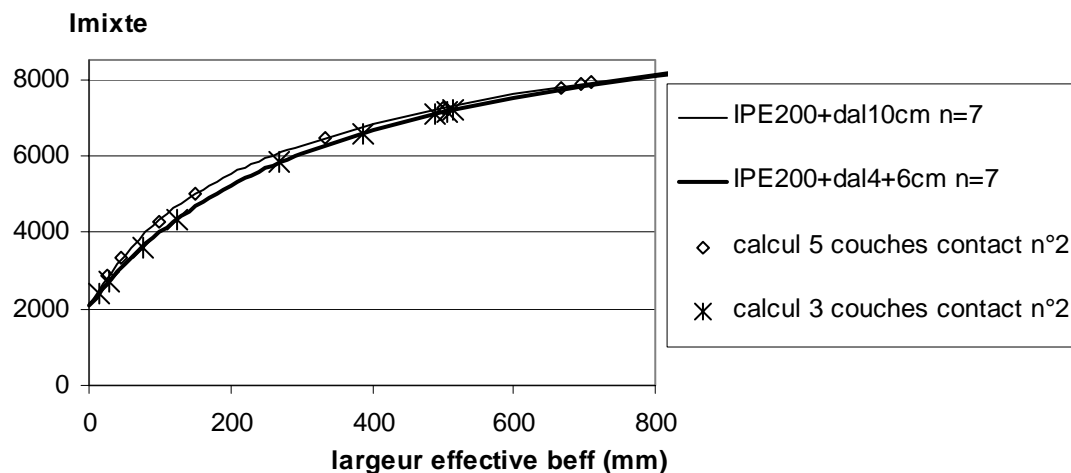


Figure V.4.10 Evolution de l'inertie mixte en fonction de la largeur effective pour les sections mixtes avec IPE200 – dalle pleine et dalle nervurée

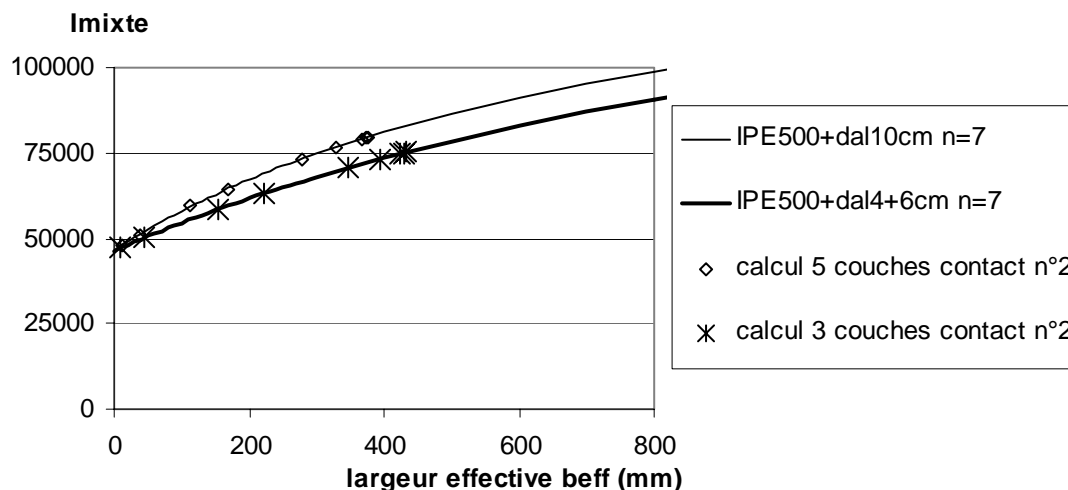


Figure V.4.11 Evolution de l'inertie mixte en fonction de la largeur effective pour les sections mixtes avec IPE500 – dalle pleine et dalle nervurée

Les courbes donnant l'inertie mixte en fonction de la largeur effective pour la poutre avec IPE200 (voir figure V.4.10) sont très proche l'une de l'autre, les positions d'axe neutre n'étant pas très différentes dans le cas de la dalle nervurée et dans le cas de la dalle pleine. Une diminution de l'inertie mixte entraîne inévitablement une diminution de la largeur effective. Par contre, les courbes pour la poutre avec IPE500 (voir figure V.4.11) sont fortement écartées. L'axe neutre élastique reste dans le profil métallique. Pour obtenir une même inertie, il faut une largeur effective de dalle nervurée environ 45 % supérieure à la largeur effective nécessaire pour obtenir la même valeur d'inertie avec dalle pleine. La légère diminution d'inertie trouvée par calcul éléments finis est trop faible pour correspondre à une diminution de largeur effective et explique pourquoi on obtient une largeur effective plus grande en dalle nervurée.

On n'a donc pas une seule tendance qui dirait que lorsque l'on passe à une dalle nervurée, on augmente la largeur effective. Cependant, on observe à la figure V.4.6 que les largeurs effectives obtenues restent dans les mêmes moyennes que les largeurs effectives obtenues pour les dalles pleines et l'on conserve ces valeurs de référence.

d. Influence de la longueur des consoles

Dans les modélisations précédentes, on a travaillé avec des consoles de 3 mètres. On effectue les calculs pour l'IPE200 et l'IPE500 avec des consoles de 5 mètres et la même densité de connecteurs. Avec la portée de 5 m, on trouve des largeurs effectives légèrement supérieures aux largeurs effectives obtenues avec une console de 3 m. L'augmentation est comprise entre 10 et 14 % dans le cas des goujons flexibles pour les 2 poutres mixtes. Dans le cas de goujons rigides, elle est nulle pour l'IPE200 et vaut 10 % pour l'IPE500. Ces variations sont insignifiantes en regard des variations d'inerties qu'elles engendrent. L'augmentation moyenne de 10 % engendre une augmentation de 3 % de l'inertie mixte, ce qui est considéré comme négligeable.

e. Influence de la largeur de la colonne

Comme dans le domaine non linéaire, la largeur de la colonne influence la largeur effective "plastique", on s'est demandé si tel était le cas en élastique. La largeur de la colonne devrait peu influencer le comportement élastique du nœud. L'inertie (et la largeur effective) se déduit d'une approche globale faisant intervenir le moment et la rotation de la poutre. Si la surface de contact de la dalle sur la colonne varie, la compression sur la colonne sera plus ou moins concentrée, mais sa résultante sera égale dans les 2 cas. Tant que la résultante produit des contraintes élastiques dans le béton, une même rotation induira un même moment et correspondra à une même inertie équivalente.

On constate en effet que la largeur de la colonne n'influence pas la largeur effective élastique.

Pour une largeur de colonne $b_c = 268$ mm, on trouve une largeur effective $b_{eff} = 218$ mm.

Pour une largeur de colonne $b_c = 150$ mm, on trouve une largeur effective $b_{eff} = 214$ mm.

Soit une différence de largeur effective de 2 % pour une différence de largeur de colonne de 79 %.

Ce résultat est une traduction frappante du fait que toute réflexion sur le problème menée en terme d'inertie de la section d'encastrement est conceptuellement fautive.

Dans le cas où il n'y a pas de contact de la dalle avec la colonne (" $b_c=0$ ", présence de frigolite par exemple), la dalle de béton apporte tout de même de la raideur au comportement élastique de la poutre métallique. Pour une section composée d'une IPE300 couverte d'une dalle mixte d'épaisseur totale 120 mm dont 72 mm sur une tôle profilée de 48 mm de hauteur, on obtient les résultats du tableau V.4.3 en fonction de la raideur des goujons. Avec des goujons flexibles, l'apport de la dalle à l'augmentation d'inertie de la poutre métallique est de 30 % ; il y correspond un rapport de la largeur effective à la longueur de la console très faible de 0.02. Avec des goujons rigides, l'apport de la dalle à l'augmentation d'inertie de la poutre métallique est plus importante, de l'ordre de 65 % ; il y correspond un rapport de la largeur effective à la longueur de la console de 0.075, ce qui n'est pas négligeable. Ces résultats sont surtout intéressants pour évaluer l'apport de la poutre transversale à la raideur de la poutre mixte, qui sera évalué au paragraphe IV.4.4. suivant.

Tableau V.4.3. Comparaison des cas avec largeur de colonne nulle (frigolite) et avec largeur de colonne non nulle ($b_c=268$ mm) en terme d'inertie mixte et de largeur effective pour 2 raideurs de goujons.

Raideur Goujons	$b_c = 268$ mm		$b_c = 0$		Comparaison $b_c \neq 0 / b_c = 0$	
	I_{mixte} / I_{acier}	$b_{eff} / L_{console}$	I_{mixte} / I_{acier}	$b_{eff} / L_{console}$	I_{bc268} / I_{bc0}	$b_{eff\ bc268} / b_{eff\ bc0}$
K_{flex}	1.89	0.09	1.28	0.022	1.48	4.09
K_{rig}	2.30	0.15	1.65	0.074	1.39	2.03

Quand on passe de la poutre avec dalle sans contact sur la colonne ($b_c=0$) au cas de la poutre avec dalle en contact avec la colonne ($b_c \neq 0$), l'inertie de la poutre augmente d'environ 45 % et la largeur effective de béton est multipliée par 4 dans le cas des goujons flexibles et par 2 dans le cas des goujons rigides.

f. Influence des goujons proches de la colonne

On constate que les goujons proches de la colonne n'influencent pas le comportement élastique de la poutre. L'inertie est quasi égale dans le cas de goujons disposés de manière uniforme sur la poutre et dans le cas où l'on supprime les goujons de la poutre proches de la colonne, c'est-à-dire dans un rayon de 2 fois la hauteur de la poutre (ici environ 0.7 mètre de l'axe de la colonne). On peut mettre en évidence ce phénomène en traçant la courbe des efforts cisailant chaque goujon placé sur la poutre longitudinale, reprise à la figure V.4.12.

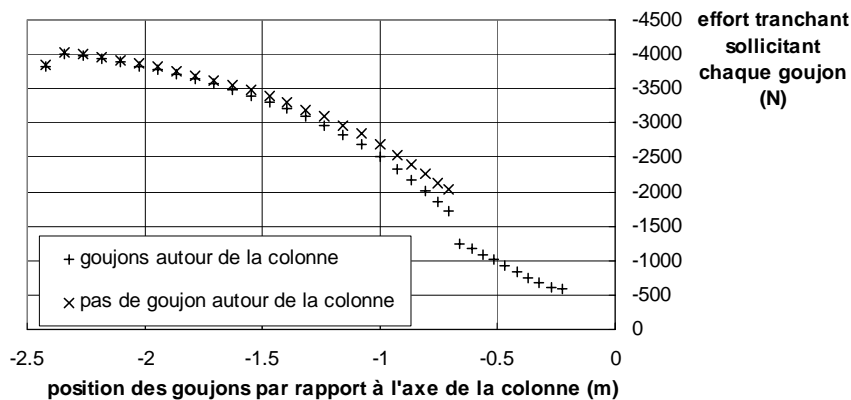


Figure V.4.12. Distribution de l'effort rasant entre les goujons de la poutre longitudinale dans le cas où il y a des goujons autour de la colonne et dans le cas où il n'y en a pas jusqu'à 0,7 m de la colonne.

g. Influence du choix du coefficient $n = E_a/E_c$

Cette étude n'est pas réalisée à l'aide de modélisations numériques, mais par simple calcul d'inertie mixte de sections. Les sections sont identiques à celles considérées dans les autres paragraphes. On considère 3 modules d'élasticité pour le béton : 25000, 30000 et 35000 Mpa qui donnent les rapports $n = E_a/E_c = 8.4, 7$ et 6 . Les valeurs du rapport de l'inertie mixte calculée avec $n = 7$ à l'inertie mixte calculée avec $n = 8.4$ ou 6 sont comprises entre 0.9 et 1.1. On estime que l'erreur que l'on fait en considérant dans les calculs d'inerties élastiques un n unique égal à 7 sans référence au module réel du béton correspond à une surestimation maximale de l'inertie de 7 % dans le cas où le béton réel serait plus flexible ($n_{réel} = 8.4$ (+20%)- et à une sous-estimation maximale de l'inertie de 6 % dans le cas où le béton réel serait plus raide - $n_{réel} = 6$ (-14%). Cette erreur est faible par rapport à l'influence d'autres paramètres sur la valeur de l'inertie.

Largeur effective sous moment positif à considérer dans l'analyse

On a vu que la variabilité de la largeur effective déduite des modélisations peut être assez grande pour certains paramètres considérés. Cependant, la forme des courbes largeur effective - inertie mixte - cf. Figure V.4.11 est telle qu'une erreur sur la largeur effective correspond à une erreur beaucoup moindre sur l'inertie mixte. En examinant l'ensemble des résultats obtenus, on peut estimer qu'une valeur de largeur effective "conservative" pour la configuration de nœud extérieur où la dalle s'arrête devant la colonne serait de l'ordre de :

$$b_{eff} = 0.05 L \quad \text{avec } L=2*L_{console}=\text{portée totale de la poutre dans le portique}$$

V.4.3. Etude linéaire de la configuration n°2– inerties et largeurs effectives

Dans la configuration n°2, la dalle est bétonnée dans la colonne (jusqu'à l'intérieur des ailes de la colonne) et il n'y a pas de poutre transversale.

On abandonne les sections mixtes précédentes pour une section composée d'une IPE300 couverte d'une dalle mixte d'épaisseur totale 120 mm dont 72 mm sur une tôle profilée de 48 mm de hauteur. On obtient les résultats du tableau V.4.4 en fonction de l'inertie des goujons.

Tableau V.4.4. Comparaison des configurations 1 et 2 en terme d'inertie mixte et de largeur effective pour 2 raideurs de goujons.

Raideur Goujons	Configuration n°1		Configuration n°2		Comparaison 2/1	
	I_{mixte}/I_{acier}	$b_{eff}/L_{console}$	I_{mixte}/I_{acier}	$b_{eff}/L_{console}$	$I_{config2}/I_{config1}$	$b_{eff\ config2} / b_{eff\ config1}$
K_{flex}	1.89	0.09	1.98	0.10	1.05	1.15
K_{rig}	2.30	0.15	2.51	0.19	1.09	1.28

L'accroissement de largeur effective due à la présence de béton à l'intérieur des ailes de la colonne est de 15 % dans le cas de goujons flexibles et 28 % dans le cas de goujons rigides, correspondant respectivement à un accroissement d'inertie mixte positive de 5 et 9 %. Dans le cas de goujons flexibles, l'augmentation de largeur effective due au béton dans les ailes de la colonne est dans le même ordre de grandeur que la précision sur la valeur de la largeur effective. De plus, on peut imaginer qu'une sollicitation alternée peut fissurer le béton et diminuer l'effet raidisseur du béton de la dalle inséré dans la colonne. Nous préconisons de ne pas en tenir compte.

V.4.4. Etude linéaire de la configuration n°3 – inerties et largeurs effectives – répartition des efforts transmis par la poutre transversale

- influence de la raideur des goujons
- influence des caractéristiques de la semelle supérieure de la poutre transversale
- influence de la position du premier goujon sur la poutre transversale

Dans la configuration n°3, il y a une poutre transversale, mais la colonne est isolée de la dalle. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne ne peut se faire que par la poutre transversale.

On considère la même section mixte que dans le point précédent : une section composée d'une IPE300 couverte d'une dalle mixte d'épaisseur totale 120 mm dont 72 mm sur une tôle profilée de 48 mm de hauteur. La poutre transversale "de base" est une IPE270 fixée à la colonne par l'intermédiaire d'un plat. Cette configuration est proche des dimensions des spécimens de Darmstadt.

Influence de la raideur des goujons et des caractéristiques de la semelle supérieure de la poutre transversale

Deux paramètres sont testés en parallèle : l'influence de la raideur des goujons et l'influence des caractéristiques de la semelle supérieure de la poutre transversale.

On a 3 raideurs de goujons :

- goujons flexibles $K_{gouj} = 35$ kN/mm (Oehlers et Bradford), simple concentration de goujons autour de la colonne –notation s.
- goujons flexibles, $K_{gouj} = 35$ kN/mm, double concentration autour de la colonne –notation d.
- goujons rigides $K_{gouj} = 5000$ kN/mm (double concentration)

On considère 4 combinaisons hauteur - épaisseur de la semelle supérieure de la poutre transversale données au tableau V.4.5.

Tableau V.4.5. Caractéristiques des semelles supérieures des poutres transversales considérées

Notation	Epaisseur	hauteur	$W_f = t_f b_f^2 / 6$	$A_f = t_f b_f$
10-135	$t_{f1} = 10.2 \text{ mm}$	$b_{f1} = 135 \text{ mm}$	$W_{f1} = 30.98 \text{ cm}^3$	$A_{f1} = 1377 \text{ mm}^2$
20-135	$t_{f2} = 20.4 \text{ mm}$	$b_{f2} = 135 \text{ mm}$	$W_{f2} = 2 W_{f1}$	$A_{f2} = 2 A_{f1}$
10-255	$t_{f3} = 10.2 \text{ mm}$	$b_{f3} = 255 \text{ mm}$	$W_{f3} = 3.6 W_{f1}$	$A_{f3} = 1.9 A_{f1}$
20-202	$t_{f3} = 20.4 \text{ mm}$	$b_{f3} = 202.5 \text{ mm}$	$W_{f3} = 4.5 W_{f1}$	$A_{f3} = 3 A_{f1}$

On exprime les résultats d'inerties et de largeurs effectives en fonction de la section de la semelle supérieure de la poutre transversale au tableau V.4.6 et à la figure V.4.13. On les compare aux inerties et largeurs effectives obtenues dans la configuration 1 où $b_c = 0$ (indice "mixte bc0"), c'est-à-dire la configuration où la dalle arrêtée devant la colonne n'est pas en contact avec la colonne, et l'on peut en déduire directement l'apport de la poutre transversale dans l'inertie de la poutre mixte.

Tableau V.4.6. Inerties et largeurs effectives obtenues dans la configuration n°3 en fonction de la section de la semelle supérieure de la poutre transversale et des raideurs et disposition de goujons

		W_f/W_{f1}	A_f/A_{f1}	I_{mixte}/I_{acier}	$I_{mixte}/I_{mixte \text{ bc}0}$	$b_{eff}/L_{console}$	$b_{eff}/b_{eff \text{ bc}0}$
goujons	Config1-bc0	-	-	1.28	1	0.022	1
flexibles	10-135-s	1	1	1.42	1.11	0.035	1.59
	10-255-s	3.6	1.9	1.45	1.13	0.038	1.73
	20-135-s	2	2	1.46	1.14	0.039	1.77
	20-202-s	4.5	3	1.49	1.16	0.042	1.91
	10-135-d	1	1	1.46	1.14	0.039	1.77
	10-255-d	3.6	1.9	1.49	1.16	0.042	1.91
	20-135-d	2	2	1.52	1.19	0.044	2
	20-202-d	4.5	3	1.55	1.21	0.047	2.14
goujons	config1-bc0	-	-	1.65	1	0.074	1
rigides	10-135-d	1	1	1.96	1.19	0.097	1.31
	10-255-d	3.6	1.9	2.00	1.21	0.103	1.39
	20-135-d	2	2	2.07	1.25	0.112	1.51
	20-202-d	4.5	3	2.10	1.27	0.117	1.58

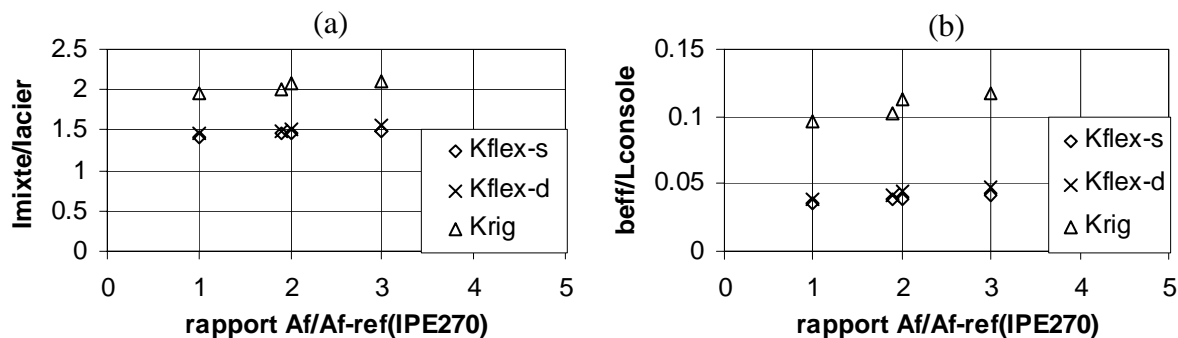


Figure V.4.13. Evolution du rapport de l'inertie équivalente mixte à l'inertie de la section d'acier seul (a) et du rapport de la largeur effective à la portée de la console (b) en fonction de la section de la semelle supérieure de la poutre transversale

L'apport de la poutre transversale à l'inertie de la poutre mixte est plus faible que ce que le rapport inertie mixte sur inertie acier ne nous montre a priori. Dans le cas de goujons

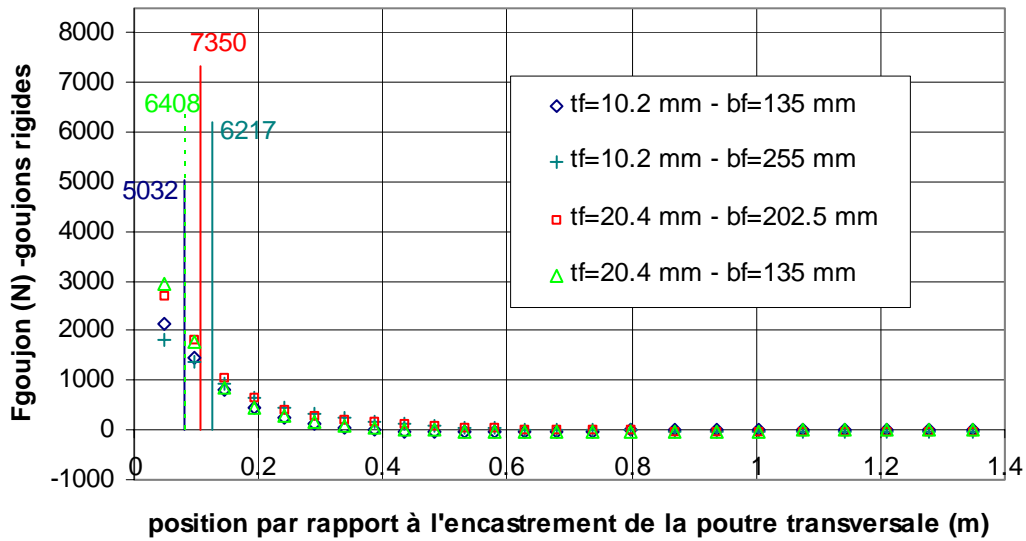
flexibles, on atteint une inertie mixte moyenne égale à 1.5 fois l'inertie acier. Mais l'augmentation d'inertie par rapport à la poutre mixte sans poutre transversale dont la dalle n'est pas en contact avec la colonne n'est que de 15 % en moyenne, ce qui n'est pas très important. Dans le cas des goujons rigides, on atteint une inertie mixte moyenne égale à 2 fois l'inertie acier, mais l'apport de la poutre transversale par rapport la configuration 1 où $b_c = 0$ est comprise entre 19 et 27 %.

Pour une même semelle supérieure de poutre transversale, le fait de doubler la concentration des goujons autour de la colonne permet d'augmenter l'inertie de maximum 4 %, soit un apport négligeable. L'influence de l'augmentation des dimensions de la semelle diffère selon que l'on augmente l'épaisseur ou la hauteur de la semelle. L'augmentation de la hauteur de la section (10-255) qui correspond à doubler la surface de la semelle et à multiplier son module de flexion par 3.6 ne donne pas lieu à une augmentation significative de l'inertie de la poutre mixte (2.5%). Par contre, l'augmentation de l'épaisseur de la semelle (20-135) qui correspond aussi au doublement de la section et seulement au doublement de l'inertie flexionnelle donne lieu à une augmentation d'inertie de la poutre mixte d'environ 3.5 %. En combinant l'augmentation des épaisseur et hauteur de la semelle supérieure (triplément de la section et multiplication du module flexionnel par 4.5), on arrive à une augmentation d'inertie de la poutre mixte d'environ 5.5 %. On conclut que le paramètre déterminant est la section de la semelle supérieure et implicitement la raideur au cisaillement dans cette configuration où les goujons connecteurs sont placés le plus près possible de la colonne (et donc où la résultante se trouve aussi le plus près de l'encastrement de la poutre transversale à la colonne).

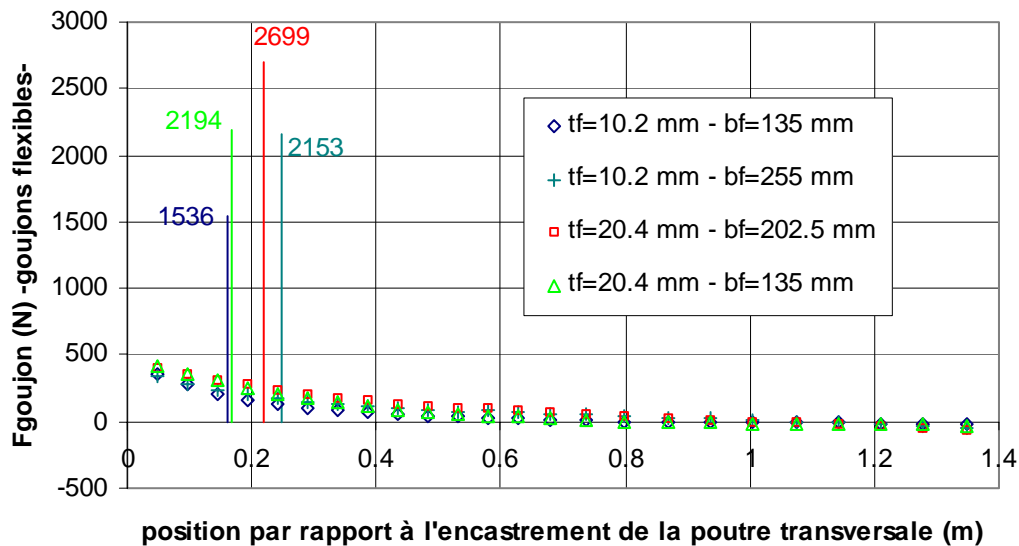
Dans le cas de goujons très rigides, on parvient à mobiliser une raideur mixte plus importante que dans le cas des goujons flexibles. Cette raideur de goujons n'étant jamais atteinte en réalité, il sera toujours très difficile d'atteindre une inertie mixte importante en utilisant des goujons sur les poutres transversales. Mais tout autre système de transmission d'effort de la dalle à la poutre transversale plus raide que le transfert par goujons est favorable si l'on veut mobiliser une inertie mixte par l'intermédiaire d'une poutre transversale.

La figure V.4.14 donne la répartition des efforts de dalle transmis par les goujons des poutres transversales dans les différents cas étudiés, ainsi que la valeur et la position de la résultante dans chaque cas. Toutes ces valeurs n'ont aucune signification en valeur absolue, elles doivent se considérer de manière comparative les unes par rapport aux autres.

La figure V.4.14 (a) qui traite des goujons infiniment rigides donne clairement l'idée de l'influence des caractéristiques de la semelle supérieure. La valeur de la résultante est plutôt liée à la section de la semelle (cas du premier goujon très proche de l'encastrement de la poutre transversale) alors que la position de l'effort résultant est plus liée à la hauteur b_f de la semelle. Plus la hauteur est grande, plus la résultante s'éloigne de l'axe de la colonne. L'influence de la flexibilité des goujons apparaît dans la figure V.4.14 (b). Pour la même rotation globale de poutre, l'effort résultant transmis est beaucoup moindre et la résultante s'éloigne de la colonne. Pour un rapport des raideurs des goujons d'environ 150, on constate une multiplication des résultantes par un facteur d'environ 3. Pour une transmission d'effort moindre, on peut imaginer que la semelle supérieure de la poutre transversale puisse être plus sollicitée, puisque le bras de levier des efforts augmente et les effets flexionnels aussi.



(a)



(b)

Figure V.4.14 Efforts de dalle transmis par les goujons des poutres transversales
Position du premier goujon $a = 0.05$ m
(a) goujons rigides (b) goujons flexibles

Influence de la position du premier goujon sur la poutre transversale

A la figure V.4.15, on donne dans les 12 cas étudiés l'évolution de la résultante R transmise par les goujons des poutres transversales et sa position p , ainsi que le moment M à l'encastrement ($M=R p$), en fonction de la position du premier goujon sur la poutre transversale.

On constate que les résultantes diminuent quand le premier goujon s'éloigne de la colonne. Cette diminution est d'autant plus importante que les goujons sont rigides.

Le classement des résultantes par ordre d'amplitude est par contre modifié. Quand on éloigne le premier goujon, la résultante correspondant à la semelle (20-135) devient plus petite que la résultante correspondant à la semelle (10-255). A partir d'un certain éloignement du premier goujon, la flexion de la semelle de la poutre transversale devient prépondérante vis-à-vis du cisaillement et la semelle qui a les plus grandes caractéristiques flexionnelles reprend les efforts maximaux, ici en l'occurrence la semelle (10-255) de module de flexion $W_{(10-255)}=3.6$

$W_{(10-135)}$ par rapport à la semelle (20-135) de module de flexion $W_{(20-135)}=2 W_{(10-135)}$. On observe clairement cette inversion dans la figure V.4.15 (a).

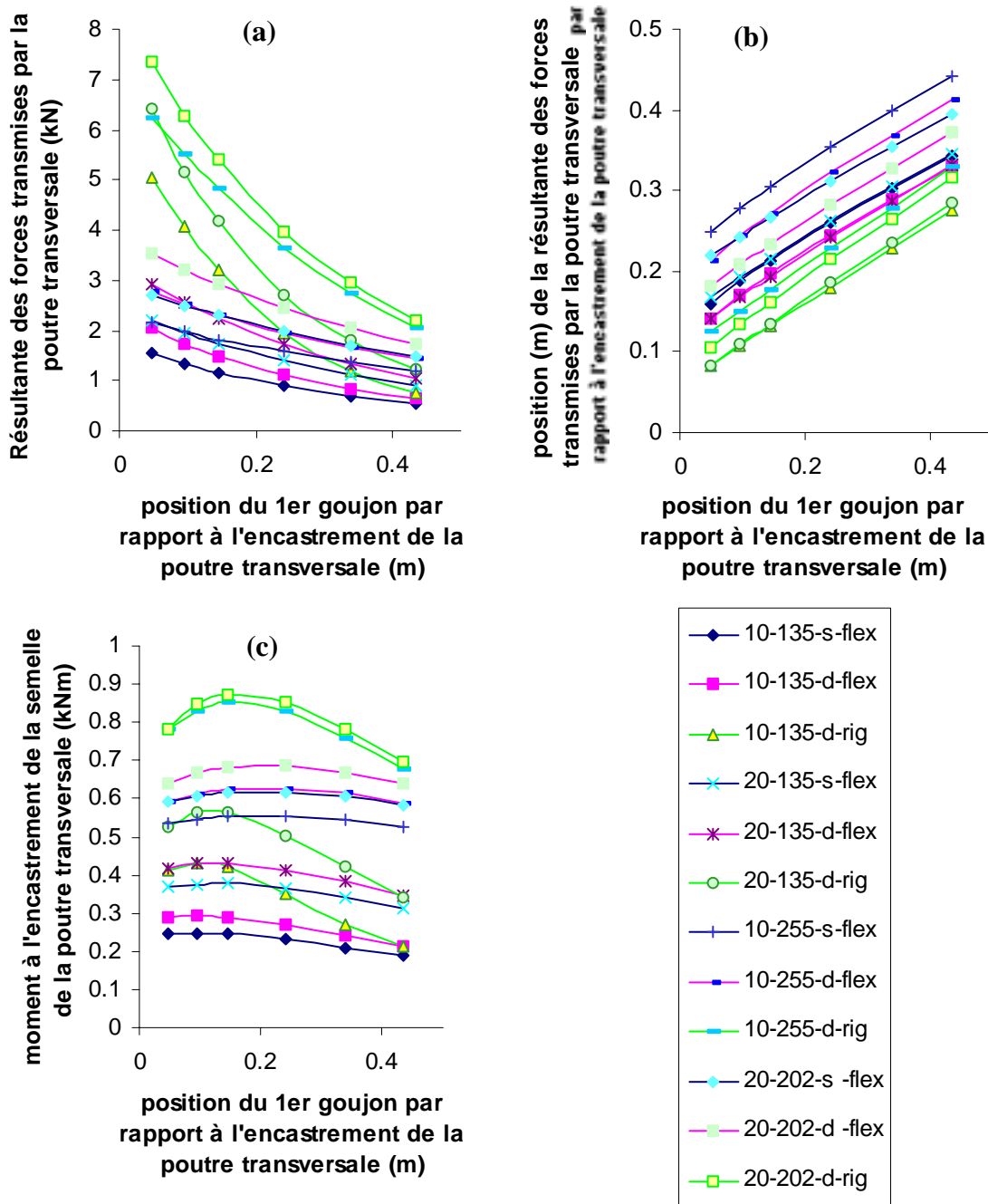


Figure V.4.15 (a) Résultante, position (b) et moment à l'encastrement (c) de la poutre transversale en fonction de la position du premier goujon

Les bras de levier des résultantes augmentent de manière quasi linéaire avec la position du premier goujon. Le classement des résultantes par ordre d'éloignement à la colonne n'est pas modifié par la modification de la position du premier goujon.

Dans le cas des goujons flexibles, le moment à l'encastrement reste plus ou moins constant en fonction de la position du premier goujon, ce qui peut être assez utile en pratique pour

l'établissement de règles de vérification de la semelle supérieure de la poutre transversale. Dans le cas de goujons rigides, la variabilité est plus grande. On constate que le moment maximal dans la semelle ne correspond pas à la résultante maximale transmise à la colonne. Traduits en terme de caractéristiques de poutre transversale et de goujons, ces résultats pourraient surtout être utiles dans la détermination d'expressions analytiques des raideurs relatives des différents transferts d'effort.

En résumé, on confirme l'idée que pour transmettre l'effort maximum, il faut placer le maximum de goujons (le maximum de raideur) près de l'encastrement de la poutre transversale à la colonne. Dans ce cas, le cisaillement est prépondérant dans la semelle et l'augmentation de l'effort transmis est proportionnelle à la section de la semelle de la poutre transversale. Augmenter l'épaisseur suffit. Par contre, si l'on place le premier connecteur au de-là d'une certaine distance (entre 5 et 10 cm), la flexion joue et c'est la semelle ayant le module de flexion le plus élevé qui reprendra l'effort maximal. Augmenter la hauteur de la semelle est alors plus efficace.

Le transfert d'effort par l'intermédiaire d'une poutre transversale munie de goujons est un mécanisme plus flexible que le mécanisme de compression directe étudié aux paragraphes précédents. On voit déjà la difficulté de le voir transférer un effort au maximum de ses possibilités s'il est combiné à un autre transfert d'effort plus rigide tel les transferts par compression directe et par le béton intérieur aux ailes de la colonne. Ce problème est traité au paragraphe suivant.

V.4.5. Etude linéaire de la configuration n°4 – inerties et largeurs effectives – comparaison avec les transferts d'effort par compression directe (config1) et par poutre transversale (config3)

Dans la configuration n°4, il y a une poutre transversale (mécanisme 3), il y a contact direct de la dalle sur la face de la colonne (mécanisme 1), mais il n'y a pas de béton entre les ailes de la colonne. Les résultats en terme d'inerties et largeurs effectives ainsi que les rapports entre configurations sont donnés aux tableaux V.4.7. et 8.

Tableau V.4.7. Inerties obtenues dans les configurations 1, 3 et 4 en fonction des raideurs et disposition de goujons – Intercomparaison.

		I_{mixte}/I_{acier}			config x / config y	
		config 1	config 3	config 4	I_1/I_3	I_4/I_1
goujons flexibles	10-135-s	1.89	1.42	1.94	1.33	1.03
	20-135-d	1.89	1.52	1.95	1.25	1.03
	20-202-d	1.89	1.55	1.96	1.22	1.04
goujons rigides	10-135-d	2.30	1.96	2.44	1.17	1.06
	20-135-d	2.30	2.07	2.49	1.11	1.08
	20-202-d	2.30	2.10	2.51	1.09	1.09

Tableau V.4.8. Largeurs effectives obtenues dans les configurations 1 et 4 en fonction des raideurs et disposition de goujons – Intercomparaison.

		$b_{eff}/L_{console}$		config 4 / config 1
		config 1	config 4	b_{eff4} / b_{eff1}
goujons flexibles	10-135-s	0.087	0.094	1.08
	20-135-d	0.087	0.096	1.10
	20-202-d	0.087	0.097	1.11
goujons rigides	10-135-d	0.152	0.181	1.19
	20-135-d	0.152	0.190	1.25
	20-202-d	0.152	0.194	1.28

On voit de manière chiffrée que la compression directe sur la colonne est un transfert d'effort de la dalle à la colonne plus raide que le transfert via une poutre transversale goujonnée ($I_1/I_3 > 1$). Le fait de passer à des goujons rigides diminue cette différence de raideur ($I_1/I_3|_{goujons\ rigides} < I_1/I_3|_{goujons\ flexibles}$) et montre bien que l'influence de la raideur des goujons sur le transfert d'effort par la poutre transversale est importante.

Le passage de la configuration 1 à la configuration 4 nous donne l'apport de la poutre transversale dans l'inertie mixte de la poutre. On voit que l'on a une augmentation de max 4 % dans le cas de goujons flexibles et max 9 % dans le cas des goujons rigides, c'est-à-dire en terme de largeur effective 11 et 28 % respectivement. C'est relativement faible, mais ce n'est pas tellement la contribution de la poutre transversale à l'inertie qui nous intéresse, c'est surtout la résistance et la ductilité supplémentaire qu'elle pourrait apporter à la poutre mixte principale. On s'intéresse aux efforts transmis localement à la colonne via la compression directe sur la face de la colonne et via les goujons de la poutre transversale. On reporte au tableau V.4.9 les efforts transmis à la colonne dans les 3 configurations :

Tableau V.4.9. Efforts transmis à la colonne dans les configurations 1, 3 et 4

		compression directe (N)	poutre transversale (N)	Total (N)
Goujons Flexibles	Config1	9786		9786
	Config3 (20-202-d)		2699	2699
	Config4 (20-202-d)	9215	871	10086
Goujons Rigides	Config1	13691		13691
	Config3 (20-202-d)		7350	7350
	Config4 (20-202-d)	11780	4343	16123

Et l'on constate que la poutre transversale permet

-dans le cas des goujons flexibles, une augmentation de l'effort total transmis de 3 % (10086/9786) et un soulagement de l'effort de compression directe de 6 % (1-9215/9786).

-dans le cas des goujons rigides, une augmentation de l'effort total transmis de 18 % et un soulagement de l'effort de compression directe de 14 %.

La répartition d'effort entre compression directe et poutre transversale est

-dans le cas des goujons flexibles, 91 % de compression directe et 9 % de poutre transversale

-dans le cas des goujons rigides, 73 % de compression directe et 27 % de poutre transversale.

Pour bénéficier de l'apport bénéfique de la poutre transversale, il faut la raidir au maximum (la poutre et ses connecteurs quels qu'ils soient). Plus la poutre transversale sera raide, plus l'écrasement du béton sur la colonne sera retardé.

V.4.6. Etude linéaire de la configuration n° 5 – inerties et largeurs effectives – comparaison avec les transferts d'effort par compression directe seule (config1), par compression directe et béton entre les ailes (config2) et par compression directe et poutre transversale (config4)

La configuration n°5 implique la compression directe du béton sur la colonne, le béton dans les ailes de la colonne et le transfert d'effort par poutre transversale. Les résultats en terme d'inerties et largeurs effectives ainsi que les rapports entre configurations sont donnés aux tableaux V.4.10.

Tableau V.4.10. Inerties et largeurs effectives obtenues dans la configuration 5 en fonction des raideurs et disposition de goujons – Intercomparaison avec les configurations 1, 2 et 4.

		I_{mixte}/I_{acier}	config x / config y			$b_{eff}/L_{console}$	config x / config y		
		config 5	I_5/I_1	I_5/I_2	I_5/I_4	config 5	b_{eff5}/b_{eff1}	b_{eff5}/b_{eff2}	b_{eff5}/b_{eff4}
Goujons Flexibles	10-135-s	2.02	1.07	1.02	1.04	0.105	1.21	1.05	1.12
	20-135-d	2.02	1.07	1.02	1.04	0.106	1.22	1.06	1.11
	20-202-d	2.03	1.07	1.02	1.04	0.106	1.22	1.06	1.10
Goujons Rigides	10-135-d	2.58	1.12	1.03	1.05	0.210	1.39	1.08	1.16
	20-135-d	2.60	1.13	1.04	1.04	0.216	1.42	1.11	1.14
	20-202-d	2.61	1.14	1.04	1.04	0.219	1.44	1.13	1.13

Comparée à la configuration n°4 qui implique la compression directe et la poutre transversale, on constate une augmentation de 4 % de l'inertie mixte due au béton entre les ailes de la colonne, quelle que soit la raideur des goujons.

Comparée à la configuration n°2 qui implique la compression directe et le béton entre les ailes de la colonne, on constate une augmentation comprise entre 2 à 4 % de l'inertie mixte due à la présence d'une poutre transversale. C'est très faible. La modification des propriétés de la poutre transversale joue un rôle très faible sur l'inertie mixte.

Comparée à la configuration n°1 qui n'implique que la compression directe du béton sur la colonne, on constate une augmentation comprise entre 7 à 14 % de l'inertie mixte due à la présence d'une poutre transversale et à la présence du béton entre les ailes de la colonne.

Dans le cas des goujons flexibles, l'apport de la poutre transversale à l'inertie mixte de la poutre principale est faible et vaut environ la moitié de la contribution du béton entre les ailes de la colonne. Par contre, dans le cas des goujons rigides et dans la configuration où les semelles de la poutre transversale sont "fortes" (20-202-d), les contributions de la poutre transversale et du béton situé entre les ailes de la colonne sont du même ordre de grandeur et conduisent à une augmentation de raideur plus importante. L'idée est que si l'on peut modéliser la raideur de la dalle en plusieurs raideurs en parallèle et en série, le fait d'avoir en parallèle des raideurs du même ordre de grandeur est plus favorable pour raidir le transfert

d'effort que si l'un des ressorts a une raideur beaucoup plus faible et ne joue finalement aucun rôle lorsqu'il est combiné avec un ressort beaucoup plus raide.

Que considérer comme largeur effective dans le cas de la configuration n°5 ?

On distingue 2 valeurs bien marquées :

$b_{\text{eff}} = 0.11 L_{\text{console}}$, correspondant au cas où l'on prend en compte la flexibilité des goujons

$b_{\text{eff}} = 0.22 L_{\text{console}}$, correspondant au cas où les goujons sont très rigides

Dans la configuration n°1, c'est la largeur effective incluant la flexibilité des goujons qui a été choisie.

Dans le cas où l'on tient compte d'une poutre transversale, on n'a aucune donnée expérimentale sur la raideur des goujons des poutres transversales, qui a été prise égale à la raideur des goujons des poutres longitudinales. Il se pourrait que la liaison soit plus rigide, comme il se pourrait que la liaison soit plus flexible. On choisit la largeur effective moyenne :

$b_{\text{eff}} = 0.075 L$ avec $L=2*L_{\text{console}}$ est la valeur moyenne que nous avons retenue pour l'EC8

V.4.7. Synthèse des influences de configurations de nœuds sur l'inertie mixte de poutre

Le tableau V.4.11 ci-après présente la synthèse des résultats des configurations 1, 2, 3, 4 et 5 (représentations voir Figure V.4.1) en terme du rapport de l'inertie mixte de la configuration i à l'inertie mixte de la configuration 1 pour une raideur réaliste des connecteurs.

Tableau V.4.11. Synthèse des inerties dans les configurations 1 à 5.

	$I_{\text{mixte},i} / I_{\text{mixte},1}$
Configuration 1	1
Configuration 2	1.05
Configuration 3 (20-202-d)	0.82
Configuration 4 (20-202-d)	1.04
Configuration 5 (20-202-d)	1.07

Ce tableau montre clairement que l'ajout d'une poutre transversale goujonnée apporte peu d'augmentation à l'inertie totale de la poutre mixte, 4 % par rapport à la situation où l'on n'a que de la compression directe de la dalle sur la colonne, et seulement 2 % par rapport à la situation où l'on a compression directe et transfert via le béton situé à l'intérieur des ailes de la colonne. Ces chiffres montrent que le béton situé entre les ailes de la colonne contribue plus à l'augmentation de l'inertie de la poutre mixte que la poutre transversale. Nous émettons cependant certains doutes sur l'efficacité réelle de ce béton. Dans la modélisation, son efficacité est maximale. Dans la réalité, l'effet raidisseur du béton de la dalle inséré dans la colonne pourrait être diminué par la sollicitation alternée et la fissuration sous moment négatif. Des essais sont nécessaires pour clarifier ce problème.

Quelle que soit la contribution à l'inertie mixte du béton entre les ailes de la colonne, le transfert d'effort par l'intermédiaire d'une poutre transversale munie de goujons (config3) est un mécanisme plus flexible que le mécanisme de compression directe de la dalle sur la colonne (config1). L'apport de la poutre transversale dans l'inertie mixte de la poutre est relativement faible, mais ce n'est pas tellement la contribution de la poutre transversale à l'inertie qui nous intéresse, c'est surtout la résistance et la ductilité supplémentaire qu'elle pourrait apporter à la poutre mixte principale. La présence de la poutre transversale soulage le béton comprimé sur la face de la colonne et retarde son écrasement. Pour bénéficier de

l'apport bénéfique de la poutre transversale, il faut la raidir au maximum (la poutre et ses connecteurs quels qu'ils soient). Plus la poutre transversale sera raide, plus l'écrasement du béton sur la colonne sera retardé. C'est ce que les modélisations non linéaires présentées ci-dessous confirmeront ou infirmeront.

La raideur de la liaison mixte influence l'inertie mixte de la poutre. On obtient une raideur plus importante en choisissant des goujons de plus faible diamètre, qui ont une raideur propre plus faible que la raideur de goujons de plus gros diamètre, mais qui sont plus nombreux pour assurer la liaison mixte totale et conduisent à une raideur globale de la liaison plus importante que dans le cas des goujons de diamètre plus important. Dans les cas de la configuration 1, $I_{mixte \phi 13} / I_{mixte \phi 19} \cong 1.04$ à 1.08 , la différence étant d'autant plus grande que le profilé métallique est de faible hauteur vis-à-vis de la hauteur de la dalle.

Les valeurs moyennes que nous avons retenue pour l'EC8 sont :

$$b_{eff} = 0.05 L \quad \text{pour une poutre mixte de configuration 1}$$

$$b_{eff} = 0.075 L \quad \text{pour une poutre mixte de configuration 5}$$

avec L = portée totale de la poutre

V.4.8. Recherche d'une expression analytique des raideurs (relatives) des différents mécanismes

On établit les bases pour la définition des raideurs relatives des différents mécanismes considérés pour le transfert des efforts membranaires de dalle. On peut schématiser ces raideurs par les ressorts de la figure V.4.16.

Le ressort $K_{béton(1)}$ correspond à la compression directe du béton sur la semelle de la colonne. Sa raideur est proportionnelle à la section de béton comprimé et inversement proportionnelle à sa longueur. $K_{béton(1)} = E_b A_b / L$

Le ressort $K_{béton(2)}$ correspond à la raideur de bielles inclinées sur les côtés latéraux de la colonne $K_{béton(2)} = E_b A_{b2} / L_{oblique}$

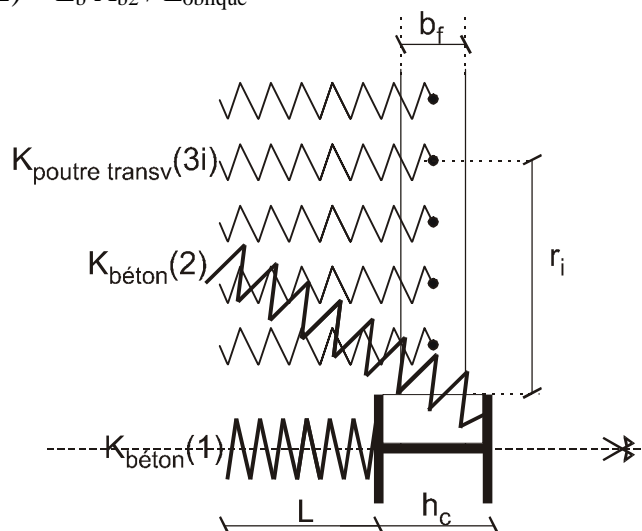


Figure V.4.16. Ressorts correspondant à chaque transfert d'effort de dalle possible

Les ressorts $K_{\text{poutre transv}}(3i)$ comprennent 3 raideurs en série : la raideur de la bande de béton comprimé sur le goujon considéré, la raideur du goujon et la raideur due à la flexibilité de la semelle supérieure de la poutre transversale.

$$K_{\text{poutre transv}}(3i) = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{béton}}(3i)} + \frac{1}{K_{\text{goujon}}} + \frac{1}{K_{\text{semelle pout transv}}}}$$

$$K_{\text{béton}}(3i) = E_b A_{b3i} / (L+h_c/2)$$

$$K_{\text{goujon}} = \text{raideur d'un goujon (Oehlers et Bradford)}$$

$$K_{\text{semelle poutre transv}} = k_1 = \frac{1}{\left(1 + \frac{h_{\text{gouj}}}{h}\right) \left[\frac{r_i^3}{3E_f I_f} + \frac{r_i}{G_f A_{\text{cisf}}} \right]}$$

- avec L = longueur de béton comprimé devant la colonne
 L_{oblique} = longueur des bielles de béton comprimé inclinées
 E_b = module d'élasticité du béton
 A_b = section de béton comprimé sur la face de la colonne
 A_{b2} = section des bielles de béton comprimé sur les côtés latéraux de la colonne
 h_c = hauteur de la section de la colonne
 h_{gouj} = distance entre la position de la résultante de compression dans la dalle et la surface supérieure de la poutre transversale
 h = hauteur de la section de la poutre transversale
 t_f = épaisseur de la semelle supérieure de la poutre transversale
 b_f = hauteur de la semelle supérieure de la poutre transversale
 $I_f = \frac{t_f b_f^3}{12}$ = inertie flexionnelle de la semelle supérieure de la poutre transversale
 $A_{\text{cisf}} = \frac{5}{6} t_f b_f$ = section réduite de cisaillement de la semelle supérieure de la poutre transversale
 E_f = module d'élasticité de l'acier de la poutre transversale
 G_f = module de cisaillement de l'acier de la poutre transversale
 ν = coefficient de Poisson
 r_i = position du goujon sur la poutre transversale par rapport à l'encastrement de la poutre transversale à la colonne

La raideur du transfert via la poutre transversale est d'autant plus faible que le goujon est éloigné de la colonne.

La raideur totale résulte de la réunion d'un ensemble de ressorts en parallèle :

$$K_{\text{tot}} = K_{\text{béton}}(1) + \alpha K_{\text{béton}}(2) + \sum_{i=1}^n \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{béton}}(3i)} + \frac{1}{K_{\text{goujon}}} + \frac{1}{K_{\text{semelle pout transv}}(r_i)}}$$

où α est un coefficient tenant compte de l'inclinaison du ressort incliné
 n est le nombre de goujons sur la poutre transversale dans la largeur effective de dalle

La calibration de ces raideurs reste à faire ; sa réalisation permettrait une meilleure prédiction de l'efficacité de la poutre transversale. Nous laissons ces développements pour une phase ultérieure du travail.

V.4.9. Etude non linéaire de la configuration n°1

On étudie successivement, à l'aide du modèle numérique décrit en V.2, l'influence sur le comportement global non linéaire de la poutre des paramètres suivants :

- influence de la résistance de la dalle vis-à-vis de la résistance du profilé métallique
- influence du choix de la décroissance de la résistance du béton en compression
- influence de l'écrouissage de l'acier
- influence de la largeur de la colonne
- influence de la disposition et de la raideur des goujons

Influence de la résistance de la dalle vis-à-vis de la résistance du profilé métallique

Influence du choix de la décroissance de la résistance du béton en compression

La calibration de la modélisation non linéaire obtenue n'est pas applicable à toutes les combinaisons de paramètres de dalle. Les spécimens de Darmstadt et les sections d'Ispra ont été dimensionnées pour voir se plastifier la poutrelle métallique au profit de la conservation d'une dalle "forte". Dans le cas d'une dalle plus "faible", le risque d'écrasement est plus important et il n'est pas certain que le modèle de béton ainsi que le choix de ses paramètres soit alors satisfaisant. On fait donc une étude de sensibilité à certains paramètres de la loi de béton dans des modélisations impliquant une dalle plus faible. Le paramètre examiné est la pente de la branche descendante de la loi d'écrouissage qui détermine le caractère ductile ou non de l'écrasement du béton et qui, prise trop faible, ferait apparaître plus favorable un comportement peut-être fragile et dangereux.

Les 3 combinaisons de dalle – profilé métallique étudiées sont :

IPE300 – $f_y=300 \text{ N/mm}^2$	dalle 120 mm – $f_c=30 \text{ N/mm}^2$	
IPE300 – $f_y=300 \text{ N/mm}^2$	dalle 48+72 mm – $f_c=30 \text{ N/mm}^2$	(nervure de 48 mm)
IPE300 – $f_y=400 \text{ N/mm}^2$	dalle 48+72 mm – $f_c=20 \text{ N/mm}^2$	(nervure de 48 mm)

On ne joue pas sur les hauteur relative de dalle et hauteur de section mixte, mais sur les résistances relatives des différents composants. Toutes les lois modélisant l'acier sont des lois élastiques parfaitement plastiques –pour réduire le nombre de paramètres et permettre de mieux cerner la portée des résultats. Le béton suit la loi décrite ci-dessus. Trois branches descendantes sont testées :

$$\epsilon_{su1} = 10 f_c/E_c \quad \epsilon_{su2} = 50 f_c/E_c \quad \epsilon_{su3} = 100 f_c/E_c$$

Les résultats sont donnés au tableau V.4.12 et à la figure V.4.17 en terme de courbe moment rotation de la poutre mixte.

Tableau V.4.12 Moments plastiques comparés aux moments maximums numériques

d_{slab}	f_c	f_y	M_{Rd} $b_{eff}=b_c$	x/d	$M_{max \text{ num}}$ kNm			$M_{Rd}/M_{max \text{ num}}$		
					$10f_c/E_c$	$50f_c/E_c$	$100f_c/E_c$	$10f_c/E_c$	$50f_c/E_c$	$100f_c/E_c$
120	30	300	297	0.30	290	315	321	<u>1.02</u>	0.94	0.93
72	30	300	284	0.33	262	304	309	<u>1.08</u>	0.93	0.92
72	20	400	329	0.48	204	318	336	1.60	<u>1.03</u>	0.98

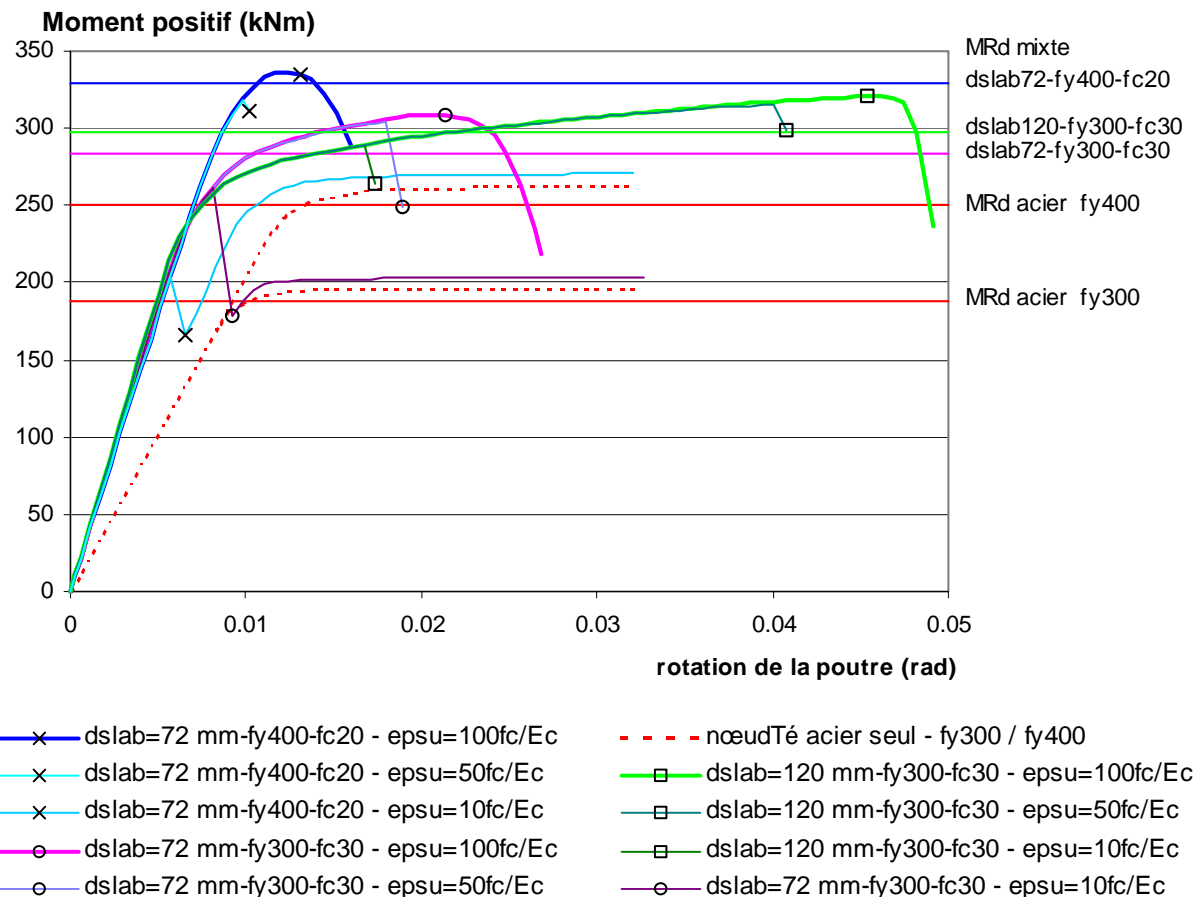


Figure V.4.17 Courbes globales moment-rotation de différentes poutres mixtes dans la configuration 1. Comparaison en fonction de différentes configurations de dalle et hypothèses sur la loi du béton.

Le moment résistant de calcul M_{Rd} est calculé sur base d'une largeur effective égale à la largeur de la colonne. C'est la largeur effective prévue dans le cas de la configuration 1 où l'on ne mobilise que le mécanisme de résistance n°1 (voir chapitre III.2). $M_{max\ num}$ correspond au moment maximum atteint dans les modélisations numériques.

On observe que plus la dalle est résistante vis-à-vis du profilé métallique, plus le comportement de la poutre est ductile – le rapport x/d est plus faible et la rotation ultime de la poutre est plus élevée. Plus la dalle est résistante vis-à-vis du profilé métallique, plus l'influence de la branche descendante de la loi de béton est faible sur le comportement total de la poutre.

Dans le cas où la dalle est la moins résistante (dslab72-fc20-fy400), la branche descendante de la courbe a une influence directe sur le moment maximum atteint. Pour $\epsilon_{su1} = 10 f_c/E_c$, on ne peut compter que sur la résistance de la section métallique de la poutre. Si le comportement réel du béton est tel que le comportement de la poutre s'approche de cette courbe, la différence entre le moment plastique mixte de calcul et le moment maximum atteint dans la modélisation est énorme ; en calculant le moment plastique de la poutre avec une largeur effective égale à la largeur de la colonne, on le surestime de 60 % par rapport à la réalité. Pour $\epsilon_{su2} = 50 f_c/E_c$, on atteint un moment supérieur au moment plastique acier seul, mais on n'atteint toujours pas le moment plastique mixte calculé avec une largeur effective égale à la largeur de la colonne. C'est seulement pour $\epsilon_{su3} = 100 f_c/E_c$ que le moment mixte maximum

est atteint, mais avec une chute de résistance très rapide après le pic. Cette courbe ne peut être valide que si l'on prend des dispositions telles que le béton devant la colonne est bien confiné par des armatures transversales et est capable d'atteindre une ductilité aussi importante. Et encore, pour une ductilité globale de poutre très faible !

Nous avons tenté de déterminer le pourcentage d'armature transversale nécessaire pour assurer le confinement. Mais la modélisation n'a pas permis de l'obtenir. Nous laissons ces développements pour une phase ultérieure du travail.

Les valeurs du rapport x/d de la section plastifiée sont un très bon indicateur de la ductilité de la section. Dans la combinaison de ductilité la plus faible, x/d vaut 0.48, ce qui est énorme et ne serait permis par aucun code de dimensionnement (0.15 dans l'EC4). Plus la dalle devient résistante vis-à-vis de la section métallique, plus ce rapport diminue ($x/d=0.30$) et plus l'erreur d'estimation du moment plastique est faible, même si l'on modélise le béton de manière très fragile.

Le dimensionnement d'une poutre mixte où la compression de la dalle est transmise uniquement par compression directe sur la colonne (mécanisme 1 avec une largeur effective égale à la largeur de la colonne) sera de toute manière difficile à réaliser en respectant la règle de ductilité en terme de rapport x/d . Si on applique la clause de ductilité sous moment positif de l'Eurocode 8, on a pour $\epsilon_{cu}=2.5 \cdot 10^{-3}$, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ et une ductilité de 6, une limite sur x/d égale à 0.23 et la section de poutre que la modélisation numérique donne comme étant très ductile n'est pas acceptée pour un dimensionnement capacitif de section dans un portique de facteur de comportement supérieur ou égal à 4.

Influence de l'écroutissement de l'acier

L'écroutissement de l'acier influence le comportement de la poutre où la ductilité est assurée par plastification de l'acier. Dans le cas où la dalle est de faible résistance ($d_{slab} = 72 \text{ mm}$ sur $48 \text{ mm} - f_{yb} = 300 \text{ Mpa} - f_c = 30 \text{ MPa}$ présenté à la figure V.4.18), on n'atteint pas des déformations dans l'acier telles que l'on profite de l'écroutissement. Dans le cas où la dalle est de forte résistance (120-300-30 présenté à la figure V.4.18), l'acier plastifié s'écroute et le comportement de la poutre mixte est légèrement modifié : augmentation du moment maximal et diminution de la rotation ultime pour lequel le béton s'écrase. On estime cependant que la courbe moment-rotation n'est pas suffisamment modifiée pour que l'on doive tenir compte de l'écroutissement dans les calculs suivants.

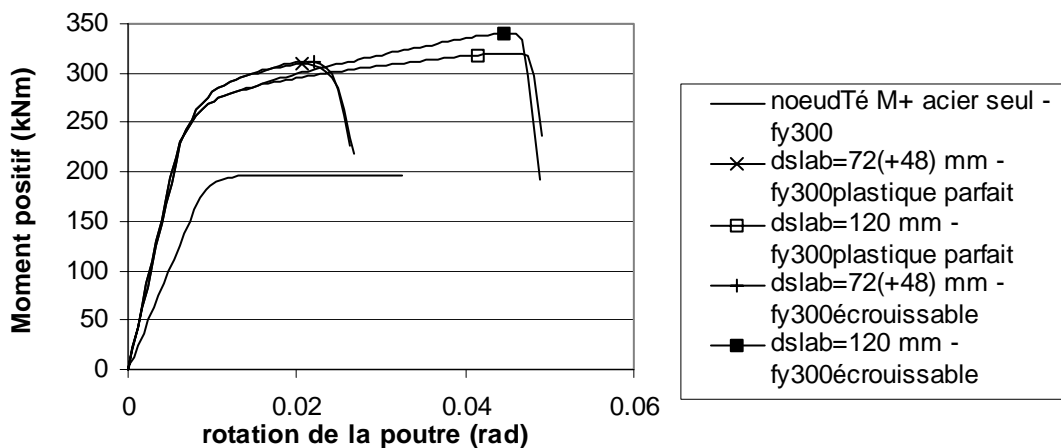


Figure V.4.18 Courbes globales moment-rotation de différentes poutres mixtes. Influence de l'écroutissement de l'acier.

Influence de la largeur de la colonne

Dans la configuration 1 étudiée, on ne mobilise que le mécanisme de résistance n°1 (voir III.2) auquel correspond une largeur effective égale à la largeur de la colonne. On pourrait imaginer que pour augmenter la largeur effective, on augmente artificiellement la largeur de la colonne par l'ajout d'un système (suffisamment rigide) augmentant la largeur d'appui direct de la dalle sur la colonne. L'augmentation de la largeur effective par ce biais est limitée. On ne peut augmenter indéfiniment la largeur d'appui. Il vient un moment où la largeur effective n'augmente plus avec l'augmentation de la largeur d'appui direct. On se propose de déterminer la limite supérieure de la largeur effective mobilisable par compression directe sur la colonne.

Dans la modélisation, on ajoute à hauteur de la dalle un plat rigide attaché à la semelle de la colonne, comme représenté à la figure V.4.19.

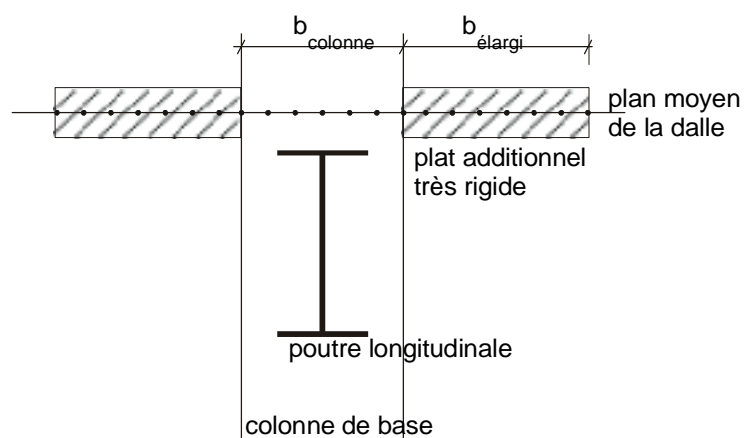


Figure V.4.19 Augmentation de la largeur d'appui de dalle sur la colonne

Les résultats en terme de moments et rapport x/d sont repris au tableau V.4.13

Tableau V.4.13 Moments plastiques comparés aux moments maximum numériques

Largeur d'appui	Largeur effective	M_{Rd}	x/d	$M_{max\ num}$	$M_{Rd}/M_{max\ num}$
$b_c = 150\ mm$	$b_{eff} = 150\ mm$	298	0.55	302	0.99
$b_c = 268\ mm$	$b_{eff} = 268\ mm$	329	0.48	336	0.98
$b_c = 318\ mm$	$b_{eff} = 318\ mm$	341	0.45	359	0.95
$b_c = 368\ mm$	$b_{eff} = 368\ mm$	352	0.42	375	0.94
$b_c = 946\ mm$	$b_{eff} = 500\ mm$	376	0.34	377	1.00
$b_c = 1526\ mm$	$b_{eff} = 500\ mm$	376	0.34	377	1.00

On constate que la largeur effective maximale mobilisable se trouve autour d'une valeur de 500 mm, ce qui se traduit en terme de proportion de la longueur de poutre console en $b_{eff} = 0.2 L_{console}$ et qui vaut environ le double de la largeur effective élastique trouvée dans la partie élastique de l'étude.

Influence de la disposition et de la raideur des goujons

A la figure V.4.20, on observe que la modification des raideurs ou de la disposition des goujons a une influence sur la raideur globale de la poutre, mais pas sur le moment maximal atteint. Ce qui conditionne le mode de ruine de la poutre, ce sont les propriétés du béton, en particulier l'écrasement du béton, quelles que soient les propriétés des goujons.

De même, le fait de retirer les goujons autour de la colonne ne modifie pas le moment maximal atteint. Ce pourrait être différent si au moment où l'on atteint le moment maximal, les goujons sont déjà en plasticité.

Le tracé à la figure V.4.21 des efforts rasants transmis par les goujons de la poutre longitudinale montre bien pourquoi les goujons proches de la colonne n'influencent par le comportement plastique de la poutre. Sous moment positif, les goujons proches de la colonne ne transmettent presque rien en comparaison des goujons à l'extrémité de la console. Les enlever entraîne un report des charges transmises par les goujons proches de la colonne vers les autres goujons. Ce report de charge se fait sans problème à condition évidemment que le nombre restant de goujons soit suffisant pour transmettre les efforts rasants liés au moment plastique de la poutre.

Les enlever ne permet pas de considérer la poutre comme une poutre métallique seule. Pour ce faire, il faudra en plus supprimer le contact direct de la dalle sur la colonne.

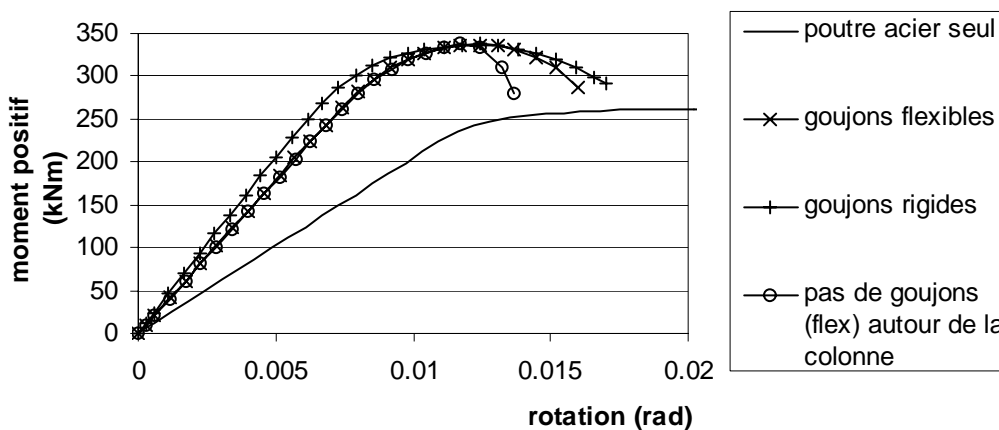


Figure V.4.20 Courbes globales moment-rotation de différentes poutres mixtes. Comparaison en fonction de différentes dispositions pour les goujons.

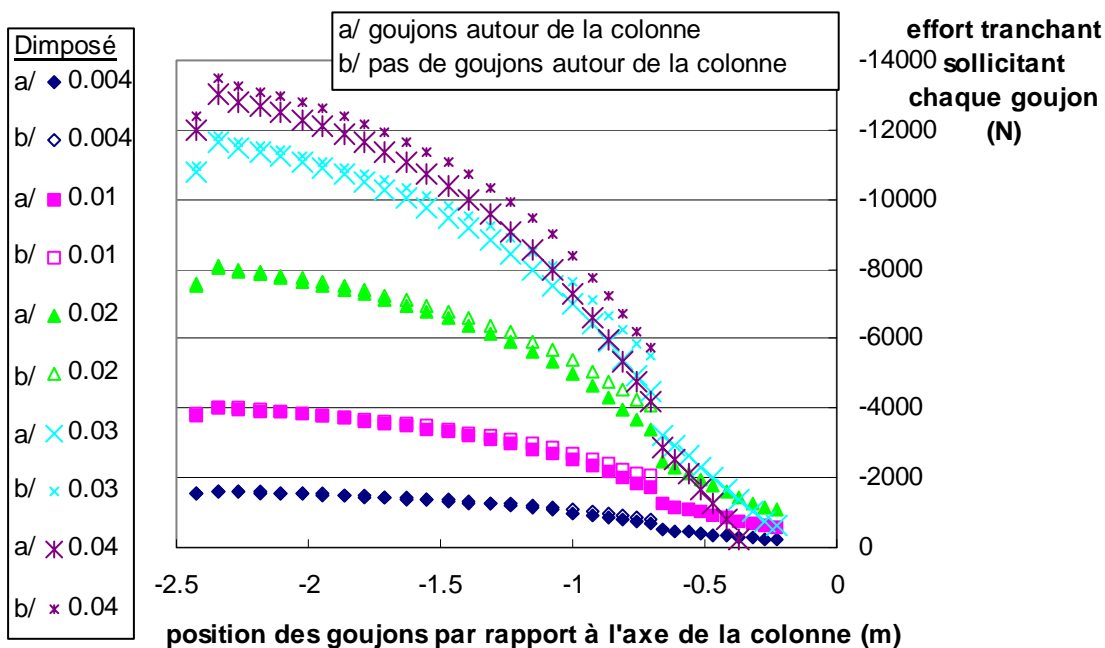


Figure V.4.21 Distribution de l'effort rasant entre les goujons de la poutre longitudinale dans le cas où il y a des goujons autour de la colonne et dans le cas où il n'y en a pas.

On sait que le transfert de l'effort rasant du profilé métallique vers la dalle par l'intermédiaire des goujons entraîne localement de fortes concentrations de contraintes dans le béton. Le constat que les goujons autour de la colonne sont moins sollicités et pourraient être supprimés est favorable pour soulager le béton déjà fortement comprimé sur la colonne. De même que l'ASCE le préconise, on devrait imposer une distance minimale devant la colonne en dessous de laquelle on ne peut pas placer de goujons afin d'éviter une double sollicitation du béton proche de la colonne : par la compression directe sur la colonne et par les compressions locales dues au fonctionnement même du goujon. Il faut encore vérifier que l'on peut se permettre d'enlever des goujons sous moment négatif et décider d'une distance minimale en dessous de laquelle on ne peut trouver de goujons devant la colonne.

Si l'on doit mettre les mêmes dispositions de goujons sur les poutres longitudinales et transversales, 2 concepts vont s'opposer, le premier qui dit qu'il ne faut pas placer des goujons trop près de la colonne sur la poutre longitudinale, afin de soulager le béton devant la colonne, et le second qui impose de mettre le premier goujon de la poutre transversale le plus près possible de la colonne pour raidir le transfert d'effort via la poutre transversale et le rendre le plus efficace possible.

Les goujons sont aussi sollicités axialement. Contrairement à l'effort rasant, l'effort de traction est maximal dans les goujons proches de la colonne. Cette traction est transmise au béton par l'intermédiaire de la tête de goujon, qui lui applique des sollicitations par compression/cisaillement et qui peut donner lieu à l'arrachement du goujon hors de la dalle. Le fait de ne pas mettre de goujons dans la zone proche de la colonne reporte cette traction dans les goujons restant les plus proches de la colonne et sur le béton qui les entoure, traction à combiner avec les compressions locales due à la transmission de l'effort rasant. On a noté un effort maximal de traction de 8.26 kN à reprendre par le béton. Le calcul de la résistance d'un cône de béton soumis à arrachement par le goujon donne un effort axial de l'ordre de 50 kN, soit 6 fois plus que la sollicitation (selon une formule de McMackin, Slutter et Fischer ,1973).

V.4.10. Etude non linéaire – comparaison des différentes configurations

- influence de la largeur de la colonne
- influence de la prise en compte des bielles ancrées sur les côtés de la colonne
- influence de la poutre transversale

Influence de la largeur de la colonne - Influence de la prise en compte des bielles ancrées sur les côtés de la colonne

On travaille avec une dalle d'épaisseur totale 120 mm dont 72 mm sur une tôle profilée de 48 mm (tôle non modélisée), un béton de résistance à la compression égale à 20 Mpa et une poutre IPE300 d'acier de limite d'élasticité égale à 400 Mpa. Le béton est considéré ductile avec $\epsilon_{su} = 100 f_c/E_c$. Ce choix est d'ordre pratique. Le nombre de calculs étant important, nous choisissons le calcul le plus "court" en temps et volume de calcul pour tester les largeurs effectives à considérer dans l'évaluation des moment plastiques, tout en sachant que ce cas particulier représente un cas non ductile.

A la figure V.4.22, on compare les courbes moment-rotation des 5 configurations suivantes :

- le nœud métallique seul sans dalle
- le nœud mixte avec dalle arrêtée devant la colonne – largeur de colonne = 268 mm (config1)
- même configuration avec le béton dans les ailes (config2)
- le nœud mixte avec dalle arrêtée devant la colonne – largeur de colonne = 150 mm (config1)
- même configuration avec le béton dans les ailes (config2)

On leur superpose les valeurs des 5 moments résistants :

- $M_{Rdsteel}$, moment plastique de la poutre métallique seule
- $M_{Rd1}(268)$, moment plastique mixte correspondant au mécanisme 1 (compression directe) calculé sur base d'une largeur effective égale à la largeur de la colonne $b_{eff} = b_c = 268$ mm.
- $M_{Rd1}(150)$, moment plastique mixte correspondant au mécanisme 1 calculé sur base d'une largeur effective égale à la largeur de la colonne $b_{eff} = b_c = 150$ mm.
- $M_{Rd1+2}(268)$, moment plastique mixte correspondant aux mécanismes 1 et 2 (bielles comprimées appuyées sur les faces latérales de la colonne) calculé sur base d'une largeur effective égale à $b_{eff} = b_c + 0.7 h_c = 471$ mm.
- $M_{Rd1+2}(150)$, moment plastique mixte correspondant aux mécanismes 1 et 2 calculé sur base d'une largeur effective égale à $b_{eff} = b_c + 0.7 h_c = 353$ mm.

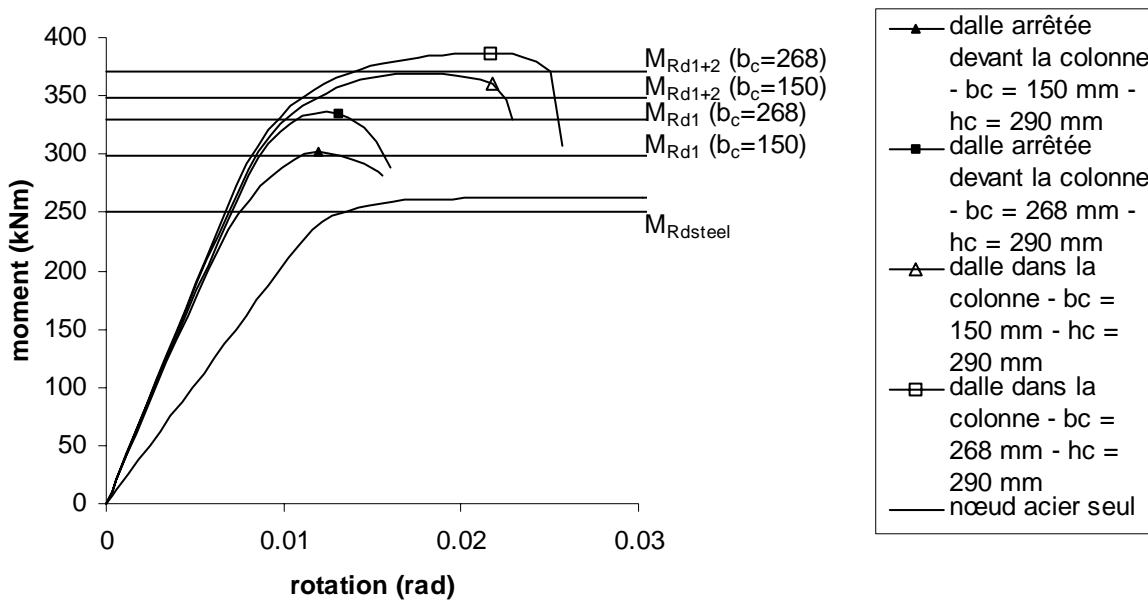


Figure V.4.22 Courbes moment-rotation – mécanismes 1 et 2 – influence de b_c .

On compare les moments plastiques calculés et les moments maximum numériques, ainsi que les rotations correspondantes, au tableau V.4.14.

Tableau V.4.14 Moments plastiques comparés aux moments maximum numériques et à la rotation correspondante –configuration 1 et 2.

	Colonne	Dalle	M_{Rd} KNm	x/d	$M_{max\ num}$ kNm	$\phi(M_{max})$ rad	$M_{Rd}/M_{max\ num}$
Nœud mixte	$b_c = 268$ mm	Mécanisme 1	329	0.48	336	0.0124	0.98
		Mécanisme 1+2	371	0.36	387	0.0216	0.96
		<i>Mec1+2/Mec1</i>	<i>1.13</i>		<i>1.15</i>	<i>1.74</i>	
	$b_c = 150$ mm	Mécanisme 1	298	0.55	302	0.0119	0.99
		Mécanisme 1+2	349	0.43	369	0.0177	0.95
		<i>Mec1+2/Mec1</i>	<i>1.17</i>		<i>1.22</i>	<i>1.49</i>	
Nœud acier seul			251		263		0.96

Le fait d'introduire du béton entre les ailes et de pouvoir transmettre un effort de dalle par la semelle "intérieure" de la colonne permet d'augmenter le moment maximum numérique de 15 % dans le cas de la colonne de largeur 268 mm et de 22 % dans le cas de la colonne de largeur

150 mm. De même pour la rotation correspondant au moment maximum numérique, l'augmentation est de 74 % dans le cas de la colonne de largeur 268 mm et de 49 % dans le cas de la colonne de largeur 150 mm. La ductilité est égale à 1.5 en l'absence du mécanisme 2 et égale à 2.5 avec. Ces augmentations sont substantielles et l'on se demande si elle aurait bien lieu sous séisme... Des essais sont nécessaires pour valider par voie expérimentale ces augmentations des valeurs de moments.

D'autre part, on compare les moments plastiques de calcul proposés et les moments maximum obtenus dans les modélisations. Le rapport du moment plastique M_{Rd} sur le moment maximum numérique $M_{max\ num}$ est compris entre 0.95 et 0.99 pour le nœud mixte, ce qui est dans le même ordre de grandeur que le rapport 0.96 obtenu pour le nœud acier. Ce rapport ne dépasse pas l'unité, ce qui montre que le choix de nos largeurs effectives de béton est sécuritaire. Les valeurs des largeurs effectives considérées pour les mécanismes 1 et 2 donnent une bonne estimation des moments plastiques mixtes, à la condition que le béton puisse être considéré comme ductile.

Dans les cas particuliers considérés, les rapports x/d sont beaucoup plus élevés que les x/d limites proposés pour assurer la ductilité aux sections et réellement atteindre les moments plastiques calculés. Dans de nombreux cas, cela risque d'être difficile de dimensionner des sections ductiles les largeurs effectives correspondant uniquement à la possibilité de transférer l'effort de dalle via la compression directe sur la semelle de la colonne et via des bielles inclinées sur les flancs de la colonne. Pour diminuer ce rapport x/d et se rapprocher d'un comportement ductile de poutre mixte dans la zone de nœud poutre-colonne, il faut élargir la largeur effective mobilisable. Nous avons déjà étudié le problème lorsque nous avons élargi la possibilité de compression directe au niveau de la semelle de la colonne en ajoutant un système directement lié à la colonne. Nous étudions au point suivant la possible augmentation de largeur effective par l'ajout d'une poutre transversale.

Une autre question en suspens est l'inclinaison "réelle" des bielles. Se forment-elles plutôt à 30° ou plutôt à 45° ? L'implication de l'inclinaison des bielles est importante pour la section des armatures transversales (nécessaires à leur ancrage) qui pourrait être diminuée de moitié si l'on pouvait considérer des bielles à 30° au lieu de bielles à 45° . Malheureusement le modèle numérique ne nous donne que peu de renseignement fiable. Pour voir apparaître un mécanisme de bielles tirants, typiques du béton armé, il faudrait un modèle qui tienne compte de la loi d'adhérence entre le béton et les armatures. L'effort de compression qui naît dans le béton ne va pas chercher son ancrage loin dans les armatures transversales situées devant la colonne, le transfert est le plus court possible, sans la formation des macro fissures délimitant la bielle. Le transfert le plus court possible s'accompagne de contraintes principales dont la composante de compression est très peu inclinée sur l'horizontale, ce qui tendrait à considérer un angle de 30° dans la formule de dimensionnement de l'armature transversale. Une étude complémentaire est nécessaire pour fiabiliser ce résultat.

Influence de la poutre transversale

La figure V.4.23 compare les courbes moment rotation de la poutre obtenues avec une dalle "faible" de 120 mm d'épaisseur dont 72 mm sur une tôle de 48 mm, un béton de résistance à la compression égale à 20 Mpa et une poutre IPE300 d'acier de limite d'élasticité égale à 400 Mpa. Le béton est considéré ductile avec $\epsilon_{su} = 100 f_c/E_c$. Le tableau V.4.15 fait une comparaison plus explicite entre les moments maximum numériques et les rotations correspondantes dans les différentes configurations testées.

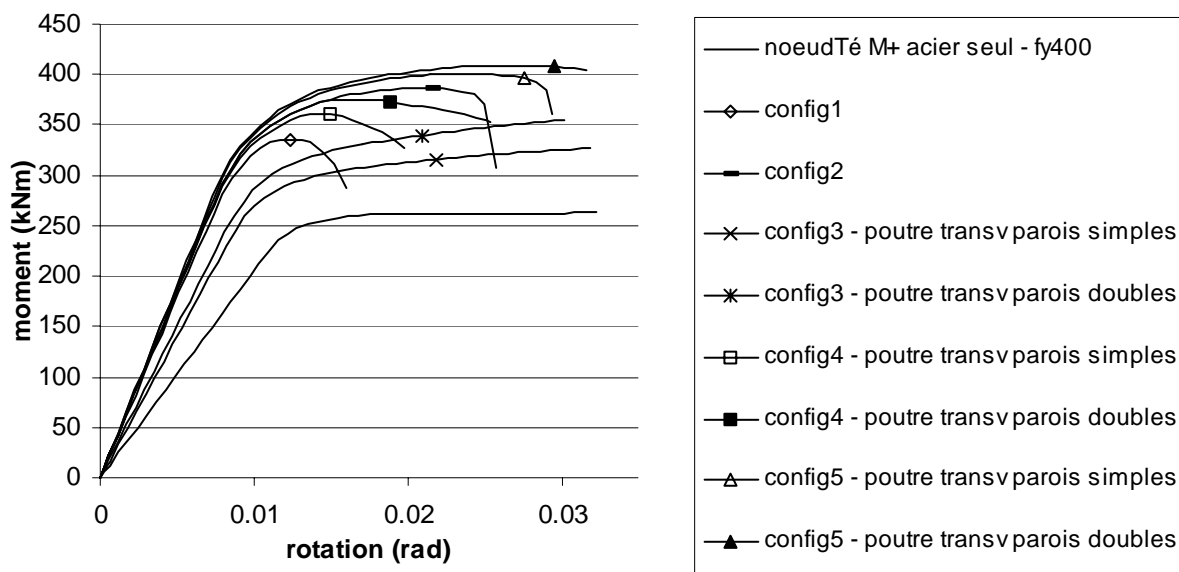


Figure V.4.23 Courbes moment-rotation. Comparaison des 5 configurations dans le cas de la dalle faible (dslab72-fy400-fc20)

Tableau V.4.15 Comparaison des moments maximum numériques et de la rotation correspondante dans les différentes configurations – dalle faible 72 mm – fc20 – fy400

	Poutre transversale	$M_{\max \text{ num}}$ KNm	$\phi(M_{\max})$ rad	Comparaison	
				M	ϕ
Config1	Non	336	0.0124		
Config2	Non	387	0.0216	2/1= 1.15	1.74
Config4	Parois simples	361	0.0150	4/1= 1.07	1.21
	Parois doubles	375	0.0169	4/1= 1.12	1.36
				4d/4s= 1.04	1.13
Config5	Parois simples	401	0.0235	5/2= 1.04	1.09
				5/1= 1.19	1.89
	Parois doubles	409	0.0262	5/2= 1.06	1.21
				5/1= 1.22	2.11
				5d/5s= 1.02	1.11

Les résultats montrent que l'apport du béton entre les ailes de la colonne à la résistance de la poutre et à sa capacité de rotation est supérieur à celui des 2 poutres transversales testées. Alors qu'en ajoutant seulement du béton entre les ailes par rapport à la configuration 1 (dalle arrêtée devant la colonne), on augmente le moment maximum de 15 % et la rotation correspondante de 74 %, le fait de faire jouer une poutre transversale ne permet dans le meilleur des cas qu'une augmentation de moment maximum de 12 % pour une augmentation de la rotation correspondante de 36 %. Dans le cas où l'on a le béton entre les ailes de la colonne, ajouter une poutre transversale augmente le moment maximal de 6 % seulement pour une augmentation de la rotation de 21 %. Dans le cas particulier d'une dalle faible vis-à-vis du profil acier, si l'on se réfère aux pics (moment, rotation) pour effectuer les comparaisons, la présence d'une poutre transversale augmente plus la ductilité que la résistance.

On note toutefois que c'est seulement dans le cas où les mécanismes 1, 2 et 3 sont activés (configuration 5) que l'on dépasse une capacité de rotation de 30 mrad et une ductilité de 3 comparable à celle d'un profil acier seul.

A la figure V.4.24, on compare les efforts transmis par la dalle à la colonne, soit par compression directe de la dalle sur la semelle de la colonne (config1 et config4), soit par l'intermédiaire des goujons de la poutre transversale (config4 uniquement) en fonction du moment transmis par la poutre longitudinale pour diverses configurations de poutre transversale.

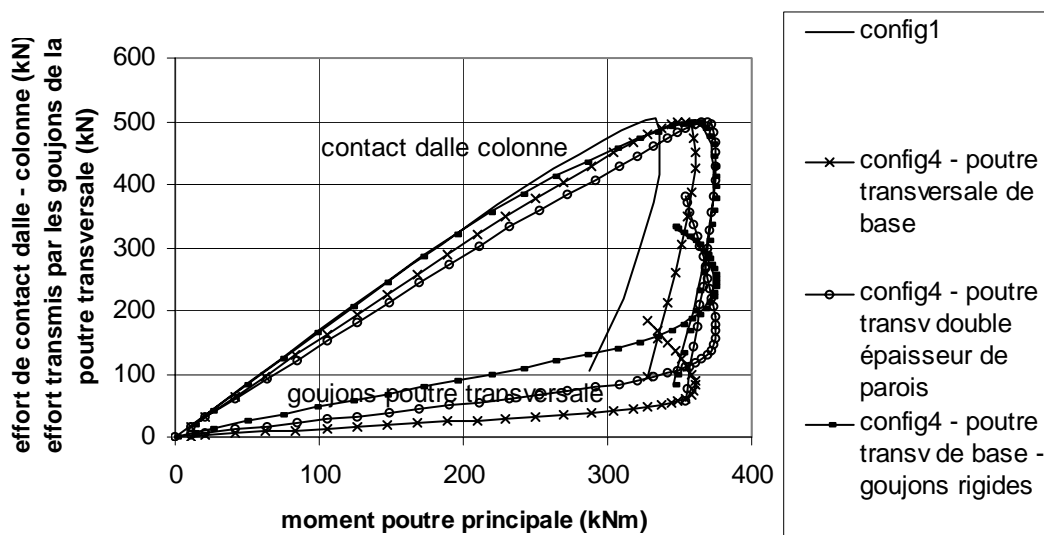


Figure V.4.24 Courbes effort membranaire de dalle – moment dans la poutre longitudinale dans diverses configurations de poutre transversale (dslab72-fy400-fc20)

Dans l'absolu, les efforts transmis par les goujons de la poutre transversale sont faibles. Plus la poutre transversale est raide et résistante, plus elle reprend d'effort membranaire, plus le moment transmis par la poutre longitudinale est grand. Dans les cas testés, la ruine a toujours lieu par écrasement du béton sur la colonne, toujours pour le même effort de compression environ égal à 500 kN et pour un moment d'autant plus grand que la poutre transversale et ses goujons sont raides et résistants. La poutre transversale retarde l'écrasement du béton.

Si l'on répartit uniformément l'effort max de compression sur la surface d'appui de la dalle sur la semelle, on arrive à une contrainte maximale de compression de 25.9 N/mm², valeur largement supérieure à la limite d'écrasement de 20 N/mm². On explique cette valeur par le fait que la largeur effective est légèrement supérieure à la largeur de la colonne et que le béton est confiné devant la colonne.

L'effort maximal obtenu par calcul du moment plastique de la section mixte avec une largeur effective égale à la largeur de la colonne est égal à 386 kN, soit $(1-20/25.9)*100= 23 \%$ inférieur à l'effort transmis dans la modélisation.

On étudie aussi l'influence d'une poutre transversale dans le cas d'une poutre mixte avec une dalle "forte" de 120 mm d'épaisseur (dalle pleine), un béton de résistance à la compression égale à 30 Mpa et une poutre IPE300 d'acier de limite d'élasticité égale à 300 Mpa. A la figure V.4.25, on superpose les courbes moment-rotation obtenues aux courbes correspondant à la poutre avec dalle "faible". Le tableau V.4.16 compare les moments maximum numériques et les rotations correspondantes dans les différentes configurations testées.

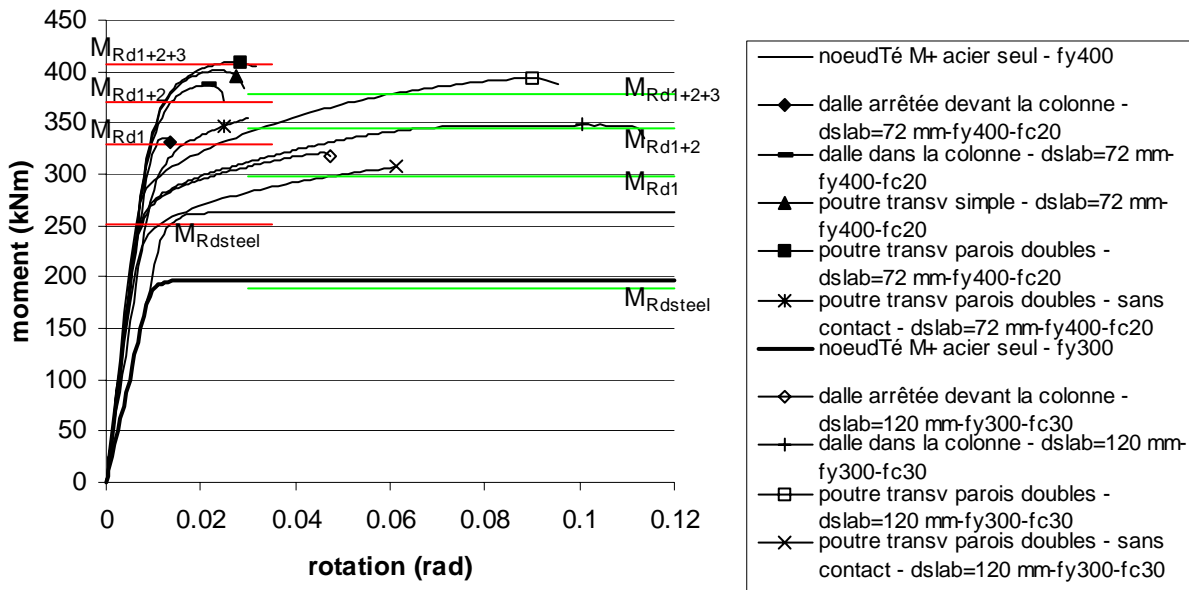


Figure V.4.25 Courbes moment-rotation – mécanismes 1, 2 et 3. Comparaison de 2 configurations : dalle forte (dslab120-fy300-fc30) et dalle faible (dslab72-fy400-fc20)

Tableau V.4.16 Comparaison des moments maximum numériques et de la rotation correspondante dans les différentes configurations – dalle forte 120 mm – fc30 – fy300

	Poutre Transversale	$M_{\max \text{ num}}$ kNm	$\phi(M_{\max})$ rad	Comparaison	
				M	ϕ
Config1	Non	321	0.0454		
Config2	Non	348	0.1017	2/1= 1.08	2.24
Config5	Parois doubles	393	0.0901	5/2= 1.13	0.89
				5/1= 1.22	1.98

Tableau V.4.17 Résumé des comparaisons en terme de moments max et rotations correspondantes entre les poutres à dalle faible (et acier de poutre à 400 N/mm²) et les poutres à dalle forte (et acier de poutre avec $f_y = 300$ N/mm²).

Rapport de config	Dalle faible		Dalle forte	
	M	ϕ	M	ϕ
2/1	1.15	1.74	1.08	2.24
5/2	1.06	1.21	1.13	0.89
5/1	1.22	2.11	1.22	1.98

Le tableau V.4.17 reprend les résultats des 2 tableaux précédents pour avoir une comparaison directe des poutres à dalle faible et poutre à dalle forte.

La tendance n'est pas tout à fait la même pour les 2 types de dimensionnement. Pour les 2 types de poutre, la présence de la poutre transversale à parois doubles permet une augmentation du moment maximal de 22 % par rapport au cas où la dalle est arrêtée devant la colonne. Dans le cas de la poutre à dalle faible, 15 % de l'augmentation sont dus au béton entre les ailes de la colonne et 7 % sont dus à la poutre transversale ; dans le cas de la poutre à dalle forte, ces pourcentages s'inversent et 8 % de l'augmentation sont dus au béton entre les ailes de la colonne et 14 % sont dus à la poutre transversale ;

En ce qui concerne la rotation correspondant au moment maximal, l'augmentation totale de 111 % dans les poutres à dalle faible vient pour 74 % du béton entre les ailes de la colonne et

pour 37 % de la poutre transversale. Pour les poutres à dalle forte, l'augmentation totale de 98 % résulte d'une augmentation de 124 % à cause du béton entre les ailes de la colonne réduite de 26 % par la présence de la poutre transversale.

Dans le cas où l'on a le béton entre les ailes de la colonne, ajouter une poutre transversale augmente le moment maximal de 13 % pour une diminution de la rotation de 11 %. Dans le cas particulier d'une dalle forte vis-à-vis du profil acier, si l'on se réfère aux pics (moment, rotation) pour effectuer les comparaisons, la présence d'une poutre transversale augmente la résistance et diminue la ductilité. Cette diminution est "acceptable" car la rotation atteinte reste grande (0.09 rad).

En ce qui concerne la comparaison des résultats par rapport à des moments plastiques de calcul, on dresse le tableau V.4.18.

Tableau V.4.18 Moments plastiques comparés aux moments maximum numériques

	$d_{\text{slab}} = 120 \text{ mm}, f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$				$d_{\text{slab}} = 72(+48) \text{ mm}, f_c = 20 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$			
	steel	1	2	5	steel	1	2	5
b_{eff} (mm)	0	268	471	750	0	268	471	750
M_{Rd} (kNm)	189	298	344	378	251	329	371	408
$M_{\text{max num}}$ (kNm)	197	321	348	393	263	336	387	401-409
$M_{\text{Rd}}/M_{\text{max num}}$	0.96	0.93	0.99	0.96	0.96	0.98	0.96	1.02-1.00
x/d		0.30	0.27	0.17		0.48	0.36	0.31

Pour la configuration 5 du nœud avec poutre transversale, on teste une valeur de largeur effective obtenue par les essais : $b_{\text{eff}} = 0.15 L = 0.3 L_{\text{console}} = 750 \text{ mm}$.

On constate que dans la configuration de poutre mixte à dalle faible (et $x/d = 0.31$) cette valeur de la largeur effective surestime le moment maximal atteint. Dans ce cas, cette valeur est insécuritaire. On obtient un rapport de $M_{\text{Rd}}/M_{\text{max num}}$ supérieur à l'unité dans le cas de la poutre transversale simple et tout juste égal à l'unité en essayant de maximiser l'effet de la poutre transversale. On est "à la limite". Par contre, dans la configuration de poutre mixte à dalle forte (et $x/d = 0.17$), le rapport $M_{\text{Rd}}/M_{\text{max num}}$ est de 0.96, c'est-à-dire du même ordre de grandeur que dans le cas de la poutre acier seul.

Dans le cas de la poutre mixte avec dalle forte, l'indicateur de ductilité x/d passe de 0.27 à 0.17 par l'ajout d'une poutre transversale efficace, valeur qui indique que nous avons une poutre ductile. La règle limitant x/d aurait permis ce dimensionnement et la courbe moment-rotation confirme que c'est bien le cas.

Dans le cas de la poutre mixte avec dalle faible, l'indicateur de ductilité x/d passe de 0.36 à 0.31 par l'ajout d'une poutre transversale ; avec la valeur de 0.31, la poutre n'est pas considérée comme ductile et la règle (sécuritaire) limitant x/d n'aurait pas permis ce dimensionnement. Pour savoir si réellement la poutre transversale aurait joué un rôle suffisant pour atteindre un comportement de poutre ductile, des essais complémentaires sont nécessaires.

V.4.11. Synthèse des résultats relatifs au nœud extérieur soumis à M^+

On reprend entre parenthèses les ordres de grandeur établis dans les explorations paramétriques.

Dans le domaine élastique

- I_{mixte}/I_{acier} est très sensible au rapport des sections relatives du profil acier et de la dalle (de 1.5 à 3, soit 100 % de variation). L'idée de simplifier les codes en ne considérant plus de largeur effective mais un rapport forfaitaire du rapport I_{mixte}/I_{acier} est trop simpliste et peut conduire à des erreurs importantes.
- I_{mixte} varie suivant la raideur et la résistance de calcul, donc le nombre de goujons (8 % pour un rapport d'épaisseur de dalle à hauteur total de la poutre faible (0.17) et 18 % pour un rapport d'épaisseur de dalle à hauteur total de la poutre élevé (0.33)).
- I_{mixte} dépend de l'épaisseur de dalle, mais très peu du type de coffrage (présence ou non de nervures) dans le cas où la dalle n'est pas trop épaisse par rapport à la hauteur totale du profilé métallique et de la dalle ($d/(h+d) < 0.25$). Ceci n'est pas vrai en terme de largeurs effectives.
- I_{mixte} n'est pas dépendant de la largeur de la colonne.
- l'effort rasant sollicitant chaque groupe est peu influencé par le fait qu'il y ait ou non des connecteurs à proximité de la colonne (70 cm).
- I_{mixte} est peu influencé par le choix du rapport des modules de Young de l'acier et du béton, si le choix reste dans des valeurs réalistes (de $n = E_a/E_c = 6$ à 8).
- I_{mixte} est peu influencé par la configuration du nœud.
- $I_{mixte,i}/I_{mixte,l}$ est compris entre 1 et 1.07 pour des goujons de raideur réaliste.
- I_{mixte} n'est pas très sensible à la valeur choisie de la largeur effective (20 % de variation pour 70 % de variation sur la largeur effective).
- b_{eff} (et I_{mixte}) est dépendant de la longueur de la zone de moment positif. Le paramètre constant est le rapport $b_{eff}/L_{console}$.
- on retient $b_{eff} = 0.10 L_{console}$ en configuration 1 et $b_{eff} = 0.15 L_{console}$ en configuration 5.

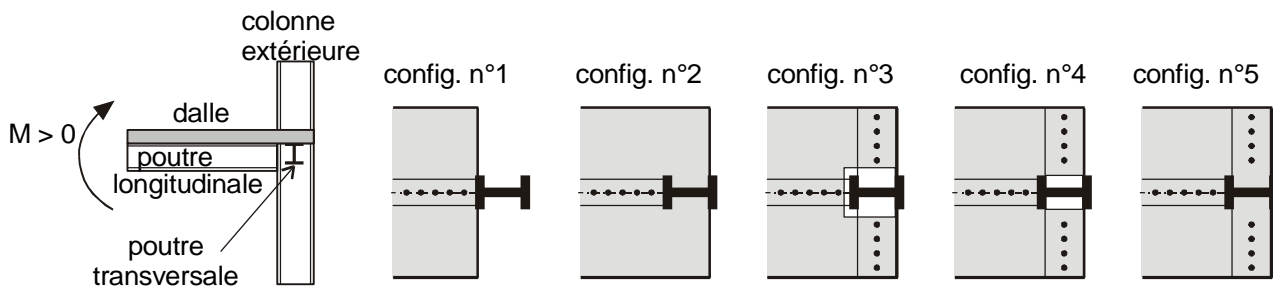


Figure V.4.26 Résumé des configurations de nœuds en Té sous moment positif étudiées

Dans le domaine plastique

- l'écroutissage de l'acier influence très peu la loi moment-rotation ; d'autant moins que c'est le béton qui gouverne le comportement de la poutre.
- M_{Rd} est peu influencé par la largeur de la colonne (80 % d'augmentation de largeur donne 11 % d'augmentation de M_{Rd} dans la configuration 1 et 5 % dans la configuration 2). Cela est lié à la forme des courbes moment plastique – largeur effective, où le moment augmente peu avec la largeur effective.

- M_{Rd} est très peu influencé par le choix de goujons plus ou moins raides, puisque c'est l'écrasement du béton qui conditionne sa valeur.
- l'effort rasant sollicitant chaque goujon est peu influencé par le fait qu'il y ait ou non des connecteurs à proximité de la colonne.
- le passage de la configuration 2 à la configuration 5 (béton présent entre les ailes de la colonne et poutre transversale) influence peu M_{Rd} (13 % de plus dans le cas de la dalle forte et 6 % de plus dans le cas de la dalle faible) et très peu la ductilité.
- Le paramètre x/d influence beaucoup les rotation plastiques disponibles.
 - Si x/d passe de 0.48 à 0.30 en config. 1, les rotations plastiques passent de 15 à 60 mrad
 - Si x/d passe de 0.36 à 0.27 en config. 2, les rotations plastiques passent de 25 à 100 mrad
 - Si x/d passe de 0.31 à 0.17 en config. 5, les rotations plastiques passent de 30 à 90 mrad

V.4.12. Discussion générale

Gardant à l'esprit que les modélisations ont considéré un béton éventuellement plus ductile que le béton réel, principalement dans les cas où la dalle n'était pas forte vis-à-vis du profilé métallique, on arrive aux conclusions suivantes :

- si l'on arrête la dalle devant la colonne, on a de grandes difficultés pour atteindre le moment plastique avec $b_{eff} = b_c$, à cause d'un problème de ductilité. Un tel design sera sans doute rendu impossible par la limitation sur le rapport x/d , à moins de prendre une section métallique de résistance très faible vis-à-vis de la résistance de la dalle ou d'envisager un assemblage à résistance partielle.
- si l'on bétonne la dalle dans les ailes intérieures de la colonne et que l'on place les armatures transversales nécessaires à l'ancrage de bielles inclinées, on peut fortement augmenter le moment maximum de la poutre et sa capacité de rotation. On peut alors se demander si cela vaut la peine de s'encombrer d'un dimensionnement de poutre transversale et d'une maximisation de l'effet de la poutre transversale (parois doubles au lieu de parois simples) pour "si peu d'amélioration" du comportement de la poutre mixte principale. Pour valider ce résultat numérique, de nouvelles données expérimentales seraient nécessaires. D'un autre côté, la largeur effective qui en découle n'est pas fortement augmentée puisque $b_c + 0.7h_c$ vaut entre 2 et 3 b_c pour l'ensemble des HE courants. Cette faible augmentation ne diminue pas grandement x/d et dans ce cas aussi la condition sécuritaire limitant x/d va rendre impossible un tel design.
- avec la poutre transversale, le moment plastique atteint ne va pas être extraordinairement supérieur au cas où l'on ne tient compte que du béton sur la colonne et dans les ailes de la colonne, mais la poutre transversale va soulager les mécanismes rigides et retarder l'écrasement du béton sur la colonne. Dans le cas d'une poutre avec dalle faible, la poutre transversale va "ductiliser" le comportement de la poutre. Dans le cas d'une poutre avec dalle forte, la poutre transversale va augmenter la résistance de la poutre mixte et par le biais du rapport x/d aussi ductiliser la poutre.

Dans l'état actuel des connaissances, l'attitude sécuritaire est de dimensionner la section de poutre principale de telle sorte que la plastification est localisée dans le profilé métallique, soit une situation de poutre à dalle forte. Dans ce cas, la présence de la poutre transversale augmente la résistance tout en diminuant un peu la capacité de rotation. Cette diminution est "acceptable" car la rotation atteinte, de l'ordre de 0.09 rad, reste largement supérieure à la capacité de rotation requise par les codes, qui est de l'ordre de 0.03.

Ensuite, on fait l'hypothèse que l'entièreté du moment de torsion est repris par torsion non uniforme et on arrive à la sollicitation des semelles représentée à la figure V.4.27 (c), ce qui revient à solliciter

la semelle supérieure par une force concentrée $R/2 + R(d+h/2)/h = R(1+d/h)$

et la semelle inférieure par une force concentrée $R/2 - R(d+h/2)/h = -R d/h$

à une distance r de l'encastrement de la poutre transversale dans la colonne.

Dans le domaine élastique, cette sollicitation donne lieu dans la semelle supérieure à une contrainte normale de flexion et une contrainte de cisaillement

$$\sigma_{\text{up fl tb}} = \pm \frac{R r}{W_{\text{el}}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) \leq f_y$$

$$\tau_{\text{up fl tb}} = \frac{R}{A_{\text{cis}}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

avec $\sigma_{\text{up fl tb}} = \sigma_{\text{upper flange transverse beam}}$
 $W_{\text{el}} = t_f b_f^2 / 6$
 $A_{\text{cis}} = 5/6 t_f b_f$

Quand $\sigma_{\text{up fl tb}}$ atteint la limite élastique f_y , cela correspond à la première plastification des fibres extrêmes de la semelle supérieure et la semelle inférieure est largement plus faiblement sollicitée. Sous sollicitation croissante, la semelle supérieure va continuer à plastifier et les contraintes vont éventuellement continuer à augmenter dans la semelle inférieure.

Localement, le couple (effort horizontal, bras de levier) "plastique" qui donne lieu à une distribution plastique bi-bloc des contraintes normales à l'encastrement de la semelle supérieure vaut :

$$(Rr)_{\text{plastique}} = \frac{f_y W_{\text{pl}}}{\left(1 + \frac{d}{h}\right)} \quad \text{avec} \quad W_{\text{pl}} = t_f b_f^2 / 4$$

Par rapport à cette description simplifiée de la réalité, le modèle utilisé pour le dimensionnement du mécanisme de poutre transversale est encore simplifié et utilise le concept de largeur effective. Les notations sont reprises à la figure V.4.28.

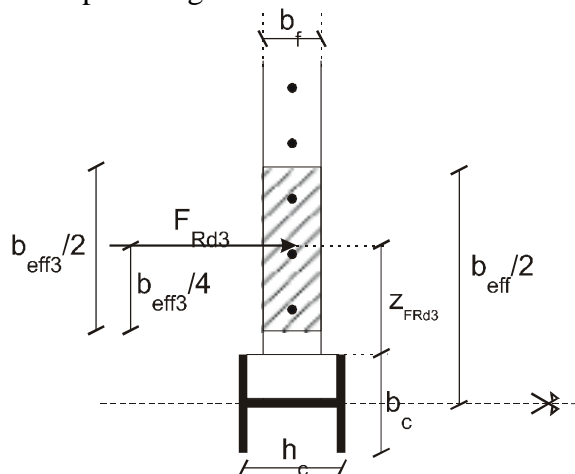


Figure V.4.28 Modèle à utiliser dans le design de la poutre transversale

La vérification se fait en suivant la démarche suivante

1. Sur base de la largeur effective de $0.15 L$ (où L est la portée totale de la travée de poutre), on calcule l'effort maximal transmissible F_{Rd3} par la dalle.

-soit on déduit F_{Rd3} en supposant que toute l'épaisseur de la dalle est en compression – c'est la valeur la plus sécuritaire.

-soit on calcule le moment plastique M_{Rd} et on déduit l'effort de compression dans la dalle qui y correspond – c'est plus réaliste dans le cas d'une dalle pleine.

-soit on soustrait de cet effort l'effort de compression dans la dalle qui correspond à la compression directe du béton sur la face de la colonne et on obtient un effort à transférer par la poutre transversale réduit F'_{Rd3} (auquel correspond le b_{eff3} de la figure V.4.27). On pourrait encore réduire cet effort de compression en déduisant l'effort correspondant à la compression directe et au transfert via les semelles intérieures de la colonne. Cependant, on manque de données expérimentales sur ce transfert via les ailes intérieures de la colonne et l'on préfère garder une certaine sécurité.

2. On calcule le nombre de goujons nécessaires à placer dans la largeur effective.

$F'_{Rd3} = 2 \times n \times F_{stud}$ dans la largeur effective

avec n = nombre de connecteurs dans la demi largeur effective

$F_{stud} = P_{Rd}$ = résistance de calcul d'un connecteur

3. On vérifie la semelle supérieure au cisaillement et à la flexion horizontale.

cisaillement

$$\tau_{upfltb} = \frac{F_{Rd3}/2}{A_{cis}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

flexion

-si sous la sollicitation maximale, la semelle supérieure peut être entièrement plastifiée à l'encastrement :

$$\frac{F_{Rd3} z_{FRd3}}{2} \leq \frac{f_y W_{pl}}{\left(1 + \frac{d}{h}\right)}$$

-si sous la sollicitation maximale, on ne peut avoir que plastification des fibres extrêmes de la semelle supérieure :

$$\sigma_{upfltb} = \pm \frac{F_{Rd3}/2}{W_{el}} \left(1 + \frac{d}{h}\right) z_{FRd3} \leq f_y$$

avec $F_{Rd3}/2$ = effort transmis sous moment plastique et défini au point 1.

z_{FRd3} = bras de levier de la résultante $F_{Rd3}/2$ par rapport à l'encastrement réel de la poutre transversale dans la colonne.

$$= (b_{eff} - b_c)/2 - 3 b_{eff3}/4$$

Comme le problème d'efficacité de la poutre transversale est un problème de raideur, un critère de raideur devrait prévaloir sur le critère de résistance, que ce soit pour la définition du nombre de goujons ou les dimensions de la semelle supérieure de la poutre transversale. Le travail qui reste à faire est la calibration des formules de raideurs relatives des différents ressorts modélisant les différents transferts d'efforts membranaires de dalle proposées au paragraphe V.4.8.

V.5. Nœud extérieur dont la poutre est soumise à moment négatif

La seconde étude porte sur le comportement de la poutre mixte soumise à un moment négatif dans une configuration de nœud extérieur. L'accent est mis sur les résultats des analyses non linéaires.

V.5.1. Description des configurations étudiées

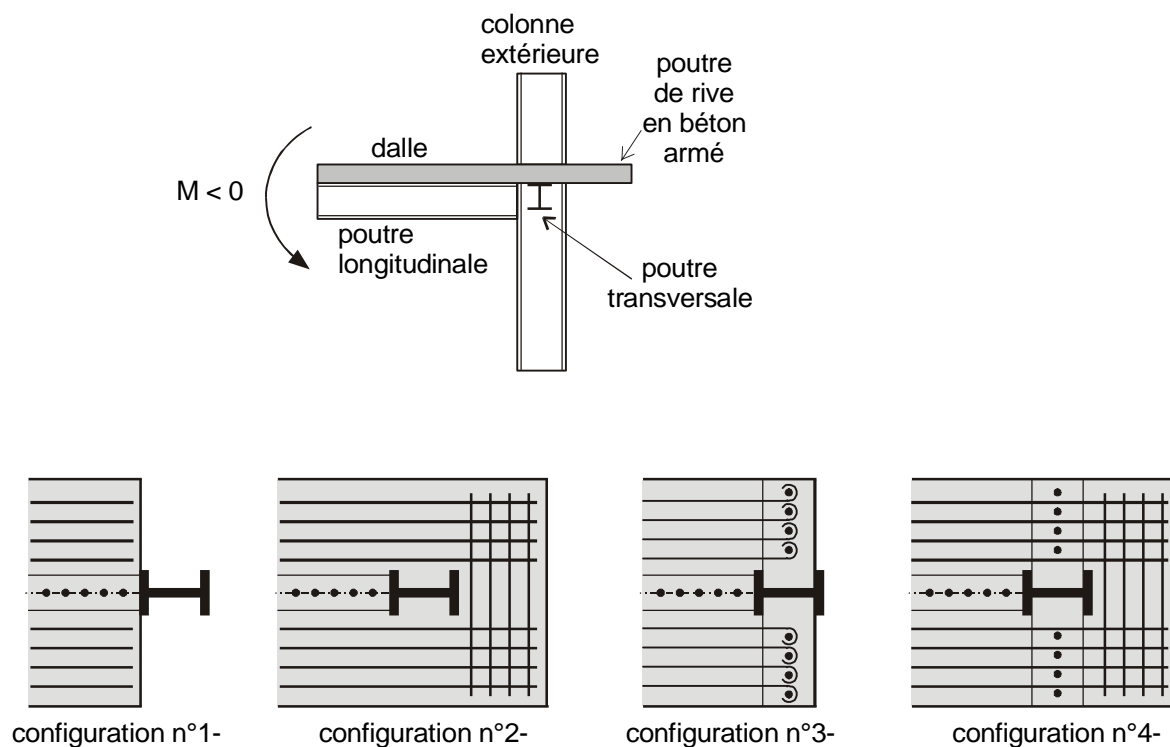


Figure V.5.1 Configurations de nœuds en T sous moment négatif

Quatre configurations possibles de nœuds poutre-colonne mixtes extérieurs avec dalle dont la poutre doit reprendre un moment négatif sont schématisées à la figure V.5.1. Elles ont les caractéristiques particulières suivantes :

- configuration n°1 : dalle arrêtée devant la colonne.
- configuration n°2 : présence d'une poutre de rive en béton armé, absence de poutre transversale. Ce cas correspond au cas étudié dans l'Eurocode 4 où la traction des armatures longitudinales est reprise dans la poutre de rive par compression du béton sur la semelle de la colonne, compression inclinée équilibrée par de la traction dans des armatures transversales.
- configuration n°3 : absence d'une poutre de rive en béton armé, présence d'une poutre transversale à laquelle sont ancrées les armatures longitudinales. Le transfert des efforts membranaires de la dalle (celui des armatures) se fait uniquement via la poutre transversale.

- configuration n°4 : présence d'une poutre de rive en béton armé et présence d'une poutre transversale. Ce dernier cas n'a pas été testé, car il n'a guère d'intérêt en pratique. De même que pour le nœud soumis à moment positif, la poutre transversale jouera un rôle d'autant plus grand que sa raideur sera grande vis-à-vis de la raideur du mécanisme de compression directe de la poutre de rive sur la semelle de la colonne. Maximisée, la poutre transversale doit pouvoir soulager l'effort de compression directe de la poutre de rive en béton armé sur la semelle de la colonne et retarder un écrasement éventuel du béton.

Les configurations sont indicées "-" pour les différencier des configurations traitées au chapitre V.4. consacré au nœud extérieur dont la poutre est soumise à un moment positif.

V.5.2. Etude non linéaire des configurations 1- et 2-

Les fonctionnements des configurations 1- et 2- sont supposés connus. La configuration 1- devrait plus ou moins correspondre au cas où l'on n'a pas de dalle. La configuration 2- a été largement étudiée dans le domaine des structures mixtes soumises à sollicitations verticales et au vent (contexte Eurocode 4). Nous voulions voir ce que notre modèle nous permettait d'obtenir pour ce type de configuration.

La poutre longitudinale testée est la poutre dite ductile du chapitre précédent, à savoir une poutre métallique IPE300 de limite d'élasticité $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$, une dalle de 120 mm d'épaisseur de résistance à la compression $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ et de résistance à la traction $f_t = 3 \text{ N/mm}^2$. Les armatures longitudinales et transversales (de base) correspondent à un treillis $\phi 10 \times 150 \times 150$ (coque équivalente d'épaisseur 0.524 mm), et les armatures transversales additionnelles placées dans la poutre de rive correspondent à 3 barres de diamètre 10 mm réparties sur une coque de 123.75 mm de large, soit une épaisseur équivalente de 1.9 mm. Leur limite d'élasticité vaut $f_s = 500 \text{ N/mm}^2$.

On teste 2 ensembles de conditions aux limites au niveau de l'appui de la dalle sur la colonne. Le premier considère qu'il n'y a pas de béton à l'intérieur des ailes de la colonne et l'effort de dalle passe uniquement par la compression sur la semelle de la colonne du béton de la poutre de rive. Le second considère le béton à l'intérieur des ailes de la colonne et permet un transfert d'effort via les 2 semelles de la colonne. Le calcul est limité à un déplacement imposé en tête de colonne de 10 cm, soit une rotation d'environ 0.03 rad.

La figure V.5.2. donne les courbes moment – rotation des poutres mixtes des configurations 1- et 2- soumises à moment négatif.

Comportement de la poutre avec dalle arrêtée devant la colonne (config1-)

On compare la courbe obtenue pour le nœud acier seul et la courbe de la poutre mixte avec dalle arrêtée devant la colonne. Les valeurs des moments maximum numériques et des raideurs globales des poutres sont reprises et comparées au tableau V.5.1.

Tableau V.5.1 Comparaison des moments maximum numériques et de la raideur entre la poutre métallique et la poutre mixte dont la dalle n'appuie pas sur la colonne (sous moment négatif)

		$M_{\max \text{ num}}$ KNm	K kNm/rad	<u>Comparaison I/O</u>	
				M	K
Config0	Acier seul	197	20492		
Config1-	Mixte non actif	203	27310	1.03	1.33

Très logiquement, la dalle non fissurée en début de chargement influence la raideur de la poutre, qui est supérieure de 33 % à la raideur de la poutre métallique seule. La dalle joue un rôle de tension stiffening pour les armatures. Quand la charge croît, la fissuration augmente et l'on n'atteint pas une résistance très supérieure à la résistance de la poutre métallique seule (3 %).

Dans le cas où la dalle est arrêtée devant la colonne, donc non activée sous moment négatif, on considère que la poutre atteint un moment plastique de calcul maximum égal au moment plastique de la poutre métallique seule. En ce qui concerne l'augmentation de la raideur la poutre, nous pensons qu'il ne faut pas en tenir compte. En effet, dans les modélisations, 2 paramètres maximisent le "tension stiffening" : la dalle initialement parfaite et non fissurée et l'adhérence parfaite entre armatures et béton. Dans la réalité, la dalle peut être fissurée, car le séisme peut intervenir après que le bâtiment ait déjà été soumis à d'autres charges qui peuvent provoquer une fissuration de la dalle. Dans la réalité, le glissement des armatures par rapport au béton réduirait l'accroissement de raideur. Ces deux raisons nous poussent à croire qu'il est du côté de la sécurité de ne pas considérer cet apport de raideur dû à la dalle dans le cas d'une dalle mixte non active sous moment négatif.

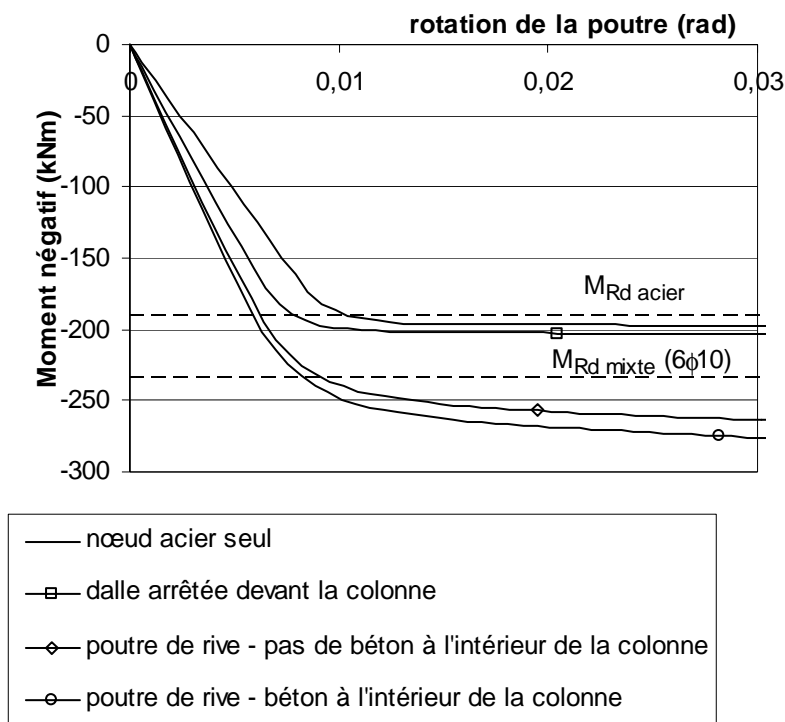


Figure V.5.2. Courbes moment – rotation de la poutre mixte des configurations 1- et 2- soumise à moment négatif.

Comportement de la poutre avec poutre de rive en béton armé (config2-)

Dans ce cas, on compare 2 circonstances de calcul :

- pas de béton intérieur aux ailes de la colonne
- béton intérieur aux ailes de la colonne

Pour le dimensionnement sous moment négatif, les résistances sont estimées sur base de sections entièrement fissurées.

Dans une largeur effective calculée sur base de l'Eurocode 4 et qui vaut

$$b_{\text{eff}} = \frac{2 L_{\text{console}}}{4} = 1.25 \text{ m, on a 6 barres de diamètre 10 mm.}$$

Il y correspond un moment plastique mixte

$$M_{\text{Rd mixte}}(6\phi 10) = 232 \text{ kNm}$$

Les moments plastiques numériques sont trouvés à l'intersection entre la droite de comportement élastique et une droite d'écroutissage, l'allure des courbes moment – rotation pouvant être approchée sans grande erreur par des courbes bi-linéaires. On reprend aussi les moments maximum obtenus pour le déplacement imposé maximal de 10 cm. On obtient la comparaison entre les différents calculs au tableau V.5.2. suivant :

Tableau V.5.2 Comparaison des moments plastiques numériques et du moment résistant de calcul des poutres mixtes avec poutre de rive.

Colonne	M_{num} ($D_{\text{imp}} = 0.1 \text{ m}$)	$M_{\text{plas num}}$ (intersection bilin)	$M_{\text{Rd mixte}}$ / $M_{\text{plas num}}$
Pas de béton intérieur	264.4	250	0.93
Béton intérieur	277.4	260	0.90

Sans béton à l'intérieur des semelles de la colonne, le moment plastique numérique vaut approximativement 250 kNm, valeur légèrement sous-estimée par la largeur effective de l'Eurocode 4 qui donne un moment de dimensionnement de 232 kNm.

Avec du béton à l'intérieur des semelles de la colonne, le moment plastique numérique atteint 260 kNm, soit 4 % de plus que le moment atteint sans béton intérieur aux ailes de la colonne.

Notre préoccupation est de comprendre la différence entre les 2 comportements. Pour ce faire, on trace à la figure V.5.3. les croix de contraintes dans le plan moyen de la dalle et, à la figure V.5.4, les contraintes dans les armatures longitudinales pour un déplacement imposé en tête de colonne de 100 mm pour les 2 conditions aux limites, et on compare les 2 comportements.

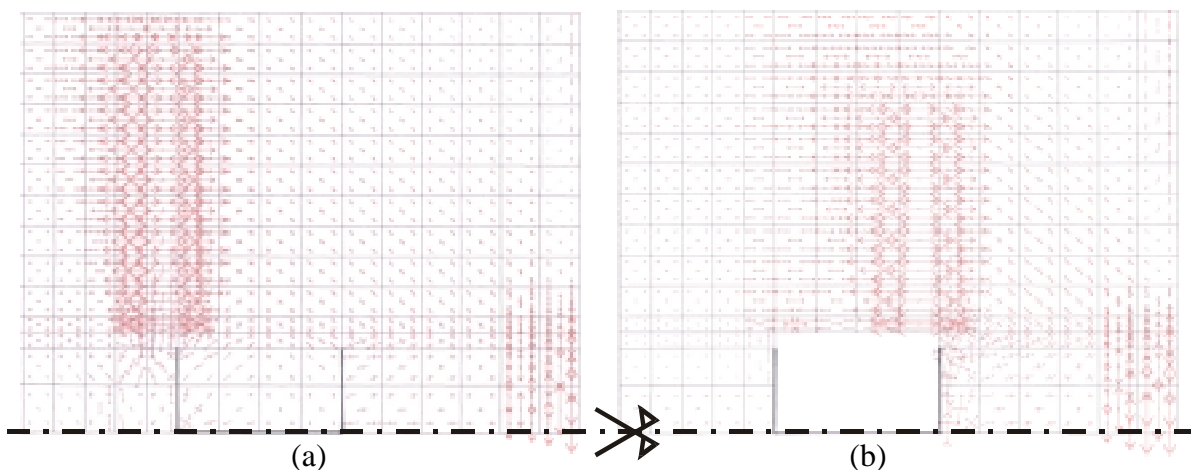


Figure V.5.3. Vue des croix de contraintes dans le plan moyen de la dalle. Superposition des contraintes dans le béton, dans les armatures longitudinales et dans les armatures transversales de la poutre de rive.(cas des armatures transversales éloignées de la colonne)

(a) conditions aux limites avec béton dans les ailes de la colonne

(b) conditions aux limites sans béton dans les ailes de la colonne

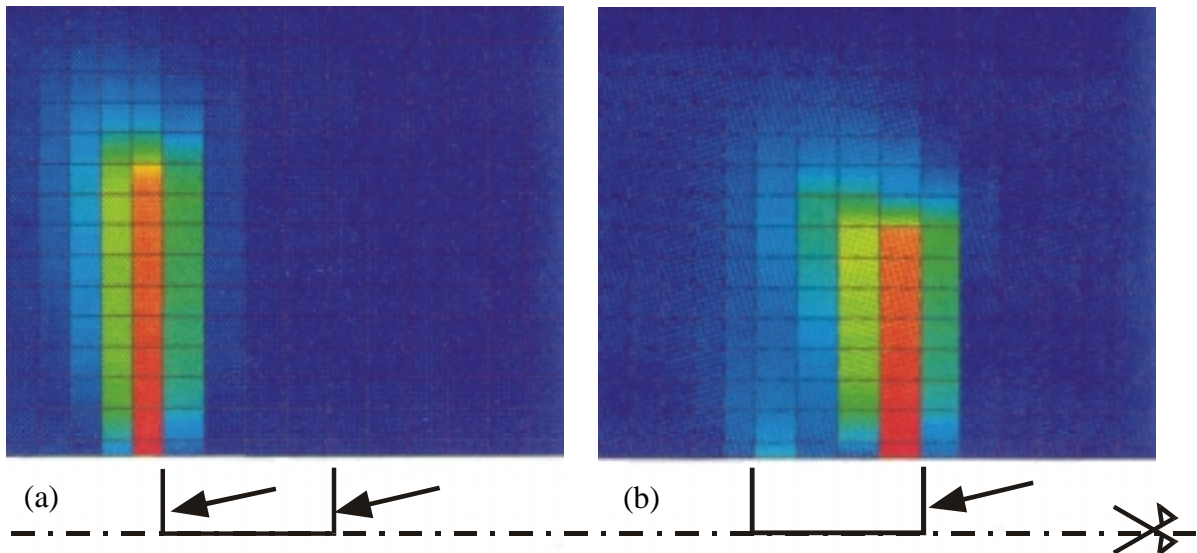


Figure V.5.4. Contraintes dans les armatures. Localisation de la plastification en fonction des conditions limites à la colonne. (bleu : $\sigma_{xx} = 0$; rouge : $\sigma_{xx} > f_y = 500 \text{ N/mm}^2$)

(a) conditions aux limites avec béton dans les ailes de la colonne

(b) conditions aux limites sans béton dans les ailes de la colonne

Dans le cas où il n'y a pas de béton intérieur aux ailes de la colonne, les armatures développent leur effort maximal de traction dans la bande d'éléments la plus proche de la semelle extérieure de la colonne, où ces tractions sont équilibrées par des compressions (figure V.5.3 (b) et V.5.4 (b)).

Dans le cas où il y a du béton intérieur, les bielles de béton comprimé sont présentes sur les côtés latéraux de la colonne et les armatures longitudinales incluses dans ces bielles comprimées sont peut tendues. Elles développent leur effort maximal de traction dans la bande d'éléments la plus proche de la semelle intérieure de la colonne. La traction des armatures ne se transmet quasi pas dans la dalle de rive. Une grande partie de l'effort (44 %) est transmis par compression du béton sur la semelle intérieure de la colonne.

Une limitation du modèle est de nouveau mise en évidence dans ces modélisations : les armatures sont supposées totalement adhérentes au béton.

En réalité, la barre transmet l'effort par adhérence, ce qui demande une certaine longueur, alors que dans la modélisation, l'effort se transmet quasi instantanément à l'endroit où il est produit. Les mécanismes de bielles comprimées n'apparaissent pas si le béton n'est pas entièrement fissuré en traction, et d'autres transferts d'efforts apparaissent.

On peut aussi se demander si le transfert de la traction dans les armatures via une compression à l'intérieur de la colonne est réellement possible.

Dans la réalité, les armatures vont développer progressivement leur effort maximal et s'ancrer dans la poutre de rive. Si le dimensionnement des armatures est tel qu'elles plastifient avant écrasement du béton, comme le design EC4 le préconise, la compression sur la semelle extérieure de la colonne est suffisante pour équilibrer les tractions longitudinales dans les armatures. Si on met plus d'armatures longitudinales, l'effort supplémentaire peut être repris par de la compression sur la semelle intérieure de la colonne. Cependant, comme la plastification de la section est déterminée par la plastification de la poutre métallique, on va soulager la dalle sans améliorer de manière importante le comportement global de la poutre. Le risque est même de le fragiliser. En effet, donner une plus grande résistance à la dalle

équivalait à augmenter l'effort transmis par cette dalle, et donc relever l'axe neutre plastique de la section de poutre mixte. En relevant l'axe neutre, on augmente l'élancement de l'âme du profilé métallique en compression et on augmente le risque de voilement de l'âme. Ce problème d'instabilité n'a pas été traité dans les modélisations.

Les résultats obtenus avec la modélisation test invitent à une certaine prudence en ce qui concerne les résultats locaux d'efforts dans les armatures et les fissurations dans le béton. Alors que globalement les courbes moment-rotation sont proches (4 % de différence), que l'on ait ou non du béton entre les ailes de la colonne, l'analyse des résultats locaux conduit à positionner la fissuration dans des zones différentes dans les deux cas et à minimiser le rôle de la poutre de rive dans le cas où l'on a du béton dans les ailes de la colonne. Cela ne correspond pas à la réalité ou, en tout cas, aucun résultat expérimental ne confirme ce résultat.

V.5.3. Etude non linéaire de la configuration 3⁻

Dans le nœud extérieur de la configuration 3⁻, on assure le transfert d'un moment négatif mixte de la poutre principale à la colonne par une poutre transversale. On étudie l'influence des paramètres suivants :

- caractéristiques de la poutre transversale
- propriétés de la dalle et du béton en traction
- armatures longitudinales

Les problèmes de conditions aux limites au niveau de la colonne ne se posent pas ici : dans le cas d'une poutre transversale seule, les armatures sont "accrochées" physiquement aux goujons et le seul transfert d'effort possible de la dalle vers la colonne se fait par le biais de la poutre transversale et non par transfert direct à la colonne. Cependant, alors que le calcul de moment résistant ne tient pas compte du béton, on verra que dans la modélisation, le béton influence la courbe moment - rotation.

On traite 7 cas :

- (1) Cas de base : poutre transversale avec parois où $t_f=10.2$ mm et $b_f=135$ mm ; 7 goujons autour de la colonne (simple concentration) ; dalle d'épaisseur 12 cm et de résistance à la traction $f_t = 3$ N/mm²
- (2) Cas de base, mais dalle d'épaisseur 12 cm et de résistance à la traction $f_t = 3$ N/mm² et de déformation ultime très faible
- (3) Cas de base, mais dalle d'épaisseur 2.4 cm et de résistance à la traction $f_t = 3$ N/mm²
- (4) Cas de base, mais double concentration goujons autour de la colonne
- (5) poutre transversale avec paroi d'épaisseur double de semelle ($t_f=20.4$ mm, $b_f=135$ mm) ; concentration de goujons égale au double du cas de base - dalle d'épaisseur 12 cm et de résistance à la traction $f_t = 3$ N/mm² ;

$$A_{s\text{long}1} = 0.524 \text{ mm}^2/\text{m} = \text{référence} \quad \rho_{1x} = 0.44 \%$$

$$(6) \text{ cas n}^\circ 5 \text{ avec } A_{s\text{long}2} = 1.048 \text{ mm}^2/\text{m} = 2 * \text{référence} \quad \rho_{2x} = 0.88 \%$$

$$(7) \text{ cas n}^\circ 5 \text{ avec } A_{s\text{long}3} = 0.262 \text{ mm}^2/\text{m} = .5 * \text{référence} \quad \rho_{3x} = 0.22 \%$$

Comportement global

Les figures V.5.5. à 7 donnent les courbes moment – rotation des poutres mixtes des configurations 3⁻ soumises à moment négatif. La poutre mixte définie dans les modélisations concentre la plastification dans la poutre métallique. L'allure de la courbe de comportement global est gouvernée par cette plastification. Les résultats locaux indiquent une amélioration

de résistance au niveau de la dalle si l'on profite d'une poutre transversale plus rigide et plus résistante, ou si l'on considère une dalle plus résistante, ou si le pourcentage d'armature longitudinale est plus élevé, mais la courbe de comportement global est peu modifiée. La faible augmentation relative de résistance lorsqu'on passe du cas 1 aux différents autres cas est liée au fait que la poutre est dimensionnée pour dissiper l'énergie dans la partie métallique de la poutre mixte. C'est donc la plastification de la poutre qui définit l'allure générale des courbes moment - rotation. L'amélioration des possibilités de transfert des efforts membranaires de dalle n'apporte pas dans ce cas une grande augmentation du moment résistant des poutres.

La figure V.5.5. confirme les résultats obtenus sous moment positif. Plus la poutre transversale est raide et résistante, plus elle est efficace dans le transfert des efforts de la dalle vers la colonne. Par rapport à la poutre transversale à simples parois et simple concentration de goujons, doubler la concentration de goujons près de la colonne (70 cm) augmente le moment plastique numérique de 2 %, ce qui est négligeable. Doubler la concentration de goujons près de la colonne (70 cm) et doubler l'épaisseur des parois de la poutre transversale permet d'augmenter le moment plastique numérique de 5 %, ce qui reste faible.

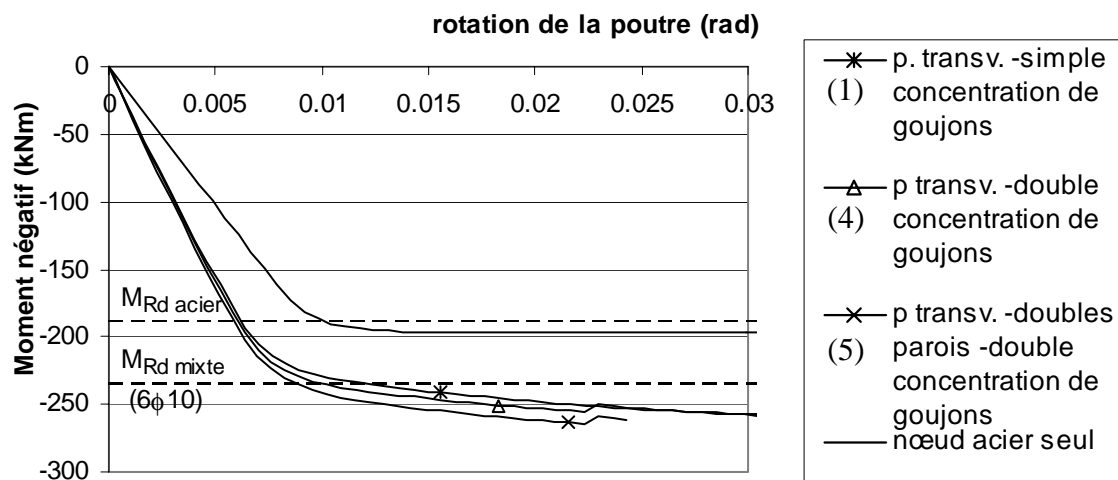


Figure V.5.5. Courbes moment – rotation de la poutre mixte de la configuration 3- soumise à moment négatif. Influence de la poutre transversale –dalle 12 cm, $f_t = 3 \text{ N/mm}^2$

La figure V.5.6. met en évidence l'importance de la résistance du béton à la traction. Sans cette résistance, la transmission des tractions des armatures ne peut se faire correctement. C'est pourquoi on observe des différences de comportement de la poutre mixte lorsque les caractéristiques des dalles de béton sont différentes. Plus la dalle de béton est importante et résistante à la traction, plus la poutre mixte est caractérisée par un moment résistant important. Au moment du séisme, la dalle peut être intacte ou avoir déjà subi quelque endommagement. Lorsque la dalle est intacte (et c'est le cas aussi des dalles des poutres traitées dans les essais), la valeur proposée pour la largeur effective plastique sous moment négatif et le moment plastique négatif correspondant concordent bien aux courbes numériques obtenues. Dans le cas d'une dalle fissurée, cette valeur de moment plastique conduit à surestimer la résistance de la poutre mixte sous moment négatif.

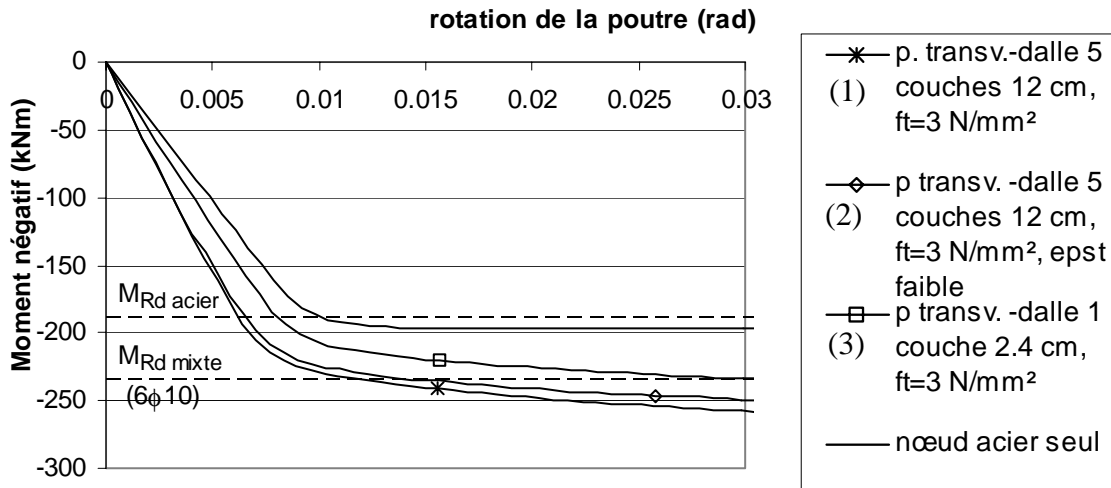


Figure V.5.6. Courbes moment – rotation de la poutre mixte de la configuration 3- soumise à moment négatif. Influence des propriétés de la dalle et du béton en traction – poutre transversale à parois simples et simple concentration de goujons

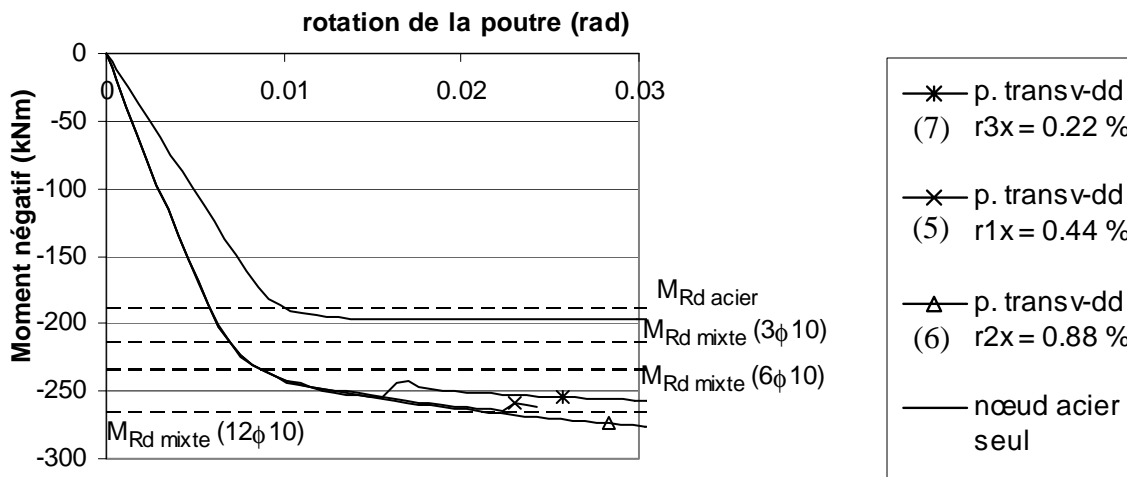


Figure V.5.7. Courbes moment – rotation de la poutre mixte de la configuration 3- soumise à moment négatif. Influence de la section d’armatures longitudinales – poutre transversale à parois doubles et double concentration de goujons

L'étude de l'influence du pourcentage d'armatures (figure V.5.7) montre que le comportement de la poutre sous moment négatif est d'autant meilleur que le pourcentage d'armature est élevé. Cependant, les moments plastiques déduits de ces courbes moment-rotation sont proches. Si on les compare aux moments plastiques résistants M_{Rd} calculés à partir de la largeur effective déduite de l'Eurocode 4, on obtient les ratios du tableau V.5.3.

Tableau V.5.3 Comparaison des moments plastiques numériques et du moment résistant de calcul des poutres mixtes avec poutre transversale en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales.

Pourcentage d'armatures long	M_{Rd} mixte (kNm)	M_{plas} num (intersection bilin)	M_{Rd} mixte / M_{plas} num	b_{eff} num (mm)	$b_{eff}/L_{console}$
0.22 %	213	242	0.88	2700	1.08
0.44 %	232	244	0.95	1550	0.62
0.88 %	264	249	1.06	1050	0.42

Dans le cas du faible pourcentage d'armatures (0.22 %), le moment plastique de calcul est inférieur (12 %) au moment plastique déduit du calcul numérique. Dans le cas du pourcentage d'armatures de référence (0.44 %), la correspondance entre moment plastique de calcul et moment plastique numérique est relativement bonne (différence 5 %). Par contre, quand on double le pourcentage d'armature (0.88 %), le moment plastique de calcul surestime le moment plastique numérique (6%).

On déduit les largeurs effectives nécessaires pour obtenir les moments plastiques numériques et on reporte les rapports largeur effective – longueur de la console en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales à la figure V.5.8.

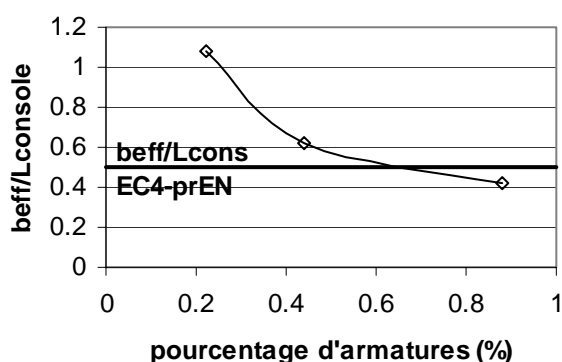


Figure V.5.8 Evolution de la largeur effective en fonction du pourcentage d'armature

La largeur effective ainsi déduite varie fortement avec le pourcentage d'armatures. Plus le pourcentage d'armature est faible, plus la largeur à prendre en considération dans le calcul est grande (b_{eff}/L_{cons} entre 1.1 et 0.4 pour ρ_x entre 0.22 % et 0.88 %).

Cela rejoint les résultats de Paulay et Priestley (1992), qui écrivent que l'étendue de mobilisation des armatures dans la résistance de la section dépend de l'amplitude des déformations inélastiques imposées par le tremblement de terre. Plus les rotations dans les rotules plastiques des poutres proches de la colonne sont grandes, plus on mobilise des armatures éloignées de la colonne. Le fait que le nombre de barres plastifiées intervenant dans une largeur effective augmente avec la sollicitation rend la définition de largeur effective délicate.

Plus le pourcentage d'armatures est faible, plus la plastification de armatures est grande pour une même demande en rotation de la poutre, plus la largeur effective mobilisée est importante.

Pour conserver le principe d'une définition unique de la largeur effective, il faut considérer une valeur inférieure de la largeur effective, dans une zone de pourcentage d'armatures où la variation de largeur effective n'est pas trop importante.

Dans le cas où le pourcentage d'armatures est inférieur à 1 %, on préconise la largeur effective suivante :

$$b_{eff} = 0.2 L \quad \text{en prenant } L = 2L_{console}$$

Dans le cas où le pourcentage d'armatures est très élevé se posent 2 problèmes.

- la difficulté d'utiliser correctement le concept de largeur effective et de moment plastique. En effet, dans ce cas, la poutrelle plastifie alors que les armatures restent élastiques. Or le moment résistant calculé suppose que toutes les armatures plastifient dans la largeur

effective. Le moment plastique calculé sur cette base surestime un moment plastique réel de la section.

- Le risque de diminuer la classe de section. En plaçant plus d'armatures, on soulage la dalle sans améliorer de manière importante le comportement global de la poutre. On relève l'axe neutre plastique de la section de poutre mixte, ce qui augmente l'élançement de la partie d'âme du profilé métallique en compression et peut diminuer la classe de section et augmenter son risque de voilement. Dans les 3 cas traités, la section métallique était de classe 1, même pour le plus grand pourcentage d'armatures.

Répartition des efforts aux goujons de la poutre longitudinale

Dans un nœud extérieur où la poutre est soumise à un moment positif, on préconisait de ne pas concentrer les goujons dans une zone trop proche de la colonne, pour soulager le béton devant la colonne et éviter une superposition de la compression due au transfert du moment positif et de la sollicitation locale du béton due au travail du connecteur lui-même. Cela était justifié par le fait que la majeure partie de l'effort total transmis par les goujons est transmise par les goujons les plus éloignés de la colonne. Qu'en est-il de la répartition des efforts dans les goujons de la poutre longitudinale mixte avec poutre transversale soumise à un moment négatif ?

Les courbes de comportement global des poutres mixtes avec et sans goujon devant la colonne représentées à la Figure V.5.9 nous montrent que le fait de ne pas mettre de goujon dans le voisinage immédiat de la colonne modifie peu le comportement global de la poutre. La raideur et la résistance sont légèrement plus faibles, mais pour un même déplacement en tête de colonne, cette différence est en moyenne de 2 %.

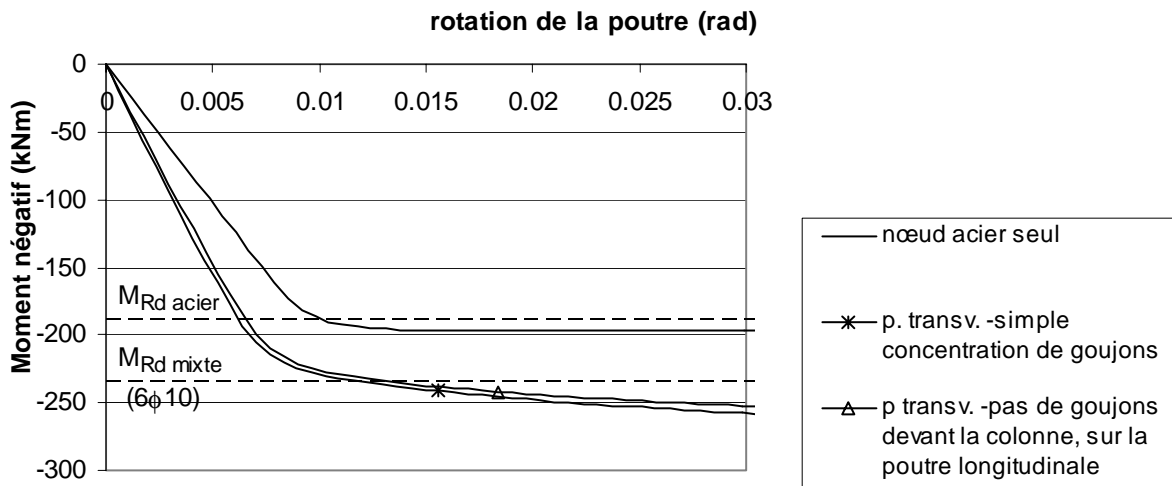


Figure V.5.9. Courbes moment – rotation de la poutre mixte de la configuration 3- soumise à moment négatif. Comparaison des cas avec et sans goujon devant la colonne.

Les répartitions des efforts dans les goujons de la poutre longitudinale mixte avec poutre transversale soumise à un moment négatif sont données à la figure V.5.10. On constate que les goujons proches de la colonne sont entraînés par la traction des armatures qui va s'ancrer au-delà de la semelle intérieure de la colonne et transfèrent des efforts de sens opposé aux efforts nécessaires à la transmission du moment négatif. Les enlever a pour effet assez paradoxal de diminuer les efforts transmis par les goujons restants.

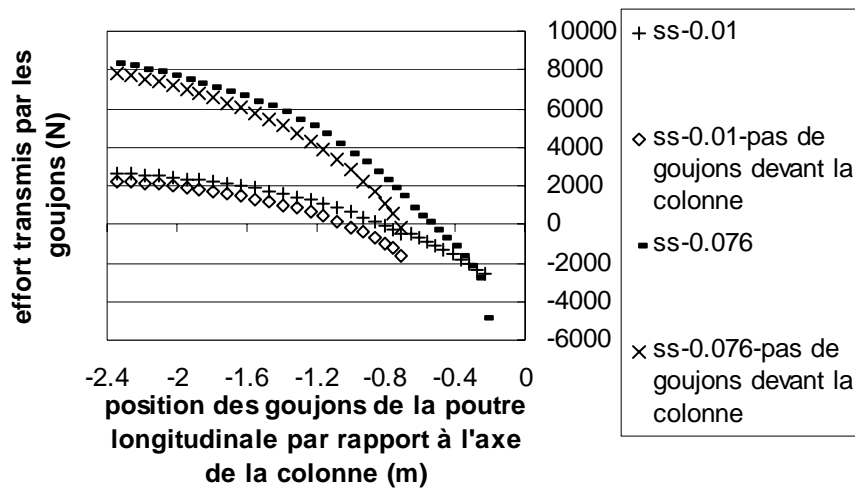


Figure V.5.10. Répartition le long de la poutre longitudinale des efforts transmis par ses goujons. Comparaison des cas avec et sans goujon devant la colonne.

On voit la différence de comportement des goujons sous moment négatif et sous moment positif si l'on schématise les déformées des poutres et leurs goujons, Figure V.5.11.

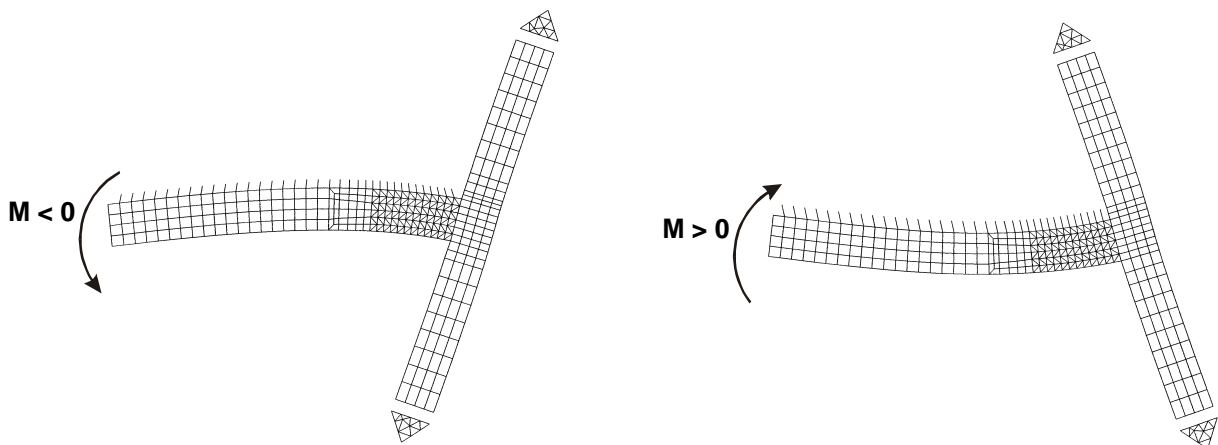


Figure V.5.11. Déformée des goujons de la poutre longitudinale

On conclut que au vu des résultats obtenus sous moment positif au chapitre précédent et sous moment négatif ci-dessus, il n'y a pas de raison d'imposer de garder une forte concentration de goujons sur la poutre longitudinale dans une zone proche de la colonne. On pourrait donc imposer une distance minimale en dessous de laquelle il n'y a pas de goujon, pour éviter des surcompression sous moment positif surtout.

Répartition des efforts aux goujons de la poutre transversale

Les répartitions des efforts transmis par les goujons de la poutre transversale dans un nœud avec poutre soumise à moment négatif sont données à la figure V.5.12. Elles sont tout à fait semblables aux répartitions des efforts transmis par les goujons de la poutre transversale dans un nœud avec poutre soumise à moment positif et ne sont plus étudiées en détail dans cette partie.

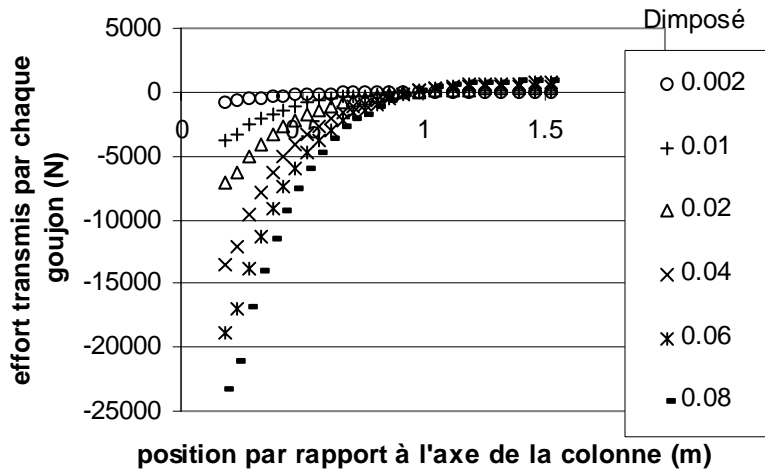


Figure V.5.12. Répartition des efforts membranaires de dalle entre les goujons de la poutre transversale. Poutre à parois simples, simple concentration de goujons.

V.5.4. Synthèse des résultats relatifs aux simulations numériques sur nœud extérieur soumis à M et conclusions

La portée des conclusions suivantes se limite aux poutres mixtes avec dalle "forte" soumises à un moment de flexion négatif dans un nœud extérieur. On entend par poutre mixte avec dalle forte une poutre mixte dimensionnée suivant l'hypothèse de localisation de la dissipation de l'énergie sismique dans la partie métallique de la poutre mixte.

Dans cette hypothèse, c'est la plastification de la poutre qui définit l'allure générale des courbes moment-rotation et l'amélioration des possibilités de transfert des efforts membranaires de dalle n'apporte pas une augmentation significative du moment résistant des poutres (max 5 %).

La figure V.5.13 reprend les configurations traitées avec la modélisation numérique.

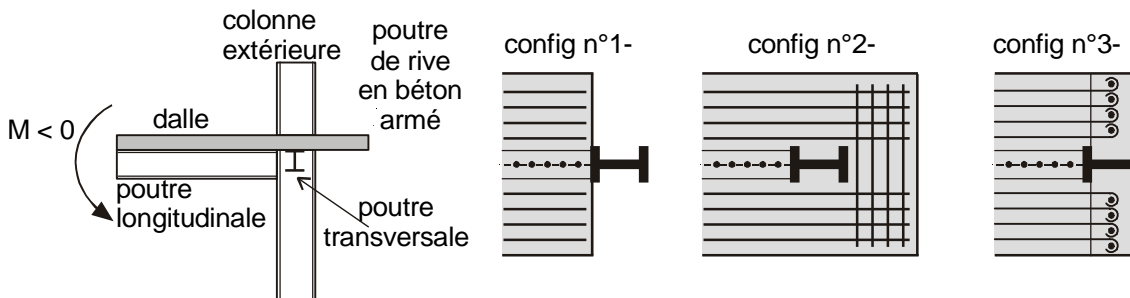


Figure V.5.13 Résumé des configurations de nœuds en T sous moment négatif étudiées

Dans le cas d'une dalle arrêtée devant la colonne (configuration 1-), on peut considérer que le caractère mixte de la poutre n'est pas activé suffisamment pour en tenir compte. L'inertie et la résistance de la poutre métallique seule sont à considérer dans les calculs.

Les résultats obtenus avec la modélisation de la configuration 2- ne remettent pas en cause le modèle EC4 qui transfère les tractions des armatures longitudinales par de la compression du béton de la poutre de rive la semelle extérieure de la colonne. On a mis en évidence la difficulté de la modélisation éléments finis à simuler correctement ce cas, principalement due au fait que la loi d'adhérence entre l'acier et le béton n'est pas modélisée, et aussi à cause de la

difficulté du béton à fissurer de manière uniforme (sans forte localisation). On a aussi mis en évidence le fait que les conditions aux limites au contact dalle colonne peuvent localement influencer fortement le positionnement de la plastification des armatures et de la fissure localisée du béton, problème ne correspondant pas à la réalité.

La modélisation de la configuration 3- prouve l'efficacité d'une poutre transversale dans le transfert d'un moment négatif mixte de la poutre principale à la colonne. On a étudié les paramètres suivants :

-Influence des caractéristiques de la poutre transversale

Plus la poutre transversale est raide et résistante, plus elle est efficace dans le transfert des efforts de la dalle vers la colonne. L'augmentation des épaisseurs de parois de la poutre transversale est plus efficace que l'augmentation de la concentration de goujons autour de la colonne.

-Influence des propriétés de la dalle et du béton en traction

Plus la dalle de béton est épaisse et résistante à la traction, plus la poutre mixte atteint un moment important. Au moment du séisme, la dalle peut être intacte ou avoir déjà subi quelque endommagement. Dans le cas où la dalle est intacte, la valeur proposée pour la largeur effective plastique sous moment négatif et le moment plastique négatif correspondant concordent bien avec les courbes numériques obtenues. Dans le cas d'une dalle fissurée, cette valeur de moment plastique surestime la résistance de la poutre mixte sous moment négatif.

-Influence des armatures longitudinales

L'influence du pourcentage d'armature semble relativement faible par l'observation des courbes moment – rotation. En terme de largeurs effectives, on arrive au résultat que la largeur effective diminue quand le pourcentage d'armatures augmente.

Dans le cas du faible pourcentage d'armatures (0.22 %), on arrive à un rapport $b_{eff}/L_{cons} = 1.1$. Dans le cas du pourcentage d'armature plus important(0.88 %), on descend à un rapport $b_{eff}/L_{cons} = 0.4$.

La mobilisation des armatures dans la résistance de la section dépend de l'amplitude de la demande en rotation de la poutre. Plus les rotations dans les rotules plastiques des poutres proches de la colonne sont grandes, plus on mobilise des armatures éloignées de la colonne.

Plus le pourcentage d'armatures est faible, plus la plastification de armatures est grande pour une même demande en rotation de la poutre, plus la largeur effective mobilisée est importante.

On conserve une largeur effective unique. Dans le cas où le pourcentage d'armatures est inférieur à 1 %, on préconise la largeur effective suivante :

$$b_{eff} = 0.2 L \quad \text{en prenant } L = 2L_{console}$$

Dans le cas où le pourcentage d'armatures est très élevé se posent 2 problèmes.

- la difficulté d'utiliser correctement le concept de largeur effective et de moment plastique, alors que les armatures n'atteignent pas la plastification.
- Le risque de diminuer la classe de section, en augmentant l'élancement de la partie d'âme du profilé métallique en compression et par conséquent son risque de voilement.

V.6. Nœud intérieur dont l'une des poutres est soumise à moment positif et l'autre à moment négatif

On s'intéresse enfin au comportement de la poutre mixte sous à un moment positif d'un côté de la colonne et à un moment négatif de l'autre côté de la colonne dans une configuration de nœud intérieur. On analyse de manière approfondie les comportements non linéaires de ces configurations.

V.6.1. Nœud de Darmstadt – influence de la poutre transversale

Une première investigation paramétrique a été réalisée à partir de la modélisation calibrée du nœud de Darmstadt (cf. §V.3). On considère ici une géométrie identique : dalle (épaisseur, armatures – maillage) et poutre métallique (IPE300). Seule la configuration de test est améliorée en considérant des poutres de plus grandes longueurs sans plat aux extrémités libres.

On étudie l'implication ou la non implication de la poutre transversale dans le transfert de moment au nœud. La figure V.6.1 reprend les 4 configurations de poutres transversales étudiées.

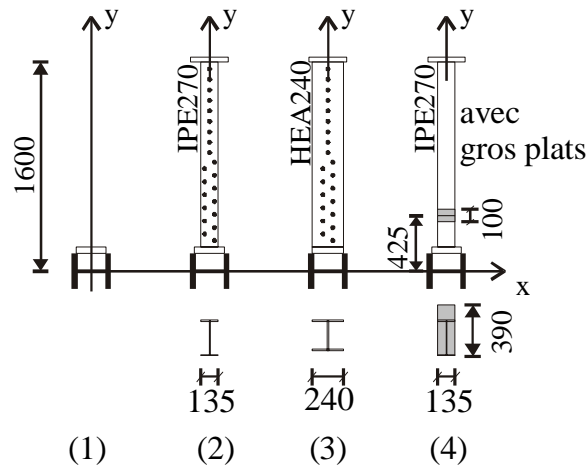


Figure V.6.1. Configurations des poutres transversales

- (1) pas de poutre transversale
- (2) poutre transversale IPE270 avec goujons
- (3) poutre transversale HEA240 avec goujons
- (4) poutre transversale IPE270 avec gros plats traversant

La première simulation ne comporte pas de poutre transversale. La seconde correspond à la configuration du nœud de Darmstadt, c'est-à-dire présence d'une poutre transversale IPE270 avec concentration de goujons dans la zone proche de la colonne. La troisième considère une poutre transversale plus rigide (une HEA240 au lieu d'une IPE270) avec le même nombre de goujons. La quatrième simulation n'utilise plus les goujons pour transmettre les efforts de la dalle à la poutre transversale, mais un plat traversant toute la poutre et toute la dalle calqué sur le "Christmas Tree" de certains spécimens de test, offrant une surface de contact direct au béton de 100 mm sur toute l'épaisseur de la dalle et une raideur plus importante que les goujons.

La comparaison des différents résultats est présentée à la figure V.6.2. On ne remarque pas d'augmentation significative du moment résistant de la poutre mixte résultant de la présence

d'une poutre transversale. Le tableau V.6.1 donne l'augmentation de performance des poutres longitudinales dans les différentes configurations en terme de moments maximum. Le système transverse le plus rigide (simulation 4) donne une augmentation maximale de 4.4 %, ce qui est très faible. En terme de moments plastiques, cette augmentation est encore plus faible. Les mécanismes 1 et 2 sont clairement présents puisque les moments plastiques positifs correspondant sont atteints. Le mécanisme 3 existe mais est insuffisant pour augmenter les capacités en résistance de la poutre mixte.

Tableau V.6.1. Performance des poutres longitudinales.

	M ⁻ max	Augmentation	M ⁺ max	Augmentation
Simul 1	291		321	
Simul 2	294	+1.0 %	325	+1.2 %
Simul 3	297	+2.1 %	328	+2.2 %
Simul 4	303	+3.1 %	335	+4.4 %

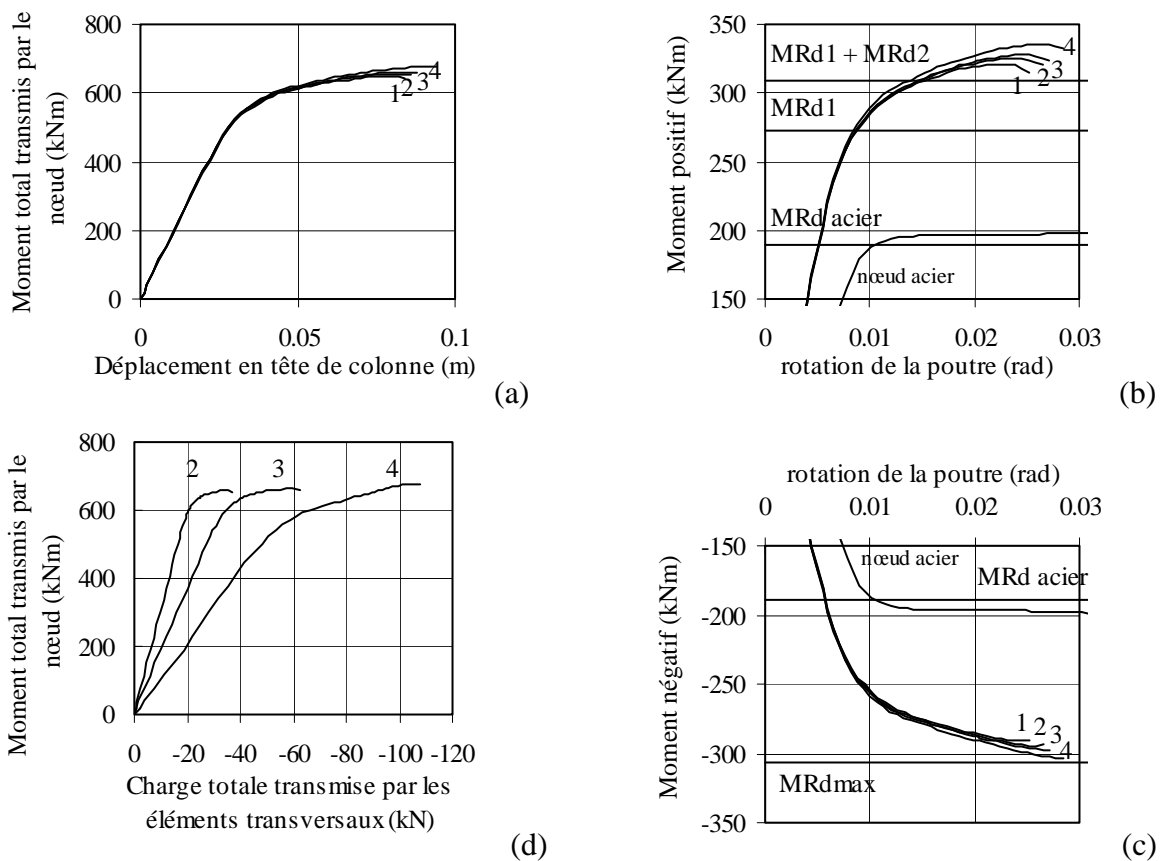


Figure V.6.2 (a) Moment total en fonction du déplacement en tête de colonne
 (b) Moment positif en fonction de la rotation de la poutre
 (c) Moment négatif en fonction de la rotation de la poutre
 (d) Moment total en fonction de la charge totale transmise par les éléments transversaux (goujons ou gros plats)

Pour comprendre pourquoi l'augmentation de moment résultant de l'ajout d'une poutre transversale est faible, on compare l'ordre de grandeur des efforts transmis par les goujons de la poutre transversale et les efforts correspondant aux mécanismes 1 et 2 de compression directe du béton sur la colonne.

Sous le moment positif plastique de 310 kNm calculé avec la largeur effective $b_c + 0.7 h_c$ et correspondant à la résistance des mécanismes 1 et 2, l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure du profilé métallique IPE300 et la compression résultante dans le béton vaut environ 1200 kN. Les efforts maximaux transmis par la poutre transversale valent environ 40 kN pour l'IPE270, 75 kN pour la HEA240 et 110 kN pour l'IPE270 avec gros plats (voir Figure V.6.2.(d)), c'est-à-dire de 30 à 11 fois moins que 1200 kN. En supposant que ces efforts ont les mêmes bras de levier que les efforts des mécanismes de compression directe et qu'ils viennent en addition à ceux-ci, on conclut à une augmentation de l'effort transmis grâce à une poutre transversale de 3, 6 et 9 %, ce qui est trop faible pour améliorer significativement les caractéristiques de résistance de la poutre mixte longitudinale.

Cette situation est aussi liée au fait que la dissipation d'énergie est principalement localisée dans les parties inférieures de la section métallique. Quand la poutre transversale pourrait commencer à jouer un rôle dans le schéma résistant, la semelle inférieure de la section est plastifiée et son écrouissage n'est pas suffisant pour permettre une grande augmentation des efforts transférables au niveau de la dalle. Les forces transmises par la poutre transversale augmentent, mais le moment total transmis par le nœuds est constant— figure V.6.2. (d).

Une autre limite à la charge maximale transférable est la plastification de la semelle supérieure de la poutre transversale dans la section d'encastrement de celle-ci à la colonne. Dans les simulations avec transfert par goujons, aucune plastification n'a été observée. Dans la simulation 4, le transfert des efforts via les plats de la poutre transversale est légèrement différent du transfert via des goujons répartis sur la longueur de la poutre transversale. Les plats raidissent le profilé métallique sur toute sa hauteur et la semelle inférieure de la poutre transversale est alors aussi impliquée dans le transfert des efforts vers la colonne. La force est concentrée au niveau des plats et pas distribuée aux goujons sur une certaine longueur de poutre transversale. Le moment fléchissant correspondant dans la semelle supérieure de la poutre transversale est par conséquent beaucoup plus grand que dans les configurations avec goujons pour un même effort total transmis. On a observé la plastification de la semelle supérieure pour une force transmise de 39 kN et un moment total au nœud de 369 kNm. Ce problème de plastification est cependant secondaire et peut être résolu en choisissant une section plus importante ou un acier à limite d'élasticité plus élevée.

La conclusion de cette première étude est que le rôle de la poutre transversale n'est pas aussi important qu'on aurait pu s'y attendre dans un nœud intérieur, lorsque les poutres sont dimensionnées pour localiser la plastification dans le profilé métallique. La raison est à trouver dans le fait que le mécanisme de résistance via la poutre transversale est de loin plus flexible que le mécanisme impliquant la compression directe du béton sur la colonne ou les bielles de compression inclinées sur les côtés de la colonne (mécanismes 1 et 2). La déformabilité requise pour activer ce troisième mécanisme est si importante que l'écrasement du béton sur le pourtour de la colonne survient avant qu'il ne soit activé. Après écrasement du béton, l'écrouissage de l'acier n'est pas suffisant pour permettre une augmentation significative des efforts transférables au niveau de la dalle.

Le moment plastique élevé observé sous moment positif semble plus dû au confinement qu'à la poutre transversale. Seul un design spécifique, tel que des poutres horizontales encastrées à la colonne et couvrant l'épaisseur de la dalle pourrait réaliser un mécanisme de poutre transversale effectif.

Au point suivant, on étudie un nœud en croix comportant les configurations étudiées pour le nœud en T (cf. §V.4). On compare les résultats obtenus aux résultats ci-dessus, ainsi qu'aux résultats du nœud en T du paragraphe V.4.

V.6.2. Description des configurations étudiées

Les 5 configurations étudiées sont schématisées à la figure V.6.3. Elles correspondent aux nœuds en T étudiés sous moment positif et ont les caractéristiques particulières suivantes :

- configuration "mec1" : la dalle est arrêtée devant la colonne. Il n'y a pas de poutre transversale. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne est de la compression directe (mécanisme 1).
- configuration "mec1+mec2" : la dalle est bétonnée dans la colonne. Il n'y a pas de poutre transversale. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne est possible via la compression directe sur la colonne (mécanisme 1) et via les bielles inclinées sur les côtés de la colonne (mécanisme 2).
- configuration "tb" : il y a une poutre transversale. La colonne est isolée de la dalle. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne ne peut se faire que par la poutre transversale (mécanisme 3).
- configuration "tb+mec1" : il y a une poutre transversale. Il n'y a pas de béton entre les ailes de la colonne. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne peut se faire par compression directe de la dalle sur la colonne (mécanisme 1) et par la poutre transversale (mécanisme 3).
- configuration "tb+mec1+mec2" : il y a une poutre transversale. La dalle est continue autour la colonne. Le transfert d'effort de la dalle à la colonne peut se faire via les 3 mécanismes.

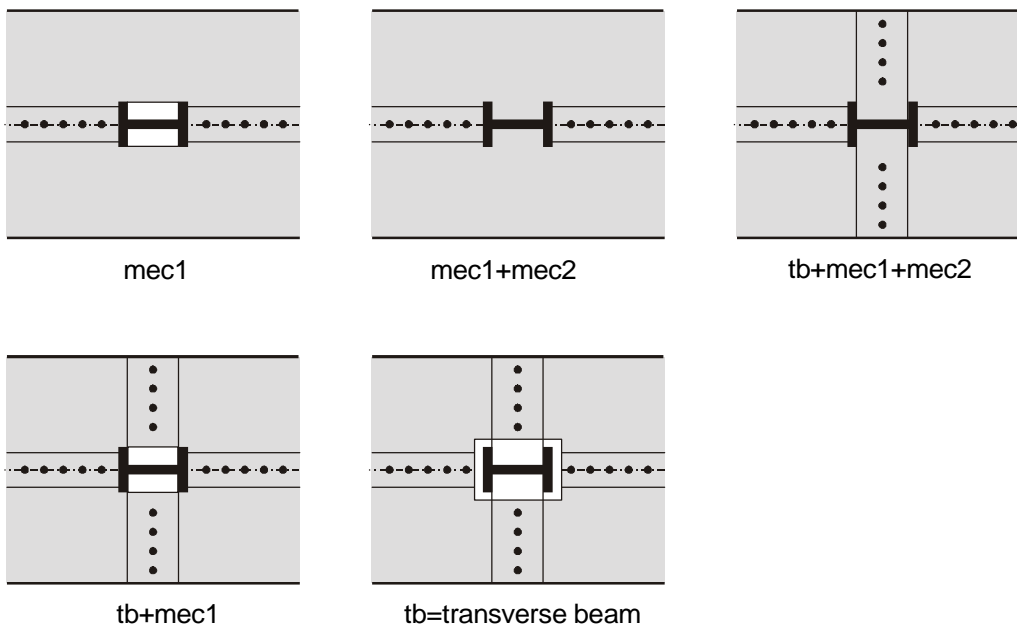
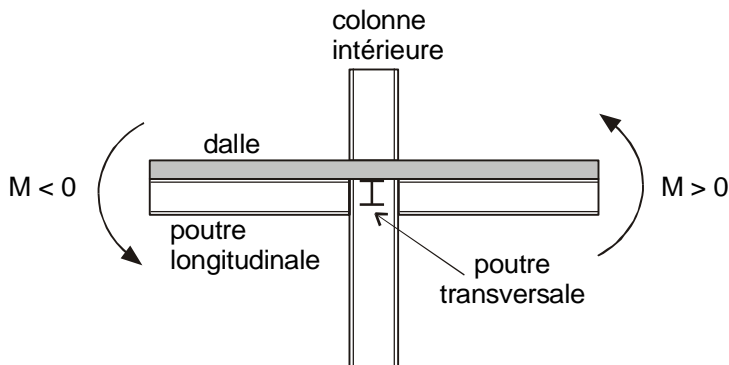


Figure V.6.3 Configurations de nœud intérieur étudiées

V.6.3. Etude non linéaire – comparaison des différentes configurations

On étudie l'influence sur le comportement global non linéaire de la poutre des paramètres suivants :

- la résistance de la dalle vis-à-vis de la résistance du profilé métallique
- la prise en compte des bielles ancrées sur les côtés de la colonne
- la poutre transversale

Contrairement aux modélisations présentées au point V.6.1, l'écroûissage n'est pas pris en compte, afin de pouvoir comparer les résultats du nœud en croix aux résultats du nœud en T_é. Les sections mixtes étudiées sont composées d'un IPE300 couvert d'une dalle d'épaisseur totale 120 mm.

Dans un cas, on considère une dalle de "forte" résistance vis-à-vis du profil métallique, c'est-à-dire une dalle pleine de 120 mm d'épaisseur, de résistance à la compression f_c égale à 30 N/mm² associée à une poutrelle de limite d'élasticité f_y égale à 300 N/mm² (notation 120-30-300). Dans un second cas, on considère une dalle de "faible" résistance vis-à-vis du profil métallique, c'est-à-dire une dalle mixte d'épaisseur totale 120 mm dont 72 mm sur une tôle profilée de 48 mm de hauteur, de résistance à la compression f_c égale à 20 N/mm² associée à une poutrelle de limite d'élasticité f_y égale à 400 N/mm² (notation 72-20-400).

Les caractéristiques de traction des 2 dalles sont : une résistance à la traction f_t du béton égale 1/10 de la résistance à la compression, soit 3 N/mm² pour la dalle "forte" de $f_c = 30$ N/mm² et 2 N/mm² pour la dalle "faible" de $f_c = 20$ N/mm², des armatures longitudinales et transversales correspondant à un treillis $\phi 10 \times 150 \times 150$ (coque équivalente d'épaisseur 0.524 mm) et de limite d'élasticité f_s égale à 500 N/mm².

Deux poutres transversales sont testées : la poutre transversale à simples parois ($t_f=10.2$ mm, $b_f=135$ mm) et simple concentration de goujons (notation tbs) et la poutre transversale à doubles parois ($t_f=20.4$ mm, $b_f=202.5$ mm) et double concentration de goujons autour de la colonne (notation tbdd).

On résume l'ensemble des combinaisons de poutre longitudinale et poutre transversale considérées dans les calculs numériques et leur notation au tableau V.6.2.

Tableau V.6.2. Notations utilisées dans les figures et tableaux de résultats

Poutres longitudinales	120-30-300 (dalle forte)	$d_{slab\ eff} = 120$ mm $f_c = 30$ N/mm ² $f_y = 300$ N/mm ²
	72-20-400 (dalle faible)	$d_{slab\ eff} = 72$ mm (sur 48 mm de tôle profilée) $f_c = 20$ N/mm ² $f_y = 400$ N/mm ²
Poutres transversales	tbs	s = simples parois, simple concentration de goujons $t_f=10.2$ mm, $b_f=135$ mm, 7 goujons
	tbdd	dd = doubles parois, double concentration de goujons $t_f=20.4$ mm, $b_f=202.5$ mm, 14 goujons

Analyse du comportement global de la poutre mixte avec "dalle forte" (120-30-300)

A la figure V.6.4, on présente pour les 4 configurations mec1, mec1+mec2, tb+mec1 et tb+mec1+mec2, 3 diagrammes moment-rotation relatifs au nœud :

-un diagramme donnant la somme des moments dans les 2 poutres du nœud divisée par la hauteur de la colonne ($(M^+ + |M^-|)/h$), autrement dit la réaction horizontale aux extrémités de la colonne, en fonction de la rotation des poutres, qui donne une bonne estimation de la capacité totale du nœud. On rappelle que la rotation des poutres est la rotation totale de la poutre intégrée sur la longueur de la console (voir figure II.2.4. et figure IV.1.16)

-un diagramme moment positif- rotation, qui donne le comportement de la poutre mixte sous moment positif, et

-un diagramme moment négatif- rotation, qui donne le comportement de la poutre mixte sous moment négatif,

On déduit les valeurs de moments et de rotations suivants :

-le moment maximum numérique $M_{\max \text{ num}}$, correspondant soit à un "pic" de moment, soit au moment maximum convergé

-le moment plastique numérique $M_{\text{plas num}}$, correspondant à l'intersection de la droite élastique et d'une droite d'écroûissage. La pente de la droite d'écroûissage n'est pas prise égale au dixième de la pente élastique, car la concordance de la courbe bi-linéaire ainsi obtenue et de la courbe numérique est trop mauvaise. La pente de la droite d'écroûissage est adaptée pour chaque courbe moment-rotation particulière.

Outre les courbes numériques, on trace dans les diagrammes des lignes horizontales qui correspondent aux moments plastiques résistants M_{Rd} calculés à partir des largeurs effectives utilisées pour le calcul des moments plastiques résistants des nœuds en Tê, c'est-à-dire :

- sous $M > 0$ $b_{\text{eff}} = b_c$ pour mec1
- $b_{\text{eff}} = b_c + 0.7 h_c$ pour mec1+mec2
- $b_{\text{eff}} = 0.3 L_{\text{console}}$ pour tb+ mec1+mec2
- sous $M < 0$ $b_{\text{eff}} = 0.5 L_{\text{console}}$

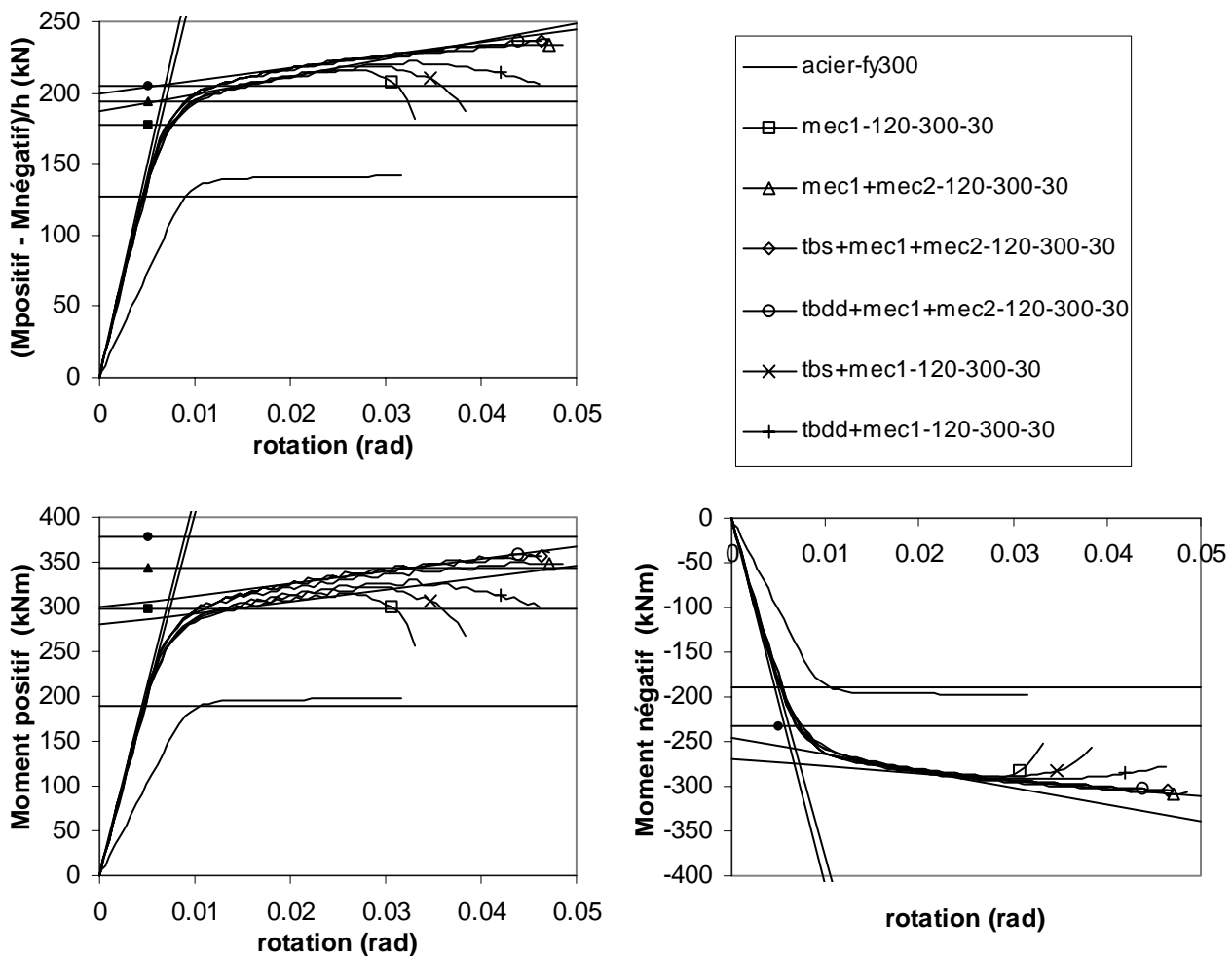


Figure V.6.4 Courbes moment-rotation des poutres du nœud mixte avec dalle forte
 $d_{\text{slab}} = 120 \text{ mm}$, $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$

On reporte au tableau V.6.3 les moments numériques plastique et maximum de chaque configuration, ainsi que les rotations correspondantes, et on les compare par les ratios $M_{\max \text{ num}}/M_{\text{plas num}}$ et $\phi_{\max \text{ num}}/\phi_{\text{plas num}}$. Toutes configurations confondues, le rapport du moment maximum au moment plastique reste inférieur à 1.2, ce qui indique que la méthode utilisée pour déterminer le moment plastique est raisonnablement bonne. Le rapport de la rotation correspondant au moment maximum à la rotation correspondant au moment plastique donne une idée de la ductilité de la poutre. La ductilité sous moment positif est plus faible que la ductilité sous moment négatif. Elle varie entre 3.50 et 6.36 sous moment positif et entre 4.10 et 7.24 sous moment négatif; les plus faibles valeurs correspondent aux configurations où le contact à la colonne se fait uniquement via la compression directe sur la face de la colonne avec ou sans poutre transversale ((tb+)mec1) et les plus grandes valeurs correspondant aux configurations où il y a du béton dans les ailes de la colonne ((tb+)mec1+mec2).

C'est manifestement ce béton qui apporte l'augmentation significative de ductilité.

Tableau V.6.3 Poutre à dalle forte (120-30-300). Comparaison des moments plastique et maximum numériques, ainsi que les rotations correspondantes dans chaque configuration

Configuration		$M_{\text{plas num}}$	ϕ ($M_{\text{plas num}}$)	$M_{\max \text{ num}}$	ϕ ($M_{\max \text{ num}}$)	$M_{\max \text{ num}}/M_{\text{plas num}}$	$\mu = \phi_{\max \text{ num}}/\phi_{\text{plas num}}$
		kNm	rad	KNm	rad		
Pas de poutre transversale, pas de béton dans les ailes de la colonne	M^+	290	0.0072	315	0.0252	1.09	3.50
	M^-	258	0.0068	291	0.0279	1.13	4.10
	$(M^+ + M^-)/h$	196	0.0071	216	0.0279	1.10	3.93
Pas de poutre transversale, béton dans les ailes de la colonne	M^+	305	0.0072	350	0.0431	1.15	5.99
	M^-	276	0.0067	309	0.0485	1.12	7.24
	$(M^+ + M^-)/h$	206	0.0069	234	0.0485	1.14	7.03
Poutre transversale à parois épaisses, béton dans les ailes de la colonne	M^+	309	0.0073	362	0.0464	1.17	6.36
	M^-	276	0.0067	305	0.0471	1.11	7.03
	$(M^+ + M^-)/h$	206	0.0069	238	0.0471	1.16	6.83
Poutre transversale à parois standards, béton dans les ailes de la colonne	M^+	309	0.0073	358	0.0451	1.16	6.18
	M^-	276	0.0067	304	0.0464	1.10	6.93
	$(M^+ + M^-)/h$	206	0.0069	236	0.0464	1.15	6.72
Poutre transversale à parois épaisses, béton devant la colonne	M^+	293	0.0073	330	0.0325	1.13	4.45
	M^-	265	0.0070	292	0.0332	1.10	4.74
	$(M^+ + M^-)/h$	196	0.0071	222	0.0332	1.13	4.68
Poutre transversale à parois standards, béton devant la colonne	M^+	291	0.0072	322	0.0272	1.11	3.78
	M^-	265	0.0070	290	0.0299	1.09	4.27
	$(M^+ + M^-)/h$	196	0.0071	218	0.0299	1.11	4.21

On reporte au tableau V.6.4 les moments numériques plastique et maximum de chaque configuration et on les compare aux moments plastiques de référence déduits des calculs de moments résistants utilisant les largeurs effectives données ci-dessus.

Tableau V.6.4 Poutre à dalle forte (120-30-300). Comparaison des moments plastiques de calcul aux moments plastiques numérique et aux moments maximum numériques.

Configuration		M_{Rd}	$M_{plas\ num}$	$M_{Rd} / M_{plas\ num}$	$M_{max\ num}$	$M_{Rd} / M_{max\ num}$
		kNm	kNm		kNm	
Pas de poutre transversale, pas de béton dans les ailes de la colonne	M^+	298	290	1.03	315	0.95
	M^-	232	258	0.90	291	0.80
	$(M^+ + M^-) / h$	178	196	0.91	216	0.82
Pas de poutre transversale, béton dans les ailes de la colonne	M^+	344	305	1.13	350	0.98
	M^-	232	276	0.84	309	0.75
	$(M^+ + M^-) / h$	194	206	0.94	234	0.83
Poutre transversale à parois épaisses, béton dans les ailes de la colonne	M^+	378	309	1.22	362	1.04
	M^-	232	276	0.84	305	0.76
	$(M^+ + M^-) / h$	205	206	1.00	238	0.86
Poutre transversale à parois standards, béton dans les ailes de la colonne	M^+	378	309	1.22	358	1.06
	M^-	232	276	0.84	304	0.76
	$(M^+ + M^-) / h$	205	206	1.00	236	0.87

La comparaison donne les résultats suivants:

- les valeurs des largeurs effectives considérées pour évaluer le moment plastique positif et qui donnent de bons résultats dans le cas de nœuds extérieurs, donnent des moments plastiques positifs résistants trop grands dans le cas du nœud intérieur. Comme on travaille sans écrouissage pour l'acier de la poutrelle métallique, on pourrait comparer que les moments plastiques résistants aux moments maximum numériques. Dans le cas des configurations mec1 et mec1+mec2, les moments plastiques de référence restent inférieurs aux moments maximum numériques. Dans le cas où l'on a une poutre transversale, les moments plastiques de référence sont supérieurs aux moments maximum numériques et surestiment réellement les capacités de la poutre en flexion positive.
- les valeurs des largeurs effectives considérées pour évaluer le moment plastique négatif résistant donnent des moments plastiques trop faibles.
- globalement, la somme des moments positif et négatif plastiques de référence correspond bien à la somme des moments plastiques positif et négatif déduit de la courbe globale numérique. La capacité totale du nœud est bien évaluée sur base d'un moment positif surestimé et d'un moment négatif sous-estimé. Il n'est pas étonnant d'arriver à ces conclusions en sachant que les valeurs de largeurs effectives utilisées dans le cas de la poutre qui inclut béton sur la semelle, béton dans les ailes de la colonne et poutre transversale ont été déduites des essais sur la structure 3D testée à Ispra où l'on sait que la calibration sur nœud intérieur était une calibration globale sur la somme totale des moments aux nœuds.
- le modèle utilisé devrait être amélioré pour permettre de mieux quantifier les paramètres qui déterminent le taux de répartition du moment total au nœud entre le moment négatif et le moment positif. Les tests réalisés avec le modèle actuel, faisant varier le pourcentage d'armatures longitudinales, ne donnent pas satisfaction et demandent des développements additionnels que nous laissons pour un travail futur.

Analyse du comportement global de la poutre mixte avec "dalle faible" (72-20-400)

On effectue le même traitement des résultats pour la poutre avec dalle faible que pour la poutre avec dalle forte. La seule différence réside dans l'évaluation du moment plastique numérique $M_{plas\ num}$ que l'on établit en prenant l'intersection de la droite élastique et d'une

droite d'écroûissage de pente égale au dixième de la pente élastique. Cela se justifie par le fait que l'on n'a pas de courbe clairement bi-linéaire, mais des courbes d'abord linéaires qui atteignent un maximum, puis décroissent.

Les courbes moment – rotation sont données à la figure V.6.5 : on présente les capacités totales du nœud en terme de la somme des moments positif d'un côté et négatif de l'autre côté de la colonne, et le comportement de la poutre mixte sous moment positif et sous moment négatif, dans les 4 configurations mec1, mec1+mec2, tb+mec1 et tb+mec1+mec2.

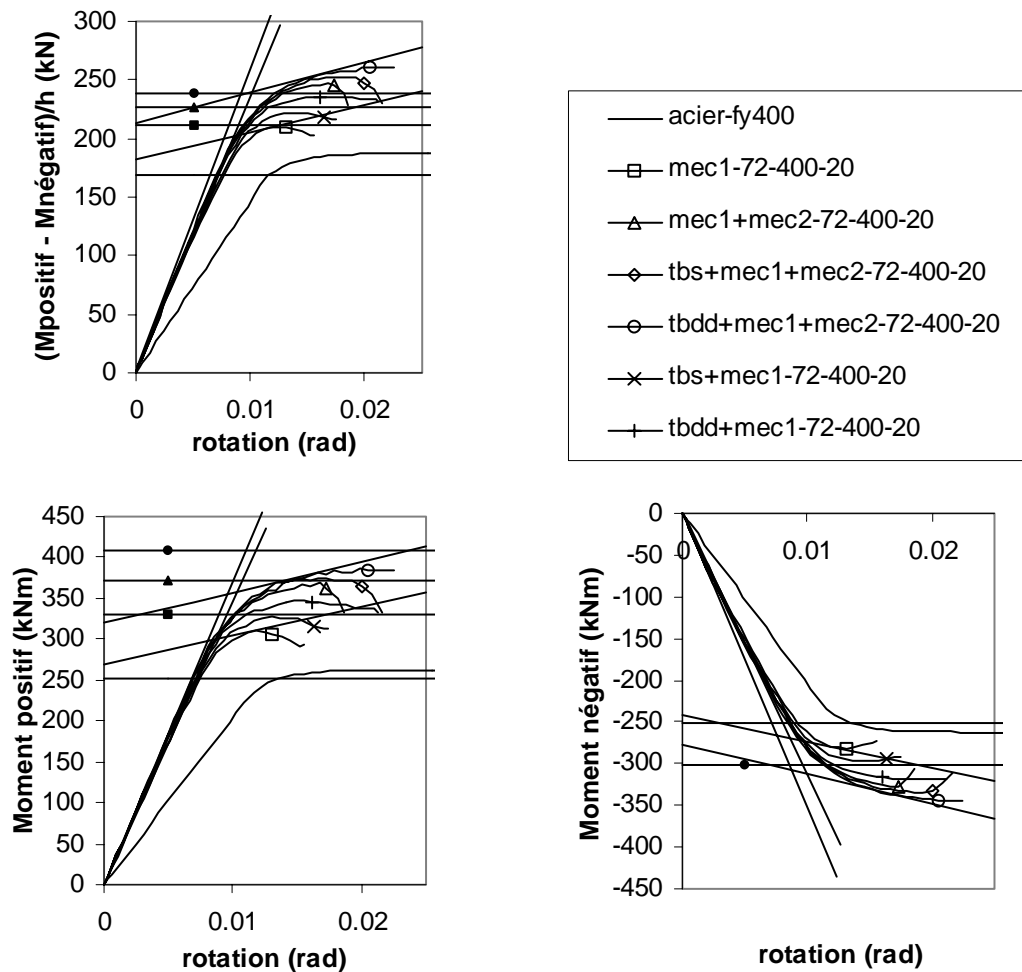


Figure V.6.5 Courbes moment-rotation des poutres du nœud mixte avec dalle faible
 $d_{slab} = 72 \text{ mm}$ sur un sheeting de 48 mm , $f_c = 20 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$

On reporte au tableau V.6.5 les moments numériques plastique et maximum de chaque configuration, ainsi que les rotations correspondantes, et on les compare entre eux. Toutes configurations confondues, le rapport du moment maximum au moment plastique reste inférieur à 1.12, ce qui indique que la méthode utilisée pour déterminer le moment plastique est bonne. La ductilité $\phi_{max}/\phi_{plas \text{ num}}$ sous moment positif est plus faible que la ductilité sous moment négatif. Elle varie entre 1.36 et 2.06 sous moment positif et entre 1.54 et 2.59 sous moment négatif; les plus faibles valeurs correspondent à la configuration où le contact à la colonne se fait uniquement via la compression directe sur la face de la colonne (mec1) et les plus grandes valeurs correspondent à la configuration où il y a du béton dans les ailes de la colonne et une poutre transversale rigide (tbdd+mec1+mec2). Les valeurs de ductilité sont

beaucoup plus faibles que dans le cas de la poutre à dalle forte, mais l'influence des poutres transversales est plus marquée.

On reporte au tableau V.6.6 les moments numériques plastique et maximum de chaque configuration et on les compare aux moments plastiques de référence déduits des calculs classiques utilisant les largeurs effectives.

Tableau V.6.5 Poutre à dalle faible (72-20-400). Comparaison des moments plastiques et maximaux numériques, ainsi que les rotations correspondantes dans chaque configuration

Configuration		$M_{\text{plas num}}$	ϕ ($M_{\text{plas num}}$)	$M_{\text{max num}}$	ϕ ($M_{\text{max num}}$)	$M_{\text{max num}}/M_{\text{plas num}}$	$\mu = \phi_{\text{max num}}/\phi_{\text{plas num}}$
		kNm	rad	KNm	rad		
Pas de poutre transversale, pas de béton dans les ailes de la colonne	M^+	300	0.0087	310	0.0118	1.03	1.36
	M^-	269	0.0085	282	0.0131	1.05	1.54
	$(M^+ + M^-)/h$	202	0.0086	210	0.0131	1.04	1.52
Pas de poutre transversale, béton dans les ailes de la colonne	M^+	344	0.0094	368	0.0167	1.07	1.78
	M^-	301	0.0087	327	0.0167	1.09	1.92
	$(M^+ + M^-)/h$	230	0.0091	248	0.0167	1.08	1.84
Poutre transversale à parois épaisses, béton dans les ailes de la colonne	M^+	356	0.0096	385	0.0198	1.08	2.06
	M^-	309	0.0087	345	0.0225	1.12	2.59
	$(M^+ + M^-)/h$	237	0.0092	260	0.0225	1.10	2.45
Poutre transversale à parois standards, béton dans les ailes de la colonne	M^+	350	0.0096	375	0.0166	1.07	1.73
	M^-	304	0.0087	334	0.0186	1.10	2.14
	$(M^+ + M^-)/h$	234	0.0092	252	0.0186	1.08	2.02
Poutre transversale à parois épaisses, béton devant la colonne	M^+	328	0.0092	348	0.0148	1.06	1.61
	M^-	294	0.0090	318	0.0188	1.08	2.09
	$(M^+ + M^-)/h$	222	0.0091	236	0.0188	1.06	2.07
Poutre transversale à parois standards, béton devant la colonne	M^+	313	0.0090	327	0.0130	1.04	1.44
	M^-	281	0.0088	297	0.0143	1.06	1.63
	$(M^+ + M^-)/h$	212	0.0089	222	0.0143	1.05	1.61

Tableau V.6.6 Poutre à dalle faible (72-20-400). Comparaison des moments plastiques de calcul aux moments plastiques numérique et aux moments maximum numériques.

Configuration		M_{Rd}	$M_{\text{plas num}}$	$M_{\text{Rd}}/M_{\text{plas num}}$	$M_{\text{max num}}$	$M_{\text{Rd}}/M_{\text{max num}}$
		kNm	kNm		kNm	
Pas de poutre transversale, pas de béton dans les ailes de la colonne	M^+	329	300	1.10	310	1.06
	M^-	302	269	1.12	282	1.07
	$(M^+ + M^-)/h$	212	202	1.05	210	1.01
Pas de poutre transversale, béton dans les ailes de la colonne	M^+	371	344	1.08	368	1.01
	M^-	302	301	1.00	327	0.92
	$(M^+ + M^-)/h$	226	230	0.98	248	0.91
Poutre transversale à parois épaisses, béton dans les ailes de la colonne	M^+	408	356	1.15	385	1.06
	M^-	302	309	0.98	345	0.88
	$(M^+ + M^-)/h$	239	237	1.01	260	0.92
Poutre transversale à parois standards, béton dans les ailes de la colonne	M^+	408	350	1.17	375	1.09
	M^-	302	304	0.99	334	0.90
	$(M^+ + M^-)/h$	239	234	1.02	252	0.95

La comparaison donne les résultats suivants:

- les valeurs des largeurs effectives considérées pour évaluer le moment plastique positif donnent des moments plastiques trop grands. Dans tous les cas, les moments plastiques de référence sont supérieurs aux moments maximum numériques et surestiment réellement les capacités de la poutre en flexion positive.
- les valeurs des largeurs effectives à considérer pour évaluer le moment plastique négatif donnent de bons moments plastiques négatifs, sauf dans le cas mec1 où seul le béton comprimé de la colonne est présent.
- globalement, la somme des moments positif et négatif plastiques de référence surestime légèrement (max 5 %) la somme des moments positif et négatif numériques. La capacité totale du nœud est moins bien évaluée que dans le cas de la poutre à dalle forte. Il n'est pas étonnant d'arriver à ces conclusions si l'on sait que les valeurs de largeurs effectives utilisées ont été déduites des essais sur la structure 3D testée à Ispra où la dalle était dimensionnée de telle manière que toute la plastification se localisait dans la poutrelle métallique (poutres à dalle forte).

Dans le cas d'une poutre à dalle faible, l'apport de la poutre transversale existe, tant du point de vue de la résistance que du point de vue de la ductilité. La présence d'une poutre transversale est d'ailleurs le seul moyen de pouvoir ductiliser la poutre, mais sans atteindre des valeurs de ductilité très élevées (2.6 max) et pour des rotations absolues qui restent relativement faibles (max 0.023 rad).

Comparaison des résultats de poutres avec dalle forte et faible. Comparaison des configurations.

On visualise les différences de comportement entre la poutre mixte à dalle faible et la poutre mixte à dalle forte à la figure V.6.6.

La poutre à dalle forte est plus ductile que la poutre à dalle faible. L'apport du béton entre les ailes de la colonne est important pour l'amélioration de la ductilité de la poutre. L'apport de la poutre transversale est nul quand il y a du béton entre les ailes de la colonne.

La poutre à dalle faible est moins ductile que la poutre à dalle forte. L'apport du béton entre les ailes de la colonne est important pour l'accroissement de résistance (principalement) et pour l'amélioration de la ductilité de la poutre. L'apport de la poutre transversale n'est pas nul. Elle améliore la ductilité quand il y a du béton entre les ailes de la colonne.

Les poutres transversales jouent dans le cas d'une poutre à dalle faible un rôle plus grand que dans le cas d'une poutre à dalle forte.

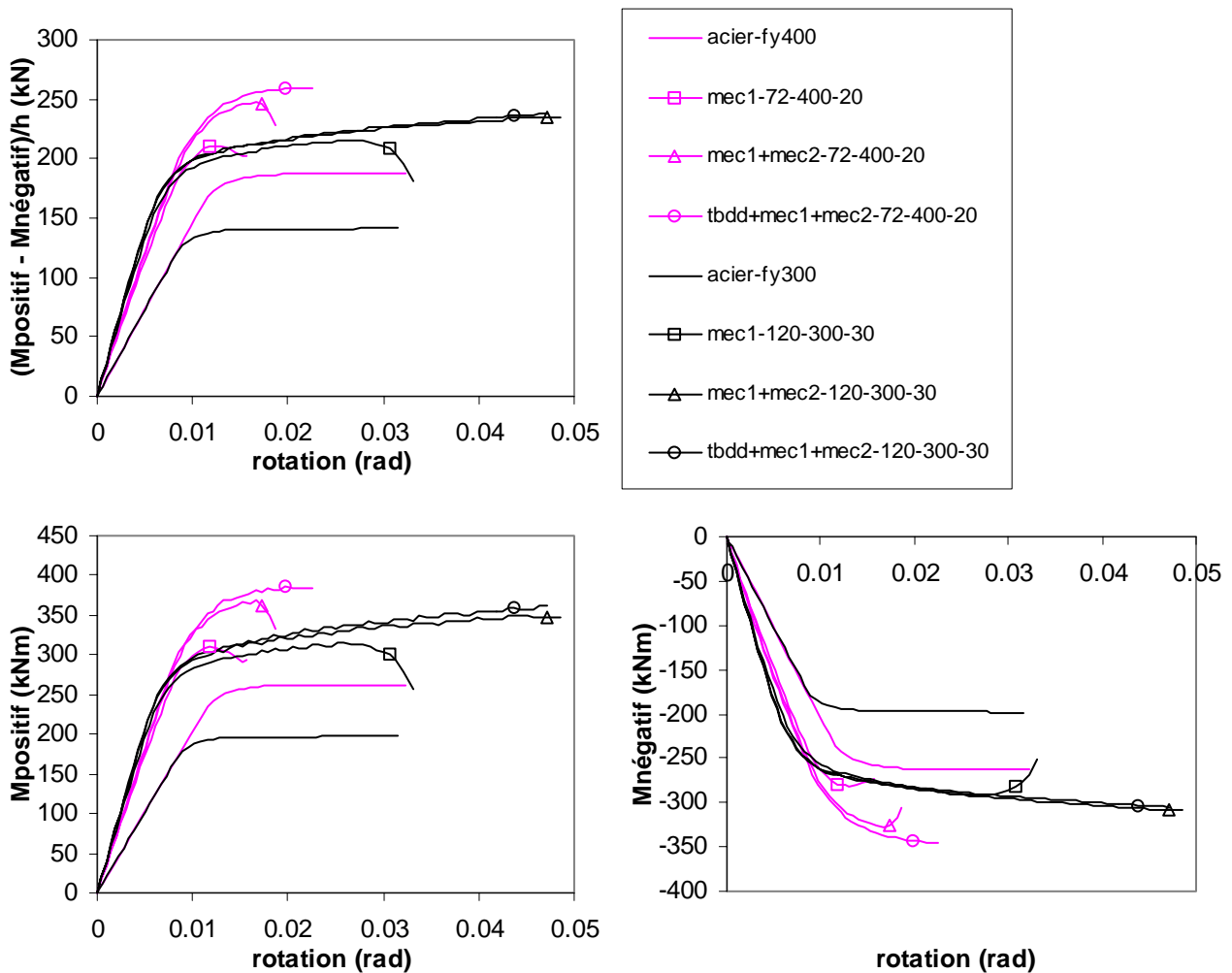


Figure V.6.6 Comparaison des courbes moment-rotation des poutres des nœuds mixtes avec dalle forte et avec dalle faible.

Au tableau V.6.7, on compare les moments numériques des différentes configurations de poutre à dalle forte pour chiffrer l'apport de la poutre transversale ou l'apport du béton situé entre les ailes de la colonne.

Sous moment positif :

- dans le cas où il n'y a pas de béton dans les ailes de la colonne, mais seulement transfert par compression sur la semelle de la colonne, l'ajout de béton entre les ailes de la colonne apporte résistance et ductilité additionnelles à la poutre (augmentation de 5 % du moment plastique, de 11 % du moment maximum et de 71 % de la ductilité).
- dans le cas où il n'y a pas de béton dans les ailes de la colonne, l'ajout d'une poutre transversale n'apporte pas de résistance supplémentaire significative à la poutre (augmentation de 1 % du moment plastique, de 5 % du moment maximum). Elle apporte d'autant plus de ductilité qu'elle est rigide et résistante (augmentation de 27 % dans le cas de la poutre transversale à doubles parois pour une augmentation de 8 % dans le cas de la poutre transversale à simples parois).
- dans le cas où l'on a du béton dans les ailes de la colonne, il n'y a pas d'apport de la poutre transversale à la résistance flexionnelle positive de la poutre ; même en terme de ductilité, l'apport de la poutre transversale est faible (augmentation de 6 % dans le cas de la poutre transversale à parois épaisses pour une augmentation de 3 % dans le cas de la poutre transversale à parois standards).

Sous moment négatif et pour le comportement global du nœud:

Les tendances sont identiques, mais les différences entre les courbes moment négatif – rotation et les différences entre les courbes de la somme des moments sont moindres qu'entre les courbes du moment positif. Le paramètre significativement modifié est la ductilité qui est améliorée quand on ajoute le béton entre les ailes de la colonne.

Tableau V.6.7 Poutre à dalle forte (120-30-300). Comparaison des résultats numériques d'une configuration à l'autre.

Configuration		M _{plas num}	φ _{plas num}	M _{max num}	φ _{max num}	μ
Apport du béton entre les ailes de la colonne, pas de poutre transversale	M+	+5 %	0	+11 %	+71 %	+71 %
	M-	+7 %	-1 %	+6 %	+74 %	+76 %
	Mtot	+5 %	-3 %	+8 %	+74 %	+79 %
Apport de la poutre transversale à parois épaisses, pas de béton entre les ailes de la colonne	M+	+1 %	+1 %	+5 %	+29 %	+27 %
	M-	+3 %	+3 %	0	+19 %	+16 %
	Mtot	0	0	+3 %	+19 %	+19 %
Apport de la poutre transversale à parois standards, pas de béton entre les ailes de la colonne	M+	0	0	+2 %	+8 %	+8 %
	M-	+3 %	+3 %	0	+7 %	+7 %
	Mtot	0	0	+1 %	+7 %	+4 %
Apport de la poutre transversale à parois épaisses, présence de béton entre les ailes de la colonne	M+	+1 %	+1 %	+3 %	+8 %	+6 %
	M-	0	0	-1 %	-3 %	-3 %
	Mtot	0	0	+2 %	-3 %	-3 %
Apport de la poutre transversale à parois standards, présence de béton entre les ailes de la colonne	M+	+1 %	+1 %	+2 %	+5 %	+3 %
	M-	0	0	-2 %	-4 %	-4 %
	Mtot	0	0	+1 %	-4 %	-4 %

Tableau V.6.8 Poutre à dalle faible (72-20-400). Comparaison des résultats numériques d'une configuration à l'autre.

Configuration		M _{plas num}	φ _{plas num}	M _{max num}	φ _{max num}	μ
Apport du béton entre les ailes de la colonne, pas de poutre transversale	M+	+15 %	+8 %	+19 %	+42 %	+31 %
	M-	+12 %	+2 %	+16 %	+27 %	+25 %
	Mtot	+14 %	+6 %	+18 %	+27 %	+20 %
Apport de la poutre transversale à parois épaisses, pas de béton entre les ailes de la colonne	M+	+9 %	+6 %	+12 %	+25 %	+19 %
	M-	+9 %	+6 %	+13 %	+44 %	+36 %
	Mtot	+10 %	+6 %	+12 %	+44 %	+36 %
Apport de la poutre transversale à parois standards, pas de béton entre les ailes de la colonne	M+	+4 %	+3 %	+5 %	+10 %	+6 %
	M-	+4 %	+4 %	+5 %	+9 %	+5 %
	Mtot	+5 %	+3 %	+6 %	+9 %	+5 %
Apport de la poutre transversale à parois épaisses, présence de béton entre les ailes de la colonne	M+	+3 %	+2 %	+5 %	+19 %	+16 %
	M-	+3 %	0	+6 %	+35 %	+35 %
	Mtot	+3 %	+1 %	+5 %	+35 %	+33 %
Apport de la poutre transversale à parois standards, présence de béton entre les ailes de la colonne	M+	+2 %	+2 %	+2 %	-1 %	-3 %
	M-	+3 %	0	+6 %	+35 %	+35 %
	Mtot	+2 %	+1 %	+2 %	+11 %	+10 %

Au tableau V.6.8, on compare les moments numériques entre les différentes configurations de poutre à dalle faible pour chiffrer l'apport de la poutre transversale ou l'apport du béton situé entre les ailes de la colonne.

Sous moment positif :

- dans le cas où il n'y a pas de béton dans les ailes de la colonne, mais seulement transfert par compression sur la semelle de la colonne, l'ajout de béton entre les ailes de la colonne apporte résistance et ductilité additionnelles à la poutre (augmentation de 15 % du moment plastique, de 19 % du moment maximum et de 42 % de la ductilité).
- dans le cas où il n'y a pas de béton dans les ailes de la colonne, l'ajout d'une poutre transversale apporte de la résistance supplémentaire à la poutre (augmentation de 9 % du moment plastique dans le cas de la poutre transversale à doubles parois). Elle apporte de la ductilité, d'autant plus qu'elle est rigide et résistante (augmentation de 25 % dans le cas de la poutre transversale à doubles parois pour une augmentation de 10 % dans le cas de la poutre transversale à simples parois).
- dans le cas où l'on a du béton dans les ailes de la colonne, l'apport de la poutre transversale à la résistance flexionnelle positive de la poutre est plus faible que quand il n'y en a pas (max 3 %); en terme de ductilité, l'apport de la poutre transversale est important dans le cas de la poutre transversale à parois épaisses (19 %) et faible dans le cas de la poutre transversale à parois standards (-1%).

Sous moment négatif et pour le comportement global du nœud :

Les tendances sont identiques, mais les différences entre les courbes moment négatif – rotation et les différences entre les courbes de la somme des moments sont moindres qu'entre les courbes du moment positif. Le paramètre significativement modifié est la ductilité qui est améliorée quand on ajoute le béton entre les ailes de la colonne et quand on ajoute une poutre transversale. L'augmentation de ductilité est comparable dans les 20 cas.

Efforts membranaires longitudinaux transmis à la colonne dans les différentes configurations

La figure V.6.7 montre explicitement l'augmentation des efforts membranaires transmis à la colonne grâce à une poutre transversale et/ou au béton situé dans les ailes de la colonne. On y représente pour les différentes configurations les efforts de dalle totaux, qui correspondent à la somme des efforts transmis par les goujons des poutres transversales et des efforts transmis directement à la colonne, en fonction de la rotation de la poutre. Le tableau V.6.9 extrait de ces courbes les efforts membranaires maximaux et les compare.

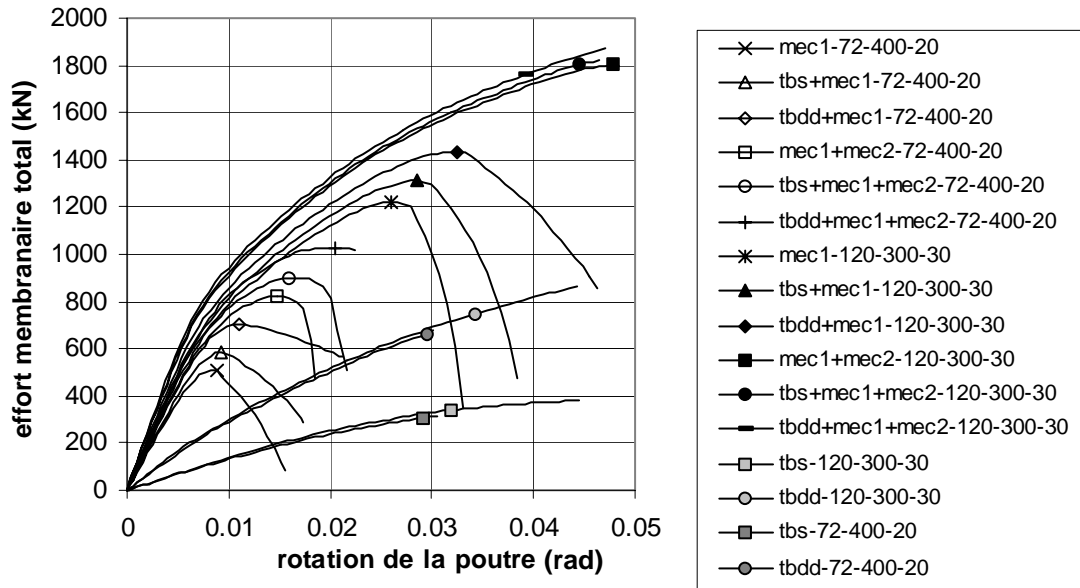


Figure V.6.7 Courbes des efforts membranaires longitudinaux totaux transmis à la colonne en fonction de la rotation de la poutre pour toutes les configurations.

Tableau V.6.9 Comparaison des efforts membranaires totaux entre les différentes configurations. Comparaison des augmentations des efforts membranaires et des moments totaux correspondants.

Configuration	Poutre à dalle forte			Poutre à dalle faible		
	$F_{\text{membranaire MAX}}$ (kN)	$F_{\text{membranaire}}$ (configX/configY-1)*100 %	$M_{\text{max num total}}$	$F_{\text{membranaire MAX}}$ (kN)	$F_{\text{membranaire}}$ (configX/configY-1)*100 %	$M_{\text{max num total}}$
Mec1	1222	-	-	506	-	-
Mec1+mec2 /mec1	1806	+48 %	+8 %	824	+63 %	+18 %
Tbdd+mec1 /mec1	1432	+17 %	+3 %	707	+40 %	+12 %
Tbs+mec1 /mec1	1310	+7 %	+1 %	587	+16 %	+6 %
Tbdd+mec1+mec2 /mec1+mec2	1876	+4 %	+2 %	1029	+25 %	+5 %
Tbs+mec1+mec2 /mec1+mec2	1822	+1 %	+1 %	901	+9 %	+2 %

Dans le cas de la poutre à dalle faible, la poutre transversale est active, qu'il y ait ou non du béton entre les ailes de la colonne. Dans les 2 cas, l'augmentation en valeur absolue des efforts membranaires est égale quand on ajoute une poutre transversale(+tbs=+80 kN ; +tbdd = 125 kN). Il est intéressant de signaler que l'effort de plastification totale du profilé métallique est égal à 2150 kN, valeur largement supérieure au 1029 kN transmis pas la dalle. La plastification n'est pas localisée dans le profilé.

Dans le cas de la poutre à dalle forte, la poutre transversale n'est pas active si l'on a du béton dans les ailes de la colonne. C'est le béton entre les ailes de la colonne qui contribue à l'augmentation significative des efforts membranaires transmis (48 %). L'effort de plastification totale du profilé métallique est ici égal à 1600 kN, valeur inférieure au 1800 kN transmis pas la dalle. La plastification est localisée dans le profilé.

Les diagrammes qui isolent la contribution des goujons à l'effort membranaire total montrent aussi clairement l'inefficacité de la poutre transversale dans le cas des poutres mixtes avec béton entre les ailes de la colonne, dimensionnées pour localiser la plastification dans le profilé métallique. A la figure V.6.8, on représente la résultante des efforts transmis par les

goujons des poutres transversales et sa position par rapport à l'encastrement de la poutre transversale dans la colonne.

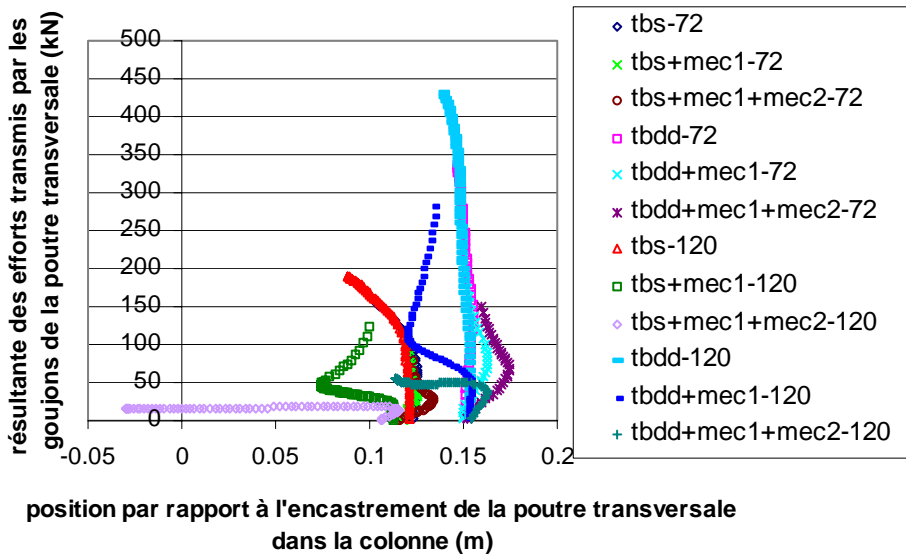


Figure V.6.8 Résultante et position de la résultante des efforts membranaires longitudinaux transmis par les goujons de la poutre transversale dans tous les cas étudiés.

On observe les 2 cas où la poutre transversale n'est pas activée : la résultante est faible et constante quand le chargement croît. Ce sont les cas de poutre à dalle forte (120) qui englobent les 3 possibilités de transfert d'efforts de dalle (tb+mec1+mec2). On le voit aussi à la figure V.6.9 où l'on donne la répartition des efforts transmis par les goujons pour un déplacement imposé de 5 cm. Les goujons des poutres transversales de tbdd+mec1+mec2-120 et tbs+mec1+mec2-120 transmettent des efforts très faibles par rapport aux configurations où seule la poutre transversale est active.

Quand la poutre transversale est le seul moyen de transférer des efforts de dalle, la résultante est par contre importante. Quand il y a possibilité de transfert direct via la colonne, la résultante est moins importante, mais elle croît toujours avec le chargement, ce qui signifie que si le transfert via une compression directe diminue, la poutre transversale prend en quelque sorte le relais.

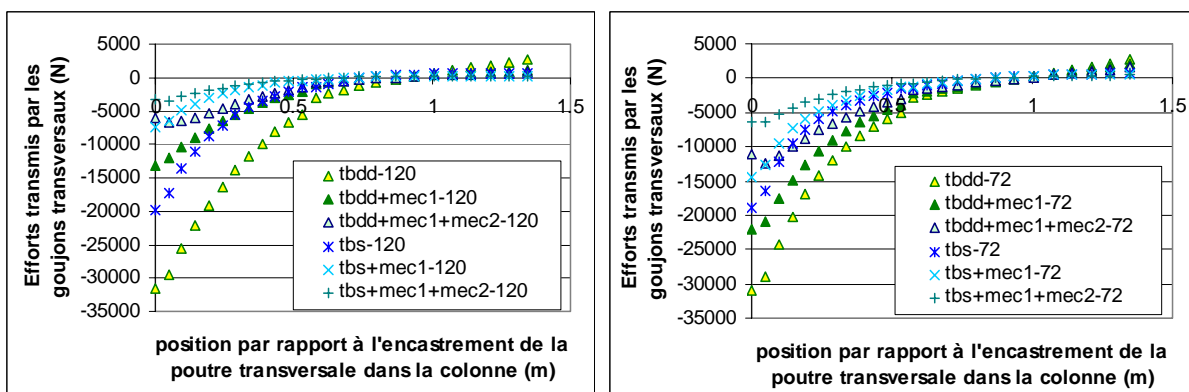


Figure V.6.9 Répartition des efforts transmis par les goujons de la poutre transversale – $D_{top}=0.05m$

Influence des goujons autour de la colonne – cas de la configuration où seule la poutre transversale est active

On étudie l'influence de la présence de goujons autour de la colonne. On compare 3 cas de poutres avec dalle faible (72-20-400):

- une poutre mixte où l'on maximise la contribution de la dalle : contact sur la face de la colonne, contact entre les ailes de la colonne et poutre transversale à parois simples (tbs+mec1+mec2)
- la configuration où seule la poutre transversale (tbs) est active
- la configuration où seule la poutre transversale (tbs) est active, mais sans goujons dans un rayon de 70 cm autour de la colonne (environ 2 fois la hauteur de la poutre métallique), où l'effet de la dalle devrait être minimisé.

Les courbes moment – rotation des 3 calculs sont données à la figure V.6.10. S'il n'y a pas contact entre la dalle et la colonne, mais qu'on laisse les goujons autour de la colonne, un transfert d'effort via la poutre transversale existe, mais il est faible, car dans le cas présenté, la poutre transversale (tbs) n'est pas très rigide. Par contre, si on supprime le contact dalle colonne et les goujons autour de la colonne dans un rayon de 70 cm, le comportement des poutres peut être assimilés au comportement du profil acier seul. Sous moment négatif, la différence entre la courbe obtenue et la courbe acier seul est minime. Sous moment positif, la poutre transversale contribue, mais très marginalement.

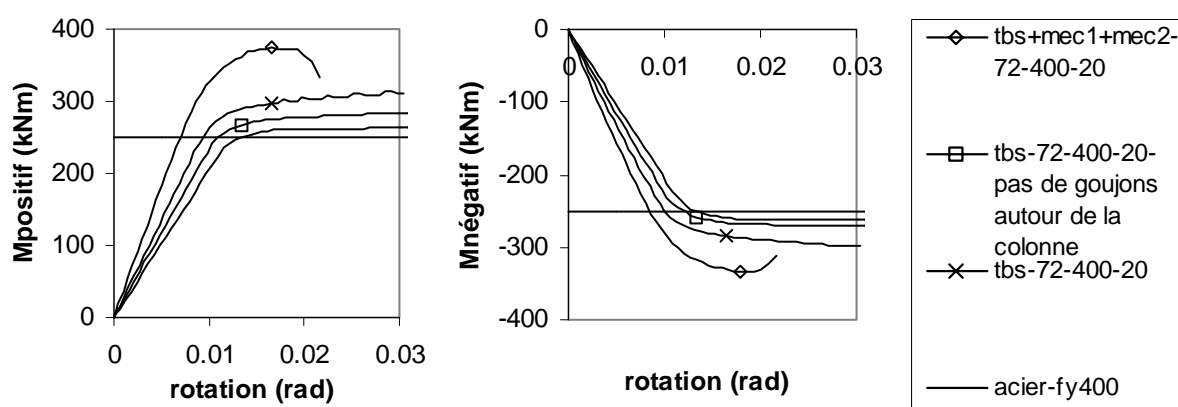


Figure V.6.10. Courbes moment-rotation dans le cas de configurations avec poutre transversale à simples parois. Influence des goujons autour de la colonne.

Les 2 figures suivantes mettent en évidence le fait que, même si l'effort transmis par la poutre transversale est minime, il peut induire une forte sollicitation de la poutre transversale.

La figure V.6.11 donne la valeur et la position de la résultante des efforts membranaires longitudinaux transmis par les goujons de la poutre transversale pour les cas de goujons présents et absents autour de la colonne. La figure V.6.12 donne le moment sollicitant la semelle supérieure de la poutre transversale en fonction de la résultante des efforts membranaires longitudinaux, pour les 2 distributions de goujons.

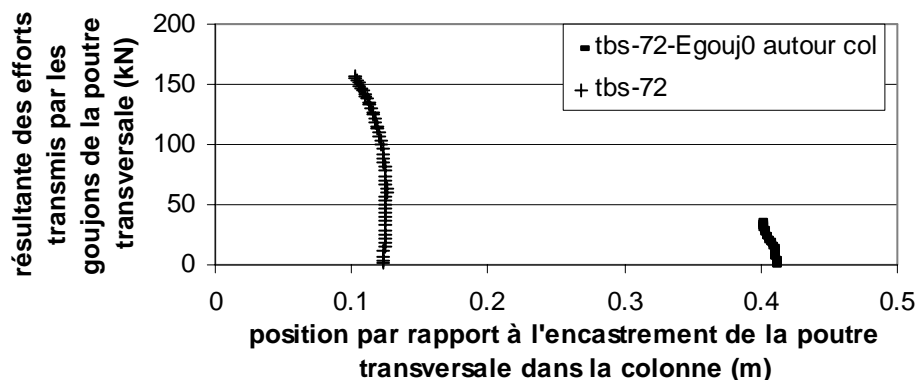


Figure V.6.11 Valeur et position de la résultante des efforts membranaires longitudinaux transmis par les goujons de la poutre transversale dans le cas où seul le mécanisme de poutre transversale est actif, pour 2 distributions de goujons : présents ou absents autour de la colonne.

On voit que la résultante maximale transmise est divisée par 4 quand on supprime les goujons autour de la colonne. Mais comme cette résultante s'applique à une distance beaucoup plus grande de l'encastrement de la poutre transversale, le moment d'encastrement de la poutre transversale est plus important que dans le cas où des goujons sont présents autour de la colonne. Cela montre que la mesure de contraintes élevées dans la semelle supérieure de la poutre transversale n'est pas le signe d'une activation efficace de la poutre transversale, comme il avait été observé dans les essais sur nœud de Darmstadt (c'est dans le nœud où l'on voulait minimiser la contribution de la dalle que les jauges de contraintes situées sur la poutre transversale indiquaient les déformations les plus grandes).

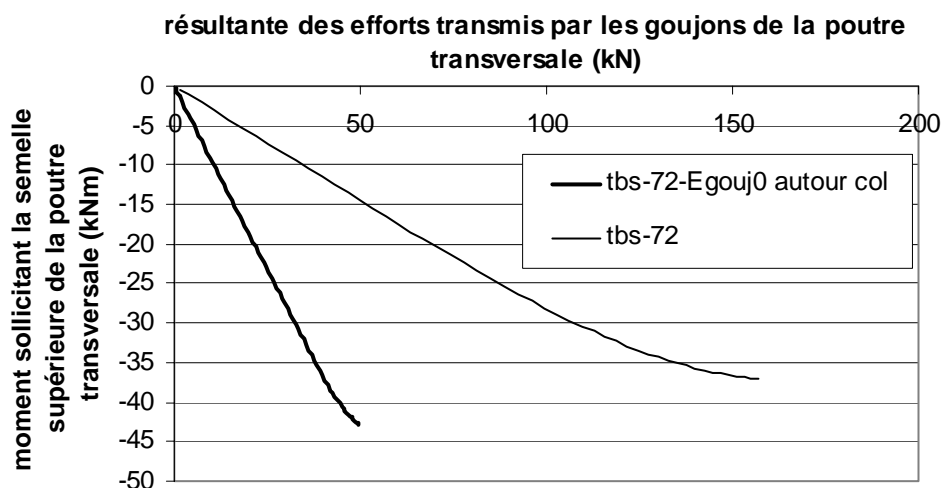


Figure V.6.12 Moment sollicitant la semelle supérieure de la poutre transversale en fonction de la résultante des efforts membranaires longitudinaux transmis par les goujons de la poutre transversale, dans le cas où seul le mécanisme de poutre transversale est actif, pour 2 distributions de goujons : présents ou absents autour de la colonne.

Comparaison des courbes moment -rotation dans le nœud en croix et dans le nœud en Té – cas de la flexion positive

On compare de manière détaillée les comportements des poutres sous moment positif dans les configurations correspondantes de nœud en croix et de nœud en Té.

La figure V.6.13 compare les courbes moment positif – rotation dans les cas de poutre à dalle forte et faible, pour 4 configurations: mec1 (a), mec1+mec2 (b), tbdd+mec1+mec2 (c) et tbdd (d). Le tableau V.6.10 compare les moments maximum numériques correspondant soit à un pic de résistance, soit au dernier pas convergé dans les configurations correspondantes des nœuds en Té et nœuds en croix.

Tableau V.6.10 Comparaison des moments maximum positifs numériques des poutres de mêmes caractéristiques dans un nœud en Té et dans un nœud en croix

$M_{\max \text{ num}}$	Dalle faible 72-400-20			Dalle forte 120-300-30		
	Té	Croix	Croix/Té	Té	Croix	Croix/Té
mec1	336	310	- 8 %	321	315	- 2 %
mec1+mec2	387	368	- 5 %	348	348	=
tbdd+mec1+mec2	409	385	- 6 %	393	362	- 8 %

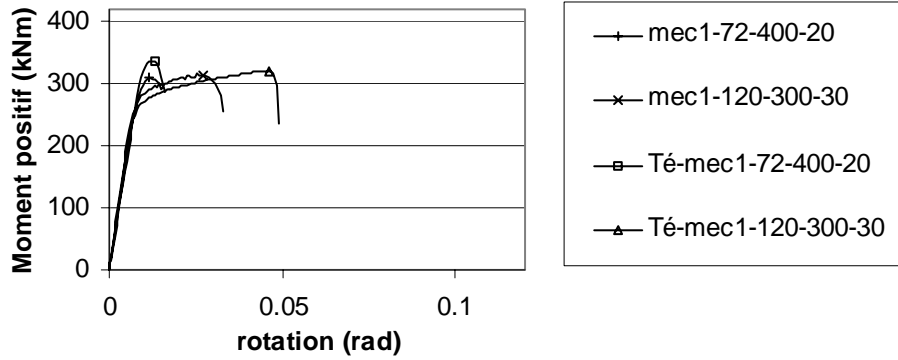
On observe que :

- les performances en résistance (sous flexion positive) des poutres appartenant à un nœud intérieur sont inférieures ou égales à celles des mêmes poutres fonctionnant dans un nœud extérieur.
- les performances en ductilité (sous flexion positive) des poutres appartenant à un nœud intérieur sont inférieures à celles des mêmes poutres dans un nœud extérieur.
- dans le cas de compression directe de la dalle sur la semelle de la colonne (mec1) et dans le cas de compression directe et bielles inclinées (mec1+mec2), la poutre à dalle forte atteint quasi le même moment maximum dans les configurations de nœud en Té et de nœud en croix. Par contre, la poutre à dalle faible atteint dans le nœud en croix un moment maximum plus faible que dans le nœud en Té.
- dans le cas où l'on a compression directe, bielles inclinées et poutre transversale (tbdd+mec1+mec2), la courbe moment-rotation de la poutre à dalle faible dans le nœud en croix se trouve toujours en dessous de la courbe de la poutre dans le nœud en Té. Dans le cas de la poutre à dalle forte, les 2 courbes moment-rotation sont identiques.
- dans la configuration avec poutre transversale seule, doubles parois, double concentration de goujons (tbdd), on observe les mêmes différences de comportement que dans le cas précédent (tbdd+mec1+mec2).

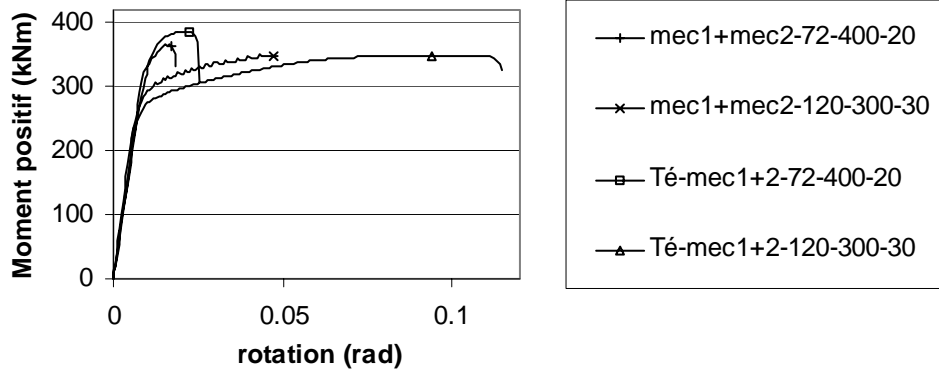
Les différences entre les courbes moment-rotation d'un nœud intérieur en croix et d'un nœud extérieur en Té viennent du fait que pour une même configuration (profil - dalle - résistance acier et béton), les mécanismes résistants sont identiques, que le nœud soit intérieur ou extérieur, alors que les sollicitations sont bien supérieures dans le cas du nœud intérieur (cf. §III.2.7). A sections égales, les résistances en flexion des poutres d'un nœud extérieur sont supérieures aux résistances des poutres d'un nœud intérieur.

Si la ruine de la poutre du nœud extérieur est conditionnée par la ruine (écrasement) du béton de la dalle, on ne peut pas atteindre un moment plastique positif aussi important dans la poutre d'un nœud intérieur que dans la même poutre d'un nœud extérieur. Les résultats numériques l'indiquent. Si la ruine du nœud extérieur est conditionnée par la plastification de la section métallique et que la résistance de la dalle n'est pas épuisée, cette réserve de résistance peut être utilisée à reprendre la sollicitation de moment négatif dans le nœud intérieur sans diminuer le moment plastique positif.

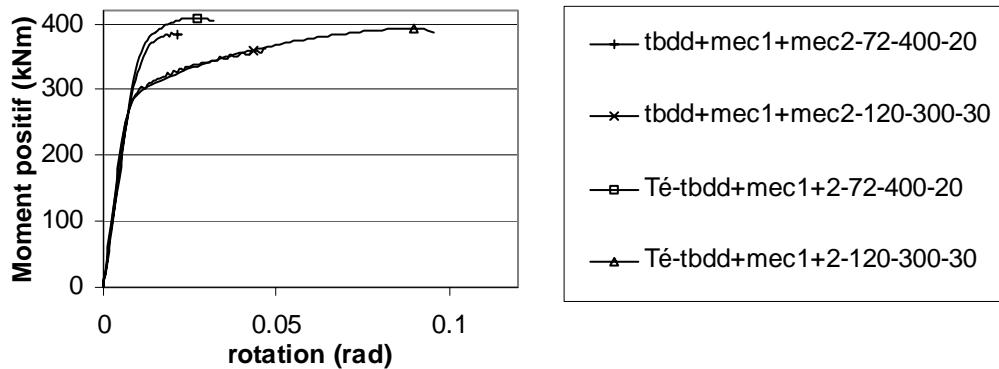
a) compression directe de la dalle sur la semelle de la colonne (mec1)



b) compression directe et bielles inclinées (mec1+mec2)



c) compression directe, bielles inclinées et poutre transversale (tbdd+mec1+mec2)



d) poutre transversale seule, doubles parois, double concentration de goujons (tbdd)

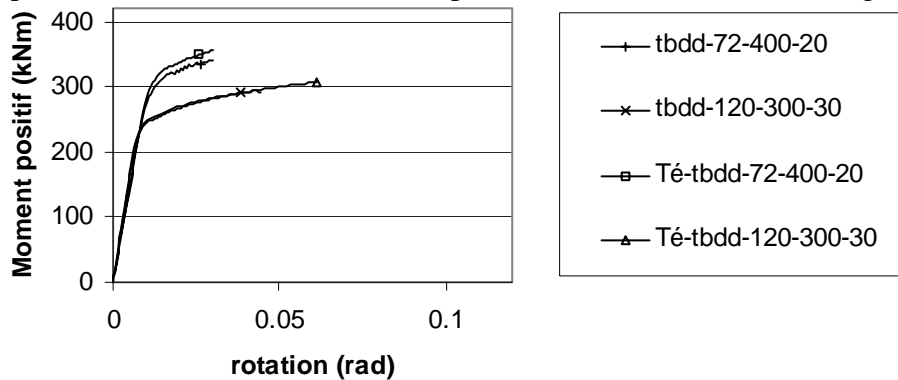


Figure V.6.13 Comparaison des courbes moment -rotation dans le nœud en croix et dans le nœud en Té pour un certain nombre de configurations

V.6.4.Synthèse des résultats de l'étude non linéaire d'un nœud mixte en croix soumis à un moment positif d'un côté de la colonne et à un moment négatif de l'autre.

Une première investigation paramétrique a été réalisée à l'aide de la modélisation calibrée par l'essai sur nœud à Darmstadt (cf. V.6.1). Elle porte sur le rôle de la poutre transversale.

La conclusion de cette étude est que, dans un nœud intérieur où les poutres sont dimensionnées pour localiser la plastification dans le profilé métallique, le rôle de la poutre transversale transférant les charges via des goujons flexibles ou via un plat excentré par rapport à l'axe de la colonne n'est pas aussi important qu'on aurait pu s'y attendre. On ne remarque pas d'augmentation significative du moment résistant de la poutre mixte grâce à l'addition d'une poutre transversale. Le système transverse le plus rigide donne une augmentation maximale de la résistance de 4.4 %, ce qui est très faible. En terme de moments plastiques, cette augmentation est encore plus faible.

La seconde investigation paramétrique (cf. V.6.2–3) élargit le spectre des recherches, en incluant des poutres où la résistance de la dalle est plus faible par rapport à la résistance de la poutrelle, et en isolant chaque transfert d'effort possible. L'écroutissage de l'acier des poutrelles n'est pas pris en compte. On épingle les résultats suivants :

- Dans le cas d'une poutre à dalle forte, c'est-à-dire dans le cas où la poutre est dimensionnée pour localiser la plastification dans le profilé métallique, le rôle de la poutre transversale transférant les charges via des goujons flexibles est quasi nul. C'est le béton entre les ailes de la colonne qui apporte l'augmentation significative de résistance (5 à 10 %) et de ductilité (70 %).
- Dans le cas d'une poutre à dalle faible, l'apport de la poutre transversale existe, tant pour la résistance (5 à 10 %) que pour la ductilité (20 à 30 %). La présence d'une poutre transversale est nécessaire pour réaliser un comportement ductile de la poutre, mais les valeurs de ductilité atteintes ne sont pas très élevées (2.6 au maximum) et correspondent à des rotations qui restent relativement faibles (0.023 rad).
- Les modélisations mettent en évidence l'efficacité du béton situé entre les ailes de la colonne. Le béton situé entre les ailes de la colonne joue un rôle très important sur la résistance et surtout la ductilité des poutres, quelle que soit l'option de dimensionnement choisie (localisation de la plastification dans la poutrelle ou pas). Pour pouvoir en bénéficier, un soin tout particulier doit être accordé à sa mise en œuvre sur chantier.
- Les valeurs des largeurs effectives proposées en V.6.3 pour évaluer les moments plastiques positif et négatif, dont on sait qu'ils donnent de bons résultats dans le cas de nœuds extérieurs, donnent globalement de bons résultats pour les poutres à dalle forte : la somme des moments positif et négatif plastiques de référence correspond bien à la somme des moments plastiques positif et négatif déduits de la courbe globale numérique. La capacité totale du nœud est bien évaluée, mais sur base d'un moment positif surestimé et d'un moment négatif sous-estimé. Pour les poutres à dalle faible, la concordance, même globale, est un peu moins bonne. La somme des moments positif et négatif plastiques de référence surestime (au maximum 5 %) la somme des moments positif et négatif numériques. Les moments plastiques de référence positifs sont supérieurs aux moments maximum numériques et surestiment les capacités de la poutre en flexion positive. La concordance entre moment plastique négatif de référence et moment plastique numérique est relativement bonne.
- La mesure de contraintes élevées dans la semelle supérieure de la poutre transversale n'est pas le signe d'une activation efficace de la poutre transversale.

- A sections égales, les résistances en flexion des poutres d'un nœud extérieur sont supérieures aux résistances des poutres d'un nœud intérieur.
- Si la ruine de la poutre du nœud extérieur est conditionnée par la ruine (écrasement) du béton de la dalle, on ne peut pas atteindre un moment plastique positif aussi important dans la poutre d'un nœud intérieur que dans la même poutre d'un nœud extérieur. Si la ruine du nœud extérieur est conditionnée par la plastification de la section métallique et que la résistance de la dalle n'est pas épuisée, cette réserve de résistance peut être utilisée à reprendre la sollicitation de moment négatif dans le nœud intérieur sans diminuer le moment plastique positif.
- Le mécanisme de résistance via poutre transversale étant de loin plus flexible que la compression directe du béton sur la colonne ou les bielles de compression inclinées sur les côtés de la colonnes (mécanismes 1 et 2), le besoin de déformabilité pour activer ce troisième mécanisme est si important que l'écrasement du béton survient avant. Après écrasement du béton, quand la poutre transversale pourrait commencer à jouer un rôle dans le schéma résistant, la semelle inférieure de la section est plastifiée et son écrouissage n'est pas suffisant pour permettre une grande augmentation des efforts transférables au niveau de la dalle. Les forces transmises par la poutre transversale augmentent, mais le moment total transmis par le nœud est constant.
- la possibilité de transférer une force importante via des goujons flexibles fixés sur une poutre transversale travaillant en torsion non uniforme est faible, dans l'hypothèse sécuritaire de dimensionner les poutres pour localiser la plastification dans les parties métalliques. Le grand moment plastique que l'on observe sous moment positif semble plus dû à la présence de confinement que à une poutre transversale quelconque. Seul un design spécifique, tel des poutres cantilever horizontales directement fixées à la colonne et couvrant toute l'épaisseur de la dalle pourrait réaliser un mécanisme de poutre transversale effectif dans un nœud intérieur.
- On peut dimensionner le portique comme un portique métallique, si l'on assure la déconnexion totale entre le béton et les poutres (pas de goujons) dans un rayon autour de la colonne égal à 2 fois la hauteur de la poutre longitudinale et par suppression du contact direct dalle colonne

V.7. Etude par modélisation numérique de l'influence de la géométrie des montages d'essai sur le comportement des nœuds mixtes

L'étude présentée ci-dessous aurait dû être une étude préliminaire aux campagnes d'essais sur nœuds intérieurs isolés. Dans une séquence de travail idéal, les développements qui suivent devraient être effectués avant que les essais ne soient définis. Ce ne fut pas le cas dans notre recherche, mais il faut dire que ce sont les interrogations suscitées par les campagnes expérimentales qui motivèrent cette étude, bien nécessaire pour comprendre le sens exact des résultats. Elle traite de l'influence du montage d'essai (dimensions et conditions aux limites) sur les résultats d'essais obtenus.

V.7.1. Position du problème

Soit une structure en portique sollicitée par des forces horizontales. En l'absence de charges verticales, la variation des moments entre nœuds est linéaire.

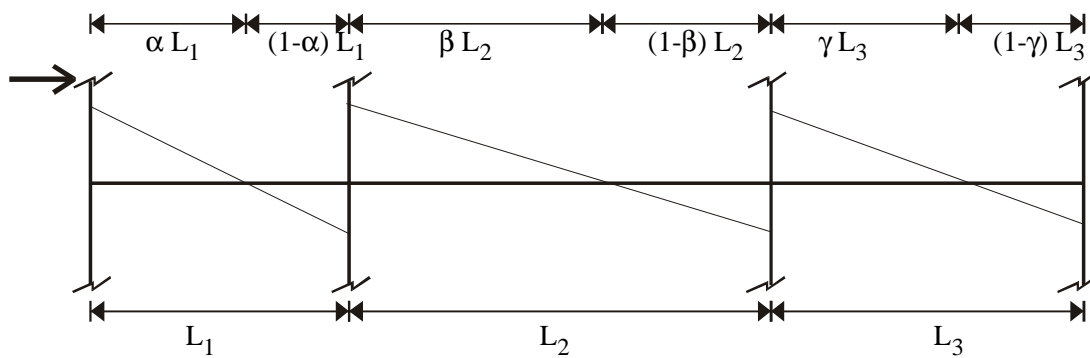


Figure V.7.1. Diagramme des moments dans une poutre de portique sous action horizontale

Généralement, lors d'une recherche, lorsqu'on souhaite établir les lois moments rotations au nœud, on l'isole et on introduit la sollicitation équivalente de moment à l'aide de forces concentrées aux extrémités libres du spécimen. Figure V.7.2.

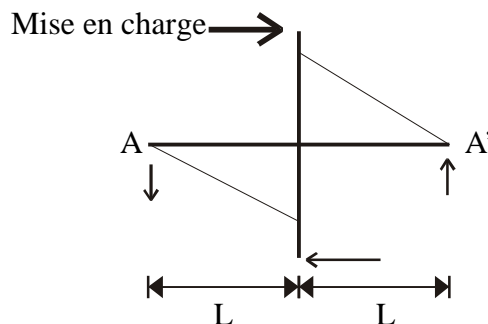


Figure V.7.2. Diagramme des moments dans la poutre du nœud isolé sous action horizontale

Dans le cas d'une poutre mixte avec dalle collaborante, le passage de la configuration réelle de portique à la configuration se voulant équivalente dans le spécimen de test sur nœud isolé est plus délicat que dans le cas d'un nœud de structure uniquement métallique.

On peut en particulier se poser les 3 questions suivantes :

1. Quelles dimensions doit-on donner au spécimen de test ?

Les raideurs et résistances des poutres mixtes sont en général différentes sous moment positif et sous moment négatif. Les portions de poutre soumises à flexion positive et celles soumises à flexion négative dans la structure réelle sont donc de longueur différente ; ceci n'est pas transposable dans un test sur nœud soumis à sollicitation cyclique, où la longueur de poutre sera égale sous M+ et sous M-. Cette considération, comme le fait de négliger la présence dans le cas réel d'une charge verticale, n'a d'importance que si le moment résistant M est influencé par V et par le gradient de M.

Outre ce problème de comportement dissymétrique, on pressent que la longueur du spécimen ne doit pas être trop faible, pour ne pas donner une part trop importante à l'effort tranchant (une part beaucoup plus importante que dans le portique) et respecter l'ordre de grandeur du rapport M/V du portique complet réel.

La largeur à donner à la dalle est elle aussi importante. Elle doit être choisie suffisamment grande pour ne pas limiter la largeur effective mobilisable.

2. Quelle est l'influence des conditions aux limites ?

L'influence des conditions aux limites peut être très grande, surtout si le spécimen est de faible longueur. Le développement du comportement mixte de la poutre dépend de la possibilité de cheminement des efforts par l'intermédiaire des goujons entre le profilé métallique et la dalle de béton. La position du ou des points d'application des charges à la poutre mixte influence directement le sens de transfert des efforts - du profilé vers la dalle ou de la dalle vers le profilé - et par conséquent la répartition locale des contraintes et déformations dans la dalle. Ainsi les moments dans les poutres réelles résultent des efforts internes équilibrant des forces équivalentes horizontales de tremblement de terre, alors que dans un spécimen de test, l'effort est introduit par une force verticale extérieure à l'extrémité de la poutre. Cette force peut être introduite soit au niveau du profilé métallique, soit au niveau de la dalle, soit en partie dans la poutre métallique et en partie dans la dalle, le problème étant alors de choisir la proportion de la force s'appliquant sur le profilé et sur la dalle. De même, le fait d'avoir une dalle de dimensions finies arrêtée aux points A et A' d'application des charges extérieures dans le spécimen avec bords libres et arrêtée dans la direction transversale peut donner lieu à des différences de comportement par rapport à la dalle continue de la poutre réelle dans le portique. Dans la structure réelle, la dalle est complètement bidimensionnelle ; il peut y avoir des contraintes perpendiculaires à la poutre et des contraintes (normales ou à 45°) le long de la section de moment nul. Les bords libres modifient sans aucun doute la répartition des contraintes dans la dalle. Toute la question est de savoir dans quelle mesure.

Des détails du montage expérimental, tels la présence d'un plat rigide vertical sur toute la hauteur de la section de moment nul, peuvent aussi introduire des perturbations locales en imposant une forte compression locale dans la dalle et un blocage des déplacements relatifs inexistant dans la dalle du portique réel.

3. Quel nombre de goujons connecteurs introduire dans le spécimen de test ?

Dans le dimensionnement des goujons d'une poutre mixte, la longueur des portées critiques (shear span) et la largeur effective de dalle sont les paramètres importants de la détermination du nombre de goujons nécessaires à la bonne transmission de l'effort rasant "mixte". Si l'effort maximal transmis par les goujons est déterminé par l'effort de plastification du profil métallique et non la plastification du béton de la dalle, les goujons ne dépendent que des portées critiques. Pour pouvoir atteindre un même moment plastique dans le spécimen de test de longueur L et dans la poutre du portique de longueur L', il faut au moins avoir le même nombre de goujons sur L que sur L'/2. Si le

nombre de goujons dépend aussi des largeurs effectives, le problème devient complexe, car pour établir l'équivalence, il faudrait une bonne maîtrise des largeurs effectives dans les poutres de portiques soumis à sollicitations horizontales, ce qui n'est pas encore le cas au moment où la recherche commence.

Il est clair que le passage d'un portique à plusieurs travées à un nœud isolé peut tronquer le comportement du nœud mixte ou de la poutre mixte étudiée. La question est de savoir sous quelles conditions les études menées sur un nœud isolé sont exploitables et fiables pour déduire le comportement des poutres aux nœuds du portique complet. Quelles conditions doivent être remplies pour que les différences de distribution de contraintes et déformations restent à un niveau local et n'influencent que dans une faible mesure le comportement global de la poutre ou du nœud testé ?

Afin d'analyser ces problèmes, on effectue ci-dessous une étude numérique de sensibilité sur des modélisations tridimensionnelles élastiques de nœuds et de poutres mixtes. Le modèle numérique utilisé est le modèle numérique tridimensionnel utilisé aux chapitres précédents avec des lois de matériaux élastiques.

V.7.2. Structure de référence étudiée.

On fait le choix du portique de référence à 2 travées et 3 colonnes repris à la Figure V.7.3. et on s'intéresse en détail au comportement du nœud central. On compare les résultats obtenus au nœud dans le portique et dans le nœud isolé. L'étude est élastique. Les portées du portique sont de 5 m et la hauteur entre étage de 3 m. On fait l'hypothèse que le diagramme des moments dans les colonnes s'annule à mi-hauteur de la colonne. Il y a une poutre transversale à la colonne centrale. Aux colonnes extérieures, la dalle s'arrête contre la semelle intérieure de la colonne.

La modélisation du nœud central et implicitement la manière de réaliser les essais de nœuds en croix n'est pas unique. Les longueurs des branches du nœud, les conditions aux limites et la manière de traiter les goujons sont les paramètres importants à définir.

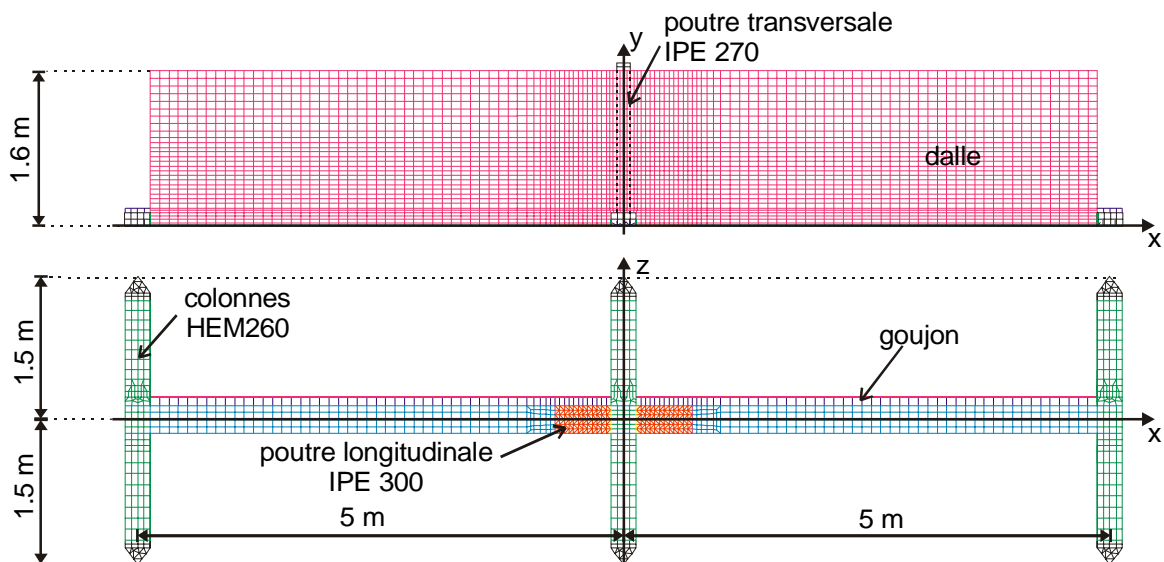


Figure V.7.3. Modélisation du portique de référence

Influence de la longueur des spécimens

Les longueurs d'un spécimen sont les distances entre l'axe de la colonne et les points d'application A et A' des charges extérieures aux extrémités de la poutre (cf. Figure V.7.2). C'est le bras de levier des réactions à l'extrémité des poutres. On teste 3 géométries de spécimens.

1. Un nœud dissymétrique où la longueur de la poutre fléchie positivement est différente de la longueur de la poutre fléchie négativement. Ces longueurs sont fonction du diagramme des moments dans le portique. Cette configuration est irréaliste pour un test cyclique.
2. Un nœud symétrique où la longueur d'une portée est égale à la moitié de la portée d'une poutre du portique. $L_{\text{nœud sym}25} = L_{\text{portique}}/2 = 2.5 \text{ m}$.
3. Un nœud symétrique de faible longueur, car on ne peut pas toujours réaliser de grandes portées dans les montages d'essai. $L_{\text{nœud sym}19} = 0.76 (L_{\text{portique}}/2) = 1.9 \text{ m}$.

Influence des modalités d'introduction des forces aux extrémités des poutres des spécimens

Trois conditions aux limites de liaison aux points A et A' de la Figure V.7.2. sont testées dans le modèle numérique :

1. La poutre est simplement coupée à son extrémité et le rouleau appui est placé à l'axe de la poutre métallique. Ce système est facile à réaliser dans une modélisation, mais est difficilement applicable dans un montage d'essai réel. (Steel Connexion SC1)
- 1bis. Même appui avec une portion de poutre dépassant l'appui. (SC1b)
2. On introduit à l'extrémité de la poutre des plats de liaison au système d'appui. Le plat d'extrémité n'appuie pas sur la dalle de béton. Le système fait 300 mm de longueur, ce qui signifie que l'on supprime 30 cm de dalle aux extrémités de la poutre pour un même bras de levier des efforts. (Steel Connexion SC2)
3. Le même système de plats de liaison au système d'appui est introduit avec appui local du plat vertical sur la dalle. La largeur du plat dans le sens transversal est égale à la largeur de la poutre métallique. C'est ce type de liaison qui est réalisé dans les essais de Darmstadt. (Composite Connexion CC)

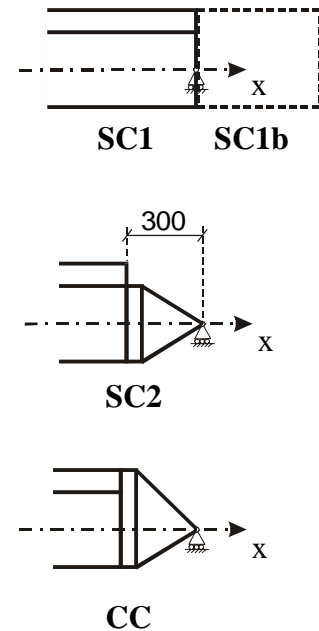


Figure V.7.4

Le tableau V.7.1. résume l'ensemble des combinaisons portées/conditions limites étudiées.

Tableau V.7.1 Combinaisons portées/conditions limites étudiées

	Largeur 1.6 m x2
<u>Nœud dissymétrique</u>	SC1
	SC2
	CC
<u>Nœud symétrique</u> <u>L=2.5 m</u>	SC1
	SC1b
	SC2
	CC
<u>Nœud symétrique</u> <u>L=1.9 m</u>	SC2
	CC

Influence des conditions aux limites latérales de la dalle

On étudie l'influence d'une restrainte latérale de la dalle, c'est-à-dire l'effet Poisson, en considérant $\nu = 0.2$ comme valeur du coefficient de Poisson. Dans l'idée de définir des dimensions de spécimens de test, on étudie aussi l'influence de la largeur donnée à la dalle.

Influence de la raideur des goujons

On ne modélise pas de façon directe le nombre de goujons sur la poutre. On découpe la poutre en tronçons et on compte les goujons présents sur le tronçon modélisé. L'augmentation ou la diminution du nombre de goujons dans une modélisation élastique n'a d'influence que sur la variation de raideur de la liaison. Les valeurs de largeurs effectives étant mal connues, on fixe le nombre de goujons et on étudie l'influence d'une variation de la raideur des goujons.

Dans la modélisation, on considère deux raideurs de connexion par portée, une raideur autour de la colonne centrale correspondant à 13 goujons espacés de 5 cm et une raideur de connexion plus faible sur les autres tronçons de poutres, équivalente à des goujons espacés de 8 cm. La raideur d'un goujon dit flexible est égale à $35 \cdot 10^6$ N/m (Oehlers et Bradford, 1995). La raideur d'un goujon rigide atteint la valeur de $1000 \cdot 10^6$ N/m qui équivaut à donner au matériau un module de Young 100 fois supérieur au module de l'acier.

Mise en charge

La mise en charge se fait par déplacement imposé en tête de colonne (cf. Figure V.7.2). Dans le cas du portique, on impose le même déplacement horizontal aux trois têtes de colonne.

V.7.3. Résultats

On obtient une série de résultats tels les diagrammes de moment, d'effort tranchant et d'effort normal dans les poutres mixtes, la répartition des contraintes, les sollicitations et glissement des goujons ainsi que les largeurs effectives élastiques de dalle. On fait l'analyse détaillée donnée ci-après, dans laquelle on compare les résultats obtenus lorsqu'on applique un égal déplacement à la structure en portique –cf. Figure V.7.3, et à la structure en nœud isolé –cf. Figure V.7.2. On en déduit ensuite des conclusions plus générales.

Analyse des éléments de réduction MNT

Le tableau V.7.2 reprend les rapports de l'élément de réduction dans le nœud isolé à l'élément de réduction correspondant du même nœud étudié dans le portique, sous des déplacements imposés égaux en tête des deux structures

Tableau V.7.2 Comparaison des éléments de réduction dans les nœuds et dans le portique de référence

Raideur des goujons (10^6 N/m)		Efforts tranchants Tnoeud/Tportique				Moments Mnoeud/Mportique			
		côté M+		côté M-		côté M+		côté M-	
		35	1080	35	1080	35	1080	35	1080
Nœud dissymétrique	SC1	0.89	0.96	1.02	0.99	0.89	0.96	1.01	0.98
	SC2	0.86	0.96	0.97	0.97	0.86	0.96	0.96	0.96
	CC	0.98	0.97	0.93	0.96	0.98	0.97	0.93	0.96
Nœud symétrique L=2.5 m	SC1	1.08	1.10	0.91	0.90	0.94	1.01	0.98	0.95
	SC1b	1.12	1.08	0.94	0.89	0.97	1.00	1.01	0.93
	SC2	1.04	1.11	0.88	0.88	0.91	1.02	0.95	0.93
	CC	1.22	1.10	0.84	0.91	1.06	1.02	0.91	0.95
Nœud symétrique L=1.9 m	SC2	1.47	1.57	1.24	1.28	0.97	1.11	1.01	1.02
	CC	1.84	1.64	1.16	1.26	1.22	1.15	0.95	1.01

L'analyse de ces rapports permet de dégager les observations détaillées suivantes :

- Toutes modélisations confondues, la variation maximale de valeur des éléments de réduction aux nœuds dans les spécimens expérimentaux par rapport au portique est de 22 % pour les moments et 84 % pour les efforts tranchants. Comme attendu, l'effort tranchant est plus sensible aux paramètres testés que le moment.

- Côté moment positif, la modélisation dissymétrique sous-estime les efforts aux nœuds. Dans le cas des goujons flexibles et d'une poutre sans plats d'extrémité (SC1), on atteint 89 % des efforts de portique. Si l'on garde le même bras de levier des efforts et que l'on supprime 30 cm de dalle pour l'introduction des plats de liaison (SC2), on n'atteint plus que 86 %. Si le plat peut appuyer sur la dalle (CC), la compression locale à l'extrémité de la dalle permet d'atteindre 98 % des efforts de portique. Si les goujons sont rigides, l'influence des conditions aux limites est beaucoup moindre puisque les pourcentages deviennent respectivement 96, 96 et 97 %. Cette sous-estimation est liée au fait que la section de moment nul dans le nœud en croix est une section de bord libre alors qu'il est clair que le reste de la dalle dans le portique apporte une certaine restrainte, non transposable dans le nœud. C'est pour cette même raison que le plat joue un rôle favorable dans la concordance des résultats de moment et effort tranchant sous moment positif. Dans le cas des goujons flexibles, la déformabilité au niveau des goujons est importante, les sections sont d'autant moins planes et l'importance de considérer la dalle continue au point de moment nul est d'autant plus grande.

- Si l'on passe à un nœud symétrique de longueur égale à la moitié de la portée dans le portique (2.5 m), les longueurs des consoles sont peu modifiées et les rapports des efforts tranchants et des moments aussi. Du côté du moment positif, on diminue la portée et le rapport des efforts tranchants augmente (>1). Du côté du moment négatif, on augmente la portée et le rapport des efforts tranchants diminue (<1). Sans aucun plat et pour des goujons flexibles, la modélisation dissymétrique sous-estime le moment positif de 11 % alors que la modélisation symétrique ne le sous-estime que de 6 %. La modélisation dissymétrique n'est pas "meilleure" que la modélisation symétrique de 2.5 m. On ne perd pas en précision en adoptant une modélisation de nœud symétrique.

- Dans le cas de goujons très rigides, l'influence des conditions aux limites est faible tant que le spécimen a une certaine longueur. Dans la réalité, les goujons sont flexibles. Leur influence n'est pas négligeable et le problème est donc de leur donner la raideur la plus correcte.

- Si le tronçon de poutre est court ($L=1.9$ m), l'effort tranchant est beaucoup plus important dans le nœud isolé que dans le portique. Du côté comprimé ($M>0$), l'augmentation peut atteindre 55 % avec goujons rigides. Avec des goujons flexibles, l'influence du plat appuyant sur la dalle est énorme : on passe d'augmentation d'effort tranchant de 47 % sans plat à 84 % avec plat, soit presque le double. L'augmentation de moment est plus faible mais pas négligeable, passant d'un rapport de 0.97 sans plat à 1.22 avec plat. Les tronçons de poutre courts sont à considérer avec prudence dans les campagnes d'essais sur nœuds.

- Dans les spécimens de nœuds en croix, on ne retrouve évidemment pas l'effort normal présent dans la poutre de portique.

Analyse des sollicitations des goujons

Effort rasant transmis globalement – Figure V.7.5c

Effort tranchant transmis localement par chaque goujon – Figure V.7.5a

Dans le cas des goujons rigides, tant qu'il n'y a pas de plat appuyant sur la dalle à l'extrémité de la poutre cf. Figure V.7.4 SC, les goujons transfèrent au total un même effort rasant dans chaque modélisation. Au niveau local, cela se traduit par une sollicitation plus importante des goujons quand ils sont moins nombreux, c'est-à-dire pour les tronçons courts et pour les conditions limites qui raccourcissent la poutre sans diminuer le bras de levier des efforts (SC2). Lorsque sous M^+ , un plat exerce une compression sur la dalle à l'extrémité du spécimen, les goujons transmettent un effort rasant total moindre, le reste étant transmis par compression directe du plat.

Sous M^+ ,

Effort cumulé dans les goujons en l'absence de plat (SC)	=	11.000	
Effort cumulé dans les goujons en présence de plat (CC)	=	9.000	≅ 82 %
Compression directe	=	2.000	≅ 18 %

Dans le cas de goujons flexibles, la longueur de la portée influence la valeur de l'effort rasant total transmis. Plus le nombre de goujons est grand (c'est-à-dire plus la portée est importante), plus l'effort rasant transmis est important. C'est un choix que nous avons fait, de copier dans l'essai de nœud simple le nombre de goujons réels de la poutre de portique sans le modifier en fonction des longueurs de poutre critiques. On observe bien que le même effort doit se répartir entre un nombre de goujons plus ou moins important suivant la portée de la console. Dans un tronçon de poutre court, il faut donc augmenter le nombre de goujons par rapport à la poutre de référence pour permettre d'atteindre un moment résistant mixte équivalent à celui qui pourrait naître dans le portique pour une même rotation du nœud.

Au niveau local, les différences d'efforts cisailant chaque goujon entre modélisations sont moins marquées que dans le cas des goujons rigides. Les modélisations avec plats appuyant sur la dalle (CC) sous moment positif limitent le glissement et ce faisant l'effort transmis par les goujons. L'utilisation de tels résultats pourraient être insécuritaires et sous-estimer les sollicitations des goujons puisque le plat participe au transfert d'effort. La concordance est assez bonne pour le modèle dissymétrique de poutre coupée. Quand on passe à une poutre coupée symétrique, la concordance avec le portique est moins bonne – on ne parvient à concorder qu'avec un côté de nœud à la fois. Les modélisations de nœud symétrique avec plat non appuyant (SC2) ou de nœud de plus courte portée sont moins bonnes au point de vue concordance. Elles sollicitent de manière très sévère les goujons. La modélisation avec poutre dépassante (SC1b) soulage les goujons en répartissant l'effort au-delà des appuis. Le choix d'un système ou d'un autre dépendra donc du but final des essais. Il est clair que le choix sera plus délicat dans le cas de poutre avec connexion partielle où la raideur des goujons ne pourra être négligée.

Effort normal sollicitant les goujons – Figure V.7.5b

La présence d'un effort normal axial dans les goujons est observée dans les goujons situés aux extrémités des poutres. Dans la poutre de portique, cela correspond aux zones proches des colonnes, dans un rayon maximum d'un mètre autour des colonnes. Dans un spécimen en croix, les efforts normaux non nuls dans les goujons se retrouvent autour de la colonne, mais aussi près des extrémités libres de la poutre. Les goujons situés près des extrémités des spécimens sont beaucoup plus sollicités axialement que les mêmes goujons dans la poutre de portique dans lesquels l'effort normal est quasi nul.

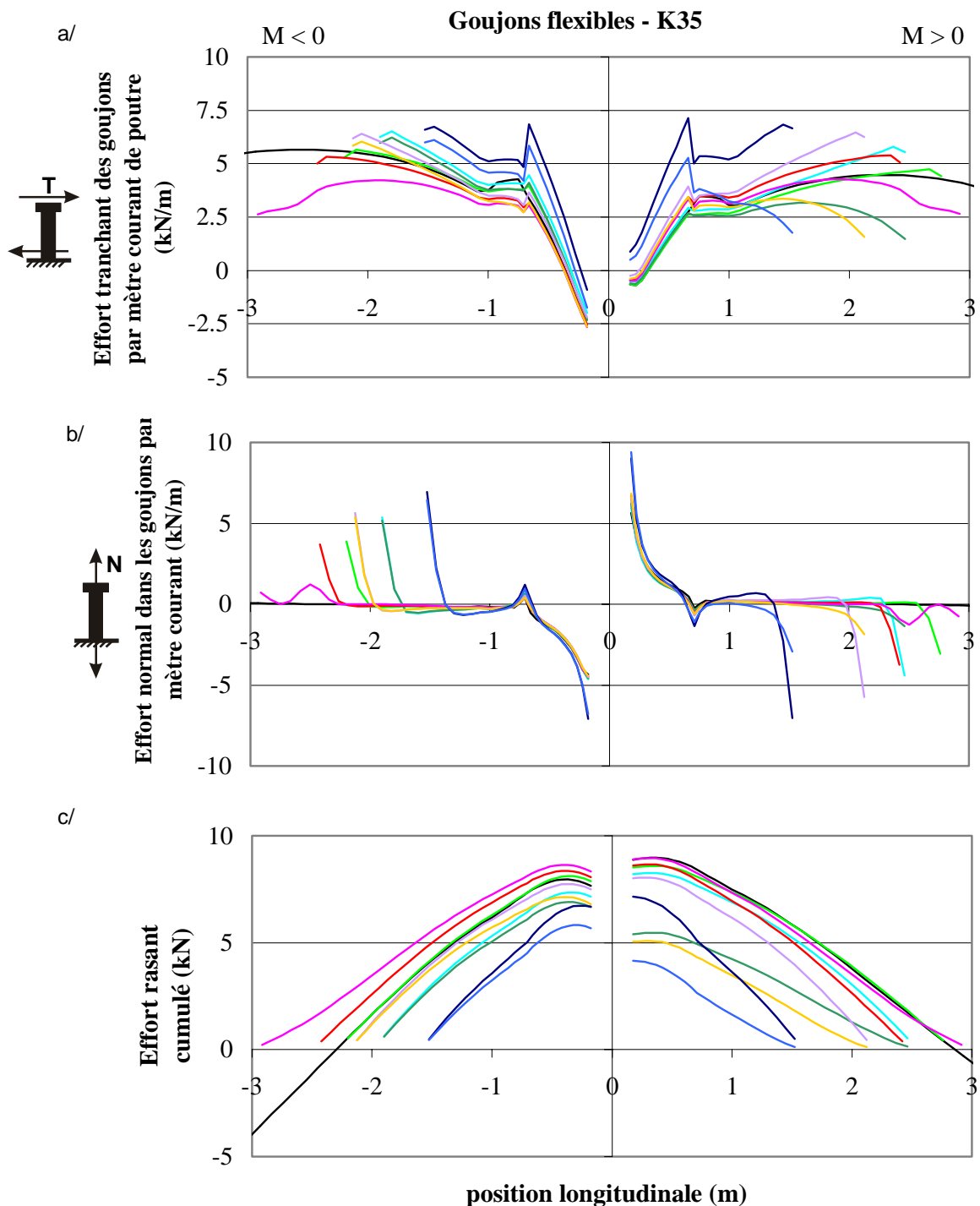
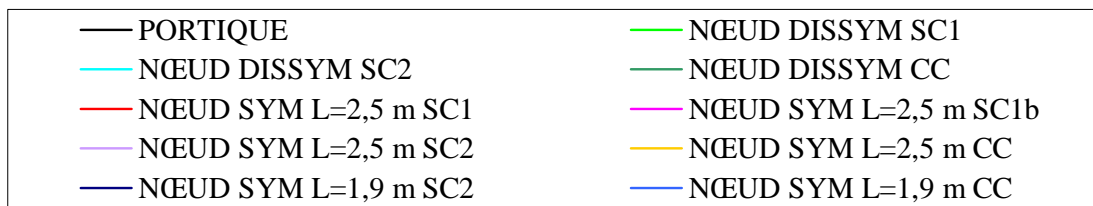


Figure V.7.5. Efforts aux goujons flexibles a/ effort cisailant chaque goujon donné par mètre courant de poutre b/ effort normal dans chaque goujon donné par mètre courant de poutre c/ effort rasant cumulé transmis par l'ensemble des goujons de chaque poutre.

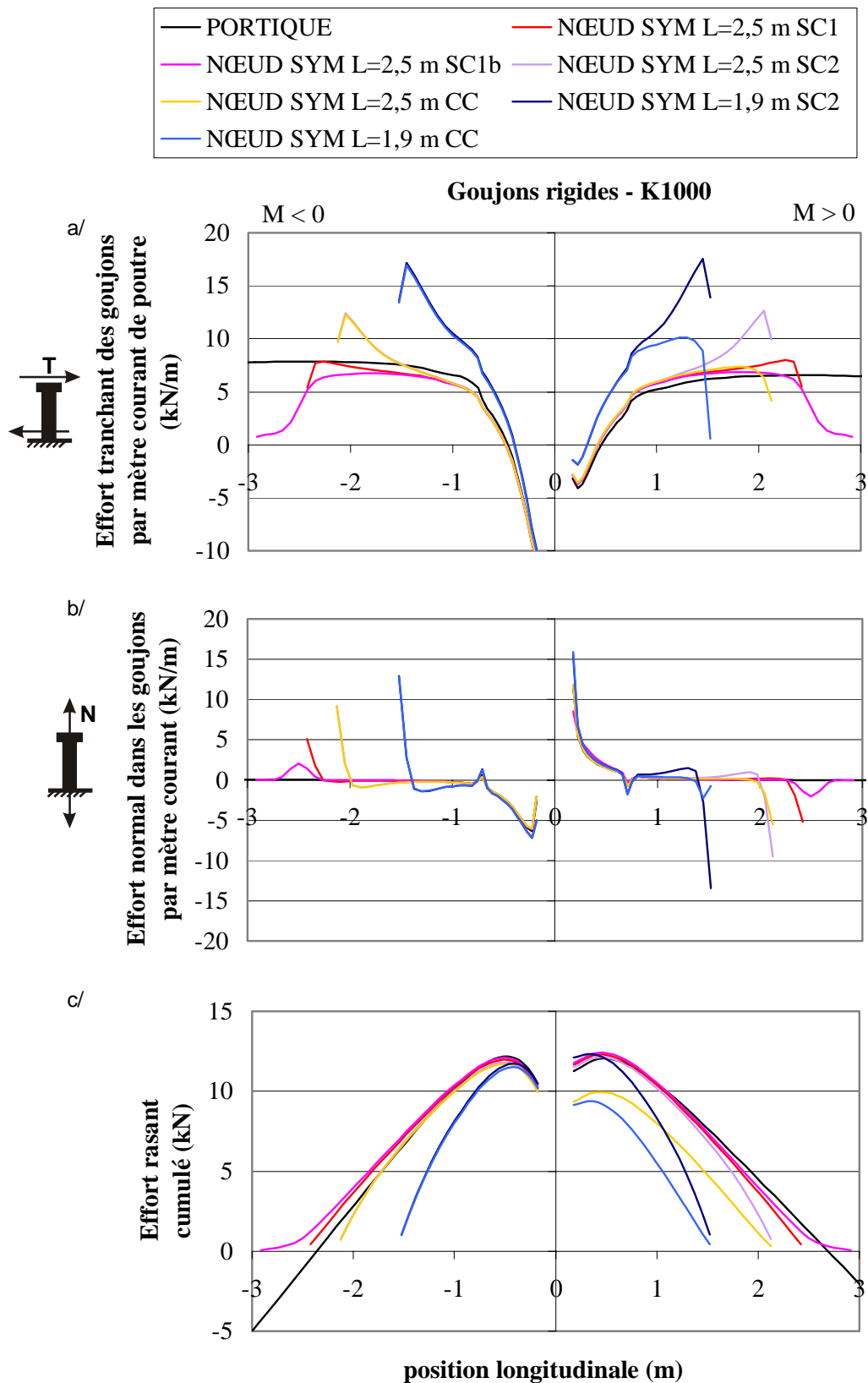


Figure V.7.5. (suite) Efforts aux goujons rigides a/ effort cisailant chaque goujon donné par mètre courant de poutre b/ effort normal dans chaque goujon donné par mètre courant de poutre c/ effort rasant cumulé transmis par l'ensemble des goujons de chaque poutre.

Sous moment négatif, cela donne lieu à des tractions très importantes, qui sont dues au mode d'introduction des forces dans le spécimen. On peut comprendre pourquoi les tractions sont moins importantes dans la poutre avec dépassant que dans les poutres à bords libres au niveau de l'appui en observant la figure V.7.6.

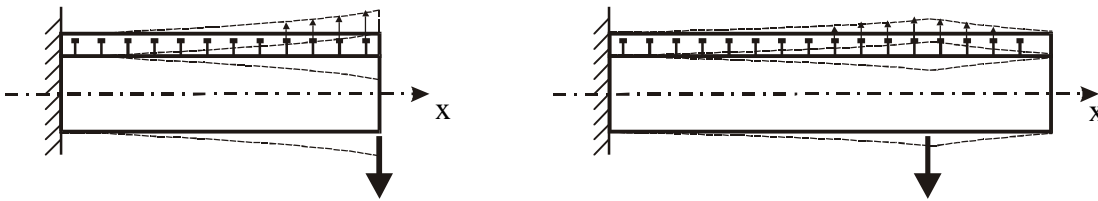


Figure V.7.6. Source des tractions apparaissant aux extrémités des spécimens de nœuds

Plus le spécimen est court, plus le nombre de goujons est faible et plus les tractions parasites sont importantes. La présence de traction dans les goujons aux extrémités des spécimens en croix est un phénomène à prendre en compte si l'on ne veut pas avoir de rupture prématurée des goujons et du béton qui les entoure dû à un effort axial sans relation avec une situation réelle. Pour limiter ces tractions, on propose 2 solutions :

- disposer un système extérieur reprenant ces tractions, tel que schématiquement représenté à la figure V.7.7.

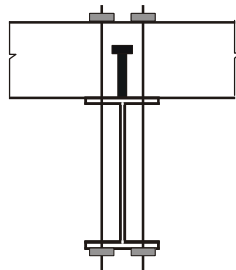


Figure V.7.7. Système extérieur de reprise des tractions dans les goujons d'extrémité

- allonger la console par un dépassant mixte au-delà de l'appui. Cet appendice réduit les tractions dans les goujons d'extrémité, de même que les efforts cisailant les goujons. C'est peut-être une solution plus facile à mettre en œuvre que le développement d'un système extérieur à fixer à la poutre (Liu, Astaneh, 2000).

Analyse de la répartition des contraintes dans la dalle de béton

Les concentrations de contraintes sont localisées dans les zones de forte compression sur la colonne et dans la zone de compression du plat extrémité.

Sans plat (SC), les distributions de contraintes longitudinales sont telles que plus la console est courte, plus une même contrainte va être présente sur une largeur faible. Le calcul est élastique et la largeur de dalle sollicitée est d'autant plus grande que la portée est grande. La correspondance avec le portique est donc d'autant meilleure que la longueur de la console est grande.

Avec plat (CC) du côté de la poutre soumise à moment positif, les compressions localisées sur la colonne et sur le plat vont se transmettre sur la longueur de la poutre. Si la poutre est longue, il n'y aura pas interférence et le plat n'influencera pas la répartition des contraintes près de la colonne. Si la console est courte par contre, les 2 distributions de contraintes vont interférer et solliciter de manière plus importante le béton de la dalle.

Les figures V.7.8 et 9 montrent la répartition des contraintes longitudinales σ_{xx} et des contraintes principales dans la zone de la colonne dans le cas des goujons flexibles.

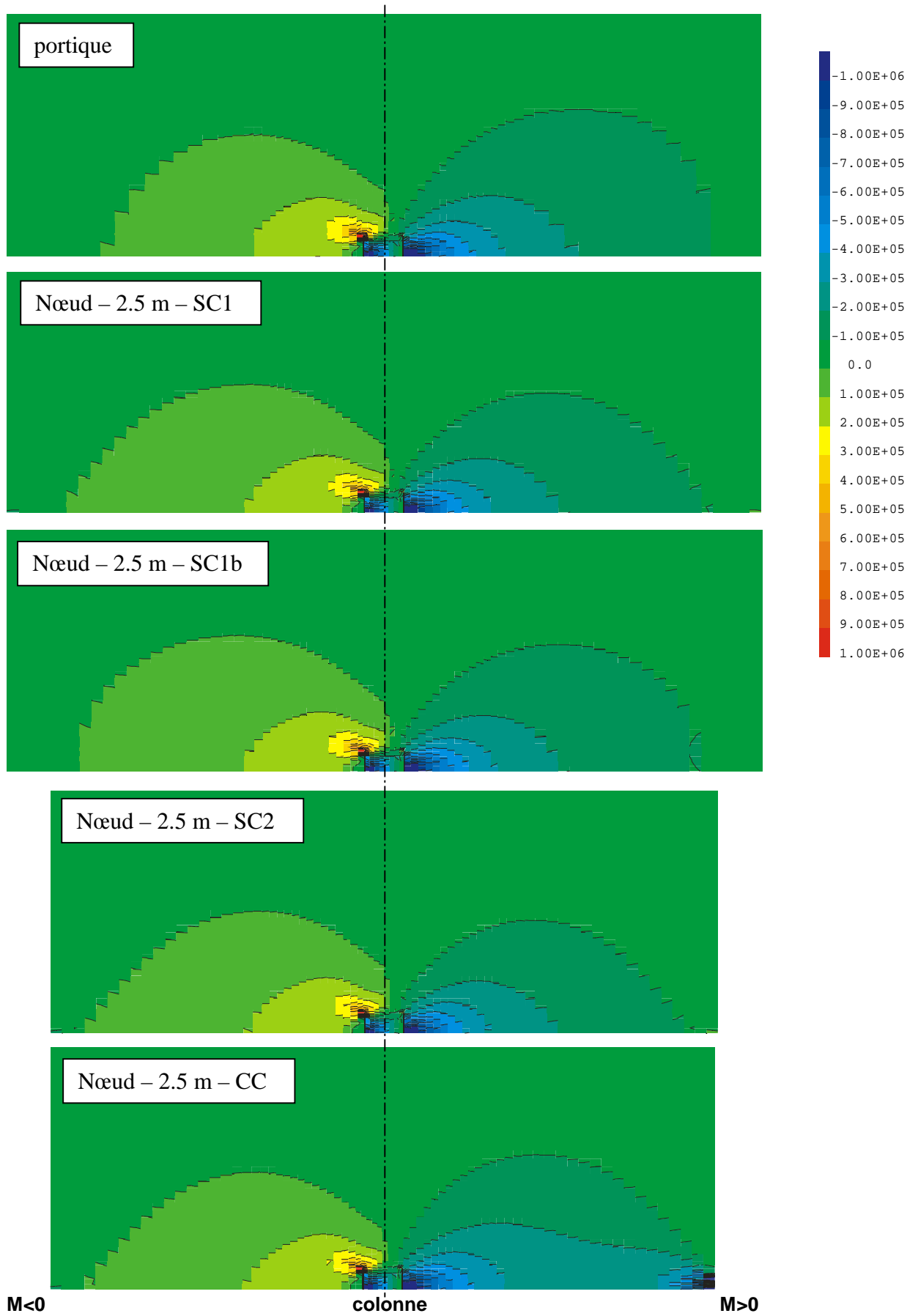


Figure V.7.8. Répartition des contraintes longitudinales σ_{xx} dans la couche moyenne de la dalle dans différentes configurations. Comparaison portique - nœud isolé de portée 2.5 m

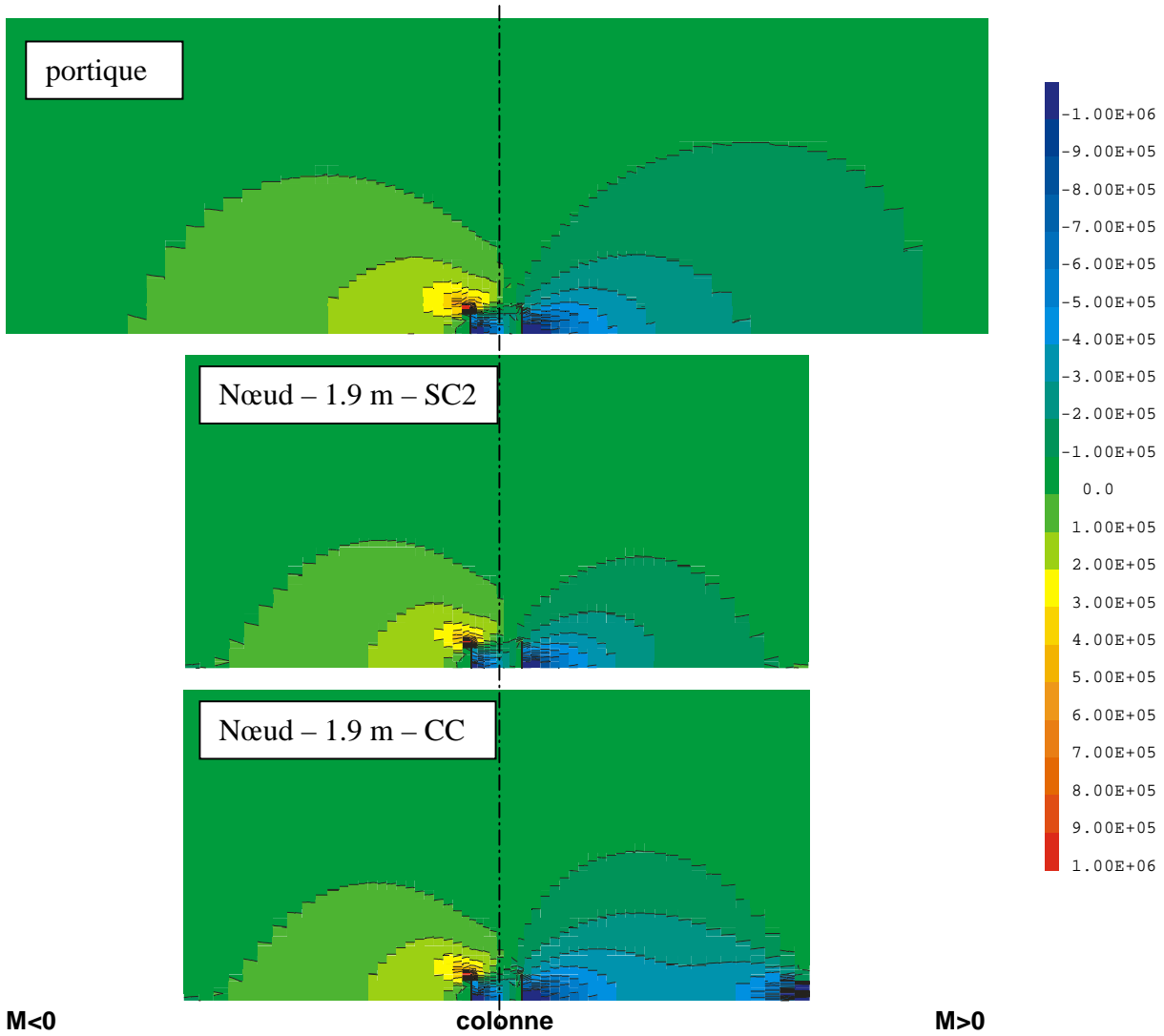


Figure V.7.8.(suite) Répartition des contraintes longitudinales σ_{xx} dans la couche moyenne de la dalle dans différentes configurations. Comparaison portique - nœud isolé de portée 1.9 m

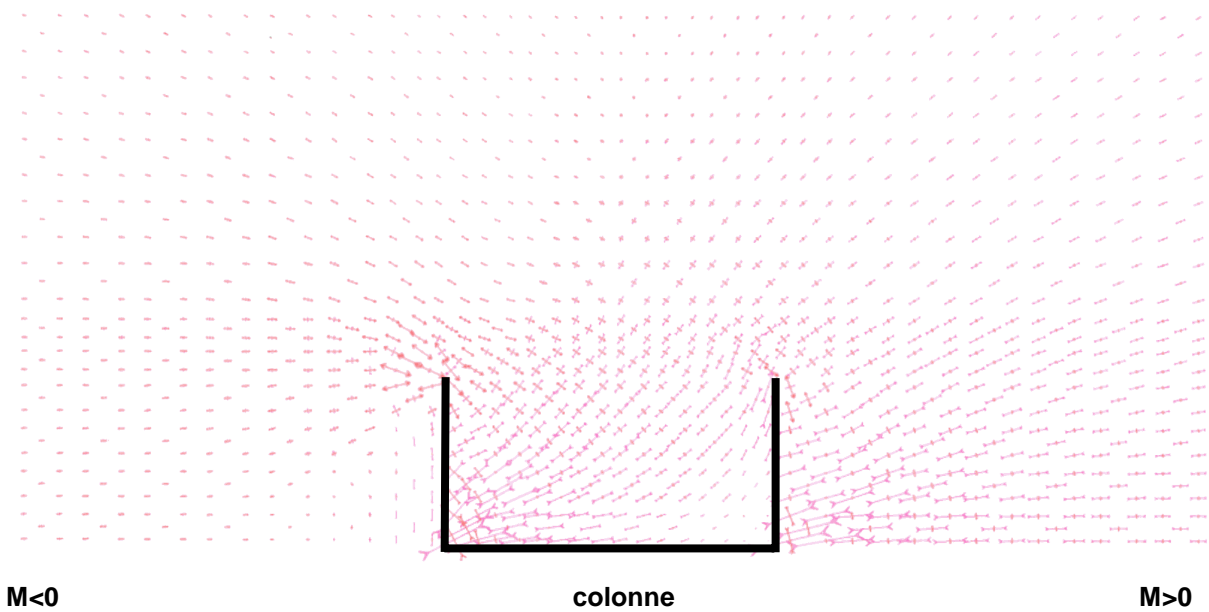


Figure V.7.9. Répartition des contraintes principales autour de la colonne

Quelle que soit la flexibilité des goujons, on observe une dissymétrie du comportement à gauche sous moment négatif et à droite sous moment positif, elle est due au fait que la dalle se décolle de la colonne du côté du moment négatif et qu'elle appuie sur la colonne du côté du moment positif.

Les modélisations avec goujons flexibles sont plus sensibles à des compressions locales dans ou aux extrémités de la dalle. Les compressions "locales" sont plus étendues dans l'espace dans ce cas. Dans le cas de goujons rigides, les contraintes sont plus localisées autour de la colonne.

En termes de résultats élastiques, la distribution exacte des contraintes est très peu utile. Un résultat dérivé tel que la largeur effective élastique est beaucoup plus intéressant et sera traité au point suivant. La largeur effective étant liée à la portée, la dalle est moins sollicitée pour les spécimens de plus faible portée. La surcompression de la dalle due à la présence d'un plat d'extrémité (CC) va donner des largeurs effectives supérieures aux largeurs effectives trouvées lorsque ce plat est absent (SC) sans correspondre à une quelconque réalité dans le portique.

En termes de résultats "à la ruine", par contre, le raisonnement est tout autre. Si la ruine est supposée indépendante de la portée, il est favorable d'obtenir une distribution de contraintes aussi proche que possible de la distribution dans le portique. L'introduction d'une compression supplémentaire à l'extrémité du spécimen sous moment positif (CC) peut rétablir la correspondance entre la distribution de contrainte dans le nœud et dans le portique, en fonction de la longueur des poutres dans le nœud. Dans les spécimens longs (2,5 m), la compression additionnelle en bout de poutre est localisée et influence légèrement la compression sur la colonne en lui donnant une allure très proche de la compression sur la colonne du portique. Dans le tronçon court, il y a interférence des 2 compressions locales et la dalle est surcomprimée du côté du moment positif. Dans le premier cas, on peut atteindre le moment plastique positif pour une même rotation que dans le portique. Dans le cas de poutres courtes, on risque de l'atteindre pour une rotation plus faible. Dans les modélisations où les plats de liaison n'ont pas d'appui sur la dalle (SC2), les sollicitations apparaissent un peu plus faibles et l'on atteint les moments plastiques pour des rotations plus grandes. Il est utopique de penser que l'on obtiendra exactement les courbes moment-rotation des poutres mixtes, mais on peut s'en rapprocher.

Dans ce mémoire, les dalles sont dimensionnées pour que la ruine de la poutre mixte ait lieu par plastification du profilé métallique, ce qui limite l'influence de la distribution réelle de contraintes dans le nœud et le portique.

Analyse des largeurs effectives obtenues

On présente les résultats au tableau V.7.3 en terme de rapports adimensionnels de la largeur effective de dalle sur la portée de la console.

La largeur effective élastique est bien entendu proportionnelle à la raideur des goujons. Plus les goujons sont flexibles, plus la raideur de la poutre est faible, plus la largeur effective de dalle est faible, malgré le fait l'on est en présence d'une connexion mixte totale dans tous les cas. Les largeurs effectives élastiques déduites d'essais tiennent donc implicitement compte de la raideur des goujons et on pourrait observer des différences avec les largeurs effectives de code qui sont le résultat de calcul élastique sans prise en compte du glissement.

Tableau V.7.3. Largeurs effectives élastiques de compression et de traction (béton non fissuré)

	Goujons flexibles	rigides	Goujons flexibles	rigides
	$b_{\text{eff}}^+/L_{\text{console}}$	$b_{\text{eff}}^+/L_{\text{console}}$	$b_{\text{eff}}^-/L_{\text{console}}$	$b_{\text{eff}}^-/L_{\text{console}}$
Dissym-sc1	0.11	0.19	0.09	0.17
Dissym-sc2	0.10	0.18	0.08	0.16
Dissym-cc	0.14	0.19	0.07	0.16
sym25-sc1	0.10	0.19	0.09	0.17
sym25-sc1b	0.11	0.20	0.11	0.18
sym25-sc2	0.09	0.18	0.08	0.16
sym25-cc	0.14	0.19	0.08	0.16
sym19-sc2	0.07	0.17	0.07	0.15
sym19-cc	0.15	0.19	0.07	0.15

Nœuds symétriques de 2.5 m de longueur – largeur effective de compression

Dans la modélisation en poutre coupée (connexion SC1), la largeur effective de compression atteint 10 % de la portée de la console dans le cas des goujons flexibles et 19 % dans le cas des goujons rigides. Quand on introduit aux extrémités des plats de liaison au montage d'essai (connexion SC2), la longueur de la poutre mixte est inférieure au bras de levier des efforts de la longueur des plats. La largeur effective mobilisable est donc inférieure dans la poutre plus courte et elle passe à 9 % de la console pour les goujons flexibles et à 18 % pour les goujons rigides. Dans le cas où le plat d'extrémité exerce une compression sur la dalle, la largeur effective est plus importante. Le transfert d'effort n'est plus nul à l'extrémité. Le plat joue le rôle de gros connecteur. On atteint une largeur effective valant 14 % de la portée dans le cas des goujons flexibles et 19 % pour les goujons rigides. La fourchette de variation est plus faible pour les goujons rigides, mais les tendances sont tout à fait identiques.

Poutre avec plat appuyant sur la dalle (connexion CC)

On remarque que la variation de largeur effective en fonction de la raideur des goujons est beaucoup plus faible dans le cas d'une poutre avec plat appuyant sur la dalle. Dans ce cas, les goujons et leur raideur jouent un rôle moins important en regard du rôle de la compression apportée par le plat.

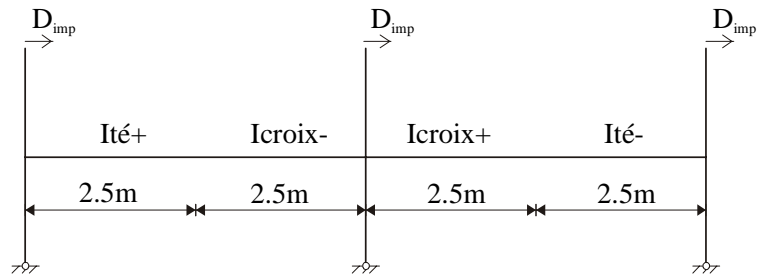
On en déduit de nouveau qu'il faut être prudent avec les largeurs effectives de dalle comprimée qui sont déduites d'essais avec plat appuyant sur la dalle (CC).

Application des largeurs effectives à une modélisation bidimensionnelle de poutres

Comme les modélisations en nœud simple donnant les résultats les plus cohérents avec la situation de portique complet ont des poutres de longueur égale à la moitié de la longueur des poutres de portique et ont des extrémités simplement coupées (connexion SC1), on utilise les inerties déduites de ces modélisations dans une modélisation en portique réalisée avec des éléments de poutres et on compare les éléments de réduction ainsi obtenus à ceux trouvés dans les poutres de la modélisation tridimensionnelle de portique (celle où l'on discrétise la dalle sur sa largeur – Figure V.7.3).

La modélisation du portique en poutres ainsi que les modélisations de nœuds simples qui ont servi à déterminer les inerties de poutre reprises dans l'analyse du portique sont données à la Figure V.7.10.

Modélisation poutre



Modélisations de noeuds 3D

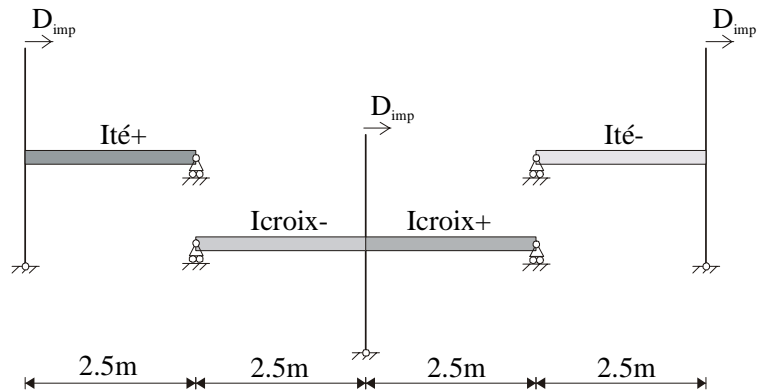


Figure V.7.10. Modélisations

L'inertie $Ité+$ est déduite de la modélisation tridimensionnelle d'un nœud en Té dont la poutre est soumise à un moment positif. L'inertie $Ité-$ est déduite de la modélisation tridimensionnelle d'un nœud en Té dont la poutre est soumise à un moment négatif. Les inerties $Icroix-$ et $Icroix+$ sont déduites d'un nœud en croix. Les valeurs dans le cas de goujons flexibles et dans le cas de goujons rigides sont reprises au tableau suivant :

Tableau V.7.4 Valeurs des inerties dans la modélisation poutre

	Goujons flexibles	Goujons rigides
$Ité+$ (cm^4)	8794	10576
$Icroix-$ (cm^4)	8515	10475
$Icroix+$ (cm^4)	8619	10696
$Ité-$ (cm^4)	5584	7252

Alors qu'on aurait pu évaluer les inerties positives et l'inertie négative du nœud en croix, le nœud extérieur sous moment négatif ne peut mobiliser une si grande inertie à cause de la configuration de dalle s'arrêtant à la semelle intérieure de la colonne.

On applique les inerties à une demi-portée de portique, car on ne connaît pas a priori la position des points d'inflexion.

On obtient les diagrammes des éléments de réductions suivants :

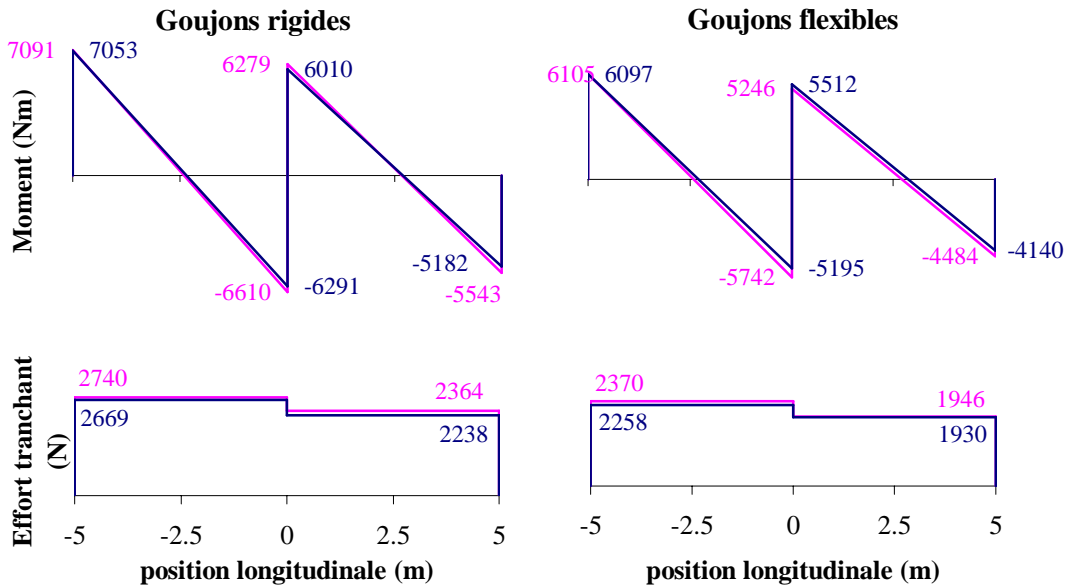


Figure V.7.11 Moments et efforts tranchants dans les modélisations de portique.

- modélisation tridimensionnelle de portique
- modélisation bidimensionnelle à l'aide d'éléments poutres

Pour des goujons rigides, on obtient une surestimation maximale des moments et des efforts tranchants de 6 %, ce qui est raisonnablement sécuritaire.

Pour les goujons flexibles, on reste dans la même fourchette d'erreur pour les efforts tranchants, mais l'erreur est plus grande pour les moments, qui varient de -5 % à +11 %. On peut cependant estimer que les modélisations de nœuds utilisées pour déduire des inerties élastiques sont acceptables, en particulier en regard du manque de connaissance dans le domaine.

Influence des conditions aux limites latérales de la dalle

Toutes modélisations de nœuds confondues, la largeur effective maximale de dalle déduite est de 0.4 m (b_{eff}^+ - nœud dissymétrique - CC). Tant que la largeur de dalle est supérieure à cette valeur, les comportements sont comparables, presque semblables. On observe ainsi le même comportement global pour le portique que la dalle ait 1.1 m, 1.6 m ou 3 m. Pour une largeur plus faible de 0.47 m, la répartition de contraintes change légèrement, mais l'erreur est faible (max 5%).

La modélisation du portique avec une dalle de 1.6 m et l'application d'une restrainte latérale à tout le bord libre de la dalle modifie très peu le comportement élastique. L'observation des croix de contraintes montre bien qu'au bord de la dalle, la restrainte fait apparaître des contraintes normales au bord. Mais elles sont faibles en comparaison des contraintes dans la zone de la colonne et elles ont une influence infime en ce qui concerne le comportement élastique. Les éléments de réduction sont tout à fait égaux dans les modélisations avec et sans restrainte transversale.

Ces résultats montrent que l'effet Poisson est négligeable dans les dalles de poutres mixtes et qu'on peut étudier les portiques séparément. La largeur de dalle dans un essai, réel ou numérique, doit seulement être supérieure à la largeur effective présumée de la dalle si on veut réaliser les raideurs et résistance d'un portique réel. Dans certaines études où l'on veut

avoir une maîtrise de la largeur effective, on peut choisir une largeur inférieure, tout en sachant que l'on ne pourra pas atteindre la largeur effective d'un cas réel.

V.7.4. Conclusions

- En général, dans les essais sur nœud poutre colonne réalisés sur des ensembles constitués d'une colonne et de deux consoles représentant les poutres, on définit les longueurs des consoles correspondant à la distance de l'axe de la colonne à la position de moment nul. Dans le cas de structures où l'action horizontale sismique est prépondérante vis-à-vis des charges verticales, la longueur de la console de test devrait idéalement être égale ou supérieure à $L/2$ si la poutre porte sur une longueur L dans un portique réel.
- Le recours à des consoles plus courtes est défavorable au comportement mixte et la perturbation correspondante doit être prise en compte dans l'analyse des résultats d'essais. Les goujons subissent des sollicitations qui peuvent être bien plus importantes que dans un portique réel. La dalle est aussi plus fortement sollicitée localement. Il est nécessaire dans la pièce d'essai de surdimensionner la liaison acier béton et d'augmenter les concentrations de goujons par rapport à la poutre dans la structure réelle pour se rapprocher du cas réel.
- Une sollicitation parasite à prendre en compte est la traction qui naît dans les goujons des extrémités des consoles. Si le nombre de goujons est faible (dans une poutre à connexion partielle par exemple), ces tractions peuvent être telles qu'elles vont endommager le béton et la dalle autour de ceux-ci. Cela peut conduire à des ruptures prématurées indésirables (voir essais d'Athènes [ICONS, 2002]).
- Il faut protéger les goujons d'extrémité de la console contre les tractions importantes qui peuvent naître lors d'un essai (et qui sont inexistantes dans le portique réel), soit en dimensionnant un système extérieur capable de reprendre cette traction, soit en prolongeant la console mixte au-delà du point de moment nul.
- Un second avantage de prolonger la poutre console au-delà du point de moment nul est de permettre aux interactions acier-béton d'avoir lieu au-delà de la section de moment nul, ce qui est le cas dans le portique réel.
- L'utilisation dans le système expérimental d'un plat appuyant sur l'extrémité de la dalle – cf. CC Figure V.7.4- soulage les goujons sous moment positif et applique une compression supplémentaire dans la dalle sous moment positif. Si le spécimen est court, cette surcompression peut interférer avec la compression dans la zone de la colonne et conduire à surestimer la largeur effective élastique normalement mobilisable dans un spécimen d'une telle longueur.
- Dans l'étude du nœud à la ruine, cette compression peut être favorable et donner un comportement assez proche de ce qui est observé dans le portique. Le plat peut en quelque sorte jouer le rôle de la restrainte due à la continuité de la dalle à l'endroit de moment nul.
- L'utilisation du système de connexion SC2, entièrement métallique et diminuant la longueur de la poutre mixte, semble mauvaise. La dalle est sous-sollicitée et les largeurs effectives sont sous-estimées.
- Si le but de l'étude est de déduire des largeurs effectives ou des moments de flexion résistants réalistes pour les situations réelles, il faut absolument que la largeur des dalles de poutres mixtes testées soit choisie supérieure à la largeur effective présumée de la dalle. Ceci a l'air évident mais on trouve de nombreux programmes expérimentaux où l'on donne à la dalle une largeur égale à la largeur effective.

Chapitre VI TRADUCTION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES EN VALEURS DE CODE

VI.1. Remarques préliminaires

Les clauses de l'Eurocode 8 auxquelles nous avons contribué sont reprises dans leur version anglaise au paragraphe suivant.

Certaines valeurs retenues dans ce contexte, pour les largeurs effectives par exemple, ainsi que certaines règles de dimensionnement des armatures sismiques ne correspondent pas exactement aux résultats obtenus dans cette thèse, mais les différences n'influencent pas significativement les calculs. Ces différences sont justifiées par la recherche pour le texte de l'Eurocode de tableaux de valeurs simples et claires à l'usage. Certains choix sont sans doute améliorables, vu la connaissance encore approchée du domaine, mais ils ont été effectués de manière raisonnable, pour mettre le concepteur du côté de la sécurité.

Nous attendons maintenant que cette version de l'Eurocode 8 soit utilisée pour voir si les clauses proposées posent un problème d'application. Un premier travail de dimensionnement d'une structure suivant Eurocodes a été effectué par Thermou (2001) et il montre que la clause limitant le rapport x/d est très difficile à satisfaire. Nous pensons que cette clause est sévère, mais vu les inconnues qui subsistent sur l'efficacité du confinement pour le béton comprimé sur la colonne, elle nous met à l'abri de dimensionnements fragiles.

En ce qui concerne l'Annexe C, la partie la plus étoffée et la mieux contrôlée concerne les nœuds extérieurs. Pour les nœuds intérieurs, la vérification est une vérification "globale" qui englobe la somme des contributions des efforts membranaires "de gauche et de droite", c'est-à-dire venant du côté moment positif et du côté moment négatif.

La faible influence de la poutre transversale dans les nœuds intérieurs se traduit par le fait que les largeurs effectives sont identiques, que l'on considère une poutre transversale ou pas. Ces largeurs effectives sont les mêmes que dans les nœuds extérieurs, même si l'on a vu que celles-ci conduisaient à surestimer la résistance des poutres sous moment positif et à sous-estimer leur résistance sous moment négatif. Sachant que dans le cas où les rotules plastiques de poutre se manifestent par la plastification des poutrelles métalliques avant la dégradation de la dalle, on obtient globalement une bonne évaluation de la résistance au nœud, et sachant aussi que l'on se limite à des vérifications globales de nœud, on a adopté pour les nœuds intérieurs les valeurs de largeurs effectives définies pour les nœuds extérieurs. Un modèle permettant de mieux discerner les moments positif et négatif permettrait peut-être d'affiner les valeurs des largeurs effectives aux nœuds intérieurs, mais l'impact pratique de cet affinement serait mineur.

VI.2. Apport à l'Eurocode 8

VI.2.1. Clauses sur la ductilité des sections soumises à un moment de flexion positif – limitation du rapport x/d – prEN1998 – 7.6.2 (8) et (9)

(8)P To achieve ductility in plastic hinges, the ratio x/d of the distance x between the top concrete compression fibre and the plastic neutral axis to the depth d of the composite section should comply with

$$x/d < \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_a)$$

Where ϵ_{cu} is the crushing strain of concrete in cyclic conditions
 ϵ_a is the total strain in steel at Ultimate Limit State

(9) The previous requirement is deemed to be satisfied when x/d of a section is less than the limits given in Table 7.4.

Table 7.4. Limit values of x/d for ductility of beams with slab

Ductility class	q	f_y (N/mm ²)	x/d upper limit
H	$q \geq 4$	355	0,20
H	$q \geq 4$	235	0,27
M	$1,5 < q < 4$	355	0,27
M	$1,5 < q < 4$	235	0,36

VI.2.2. Clause sur les armatures sismiques – prEN1998 – 7.6.2 (10)

(10) In dissipative zones of beams, specific ductile reinforcements of the slab called “seismic re-bars” (see fig. 7.3) should be present in the connection zone of the beam to the column. Their design and the symbols used at fig. 7.3 are defined in Annex C.

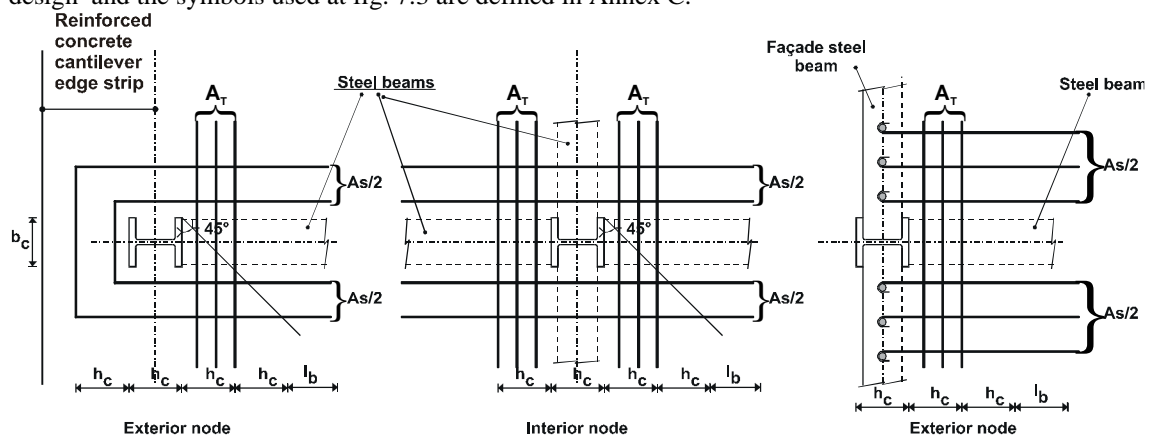


Figure 7.3: Layout of “Seismic Rebars”

VI.2.3. Clauses sur les largeurs effectives – prEN1998 – 7.6.3

(1) The total effective width b_{eff} of concrete flange associated with each steel web should be taken as the sum of effective widths b_e of the portion of the flange on each side of the centreline of the steel web (Figure 7.4). The effective width of each portion should be taken as b_e given in Table 7.4, but not greater than b defined hereunder in (2).

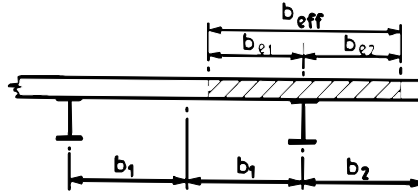


Figure 7.4. Definition of effective width b_e and b_{eff} .

(2) The actual width b of each portion should be taken as half the distance from the web to the adjacent web, except that at a free edge the actual width is the distance from the web to the free edge.

(3) The portion b_e of effective width of slab to be used in the determination of the elastic and plastic properties of the composite T sections made of a steel section connected to a slab are defined in Table 7.5 and Figure 7.5. These values are valid if the design of the slab reinforcements and of the connection of the slab to the steel beams and columns are made to Annex C.

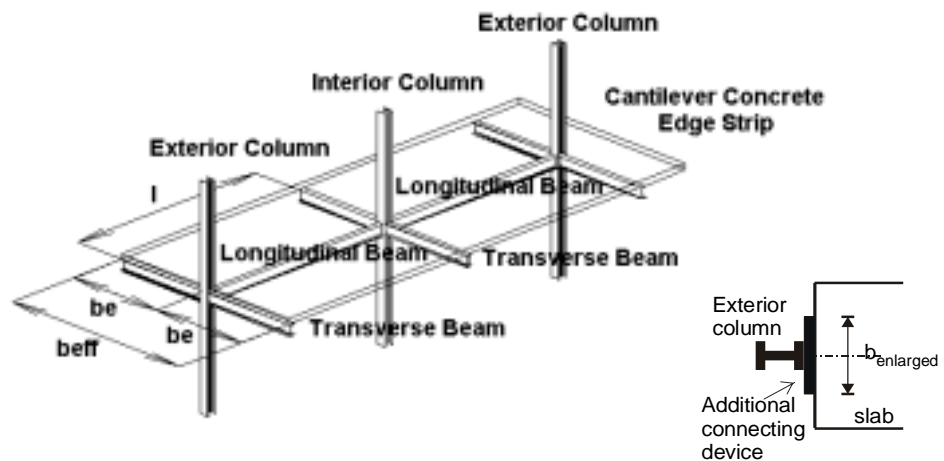


Figure 7.5. : Definition of Elements in Moment Frame Structures.

Table 7.5. Effective width b_e of slab for elastic analysis of the structure

b_e	Transverse element	b_e for I (ELASTIC)
At interior column	Present or not present	For M^- : 0,05 l For M^+ : 0,0375 l
At exterior column	Present	
At exterior column	Not present or re-bars not anchored	For M^- : 0 For M^+ : 0,025 l

Table 7.5.(continued) Effective width b_e of slab for evaluation of plastic moments

b_e	Transverse element	b_e for M_{Rd} (PLASTIC)
At interior column	Present or not present	
At exterior column	Steel transverse beam (fixed to the column) with connectors for full shear and specific detailing for anchorage of re-bars Cantilever concrete edge strip present or not	For M^- : 0,1 l For M^+ : 0,075 l
At exterior column	Cantilever concrete edge strip with re-bars of the hair pin type	For M^- : 0,1 l For M^+ : $b_c/2 + 0.7 h_c/2$ or $h_c/2 + 0.7 b_c/2$
At exterior column	Additional connecting device fixed to the column	For M^- : 0 For M^+ : $b_{enlarged}/2 \leq 0.05L$
At exterior column	Not present or re-bars not anchored	For M^- : 0 For M^+ : $b_c/2$ or $h_c/2$

VI.2.4. ANNEX C : dimensionnement de la dalle dans la zone autour de la colonne dans les structures en portique

AJ.1. General

This Annex bears on the design of slab and its connection to the steel frame in moment resisting frames in which beams are composite T beams comprising a steel section with slab.

The Annex has been developed and validated experimentally in the context of composite moment frames with rigid connections in which plastic hinges form in the beams. The proposed relationships have not been validated for cases with partial strength connections in which deformations are more localised in the joints.

The plastic hinges developed in the beam ends of a composite moment frame have to be ductile. In this Annex, it is considered that two conditions have to be fulfilled to ensure that a high ductility in bending is obtained :

- early buckling of the steel part must be avoided
- early crushing of the concrete of the slab must be avoided

The first condition imposes an upper limit on the section A_S of the longitudinal reinforcement present in the effective width of the slab. The second condition imposes a lower limit on the section A_T of the transverse reinforcement present in front of the column.

AJ.2. Requirement to avoid premature buckling of the steel section

Rule 7.6.1 (4) applies.

AJ.3. Requirements to avoid premature cracking of the concrete.

AJ.3.1. Exterior column - bending of the column in direction perpendicular to façade - Applied beam bending moment is negative - $M < 0$

AJ.3.1.1 No façade steel beam - no concrete cantilever edge strip

See Figure AJ.1.(b)

When no façade steel beam and no concrete cantilever edge strip are present, the transferable moment is the steel beam plastic moment only.

AJ.3.1.2 No façade steel beam - concrete cantilever edge strip present

See Figure AJ.1.(c)

When there is a concrete cantilever edge strip and no façade steel beam, EC4 applies.

AJ.3.1.3 Façade steel beam present – no concrete cantilever edge strip

See Figure AJ.1.(d)

- (1) When a façade steel beam is present rather than a concrete cantilever edge strip, the only way to transfer the moment is to use the façade steel beam to anchor the slab forces.
- (2) An effective anchorage of the re-bars on the shear connectors of the façade steel beam has to be realised.
- (3) The façade steel beam has to be fixed to the column
- (4) The reinforcing steel section A_S should be placed over a width equal to the effective width defined in Table 7.5 and should check:

$$A_S \leq F_{Rd3} / (f_{sk} / \gamma_s)$$
 where $F_{Rd3} = n \times F_{connector}$ on the effective width
 n = number of connectors in the effective width
 $F_{connector} = P_{Rd}$ = design resistance of one connector
- (5) The façade steel beam should be checked in bending, shear and torsion under the horizontal force applied at the connectors

AJ.3.1.4 Façade steel beam and concrete cantilever edge strip present

See Figure AJ.1.(e)

- (1) When both a façade steel beam and a concrete cantilever edge strip are present, two mechanisms of transfer of forces can be combined: the mechanism described in EC4 and the transfer through the façade steel beam.
- (2) AJ.3.1.3 (3), (4) and (5) apply to the section of re-bars anchored to the transverse beam
- (3) AJ.3.1.2 apply to the section of re-bars anchored in the concrete cantilever edge strip

AJ.3.2. Exterior column - bending of the column in direction perpendicular to façade - Applied beam bending moment is positive – $M > 0$

AJ.3.2.1. No façade steel beam – no concrete cantilever edge strip

See Figure AJ.2.(b-c)

- (1) When the concrete slab is limited to the interior face of the column, the transfer of moment is made by direct compression of the concrete on the column flange.
- (2) The maximal force transmitted to the slab is:

$$F_{Rd1} = b_c d_{eff} (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$
 where for a solid slab, d_{eff} is the overall depth of the slab and for a composite slab, d_{eff} is the thickness of the slab above the ribs of the profiled sheeting
 In this case, $b_{eff} = b_c$ as indicated in Table 7.5, where b_c is the width of the column steel section
- (3) In case additional bearing is provided, b_{eff} may be increased. See Fig. AJ2(b)-(c)
 However, b_{eff} may not be greater than the values provided in Table 7.5.
- (4) Confining of the concrete close to the column flange is required. The section of these re-bars should comply with

$$A_T \geq 0.21 d_{eff} b_c \frac{0.15 - b_c f_{ck} / \gamma_c}{0.15 f_{sk} / \gamma_s}$$

over a length of beam equal to b_{eff} and should be uniformly distributed over that length. The distance of the first re-bar to the column flange should not exceed 30 mm.

- (5) The section A_T of re-bars defined in (3) can be partly or totally realised by re-bars placed for other purposes, like for instance the bending resistance of the slab.

AJ.3.2.2. No façade steel beam – concrete cantilever edge strip present or concrete into the column flanges

See Figure AJ.2.(c-d-e)

- (1) When no façade steel beam is present, the transferable moment is linked with two mechanisms:

Mechanism 1: direct compression on the column

$$F_{Rd1} = b_c d_{eff} (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$

Mechanism 2: compressed concrete struts inclined on the column sides.

If incline is equal to 45°:

$$F_{Rd2} = 0.7 h_c d_{eff} (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$

where h_c is the depth of the column steel section

- (2) The tension tie total steel section A_T should comply with (see Figure AJ.2.(e)):

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{sk,T} / \gamma_s} = 0.3 h_c d_{eff} \frac{f_{ck} / \gamma_c}{f_{sk,T} / \gamma_s}$$

- (3) The section A_T should be distributed over a width equal to h_c and be fully anchored. The resulting length of re-bars is $L = b_c + 4 h_c + 2 l_b$, where l_b is the anchorage length of the re-bars according to EC2.
- (4) The maximum compression force transmitted is
 $F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$.
 It corresponds to a maximal effective width of $b_{eff}^+ = 0.7 h_c + b_c \cdot M_{pl,Rd}$ should be computed considering this b_{eff}^+ as effective width of concrete (see Table 7.5)

AJ.3.2.3. Façade steel beam present – concrete cantilever edge strip present or not

See Figure AJ.2.(c-e-f-g)

- (1) When a façade steel beam is present, a third force transfer F_{Rd3} implying the façade steel beam is activated in compression.
 $F_{Rd3} = n \times F_{connector}$
 with n = number of connectors in the effective width computed using Table 7.5
 $F_{connector} = P_{Rd}$ = design resistance of one connector
- (2) AJ.3.2.2. applies
- (3) The maximum compression force transmitted is $b_{eff} d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$. It is transmitted if:
 $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$
 The "full" composite plastic moment is achieved by choosing n in order to achieve the adequate F_{Rd3} . The maximum effective width corresponds to b_{eff} defined in Table 7.5.

AJ.3.3. Interior column

AJ.3.3.1. No transverse beam present

See Figure AJ.3.(b-c)

- (1) When no transverse beam is present, the transferable moment is linked with the two mechanisms:
Mechanism 1: direct compression on the column
 $F_{Rd1} = b_c d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$
Mechanism 2: compressed concrete struts inclined at 45° on the column sides
 $F_{Rd2} = 0.7 h_c d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$
- (2) Required tension tie section:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{sk,T}/\gamma_s} = 0.3 h_c d_{eff} \frac{f_{ck}/\gamma_c}{f_{sk,T}/\gamma_s}$$
- (3) The same section A_T has to be placed on the two sides of the column to account for the reversal of bending moments..
- (4) The resistance is at the most:
 $F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0.7 h_c + b_c) d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$
 The total action effect in the slab is the sum of the tension force F_{St} in the re-bars parallel to the beam at the negative moment side and of the compression force F_{Sc} in the concrete at the positive moment side:
 $F_{St} + F_{Sc} = A_S (f_{sk}/\gamma_s) + b_{eff}^+ d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$
 with A_S , section of re-bars in the effective width b_{eff}^+ defined in Table 7.5.
 b_{eff}^+ , defined in Table 7.5.
- (5) In a design aiming at yielding located essentially in the bottom flange of the steel section and no crushing of concrete, the design condition is :
 $1.2 (F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2}$
 If the condition is not fulfilled, the situation is not controlled and the resisting effective has to be increased, either by the presence of a transverse beam (see section AJ.3.3.2.), or by increasing the direct compression of the concrete on the column by additional devices (see section AJ.3.2.1.).

AJ.3.3.2. Transverse beam present

See Figure AJ.3.(d)

- (1) When a transverse beam is present, a third force transfer F_{Rd3} implying the façade steel beam is activated.
 $F_{Rd3} = n \times F_{connector}$
 with n = number of connectors in the effective width computed using Table 7.5
 $F_{connector} = P_{Rd}$ = design resistance of one connector

(2) AJ.3.3.1. applies for the condition on the tension tie for mechanism 2.

(3) The resistance is at the most:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0.7 h_c + b_c) d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c) + n F_{connector}$$

where n is the number of connectors in $\max(b_{eff}^-, b_{eff}^+)$ as defined in Table 7.5

The total action effect in the slab is the sum of the tension force F_{St} in the re-bars parallel to the beam at the negative moment side and of the compression force F_{Sc} in the concrete at the positive moment side:

$$F_{St} + F_{Sc} = A_S (f_{sk}/\gamma_s) + b_{eff}^+ d_{eff} (0.85 f_{ck}/\gamma_c)$$

with A_S , section of re-bars in the effective width b_{eff}^- defined in Table 7.5.

b_{eff}^+ , defined in Table 7.5.

(4) In a design aiming at yielding located essentially in the bottom flange of the steel section and no crushing of concrete, the design condition is :

$$1.2 (F_{Sc} + F_{St}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$$

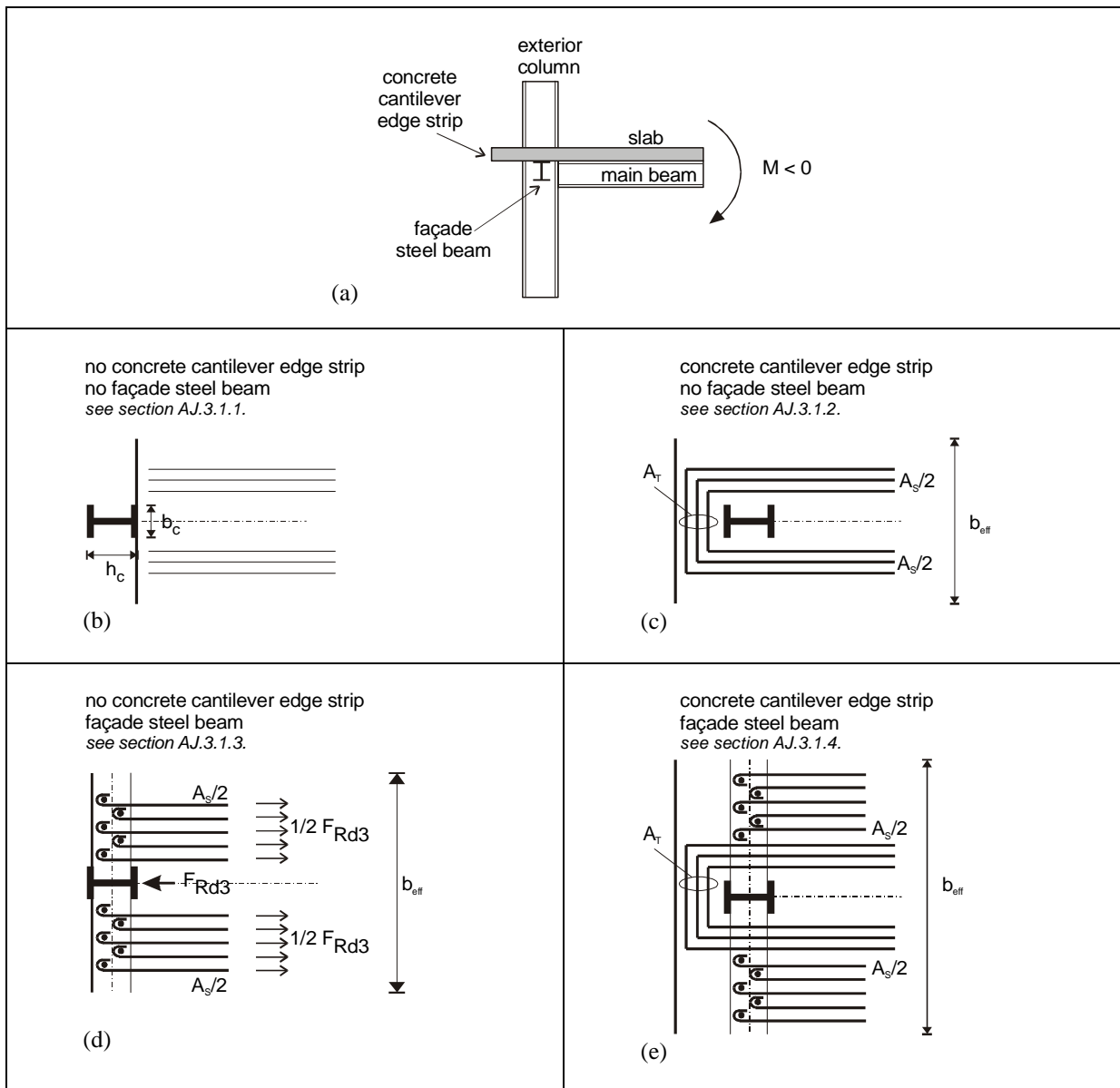


Figure AJ.1. Configurations of exterior composite beam-to-column nodes under negative bending moment in direction perpendicular to façade

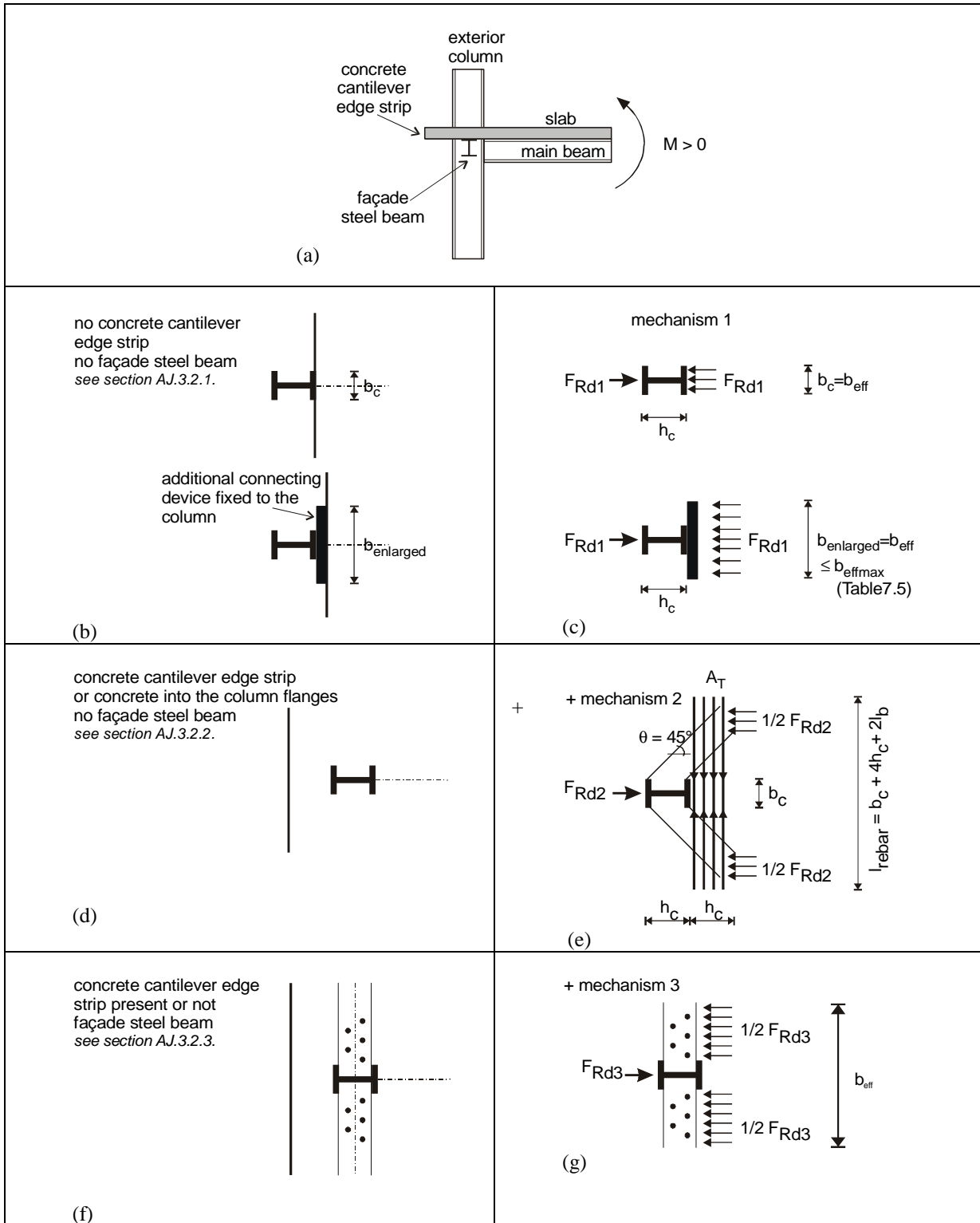


Figure AJ.2. Configurations of exterior composite beam-to-column nodes under positive bending moment in direction perpendicular to façade and possible transfer of slab forces.

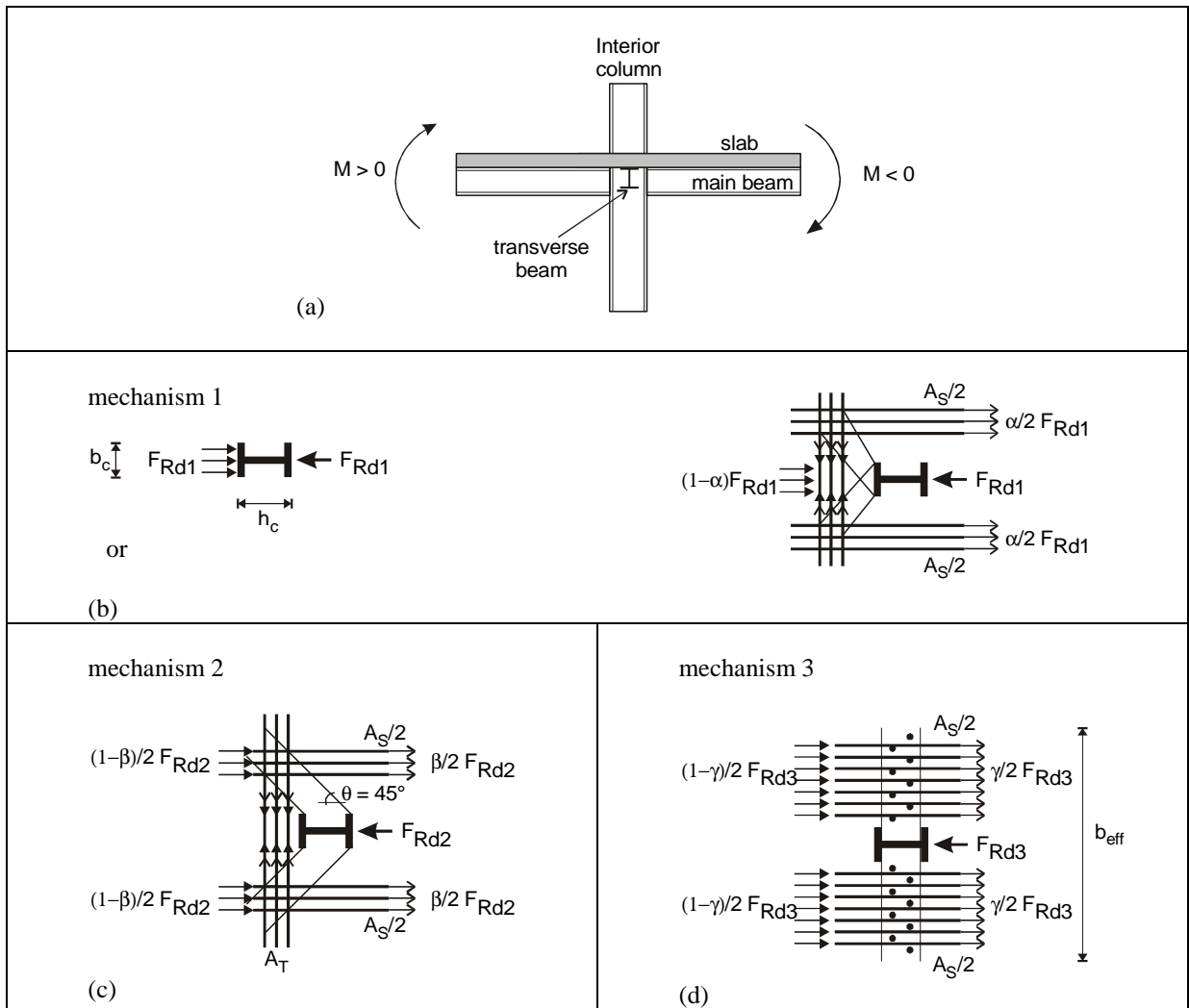


Figure AJ.3. Possible transfer of slab forces in an interior composite beam-to-column node with and without transverse beam under positive bending moment at one side and negative bending at the other side

Chapitre VII CONCLUSIONS

La présente thèse avait pour objectif l'étude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique, dans l'hypothèse où l'assemblage poutre poteau est de type pleinement résistant.

Le but général de notre thèse était de mettre en évidence et de quantifier le rôle de la dalle -et implicitement de ses composants, les armatures, les goujons connecteurs et la poutre transversale- dans le transfert de moment de flexion de la poutre à la colonne.

L'objectif pratique était la définition de données utilisables par les auteurs de projet, telles que

- des largeurs effectives à prendre en considération pour l'analyse des structures en portiques mixtes sous séisme et pour le calcul des résistances (moments plastiques) des sections
- des éléments nécessaires à la définition des détails de connexion acier-béton et des armatures
- l'implémentation de ces informations dans un format de règle de calcul, dans l'Eurocode 8.

Le travail réalisé représente un travail exploratoire très important du domaine, mais on ne prétend pas que toutes les pistes possibles ont pu être étudiées. Les moyens mis en œuvre sont les classiques voies de l'expérimentation et du calcul numérique.

Conclusions des études expérimentales

Les essais effectués comprennent des essais cycliques sur des nœuds intérieurs isolés, sur un portique bi-dimensionnel et sur une structure tridimensionnelle.

Les programmes expérimentaux ont permis

- de qualifier le bon comportement des poutres mixtes dimensionnées en imposant la localisation de la plastification dans les parties métalliques de la poutre, c'est-à-dire en maximisant la raideur et la résistance de la dalle autour de la colonne par la présence d'armatures additionnelles transversales et/ou longitudinales et par la présence de poutres transversales.
- de mettre en doute l'efficacité de la poutre transversale dans les nœuds intérieurs testés. C'est plutôt le confinement du béton autour de la colonne qui apporte la résistance et la ductilité nécessaire au bon comportement de la poutre mixte.
- de qualifier un système original d'ancrage des armatures aux goujons des poutres transversales aux nœuds d'extrémité, destiné à permettre le transfert d'un moment négatif mixte aux nœuds extérieurs sans que la dalle ne soit dépassante.
- de remettre en question l'applicabilité à des poutres mixtes de la méthode proposée par la CECM pour déduire le moment plastique expérimental de courbes moment – rotation de poutres métalliques. La définition d'une pente de la droite d'écrouissage forfaitairement égale à un dixième de la pente de la droite élastique à l'origine entraîne une estimation de valeurs des moments plastiques expérimentaux particulièrement faibles vis-à-vis des moments maximum et conduit à des valeurs de ductilité anormalement élevées, dans le cas de raideur initiale mixte élevée. Plus la raideur initiale est grande, plus le moment plastique est faible, plus la ductilité est grande. La nécessité d'une méthode "universellement" reconnue est clairement mise en évidence, mais son choix n'est ni facile, ni clair. L'usage d'une droite sécante de la courbe expérimentale pour représenter la

partie élastique du comportement et déterminer les moments plastiques expérimentaux, telle qu'utilisée en béton armé, fournit des résultats plus réalistes, plus consistants et nous semble plus appropriée aux poutres mixtes.

Conclusions des études sur modèle numérique

Les modélisations numériques de nœuds isolés sont effectuées à l'aide d'éléments finis utilisant des lois de comportement non linéaire des matériaux, y compris le béton.

Les simulations numériques ont permis de mettre en évidence une somme d'informations relatives au mécanisme des flexions à la jonction poutre-poteau de nœuds mixtes soumise à une sollicitation horizontale :

- Un dimensionnement ductile de poutre mixte peut être assuré en localisant la plastification dans la poutrelle métallique.
- On assure la localisation de la plastification dans la poutrelle en maximisant la résistance de la dalle autour de la colonne. Dans un nœud intérieur, on peut obtenir cette condition sans l'apport d'une poutre transversale. Dans un nœud intérieur où les poutres mixtes sont dimensionnées pour localiser la plastification dans la poutrelle métallique, l'apport de la poutre transversale est nul. La raideur de la dalle dans son plan est telle que le mécanisme de poutre transversale n'a pas la possibilité de se déformer suffisamment que pour être activé. La déformabilité nécessaire pour activer le mécanisme de poutre transversale est si important que l'écrasement du béton sur la colonne survient avant toute activation de ce mécanisme. Après écrasement du béton, quand la poutre transversale pourrait commencer à jouer un rôle dans le schéma résistant, la semelle inférieure de la poutre longitudinale est plastifiée et son écrouissage n'est pas suffisant pour permettre une grande augmentation des efforts transférables au niveau de la dalle. Les forces transmises par la poutre transversale augmentent, mais le moment total transmis par le nœud est constant. Seul un design spécifique, tel des consoles horizontales directement fixées à la colonne et couvrant toute l'épaisseur de la dalle pourrait réaliser un mécanisme de poutre transversale effectif dans un nœud intérieur.
- Dans tous les autres cas, c'est-à-dire pour un nœud extérieur, quel que soit le type de dimensionnement, ou pour un nœud intérieur où les poutres mixtes ne sont pas dimensionnées pour localiser la plastification dans la poutrelle métallique, l'apport de la poutre transversale existe, tant du point de vue résistance que du point de vue ductilité. Cependant, dans le cas d'une poutre à dalle faible dans un nœud intérieur, les valeurs de ductilité atteintes ne sont pas très élevées (2.6 au maximum) et correspondent à des rotations relativement faibles (0.023 rad).
- Les modélisations mettent en évidence l'efficacité du béton situé entre les ailes de la colonne, qui joue un rôle très important dans la résistance et surtout la ductilité des poutres, quelle que soit l'option de dimensionnement choisie (localisation de la plastification dans la poutrelle ou pas). Pour pouvoir bénéficier de cette résistance, un soin particulier doit être accordé à la mise en œuvre du béton sur chantier. De nouvelles données expérimentales seraient utiles pour valider ce résultat numérique.
- Les armatures sismiques transversales et longitudinales jouent un rôle fondamental dans le comportement ductile des poutres mixtes. Elles assurent la résistance en traction de la dalle, mais contribue aussi au confinement du béton autour de la colonne, primordial pour le comportement ductile du béton.

- Un paramètre important, indicateur de ductilité de la poutre, est le rapport x/d de la section, qui donne la position de l'axe neutre plastique dans la section et une idée de la capacité de rotation de celle-ci. On a montré dans l'analyse de la poutre mixte soumise à un moment positif dans le nœud extérieur que la limitation de x/d est très restrictive et impose de dimensionner le nœud avec une poutre transversale malgré le très bon comportement de la poutre longitudinale en l'absence de poutre transversale. Cependant, l'efficacité du béton dans les ailes de la colonne devant encore être validé expérimentalement, cette limitation du x/d reste impérative pour garantir un design ductile.
- Pour qu'un portique mixte puisse être calculé comme un portique acier seul sous action sismique, il faut isoler la dalle des extrémités des poutres, en supprimant les goujons dans un rayon égal à deux fois la hauteur de la poutrelle métallique, et de la colonne, en supprimant le contact direct de la dalle sur celle-ci. Dans un nœud extérieur dont la poutre est soumise à un moment négatif, le caractère mixte de la poutre n'est pas activé si la dalle est arrêtée devant la colonne.
- Se contenter de supprimer les goujons proches de la colonne sans supprimer le contact direct de la dalle sur la colonne est insuffisant pour pouvoir annihiler le comportement mixte des poutres longitudinales, à cause du faible rôle de ces connecteurs très voisins de la colonne dans le transfert de l'effort rasant dû au comportement mixte de la poutre.
- Les valeurs des largeurs effectives proposées dans l'Eurocode 8 permettent une bonne évaluation des moments plastiques positif et négatif aux nœuds extérieurs et donnent globalement de bons résultats pour les poutres à dalle forte des nœuds intérieurs: la somme des moments positif et négatif plastiques de référence correspond bien à la somme des moments plastiques positif et négatif déduits de la courbe globale numérique. La capacité totale du nœud est bien évaluée, mais sur base d'un moment positif surestimé et d'un moment négatif sous-estimé.
- A sections égales, les résistances en flexion des poutres d'un nœud extérieur peuvent être supérieures ou égales aux résistances des poutres d'un nœud intérieur, selon la localisation du phénomène auquel correspond la ruine de la section. Si la ruine de la poutre du nœud extérieur est conditionnée par la ruine (écrasement) du béton de la dalle, on ne peut pas atteindre un moment plastique positif aussi important dans la poutre d'un nœud intérieur que dans la même poutre d'un nœud extérieur, car la traction des armatures due au moment négatif du côté opposé de la colonne entraîne une compression additionnelle dans le béton et donc sa ruine pour un moment sollicitant positif inférieur.
- Si la ruine du nœud extérieur est conditionnée par la plastification de la section métallique et que la résistance de la dalle n'est pas épuisée, cette réserve de résistance peut être utilisée à reprendre la sollicitation de moment négatif dans le nœud intérieur sans diminuer le moment plastique positif.
- Dans les poutres mixtes soumises à un moment négatif dans un nœud extérieur et où la plastification a lieu dans la poutre métallique, celle-ci définit l'allure des courbes moment-rotation et l'amélioration des possibilités de transfert des efforts membranaires de dalle réalisée par augmentation de la résistance en traction de la dalle et des armatures ou par l'amélioration des capacités de la poutre transversale n'apporte pas une augmentation significative du moment résistant. Plus la poutre transversale est raide et résistante, plus elle est efficace dans le transfert des efforts de la dalle vers la colonne. L'augmentation des épaisseurs de parois de la poutre transversale est plus efficace que l'augmentation du nombre de goujons autour de la colonne. Plus la dalle de béton est épaisse et résistante à la traction, plus le moment atteint dans la poutre mixte est important.
- L'observation des courbes moment négatif – rotation montre que l'influence du pourcentage d'armature est relativement faible. En terme de largeurs effectives, on

constate que la largeur effective diminue quand le pourcentage d'armatures augmente. La mobilisation des armatures dans la résistance de la section dépend de l'amplitude de la demande en rotation de la poutre. Plus les rotations dans les rotules plastiques des poutres proches de la colonne sont grandes, plus on mobilise des armatures éloignées de la colonne. Plus le pourcentage d'armatures est faible, plus la plastification des armatures est grande pour une même demande en rotation et plus la largeur effective mobilisée est importante. Dans le cas où le pourcentage d'armatures est très élevé, deux problèmes se posent :

- Il est difficile d'utiliser correctement le concept de largeur effective et de moment plastique, alors que les armatures n'atteignent pas la plastification.
- On court le risque de diminuer la classe de section, comme résultat de l'augmentation de l'élançement de la partie d'âme du profilé métallique en compression et par conséquent de son risque de voilement.
- L'inertie d'une poutre mixte soumise à un moment positif a les diverses caractéristiques suivantes :
 - I_{mixte}/I_{acier} est très sensible au rapport des sections relatives du profil acier et de la dalle (de 1.5 à 3, soit 100 % de variation). L'idée de simplifier les codes en ne considérant plus de largeur effective mais un rapport forfaitaire du rapport I_{mixte}/I_{acier} est trop simpliste et peut conduire à des erreurs importantes.
 - I_{mixte} varie suivant la raideur et la résistance de calcul, donc le nombre de goujons.
 - I_{mixte} dépend de l'épaisseur de dalle, mais très peu du type de coffrage (présence ou non de nervures) dans le cas où la dalle n'est pas trop épaisse par rapport à la hauteur totale du profilé métallique et de la dalle ($d/(h+d) < 0.25$). Ceci n'est pas vrai en terme de largeurs effectives.
 - I_{mixte} n'est pas dépendant de la largeur de la colonne.
 - l'effort rasant sollicitant chaque groupe est peu influencé par le fait qu'il y ait ou non des connecteurs à proximité de la colonne (70 cm).
 - I_{mixte} est peu influencé par le choix du rapport des modules de Young de l'acier et du béton, si le choix reste dans des valeurs réalistes (de $n = E_a/E_c = 6$ à 8).
 - I_{mixte} est peu influencé par la configuration du nœud (dalle arrêtée devant la colonne, dalle dans la colonne, poutre transversale. $I_{mixte,i}/I_{mixte,1}$ est compris entre 1 et 1.07 pour des goujons de raideur réaliste.
 - I_{mixte} n'est pas très sensible à la valeur choisie de la largeur effective (20 % de variation pour 70 % de variation sur la largeur effective).
 - b_{eff} (et I_{mixte}) est dépendant de la longueur de la zone de moment positif. Le paramètre constant est le rapport $b_{eff}/L_{console}$.

Conclusions quant à la définition de spécimens d'essais

Enfin, les études aussi bien expérimentales que numériques ont mis en évidence la sensibilité des résultats obtenus à la définition des conditions aux limites des éléments étudiés. Ce problème a été étudié, ce qui permet de formuler les recommandations suivantes pour de futurs essais sur nœuds isolés :

- En général, dans les essais sur nœud poutre colonne réalisés sur des ensembles constitués d'une colonne et de deux consoles représentant les poutres, on définit les longueurs des consoles correspondant à la distance de l'axe de la colonne à la position de moment nul. Dans le cas de structures où l'action horizontale sismique est prépondérante vis-à-vis des charges verticales, la longueur de la console de test devrait idéalement être égale ou

supérieure à $L/2$ si la poutre porte sur une longueur L dans un portique réel. Le recourt à des consoles plus courtes est défavorable au comportement mixte et la perturbation correspondante doit être prise en compte dans l'analyse des résultats d'essais. Les goujons y subissent des sollicitations qui peuvent être bien plus importantes que dans un portique réel. La dalle est aussi plus fortement sollicitée localement. Si une portée courte est utilisée, il est nécessaire de surdimensionner la liaison acier béton et d'augmenter les concentrations de goujons par rapport à la poutre dans la structure réelle pour se rapprocher du cas réel.

- Il faut protéger les goujons d'extrémité de la console contre les tractions importantes qui peuvent naître lors d'un essai, soit en dimensionnant un système extérieur capable de reprendre cette traction, soit en prolongeant la console mixte au-delà du point de moment nul.
- Si le but de l'étude est de déduire des largeurs effectives ou des moments de flexion résistants réalistes pour les situations réelles, il faut absolument que la largeur des dalles de poutres mixtes testées soit choisie supérieure à la largeur effective présumée de la dalle. Ceci a l'air évident mais on trouve de nombreux programmes expérimentaux où l'on donne à la dalle une largeur égale à la largeur effective.
- La mesure de contraintes élevées dans la semelle supérieure de la poutre transversale n'est pas nécessairement le signe d'une activation efficace de la poutre transversale. Un effort de dalle faible peut être transmis à la poutre transversale à une distance importante de l'encastrement de la poutre transversale à la colonne. Cet effort faible va peu contribuer à l'augmentation du moment transmis par la poutre longitudinale alors que le couple qu'il créera sollicitera la poutre transversale de manière importante.

Résultats pratiques du mémoire

La thèse contribue à la définition des éléments nécessaires au projet de portiques mixtes soumis à l'action sismique : une partie du chapitre relatif aux constructions mixtes dans l'Eurocode 8 est basé sur nos travaux [prEN 1998 (Décembre 2001)]. On rappellera que ce développement normatif constitue une première mondiale. Notre contribution concerne les poutres mixtes avec dalle et leur jonction aux colonnes, pour le calcul desquelles le présent mémoire développe un ensemble d'éléments de calcul cohérents et fondés. On ne les reprend pas dans ces conclusions. Ils sont donnés en détail au chapitre VI.

BIBLIOGRAPHIE

AISC American Institute of Steel Construction (1997)

Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago, Ill.

Aribert J.M. (1996)

Modélisation par éléments finis adaptée aux poutres et assemblages de bâtiments mixtes acier béton.

Aribert J-M, Lachal A., Tahoszki Zs. (1998)

Reliability of moment resistant connectors of steel building frames in seismic areas. Task 5: reliable models for the cyclic behaviour of connections. Progress report. Inco-copernicus project - June 98.

Aribert J-M, Lachal A. (1999)

Comportement de connecteurs Acier-Béton sous chargement cyclique répété en vue du dimensionnement parasismique des connexions.

Behaviour of steel-concrete shear connectors under repeated cyclic loading for seismic design of connections. 5ème Colloque International AFPS, CACHAN France, volume 2, p. 479-488.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1998)

Design Guide for Partially Restrained Composite Connections, J. Struct. Engrg, ASCE, 124(10), 1099-1114.

Ballerini M., Bursi O.S. (1995)

Experimental analysis of steel-concrete composite beams with full and partial shear connection

C.T.A., Giornate italiane delle costruzione in acciaio.

Bouwkamp, J.G., Parung, H., Qorraaj, S. (1997)

Plumier, A., Doneux, C.,

Research on energy dissipation capacity of composite steel concrete structures. Final report.

Contract no 11708-96-03 F1 EDF ISP D

11706-96-03 F1 EDF ISP B

Bursi O.S., Ballerini M. (1996a)

Behaviour of a steel-concrete composite substructure with full and partial shear connection
11th World Conf. On Earthq. Eng., Acapulco, June 1996

Bursi O.S., Ballerini M. (1996b)

Experimental analysis of steel-concrete composite beams with full and partial shear connection

Cost C1- Earthquake performance of civil engineering structures, 89-99.

Bursi O.S., Ballerini M. (1997)

Low-cycle behaviour and analysis of steel-concrete composite substructures

Conf. report Innsbruck '97, Int. conf. on composite construction, 615-620.

Bursi O.S., Gramola G. (1997)

Smearred crack analysis of steel-concrete composite substructures
Proc. of STESSA '97, Kyoto, 138-147.

Bursi O.S., Gramola G., Zandonini R. (1997)

Quasi-static cyclic and pseudo-dynamic tests on composite substructures with softening behaviour
SDSS'97, Proc. of the 5th int. coll. on Stability and Ductility of Steel Structures, Nagoya, 871-878.

Bursi O.S., Caldara R. (1999a)

A non-linear finite element study of steel-concrete composite substructures with partial shear connection.
Submitted to J. of Structural Engineering.

Bursi O.S., Caldara R. (1999b)

Energy and low-cycle fatigue evaluation of composite substructures embodying stud shear connectors. I: pull-push specimens
Submitted to J. of Structural Engineering.

Bursi O.S., Caldara R. (1999c)

Energy and low-cycle fatigue evaluation of composite substructures embodying stud shear connectors. II: beam specimens
Submitted to J. of Structural Engineering.

CEB-FIP (1993)

Model Code 1990. Bulletin d'information n°213/214. Lausanne.

CECM (1986)

European Convention for Constructional Steelworks 1986. Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, Publ. N° 45.

Chaudat, Th. (1998)

Rapport SEMT/EMSI/RT/98-069 A, programme TMR
Essai sur une structure mixte (acier-béton) dans la fosse IRIS, CEA Saclay.

Chen W-F (1982)

Plasticity in reinforced concrete
McGraw-Hill Book Company, USA.

Chen W-F, Saleeb A.F. (1994)

Constitutive equations for engineering materials. Vol 1 : Elasticity and Modeling
Studies in Applied Mechanics 37A, Elsevier, Amsterdam.

Chen W-F (1994)

Constitutive equations for engineering materials. Vol 2 : Plasticity and Modeling
Studies in Applied Mechanics 37B, Elsevier, Amsterdam.

Cheung P.C., Paulay T., Park R. (1989)

Interior and exterior reinforced concrete beam-column joints of a prototype two-way frame with floor designed for earthquake resistance
Research report 89-2, Dpt of Civil Eng., Univ. of Canterbury, Christchurch, NZ, 165 p.

Colombo, A. (2001)

Towards a uniform definition of damage
Thèse de doctorat de l'Université de Liège

Cost C1 (1997)

Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings. *Semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities.

Crisfield, M.A., Wills, J. (1989)

Analysis of R/C panels using different concrete models, ASCE, J. of the Eng. Mech., 115 (3)

Darwin, D., Pecknold, D. A. (1990)

Non linear biaxial stress-strain law for concrete, ASCE, J. of the Eng. Mech., 103 (2), 229-241, 1990.

Doneux, C. (1998)

Research on energy dissipation capacity of composite steel concrete structures. Tests on 3 composite joints at Technische Hochschule Darmstadt. Report I. Internal report, Service Ponts et Charpentes, Université de Liège, May 1998.

Doneux, C. (1999)

Research on energy dissipation capacity of composite steel concrete structures. Tests on 3 composite joints at Technische Hochschule Darmstadt. Report II: Study of the force-deflection curves characterizing the composite beams. Internal report, Service Ponts et Charpentes, Université de Liège, April 1999.

Doneux, C. & Parung, H. (1998)

A study on composite beam-column sub-assemblages. In proc.. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam:Balkema.

Ebato K., Morita K., Sugiyama T. (1995)

Finite element analysis of semi-rigid composite joints.
Structural connections (volume 2), ed. by Shanmugam, Choo-Pergamon, PSSC '95, 4th Pacific Structural Steel Conference, 9-16.

ECSC Research Contracts 7210-SA/212 and 320 (1997)

Frame design including joint behaviour, (vol. 1)
Université de Liège (B), CTICM (F), CRIF (B), RWTH Aachen (D), TNO Delft (NL).

Eurocode 2 - prEN1992-1 (2001)

Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation.

Eurocode 4 - prEN1994-1-1 (2001)

Design of composite steel and concrete structures. European Committee for Standardisation.

Eurocode 8 – prEN 1998-1-3 (2001)

Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-3: Specific rules for various materials and elements", European Committee for Standardisation.

Eurocode 8 – prENV 1998-1-3 (1993)

Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-3: Specific rules for various materials and elements", European Committee for Standardisation.

Feenstra, P.H., de Borst, R. (1995)

Constitutive model for reinforced concrete, ASCE, J. of the Eng. Mech., 121 (5), pp 587-595

Hajjar J., Leon R., Gustafson M., Shield C. (1998)

Seismic response of composite moment-resisting connections. II behavior.
Journal of Structural Engineering, 877-885

Hand, F. R., Pecknold, D. A., Schnobrich, W. C. (1973)

Nonlinear layered analysis of RC plates and shells, ASCE, J. of the Structural Division, 99 (7), 1491-1505.

Hugues, B.P., and Chapman, G.P. (1966)

The complete stress-strain curve for concrete in direct tension
Bulletin Rilem no 30, pp95-97.

ICONS report (to be published in 2002)

Seismic Behaviour and Design of Composite Steel Concrete Structures
Ed. by A. Plumier and C. Doneux, publ. by LNEC, Lisboa-Portugal.

Isenberg (1993)

Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures II (1991). ASCE, NewYork.

Jirasek (1999)

Numerical modeling of deformation and failure of materials. Course held on 3-7 May 1999 at RWTH, Aachen

Johnson, R.P. (1994)

Composite structures of steel and concrete. Volume 1: beams, slabs, columns and frames for buildings", Blackwell, Oxford.

Krawinkler, H., Mohasseb S. (1987)

Effects of panel zone deformations on seismic response
J. Construct. Steel Research, vol 8, pp 233-250

Kupfer H., Hilsdorf H.K., Rusch H. (1969)

Behavior of concrete under biaxial stresses
ACI Journal, no 66-52, pp 656-666

Lee S.-J., Lu L.-W. (1989)

Cyclic tests of full-scale composite joint subassemblages
ASCE, Journal of Structural Engineering, 115 (8)

Lee S.-J., Lu L.-W. (1991)

Cyclic load analysis of composite connection subassemblages.
Connections in steel structures II (AISC - Pittsburgh), ed. by Bjorhovde, Colson, Haaijer, Stark, 209-216

Leon R., Hajjar J., Gustafson M. (1998)

Seismic Response of composite moment-resisting connections. I: Performance
Journal of Structural Engineering, pp 868-876

Lepretre, Ch. (1988)

Calcul à la ruine des structures en béton armé. Mise au point d'un modèle béton en contraintes planes. Rapport DEMA/88/330. CEA, Saclay.

Liu, J., Astanteh, A. (2000)

Cyclic behavior of steel shear connectors with floor slab
In Proc. 6th ASCCS Intern. Conf. On Steel-Concrete Composite Structures, ed. by Xiao Y. and Mahin S.A., pp 745-752.

Matsuo A., Nakamura Y., Salib R.W., Matsui Y. (1997)

Behaviour of the composite beam-to-steel H column connection
conf. report Innsbruck '97, int. conf. on composite construction, pp 882-883.

McMackin, P.J., Slutter, R.G. et Fischer, J.W. (1973)

Headed steel anchor under combined loading
Engrg. J., AISC, second quarter, pp 43-53

NEHRP (1994)

Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 1: Provisions. Part2: Commentary. Building Seismic Safety Council, Washington, DC

Nelissen, L.J.M. (1972)

Biaxial testing of normal concrete.
Heron, vol. 18, no 1, Delft, 90 pp.

Oehlers, D. J., Bradford, M. A.(1995)

Composite steel and concrete structural members – Fundamental behaviour
Pergamon, Elsevier, Oxford.

Paulay, T. & Priestley, J.M.N. (1992)

Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley.

Plumier, A., Boushaba, (1988)

Relation entre la ductilité locale et le facteur de comportement sismique de structures en acier.
Construction Métallique 1988/2.

Plumier, A., Doneux, C., Bouwkamp, J.G. & Plumier, C. (1998)

Slab design in connection zone of composite frames. In proc.. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam:Balkema.

Plumier, A., Doneux, C., Bouwkamp, J.G. (1998b)

Slab design in connection zone of composite frames, in Proceedings of the 1998 Annual Technical Session & Meeting of the Structural Stability Research Council.

Plumier, A., Doneux, C. (1999a)

Lastabtragung in biegesteifen Flachdecken-Verbunddrahmensystemen unter Erdbebeneinwirkung.

Distribution of stresses in the slab of composite steel-concrete moment resistant frames submitted to earthquake action. (titre traduit)

Stahlbau 68 (1999), Heft 6, pp 438 - 447.

Plumier, A., Doneux, C. (1999b)

Design of composite structures in seismic regions", in Proceedings of the 6th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS'99, Dubina, D., and Ivanyi, M., (Editors), Elsevier , pp 27 – 34.

Plumier C., Doneux C. (1998)

Dynamic tests on the ductility of composite steel-concrete beams. In proc.. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering. Rotterdam:Balkema.

Razaqpur A.G., Nofal M. (1989)

A finite element for modelling the nonlinear behavior of shear connectors in composite structures.

Computers & Structures, 32 (1) pp 169-174

Razaqpur A.G., Nofal M. (1990)

Analytical modelling of nonlinear behavior of composite bridges.

ASCE, J. of the structural eng., 116 (6)

Richard Yen, J.Y., Lin, Y. and Lai, M.T. (1997)

Composite beams subjected to static and fatigue loads. J. Struct. Engrg., ASCE, 123(6), pp 765-771.

Rotter, J.M., Ansurian, P., (1979)

Cross-section behaviour and ductility in composite beams. Proc. ICE, Part 2, vol 67, pp 453-474.

Rui, A., Simoes, D., Simoes, L. A.P., Cruz, P.S. (1999)

Analise Experimental de Ligações Mistas Viga-Pilar. Construção Metalica e Mista 2, pp.609-620.

Salari R. M., Spacone E., Shing B. P., Frangopol D.M. (1998)

Nonlinear Analysis of Composite Beams with Deformable Shear Connectors

Journal of Structural Engineering, 1148-1158

Steelquake (1999)

Plumier A., Plumier C. and R. Zaharia for University of Liege.

Castiglioni C., Agatino M.R. and Barbaglia P. for Politecnico di Milano.

Carydis P., Mousakis H. and Karapitta L. for National Technical University Athens.

Final report of Steelquake Research project -task1, task2-, 1999. Contract ENV4-CT96-0278.

Stevens, N.J., Uzumeri, S.M., Collins, M.P., Will, G.T. (1991)
Constitutive Model for Reinforced Concrete Finite Element Analysis
ACI Structural J., Vol 88, No 1, pp 49-59.

Thermou, G. (2001)
Seismic design and performance of composite frames. MSc dissertation, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London.

Tremblay, R., Tchebotarev, N. and Filiatrault, A. (1997)
Seismic performance of RBS connections for steel moment resisting frames : influence of loading rate and floor slab.
Proc. of STESSA '97, Kyoto, 664-671.

Vonk, R. (1992)
Softening of concrete loaded in compression.
PhD thesis, TU Eindhoven.

Wischers, G. (1978)
Application of effects of compressive loads on concrete
Betontech, Berlin, nos 2 and 3, Duesseldorf.