

ÉTUDE DU COMPORTEMENT RÉEL DES PONTS MIXTES ET MODÉLISATION POUR LE DIMENSIONNEMENT

THÈSE N° 1738 (1997)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Jean-Marc DUCRET

Ingénieur civil diplômé EPF
originaire de Chardonne (VD)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. M. A. Hirt, directeur de thèse
Prof. J. Brozzetti, corapporteur
Prof. E. Brühwiler, corapporteur
Dr H.-G. Dauner, corapporteur
Prof. R. Favre, corapporteur
Prof. M. Fontana, corapporteur
Prof. U. Kuhlmann, corapporteur

Lausanne, EPFL
1997



RESUME

Depuis un quart de siècle, la construction des ouvrages d'art mixtes acier-béton s'est considérablement développée et le nombre de ponts mixtes sur les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires est en constante augmentation. Cependant, les méthodes de dimensionnement n'ont pas progressé de la même manière que celles développées pour les poutres mixtes de bâtiment par exemple et ne sont pas totalement adaptées à la philosophie des états limites. D'autre part, le comportement en service des ouvrages soulève encore de nombreuses questions liées aux exigences concernant la dalle de roulement (durabilité, fissuration) et aux modèles de calcul applicables dans ce domaine.

Cette recherche a été entreprise dans le but d'analyser le comportement des ponts mixtes en service et de proposer une modélisation pour la vérification de la sécurité structurale. Les objectifs de l'étude étaient les suivants :

- étude de l'effet des actions sur le comportement réel des ponts mixtes en service dès leur construction et analyse de l'efficacité des méthodes d'amélioration de ce comportement,
- analyse du comportement à la rupture des ponts mixtes et proposition de simplification de leur dimensionnement.

Le travail a été mené selon la démarche suivante :

Aptitude au service

- étude détaillée du comportement du béton au jeune âge,
- analyse des différents systèmes de précontrainte et des pertes au cours du temps,
- synthèse des différentes causes de contraintes de traction dans la dalle et propositions de critères de conception en fonction de l'ouvrage et des exigences sur le comportement de la dalle.

Sécurité structurale

- évaluation critique du dimensionnement actuel et des possibilités de plastification des sections,
- définition des limites pour un calcul plastique des sections en fonction du type de pont et analyse des effets différés du béton sur le comportement à la rupture.

Dans le domaine de l'aptitude au service, l'étude systématique des actions créant des contraintes de traction dans la dalle a permis de déterminer les principaux paramètres pouvant provoquer la fissuration transversale. Le coefficient de retenue β , défini comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et de la dalle de béton, est un paramètre essentiel permettant d'évaluer la fissuration probable dans le temps. Des méthodes pour limiter la fissuration ont été analysées et comparées en fonction du type de pont.

Pour la vérification de la sécurité structurale, l'étude du comportement réel des sections mixtes a permis de valider l'introduction d'un calcul plastique de la résistance des sections en travée. Les limites de cette approche ont été définies et une simplification de la prise en compte des déformations imposées telles que le retrait et la température a été proposée.

SUMMARY

Construction methods for steel-concrete structures have developed significantly over the last quarter of a century, and the number of steel-concrete bridges on road and rail networks is continually increasing. However, design methods for bridges have not evolved to the same extent as those for buildings and are not completely adapted to the limit state concept. Furthermore, the behaviour in service of steel-concrete bridges is raising questions about requirements for deck slabs (durability, cracking) and about design models applicable in this domain.

The main aim of this research was to study the behaviour of steel-concrete composite bridges and to propose a model for the verification of structural safety. Objectives of the research were :

- measurement and numerical simulation of the influence of actions on the behaviour of steel-concrete composite bridges during construction and in service in order to analyse the effectiveness of methods for improving this behaviour,
- analysis of steel concrete composite bridge behaviour at the ultimate limit state and proposals for simplifying design.

The research progressed in the following order :

Serviceability

- detailed study of the behaviour of young concrete,
- analysis of different types of prestressing and prestressing losses over time,
- synthesis of the various causes of tensile stresses in deck slabs and proposal of design criteria as a function of structural properties and deck behaviour requirements.

Structural safety

- critical evaluation of current design methods and possibilities for the plastification of sections,
- definition of limits for plastic design as a function of the type of bridge, and analysis of the influence of time-dependent effects in the concrete on the behaviour at the ultimate limit state.

For the serviceability limit state, a study of the actions that create tensile stresses in deck slabs led to the determination of the principal parameters influencing the formation of transverse cracks. The restraint coefficient β , defined as the ratio of steel beam and concrete cross-sectional areas, was shown to be the key parameter for evaluating the probability of cracking with time. Methods for limiting the tensile stresses in the slab were analysed and compared as a function of the type of bridge.

For the verification of structural safety, a study of the actual behaviour of steel-concrete composite sections led to the justification of using plastic design calculations in order to determine the resistance of midspan sections. Limits for the application of this approach were defined, and simplified methods for considering imposed deformations such as shrinkage and temperature effects were proposed.

ZUSAMMENFASSUNG

In den letzten 25 Jahren hat sich die Verbundbauweise bei Tragwerken stark gewandelt. Die Anzahl der Verbundbrücken im Strassen- und Schienennetz steigt stetig. Die Bemessungsverfahren haben mit dieser Entwicklung nicht wie beispielsweise bei Verbundträgern im Hochbau Schritt halten können. Der plastische Nachweis der Tragsicherheit ist im Verbundbrückenbau noch nicht etabliert. Zudem sind die notwendigen Anforderungen an die Fahrbahnplatte hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Rissbildung und die für diese Problematik verwendeten Berechnungsmodelle unbefriedigend.

Die vorliegende Forschungsarbeit hatte die Analyse des Tragverhaltens von Verbundbrücken im Gebrauchszustand und den Entwurf eines Modells für den Nachweis der Tragsicherheit zum Ziel. Gegenstand der Untersuchungen waren die folgenden Themen:

- Studium der Auswirkung verschiedener Einwirkungen (Lasten, Temperatur etc.) auf das tatsächliche Verhalten von Verbundbrücken im Gebrauchszustand, sowie Analyse der Effizienz von Methoden, die das Verhalten verbessern (z.B Vorspannkonzent, Abkühlen des Betons beim Einbringen etc).
- Analyse des Bruchverhaltens von Verbundbrücken und Vorschläge für eine vereinfachte Bemessung.

Die Forschungsarbeit ist wie folgt aufgebaut:

Gebrauchstauglichkeit

- Detailliertes Studium des Verhaltens von jungem Beton,
- Analyse der verschiedenen Vorspannungsarten und der auftretenden Spannkraftverluste,
- Synthese der verschiedenen Phänomene, die zu Zugspannungen in der Brückenplatte führen können und Erstellen eines Kriterienkataloges für den Brückenentwurf und für die Anforderungen an das Tragverhalten der Brückenplatte.

Tragsicherheit

- Kritische Untersuchung heutiger Bemessungsverfahren und möglicher Plastifizierung der Querschnitte,
- Definition von Grenzbereichen für die Ermittlung des plastischen Querschnittswiderstandes für verschiedene Brückentypen und Analyse des Langzeitverhaltens des Betons im Hinblick auf das Bruchverhalten.

Die systematische Untersuchung der tatsächlichen Einwirkungen auf das Tragwerk und der daraus entstehenden Zugspannungen in der Brückenplatte ermöglichte die Bestimmung der wichtigsten Parameter für die Rissbildung in Querrichtung, insbesondere des Koeffizienten β , der dem Flächenverhältnis von Stahlträger- zu Betonquerschnitt entspricht und einen Hinweis auf die mögliche zukünftige Rissbildung gibt. Es wurden verschiedene Methoden zur Beschränkung der Rissbildung geprüft und für unterschiedliche Brückentypen verglichen.

Aufgrund der Untersuchungen des tatsächlichen Verhaltens der Verbundquerschnitte konnte für den Nachweis der Tragsicherheit ein Verfahren gefunden werden, das dem plastischen Querschnittswiderstand im Feld Rechnung trägt. Der Gültigkeitsbereich des Verfahrens wurde definiert und eine vereinfachte Berechnung vorgeschlagen, welche die aufgezwungene Verformung, das Schwinden sowie die Temperatur mitberücksichtigt.

REMERCIEMENTS

Par ces quelques lignes, je tiens à remercier tous ceux qui m'ont entouré scientifiquement, financièrement et moralement tout au long de ce travail de thèse.

Tout d'abord, j'aimerais remercier le Professeur Manfred A. Hirt, directeur de l'ICOM et directeur de ce travail de thèse pour m'avoir permis de réaliser cette recherche dans d'excellentes conditions. Son appui et ses conseils m'ont beaucoup apporté dans mon travail.

Je tiens également à remercier le Dr Jean-Paul Lebet pour sa disponibilité lors des nombreuses discussions que nous avons eues tout au long de mon activité à l'ICOM. Ses suggestions, son soutien scientifique et ses nombreux commentaires m'ont permis de mener à bien cette recherche dans une atmosphère constructive que j'ai beaucoup appréciée.

Je tiens à remercier les membres du jury de cette thèse, dans l'ordre alphabétique MM. Prof. J. Brozetti (CTICM, France), Prof. E. Brühwiler (MCS, EPFL), Dr H.-G. Dauner (DIC, Aigle), Prof. R. Favre (IBAP, EPFL), Prof. M. Fontana (IBK, EPFZ), Prof. U. Kuhlmann (Stuttgart, Allemagne) ainsi que le Président du jury, Prof. L. Vulliet (LMS, EPFL) pour l'intérêt et le temps passé à la lecture de ce document.

Au risque de répéter certains noms, mes remerciements vont également à la commission d'accompagnement de cette recherche, formée de MM. Prof. E. Brühwiler (MCS-EPFL), Dr. H.-G. Dauner (DIC, Aigle), Prof. R. Favre (IBAP-EPFL) et R. Ryser (Zwahlen & Mayr) pour leur disponibilité, l'intérêt qu'ils ont accordé à mon travail et les nombreuses questions et suggestions qu'ils ont amenées tout au long de cette recherche.

Le soutien des membres de l'ICOM est à mettre en évidence, en particulier MM. M. Kattner, M. Gómez, A. Bassetti et A. Banz pour le soin et l'intérêt qu'ils ont portés à l'analyse de mon travail. L'apport des membres d'autres instituts de l'EPFL a été particulièrement apprécié, en particulier MM. Prof. L. Pflug, Dr. D. Inaudi et S. Vurpillod (IMAC) pour les mesures par fibres optiques, MM. Dr P. Mivelaz (IBAP puis MCS), O. Bernard (MCS), Dr H. Charif (IBAP) et Dr J.-P. Jaccoud (IBAP) dans le domaine de l'analyse du béton ainsi que M. B. Reborah (LSC) dans le domaine de la modélisation de la plastification.

Au niveau financier, ce travail a été rendu possible en grande partie grâce à une bourse pour doctorants de l'EPFL. Les essais in-situ ont été réalisés avec l'aide financière des bureaux des autoroutes des cantons de Vaud (Venoge), Fribourg (Lully) et Genève (OA 402). En plus d'un important investissement de l'ICOM, les essais en laboratoire ont profité de la participation financière de l'Office Fédéral des Routes (OFR, Berne), de l'IMAC et de la société SMARTEC S.A. (fibres optiques), de la société PANGAS (azote liquide), Debrunner (fourniture de l'acier) et Zwahlen & Mayr (fabrication des poutres métalliques).

Je remercie chaleureusement Christian Monney qui a mené à bien la réalisation des essais en laboratoire ainsi que MM. Hansjakob Reist, Sylvain Demierre et Gilbert Pidoux pour leur collaboration active lors des mesures effectuées dans ce travail.

Je remercie aussi tous les collaborateurs de l'ICOM qui ont contribué à cette recherche et qui ont également aidé à créer une excellente atmosphère de travail. Je pense en particulier à Alberto, Markus, Vincent, Christian, Andrea, Alexandre, Eerik et Miguel avec qui les rapports personnels sont allés bien au-delà des rapports professionnels.

Finalement ma reconnaissance la plus sincère s'adresse à mon épouse, Marianne, qui m'a fortement encouragé dans mon travail ainsi qu'à mes parents qui m'ont toujours soutenu.

TABLE DES MATIERES

RESUME	3
REMERCIEMENTS	7
TABLE DES MATIERES	9
DEFINITIONS	11
NOTATIONS	11
TERMINOLOGIE	14
ABRÉVIATIONS	14
1. INTRODUCTION	15
1.1 MOTIVATIONS	15
1.2 DIMENSIONNEMENT ACTUEL ET ETAT DES CONNAISSANCES	17
1.3 BUTS DU TRAVAIL	22
1.4 LIMITES DU TRAVAIL	22
1.5 CONTENU DE LA THESE	23
1.6 REFERENCES	24
2. EFFETS D'HYDRATATION DE LA DALLE DE BETON	27
2.1 INTRODUCTION	27
2.2 COMPORTEMENT DU BETON AU JEUNE AGE ET CONSEQUENCES DANS LE CAS DES PONTS MIXTES	28
2.3 APPROCHE THEORIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE	33
2.4 ANALYSE EXPERIMENTALE	41
2.5 ETUDE PARAMETRIQUE	59
2.6 APPROCHE SIMPLIFIEE	66
2.7 CONCLUSIONS	68
2.8 REFERENCES	70
3. EFFET DE LA PRECONTRAINTTE	73
3.1 INTRODUCTION	73
3.2 SYSTEMES DE PRECONTRAINTTE	74
3.3 MODELE NUMERIQUE ET LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX	75
3.4 COMPARAISON ENTRE LE MODELE NUMERIQUE ET LES MESURES IN SITU	77
3.5 CADRE DE L'ETUDE PARAMETRIQUE	79
3.6 RESULTATS DES SIMULATIONS	81
3.7 ANALYSE DES RESULTATS	85
3.8 CRITERES DE CHOIX DE LA PRECONTRAINTTE	97
3.9 APPROCHE SIMPLIFIEE DU CALCUL DES PERTES	102
3.10 CONCLUSIONS	108
3.11 REFERENCES	110

4.	FISSURATION DES DALLES DE PONTSMIXTES	111
4.1	INTRODUCTION	111
4.2	CAUSES DE CONTRAINTES DANS LES DALLES	112
4.3	CONTRAINTES DE TRACTION ET METHODES DE LIMITATION DE LA FISSURATION	120
4.4	CONCLUSIONS	126
4.5	REFERENCES	127
5.	VERIFICATION DE LA SECURITE STRUCTURALE	129
5.1	INTRODUCTION	125
5.2	ANALYSE DU DIMENSIONNEMENT ACTUEL	128
5.3	INFLUENCE DU RETRAIT	134
5.4	PLASTIFICATION DES SECTIONS DE PONTS MIXTES	140
5.5	CONDITIONS POUR UN CALCUL PLASTIQUE	144
5.6	CONCLUSIONS	146
5.5	REFERENCES	147
6.	LIMITATIONS DU CALCUL PLASTIQUE EN TRAVEE	149
6.1	INTRODUCTION	149
6.2	MODELISATION	150
6.3	ETUDE PARAMETRIQUE	158
6.4	CONCLUSIONS	174
6.5	REFERENCES	175
7.	CONCLUSIONS	177
7.1	DEMARCHE	177
7.2	RESULTATS	178
7.3	CONCLUSIONS MAJEURES	181
7.4	TRAVAUX FUTURS	183
	CURRICULUM VITAE	185

DEFINITIONS

NOTATIONS

Majuscules latines

A	: surface
A^*	: surface de la section mixte calculée avec E_{ref}^*
A_a	: surface de la section métallique
A_c	: surface de la section de béton
E	: module d'élasticité
E_a	: module d'élasticité de l'acier
E_c	: module d'élasticité du béton
E_{c0}	: module d'élasticité du béton à t_0
E_c^*	: module d'élasticité ajusté du béton
E_{cm}	: module d'élasticité sécant du béton
E_{ref}^*	: module d'élasticité de référence du béton pour le calcul de la section mixte au temps t
H	: chaleur dégagé
H_T	: chaleur totale dégagée
I_a	: inertie en travée en stade I
I_b	: inertie sur appui en stade II-nu
I_c	: inertie en travée en stade II-nu
I_c	: inertie de la dalle
I^*	: inertie de la section mixte calculée avec E_{ref}^*
M	: maturité du béton
M^-	: moment sur appui
M_1^-	: moment sur appui sous l'effet d'une plastification pour la position de charge 1 et une charge q_{pl} ,
$M_{1, I_c=I_a}^-$: moment sur appui sous l'effet d'une plastification pour la position de charge 1 et une charge $q_{I_c=I_a}$,
M_{1el}^-	: moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 1 et une charge $q_{I_c=I_a}$,
M_2^-	: moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 2 et une charge q_{pl} ,
$M_{2, I_c=I_a}^-$: moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 2 et une charge $q_{I_c=I_a}$.
M_c^*	: moment au centre de gravité de la dalle
M_{cs}^*	: moment sur la section mixte dû au retrait
M_d	: moment de dimensionnement
M_{dtot}	: moment de dimensionnement total
M_{dacier}	: moment de dimensionnement sur la section métallique
M_{dct}	: moment de dimensionnement dû aux actions à court terme
M_{dlt}	: moment de dimensionnement dû aux actions à long terme
M_{el}	: moment élastique
M_{el}^+	: moment élastique en travée pour la position de charge 1 et un calcul élastique,
M_{el}^-	: moment sur appui lorsque le moment en travée vaut M_{el}^+ pour la position de charge 1,
M_g	: moment dû au charges permanentes

M_{imp}	: moment imposé
M_{moy}	: moment équivalent à la moyenne du moment plastique et élastique
M_{pl}	: moment plastique
M_{pl}^+	: moment plastique de résistance en travée,
M_r	: moment de fissuration
N_c^*	: effort normal au centre de gravité de la dalle
N_{cs}^*	: effort normal sur la section mixte dû au retrait
Q	: charge ponctuelle
Q	: énergie d'activation
R	: constante universelle des gaz
T	: température
T_{ref}	: température de référence
T_w	: température du liquide de refroidissement
T_m	: température du milieu

Minuscules latines

a	: coefficient de forme de la loi de dégagement de chaleur
b	: coefficient de forme de la loi de dégagement de chaleur
b	: hauteur de la poutre métallique
b_c	: hauteur comprimée de la poutre métallique
b_{eff}	: largeur de participation
c_p	: capacité thermique du liquide de refroidissement
d	: épaisseur de l'âme de la poutre métallique
f_c	: résistance à la compression du béton
f_{ck}	: résistance caractéristique du béton à la compression
f_{ct}	: résistance à la traction du béton
f_{ctm}	: résistance moyenne du béton à la traction
l	: longueur (portée)
l_1	: longueur de la travée chargée
l_2	: longueur de la travée non chargée
l_s	: longueur en stade II-nu pour le modèle simplifié de tirant en béton armé
l_p	: longueur de la zone plastifiée
q	: flux de chaleur
q	: charge répartie
q_b	: flux de chaleur normal à un bord b
q_{el}	: charge lorsque le moment en travée atteint M_{el}^+ pour la position de charge 1,
q_{pl}	: charge lorsque le moment en travée atteint M_{pl}^+ pour la position de charge 1,
$q_{Ic=Ia}$: charge lorsque le moment en travée atteint M_{pl}^+ pour la position de charge 1 et calculé élastiquement en admettant $I_c=I_a$,
r	: fonction relaxation
r	: rayon d'une conduite de refroidissement
s	: abscisse curviligne
s	: coefficient pour définir le type de béton
t	: temps
t_{con}	: temps du bétonnage
v	: vitesse du liquide de refroidissement
w	: déplacements dans la direction z
z^*	: distance entre le centre de gravité de la section mixte et de la dalle

Majuscules grecques

- ϕ : fonction fluage
 Δ : champ de déplacement
 ΔT : différence de température
 Δp : perte de précontrainte

Minuscules grecques

- α : paramètre définissant la longueur de la zone fissurée sur appui
 α_0 : degré d'hydratation initial
 α_h : coefficient d'endommagement au jeune âge défini comme le rapport entre l'autocontrainte de traction et la résistance à la traction du béton
 α_c : coefficient de transfert de chaleur
 α_{H1} : degré d'hydratation
 α_T : coefficient de dilatation thermique du béton
 β : coefficient de retenue
 β' : coefficient de retenue généralisé
 β_t : coefficient pour l'évaluation de l'allongement moyen d'un tirant en béton armé
 δF : force extérieure virtuelle
 δM : moment intérieur virtuel
 δm : moment résiduel (théorème de la force unité)
 ϵ : déformation spécifique
 ϵ_0 : déformation spécifique initiale
 ϵ_{cs} : déformation spécifique due au retrait
 ϵ_l : déformation spécifique libre
 ϵ_{H1} : déformation spécifique due aux effets d'hydratation
 ϵ_{sm} : déformation spécifique moyenne de l'élément fissuré
 ϵ_{s2} : déformation spécifique de l'armature
 ϵ_{s1} : déformation spécifique de l'armature en considérant la dalle non fissurée pour une contrainte égale à la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm}
 ϵ_{s2} : déformation spécifique de l'armature au droit de la fissure pour une contrainte égale à la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm}
 θ : rotation au droit d'une rotule plastique
 κ_{ei} : rapport M_{ei}^- / M_{ei}^+
 κ_{pi} : rapport M_1^- / M_{pl}^+
 $\kappa_{1,2}$: rapport M_1^- / M_2^-
 λ_1 : conductivité thermique
 λ_p : conductivité thermique de l'interface entre le liquide de refroidissement et le milieu
 ν : paramètre servant à définir la charge ponctuelle en fonction d'une charge répartie
 ρ : pourcentage d'armature
 σ : contrainte
 σ_0 : contrainte initiale
 σ_c : contrainte dans la dalle de béton
 σ_{cs} : contrainte dans la poutre métallique due au retrait
 $\sigma_{cs,inf}$: contrainte dans l'aile inférieure de la poutre métallique due au retrait
 σ_{p0} : contrainte dans la dalle après mise en précontrainte
 σ_s : contrainte dans l'armature

$\sigma_{\Delta p}$: différence entre la contrainte dans la dalle après mise en précontrainte et à un temps t donné
ϕ	: coefficient de fluage
χ	: coefficient de vieillissement
ψ	: courbure
ψ_0	: courbure initiale
ψ_{el}	: courbure élastique
ψ_{imp}	: courbure imposée
ψ_{int}	: courbure correspondant à $M=M_{moy}$
ψ_{pl}	: courbure plastique
ψ_L	: courbure libre

TERMINOLOGIE

Hydratation	La définition précise est le processus de formation du béton comprenant deux phases successives d'établissement du réseau capillaire et de remplissage des capillaires par la masse poreuse des hydrates. De façon plus générale, l'hydratation décrit la phase de développement des caractéristiques du béton durant les 200 premières heures dès sa mise en place.
Coefficient de retenue	Coefficient décrivant le bridage des déformations longitudinales de la dalle de béton par la poutre métallique et défini comme le rapport entre la surface totale des poutres métallique et de la dalle.
Système de précontrainte	Ensemble des dispositions prises pour obtenir une contrainte de compression dans une dalle (câbles, dénivellation d'appui).
Perte de précontrainte	Paramètre permettant d'évaluer l'évolution dans le temps des contraintes de compression introduites dans une dalle par un système de précontrainte. La perte de précontrainte est définie comme la différence entre les contraintes finales et initiales divisée par la contrainte initiale dans la dalle.
Calcul élastique-plastique	Selon la norme SIA 161, calcul élastique des efforts intérieurs et plastique de la résistance des sections.
Courbes enveloppes	Valeurs maximales et minimales des efforts intérieurs définis par différentes positions de charge
Redistribution des efforts intérieurs	Influence de l'effet d'une perte de rigidité d'une section sur le diagramme des efforts intérieurs.

ABREVIATIONS

EC	: Eurocode
EC3	: Eurocode 3
SIA	: Société suisse des ingénieurs et des architectes

1. INTRODUCTION

1.1 MOTIVATION

Depuis un quart de siècle, la construction des ouvrages d'art mixtes acier-béton s'est considérablement développée et le nombre de ponts mixtes sur les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires est en constante augmentation. De par leur légèreté, leur rapidité de construction, leur adaptation aux conditions difficiles et leur diversité de forme, les ponts mixtes acier-béton remplissent de façon souvent exemplaire les diverses contraintes imposées. Au cours des quinze dernières années, le développement des ponts mixtes acier-béton en Suisse et dans les pays voisins a porté sur l'amélioration de la conception de la structure métallique d'une part et la mise en œuvre de la dalle de roulement d'autre part.

La structure métallique des ponts mixtes s'est développée en visant principalement à une diminution de la quantité de main-d'œuvre au profit d'une augmentation des quantités d'acier. A titre d'exemple, les ponts mixtes à âmes pleines ou en poutres caissonnées ont vu l'épaisseur des âmes augmenter au profit d'une réduction des raidisseurs verticaux. Ce principe a été poussé le plus loin dans le cas de poutres à âmes plissées qui éliminent les raidisseurs verticaux. Dans le but de proposer des solutions plus originales qu'un pont bipoutre traditionnel, les caissons métalliques sont de plus en plus prisés en France [1.1] pour des constructions où l'intégration dans le site est jugée essentielle, en particulier dans les centres urbains. Les solutions en caisson permettent de plus grandes variétés de formes et offrent plus de liberté pour la conception des piles. D'un autre point de vue, des caissons innovants ont été conçus en Allemagne [1.2] et en Suisse (pont d'Illarsaz) avec des bétonnages du fond de caisson sur appui qui permettent de limiter les phénomènes d'instabilité. Dans le même esprit de structures mixtes variées, les ponts avec poutres à treillis offrent des avantages esthétiques indéniables. En Allemagne et en France [1.3] des constructions remarquables ont été réalisées en utilisant des poutres à treillis tant pour des ponts ferroviaires que routiers. En Suisse, le viaduc de Lully [1.4] propose une structure en treillis soudé tubulaire qui est un des meilleurs exemples de ce type de réalisations novatrices.

La mise en place de la dalle en béton et sa conception sont différentes selon les pays. En Allemagne, la dalle en béton n'est en général plus précontrainte longitudinalement et une forte armature passive est mise en place. Dans le cas de ponts ne dépassant pas trois travées, une précontrainte par dénivellation d'appui est souvent utilisée. En France, les dalles sont souvent mises en place au moyen de chariots de bétonnage avec des étapes de bétonnage relativement courtes. Une armature minimale est prévue sur appui intermédiaire et les séquences de bétonnages choisies permettent de limiter la fissuration sur appui. Des dalles préfabriquées précontraintes puis liées à la structure métallique représentent une solution fréquente pour des passages supérieurs. En Belgique, sur la base de réflexions sur la fissuration, la tendance serait de mettre systématiquement en place une précontrainte longitudinale dans la dalle [1.5]. En Suisse, un large éventail de possibilités a été utilisé pour la conception des dalles. Des ponts mixtes ont été réalisés avec des dalles directement liées et bétonnées à l'avancement avec et sans précontrainte longitudinale, des dalles avec liaison retardée avec et sans précontrainte ou encore ripées puis liées à la structure métallique.

Le développement réjouissant de la construction des ponts mixtes évoqué ci-dessus a souvent devancé les études théoriques dans ce domaine. Les recherches menées dans la construction mixte en Suisse et à l'étranger ont permis d'étudier le comportement de structures formées de deux matériaux, en particulier le mode de transmission des efforts entre l'acier et le béton. Les résultats de ces recherches ont été intégrés dans les normes nationales et internationales en

particulier dans l'Eurocode 4, partie ponts [1.6]. Cependant, de nombreuses questions restent encore ouvertes et méritent une attention particulière. En particulier, les méthodes de dimensionnement n'ont pas progressé de la même manière que celles développées pour les poutres mixtes de bâtiment par exemple et ne sont pas totalement adaptées à la philosophie des états limites. D'autre part, le comportement en service des ouvrages soulève encore de nombreuses questions liées aux exigences concernant la dalle de roulement (durabilité, fissuration) et aux modèles de calcul applicables dans ce domaine.

Afin de mieux mettre en évidence les besoins les plus souvent évoqués dans les articles traitant de l'état actuel des connaissances (Daniels [1.7], Kuhlmann [1.8], Dubas [1.9], Dauner [1.10], Lebet [1.11]), il faut distinguer les domaines de l'aptitude au service et de la sécurité structurale.

Aptitude au service

Les problèmes concernant l'aptitude au service des ponts mixtes se concentrent principalement sur le comportement de la dalle de roulement en béton. En effet, l'un des soucis majeurs des concepteurs est de tenter de réduire la fissuration de la dalle, en particulier la fissuration transversale traversante sur appui intermédiaire. Même s'il est vrai que la gravité de telles fissures reste très controversée et que l'évolution des procédés d'étanchéité permet de s'assurer d'un bon comportement de l'ouvrage à cet égard, il n'en reste pas moins que la connaissance des mécanismes qui sont à l'origine de cette fissuration ainsi que des réflexions relatives aux moyens de la diminuer sont essentielles. Les problèmes les plus souvent relevés sur le comportement de la dalle et les choix de conception sont les suivants :

- appréciation de l'effet de la prise du béton et importance sur la fissuration au jeune âge constatée sur certains ponts,
- évaluation de l'efficacité d'une précontrainte longitudinale par câbles et des pertes au cours du temps,
- efficacité d'une liaison retardée de la dalle et de la poutre métallique afin de limiter les effets du retrait du béton,
- nécessité de recourir à des séquences de bétonnage particulières afin de limiter les contraintes de traction sur appui intermédiaire.

Pour tenter de donner des éléments de réponse à ces questions, il est essentiel d'aborder le comportement du béton dès sa mise en place sur la poutre métallique et d'étudier les diverses actions directes (étapes de bétonnage, précontrainte éventuelle, trafic) et indirectes (prise du béton, température extérieure, retrait) qui lui sont appliquées dès le jeune âge et leurs effets sur la fissuration de la dalle. Comme relevé ci-dessus, l'accent est surtout à mettre sur les problèmes de prise du béton, de liaison acier-béton retardée ou non et d'efficacité de la précontrainte. Dans une deuxième étape, l'étude des possibilités de limiter la fissuration doit permettre de donner des indications quant au choix des moyens à mettre en œuvre en fonction des exigences requises et des caractéristiques de l'ouvrage.

Sécurité structurale

Si les ponts mixtes présentent de nombreuses qualités liées à leur légèreté et à leur rapidité d'exécution, leur dimensionnement ne correspond pas encore à la nouvelle philosophie adoptée dans les autres domaines de la construction. En effet, largement inspirées du concept des contraintes admissibles, les méthodes de calcul actuelles ne permettent pas de faire une distinction claire entre la sécurité structurale et l'aptitude au service.

Ce manque de cohérence implique les désavantages majeurs suivants :

- nombreux et longs calculs des caractéristiques des sections, des efforts intérieurs et des contraintes pour une précision illusoire,
- prise en compte pour la vérification de la sécurité structurale des effets différés du béton et de la température compliquant les calculs sans véritablement tenir compte du comportement des sections.

Ces désavantages conduisent les concepteurs à une multiplication des efforts de calcul au détriment d'une conception globale et d'une compréhension correcte du comportement de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de procéder à une évaluation critique des éléments du calcul actuel et d'envisager les possibilités d'amélioration en s'approchant du comportement réel à la rupture et en facilitant le dimensionnement de ces structures.

Les besoins et lacunes énumérées ci-dessus sont à la base des motivations de ce travail qui veut contribuer à mieux comprendre le comportement réel des ponts mixtes dès la construction et jusqu'à la ruine avec comme intentions principales :

- d'apporter des améliorations dans les choix de conception sur la base d'une approche scientifique,
- de définir une méthode de dimensionnement plus représentative du comportement de ce type d'ouvrage.

1.2 DIMENSIONNEMENT ACTUEL ET ETAT DES CONNAISSANCES

1.2.1 Méthode actuelle de dimensionnement

Avant la rédaction de la partie de l'Eurocode 4 concernant les ponts, le dimensionnement des ponts mixtes routiers ou ferroviaires en Suisse ou en Europe n'était en général pas soumis à des règlements spécifiques et faisait l'objet de recommandations souvent ajoutées dans des normes de construction métallique. La prénorme européenne ENV1994-2 (Eurocode 4, Partie Ponts) [1.6] représente donc, pour l'Europe, la norme de référence pour le dimensionnement des ponts mixtes.

Les principaux éléments du dimensionnement contenus dans cette norme distinguent également les domaines de l'aptitude au service et de la sécurité structurale :

Aptitude au service

L'importance du retrait au jeune âge (thermique et endogène) sur la fissuration est mis en évidence dans le cas d'une dalle directement liée à la poutre métallique mais aucune valeur ou prescription n'est donnée. Les effets du retrait de dessiccation sont à prendre en compte selon l'ENV 1992-1-1 (Béton) [1.12] et conduisent à des valeurs de déformation spécifique à long terme de l'ordre de 0.28-0.33 ‰.

La vérification de la fissuration de la dalle est effectuée sur la base de l'armature minimale. L'armature minimale dans la dalle est basée sur des critères d'ouverture de fissures maximale selon la classe d'exposition et de non plastification de l'armature. Dans le cas normal d'une dalle en béton armé sans précontrainte, la valeur de l'ouverture de fissure admise pour le dimensionnement est de 0.3 mm et conduit à un pourcentage d'armature de l'ordre de 0.6 à 0.8 %. Une armature minimale tenant compte de l'effet d'une précontrainte est également définie pour une ouverture de fissure de 0.2 mm. Un contrôle des contraintes dans l'armature en fonction du diamètre est nécessaire en tenant compte de l'effet du "tension stiffening".

Le contrôle des flèches est à faire selon un calcul élastique avec interaction complète entre l'acier et le béton et des recommandations sont données sur les valeurs des flèches. Leur

calcul peut être effectué en tenant compte des différents coefficients d'équivalence acier-béton selon la durée d'application de la charge. Les effets de retrait, de fluage et de la température font partie des actions à prendre en compte dans le calcul des flèches. L'annexe L de cet Eurocode propose une méthode incluant l'effet du "tension stiffening" pour le béton en traction. La méthode proposée décompose les efforts intérieurs de la section mixte sur la poutre métallique et la dalle pour permettre la prise en compte du retrait et de la fissuration de la dalle dans le calcul de la courbure de la section mixte.

Sécurité structurale

Le calcul des efforts intérieurs est à effectuer en fonction de la classe des sections utilisées. Les sections des ponts mixtes généralement utilisées en Suisse sont des sections de classe 3 ou 4 pour lesquelles il faut tenir compte des phénomènes d'instabilité des éléments comprimés. Pour ce type de section, le calcul des efforts intérieurs est basé sur un comportement élastique des sections dont les caractéristiques sont définies en tenant compte de différents coefficients d'équivalence acier-béton selon la durée d'application de la charge. Les effets de retrait, de fluage et de la température font partie des actions à prendre en compte dans le calcul des contraintes pour la vérification de la sécurité structurale.

La redistribution des moments de flexion de l'appui vers la travée due à la fissuration de la dalle sur appui peut être estimée soit en admettant une redistribution de 10% du moment sur appui soit en effectuant le calcul avec une section fissurée sur une longueur égale à 15% de la portée de part et d'autre de l'appui et une section homogène en travée. Un calcul plus précis incluant l'effet du "tension stiffening" est proposé dans l'annexe L de cet Eurocode [1.13].

La possibilité de faire un calcul élasto-plastique des efforts est ouverte, mais aucune règle d'application n'est donnée. Dans un tel calcul, il faut tenir compte de la plastification des aciers de construction et d'armature, des effets non-linéaires dus au fluage, au retrait et à la fissuration ainsi que de la participation du béton tendu. Ces calculs doivent également inclure les phénomènes d'instabilité ainsi qu'un éventuel glissement à la connexion acier-béton.

Une approche générale des causes de fissuration et des moyens de limitation n'est donc pas proposée dans les codes actuels et, si la possibilité d'un dimensionnement de la sécurité structurale sur la base d'un calcul plastique est laissée libre, aucune indication sur les limites ou conditions à respecter n'est indiquée.

1.2.2 Etat des connaissances

Dans le domaine des ponts mixtes, au contraire d'autres domaines, les travaux de recherche sont relativement pauvres, en particulier les études pratiques ayant trait au comportement des ouvrages en service et jusqu'à la ruine sont rares du fait de la difficulté de réalisation.

Les connaissances acquises dans le domaine des ponts mixtes relèvent davantage d'études concernant le comportement particulier du béton et de l'acier dont les résultats ont été appliqués par extension. De même, les connaissances acquises lors d'études réalisées sur des poutres mixtes du type de celles utilisées dans le bâtiment ont souvent été étendues aux poutres mixtes de pont sans étude spécifique.

L'état des connaissances dressé ci-dessous examine les recherches les plus avancées concernant le domaine de notre étude.

Aptitude au service

Dans le domaine des **effets d'hydratation** liés au béton durcissant, de nombreuses recherches ont été effectuées pour caractériser le comportement thermique et mécanique du béton. Les travaux de Torrenti et Acker [1.14, 1.15] ont permis d'étudier la résistance du béton en fonction du degré d'hydratation (voir également Byfors [1.16]) ainsi que la variation du coefficient de dilatation thermique au jeune âge. Dans le même esprit, le développement d'un appareil de mesure du comportement du béton au jeune âge (cracking frame) a permis à Springenschmid [1.17] d'étudier l'influence du type de béton (rapport E/C, quantité de ciment, température initiale) sur le comportement au jeune âge. Ces études proposent des voies à suivre en agissant sur la technologie du béton pour limiter les effets d'hydratation sur les contraintes internes dans un élément de béton dont les déformations sont bridées.

En ce qui concerne les modèles de calcul, les développements effectués par Roelfstra [1.18], Rostasy [1.19], Torrenti [1.20], Ulm [1.21] et Breughel [1.22] permettent de simuler le comportement du béton au jeune âge en effectuant d'abord un calcul thermique puis un calcul mécanique tenant compte de l'évolution des caractéristiques du béton au cours du temps. Des propositions pour tenir compte du fluage au jeune âge font de ces modèles des moyens d'étude capables de reproduire les mesures de laboratoire. Leur application dans le cas des ponts mixtes n'a cependant pas été effectuée systématiquement.

En Suède, Emborg [1.23] a permis de montrer l'importance de la retenue du béton sur l'état de contrainte à la fin de la prise du béton. De même, dans la suite des travaux de Springenschmid, la thèse de Breitenbücher [1.24] met en évidence l'influence de la retenue et de la composition du béton sur l'état de contraintes internes. Ces travaux montrent également la difficulté de prédire de façon précise l'état de contraintes internes en fonction d'un béton donné.

Une étude des effets d'hydratation du béton dans le cas des ponts mixtes acier-béton a été effectuée par Pamp [1.25]. En fonction de l'épaisseur de la dalle, de la période de l'année, du type de coffrage, du dégagement thermique du béton et de la géométrie de la section, une valeur de déformation spécifique ε_H est définie permettant de calculer l'effet de la prise du béton sur la section mixte. Dans les recommandations du SETRA en France [1.26], une valeur de ε_H est également proposée avec des réserves quant à sa validité. En effet, cette valeur se base sur des mesures de température sur quelques ponts et des réflexions sur des ouvrages réels mais elle n'est pas fondée sur une campagne systématique de mesures incluant des valeurs d'allongements dans les dalles et les poutres de ponts mixtes. Aux Etats-Unis, un important travail sur les problèmes liés à la fissuration au jeune âge des tabliers de ponts [1.27] confirme l'apparition de fissures au jeune âge et donne des pistes à suivre pour éviter ces problèmes (composition du béton, température initiale, dégagement de chaleur).

Afin de diminuer les effets liés à l'hydratation, des propositions visant à retarder la liaison de la dalle et de la poutre métallique ont également été étudiées et sont à traiter dans le cadre de la **précontrainte**. Une liaison retardée de la dalle et de la poutre mixte permet de minimiser les phénomènes au jeune âge et de limiter les pertes de précontraintes avant liaison. Des propositions de modélisation des pertes de précontraintes dues au fluage et au retrait dans les structures formées de différents matériaux ont été effectuées par de nombreux auteurs parmi lesquels on peut retenir Trevino [1.28], Markey [1.29], Gilbert [1.30] et Lawther [1.31]. Des calculs spécifiques sur les effets à long terme de la précontrainte dans les ponts mixtes ont été effectués par Dezi [1.32] et Kretz [1.33]. Ces travaux montrent que les pertes dans les câbles sont faibles mais qu'une importante part de la précontrainte est redistribuée de la dalle vers la poutre métallique. Cette redistribution est fortement tributaire de la valeur du retrait à long

terme. Nakai [1.34] montre l'intérêt d'utiliser des dalles préfabriquées, mises en précontrainte puis liées à la structure métallique pour limiter les pertes. Cependant, Lebet [1.35] montre que les engravures nécessaires pour effectuer la liaison sont souvent le lieu de fissuration. Dauner [1.36] et Troitsky [1.37] présentent des propositions de précontrainte extérieure où le câblage est semblable à celui d'un caisson en béton précontraint. Tous ces travaux ont permis le développement de méthodes de calcul pour l'estimation des effets du fluage et de techniques de construction pour tenter de les minimiser. Cependant, une étude des pertes de précontrainte en fonction du système de précontrainte adopté et de la géométrie du pont n'a pas encore été effectuée de façon systématique et des critères de choix de précontrainte dépendant de la géométrie du pont ne sont pas encore clairement définis.

Dans le but d'éviter d'ajouter des contraintes mécaniques lors du bétonnage de la dalle, diverses possibilités de **phasage de bétonnage** ont été envisagées. Roik [1.38] propose par exemple un bétonnage sur une travée étayée suivi d'un bétonnage sur appui après enlèvement des étais. Cette méthode offre l'avantage d'éviter une mise en traction du béton sur appui. Dans le même ordre d'idée, les propositions du SETRA [1.26] vont dans le sens d'un bétonnage par "pianotage". Cette méthode permet, en jouant sur les mouvements du chariot de bétonnage, d'éviter des contraintes de traction sur les appuis tout en se passant du recours à un étayage. Des méthodes hybrides à celle du pianotage ont également été appliquées, par exemple en réalisant des étapes de bétonnage couvrant une zone d'appui ainsi que les $\frac{3}{4}$ de la travée suivante.

En plus des contraintes internes engendrées par la prise du béton et le phasage de bétonnage, les **gradients de température** dans les dalles de roulement jouent également un rôle sur la fissuration. Jaccoud [1.39] présente un résumé des normes existantes permettant de tenir compte de ces effets thermiques. Roik [1.38] présente les valeurs admises par la norme allemande pour le calcul des effets de température. Ces valeurs sont proches de celles présentées par Jaccoud. Lebet [1.35] montre, sur la base de mesures in-situ et de valeurs figurant dans les normes en accord avec les résultats de Jaccoud et Roik, l'importance des effets de température sur la fissuration superficielle des ponts mixtes. Cependant, des fissures traversantes sont difficilement explicables par le seul effet de la température, les gradients de température créant des contraintes maximales à la surface des dalles plutôt que sur toute l'épaisseur de la section.

Les actions dues aux **charges permanentes** et au **trafic** sont définies dans les normes et Lebet [1.35] présente un résumé des valeurs des contraintes créées par ces actions dans les dalles des ponts mixtes en fonction de leur portée.

Sécurité structurale

Le dimensionnement des ponts mixtes à la rupture tel qu'il est proposé dans l'Eurocode 4 est rendu long et fastidieux par les calculs des diverses caractéristiques élastiques des sections mixtes avec différents coefficients d'équivalence acier-béton. Si des méthodes de calcul plastique pour les poutres mixtes de bâtiment sont couramment utilisées et permettent des calculs relativement simples (Couchman [1.40]), elles ne sont pas directement applicables aux poutres mixtes de ponts dont les âmes sont élancées et dont le comportement à la rupture est influencé par les phénomènes d'instabilité des éléments comprimés.

Cependant, un comportement plastique des sections en travée est possible, pour autant que l'axe neutre correspondant se situe dans la dalle, ou, pour le moins dans la partie supérieure de l'âme du profilé. Fournier [1.41] a étudié ce problème pour les ponts multipoutres en Amérique du Nord et propose une limitation de la position de l'axe neutre plastique. Il faut

noter que pour les ponts bipoutres, la position de l'axe neutre plastique reste généralement dans la dalle.

Le comportement sur appui et en particulier la reprise du cisaillement des poutres en acier à âmes minces a été étudié par Basler [1.42] qui propose une méthode pour tenir compte du champ de traction. Dubas [1.43] donne des indications pour tenir compte de l'effet mixte sur appui pour l'interaction flexion-cisaillement. Les essais de Johnson et Allison [1.44] montrent que l'accroissement de résistance au cisaillement dû à la présence de la dalle est négligeable. Les travaux de Sauerborn et Bode [1.45], appuyés par des essais sur poutres mixtes, ont permis de mieux cerner l'interaction flexion-cisaillement et proposent un diagramme d'interaction.

En ce qui concerne le comportement à la rupture des poutres mixtes continues de ponts, relativement peu d'essais ont été effectués à ce jour. Les deux essais de poutre continue du CTICM [1.46], [1.47] mettent en évidence les possibilités de redistribution des moments de l'appui vers la travée, même dans le cas d'une section de classe 4.

En étudiant la possibilité d'effectuer un calcul plastique des sections en travée, Johnson et Huang [1.48] ont montré, dans le cas de ponts existants, qu'il était possible de plastifier une section en travée sans dépasser le moment élastique sur les appuis intermédiaires adjacents. Ils ont étudié quelques ponts types pour lesquels ils ont analysé les positions de charge d'une part pour le moment maximum sur appui et d'autre part pour le moment maximum en travée. Les résultats montrent qu'une plastification en travée pour la situation de chargement du moment maximum en travée crée un moment sur appui plus faible que la situation de chargement du moment maximum sur appui. Rui Wamb et al [1.49] proposent, pour le dimensionnement des ponts en Espagne, une approche du calcul basée sur les lois moment-courbure d'une section. Cette méthode va dans le même sens que les travaux de Johnson et Huang en admettant un comportement plastique des sections en travée.

Si les deux méthodes présentées ci-dessus gardent le principe d'un comportement élastique sur appui, Axhag [1.50] propose un calcul basé sur des relations moment-rotation qui tiennent compte d'une plastification sur appui. Cette méthode utilise la partie descendante de la courbe moment-rotation sur appui intermédiaire en réduisant le moment plastique de calcul. Cette approche, semblable aux calculs effectués aux Etats-Unis pour des sections compactes (Barker [1.51]), autorise l'application du calcul plastique des efforts intérieurs. Cependant, elle exige une vérification de la rotation de la section nécessaire sur appui.

Il faut cependant mettre en évidence que, pour toutes les méthodes présentées ci-dessus, les rotations nécessaires sur appui ou l'augmentation de moment provoquée par une plastification de la travée ne sont pas établies de façon générale et les conditions d'application de ces méthodes n'ont pas été étudiées systématiquement.

1.2.3 Synthèse

Les nombreux résultats des recherches énumérés ci-dessus tant dans le domaine de l'aptitude au service que de la sécurité structurale ont déjà été partiellement intégrés dans les normes de dimensionnement. Cependant, pour les ponts mixtes, les zones d'ombre suivantes sont à relever :

- Dans le domaine de l'**aptitude au service**, les effets d'hydratation de la dalle de béton sont reconnus comme un phénomène important dans le processus de fissuration mais une analyse précise de leur influence reste à établir. Des méthodes théoriques de calcul des pertes de précontrainte dans la dalle existent mais une étude systématique des systèmes de

précontrainte utilisés et des pertes à attendre est nécessaire. De même, les influences des étapes de construction, des effets de température extérieure, des charges permanentes et du trafic sur les contraintes de traction dans la dalle ont déjà été analysées mais des critères de choix généraux pour la limitation de la fissuration en fonction du type de pont sont encore à définir en tenant compte de toutes les actions agissant sur la dalle. En d'autres termes, une synthèse globale des effets des actions sur la fissuration des dalles, de leur importance relative et des moyens à mettre en œuvre pour limiter cette fissuration n'existe pas.

- Dans le domaine de la **sécurité structurale**, les efforts de recherche spécifique au domaine des ponts se sont surtout concentrés sur les problèmes de résistance sous sollicitation combinée de flexion et cisaillement, la simplification des méthodes de dimensionnement restant principalement un domaine réservé aux poutres mixtes de bâtiment. Une approche du dimensionnement des ponts mixtes visant une meilleure compréhension de leur comportement au détriment de calculs longs et fastidieux fait actuellement défaut.

1.3 BUTS DU TRAVAIL

L'analyse des méthodes de dimensionnement actuel et de l'état des connaissances a permis de faire la synthèse des problèmes à approfondir concernant le comportement des ponts mixtes dans le domaine de l'aptitude au service et de la sécurité structurale. Les objectifs du travail peuvent donc se résumer en deux volets complémentaires comprenant les éléments suivants :

- étude de l'effet des actions sur le comportement en service des ponts mixtes dès leur construction et analyse de l'efficacité des méthodes pour améliorer ce comportement,
- analyse du comportement à la rupture des ponts mixtes et proposition de simplification de leur dimensionnement.

Les objectifs définis ci-dessus impliquent une démarche comprenant les étapes suivantes :

Aptitude au service

- étude détaillée du comportement du béton au jeune âge,
- analyse des différents systèmes de précontrainte et des pertes au cours du temps,
- synthèse des différentes causes de contraintes de traction dans la dalle et propositions de critères de conception en fonction de l'ouvrage et des exigences sur le comportement de la dalle.

Sécurité structurale

- évaluation critique du dimensionnement actuel et des possibilités de plastification des sections,
- définition des limites pour un calcul plastique des sections en fonction du type de pont et analyse des effets différés du béton sur le comportement à la rupture.

1.4 LIMITES DU TRAVAIL

Le cadre du travail concerne principalement les ponts mixtes continus de portées allant de 30 à 80 mètres dont les sections sur appuis intermédiaires sont élancées, soit :

- les ponts bipoutres à âmes pleines qui sont les ponts mixtes les plus fréquents en Suisse et dans les pays voisins (Fig. 1a),

- les ponts bipoutres caissonnés (Fig. 1b),
- les ponts caissons (Fig. 1c).

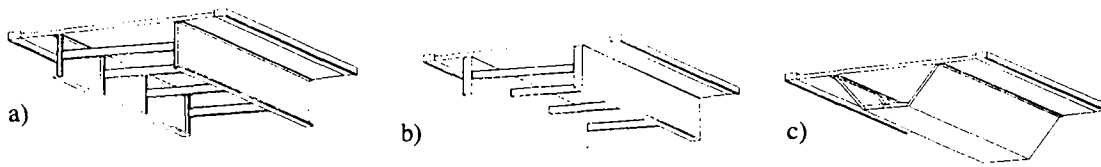


Figure 1 : Ponts mixtes entrant dans le cadre de ce travail : a) ponts bipoutres, b) ponts bipoutres caissonnés, c) ponts caissons

Dans le domaine de l'**aptitude au service**, ce travail examinera l'influence des actions sur le comportement de la dalle, en particulier il se concentrera sur l'analyse des causes de la fissuration transversale et les méthodes pour la réduire. L'influence de la présence de fissures, de leur nombre ou de leur ouverture ainsi que la quantité d'armature sur la durabilité des dalles ne fait pas l'objet de cette recherche. La vérification des déformations n'est également pas abordée dans cette étude.

Dans le domaine de la **sécurité structurale**, ce travail ne traite pas des problèmes d'interaction flexion - cisaillement dans les poutres métalliques sur appuis intermédiaires. De même, les problèmes de stabilité et de déversement des éléments comprimés sur appuis intermédiaires ne font pas l'objet de cette recherche. Ce travail ne traite pas non plus du dimensionnement de la connexion acier-béton.

Les considérations effectuées dans ce travail concernent essentiellement le **comportement longitudinal** du pont, tant dans les domaines de l'aptitude au service que de la sécurité structurale. Le comportement transversal de la dalle de roulement n'est donc pas étudié dans ce travail.

Certains des points abordés dans ce travail peuvent constituer des bases de réflexion utilisables pour d'autres types de réalisations n'entrant pas dans le cadre de cette recherche, en particulier les ponts multipoutres et en treillis.

1.5 CONTENU DE LA THESE

Les chapitres de la thèse correspondent à la démarche d'étude proposée au paragraphe 1.3 et contiennent les éléments suivants :

Aptitude au service

- Le **chapitre 2** traite des phénomènes de prise du béton et du comportement du béton au jeune âge. L'évaluation de l'état de contraintes internes de la dalle de béton après la prise sur une poutre métallique est analysé et les résultats de simulations numériques sont comparés avec des mesures in-situ et des essais en laboratoire. Des propositions d'amélioration du comportement sont évaluées et confrontées aux résultats en laboratoire.
- Le **chapitre 3** propose une étude des effets d'une précontrainte par câbles ou par dénivellation d'appui. Divers systèmes de précontrainte sont étudiés et le modèle de calcul est comparé à des mesures in-situ. Une approche simplifiée permet d'évaluer rapidement les pertes au cours du temps. Des propositions d'utilisation de divers systèmes de précontrainte sont indiquées en fonction du type de pont mixte.

- Le **chapitre 4** fait la synthèse des contraintes de traction agissant dans la dalle (phasage de bétonnage, température extérieure, retrait de dessiccation, charge permanente et trafic). Des exigences sur le comportement de la dalle sont définies et des méthodes de limitation des contraintes de traction sont examinées en fonction des exigences requises.

Sécurité structurale

- Le **chapitre 5** présente les principes de vérifications actuels de la sécurité structurale et examine les possibilités de plastification des sections mixtes de pont.
- Le **chapitre 6** analyse le comportement des ponts mixtes sous l'effet d'une plastification des sections en travée, fixe des limites pour une telle approche et donne des indications sur l'influence des effets différés du béton sur les résultats.

Conclusion

- Le **chapitre 7** résume les conclusions les plus importantes de ce travail, donne un aperçu des questions en suspens et indique les domaines de poursuite des efforts de recherche.

1.6 REFERENCES

- [1.1] Virlogeux M., Berthelley J., *Intérêt architectural et technique des caissons métalliques*, Bulletin des ponts métalliques n° 17, 1994.
- [1.2] Saul R., Lustgarten P., Rinne K.-D., Aschrafi M., *Verbundbrücke mit Rekordspannweite über den Rio Caroni/Venezuela*, Stahlbau 61, 1992.
- [1.3] Virlogeux M. et al., *L'arc métallique tubulaire au-dessus de l'autoroute A75 à l'échangeur d'Antrenas*, Bulletin des ponts métalliques n° 17, 1994.
- [1.4] Dauner H.-G., *Der Viadukt von Lully-eine Autobahnbrücke der Natur abgeschaut*, Baukultur 6/96.
- [1.5] Ernens M., Dotreppe J.-C., Cremer J.-M., Lothaire A., *Cracking and durability of concrete slabs of composite bridges*, Composite construction, conventional and innovative, Innsbruck, 1997.
- [1.6] Eurocode 4, ENV 1994-2:1997, *Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Bridges*, Third Draft, European Committee for Standardization, 1997.
- [1.7] Daniels B.J., Brekelmans J.W.P.M., Stark J.W.B., *State-of-the-art report for composite bridge research*, Journal of constructional steel research no 27, 1993.
- [1.8] Kuhlmann U., *Entwurf und Bemessung von Verbundbrücken*, Baukultur 1995
- [1.9] Dubas P., *Trends in composite bridges*, International Conference on Steel and Aluminium Structures, ICSAS, 1991.
- [1.10] Dauner H.-G., *Entwicklung im Verbundbrückenbau*, SI+A, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 42, Oktober 1996, Zürich.
- [1.11] Lebet J.-P., *Recent medium span composite bridges in Switzerland*, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, Halifax, 1994.
- [1.12] Eurocode 2, ENV 1992-1-1, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 1997.
- [1.13] Eurocode 4, ENV 1994-2:1997, *Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Bridges*, Annex L, Third Draft, European Committee for Standardization, 1997.
- [1.14] Torrenti J.M., *La résistance du béton au très jeune âge*, Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1992

- [1.15] Acker P., *Effets thermiques dans les bétons en cours de fabrication et application aux ouvrages d'art*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Centre d'Etudes Supérieures, no 235, 1986
- [1.16] Byfors J., *Plain concrete at early ages*, CBI Research Report, n°3 :80, Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.
- [1.17] Springenschmid R., Breitenbücher R. and Mangold M., *Development of the cracking frame and the temperature-stress testing machine*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [1.18] Roelfstra P.E and T.A.M. Salet, *Modelling of heat and moisture transport in hardening concrete*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [1.19] Gutsch A. and Rostásy F.S., *Young concrete under high tensile stresses - creep, Relaxation and cracking*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [1.20] Torrenti J.-M., de Larrard F., Guerrier F., Acker P. and Grenier G., *Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages : the french experience*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [1.21] Ulm F.-J. , Coussy O., *Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete*, J. Engrg. Mech, ASCE, 122(12), 1996.
- [1.22] Van Breughel K., *Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials*, HERON, Volume 37, 1992.
- [1.23] Emborg M., *Thermal stresses in concrete at early ages*, Lulea University of Technology, Division of Structural Engineering, 1989.
- [1.24] Breitenbücher R., *Zwangspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme*, Doctoral Thesis, Technical University of Munich, 1989.
- [1.25] Pamp R., *Zur Auswirkung der Hydratation bei Verbundbrücken*, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Mitteilung Nr. 91-2, Januar 1991.
- [1.26] SETRA, *Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1995.
- [1.27] Mc Donald D.B., Krauss P.D., Rogalla E.A., *Early-age transverse deck cracking*, Concrete International, ACJ, May 1995
- [1.28] Trevino J., *Méthode directe de calcul de l'état de déformation et de contrainte à long terme d'une structure composée*, Thèse de doctorat n°728, EPFL, Lausanne, 1988.
- [1.29] Markey I., Favre R. and Charif H., *Calculating with cracks, creep and prestressing to limit bridge deflections*, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, Halifax, 1994.
- [1.30] Gilbert R.I., *Time-dependent analysis of composite steel-concrete sections*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE 115, 1989.
- [1.31] Lawther R., Gilbert R.I., *A rate-of-creep analysis of composite steel-concrete cross-sections*
- [1.32] Dezi L., Leoni G., Tarantino A.M., *Time-dependent analysis of prestressed composite beams*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE 121, 1995.
- [1.33] Kretz T., Eymard R., *Fluage des dalles de pont en ossature mixte*, Bulletin des ponts métalliques no 16, 1993.
- [1.34] Nakai J., Takenaka H., Kita H., *Durability of composite girders with prestressed precast concrete slabs under moving vehicle*, Structural Engineering, Vol. 4, 1987

- [1.35] Lebet J.-P., *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, Lausanne, ICOM-Construction métallique, 1987, Thèse EPFL No 661.
- [1.36] Dauner H.-G., *Ponts mixtes : développements*, IAS 11, 1996.
- [1.37] Troitsky M.S., Zielinski Z.A., Rabbani N.F., *Prestressed steel-concrete continuous-span girders*, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, ASCE 115, 1989
- [1.38] Roik K., *Verbundbrücken in Deutschland*, Schweizer Ingenieur und Architekt, No 3, 1985
- [1.39] Jaccoud J.P., *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et Architectes suisses, no 23, 1982.
- [1.40] Couchman G., *Design of continuous composite beams allowing for rotation capacity*, Lausanne, ICOM-Construction métallique, 1994, Thèse EPFL No 1308.
- [1.41] Fournier A., Picard A., Massicotte B., *Ultimate strenght of slender steel plate girder*, Developments in Short and Medium Span Bridge Enginneering, Halifax, 1994.
- [1.42] Basler K., *Dimensionnement des poutres à âme pleine dans le domaine post-critique*, Zurich, Verlag SZS, 1969.
- [1.43] Dubas P., *Voilement post-critique des poutres à âmes minces sans raidisseurs longitudinaux*, Construction Métallique n° 4, 1984.
- [1.44] Johnson R.P., Allison R.W., May I.M., *Tension-field action in composite plate girders*, Proc. Instn Civ. Engrs 2, 1982.
- [1.45] Bode H., Sauerborn N., *Grenztragfähigkeit von Stahlverbundträgern im negativen Momentenbereich*, Bauingenieur, Springer - Verlag 68, 1993.
- [1.46] *Comportement de poutres de ponts mixtes acier-béton à âmes élancées avec et sans précontrainte extérieure*, Travaux, no 710, 1995.
- [1.47] Albitar A., Chabrolin B., Leborgne H., *Précontrainte extérieure de poutres mixtes*, CTICM, 1995.
- [1.48] Johnson R.P., Huang D., *Composite bridge beams with mixed-class cross sections*, Structural Engineering International, IABSE, no 2, 1995.
- [1.49] Rui-Wamba J., Tanner P., Bellod J.L., Crespo P., *Towards a consistent design method : A proposal for a new steel and composite bridge design code for Spain*, Nordic Steel Construction Conference '95, 1995.
- [1.50] Axhag F., *Plastic design method for steel-concrete composite bridges allowing for local buckling*, Nordic Steel Construction Conference '95, Lulea University of Technology, Lulea, 1995.
- [1.51] Barker M.G., *Inelastic design of steel girder bridges*, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, AISC, First Quarter, 1995.

2. EFFETS D'HYDRATATION DE LA DALLE DE BETON

2.1 INTRODUCTION

L'étude du comportement de la dalle de roulement à l'état de service est l'un des objectifs majeurs de ce travail avec un accent particulier sur la fissuration transversale de la dalle et les méthodes de limitation possibles pour la diminuer. La détermination des contraintes de traction agissant dans cet élément dès sa mise en place sur les poutres métalliques constitue une étape essentielle pour l'évaluation des causes de fissuration. En effet, les phénomènes liés à la prise du béton dans le cas des dalles de ponts mixtes restent peu étudiés et la détermination de la valeur des contraintes de traction dans les dalles de ponts mixtes sous l'effet de la prise du béton n'a pas encore été entreprise de façon systématique.

Le comportement du béton lors de sa prise est un phénomène très étudié dans le domaine des éléments de fortes épaisseurs (> 1.00 m) comme les barrages ou les piles de pont [2.1]. Pour ce type d'ouvrage, les différences de température entre les faces et le cœur du béton provoquent un état de contraintes autoéquilibré susceptible de provoquer des fissures dans les zones tendues.

Pour des éléments d'épaisseurs plus faibles (20-35 cm), le gradient de température est moindre et les autocontraintes dues aux différences de température entre les faces et le cœur du béton sont négligeables. Cependant, si les mouvements du béton dus à l'échauffement et au refroidissement lors de la prise sont restreints par un autre élément structurel, des autocontraintes sont engendrées et contribuent à l'augmentation de la probabilité d'une fissuration précoce. Dans le cas des ponts mixtes, l'élément de retenue est constitué par la poutre métallique si la dalle est directement liée lors de la prise du béton.

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer les valeurs des autocontraintes de traction dues à la prise du béton lorsque la dalle est liée à la poutre métallique et d'étudier les moyens de les limiter en fonction du type de pont. Ce double objectif implique une étude en deux phases :

- Une première phase consiste à définir le comportement du béton au jeune âge et son implication dans le cas des ponts mixtes. Les modèles théoriques sont à présenter ainsi que la détermination des paramètres des lois de comportement. Enfin, les résultats de cette approche théorique sont à confronter à des mesures expérimentales.
- Dans une deuxième phase, une étude paramétrique est nécessaire afin de déterminer les valeurs des autocontraintes de traction en fonction du type de pont ainsi que l'efficacité des méthodes de limitation des effets de prise du béton. Le développement d'une approche simplifiée permet d'évaluer rapidement l'effet de prise du béton en fonction de l'ouvrage considéré et de déterminer les cas où des études supplémentaires sont nécessaires.

Afin d'aborder le problème de la prise du béton sur une poutre métallique, la démarche suivante a été adoptée :

- étude du comportement au jeune âge et conséquences dans le cas des ponts mixtes,
- approche théorique et modélisation numérique,
- analyse expérimentale,
- étude paramétrique,
- approche simplifiée,
- conclusions.

2.2 COMPORTEMENT DU BETON AU JEUNE AGE ET CONSEQUENCES DANS LE CAS DES PONTS MIXTES

Le comportement du béton lors de sa prise est déjà largement étudié par les spécialistes du domaine. Un résumé de ces travaux a été présenté au paragraphe 1.2. Par conséquent, l'évolution des caractéristiques du béton au jeune âge est résumée ci-dessous et un accent particulier est donné sur l'influence de cette évolution dans le cas des dalles des ponts mixtes.

Cette étude s'est concentrée sur le retrait thermique du béton lors de la prise et ses conséquences sur l'état de contraintes dans la dalle. En fait, le retrait du béton est de cinq types selon Favre et al. [2.25] :

- *le retrait plastique (évaporation de l'eau de la surface libre du béton frais après sa mise en place) qui doit être traité par une cure appropriée pour empêcher l'évaporation de l'eau et éviter des fissures à la surface de la dalle,*
- *le retrait chimique ou contraction Le Châtelier (réduction de volume de la pâte de ciment lorsque celui-ci s'hydrate et augmentation du volume apparent de la pâte durcie) qui est de peu d'intérêt pour l'ingénieur constructeur,*
- *le retrait thermique (différence de module d'élasticité entre la phase d'échauffement et de refroidissement) qui est le principal objet de ce travail,*
- *le retrait hydrique (pertes d'eau de la pâte de ciment) qui peut être divisé en deux :*
 - *le retrait endogène (consommation interne de l'eau lors de l'hydratation du ciment) qui peut être estimé à -0.03‰ après 10 jours en condition isotherme selon [2.15] et [2.26] pour un béton dont le rapport E/C (Eau/Ciment) est de 0.5. L'influence de ce retrait sur les contraintes dans la dalle a été simulée à l'aide de MES et est de l'ordre de 0.1-0.2 N/mm² sur la contrainte de traction dans la dalle pour des bétons avec une valeur de E/C de 0.5. Son influence n'est donc pas significative pour ce type de béton mais le retrait endogène peut devenir important pour les BHP (bétons à haute performance) dont la valeur de E/C est inférieure à 0.4 [2.15] et [2.26].*
 - *le retrait de dessiccation (diffusion de l'eau vers les faces exposées au séchage en présence d'un gradient hydrique entre le béton et l'air ambiant) qui se produit très lentement et n'est donc pas considéré dans cette partie consacrée à la prise du béton.*
- *le retrait de carbonatation (réaction de l'hydroxyde de calcium et du gaz carbonique) qui commence à la surface du béton et se dirige vers le cœur du béton selon l'avancement de la carbonatation. Ce retrait qui est directement lié à la durabilité à long terme de la dalle de béton n'est pas considéré dans ce travail.*

2.2.1 Comportement du béton au jeune âge

Selon la classification des niveaux d'étude proposée par Wittman [2.2], toute l'étude présentée dans ce chapitre se situe au macro-niveau, soit en considérant le béton durcissant comme un matériau homogène. Les caractéristiques thermiques et mécaniques ne sont donc pas directement liées aux réactions chimiques qui s'opèrent lors du durcissement du béton en considérant de façon séparée ses composantes (ciment, eau et agrégats) mais sont analysées de façon globale. Dans cet esprit, le comportement du béton au jeune âge peut être représenté de façon schématique en considérant l'évolution de la température (Fig. 2.1a) et du module d'élasticité du béton (Fig. 2.1b) durant les 200 premières heures.

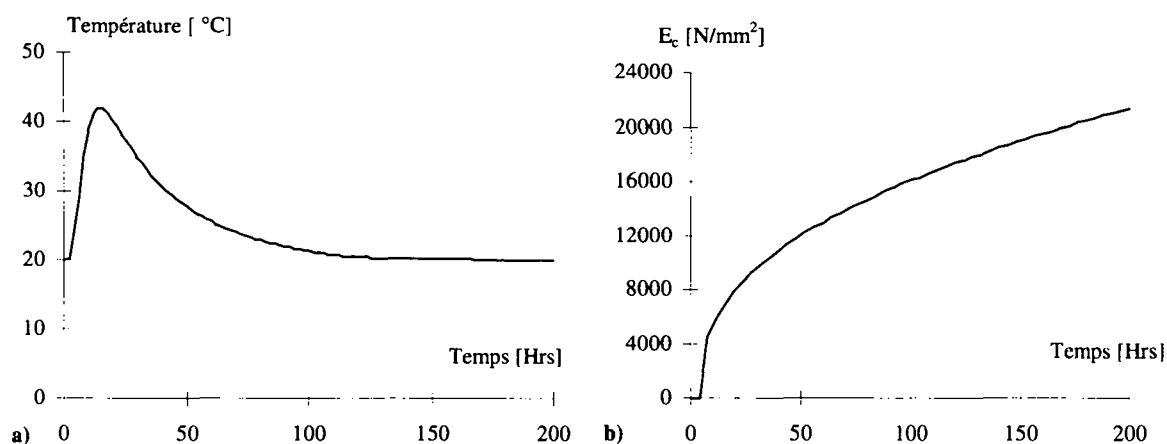


Figure 2.1 : Comportement du béton lors de la prise : a) évolution de la température, b) évolution du module d'élasticité en condition isotherme

Après sa mise en place, le béton reste un fluide pendant une première phase dite dormante de quelques heures. Dans une deuxième phase, l'hydratation du ciment provoque une montée en température de 15-30°C qui dure de 12-25 heures et qui s'accompagne d'un gonflement du béton. La phase de refroidissement qui s'ensuit dure de 180-250 heures et provoque une contraction du béton. Le développement de la température dépend principalement du type de ciment, du dosage en ciment, de la taille de l'élément, des moyens de cure mis en œuvre et des effets d'un éventuel retardateur de prise.

L'évolution des propriétés mécaniques du béton est fortement liée à l'hydratation du ciment et donc à l'évolution de la température (Fig. 2.1 b). De nombreuses recherches [2.3] ont pu montrer que la plupart des propriétés mécaniques du béton durcissant (module d'élasticité E_c , résistance à la compression f_c et à la traction f_{ct}) pouvaient être reliées au degré d'hydratation α_H . Le degré d'hydratation est défini comme le quotient de la chaleur dégagée au temps t sur la chaleur totale dégagée à l'infini. L'évolution de ces trois propriétés mécaniques peut être décrite en fonction du degré d'hydratation à l'aide des équations suivantes (signe \cong indiquant la proportionnalité) [2.4] :

$$E_{ct} \cong \left(\frac{\alpha_H - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

$$f_c \cong \left(\frac{\alpha_H - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (2.2)$$

$$f_{ct} \cong \left(\frac{\alpha_H - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right) \quad (2.3)$$

Avec :

E_{ct} : Module d'élasticité du béton en traction

f_c : Résistance à la compression du béton

f_{ct} : Résistance à la traction du béton

α_0 : Valeur initiale du degré d'hydratation admis en général à 0.2

α_H : Degré d'hydratation.

L'essentiel à retenir des équations (2.1) à (2.3) est la modification du comportement mécanique du béton lors de la prise et en particulier l'augmentation du module d'élasticité entre les phases d'échauffement et de refroidissement. Cette évolution du comportement mécanique est surtout importante si le béton est mis en place sur un support rigide, par exemple dans les cas connus du bétonnage d'un mur sur un radier ou d'un parapet de pont [2.5]. Dans ces structures hybrides, la prise du béton engendre la formation d'autocontraintes dues à l'interaction entre le béton frais et le support qui s'oppose aux mouvements du béton durcissant.

D'autres propriétés mécaniques du béton durcissant jouent un rôle important dans les phénomènes de prise sur un support rigide, en particulier le fluage du béton au jeune âge. Les propriétés visco-élastiques du béton durcissant sont abordées de façon plus précises dans la modélisation du comportement mécanique (§2.3).

2.2.2 Conséquences dans le cas des ponts mixtes

Dans l'hypothèse où la dalle est mise en place sur les poutres métalliques avec une liaison immédiate acier-béton, l'interaction entre les deux matériaux empêche partiellement le gonflement du béton pendant la phase d'échauffement et sa contraction dans la phase de refroidissement [2.6].

Cet effet de retenue de la poutre sur la dalle peut être représenté de façon simplifiée en considérant un module d'élasticité constant mais de valeur différente dans les phases d'échauffement et de refroidissement. La figure 2.2 présente de façon schématique les contraintes créées dans une poutre mixte sous l'effet d'une phase d'échauffement puis de refroidissement de la dalle.

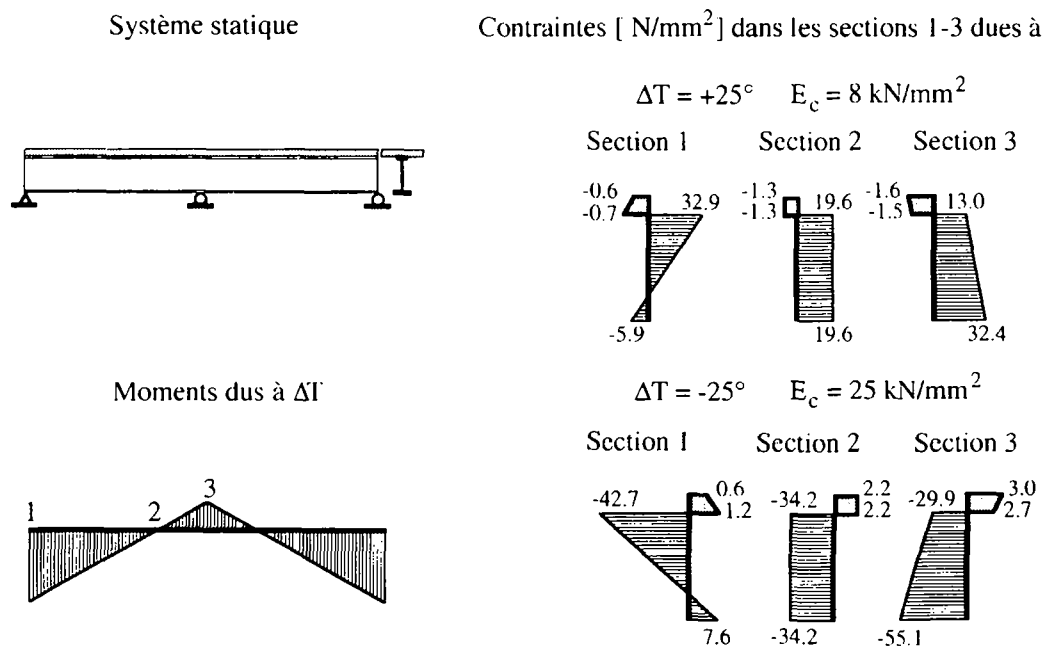


Figure 2.2 : Contraintes dans la section mixte lors de la prise du béton : a) pendant la phase d'échauffement, b) pendant la phase de refroidissement

Dans le système statique de la figure 2.2, on remarque qu'au droit de la section 2, qui n'est pas influencée par les moments hyperstatiques, la dalle est comprimée lors de la phase d'échauffement et tendue lors du refroidissement. La différence entre les deux valeurs provient de l'augmentation du module d'élasticité. Dans le cas de la figure 2.2 qui représente une poutre mixte de pont bipoutre courante, les autocontraintes de traction dans la dalle résultant de la prise du béton sont de 0.9-1.4 N/mm² dans la zone de l'appui central (sections 2-3), valeurs non négligeables en comparaison de la résistance à la traction du béton jeune (1.8-2.5 N/mm² après 200 heures).

L'exemple de la figure 2.2 montre l'importance des effets d'hydratation du ciment liés à la prise du béton dans le cas des ponts mixtes. La liaison de la dalle et des poutres métalliques bride les déformations de la dalle et crée des contraintes de traction dans la dalle dénommées dans la suite de ce travail autocontraintes de traction.

Les recherches effectuées dans le domaine ont montré que le degré de retenue d'un élément de béton par rapport au support rigide est le paramètre essentiel pour évaluer l'importance des autocontraintes de traction [2.7]. Dans le cas des ponts mixtes, le degré de retenue de la dalle par rapport à la poutre métallique a été approché en définissant le coefficient de retenue β comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et la surface de la dalle [2.6]:

$$\beta = \frac{A_a}{A_c} \quad (2.4)$$

Soit :

- β : Coefficient de retenue
- A_a : Surface de la poutre métallique
- A_c : Surface de la dalle de béton

La figure 2.3 présente de façon schématique des valeurs du coefficient de retenue β pour des sections types de ponts bipoutres.

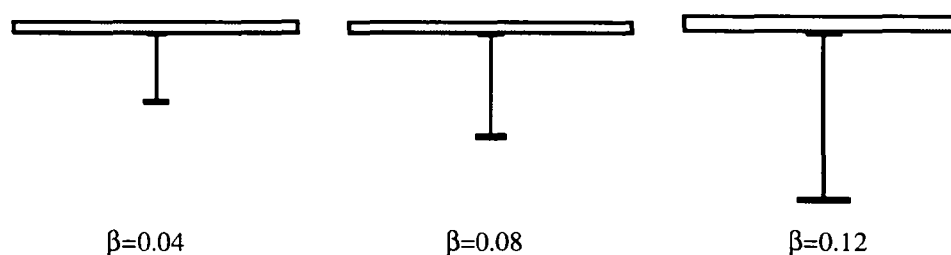


Figure 2.3 : Coefficient de retenue β en fonction du type de pont

Comme le montre la figure 2.3 pour une dalle dont les dimensions varient peu, un coefficient de retenue β faible correspond à une poutre métallique de section faible et par conséquent à une retenue de la dalle faible. Un coefficient β élevé correspond à une poutre métallique de section importante et donc à une retenue élevée des déformations de la dalle.

Une définition plus large de la retenue peut être obtenue en tenant en compte des modules d'élasticité E_a resp. E_c de l'acier resp. du béton. Le coefficient de retenue β' est alors défini en fonction de la rigidité longitudinale de la façon suivante :

$$\beta' = \frac{A_a \cdot E_a}{A_c \cdot E_c}$$

Cette définition plus générale peut être particulièrement intéressante pour évaluer l'effet de retenue pour des structures formées de différents matériaux (nouveau béton - vieux béton, béton - matériaux composites, etc.). Dans ce travail, la définition simplifiée donnée dans l'équation 2.4 est appliquée mais le passage à l'équation générale est aisé. Il suffit en effet de multiplier β par le rapport E_a/E_c pour obtenir β' . Les effets différés du béton peuvent être pris en compte dans la définition de β' en utilisant la notion de module d'élasticité ajusté [2.25].

La figure 2.4 présente la valeur du coefficient de retenue β en fonction de la portée pour des sections en travée et sur appuis intermédiaires de ponts mixtes. Ces valeurs ont été obtenues à l'aide de la base de données de pont mixte établie à l'ICOM [2.8]. Les ponts analysés sont de type bipoutre ou en caisson avec des largeurs de dalle variant de 10 à 20 mètres.

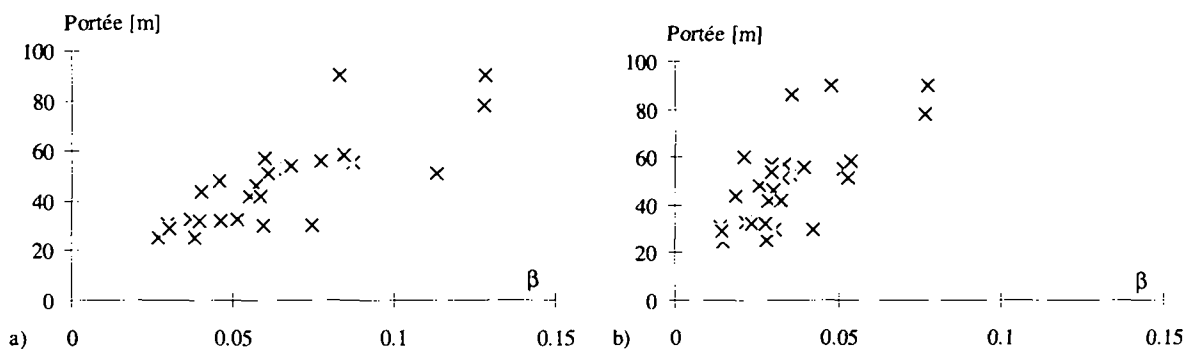


Figure 2.4 : Coefficient de retenue β selon la portée : a) pour des sections sur appuis intermédiaires, b) pour des sections en travée

La figure 2.4a montre que le coefficient de retenue β varie entre 0.03 et 0.15 pour des sections sur appuis intermédiaires des ponts dont les portées varient entre 20 et 80 mètres. Pour des sections en travée (Fig. 2.4b), les valeurs de β sont plus faibles (de 0.02 à 0.08) du fait d'une section métallique proportionnellement plus faible que sur appuis intermédiaires.

Le coefficient de retenue β évolue de façon croissante avec la portée pour des sections sur appuis intermédiaires et en travée. En ne considérant que les sections sur appuis intermédiaires, il est possible d'admettre une relation linéaire entre le coefficient de retenue β et la portée. Les valeurs suivantes peuvent être tirées de la figure 2.4 a) :

- pour une portée de 30 mètres, $\beta \cong 0.05$,
- pour une portée de 50 mètres, $\beta \cong 0.08$,
- pour une portée de 80 mètres, $\beta \cong 0.12$.

Ces valeurs permettent de relier de façon simplifiée le coefficient de retenue β et la portée d'un pont. Ce procédé est particulièrement intéressant pour évaluer de façon globale les effets de prise du béton en fonction de la portée du pont considéré tout en gardant à l'esprit que cette correspondance ne reste qu'indicative dans le cadre de cette recherche.

2.2.3 Synthèse

Le comportement d'une dalle de béton lors de la prise se caractérise par une phase d'échauffement d'une dizaine d'heures et une phase de refroidissement de 200 heures environ.

Les propriétés mécaniques du béton évoluent lors de la prise avec une augmentation du module d'élasticité entre la phase d'échauffement et de refroidissement.

Dans le cas d'une dalle liée à un support rigide telle qu'une poutre métallique, la prise du béton conduit à des autocontraintes de traction dans la dalle qui peuvent être proches de la résistance à la traction du béton. La valeur de ces autocontraintes de traction dépend de la retenue de la dalle par la poutre métallique. Cette retenue peut être définie à l'aide du coefficient de retenue β défini comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et la surface de la dalle de béton. Le coefficient de retenue β peut être relié de façon linéaire à la portée à l'aide de la base de données de ponts mixtes établies à l'ICOM. Des valeurs de β de 0.05, resp. 0.08 et 0.12 peuvent être données pour des ponts mixtes de portée 30, resp. 50 et 80 mètres.

2.3 APPROCHE THEORIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE

La prise du béton sur un support rigide peut être approchée à l'aide de modèles théoriques décrivant les comportements physiques (température) et mécaniques (déformations et contraintes) du béton durcissant. Ces modèles permettent de reproduire des comportements mesurés en laboratoire ou in-situ et servent de base à des analyses paramétriques.

2.3.1 Introduction

La modélisation du comportement du béton au jeune âge nécessite la prise en compte des deux phénomènes importants liés à la prise du béton que sont l'évolution de la température et l'évolution des caractéristiques mécaniques. La figure 2.5 présente les différents éléments à considérer pour le calcul physique (température) et le calcul mécanique (déformations et contraintes).

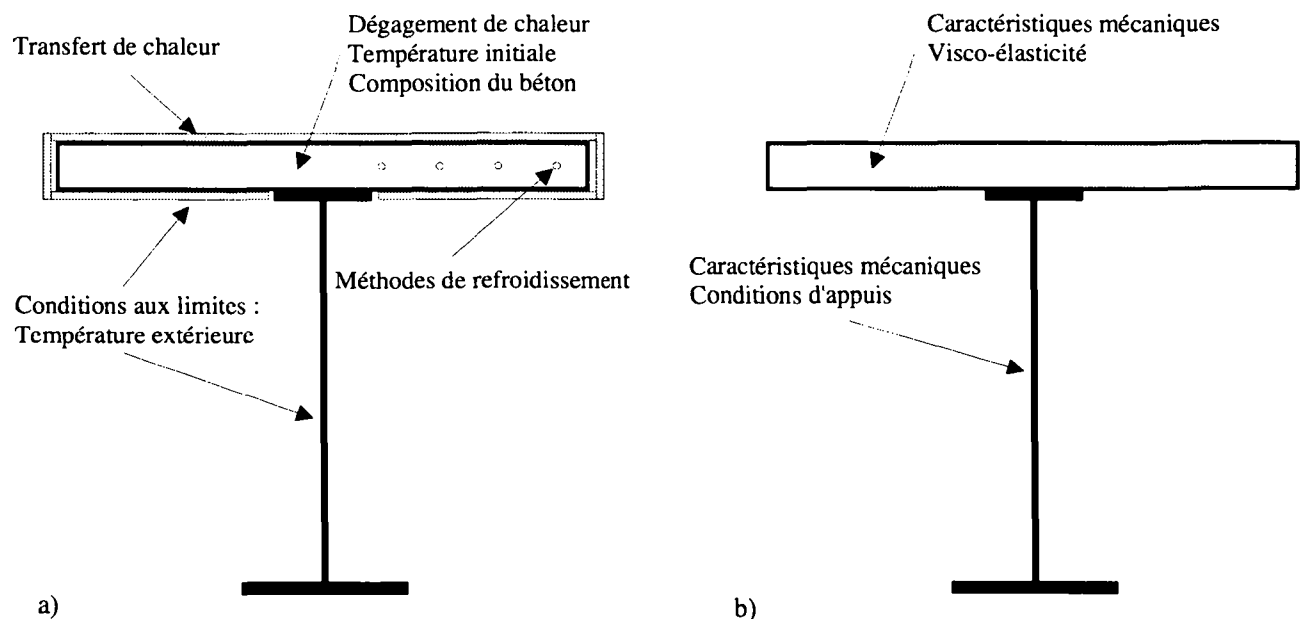


Figure 2.5 : Eléments à considérer pour : a) le modèle physique, b) le modèle mécanique

La figure 2.5a met en évidence les éléments essentiels suivants à prendre en compte pour le modèle physique :

- Le dégagement de chaleur créé par l'hydratation du ciment dépendant de la température initiale et de la composition du béton,
- Le transfert de chaleur au bord de la dalle, en particulier les caractéristiques thermiques des éléments de coffrage ainsi que les conditions aux limites (température extérieure),
- La présence éventuelle de conduits de refroidissement tenant compte de la température du fluide, de son débit et de sa géométrie.

Le but du modèle physique est la détermination du champ de température dans la dalle et la poutre métallique en fonction des conditions initiales, du dégagement de chaleur, des caractéristiques thermiques de l'interface entre la dalle et l'extérieur ainsi que des conditions thermiques extérieures.

Le modèle mécanique illustré à la figure 2.5b exige l'analyse des points suivants :

- Les caractéristiques mécaniques du béton et leur évolution en fonction du temps, en particulier le module d'élasticité du béton,
- Les lois de visco-élasticité du béton en fonction de l'âge de l'élément pour la prise en compte du fluage du béton,
- Les caractéristiques mécaniques de la poutre métallique et les conditions d'appui.

L'objectif du modèle mécanique est la détermination de l'évolution des déformations et des contraintes dans la dalle et la poutre métallique en fonction du comportement du béton et de la poutre métallique ainsi que des conditions d'appui de la structure.

Dans la présente étude, les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel MES de la société FEMMASSE [2.9] qui contient des lois permettant de considérer les effets mentionnés ci-dessus. Les paragraphes suivants décrivent les modèles physiques et mécaniques utilisés dans ce code de calcul ainsi que les méthodes employées pour la définition des paramètres des lois de comportement.

2.3.2 Modèle physique

Le calcul physique du dégagement de chaleur est basé sur un modèle de maturité. La définition de la maturité $M(t)$ donnée par l'équation (2.5) et basée sur la loi d'Arrhénius [2.10] permet de tenir compte de l'effet de la température sur le développement de la prise du béton.

$$M(t) = \int_{t_{con}}^t e^{\frac{Q}{R} \left[\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T+273} \right]} \cdot dt \quad (2.5)$$

- $M(t)$: maturité au temps t
 t : temps actuel
 t_{con} : temps du bétonnage
 Q : énergie d'activation
 R : constante universelle des gaz
 T_{ref} : température de référence
 T : température du béton au temps t

Pour le même béton, si la prise a lieu à des températures T_1 et T_2 différentes, les caractéristiques de ce béton ne seront pas les mêmes à un instant t donné. Il est donc nécessaire de corriger les évolutions des comportements physiques et mécaniques en fonction de la température du béton. La notion de maturité remplit cet objectif en tenant compte du champ de température pour le calcul des comportements physiques et mécaniques. La maturité

permet donc de ramener le comportement d'un béton à une température donnée au comportement équivalent à une température de référence T_{ref} .

Dégagement de chaleur

L'application de la notion de maturité pour la détermination du dégagement de chaleur est possible en utilisant une loi mathématique développée au Danemark [2.11] et dont la forme est la suivante :

$$H(M) = H_T \cdot e^{-\left(\frac{a}{M}\right)^b} \quad (2.6)$$

$H(M)$: chaleur dégagée pour une maturité M

H_T : chaleur totale dégagée au temps infini

a, b : coefficient de forme de la courbe.

Il faut noter que le rapport $H(M)/H_T$ est analogue à la définition du degré d'hydratation $\alpha(t)$ donnée au paragraphe 2.2. Le paramètre H_T de l'équation (2.6) peut être déterminé de façon simplifiée en admettant que le dégagement de chaleur est de l'ordre de 291 J/kg de ciment soit d'environ 100'000 Joules pour un béton dosé à 350 kg/m³. La figure 2.6 illustre l'influence des coefficients a et b sur la forme de la courbe de dégagement de chaleur en fonction de la maturité.

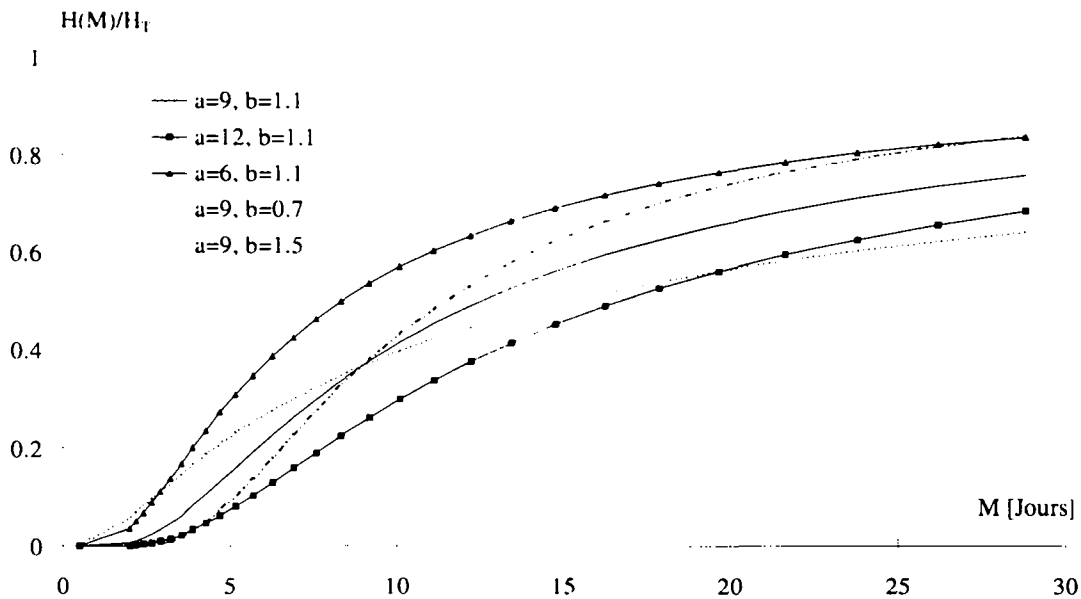


Figure 2.6 : Influence des coefficients de forme a et b sur le ratio $H(M)/H_T$ en fonction de la maturité M

Les coefficients a et b sont déterminés sur la base d'essais adiabatiques sur des cylindres de béton ou d'essais semi-adiabatiques comme ceux effectués pour les essais décrits au paragraphe 2.4. Ces essais consistent à mesurer l'évolution de la température du béton au cours du temps en excluant (adiabatique) ou limitant (semi-adiabatique) les échanges de chaleur entre le cylindre et l'extérieur. Les courbes obtenues dépendent principalement du type de la mouture et du dosage en ciment du béton.

Transfert de chaleur et conditions de bord

Le champ de température dans la masse de béton est déterminé à l'aide des première et deuxième équations de Fick, écrites ci-dessous dans le cas unidimensionnel :

$$q = -\lambda_T \cdot \frac{dT}{dx} \quad (2.7)$$

$$c_T \cdot \frac{dT}{dt} - \lambda_T \cdot \frac{dT^2}{dx^2} - \frac{dH}{dt} = 0 \quad (2.8)$$

- q : flux de chaleur
 T : température
 λ_T : conductivité thermique
 c_T : capacité thermique
 H : chaleur dégagée

Pour résoudre les deux équations (2.7) et (2.8), il est nécessaire de connaître les conditions de bord du modèle. Les conditions de bord pour le modèle thermique peuvent être de trois types différents :

- une température prescrite sous forme de fonction point par point ou de constante,
- une équation de convection,
- une équation de radiation.

Dans le cadre de ce travail, seule l'équation de convection (2.9) a été utilisée :

$$\bar{q}_B = \alpha_c \cdot (T - T_e)_B \quad (2.9)$$

avec :

- \bar{q}_B : flux de chaleur normal au bord B
 α_c : coefficient de transfert de chaleur
 T_e : température extérieure

L'équation (2.9) permet de tenir compte des conditions de cure grâce au coefficient de transfert de chaleur α_c qui dépend des propriétés thermiques du coffrage et des nattes ainsi que des conditions de vent. A titre indicatif, des valeurs de α_c de 1.5 - 2.5 W/m²/K peuvent être admises pour les nattes et le coffrage pour les cas courants. Dès décoffrage, ces valeurs atteignent 15-20 W/m²/K. Des calculs plus précis des valeurs de coefficient de transfert de chaleur peuvent être effectués si les propriétés thermiques et les épaisseurs des coffrages et des nattes sont connues.

Conduits de refroidissement

La présence de conduits de refroidissement peut être analysée sur la base de la loi de convection simplifiée suivante :

$$\frac{dT_w}{ds} + p \cdot T_w = p \cdot T_m \quad (2.10)$$

avec

$$p = \frac{2 \cdot \lambda_p}{r \cdot c_p \cdot v} \quad (2.11)$$

- T_w : température du liquide de refroidissement
 s : abscisse curviligne du conduit de refroidissement
 T_m : température du milieu environnant
 r : rayon de la conduite
 c_p : capacité thermique du liquide de refroidissement
 v : vitesse du liquide de refroidissement
 λ_p : conductivité thermique de l'interface entre le liquide et le milieu environnant

Les valeurs courantes sont des vitesses de l'ordre de 0.5m/s et une conductivité thermique de 1000 W/m/K [2.12]. Des tuyaux de refroidissement d'un diamètre de 28mm sont représentatifs d'une utilisation possible [2.13].

2.3.3 Modèle mécanique

Les éléments particuliers du modèle mécanique concernent uniquement le comportement du béton, le comportement de la poutre métallique étant admis élastique-linéaire. Le comportement du béton en fonction du temps est défini à partir de la notion de maturité. La température de référence est choisie égale à 20 degrés, les essais de fluage étant en général effectués à cette température. Les caractéristiques mécaniques et le comportement visco-élastique à un temps donné correspondent donc aux valeurs obtenues pour un béton dont la température serait maintenue constante à 20 degrés lors de son durcissement.

Caractéristiques mécaniques

Pour la détermination des caractéristiques mécaniques (module d'élasticité, résistance à la compression et à la traction), trois possibilités ont été utilisées dans cette étude :

- extrapoler les valeurs à partir des lois d'évolution données dans le CEB-FIP 90 [2.14] sur la base d'essais à 28 jours,
- utiliser des résultats d'essais effectués dans d'autres laboratoires et dont les bétons sont analogues à ceux utilisés en Suisse [2.7], [2.15],
- utiliser une base de données de résultats d'essais permettant d'évaluer les caractéristiques d'un béton [2.16].

Les deux dernières méthodes proposées (résultats d'essais ou bases de données) ne nécessitent pas de commentaires particuliers, la seule difficulté étant de s'assurer que les bétons obtenus de cette façon correspondent aux bétons utilisés en Suisse.

Pour une approche basée sur le code modèle CEB-FIP 90, les équations suivantes peuvent être utilisées pour le calcul de l'évolution du module d'élasticité et de la résistance à la compression du béton en fonction du temps :

$$E_{cm} = 9.5 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.12)$$

$$E_c(t) = \beta_E(t) \cdot E_{cm} \quad (2.13)$$

$$\text{avec } \beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)}$$

$$\text{et } \beta_{cc}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t/t_1}} \right) \right]}$$

- E_{cm} : module d'élasticité sécant du béton [kN/mm²]
 f_{ck} : résistance caractéristique à la compression [N/mm²]
 $E_c(t)$: module d'élasticité au temps t

- s : 0.20 pour des ciments rapides à haute performance
 0.25 pour des ciments rapides normaux
 0.38 pour des ciments lents
 t_1 : temps de référence (1 jour)
 t : temps actuel

Le calcul de $E_c(t)$ peut se faire soit à l'aide d'essais de compression en utilisant les équations (2.12) et (2.13) ou sur la base d'un essai de module à 28 jours et en utilisant alors seulement l'équation (2.13).

Une estimation de la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm} est obtenue en utilisant l'équation du CEB-FIP 90 :

$$f_{ctm} = f_{ctk0,m} \left(\frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3} \quad (2.14)$$

avec :

- f_{ctm} : résistance moyenne à la traction du béton
 f_{ck} : résistance caractéristique à la compression [N/mm^2]
 $f_{ctk0,m}$: $1.4 N/mm^2$
 f_{ck0} : $10.0 N/mm^2$

Il faut cependant noter que, dans ce travail, la résistance à la traction du béton en fonction du temps ne joue pas de rôle sur les résultats des simulations numériques. En effet, le modèle mécanique utilisé ne tient pas compte du comportement après fissuration de la dalle de béton. L'objectif de l'étude des effets de prise du béton dans le cas des ponts mixtes est la détermination des valeurs des autocontraintes de traction dans la dalle et de leur comparaison par rapport à la valeur de la résistance à la traction du béton. L'intérêt se porte donc sur le dépassement possible de la résistance à la traction du béton et non sur le comportement après fissuration. Pour cette raison, les possibilités de calcul tenant compte des courbes de softening du béton développées par Brühwiler [2.17] par exemple n'ont pas été utilisées.

Comportement visco-élastique

Afin de modéliser le comportement visco-élastique du béton, le programme MES utilise un modèle de Maxwell constitué de k ressorts avec module d'élasticité E_k et amortisseurs avec temps de retard τ_k en parallèle (Figure 2.7). Pour chaque maturité et module d'élasticité correspondant, une chaîne de Maxwell différente peut être introduite. Le modèle mécanique d'un béton est donc constitué d'une partie décrivant l'évolution du module d'élasticité en fonction de la maturité et d'une autre partie définissant le comportement visco-élastique pour une maturité donnée.

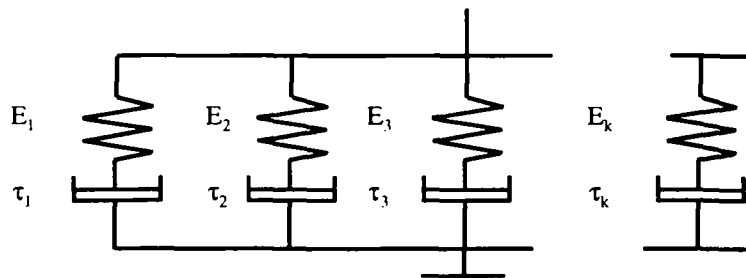


Figure 2.7 : Chaîne de Maxwell

Les paramètres à définir pour la chaîne de Maxwell peuvent être déterminés grâce à des bases de données ou des essais de fluage effectués à différents âges. Les deux possibilités ont été utilisées dans ce travail et la deuxième méthode est expliquée ci-dessous.

Sur la base d'essais de fluage réalisés dans d'autres instituts [2.7], [2.15], il s'agit de transformer la fonction fluage Φ en une fonction de relaxation r . La figure 2.8 illustre de façon schématique des coefficients de fluage obtenus pour des essais effectués pour différents âges de mise en charge.

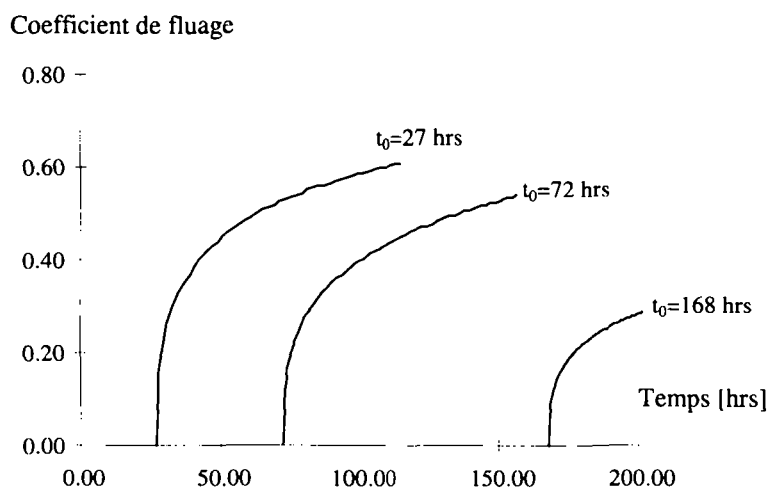


Figure 2.8 : Coefficients de fluage obtenus sur la base d'essais pour différents âges de mise en charge

La transformation d'une fonction fluage en une fonction relaxation peut être effectuée de façon analytique en utilisant les relations données par Ghali et Favre [2.18]. La résolution des équations n'est cependant pas aisée car elle conduit à une solution numérique pas à pas. Des relations simplifiées utilisant la notion de coefficient de vieillissement permettent cependant une résolution du problème pour des cas pratiques.

La méthode utilisée dans ce travail et proposée par Bazant [2.19] consiste, selon le principe de superposition, à transférer la fonction fluage donnée par les essais en une fonction relaxation puis à minimiser la différence entre la fonction relaxation des essais et la fonction approchée par la chaîne de Maxwell.

Cette approche a été utilisée pour des essais effectués en France [2.15] et en Suède [2.7]. En utilisant des courbes d'essais du même type que celles de la figure 2.8, des chaînes de Maxwell ont été obtenues pour différentes maturités. Ces chaînes de Maxwell sont définies pour chaque âge de mise en charge et pour le module d'élasticité correspondant.

Afin de comparer les différents modèles mécaniques obtenus, le calcul de l'évolution des contraintes dans une dalle de ponts mixtes lors de la prise a été effectué en gardant constant le calcul physique (température). La figure 2.9 illustre la comparaison entre les modèles mécaniques obtenus sur les bases suivantes :

- Emborg S300 : modèle mécanique calibré sur des essais suédois,
- Emborg S331 : modèle mécanique calibré sur des essais suédois,
- Laplante : modèle mécanique calibré sur des essais français,
- Lasf, BFC, B45 : modèles mécaniques obtenus pour des bétons B45 selon une base de données établie en Hollande.

Burgers : modèle mécanique particulier établi selon une base de données hollandaise.

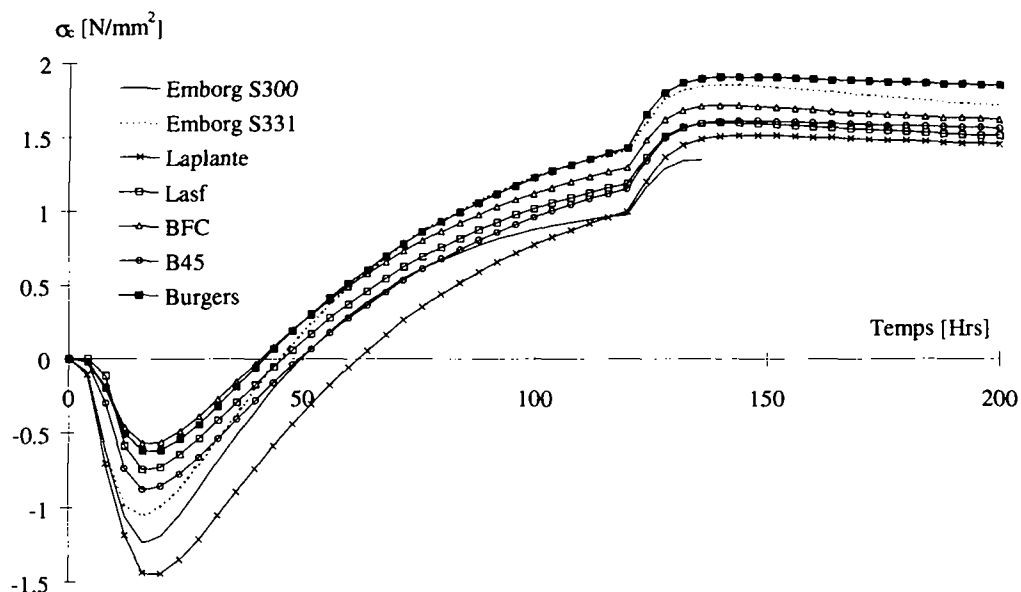


Figure 2.9 : Evolution des contraintes dans la dalle selon les modèles mécaniques utilisés

En considérant la figure 2.9, les constatations suivantes peuvent être faites :

- le saut de contrainte obtenu après 120 heures correspond à l'enlèvement du coffrage et par conséquent à un abaissement rapide de la température,
- les autocontraintes de traction sont très proches pour tous les modèles mécaniques utilisés (entre 1.5 et 1.8 N/mm^2), surtout en regard de la complexité des phénomènes étudiés et des incertitudes liées au comportement du béton,
- les différences sont surtout marquées pour la phase de gonflement de 0-20 heures, période pendant laquelle peu de données sont disponibles, la réalisation d'essais étant délicates.

La difficulté de la prédiction des autocontraintes de traction, en particulier la modélisation de la phase de gonflement, est un problème largement évoqué dans les recherches menées à ce sujet [2.7], [2.10]. Cependant, en regard de la complexité du phénomène (phénomènes physiques et mécaniques), en particulier dans la phase de gonflement, les autocontraintes de traction à la fin de la prise pour différents modèles mécaniques n'ont pas des différences marquées.

Selon les résultats de la figure 2.9, le code de calcul MES est à même de tenir compte des divers mécanismes dont l'analyse est envisagée dans ce chapitre. En effet, les différences de comportement observées ne sont pas le fait de la méthode de calcul mais des lois de comportement introduites dans le calcul. Les modèles mécaniques utilisés pour comparaison dans la suite du travail sont les modèles Emborg S331, Laplante, B45 et Burgers, ces modèles étant les plus proches des bétons utilisés en Suisse.

2.3.4 Synthèse

La modélisation du comportement du béton lors de la prise sur un support rigide nécessite un calcul en deux phases :

- une phase de détermination de l'évolution du champ de température dans la structure (modèle physique),
- une phase pour le calcul des déformations et contraintes dans la dalle et sur les poutres métalliques (modèle mécanique).

Le code de calcul MES utilisé dans ce travail permet d'effectuer une telle analyse tenant compte des comportements physiques et mécaniques. Des indications sont données sur les lois de comportement introduites et la détermination des paramètres à définir. Le comportement visco-élastique du béton est explicité et une comparaison des modèles mécaniques proposés selon une base de donnée ou obtenus à l'aide de résultats d'essais est effectuée. Les différences sur les valeurs des autocontraintes de traction dans la dalle sont surtout importantes dans la phase d'échauffement (0-20 heures), peu de données étant disponibles pour cette phase. Cependant, les autocontraintes de traction à la fin de la prise calculées selon différents modèles mécaniques peuvent être considérées comme proches en regard de la complexité du phénomène. Quatre modèles mécaniques sont retenus pour la suite du travail, deux obtenus sur la base de résultats d'essais et deux à l'aide d'une base de données.

2.4 ANALYSE EXPERIMENTALE

2.4.1 Introduction

Dans le cadre des études des effets de prise du béton sur les autocontraintes de traction dans la dalle de béton, des mesures in-situ et des essais en laboratoire ont été menés sur des poutres mixtes de ponts. Les objectifs de ces travaux étaient les suivants :

- étude du comportement du béton lors de la prise et observation d'éventuelles fissures,
- validation du modèle numérique par comparaison des valeurs mesurées et calculées,
- définition à partir des mesures et des simulations numériques de l'état d'autocontraintes dans la dalle à la fin de la prise,
- pour les essais en laboratoire, étude de l'importance de la géométrie des sections, du type de béton et de méthodes de refroidissement sur l'état d'autocontraintes dans la dalle.

Les mesures effectuées sur des ouvrages mixtes en construction et sur des poutres mixtes lors d'essais en laboratoire comprenaient des mesures d'allongements dans la dalle à l'aide de fibres optiques et dans certains cas de cordes vibrantes, des mesures de déformations spécifiques sur les poutres métalliques à l'aide de jauges d'extensométrie et des mesures de température à l'aide de thermocouples dans la dalle et sur les poutres métalliques. Ces mesures multiples permettent de valider le modèle numérique en comparant les résultats des mesures et des calculs sur la poutre métallique et dans la dalle. En particulier, les mesures de contraintes sur les poutres métalliques permettent d'utiliser la poutre comme capteur de force et de déterminer ainsi l'état de contrainte dans la dalle. Grâce à l'utilisation de fibres optiques [2.20], des mesures d'allongements dans la dalle ont pu être obtenues de façon précise dès la fin de la mise en place du béton.

L'utilisation de fibres optiques pour des mesures d'allongements dans la dalle est une méthode originale de mesure développée par l'IMAC-EPFL [2.21] et utilisée pour la première fois de façon systématique pour des mesures lors de la prise dans le cadre de ce travail. Les mesures d'allongements lors de la prise sont sensibles au type de fixation utilisé, essentiellement lors de la phase de gonflement. En effet, si la fibre est fixée de façon rigide à l'armature, la valeur mesurée est avant tout l'allongement libre de l'armature sous l'effet de la température, du moins jusqu'à ce que le béton ait une rigidité suffisante. Ces

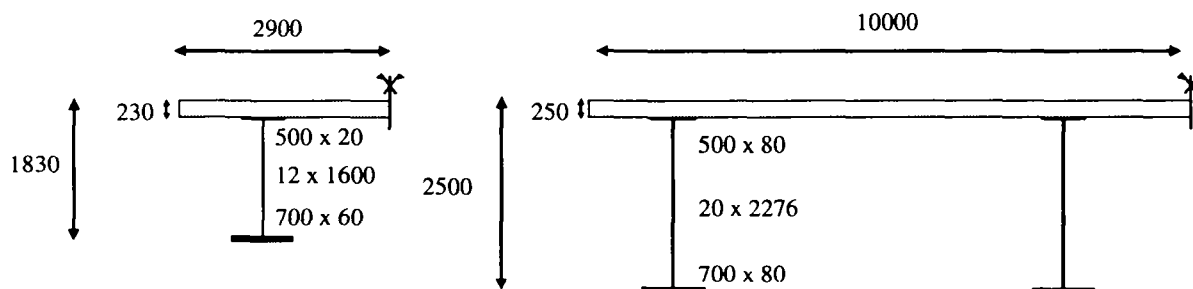
considérations sont l'objet de travaux en cours à l'IMAC-EPFL (Prof. L. Pflug). Les résultats des fibres optiques donnés dans ce travail permettent avant tout de suivre de façon qualitative le comportement du béton lors de la prise et d'étudier l'influence des paramètres tels que la géométrie des sections, le type de béton et des méthodes de refroidissement sur ce comportement. Pour les essais en laboratoire, une comparaison quantitative des mesures par rapport à des simulations numériques a été possible, l'évolution du capteur à fibre optique permettant d'améliorer la précision des mesures. Les capteurs mis en place dans les dalles sont en général situés sur les nappes supérieures et inférieures de l'armature sans qu'une différence significative de signal soit observée, les effets de flexion dans la dalle étant faibles dans les dalles de ponts mixtes. Une description plus précise de leur position est donnée dans les références à chaque campagne de mesure.

Le travail est présenté de la façon suivante :

- mesures in-situ,
- mesures en laboratoire,
- synthèse.

2.4.2 Mesures in situ

Dans le cadre de la construction de plusieurs ponts mixtes continus en Suisse dont deux sections transversales sont illustrées schématiquement à la figure 2.10, des mesures lors de la prise du béton ont été effectuées.



Figures 2.10 : Sections types des ponts : a) Venoge, b) OA 402

Les résultats complets de ces mesures figurent dans les rapports séparés [2.22] et [2.23]. Les figures 2.11, 2.12 et 2.13 résument pour les deux ponts, les résultats des mesures de température, de contraintes dans l'aile inférieure des poutres et de déformations spécifiques dans la dalle. Les résultats des simulations numériques sont également représentés dans chaque figure.

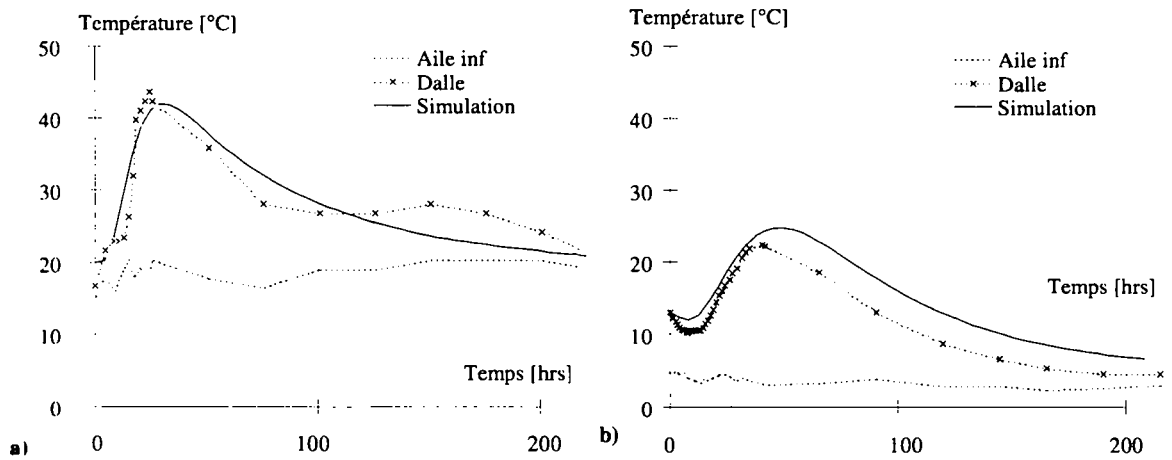


Figure 2.11 : Evolution des températures : a) Venoge, b) OA 402

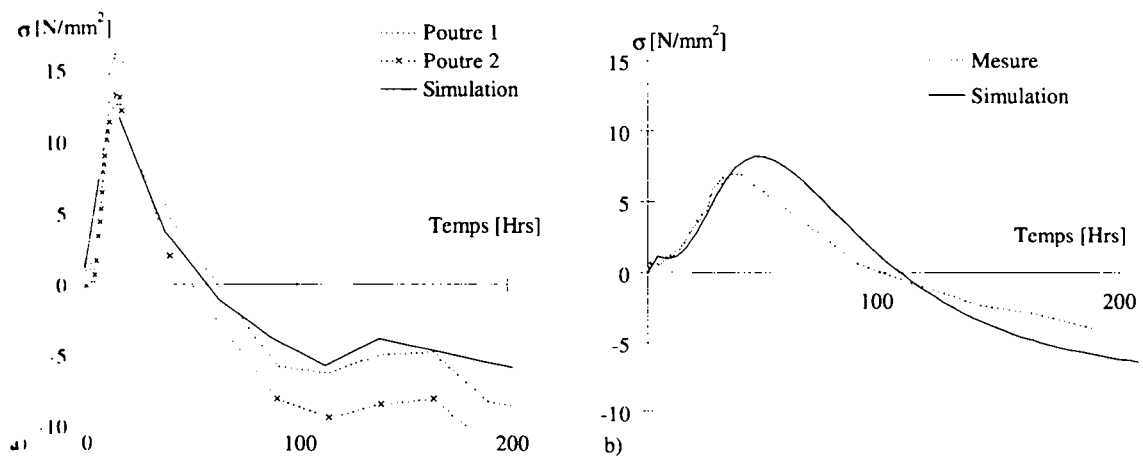


Figure 2.12 : Contraintes dans les ailes inférieures des poutres : a) Venoge, b) OA 402

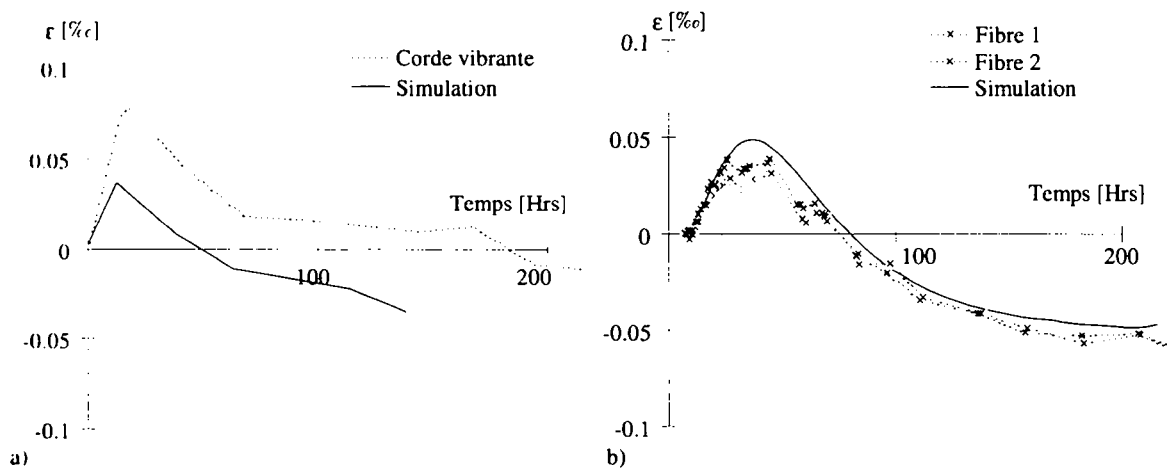


Figure 2.13 : Déformations spécifiques dans la dalle : a) Venoge, b) OA 402

Les figures 2.11 à 2.13 permettent les constatations essentielles suivantes sur le comportement de l'ouvrage lors de la prise :

- Le développement de la température du béton pour les bétons utilisés pour la construction de ponts en Suisse est conforme aux valeurs attendues, soit une augmentation de température du béton par rapport à la température extérieure de l'ordre de 15-25°C tant en condition estivale (Fig. 2.11a) qu'hivernale (Fig. 2.11b) avec une prise retardée pour les conditions d'hiver. Il faut noter que, dans les deux cas présentés ci-dessus, les dalles avaient une épaisseur semblable (~25 cm) et que des dispositions de cure normales avaient été prises (nattes isolantes).
- Les contraintes mesurées sur les ailes inférieures des poutres métalliques ont une valeur différente entre le début et la fin de la prise ce qui confirme ainsi la présence d'autocontraintes dans la poutre mixte et par conséquent dans la dalle. (Fig. 2.12a et b).
- La possibilité de suivre le comportement de la dalle dès sa mise en place à l'aide de capteurs à fibres optiques et de cordes vibrantes permet de mesurer de façon qualitative et quantitative les phases de gonflement et de retrait du béton. (Fig. 2.13a et b).

Les résultats des calculs numériques donnés dans les figures 2.11 à 2.13 et obtenus pour le calcul mécanique à l'aide du modèle de Burgers mettent en évidence les points suivants :

- Les champs de température calculés correspondent bien aux valeurs mesurées. Cette constatation s'explique par le fait que les bétons utilisés dans ces ouvrages sont standards et que les conditions de bord (nattes isolantes, coffrage) étaient bien définies.
- La comparaison des valeurs calculées et mesurées des contraintes est qualitativement correcte. Les légères différences quantitatives sont principalement dues aux imprécisions du modèle mécanique (cf paragraphe 2.3, Fig. 2.9), en particulier dans la phase de gonflement. Il faut également tenir compte des faibles valeurs mesurées (4-20 N/mm²) qui rendent le modèle très sensible à la moindre différence entre le champ de température mesuré et calculé.
- La comparaison des valeurs calculées et mesurées des déformations spécifiques dans la dalle montre surtout des différences dans la phase de gonflement. Pour la figure 2.13a, cette différence provient d'une part du type d'appareil (corde vibrante) dont la correction de température n'est pas très précise. D'autre part, comme déjà mentionné plus haut, la précision des simulations numériques dans cette phase n'est pas non plus assurée. L'utilisation de fibres optiques (Fig. 2.13b) améliore nettement la précision de la mesure. Les simulations effectuées se révèlent également plus proches des valeurs mesurées.

Pour les deux ponts, les observations de la dalle sur site ont permis la détection dans les deux cas de fissures traversantes d'une ouverture de l'ordre de 0.1 à 0.15 mm environ 10 jours après le bétonnage. A titre indicatif, les autocontraintes de traction calculées dans la dalle sont de 1.7-2.0 N/mm², valeur proche de la résistance à la traction du béton à ce moment.

Les simulations effectuées, les mesures obtenues et les observations in-situ sont convergentes et ont démontré d'une part la présence d'autocontraintes de traction élevées pour des ponts ayant un facteur β élevé (0.11 dans les deux cas) et d'autre part une relation directe entre les autocontraintes de traction et la fissuration au jeune âge observée.

2.4.3 Mesures en laboratoire

Dans le but d'étudier plus précisément les phénomènes de prise du béton dans le cas d'une dalle directement liée à une poutre métallique, des essais en laboratoire ont été entrepris. Les objectifs de ces essais étaient les suivants :

- mettre en évidence en laboratoire l'importance du coefficient de retenue β sur les valeurs des autocontraintes de tractions créées dans la dalle pendant la prise,
- étudier les possibilités de réduire les autocontraintes en jouant sur la technologie du béton et sur les conditions initiales de température afin de diminuer la probabilité de fissuration précoce.

Six poutres d'une longueur de 8.6 mètres ont été bétonnées en laboratoire et le comportement de la poutre métallique et de la dalle a été suivi dès la mise en place du béton. La géométrie des poutres métalliques a été définie de façon à faire varier le coefficient de retenue β (Fig. 2.14).

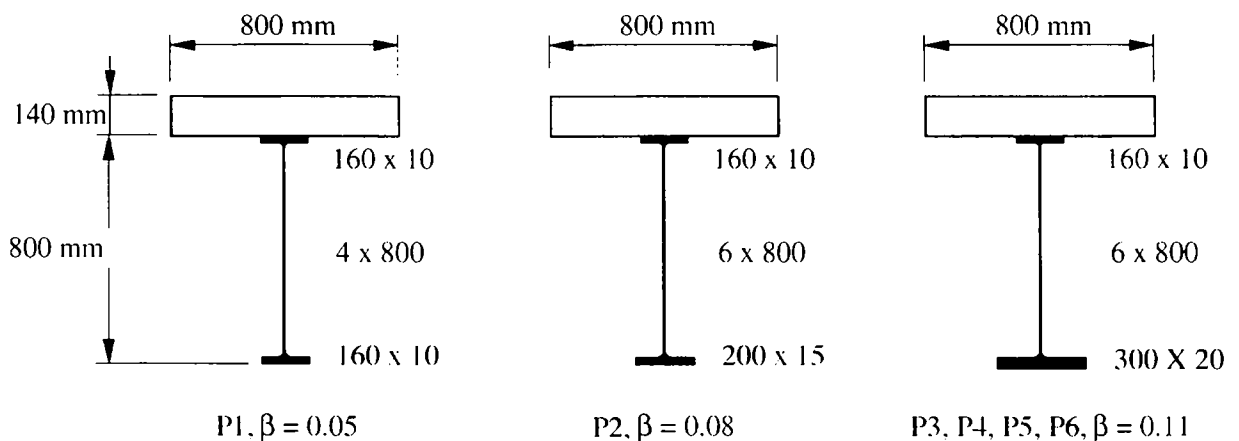


Figure 2.14 : Géométrie des poutres de laboratoire

La géométrie de la dalle de béton est restée la même ainsi que l'armature mise en place. Le programme d'essais comprenait les éléments suivants :

- les poutres P1, P2 et P3 avec un béton standard (type Normo 5 selon cimentiers suisses) pour lesquelles β vaut respectivement 0.05, 0.08 et 0.11,
- la poutre P4 avec β valant 0.11 et un béton à faible dégagement de chaleur (type Fluvio 3 selon cimentiers suisses),
- les poutres P5 et P6 avec β valant 0.11 et un béton refroidi à 5°C à l'aide d'azote liquide.

Les compositions des bétons Normo 5 et Fluvio 3 sont données dans le tableau 2.15

Tableau 2.15 : Composition des bétons Normo 5 et Fluvio 3

	Normo 5	Fluvio 3
Dosage en ciment	350 kg/m ³	350 kg/m ³
Type de ciment	Ciment Portland CEM I 52,5	Ciment Portland au calcaire CEM II/A-L 32,5
Granulométrie	0 ÷ 32 mm	0 ÷ 32 mm
Rapport E/C	0.48	0.48
Adjuvant	1.2 %	1.2 %

Une isolation de la dalle a été choisie de façon à reproduire les champs de température mesurés in-situ et de s'assurer ainsi de la représentativité des essais. Un extrait des résultats de mesure et des simulations numériques effectuées est donné dans la suite du travail. Des valeurs détaillées peuvent être obtenues dans la publication [2.24].

Pour compléter la détermination de l'état d'autocontraintes de traction dans la dalle, un essai de charge en flexion négative a été effectué pour analyser la fissuration de la dalle de béton sous l'effet de différents niveaux de contrainte calculés dans la dalle. Cet essai a pour objectif de comparer la contrainte de traction pour laquelle la dalle commence à se fissurer à la résistance à la traction du béton obtenue à l'aide d'un essai standard. La différence entre les deux valeurs permet d'établir de façon simplifiée les valeurs des autocontraintes de traction dans la dalle et de les comparer aux valeurs obtenues à l'aide des simulations numériques lors de la prise.

Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du programme MES en utilisant un essai semi-adiabatique sur cylindre pour définir le comportement physique du béton. Le comportement mécanique a été défini en utilisant les modèles présentés à la figure 2.9. Les résultats des calculs mécaniques présentés ci-dessous ont été obtenus avec les lois dérivées des essais de Laplante, Emborg et d'un béton B45 tiré d'une base de données hollandaise [2.16].

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés de la façon suivante :

- résultats types,
- comparaison du modèle numérique et des mesures,
- influence du coefficient de retenue β (P1, P2 et P3),
- influence du type de béton (P4),
- influence du refroidissement du béton (P5, P6),
- résultats de l'essai de charge,
- conclusion.

Résultats types

La figure 2.16 présente, pour la poutre P1, l'évolution de la température moyenne dans la dalle obtenue lors de la phase d'hydratation, la variation de la température ambiante ainsi que les simulations numériques effectuées.

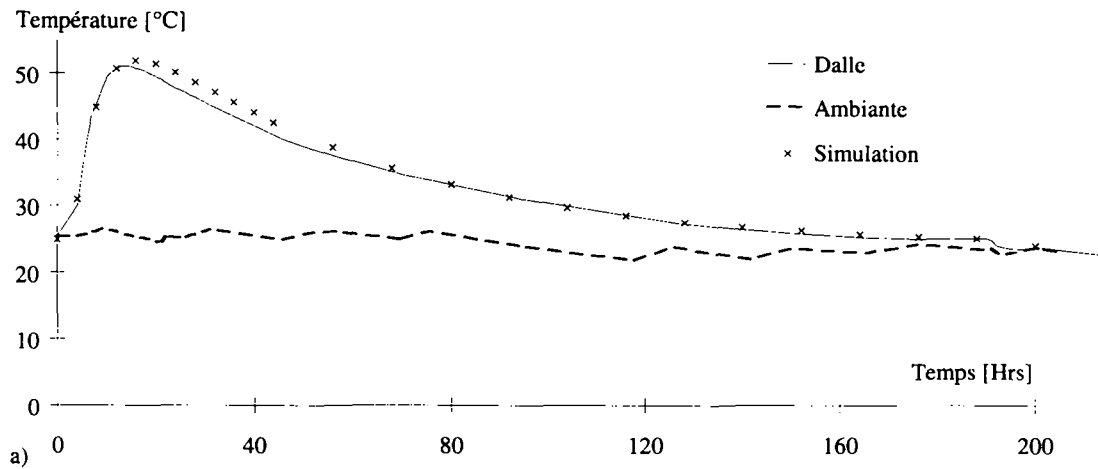


Figure 2.16 : Evolution de la température pour la poutre P1

La figure 2.16 montre que l'évolution de température est semblable aux mesures de température généralement observés in-situ. En effet, une augmentation de température de l'ordre de 25° par rapport à la température ambiante correspond aux mesures des figures 2.11 a) et b). Les simulations numériques montrent une bonne concordance avec les mesures, confirmant la qualité du modèle physique.

La figure 2.17 illustre l'évolution des contraintes dans les ailes supérieures et inférieures du profilé métallique ainsi que les simulations numériques correspondantes.

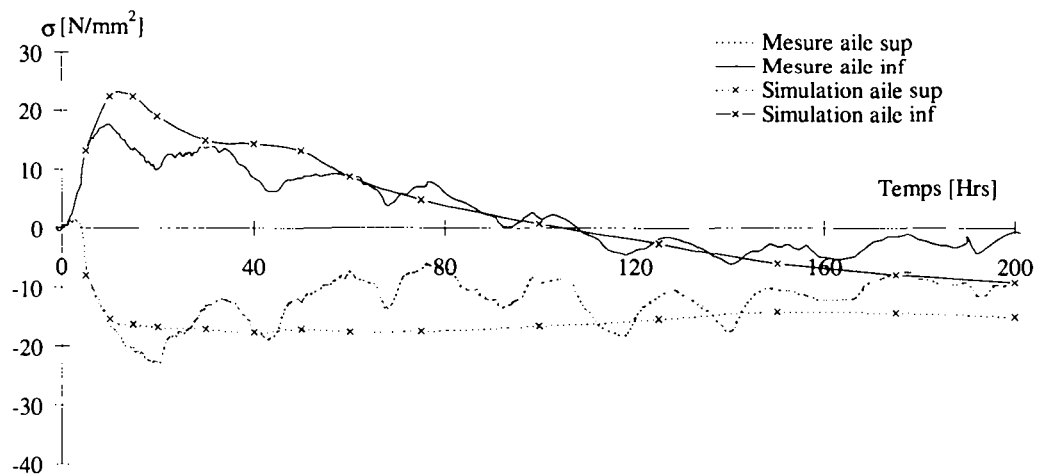


Figure 2.17 : Evolution des contraintes dans les ailes supérieures et inférieures du profilé de la poutre P1

L'évolution des contraintes obtenues sur la figure 2.17 confirme la présence d'autocontraintes dues à la prise du béton, les valeurs mesurées avant et après la prise n'étant pas les mêmes. Les oscillations des valeurs mesurées sont pour l'essentiel dues aux variations journalières de température dans la salle. Les résultats des simulations numériques sont en bonne concordance avec les mesures, tant pour l'aile supérieure que l'aile inférieure.

Les contraintes mesurées dans la poutre métallique sont plus élevées que celles obtenues in-situ (Fig. 2.12a et b). Cette différence est due au coefficient de retenue β plus faible pour la

poutre P1 que pour les mesures in situ. Pour des coefficients de retenue faibles, les autocontraintes de traction dans la dalle sont plus faibles, mais les contraintes dans la poutre métallique sont plus élevées.

La figure 2.18 présente l'évolution des déformations spécifiques dans la dalle pour la poutre P1 ainsi que la simulation numérique.

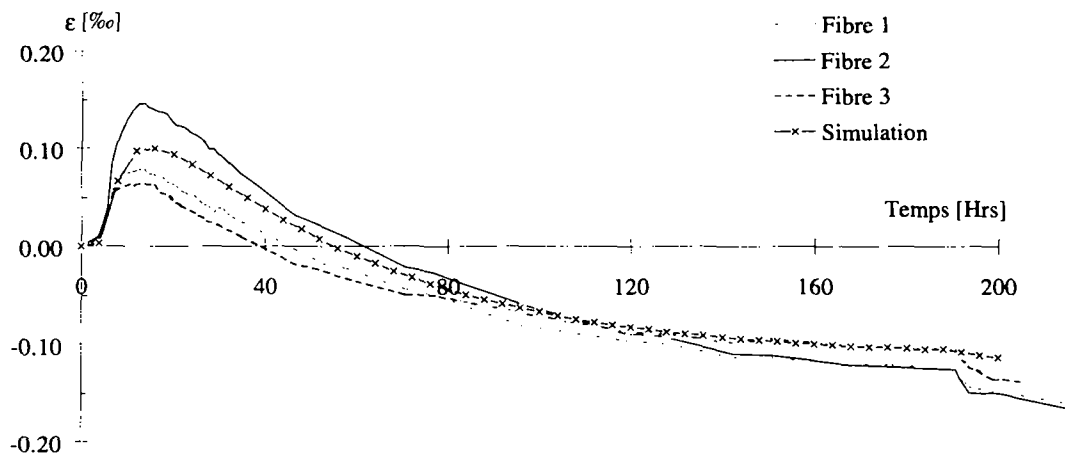


Figure 2.18 : Evolution des déformations spécifiques dans la dalle pour la poutre P1

L'évolution des déformations spécifiques dans la dalle représentée sur la figure 2.18 est conforme au comportement attendu avec une phase de gonflement puis de contraction. Les valeurs des déformations spécifiques mesurées sont également plus élevées que celles mesurées in-situ (figures 2.13a et b), la dalle de la poutre P1 ($\beta = 0.05$) étant moins retenue que celles des essais in situ ($\beta = 0.11$). La courbe de simulation numérique est en bonne concordance avec les mesures.

Comparaison du modèle numérique et des mesures

Afin de comparer le modèle numérique et les mesures, les diagrammes de résultats concernant essentiellement le comportement de la dalle sont présentés dans les figures 2.19 et 2.20.

La figure 2.19 présente les diagrammes de température ainsi que les résultats des calculs numériques pour les poutres P1 (Fig. 2.19a) à P6 (Fig. 2.19 f).

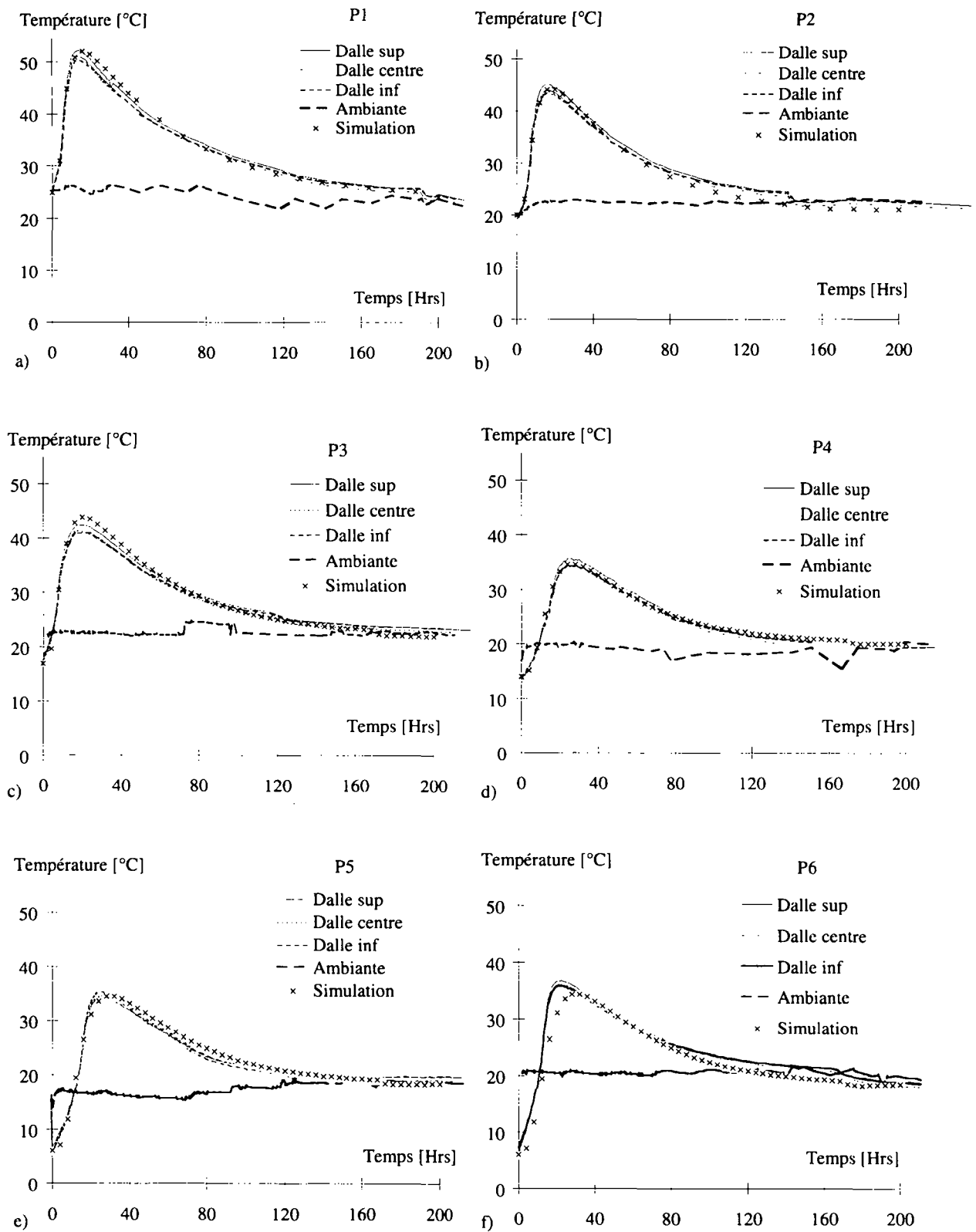


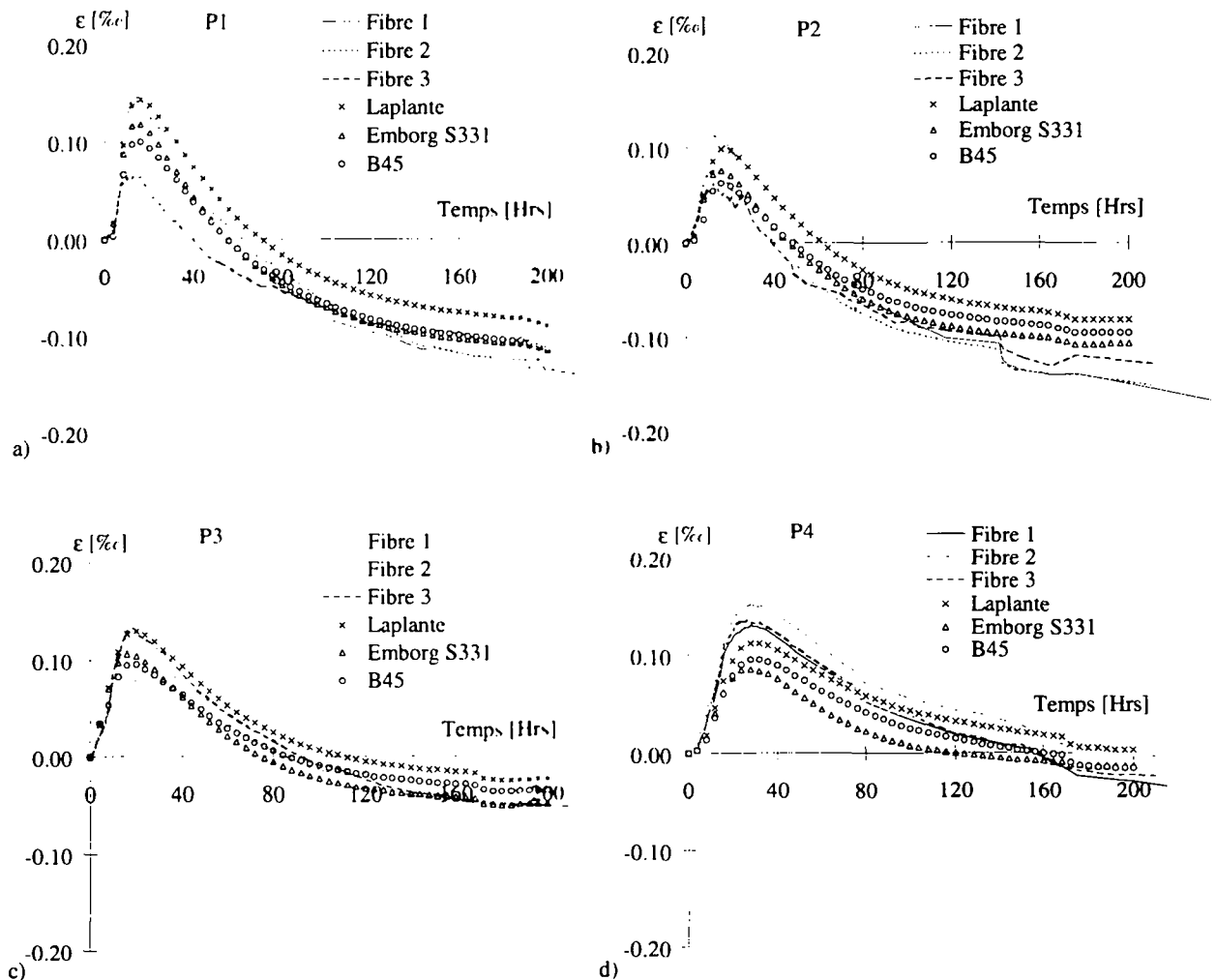
Figure 2.19 : Evolution des températures et simulations : a) P1, b) P2, c) P3, d) P4, e) P5, f) P6

La figure 2.19 montre que le modèle physique permet de simuler de façon précise les champs de température. Les raisons de la qualité des résultats sont les suivantes :

- le modèle physique du béton a pu être calibré à l'aide d'un essai semi-adiabatique sur cylindre, ce qui permet de connaître de façon précise le dégagement de chaleur en fonction du temps,
- les propriétés thermiques de l'isolation et du coffrage sont connues et permettent d'introduire des valeurs proches de la réalité pour les termes de l'équation de transfert de chaleur,
- les conditions de laboratoire évitent d'introduire des éléments externes tels que des variations importantes de température journalière ou des phénomènes thermiques liés au vent ou à la pluie.

La connaissance précise de ces éléments a permis d'obtenir des résultats de simulations numériques proches des mesures obtenues pour l'évolution des températures dans la dalle de béton. Le modèle numérique utilisé est donc validé pour la partie physique.

La figure 2.20 présente les diagrammes de déformations spécifiques dans la dalle ainsi que les résultats des calculs numériques pour les poutres P1 (Fig. 2.20a) à P6 (Fig. 2.20 f).



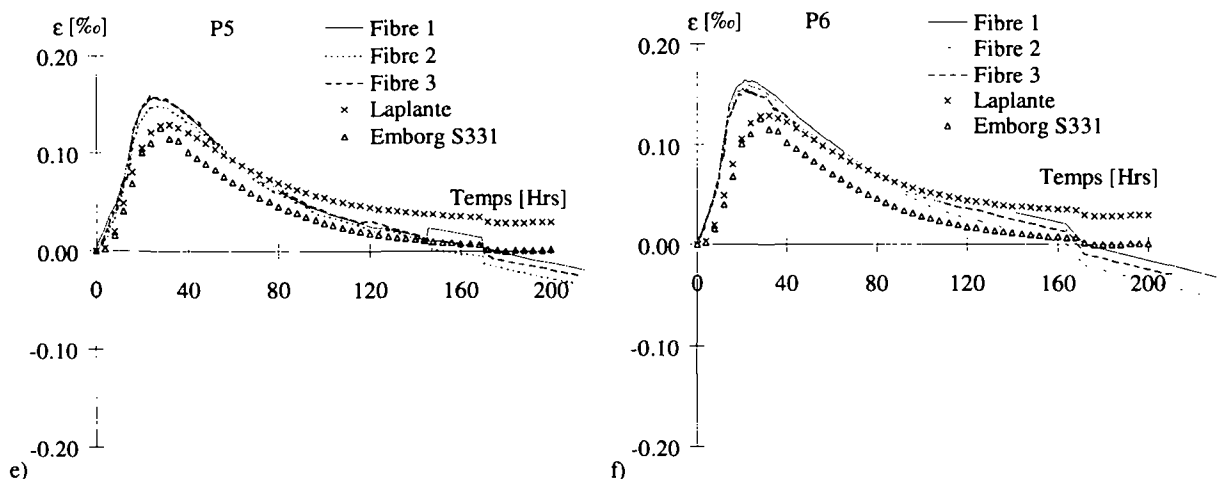


Figure 2.20 : Mesures des déformations spécifiques et simulations : a) P1, b) P2, c) P3, d) P4, e) P5, f) P6

La comparaison des résultats des mesures et des simulations numériques appelle les commentaires suivants :

- Pour les poutres P1 à P3 (Fig. 2.20a à 2.20c), les simulations numériques et les mesures sont proches. Les différents modèles mécaniques utilisés donnent des valeurs qui se situent entre les courbes mesurées par les fibres optiques, à l'exception du modèle basé sur les essais de Laplante dont la rigidité dans les 10 premières heures est élevée.
- Pour la poutre P4 (Fig. 2.20d), les résultats sont moins bons, les déformations spécifiques sont sous-estimées par le modèle numérique. Cette différence vient de l'utilisation de modèles mécaniques qui ne correspondent pas au béton utilisé (Fluvio 3), des données précises manquant pour ce type de béton.
- Pour les poutres P5 et P6, les déformations spécifiques obtenues à l'aide du modèle basé sur les essais de Emborg sont proches des résultats des mesures, excepté dans la zone d'échauffement, dont la difficulté de simulation a déjà été évoquée (§ 2.3.3, Fig. 2.9).

Les résultats des simulations des déformations spécifiques dans la dalle permettent d'obtenir des valeurs proches des mesures, en particulier pour des bétons dont les caractéristiques mécaniques sont bien définies (P1, P2 et P3). Pour des bétons plus particuliers (P4) ou des conditions initiales différentes (P5, P6), les résultats des simulations numériques sont moins bons mais permettent malgré tout d'obtenir une approximation correcte du comportement de la dalle de béton. Il faut également noter que, dans l'état actuel des connaissances, un effort important de développement est à effectuer pour disposer de modèles mécaniques fiables, en particulier dans les premières heures après la prise. De même, des études supplémentaires sont à effectuer pour évaluer l'influence de l'interaction entre la fibre optique et le béton durcissant. En dépit de ces points qui restent à améliorer, les résultats obtenus à l'aide du modèle numérique permettent d'évaluer de façon qualitative et quantitative le comportement de la dalle de béton lors de la prise.

Influence du coefficient de retenue β

L'influence du coefficient de retenue β peut être déterminée sur la base des résultats des poutres P1, P2 et P3 pour lesquelles seules les dimensions de la poutre métallique varient. Pour ces poutres, les évolutions de température par rapport à la température ambiante sont

similaires. La figure 2.21 présente l'effet de la variation de β sur les déformations spécifiques dans la dalle.

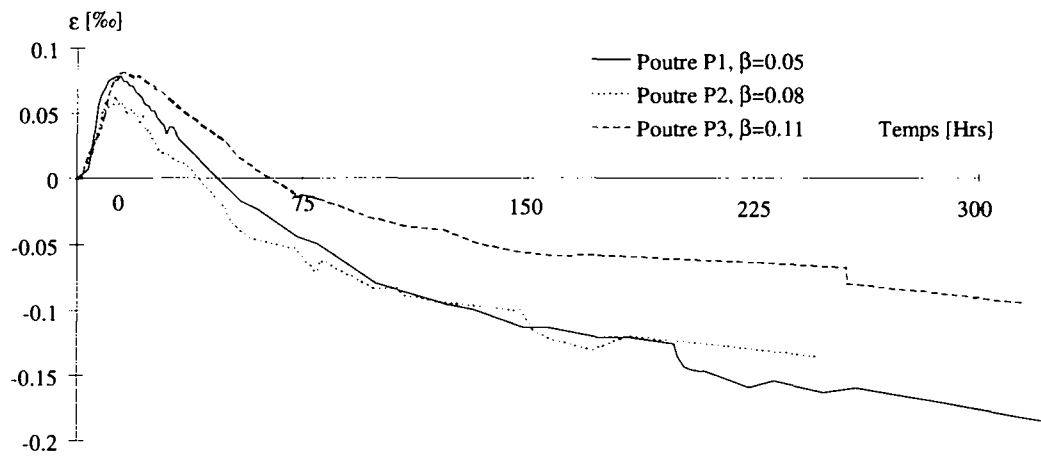


Figure 2.21 : Evolution des déformations spécifiques mesurées dans la dalle en fonction de β

La figure 2.21 montre que les déformations spécifiques sont plus faibles pour une valeur de β élevée confirmant ainsi l'importance de l'effet de retenue sur le comportement de la dalle. En effet, la poutre P3 a un raccourcissement plus faible que la poutre P1 dont la valeur de β est plus faible. La différence est surtout marquée dans la phase de refroidissement, la phase de gonflement restant assez proche pour les trois poutres.

Le comportement semblable pour les 3 poutres pendant la phase de gonflement s'explique principalement par le type de fixation de la fibre optique pendant la phase de gonflement. En effet, comme mentionné précédemment, si la fibre est fixée de façon rigide à l'armature, la valeur mesurée est avant tout l'allongement libre de l'armature sous l'effet de la température, du moins jusqu'à ce que le béton aie une rigidité suffisante. Il est donc normal que ce soit surtout dans la phase de refroidissement que l'effet de retenue soit mis en évidence, l'interaction capteur-dalle-armature devenant alors négligeable, le béton ayant une rigidité suffisante.

Les déformations spécifiques plus faibles obtenues pour une valeur de β élevée correspondent à une retenue de la dalle plus importante. Cette retenue plus importante implique des autocontraintes de traction plus élevées dans la dalle. Les valeurs de ces autocontraintes de traction simulées à l'aide de MES sont les suivantes pour la fibre moyenne de la dalle :

- 0.7-1.0 N/mm² pour $\beta=0.05$,
- 1.0-1.4 N/mm² pour $\beta=0.08$,
- 1.6-2.1 N/mm² pour $\beta=0.11$.

Les différences obtenues pour la même valeur de β dépendent du modèle mécanique utilisé. Cependant, l'influence du coefficient de retenue β est mise en évidence avec des valeurs d'autocontraintes de traction qui sont deux fois plus importantes pour des valeurs de β variant de 0.05 à 0.11.

Influence du type de béton

Les figures 2.22 et 2.23 présentent les résultats des mesures des températures et des déformations spécifiques des poutres P3 et P4 pour lesquelles seul le béton a été modifié (béton normal P3, béton à faible dégagement de chaleur P4).

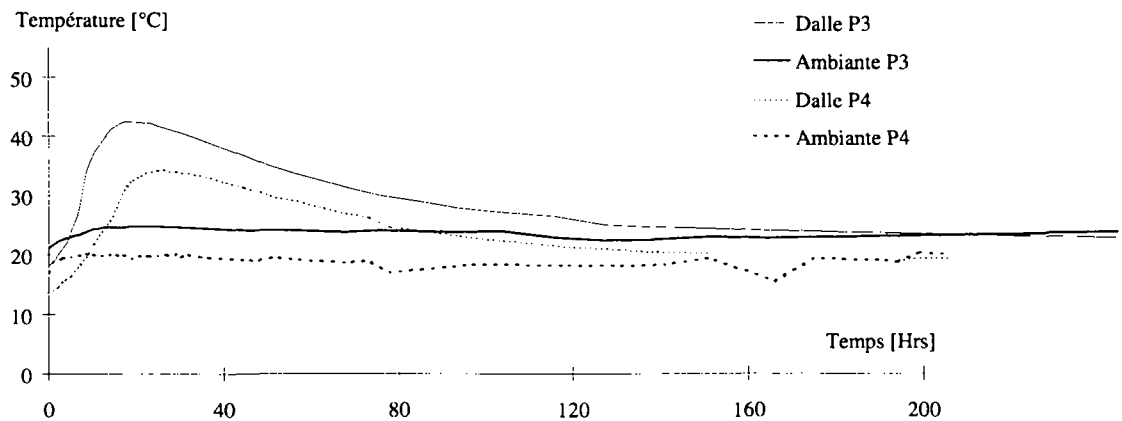


Figure 2.22 : Evolution de la température dans la dalle selon le type de béton

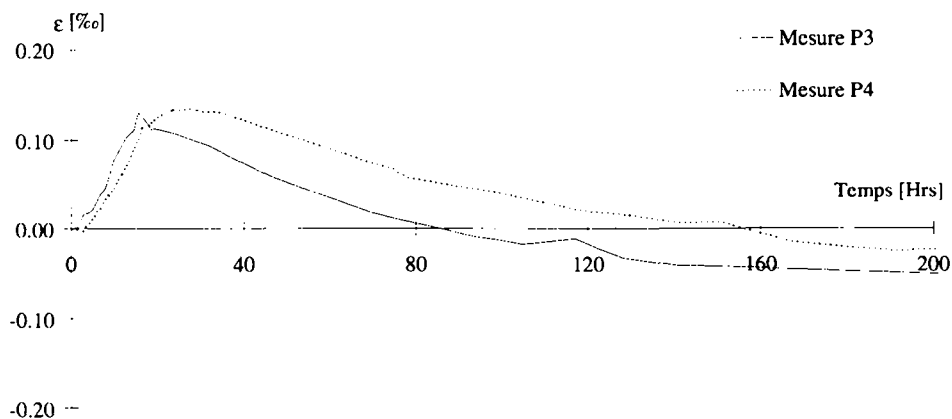


Figure 2.23 : Evolution des déformations spécifiques dans la dalle selon le type de béton

L'évolution de température mesurée (Fig. 2.22) montre un décalage entre les deux courbes de température. Pour la poutre P3, l'augmentation de température est de +25°C par rapport à la température extérieure et le maximum est obtenu après environ 18 heures. Pour la poutre P4, l'augmentation est de +20°C et le maximum est atteint après 30 heures.

L'évolution des déformations spécifiques (Fig. 2.23) montre un décalage entre les deux courbes. En particulier, la courbe de la poutre P4 coupe l'abscisse beaucoup plus tard que la courbe P3 lors de la phase de refroidissement permettant ainsi de limiter les autocontraintes de traction dans la dalle. En effet, on peut dire de façon très simplifiée que la mise en traction de la dalle commence à partir du moment où les déformations spécifiques dans la dalle deviennent négatives.

Les valeurs des autocontraintes de traction simulées à l'aide de MES sont les suivantes pour la fibre moyenne de la dalle :

- 1.6-2.1 N/mm² pour la poutre P3,
- 0.6-0.8 N/mm² pour la poutre P4.

L'utilisation d'un béton à faible dégagement de chaleur permet donc de limiter l'autocontrainte de traction dans la dalle à une valeur inférieure à 1.0 N/mm².

Influence du refroidissement du béton

Pour les poutres P5 et P6, le béton a été refroidi à l'aide d'azote liquide avant sa mise en place. Ce procédé a permis d'amener la température du béton frais à 5°C, soit 10°C de moins que la température ambiante.

La figure 2.24 illustre l'évolution des températures obtenues pour les poutres P3 et P5.

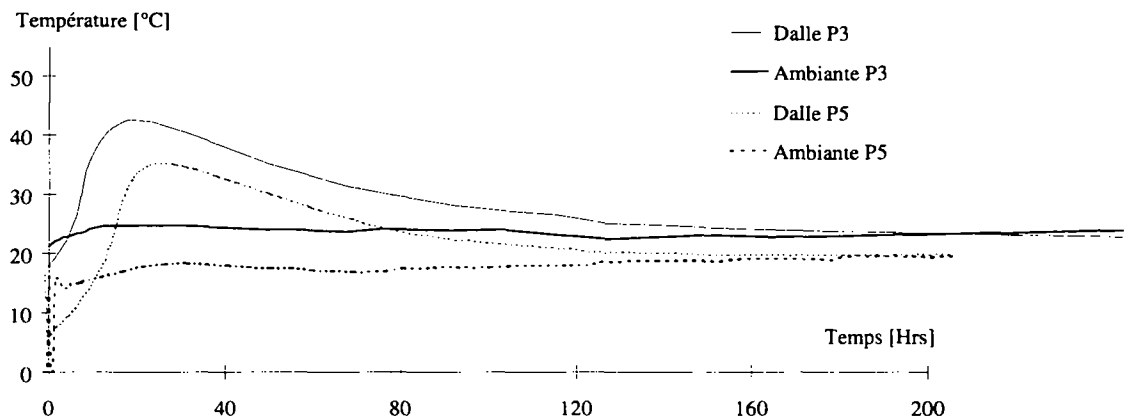


Figure 2.24 : Evolution de la température dans la dalle pour un béton normal et un béton refroidi

L'évolution de température représentée dans la figure 2.24 montre un décalage entre les deux courbes de température. Pour la poutre P3, l'augmentation de température est de +25°C par rapport à la température ambiante et le maximum obtenu après environ 18 heures. Pour la poutre P5, l'augmentation est de +20°C et le maximum est atteint après 30 heures. L'effet d'un refroidissement est donc semblable à celui d'un béton à faible dégagement de chaleur.

Les déformations spécifiques présentées à la figure 2.25 montrent un décalage des courbes semblable au décalage observé pour le béton à faible dégagement de chaleur.

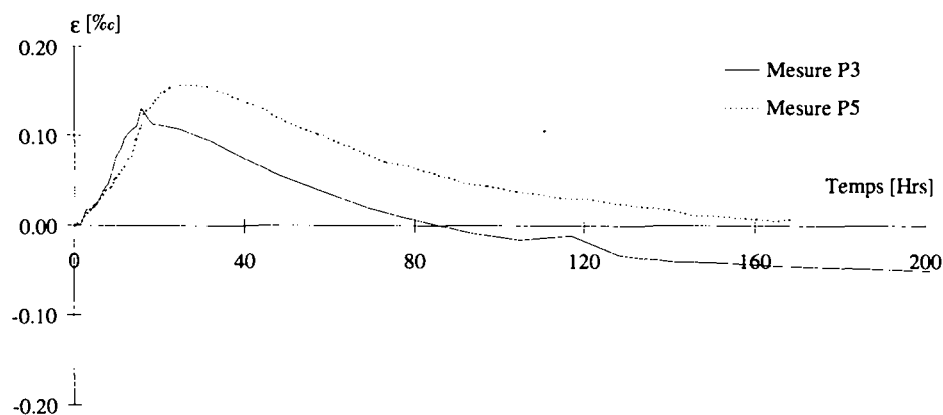


Figure 2.25 : Evolution des déformations spécifiques dans la dalle pour un béton normal et un béton refroidi

L'effet du refroidissement est donc également similaire à l'effet d'un béton à faible dégagement de chaleur pour le comportement mécanique. Il faut cependant noter que la valeur de gonflement est plus élevée pour le béton refroidi. En effet, l'élévation de température par rapport à la température extérieure est de 20 degrés mais elle est de 30 degrés par rapport à la température initiale ce qui augmente donc le gonflement.

Les valeurs des autocontraintes de traction simulées à l'aide de MES sont les suivantes pour la fibre moyenne de la dalle :

- 1.6-2.1 N/mm² pour la poutre P3,
- 0.6-0.9 N/mm² pour la poutre P5.

L'utilisation d'un béton refroidi donne des résultats semblables à ceux obtenus pour un béton à faible dégagement de chaleur et permet de limiter l'autocontrainte de traction dans la dalle à une valeur inférieure à 1.0 N/mm².

Le comportement de la poutre P6, dont les paramètres sont les mêmes que la poutre P5 (refroidissement de la dalle de 10°C), n'a pas été notablement différent de celui de la poutre P5, montrant la reproductivité de ces essais.

Essais de charge

L'effet de retenue de la dalle par la poutre métallique lors de la prise du béton induit des autocontraintes de traction dans la dalle. Afin d'estimer qualitativement ces autocontraintes de traction par une autre méthode que la simulation numérique, une mise en charge de chacune des poutres a été effectuée pour soumettre la dalle à un effort de traction (moments négatifs sur la poutre mixte).

Ces essais de charge à 28 jours consistent en cycle de chargement à différents niveaux de contraintes de traction dans la dalle. Une dizaine de cycles sont effectués pour chaque niveau de contraintes. Une description précise de ces essais est donnée dans la référence [2.24]. La figure 2.26 présente de façon schématique le système statique de l'essai de charge.

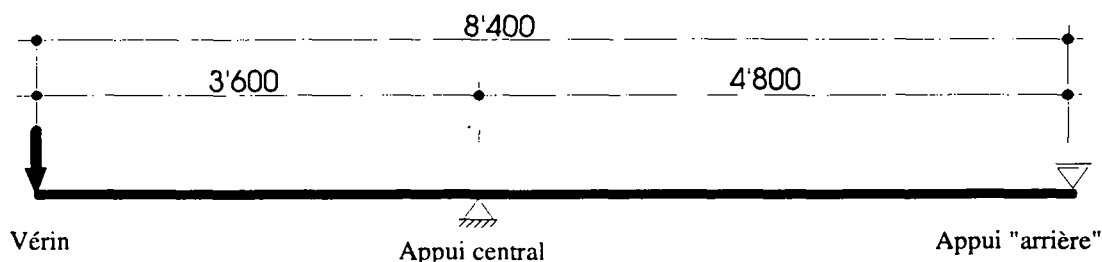


Figure 2.26 : Principe de l'essai de charge

Les déformations spécifiques dans la dalle sont obtenues à l'aide des fibres optiques pour chaque cycle. Une augmentation de la déformation pour la même contrainte dénote donc d'une fissuration dans la dalle. Ces mesures sont complétées par une observation méticuleuse de la formation de fissures en surface.

La figure 2.27 illustre les déformations spécifiques obtenues par cycle pour les poutres P2 et P3. La valeur σ_{\max} correspond à la contrainte de traction à laquelle la dalle est soumise.

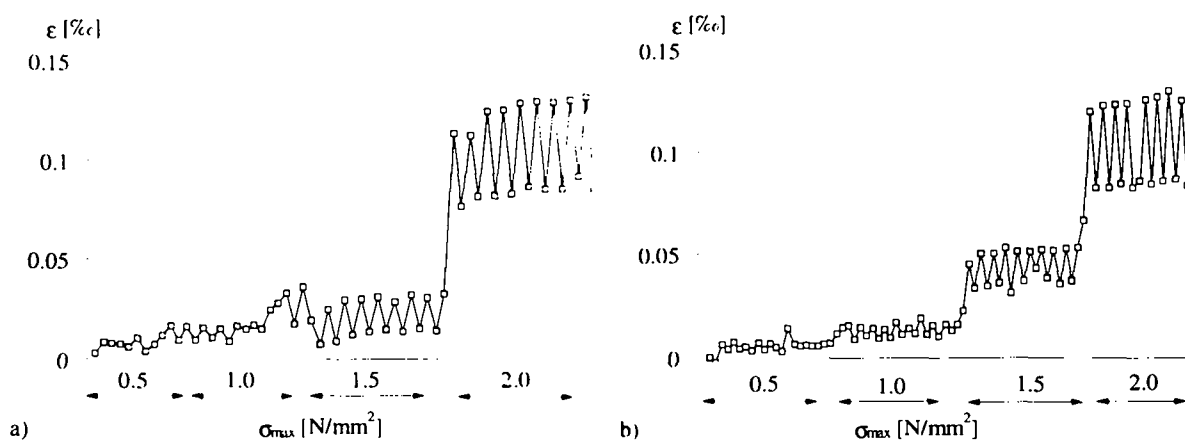


Figure 2.27 : Essais de charge pour : a) Poutre P2 $\beta=0.08$, b) Poutre P3 $\beta=0.11$

La figure 2.27 permet de comparer le comportement de la dalle des poutres P2 et P3. Pour une valeur de contrainte dans la dalle de 1.5 N/mm^2 , la poutre P3 a des déformations spécifiques plus élevées que la poutre P2 et donc une fissuration plus importante. Pour une valeur de $\sigma_{\max}=2.0 \text{ N/mm}^2$, les deux poutres sont fissurées et montrent le même comportement. Les observations effectuées à la surface de la dalle confirment ces mesures. En effet, seule une fissure a été observée sur la poutre P2 (observation à l'œil nu, ouverture $< 0.1 \text{ mm}$) pour une valeur de 0.5 N/mm^2 alors que des fissures espacées de 200 mm (observation à l'œil nu, ouverture $< 0.1 \text{ mm}$) se sont formées sur la poutre P3 pour la même valeur. De même, aucune fissure supplémentaire ne s'est formée sur la poutre P2 avant une valeur de contrainte de 1.5 N/mm^2 , alors que la poutre P3 était déjà fortement fissurée.

La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton sur cylindre f_{ct} obtenue à 28 jours pour ces deux poutres est de 2.5 N/mm^2 . Des fissures ont été observées et signalées par des augmentations dans les déformations spécifiques obtenues à l'aide des fibres optiques pour une valeur de contrainte σ_{\max} de $1.0\text{-}1.5$ resp $0.5\text{-}1.0 \text{ N/mm}^2$ pour la poutre P2 resp. P3.

L'autocontrainte de traction σ_c dans la dalle peut donc être estimée de façon grossière ($\sigma_c = f_{ct} - \sigma_{\max}$) à une valeur de 1.0-1.5 resp 1.5-2.0 N/mm² pour les poutres P2 resp. P3.

La figure 2.28 présente les déformations spécifiques obtenues par cycle pour les poutres P4 et P6.

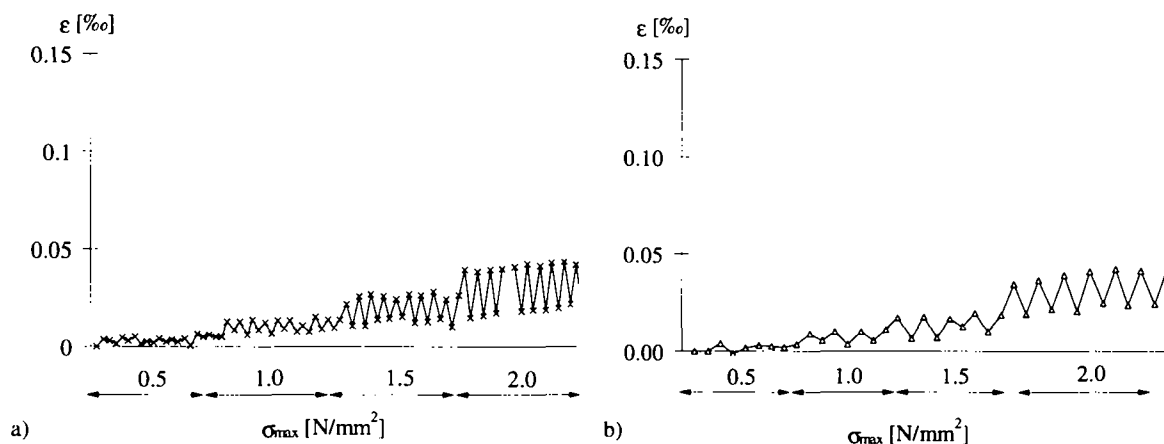


Figure 2.28 : Essais de charge pour : a) béton à faible dégagement de chaleur P4, b) béton refroidi P6

Les courbes sont semblables et un léger saut entre les déformations spécifiques pour des contraintes σ_{\max} de 1.0 N/mm² et 1.5 N/mm² montrent que la fissuration commence légèrement pour une valeur de contrainte de 1.5 N/mm². En comparaison de la poutre P3 (Fig. 2.27a), dont le facteur β est identique aux poutres P4 à P6, l'effet favorable d'un béton à faible dégagement de chaleur ou d'un refroidissement du béton est donc notoire également lors de l'essai de charge, les déformations spécifiques des poutres P4 et P6 pour une contrainte de 2.0 N/mm² restant inférieures d'un facteur 3 par rapport à la poutre P3.

La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton sur cylindre obtenue pour ces deux poutres est de 2.5 N/mm². Des fissures ont été observées et signalées à l'aide des fibres optiques pour une valeur de contrainte de 1.5-2.0 N/mm² pour les poutres P4 à P6. Les autocontraintes de traction dans la dalle peuvent donc être estimées de façon grossière à une valeur de 0.5-1.0 N/mm² pour les poutres P4 à P6.

Le tableau 2.29 ci-dessous présente une synthèse des résultats d'essai et indique les valeurs des autocontraintes calculées à l'aide des simulations numériques de MES et des valeurs estimées lors de l'essai de charge en fonction de la résistance à la traction obtenue sur cylindre et la fissuration observée à l'aide des fibres optiques et des observations sur la dalle.

Tableau 2.29 : Autocontraintes de traction dans la dalle calculées à l'aide de MES et estimées sur la base de l'essai de charge

	P1	P2	P3	P4	P5 et P6
Autocontraintes simulées (MES)	0.7 - 1.0 N/mm ²	1.0 - 1.4 N/mm ²	1.6 - 2.1 N/mm ²	0.6 - 0.8 N/mm ²	0.6 - 0.9 N/mm ²
Autocontraintes estimées (charge)	0.5 - 1.0 N/mm ²	1.0 - 1.5 N/mm ²	1.5 - 2.0 N/mm ²	0.5 - 1.0 N/mm ²	0.5 - 1.0 N/mm ²

Le tableau 2.29 montre une bonne correspondance entre les deux approches de l'estimation des autocontraintes. De façon qualitative, l'effet du coefficient de retenue β est mis en évidence avec une augmentation des autocontraintes de traction pour des valeurs de β élevées. L'effet positif de méthodes de refroidissement est également mis en évidence. Les différences entre les valeurs obtenues pour la même poutre proviennent du modèle mécanique utilisé dans le cas des simulations numériques et de la valeur de la variation de la résistance à la traction du béton et de l'estimation de la fissuration dans le cas de l'essai de charge.

Pour obtenir une vision plus claire de l'importance de l'autocontrainte de traction σ_c par rapport à la résistance à la traction f_{ct} , le coefficient d'endommagement au jeune âge α_b défini comme le rapport σ_c/f_{ct} peut être utilisé selon la proposition de Bernard et Brühwiler [2.13]. Les valeurs suivantes de α_b sont obtenues pour $f_{ct} = 2.5 \text{ N/mm}^2$:

- 0.28 - 0.40 pour $\beta=0.05$ (P1),
- 0.40 - 0.56 pour $\beta=0.08$ (P2),
- 0.64 - 0.84 pour $\beta=0.11$ (P3),
- 0.24 - 0.36 pour $\beta=0.11$ et une méthode de limitation (P4, P5, P6).

Ces rapports α_b confirment que pour des valeurs de β élevées et sans méthode de limitation, les autocontraintes de traction sont proches de la résistance à la traction du béton (α_b proche de 1.0) et peuvent conduire à des fissurations précoces ou pour le moins à augmenter fortement la probabilité de fissuration.

Conclusions

Les conclusions de cette série d'essais sont les suivantes :

- pour une valeur de β de 0.05, la valeur de l'autocontrainte de traction à la fin de la prise est de l'ordre de 0.5-1.0 N/mm^2 ,
- pour une valeur de β de 0.08 resp. 0.11, la valeur de l'autocontrainte de traction à la fin de la prise peut être estimée à environ 1.0-1.5 N/mm^2 resp. 1.5-2.1 N/mm^2 .
- l'effet d'un refroidissement ou de l'utilisation d'un béton à faible dégagement de chaleur permet de limiter l'autocontrainte de traction en dessous de 1.0 N/mm^2 pour un facteur β de 0.11.

2.4.4 Synthèse

L'analyse expérimentale de la prise du béton dans le cas d'ouvrages et d'essais en laboratoire a permis les constatations suivantes :

- la présence d'autocontraintes de traction dans la dalle dues à la prise du béton a pu être démontrée à l'aide des mesures sur les ouvrages existants et des essais en laboratoire,
- les autocontraintes sont d'autant plus élevées que le coefficient de retenue β est élevé,
- le modèle numérique de MES ainsi que les lois de comportement introduites ont pu être confrontées aux mesures. Les comparaisons effectuées montrent que le modèle numérique permet d'analyser de façon qualitative et quantitative le comportement du béton lors de la prise.
- des méthodes de limitations des effets d'hydratation telles que l'utilisation d'un béton à faible dégagement de chaleur ou le refroidissement du béton à l'azote liquide permettent de diminuer significativement les autocontraintes de traction dans la dalle. Ces méthodes de limitation constituent des solutions intéressantes à envisager pour des ponts mixtes dont le coefficient de retenue β est élevé.

2.5 ETUDE PARAMETRIQUE

Les résultats de mesures et des simulations numériques donnés au paragraphe précédent ont permis de valider le modèle numérique MES et les paramètres introduits dans les lois de comportement. Ce modèle peut donc être utilisé pour une étude visant à déterminer les autocontraintes de traction dans la dalle à la fin de la prise. Le but de cette étude paramétrique est de quantifier les valeurs des autocontraintes pour des bétons et des géométries de poutres courants et d'évaluer les effets favorables permettant de limiter les autocontraintes de traction dues à la prise du béton. Les paramètres principaux suivants sont étudiés :

- coefficient de retenue β ,
- type de béton utilisé,
- type de coffrage,
- température initiale du béton et conduits de refroidissement.

L'étude paramétrique comprend les phases suivantes :

- définition des paramètres,
- résultats et analyse,
- synthèse.

2.5.1 Définition des paramètres

Les paramètres pris en compte pour cette étude ainsi que leur variation sont donnés ci-dessous.

Effet de retenue

La prise en compte de l'effet de retenue a été effectuée en définissant trois sections type de pont selon la base de donnée de ponts mixtes de l'ICOM. Les sections utilisées ont des valeurs de coefficient de retenue β d'une valeur de 0.04, 0.08 et 0.12. Ces trois sections permettent de représenter des ponts mixtes bipoutres types réalisés en Suisse (Fig. 2.4).

Type de coffrage

Les propriétés thermiques du coffrage suivantes ont été retenues :

- un coffrage courant avec coefficient de transfert de chaleur de $2.5 \text{ W/m}^2/\text{K}$,
- un coffrage isolant avec coefficient de transfert de chaleur de $1.25 \text{ W/m}^2/\text{K}$,
- un coffrage peu isolant avec coefficient de transfert de chaleur de $5.0 \text{ W/m}^2/\text{K}$.

Pour toutes les simulations, le coffrage est admis enlevé après 168 heures (soit 7 jours).

Type de béton

Les modèles de béton définis pour l'étude paramétrique sont :

- Un béton normal de type Normo 5 semblable à celui utilisé pour les essais de laboratoire. Le modèle physique (température) est identique à celui défini pour les essais en laboratoire et le modèle mécanique est le modèle de Burgers, dont les résultats sont proches de ceux donnés par les modèles Emborg et B45 (Fig. 2.9).
- Un béton de type Fluvio 3 à faible dégagement de chaleur dont le modèle physique est le même que celui déterminé lors des essais en laboratoire et le modèle mécanique est basé sur les essais de Emborg.
- Un béton de type BHP, dont les modèles physiques et mécaniques ont été obtenus à l'aide d'une base de données sur les propriétés des bétons durcissants [2.16].

Il convient de noter que le béton à haute performance (BHP) utilisé dans cette analyse correspond à un béton caractérisé par un fort dégagement thermique lors de la prise et un fluage faible. Il n'est pas fait référence ici à un béton à performances améliorées dont les caractéristiques souhaitées seraient un dégagement thermique faible et un fluage relativement élevé. Le béton de type Fluvio 3 selon cimentiers suisses a des propriétés dans le sens d'un tel béton.

Température initiale du béton et conduits de refroidissement

Les deux méthodes de limitation des effets d'hydratation suivantes ont été étudiées :

- une diminution de la température initiale du béton de 10 degrés par rapport à la température ambiante, soit les mêmes conditions que celles obtenues lors de l'essai en laboratoire,
- la mise en place dans la dalle de conduits de refroidissement de 28mm de diamètre avec un débit de 0.5 m/s pour une durée de 24 heures et une température de l'eau de 8°C.

Le choix de la durée de refroidissement, du débit d'eau et de sa température est à effectuer selon le comportement physique de la dalle (développement de la température). Les valeurs admises dans l'analyse sont indicatives et servent à montrer les possibilités d'application de ces méthodes dans le cas des ponts mixtes.

2.5.2 Résultats et analyse

Les résultats de l'étude paramétrique sont donnés ci-dessous pour chacun des paramètres étudiés.

Effet de retenue

La figure 2.30 présente l'évolution des températures et des contraintes dans la dalle pour différentes valeurs du coefficient de retenue β avec un coffrage et un béton normaux.

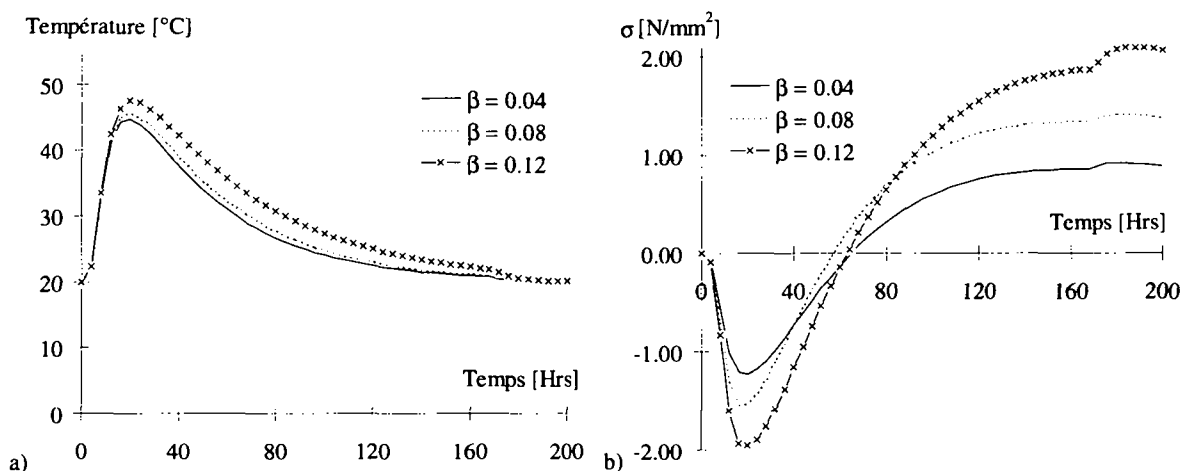


Figure 2.30 : a) Evolution des températures, b) Evolution des contraintes dans la dalle pour différentes valeurs de β

Les deux figures mettent en évidence les points suivants :

- les températures obtenues pour les 3 ponts analysés sont semblables, les géométries de dalle étant peu variables,
- plus la valeur de β est élevée, plus les autocontraintes de traction sont importantes.

Les valeurs de β courantes dans les ponts mixtes bipoutres suisses (de l'ordre de 0.05 à 0.12) donnent des résultats très différents dans le domaine de variation de β . Le coefficient de retenue β est donc un paramètre significatif permettant de se prononcer rapidement sur les autocontraintes de traction dans les dalles de ponts mixtes ; pour $\beta=0.05$, $\sigma \approx 0.8 \text{ N/mm}^2$ et pour $\beta=0.12$, $\sigma \approx 2.0 \text{ N/mm}^2$.

Type de coffrage

La figure 2.31 présente l'évolution des températures et des contraintes dans la dalle pour différents types de coffrage et pour une valeur de β constante (0.08), un béton et un coffrage normaux.

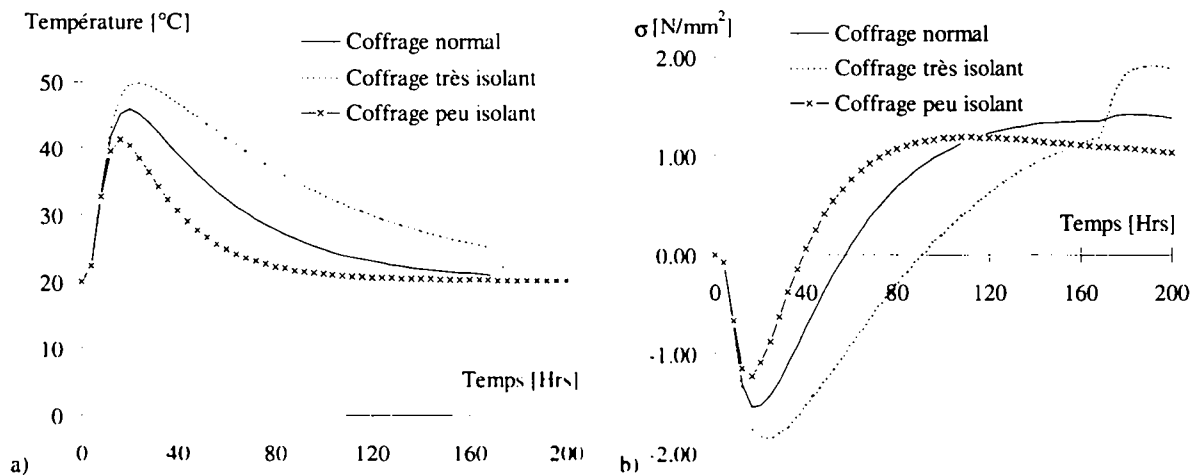


Figure 2.31 : a) Evolution des températures, b) Evolution des contraintes dans la dalle pour différents types de coffrage.

Les commentaires suivants peuvent être tirés de la figure 2.31 :

- l'élévation maximale de température dans la dalle varie de 10 degrés entre un coffrage isolant et un coffrage peu isolant,
- les autocontraintes de traction dans la dalle varient entre 1.0 et 2.0 N/mm^2 entre un coffrage peu isolant et très isolant, la différence se marquant dès le décoffrage (168 hrs). Entre un coffrage normal et un coffrage peu isolant, les valeurs sont plus proches (1.0 et 1.4 N/mm^2).

Un coffrage isolant augmente donc de façon importante les autocontraintes de traction. Pour des coffrages normaux ou peu isolants, les différences sont relativement faibles. La solution la plus intéressante est donc d'utiliser des coffrages peu isolants.

Type de béton

La figure 2.32 présente l'évolution des températures et des contraintes dans la dalle pour différents types de béton et pour une valeur du coefficient de retenue β de 0.04.

Les courbes de température ne varient que très peu en fonction du coefficient de retenue, la figure 2.33 présente l'évolution des contraintes pour des valeurs de β de 0.08 et 0.12

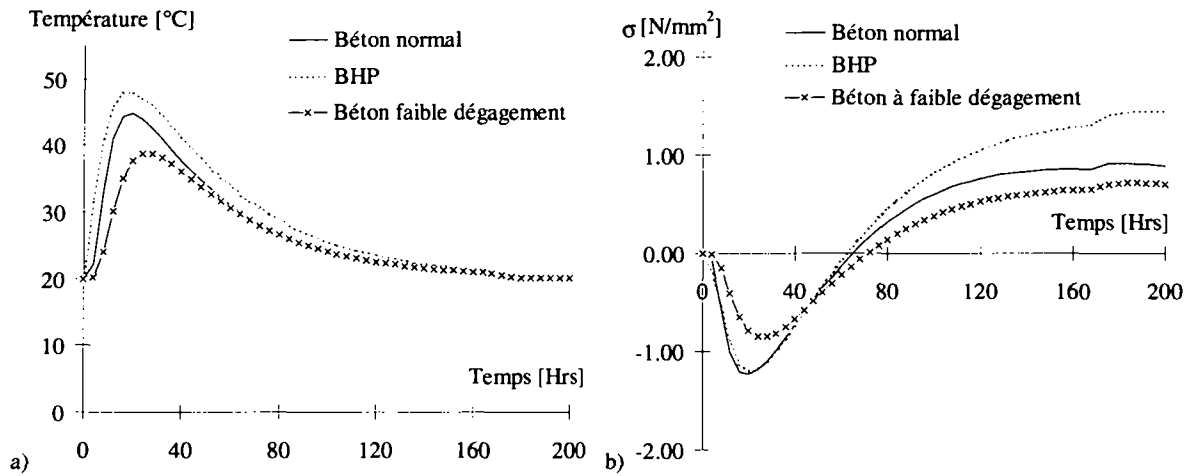


Figure 2.32 : a) Evolution des températures, b) Evolution des contraintes dans la dalle pour différents types de béton, $\beta=0.04$.

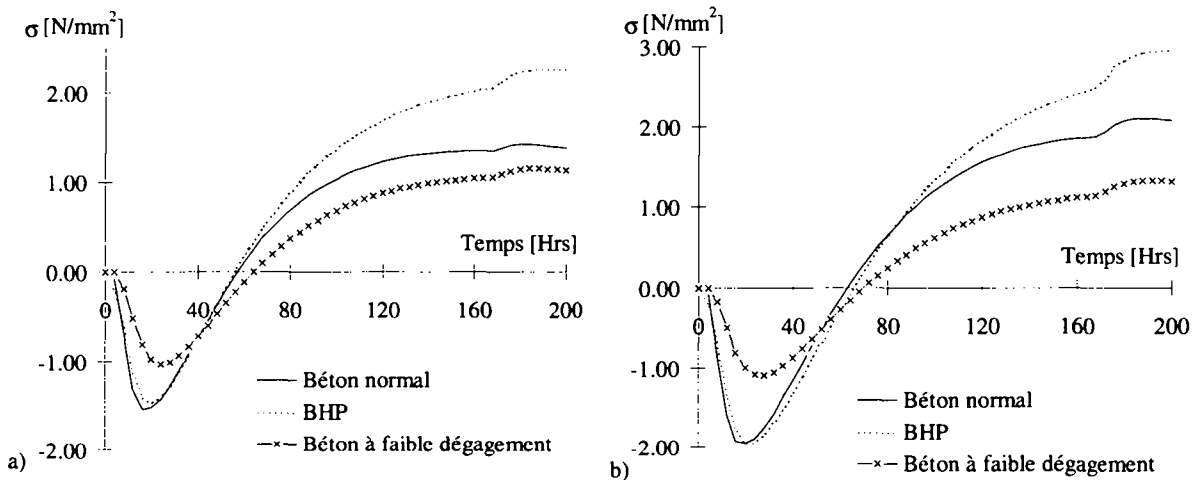


Figure 2.33 : Evolution des contraintes dans la dalle pour différents types de béton : a) $\beta=0.08$, b) $\beta=0.12$.

Les figures 2.32 et 2.33 appellent les commentaires suivants :

- Les courbes d'évolution des températures d'un béton normal et d'un BHP sont affines avec un pic à 12 heures dans les deux cas. La température maximale est plus élevée de 5°C pour un BHP. Le béton à faible dégagement de chaleur a un pic décalé dans le temps (à 30 heures) et la valeur du pic est plus faible de 6-7°C qu'un béton normal.
- Le béton à faible dégagement de chaleur permet de limiter de façon sensible la valeur de l'autocontrainte de traction par rapport à un béton normal. Cette constatation est particulièrement intéressante pour des valeurs de β supérieures à 0.08. Pour des valeurs de β plus faibles, la diminution de contrainte est modeste par rapport à un béton normal.
- L'utilisation de bétons à haute performance tels que définis dans cette étude augmente de 1.0 N/mm² la valeur de l'autocontrainte de traction dans la dalle pour une valeur de β de 0.12. Les résultats obtenus montrent également une forte dépendance de la valeur de l'autocontrainte par rapport au facteur β (1.5 N/mm² pour $\beta=0.04$, 3.0 N/mm² pour $\beta=0.12$). Par conséquent, même si la valeur de la résistance à la traction du béton est plus

élevée pour un tel béton, son utilisation ne représente pas un avantage pour limiter la fissuration au jeune âge, l'augmentation de résistance à la traction du béton étant contrebalancée par une augmentation des autocontraintes de traction. Cet effet peut être représenté à l'aide du coefficient d'endommagement au jeune âge α_b . Pour une résistance à la traction f_{ct} de 4.5 N/mm^2 pour un BHP, le rapport α_b vaut 0.42 pour $\beta=0.04$ et 0.67 pour $\beta=0.12$, soient des valeurs similaires à celles obtenues pour les poutres de laboratoire bétonnées avec du béton normal.

Température initiale du béton et conduits de refroidissement

La figure 2.34 présente l'évolution des températures et des contraintes dans la dalle pour différentes méthodes de refroidissement et pour une valeur du coefficient de retenue β de 0.04. Les courbes de température ne variant que très peu en fonction du coefficient de retenue, la figure 2.35 présente l'évolution des contraintes pour des valeurs de β de 0.08 et 0.12.

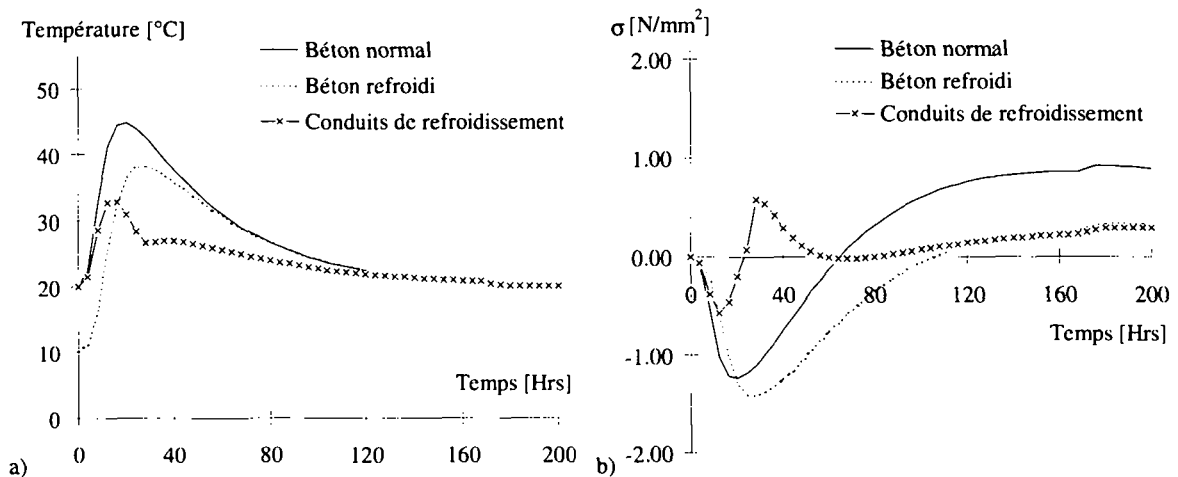


Figure 2.34 : a) Evolution des températures, b) Evolution des contraintes dans la dalle pour différents types de refroidissement, $\beta=0.04$.

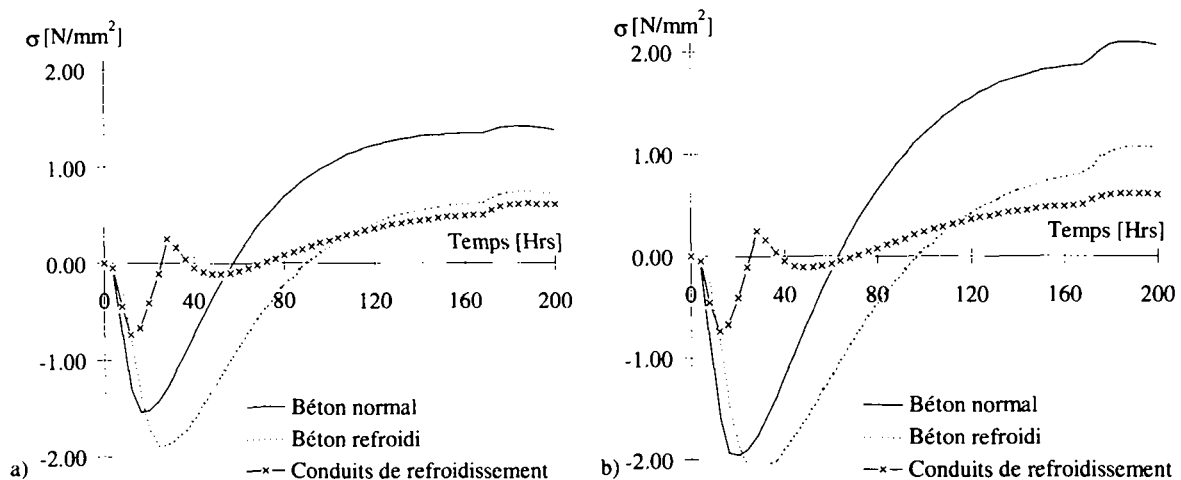


Figure 2.35 : Evolution des contraintes dans la dalle pour différents types de refroidissement : a) $\beta=0.08$, b) $\beta=0.12$.

Les commentaires suivants peuvent être tirés des figures 2.34 et 2.35 :

- L'évolution des températures pour un béton refroidi est semblable aux courbes obtenues lors des essais en laboratoire avec un décalage dans le temps du pic de température et une diminution de la valeur du pic de 7-8 °C.
- Dans le cas de l'utilisation de conduits de refroidissement, la valeur du pic est diminuée de 10-12 degrés et la phase de refroidissement est accélérée jusqu'à l'arrêt du refroidissement (24 hrs). La température reste ensuite stationnaire (40-80 hrs), puis diminue progressivement.
- L'utilisation de conduits de refroidissement permet de conserver un niveau de contrainte faible dans la dalle autant en compression qu'en traction.
- Le refroidissement initial du béton permet d'augmenter la contrainte de compression lors de la phase d'échauffement en décalant dans le temps la contrainte maximum.
- Les valeurs finales obtenues pour les deux méthodes de refroidissement sont sensiblement identiques. Les deux méthodes permettent de limiter l'autocontrainte de traction dans la dalle à une valeur inférieure à 1.0 N/mm². Une optimisation du temps de refroidissement permettrait certainement de limiter l'autocontrainte de traction à une valeur inférieure.

Utilisation simultanée de méthodes de limitation

La figure 2.36 présente l'évolution des températures et des contraintes dans la dalle pour l'utilisation simultanée de béton à faible dégagement de chaleur et de conduits de refroidissement pour une valeur du coefficient de retenue β de 0.04. Les températures ne variant que très peu en fonction du coefficient de retenue, la figure 2.37 présente l'évolution des contraintes pour des valeurs de β de 0.08 et 0.12

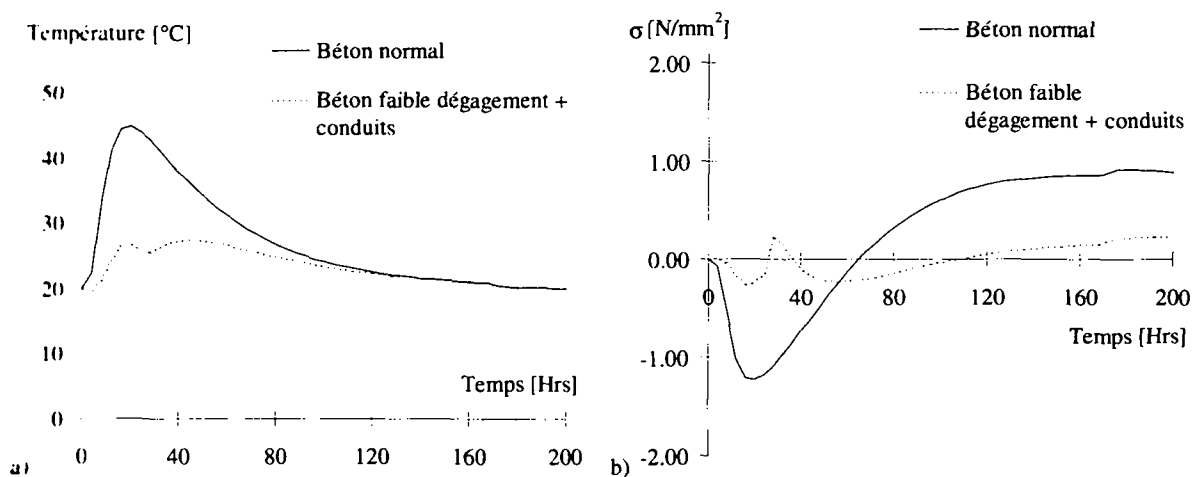


Figure 2.36 : a) Evolution des températures, b) Evolution des contraintes dans la dalle pour une utilisation simultanée de méthodes de limitation, $\beta=0.04$.

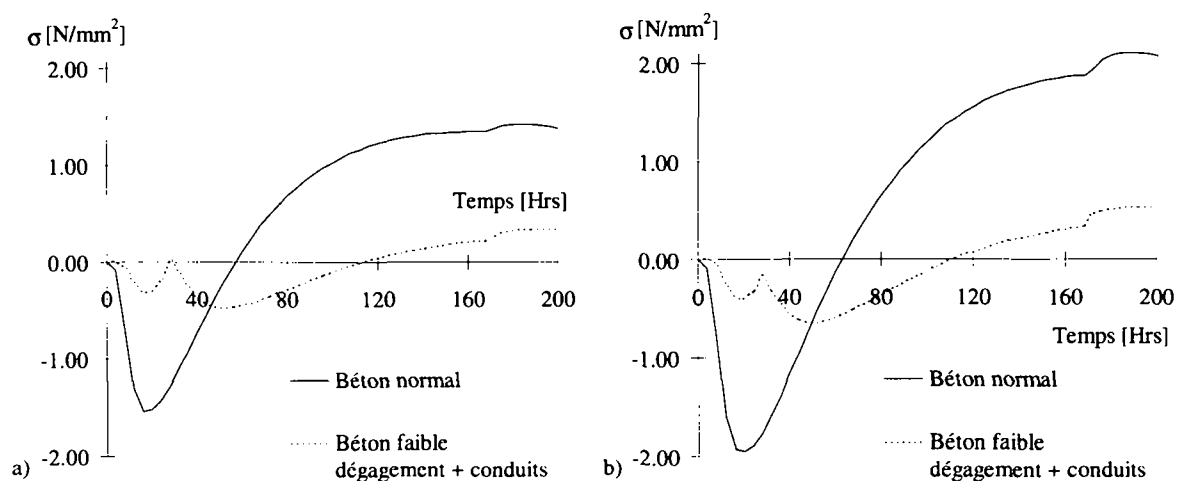


Figure 2.37 : Evolution des contraintes dans la dalle pour une utilisation simultanée de méthodes de limitation : a) $\beta=0.08$, b) $\beta=0.12$.

Ces deux figures appellent les commentaires suivants :

- Pour des valeurs de β faibles (0.05), la retenue de la dalle par la poutre est limitée et les autocontraintes de traction restent modestes (0.8 N/mm^2). Des méthodes de limitation des autocontraintes de traction permettent d'obtenir une valeur d'autocontrainte de traction de 0.4 N/mm^2 (Fig. 2.36b).
- Si la valeur de β est élevée (0.12), les autocontraintes de traction dans la dalle sont élevées (2.0 N/mm^2). Si des méthodes de limitation sont prises, les autocontraintes de traction sont ramenées à une valeur inférieure à 0.6 N/mm^2 (Fig. 2.37b).
- Pour les cas intermédiaires ($\beta=0.08$), les autocontraintes de traction sont de 1.4 N/mm^2 et les méthodes de limitation permettent de ramener ces valeurs à 0.5 N/mm^2 (Fig. 2.37a).

2.5.3 Synthèse

L'étude paramétrique a permis de mettre en évidence les points suivants :

- Le coefficient de retenue β est un indicateur essentiel de la valeur des autocontraintes de traction dues à la prise du béton. Pour des valeurs faibles (0.04), les autocontraintes restent limitées (0.8 N/mm^2) alors que pour des valeurs élevées (0.12) ces autocontraintes peuvent dépasser 2.0 N/mm^2 .
- Le type de coffrage influence la valeur de l'autocontrainte de traction. Un coffrage très isolant de la dalle a un effet particulièrement négatif, les autocontraintes étant augmentées de plus de 50% pour une valeur de β de 0.08.
- L'utilisation de béton à faible dégagement de chaleur permet de limiter les autocontraintes de traction. Cette diminution est de l'ordre de $0.6-1.0 \text{ N/mm}^2$ pour des valeurs de β supérieures à 0.08.
- L'utilisation de béton à haute performance tel que défini dans cette analyse (fort dégagement de chaleur et fluage faible) se caractérise par une forte augmentation des autocontraintes de traction. L'avantage de la résistance à la traction plus élevée des BHP est donc contrebalancée par les valeurs plus importantes des autocontraintes. L'utilisation de BHP conduit en effet à des coefficients d'endommagement au jeune âge semblables à ceux obtenus pour des bétons normaux.
- Des méthodes de limitation des effets d'hydratation telles que l'utilisation de conduits de refroidissement ou d'abaissement de la température initiale du béton donnent des résultats

similaires et limitent les autocontraintes de traction à des valeurs inférieures à 1.0 N/mm^2 . Ces méthodes ne sont toutefois intéressantes que pour des valeurs de β supérieures à 0.08.

Il faut relever que ces constatations sont en accord avec les mesures in-situ et les essais en laboratoire. En effet, l'importance du coefficient de retenue β et les valeurs des autocontraintes de traction correspondantes sont semblables aux résultats obtenus lors de l'analyse expérimentale. De même, les méthodes de limitation des effets d'hydratation telles que du béton à faible dégagement de chaleur ou de refroidissement du béton conduisent aux mêmes conclusions sur les valeurs des autocontraintes de traction.

2.6 APPROCHE SIMPLIFIEE

Afin de faciliter l'étude du comportement des dalles de ponts mixtes et de proposer un critère d'évaluation simple permettant de déterminer dans quels cas les autocontraintes de traction dans la dalle sont élevées et peuvent nécessiter l'étude de méthodes de limitations, une approche simplifiée de la prise du béton sur un support rigide est nécessaire. En se basant sur le comportement du béton, il est possible de modéliser la prise du béton en une phase d'échauffement et une phase de refroidissement avec une élévation puis un abaissement de température de la même valeur ΔT . Les modules d'élasticité du béton E_{c1}^* et E_{c2}^* sont admis constants mais différents entre les deux phases. Ces modules d'élasticité sont ajustés pour tenir compte du fluage selon les principes proposés dans les travaux de Ghali et Favre [2.18 et 2.25].

La figure 2.38 présente l'équilibre des efforts normaux dans la section.

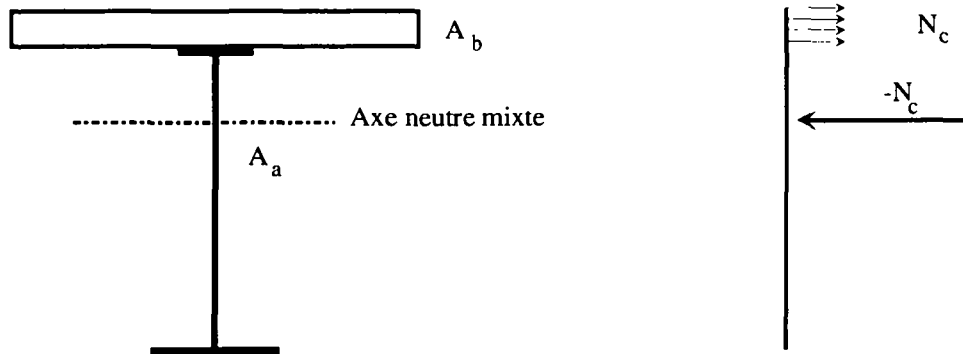


Figure 2.38 : Equilibre des efforts normaux dans la section mixte

En considérant ensuite uniquement l'équilibre de l'effort normal de la section mixte et en négligeant les effets de moment, soit en considérant la section 2 de la figure 2.2 donnée en introduction, il est possible d'écrire les équations suivantes:

Déformation libre du béton ε_L sous l'effet d'une dilatation thermique :

$$\varepsilon_L = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (2.15)$$

Effort normal N_c sur la section mixte pour une différence de température ΔT et un module d'élasticité E_c^* donnés :

$$N_c = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_c^* \cdot A_c \quad (2.16)$$

Contrainte dans la dalle sous l'effet de la déformation empêchée :

$$\sigma_c = \frac{N_c}{A_a + A_c \cdot \frac{E_c^*}{E_a}} \cdot \frac{E_c^*}{E_a} - \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_c^* \quad (2.17)$$

En considérant que la phase d'échauffement se fait avec un module d'élasticité du béton E_{c1}^* et la phase de refroidissement avec E_{c2}^* , la contrainte finale de traction dans la dalle peut s'écrire :

$$\sigma_c = - \frac{N_{c1}}{A_a + A_c \cdot \frac{E_{c1}^*}{E_a}} \cdot \frac{E_{c1}^*}{E_a} + \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_{c1}^* + \frac{N_{c2}}{A_a + A_c \cdot \frac{E_{c2}^*}{E_a}} \cdot \frac{E_{c2}^*}{E_a} - \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_{c2}^* \quad (2.18)$$

En utilisant la définition de $\beta = A_a/A_c$ et en simplifiant on obtient :

$$\sigma_c = \frac{\alpha_T \cdot \beta^2 \cdot \Delta T \cdot E_a^2 \cdot (E_{c2}^* - E_{c1}^*)}{(\beta \cdot E_a + E_{c2}^*) \cdot (\beta \cdot E_a + E_{c1}^*)} \quad (2.19)$$

- σ_c : autocontraintes de traction dans la dalle à la fin de la prise
- α_T : coefficient de dilatation thermique du béton admis identique à celui de l'acier
- β : coefficient de retenue
- ΔT : différence de température entre le béton et la température extérieure lors de la prise
- E_a : module d'élasticité de l'acier
- E_{c1}^* : module d'élasticité ajusté moyen du béton lors de l'échauffement
- E_{c2}^* : module d'élasticité ajusté moyen du béton lors du refroidissement

Pour les bétons généralement utilisés en Suisse et sans autres indications sur le type de béton, les valeurs suivantes permettent d'obtenir des valeurs de σ_c en accord avec les mesures in-situ, les essais en laboratoire et les simulations numériques :

- $E_{c1}^* = 6 \text{ kN/mm}^2$, $E_{c2}^* = 25 \text{ kN/mm}^2$,
- $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5}$,
- $\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$.

La concordance entre l'équation simplifiée 2.19 et les résultats de simulations numériques est montrée sur la figure 2.39.

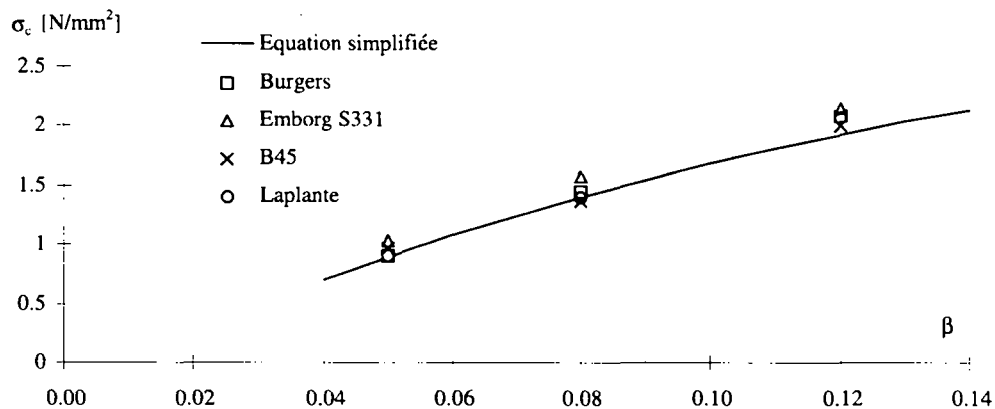


Figure 2.39 : Comparaison du calcul par éléments finis et de la méthode simplifiée pour le calcul des autocontraintes de traction dans la dalle

Les résultats des simulations numériques et de la méthode simplifiée sont proches, les différences entre les valeurs restent modestes en regard de la complexité du phénomène. L'équation simplifiée ne s'applique que pour les dalles directement liées à la poutre métallique lors de la mise en place du béton et pour des bétons normaux pour lesquels aucune méthode particulière telle que le refroidissement n'est prévue. Cette expression est donc avant tout utile pour déterminer s'il y a lieu de tenir compte des effets d'hydratation selon le type de pont voir d'envisager des méthodes concrètes de limitation de ces effets.

Les essais in-situ et en laboratoire ont montré que pour une valeur de β inférieure à 0.05, les autocontraintes de traction dans la dalle et par conséquent la probabilité de fissuration au jeune âge étaient très faibles. Par contre, pour des valeurs de β égales à 0.12, les autocontraintes de traction se sont avérées élevées et augmentent la probabilité de fissuration au jeune âge. Des critères de décision en faveur de méthodes de limitation telles que le recours à un béton à faible dégagement de chaleur ou des méthodes de refroidissement ont été définies sur la base de ces constatations sur l'influence du coefficient de retenue β .

Les critères suivants sont proposés pour l'appréciation des effets d'hydratation dans les ponts mixtes dont la dalle est directement liée à la poutre métallique. Les cas où la vérification des phénomènes d'hydratation est nécessaire peuvent être identifiés sur la base du coefficient de retenue β avec les limites suivantes :

- $\beta \leq 0.05$ effets d'hydratation négligeables
- $0.05 < \beta \leq 0.08$ effets d'hydratation à considérer à l'aide de l'équation simplifiée, prise en compte des autocontraintes de traction pour les calculs ultérieurs
- $0.08 < \beta \leq 0.12$ effets d'hydratation à considérer à l'aide de l'équation simplifiée, prise en compte des autocontraintes de traction pour les calculs ultérieurs, méthodes de limitation des effets d'hydratation à envisager
- $\beta > 0.12$ effets d'hydratation élevés, méthodes visant à limiter les effets d'hydratation nécessaires

Pour les calculs ultérieurs, par exemple l'évaluation de la rigidité à l'aide du "tension stiffening", l'état de contraintes dans la dalle doit tenir compte de l'autocontrainte de traction due à la prise du béton. La valeur de cette autocontrainte peut être obtenue sur la base de l'équation simplifiée (2.19). L'effet majeur de la prise du béton est donc d'augmenter, pour des valeurs de β supérieures à 0.08, les contraintes de traction dans la dalle. Pour des valeurs supérieures à 0.12, les autocontraintes de traction sont très proches de la résistance à la traction du béton et peuvent conduire à une fissuration précoce de la dalle de béton.

Dans le cas d'un calcul à long terme, ces autocontraintes de traction dues à la prise disparaissent sous l'effet du fluage et de la relaxation. Il ne faut donc en tenir compte que pour des calculs des rigidités lors du stade de construction.

2.7 CONCLUSIONS

La prise du béton sur un support rigide engendre des autocontraintes dues aux modifications du comportement mécanique du béton entre la phase d'échauffement et de refroidissement. Dans le cas des ponts mixtes, ces autocontraintes sont des tractions et augmentent la probabilité de fissuration. Ces autocontraintes sont liées au rapport de rigidité entre la dalle et la poutre. Ce rapport de rigidité a été défini comme le coefficient de retenue $\beta = A_a/A_c$, A_a étant la surface de l'acier de construction et A_c la surface de la dalle de béton. Ce coefficient de retenue peut être relié à la portée des ponts selon la base de données de ponts mixtes de l'ICOM de la façon suivante pour des sections sur appui :

- $\beta = 0.05$, pont de 30 mètres
- $\beta = 0.08$, pont de 50 mètres
- $\beta = 0.12$, pont de 80 mètres

Le modèle numérique utilisé (MES) permet d'évaluer de façon qualitative et quantitative le comportement du béton lors de la prise. Des lois de comportement définies à l'aide d'essais effectués dans d'autres instituts et introduites dans le modèle numérique ont été comparées et ont montré des différences essentiellement dans la phase d'échauffement pour laquelle peu de résultats sont à disposition. La confrontation des résultats de mesure et du modèle numérique ont montré les possibilités du modèle de représenter de façon correcte le comportement des dalles de ponts mixtes lors de la prise.

Le coefficient de retenue β est l'un des paramètres essentiels conditionnant la valeur de l'autocontrainte finale de traction dans la dalle. Des mesures in situ, en laboratoire ainsi qu'une large étude paramétrique ont permis de confirmer l'influence de β sur les autocontraintes de traction dans la dalle et d'étudier l'effet d'autres paramètres tels que le type de béton, la température initiale du béton et l'utilisation de conduits de refroidissement. Les résultats obtenus montrent que les effets d'hydratation sont surtout importants pour des valeurs de β supérieures à 0.08. Dans ce cas, les valeurs des autocontraintes de traction varient entre 1.5 et 2.0 N/mm². Les méthodes de limitation des effets d'hydratation telles qu'un béton à faible dégagement de chaleur, l'utilisation de béton refroidi ou de conduits de refroidissement donnent des résultats semblables. Ces méthodes limitent les autocontraintes de traction à des valeurs inférieures à 1.0 N/mm². Elles ne sont toutefois efficaces que pour des valeurs de β supérieures à 0.08.

Une approche simplifiée a été développée et a abouti à un concept simple de vérification de la probabilité de fissuration au jeune âge. Sur la base du coefficient β il est possible d'évaluer la probabilité de fissuration au jeune âge et de décider ou non de méthodes de limitation. Les critères proposés sont les suivants :

- $\beta \leq 0.05$ effets d'hydratation négligeables
- $0.05 < \beta \leq 0.08$ effets d'hydratation à considérer à l'aide de l'équation simplifiée
- $0.08 < \beta \leq 0.12$ effets d'hydratation à considérer à l'aide de l'équation simplifiée, méthodes de limitation des effets d'hydratation à envisager
- $\beta > 0.12$ effets d'hydratation élevés, méthodes visant à limiter les effets d'hydratation nécessaires

Ce chapitre démontre donc que la prise du béton sur une poutre métallique engendre des autocontraintes de traction dans la dalle qui, selon la géométrie de la poutre métallique, peuvent conduire à une fissuration transversale précoce de la dalle ou, pour le moins, fortement augmenter la probabilité de fissuration.

Cependant, si des autocontraintes de traction élevées peuvent être engendrées par la prise du béton dans certains cas, d'autres actions sont susceptibles d'influencer la fissuration de la dalle de béton. La température journalière, les étapes de bétonnage et une éventuelle précontrainte sont à prendre en compte pour le comportement en service des dalles de ponts mixtes. Ces effets sont étudiés dans les chapitres 3 et 4.

2.8 REFERENCES

- [2.1] Bernander S., Emborg M., *Risk of cracking in massive concrete structures - new developments and experiences*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [2.2] Wittman F.H., *Structure of concrete with respect to crack formation*, Fracture mechanics of concrete, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1983.
- [2.3] Byfors J., *Plain concrete at early ages*, CBI Research Report, n°3 :80, Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm.
- [2.4] Onken P., Rostasy F.S., *A practical planning tool for the simulation of thermal stresses and for the prediction of early thermal cracks in massive concrete structures*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [2.5] Hermann K., *Les fissures dans le béton jeune*, Bulletin du Ciment, no 10, 1995.
- [2.6] Ducret J.-M., Lebet J.-P., *Modelling and testing the behaviour of a composite bridge*, Structural Assessment, City University, London, July 1-3, 1996.
- [2.7] Emborg M., *Thermal stresses in concrete at early ages*, Lulea University of Technology, Division of Structural Engineering, 1989.
- [2.8] Jaunin A., Lebet J.-P., Boulanger S., *Base de données de ponts mixtes*, document interne, 1996.
- [2.9] Roelfstra P.E and T.A.M. Salet, *Modelling of heat and moisture transport in hardening concrete*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [2.10] Torrenti J.-M., de Larrard F., Guerrier F., Acker P., Grenier G., *Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages : the french experience*, Thermal Cracking at Early Age, RILEM Proceedings 25, Munich 1994.
- [2.11] Roelfstra P.E., *Technical note on physical and mechanical models implemented in MES*, November 1996.
- [2.12] Bernard O., Brühwiler E., *Remise en état du pont sur le Javroz : comportement au jeune âge du tablier formé de vieux et de nouveau béton*, EPFL-MCS, 1996.
- [2.13] Bernard O., Brühwiler E., *Analysis of early age behaviour of a hybrid concrete bridge deck*, US-Canada-Europe Workshop on Bridge Engineering, Dubendorf and Zurich, 1997.
- [2.14] CEB-FIP 90, *Model Code 1990*, Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- [2.15] Laplante P., *Propriétés mécaniques des bétons durcissants : analyse comparée des bétons classiques et à très haute performance*, LCP, Série d'ouvrage d'art OA13, 1993.
- [2.16] *Base de données des caractéristiques des bétons durcissants*, MES, 1997.
- [2.17] Brühwiler E., *The wedge splitting test for the determination of fracture properties*, Numerical Models in Fracture Mechanics of Concrete, Folker H. Wittmann, Zürich 1992.
- [2.18] Ghali A., Favre R., *Concrete structures, stress and deformations*, E&FN SPON, 2nd edition, 1994.
- [2.19] Bazant Z.P., *Input of creep and shrinkage characteristics for a structural analysis program*, Materials and Structures, Rilem, Paris, Vol 15, 1982.
- [2.20] Vurpillot S., Inaudi D., Ducret J.-M., *Bridge monitoring by fiber optic deformation sensors : design, emplacement and results*, Smart Structures and Materials, San Diego, SPIE Volume 2719-16, 1996.
- [2.21] Inaudi D., *Fiber optic sensors network for the monitoring of civil engineering structures*, Thèse de doctorat n°1612, EPFL, Lausanne, 1997.

- [2.22] Ducret J.-M., *Comportement des dalles de ponts mixtes*, Journée SIA, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1996.
- [2.23] Guignard P., Ducret J.-M., *Pont OA402 : Mesures du comportement de la dalle*, Rapport EPFL-ICOM, 1997.
- [2.24] Monney C., Ducret J.-M., *Essais de poutres mixtes à âme mince*, Rapport final IC 456, EPFL-ICOM, 1997.
- [2.25] Favre R., Jaccoud J.-P., Burdet O., Charif H., *Dimensionnement des structures en béton*, Traité de génie civil de l'EPFL, Vol. 8, Ed. PPUR, Lausanne, 1997.
- [2.26] SETRA, *Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1995.

3. EFFET DE LA PRECONTRAINTÉ

3.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent, les effets de la prise du béton ont été analysés et évalués de façon qualitative et quantitative. Selon le type d'ouvrage et la géométrie de la section transversale des ponts mixtes, il a été démontré que la prise du béton a une influence sur la probabilité de fissuration transversale de la dalle. Parmi les mesures les plus souvent proposées et largement utilisées dans les ponts en béton, la précontrainte longitudinale reste une solution souvent envisagée pour les ouvrages où l'on désire restreindre ou éviter la fissuration transversale.

Cependant, l'utilisation de la précontrainte longitudinale dans les ponts mixtes est très controversée du fait des questions et problèmes suivants :

- estimation de son efficacité à long terme en fonction des pertes dues aux effets différés du béton,
- choix du moment où il faut l'introduire; la limitation des pertes exige une mise en précontrainte retardée dans le temps et la diminution de la probabilité de fissuration au jeune âge une mise en précontrainte le plus tôt possible,
- mise en précontrainte de la dalle seule ou de la poutre et de la dalle; une mise en précontrainte de la dalle seule implique des mesures constructives pour retarder la liaison (engravures) et une précontrainte de la section mixte exige une quantité de précontrainte plus élevée,
- conséquences d'une précontrainte sur le coût de l'ouvrage et la compétitivité des ponts mixtes par rapport à des ouvrages conçus avec d'autres matériaux.

Les pertes de précontrainte dues aux effets différés du béton (retrait, fluage) et le transfert à long terme des forces de précontrainte de la dalle vers la poutre métallique qui s'ensuit rendent souvent difficile la justification de la précontrainte dans les dalles de ponts mixtes. De plus, l'estimation des pertes de précontraintes implique des calculs compliqués pour une précision illusoire qui peut conduire les concepteurs à renoncer à la précontrainte au profit d'une forte armature. Le but de cette étude est de faire le point sur les systèmes de précontrainte couramment utilisés, d'étudier le comportement de la dalle dans le temps sur la base d'un modèle numérique validé par des mesures in situ et de dégager certains critères de choix dans l'optique d'une limitation des contraintes de traction dans la dalle. Le développement d'une approche simplifiée du calcul des pertes de précontrainte est un objectif complémentaire à cette étude.

La démarche proposée pour atteindre ces objectifs est la suivante :

- présentation des divers systèmes de précontrainte longitudinale,
- définition du modèle numérique et des lois de comportement des matériaux,
- comparaison des résultats du modèle numérique et de mesures in-situ,
- cadre de l'étude paramétrique,
- résultats des simulations,
- analyse des résultats,
- critères de choix de la précontrainte,
- approche simplifiée du calcul des pertes de précontrainte,
- synthèse et commentaires.

3.2 SYSTEMES DE PRECONTRAINTE

Les systèmes de mise en précontrainte longitudinale les plus courants se divisent en deux catégories :

- précontrainte par câbles,
- précontrainte par dénivellation d'appui.

3.2.1 Précontrainte par câbles

Les systèmes de mise en précontraintes par câbles peuvent se diviser en deux types :

- précontrainte mise en œuvre dans la dalle avant la liaison de la dalle et des poutres métalliques, au moyen d'engravures par exemple,
- précontrainte mise en œuvre après liaison de la dalle et des poutres métalliques.

Dans le premier type de précontrainte avec liaison retardée, les deux cas de la figure 3.1 sont envisageables :

- une précontrainte rectiligne sur toute la dalle (Fig. 3.1a),
- une précontrainte située au droit des appuis intermédiaires (Fig. 3.1b).

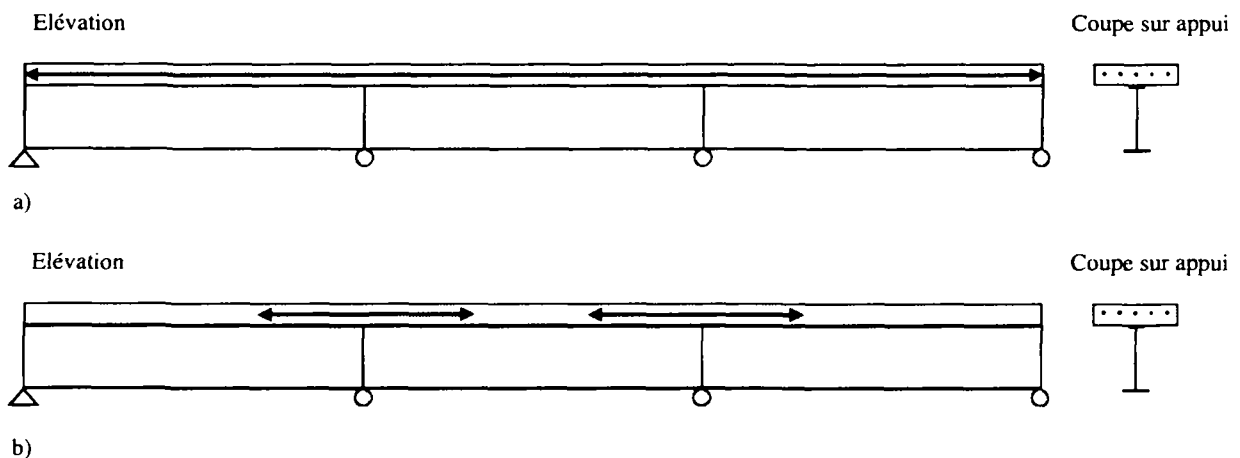


Figure 3.1 : Précontrainte avant liaison de la dalle et des poutres : a) sur toute la dalle, b) sur les zones d'appui

Le principe des deux systèmes de la figure 3.1 consiste à mettre en place des câbles dans la dalle et à les mettre en tension avant liaison de la dalle et des poutres. La liaison de la dalle et des poutres est ensuite effectuée en bétonnant les engravures dans lesquelles sont disposés les goujons de liaison.

Le système de précontrainte sur toute la dalle (Fig. 3.1a), souvent utilisé en Suisse, présente l'avantage de limiter le nombre de câbles à mettre en œuvre, seule la dalle étant précontrainte. Le bétonnage des engravures doit être effectué avec un béton peu sensible au retrait, car des fissures transversales au droit de ces engravures dues au retrait différentiel sont possibles.

Une précontrainte mise en place seulement au droit des appuis (Fig. 3.1b) provoque systématiquement une fissuration transversale à l'arrière des zones d'ancrage des câbles. Ce système, bien qu'il permette de diminuer encore la quantité de câbles, n'est donc pas recommandé, car la fissuration transversale observée dans les zones proches des ancrages reste difficile à éviter.

Le deuxième type de précontrainte par câbles possible offre les possibilités suivantes :

- une précontrainte constante sur toute la dalle, identique à la figure 3.1a mais avec liaison directe de la dalle et de la poutre métallique,
- une précontrainte « extérieure » fixée sur la structure métallique (Fig. 3.2).

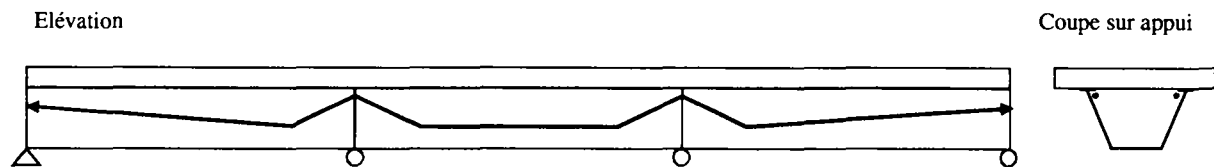


Figure 3.2 : Câblage de précontrainte extérieure

Un câblage rectiligne sans liaison retardée permet d'éviter de recourir à des engravures et de créer des discontinuités dans la dalle. Par contre, le nombre de câbles nécessaires est plus élevé par rapport à une solution avec liaison retardée, la section mixte complète devant être précontrainte.

La solution de câblage extérieur présentée à la figure 3.2 a été appliquée dans le cas du viaduc du Bois de Rosset (voir §3.4). Cette solution est également envisageable pour les ponts bipoutres pour lesquels il peut permettre une diminution de la quantité d'acier de construction nécessaire. Le tracé polygonal des câbles permet d'introduire des forces de déviations pour précontraindre le caisson et réduire le nombre de câbles nécessaires. Cette précontrainte extérieure offre l'avantage de pouvoir être facilement contrôlée et, le cas échéant, changée ou augmentée. Cependant, les détails de constructions métalliques au droit des selles de déviation sont compliqués et renchérissent le coût de l'ouvrage.

3.2.2 Précontrainte par dénivellation d'appui

L'utilisation de dénivellation d'appui pour la mise en précontrainte de la dalle est présentée sur la figure 3.3

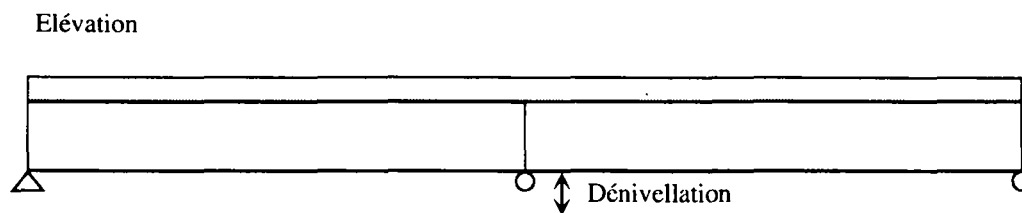


Figure 3.3 : Précontrainte par dénivellation d'appui

Le principe consiste à surélever la charpente métallique au droit des appuis intermédiaires avant la mise en place de la dalle de béton. L'abaissement des appuis intermédiaires après le bétonnage permet d'introduire une compression dans la dalle. Cette méthode est surtout utilisée pour les ponts à deux et trois travées, en particulier pour les passages supérieurs. Au delà de trois travées, l'exécution de cette méthode et le contrôle des dénivellations deviennent complexes et ne permettent plus de profiter totalement de cette méthode de précontrainte.

3.3 MODELE NUMERIQUE ET LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

Pour l'étude du comportement à long terme des poutres mixtes précontraintes, le programme de calcul par éléments finis choisi est le logiciel DIANA développé au TNO (Delft). Ce logiciel est largement connu pour ses applications dans la modélisation du béton [3.1],

[3.2],[3.3]. Les ailes supérieures et inférieures des poutres métalliques sont modélisées à l'aide d'éléments d'armature (embedded reinforcement) afin d'éviter la multiplication d'éléments dans le maillage. Des comparaisons ont été effectuées entre l'utilisation d'éléments d'armature ou des éléments finis représentant les semelles supérieures et inférieures et aucune différence significative n'a été observée sur les résultats des calculs.

Pour l'évaluation du comportement à long terme des matériaux, les relations suivantes ont été utilisées pour les calculs numériques :

- pour l'acier, un comportement élastique linéaire a été admis, de même que pour les câbles de précontrainte pour lesquels la relaxation est négligée,
- pour le béton, les lois de fluage sont introduites sous la forme d'une chaîne de Maxwell (cf § 2.3) dont les composants sont définis sur la base du code modèle CEB-FIP 1990 [3.4]. Le retrait est modélisé selon une loi légèrement différente de la relation définie par la norme SIA 162 (1989) [3.5].

Les lois de comportement en fluage définies selon le code modèle CEB dépendent de la résistance à la compression du béton, de l'âge de mise en charge, de l'humidité relative et de la hauteur effective de l'élément. L'humidité relative a été admise à 60% pour toutes les simulations présentées dans ce chapitre.

Afin de tenir compte de façon simplifiée de la relaxation des câbles de précontrainte, la contrainte initiale due à la précontrainte s'entend comme la contrainte obtenue pour une tension moyenne dans les câbles tenant compte de la relaxation et des autres pertes (frottement, déviation). Ce procédé a été employé par Markey [3.14] dans une étude semblable sur le comportement de ponts en béton précontraint.

La figure 3.4 illustre la différence entre les courbes de retrait de la norme SIA 162 et le modèle introduit dans le logiciel DIANA qui est basé sur des courbes de retrait hollandaises. La valeur finale admise pour cette comparaison est de 0.3‰.

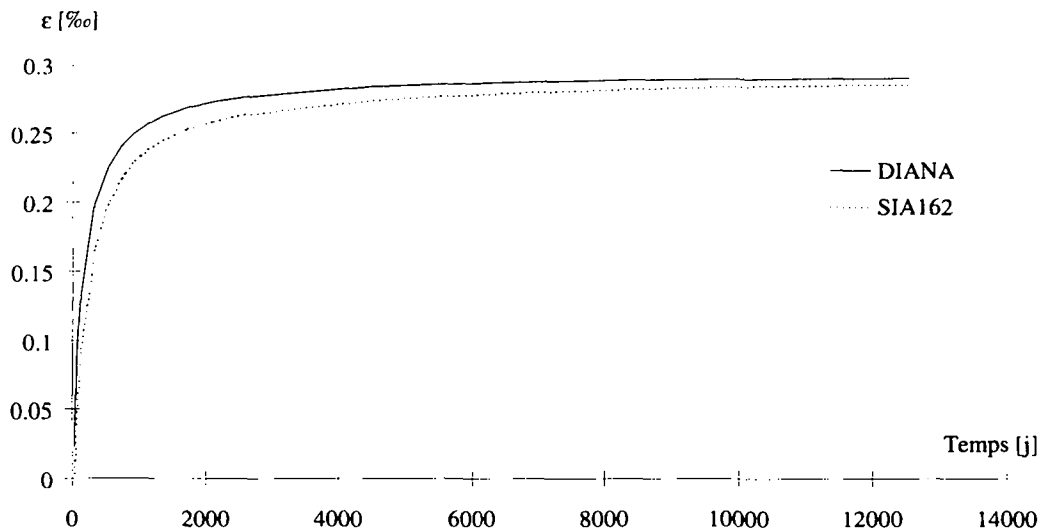


Fig. 3.4 : Evolution du retrait du béton selon SIA 162 et modèle DIANA utilisé

Les courbes sont suffisamment proches pour négliger les différences entre les deux modèles. Dans le cas de valeurs finales de retrait différentes, des courbes affines à celles de la figure 3.4 ont été utilisées.

3.4 COMPARAISON ENTRE LE MODELE NUMERIQUE ET LES MESURES IN SITU

Les résultats du modèle numérique utilisé ont pu être comparés à des mesures effectuées sur le viaduc du Bois de Rosset, pont à caisson mixte suivi depuis plus de 7 années par l'ICOM [3.6], [3.7]. La particularité de cet ouvrage réside principalement dans la précontrainte extérieure mise en place sur l'ouvrage. Comme le montre la figure 3.5, les câbles sont placés à l'intérieur du caisson et ont un tracé polygonal.

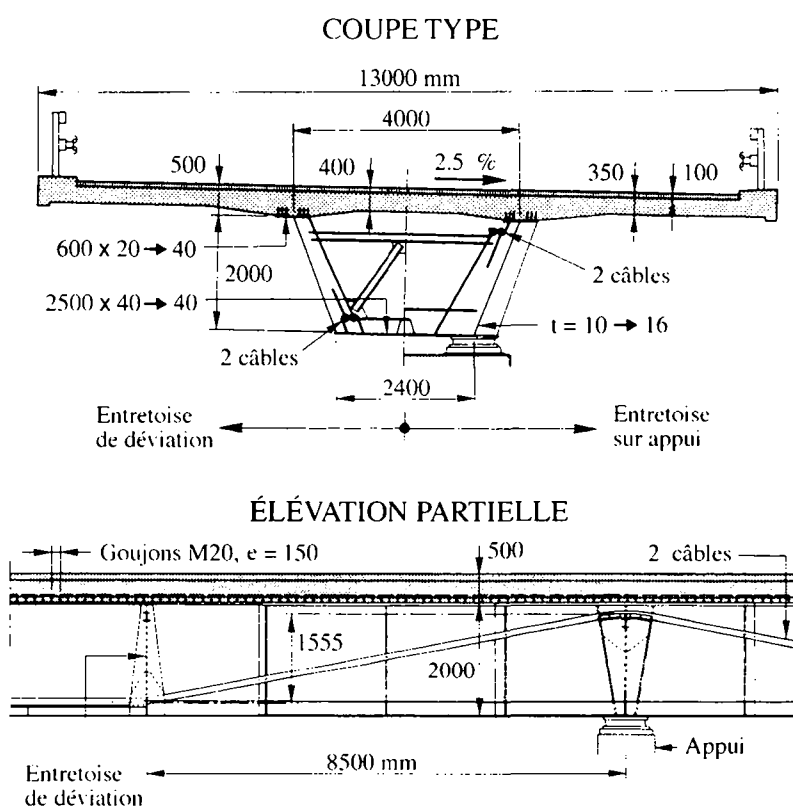


Figure 3.5 : Vue en coupe et en élévation du viaduc du Bois de Rosset

Les deux sections de mesure en travée et sur appui intermédiaires ont été équipées selon le même principe. Les mesures d'allongement ont été effectuées à l'aide de cordes vibrantes dans la dalle et de jauges d'extensométrie sur les poutres métalliques et répétées chaque année. Une dalle de retrait dont les paramètres de retrait sont identiques à ceux de la dalle (pourcentage d'armature, hauteur effective) a également été bétonnée et a permis de suivre le retrait du béton au cours du temps. La particularité de ce pont est une mise en service tardive qui a permis d'observer son comportement uniquement sous l'influence climatique pour une durée de 7 années.

Les simulations numériques ont été effectuées en utilisant les données et hypothèses suivantes :

- âge du béton lors de la mise en précontrainte : 50 jours
- retrait mesuré sur la période de mesure : 0.15 ‰,
- tension dans les câbles constante (vérifié par les mesures),
- loi de fluage selon CEB-FIP 90 pour un béton B45/35.

L'évolution calculée et mesurée des contraintes dans les poutres métalliques après mise en précontrainte en travée et sur appui en fonction du temps est donnée sur la figure 3.6. La figure 3.7 présente l'évolution des déformations spécifiques dans la dalle en travée et sur appui ainsi que les résultats du calcul des contraintes dans la dalle.

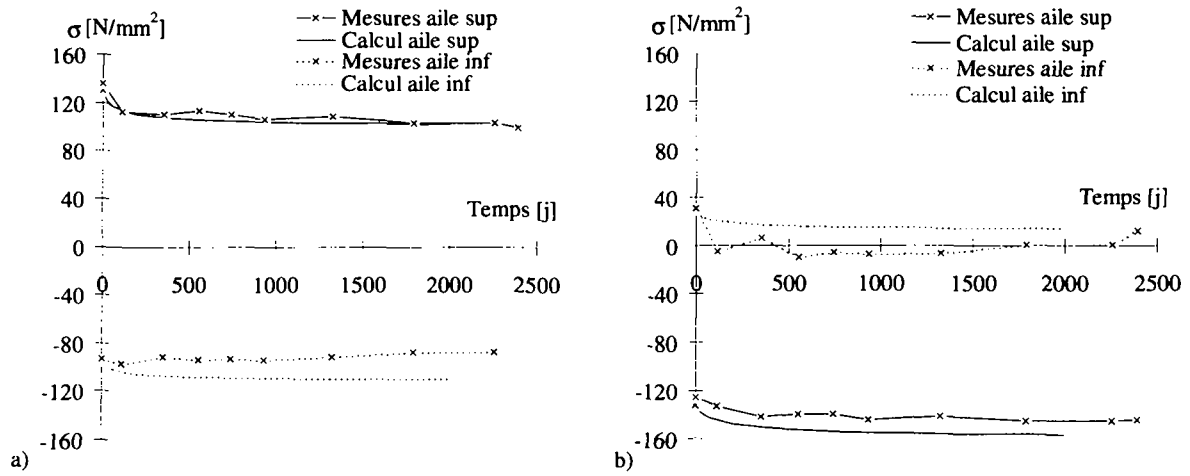


Figure 3.6 : Evolution des contraintes dans les poutres métalliques : a) en travée, b) sur appui

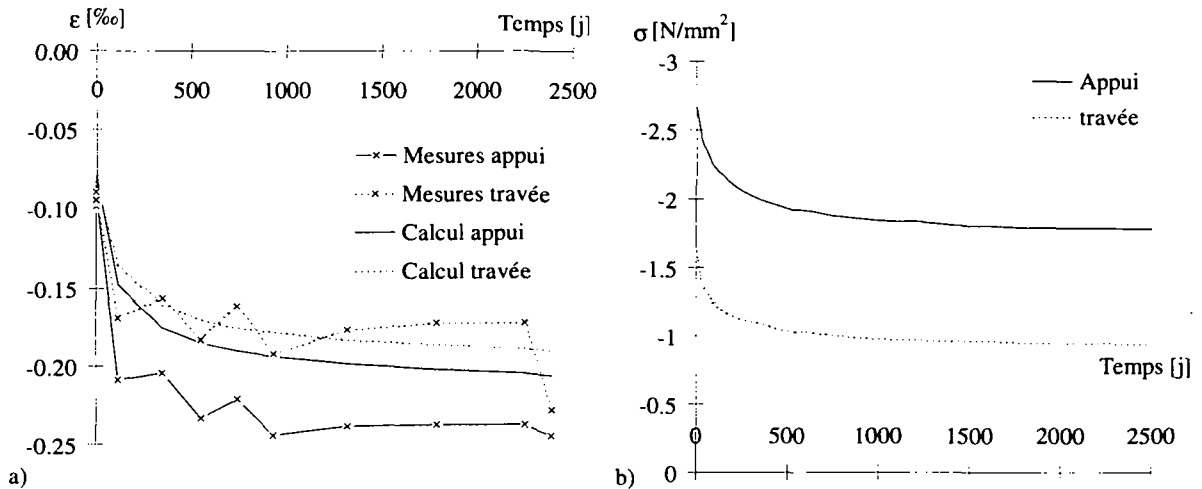


Figure 3.7 : a) Evolution des déformations spécifiques dans la dalle, b) Contraintes calculées dans la dalle

Ces deux figures appellent les commentaires suivants :

- Les contraintes dans les ailes supérieures tant en travée que sur appui sont correctement estimées par le modèle numérique (figure 3.6 a et b). Les courbes mesurées et calculées sont proches et montrent la même évolution dans le temps.
- Les contraintes dans les ailes inférieures sont moins bien simulées par le modèle numérique pour la zone en travée. L'allure générale reste tout de même correcte. Sur appui par contre, le comportement simulé correspond bien aux mesures.
- Les déformations spécifiques dans la dalle calculées correspondent bien aux mesures effectuées, validant ainsi les lois de fluage et de retrait utilisées (figure 3.7a). Les variations des déformations spécifiques observées (figure 3.7a) sont principalement dues aux effets des variations saisonnières de température et d'humidité relative.

- Le calcul des contraintes dans la dalle montre que les pertes de précontrainte sont importantes la première année (365 jours) puis se stabilisent. Malgré ces pertes, la contrainte de compression sur appui reste à un niveau appréciable (-2.0 N/mm^2).

Sur la base de la comparaison entre les résultats du modèle numérique et les résultats de mesure sur la poutre et dans la dalle, il convient d'admettre que le modèle utilisé est apte à représenter le comportement à long terme d'un pont mixte avec précontrainte longitudinale.

3.5 CADRE DE L'ETUDE PARAMETRIQUE

Pour les systèmes de précontrainte par câbles, l'étude paramétrique s'est concentrée sur des ouvrages à travées multiples de longueur constante, à l'exception de la travée de rive. Elle a pris en compte trois sections transversales représentatives pour des portées de 30, 50 et 80 mètres. Ces sections ont été établies à l'aide de la base de données de ponts mixtes [3.8]. Les différents systèmes de précontrainte par câbles présentés au paragraphe 3.2 ont été analysés et comparés.

Pour une précontrainte par dénivellation d'appui, le travail a porté sur un système à deux travées avec abaissement de l'appui central. Des sections semblables à celles utilisées pour les systèmes de précontrainte par câbles ont été utilisées.

Pour les deux systèmes de précontrainte par câbles ou par dénivellation d'appui, l'étude a permis d'étudier l'influence de différentes valeurs de retrait spécifique du béton, de la valeur de la compression initiale, de la date de mise en précontrainte et d'une liaison retardée ou non. Dans tous les cas, la poutre est admise non-étayée lors du bétonnage, le poids propre de la dalle agissant donc uniquement sur la poutre métallique.

La démarche comprend les étapes suivantes :

- Définition du système statique et des sections,
- Systèmes de précontrainte étudiés,
- Variation des paramètres

3.5.1 Système statique et type de section

Précontrainte par câbles

L'étude paramétrique a porté sur un système statique typique pour un pont mixte continu représenté sur la figure 3.8 .

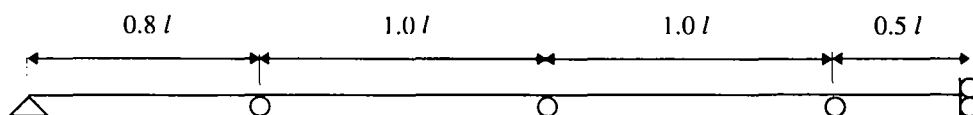


Figure 3.8 : Système statique choisi

Trois portées différentes ont été étudiées avec les sections en travées et sur appui selon la figure 3.9 et le tableau 3.10.

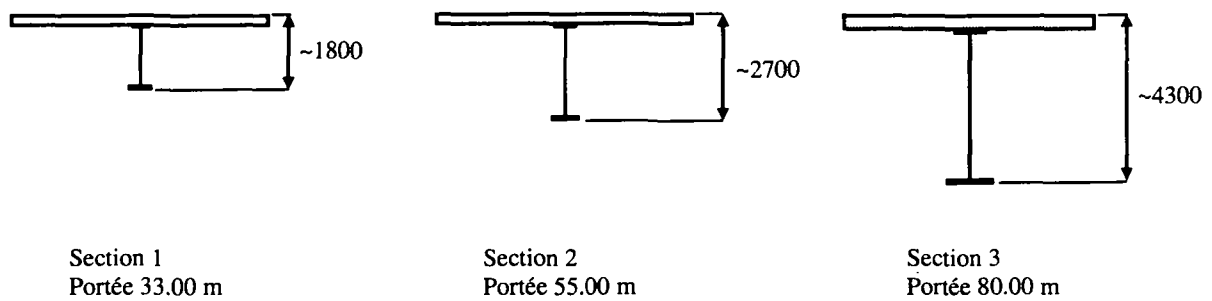


Figure 3.9 : Sections et portées

Tableau 3.10 : Caractéristiques des sections

	Section 1		Section 2		Section 3	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Aile sup	400x15	400x50	550x24	550x60	650x25	800x75
Ame	10x1600	14x1600	12x2500	24x2500	16x4000	24x4000
Aile inf	500x25	550x60	700x45	700x85	800x45	1200x75
Dalle	6700x260		6600x280		6500x350	
β	0.020	0.043	0.040	0.083	0.051	0.110

Ces sections ont été établies en consultant la base de données de ponts mixtes établies à l'ICOM (Ponts Suisses principalement) et des données françaises (Bulletin des ponts métalliques de l'OTUA [3.9]). L'armature mise en place dans la dalle est de 1.5% sur appuis intermédiaires et 0.8% en travée.

Précontrainte par dénivellation d'appui

Le système de précontrainte par dénivellation d'appui a été étudié sur un système statique de deux travées continues. La précontrainte de la dalle est introduite par abaissement de l'appui central. La valeur de cette dénivellation est donnée en fonction de la contrainte de compression initiale souhaitée dans la dalle au droit de l'appui intermédiaire. Des sections semblables à celles présentées au tableau 3.10 ont été utilisées pour des portées de 30 et 80 mètres.

3.5.2 Systèmes de précontrainte étudiés

Précontrainte par câbles

Les systèmes de mise en précontrainte longitudinale étudiés sont les suivants :

- précontrainte longitudinale mise en œuvre dans la dalle avant la liaison de la dalle aux poutres métalliques,
- précontrainte mise en œuvre après liaison de la dalle et des poutres métalliques.

Pour une précontrainte avant liaison de la dalle aux poutres, les deux cas suivants ont été analysés :

- une précontrainte rectiligne sur toute la dalle notée précontrainte rectiligne avec engravures,
- une précontrainte située au droit des appuis intermédiaires seulement, notée précontrainte sur appui avec engravures.

Pour une précontrainte après liaison de la dalle aux poutres, les deux cas suivants ont été analysés :

- une précontrainte constante sur toute la dalle notée précontrainte rectiligne sans engravures,
- une précontrainte « extérieure » fixée sur la structure métallique du même type que le viaduc du Bois de Rosset, notée précontrainte extérieure.

Précontrainte par dénivellation d'appui

La précontrainte par dénivellation d'appui est étudiée en imposant un abaissement de l'appui central après mise en place de la dalle de béton et liaison de la dalle aux poutres métalliques.

3.5.3 Variation des paramètres

Pour les trois portées et sections types définies, les paramètres suivants ont été considérés :

- Deux valeurs finales du retrait ϵ_{cs} ont été calculées : 0.2‰ et 0.3‰. La valeur de 0.2‰ correspond à une valeur couramment mesurée sur les ouvrages [3.10] et 0.3‰ la valeur de retrait final donnée selon l'Eurocode 2 [3.11].
- Deux valeurs de contraintes moyennes initiales de compression dans la dalle sur les appuis intermédiaires ont été admises sous l'effet de précontrainte : 2.5 et 5.0 N/mm². Une valeur de 2.5 N/mm² correspond à une précontrainte longitudinale habituelle dans les projets de ponts mixtes et 5.0 N/mm² à une précontrainte élevée.

Ces valeurs de contraintes dues à la précontrainte correspondent à l'état de contrainte dans la dalle au moment de la mise en précontrainte compte tenu des effets différés (retrait, fluage) précédant la mise en précontrainte.

Dans le cas d'une liaison de la dalle aux poutres métalliques après mise en précontrainte, les hypothèses suivantes ont été prises en compte :

- mise en précontrainte de la dalle seule à 7 jours,
- durée avant liaison de la dalle : 20 jours et 100 jours.

Dans le cas d'une liaison de la dalle à la poutre métallique dès la mise en place du béton, les calculs ont été effectués en admettant :

- mise en précontrainte : 20 jours et 100 jours,
- caractéristique de fluage du béton correspondant à l'âge de mise en précontrainte.

3.6 RESULTATS DES SIMULATIONS

Ce paragraphe présente les résultats typiques pour chacun des systèmes de précontrainte analysés. Ces résultats typiques permettent d'illustrer les raisons essentielles des variations de contraintes dans la dalle au cours du temps. Les résultats de toutes les simulations sont donnés au paragraphe suivant (§3.7).

Ces résultats typiques sont obtenus avec les hypothèses suivantes :

- Précontrainte par câbles :
- retrait final de 0.2 ‰,

- portée de 50 mètres,
- une mise en précontrainte à 7 jours et une liaison à 100 jours pour une liaison retardée de la dalle et des poutres,
- une mise en précontrainte à 100 jours pour une dalle liée à la poutre dès le bétonnage,
- Précontrainte par dénivellation d'appui :
 - retrait final de 0.2 ‰,
 - portée de 30 mètres,
 - une mise en précontrainte à 100 jours.

Les cas dénotés par E resp. H correspondent à des contraintes de compression dans la dalle de 5.0 resp 2.5 N/mm².

3.6.1 Précontrainte rectiligne avec engravures

L'évolution des contraintes dans la dalle au cours du temps est présentée sur la figure 3.11 ci-dessous :

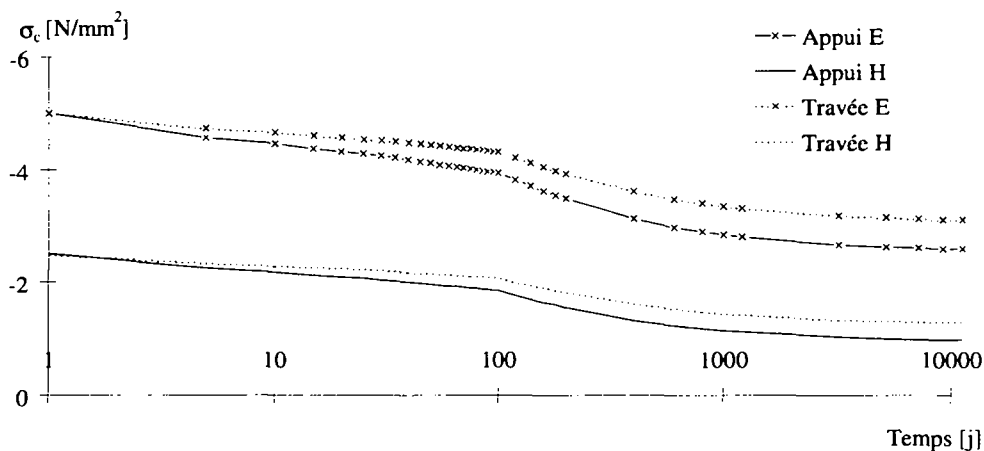


Figure 3.11 : Evolution des contraintes dans la dalle au cours du temps pour une précontrainte rectiligne avec engravures

La figure 3.11 appelle les commentaires suivants :

- La diminution des contraintes dans la dalle avant liaison (soit les 100 premiers jours dans ce cas) sont uniquement dues au fluage et au retrait du béton seul. La différence obtenue entre la dalle en travée et sur appui pour cette période est due à la quantité d'armature différente en travée et sur appui.
- Les pertes de précontrainte après liaison tiennent compte de l'effet de retenue de la poutre et du passage progressif de la force de précontrainte de la dalle vers la charpente métallique. Ce phénomène, lié aux effets hyperstatiques, amplifie la différence dans l'évolution des contraintes entre une section sur appui et en travée dont les valeurs de β sont différentes. L'évolution des contraintes se stabilise après environ 1000 jours.

3.6.2 Précontrainte sur appui avec engravures

L'évolution des contraintes dans la dalle au cours du temps est présentée sur la figure 3.12 :

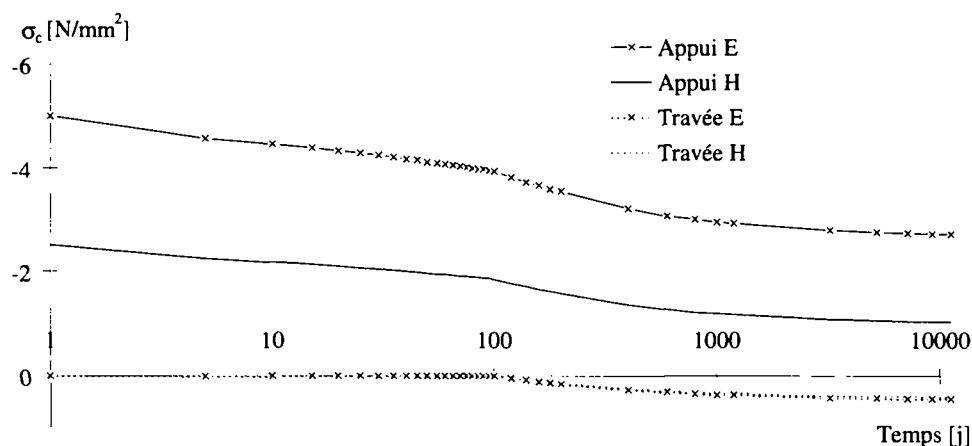


Figure 3.12 : Evolution des contraintes au cours du temps pour une précontrainte sur appui avec engravures

Les commentaires suivants peuvent être apportés :

- Les courbes sur appui sont semblables à celles obtenues à la figure 3.11 avec une amplification des pertes dès liaison avec la poutre métallique.
- La dalle en travée, libre de se raccourcir avant liaison, n'est soumise à aucune contrainte. Dès liaison, l'effet du retrait provoque une mise en tension progressive de la dalle en travée.

3.6.3 Précontrainte extérieure

L'évolution des contraintes dans la dalle au cours du temps est présentée sur la figure 3.13 :

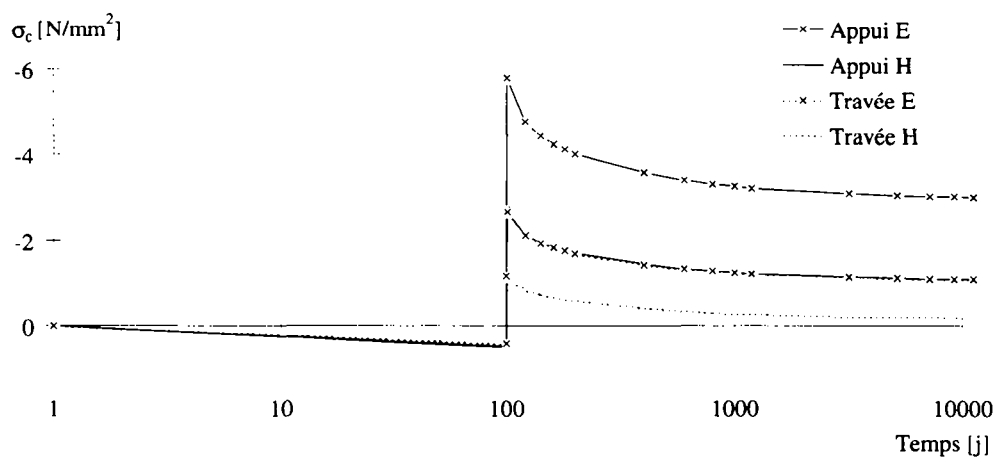


Figure 3.13 : Evolution des contraintes au cours du temps pour une précontrainte extérieure

Les commentaires suivants peuvent être apportés :

- Une mise en traction progressive de la dalle due au retrait avant la mise en précontrainte (100 premiers jours),
- Une diminution des contraintes dans la dalle marquée dans les premiers mois après la mise en précontrainte sous l'effet du retrait et du fluage du béton (résultats confirmés par des mesures in-situ sur les viaducs du Bois de Rosset, Fig. 3.6 et 3.7),

- Une stabilisation de la contrainte de compression dans la dalle après environ 1000-2000 jours soit 3 à 6 ans.

De façon générale, dans les simulations effectuées pour une précontrainte extérieure, il convient de mettre en évidence le choix de la contrainte dans la dalle obtenue sur appuis intermédiaires comme critère pour la force initiale de précontrainte. En effet, comme on peut le voir sur la figure 3.13, étant donné les forces de déviation introduites par ce type de câblage, il n'est pas pensable de parvenir à obtenir les mêmes contraintes en travée que sur appui.

3.6.4 Précontrainte rectiligne sans engravures

L'évolution des contraintes dans la dalle au cours du temps est présentée sur la figure 3.14 :

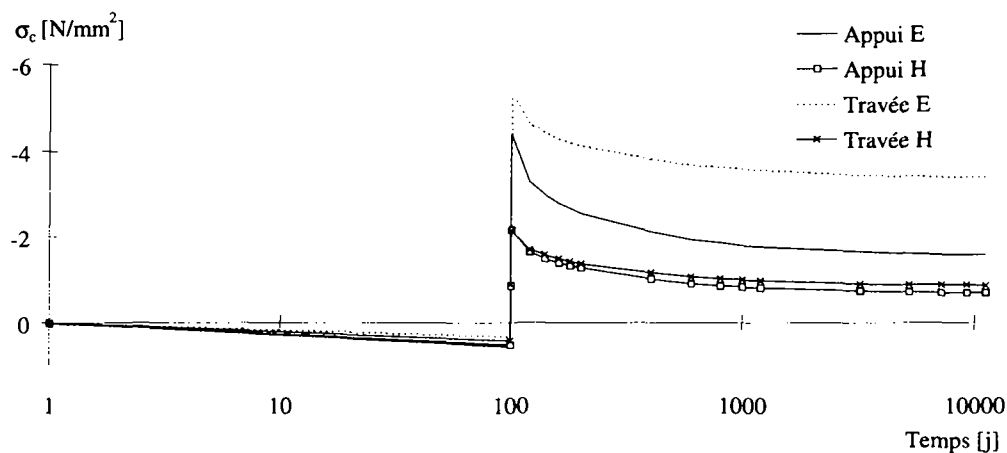


Figure 3.14 : Evolution des contraintes au cours du temps pour une précontrainte rectiligne sans engravures

Les remarques suivantes peuvent être faites :

- une évolution des contraintes avant précontrainte semblable à celle de la figure 3.13,
- des diminutions de contraintes dans la dalle dues au fluage marquées après la mise en tension (quelques mois),
- une stabilisation des contraintes dans la dalle après 1000-2000 jours.

3.6.5 Dénivellation d'appui

L'évolution des contraintes dans la dalle au cours du temps est présentée sur la figure 3.15 :

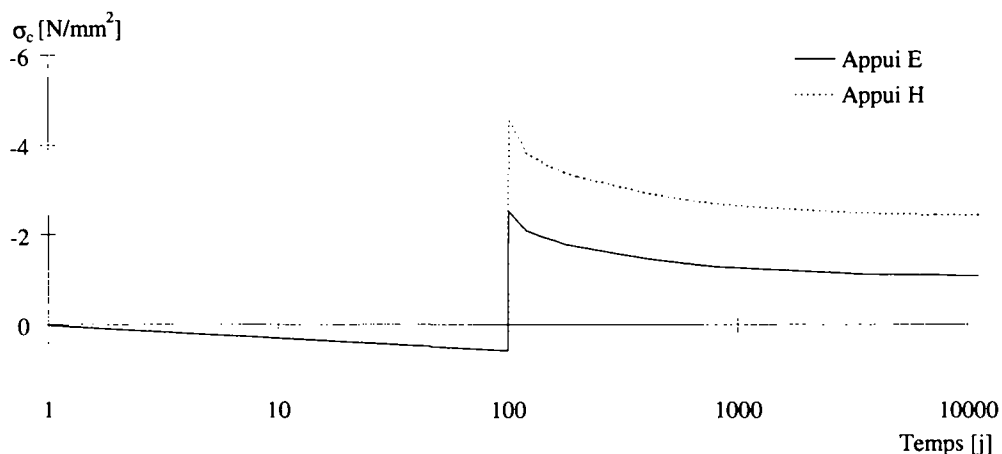


Figure 3.15 : Evolution des contraintes au cours du temps pour une précontrainte par dénivellation d'appui

Les résultats de la figure 3.13 sont semblables à ceux obtenus pour des précontraintes par câbles avec une liaison de la dalle et des poutres dès la mise en place du béton. La dalle est mise en traction sous l'effet du retrait avant la mise en précontrainte (100 jours). Les diminutions des contraintes dans la dalle sont ensuite marquées dans les 1000-2000 premiers jours puis se stabilisent.

3.7 ANALYSE DES RESULTATS

3.7.1 Définition

Afin de pouvoir comparer les systèmes de précontrainte les uns par rapport aux autres, il paraît essentiel de définir la perte de précontrainte Δp . Plutôt que d'utiliser une valeur absolue, la définition suivante, donnée dans la figure 3.16, a été adoptée :

- σ_{P0} est défini comme la contrainte de compression dans la dalle après la mise en précontrainte, en tenant compte de l'état de contrainte avant mise en précontrainte.
- $\sigma_{\Delta P}$ est défini comme la perte de précontrainte jusqu'à un temps t égal à 10'000 jours.
- La perte de précontrainte Δp est donnée par $\sigma_{\Delta P}/\sigma_{P0}$. Cette valeur vaut donc exactement 1.0 si la contrainte finale dans la dalle est nulle et peut être plus grande que 1.0 si la dalle est tendue.

Cette définition de la perte de précontrainte Δp représente en fait la perte de compression dans la dalle sous l'effet du fluage et du retrait. Ces deux effets ne sont pas considérés de façon séparée pour évaluer de façon globale l'évolution des contraintes dans la dalle après mise en précontrainte.

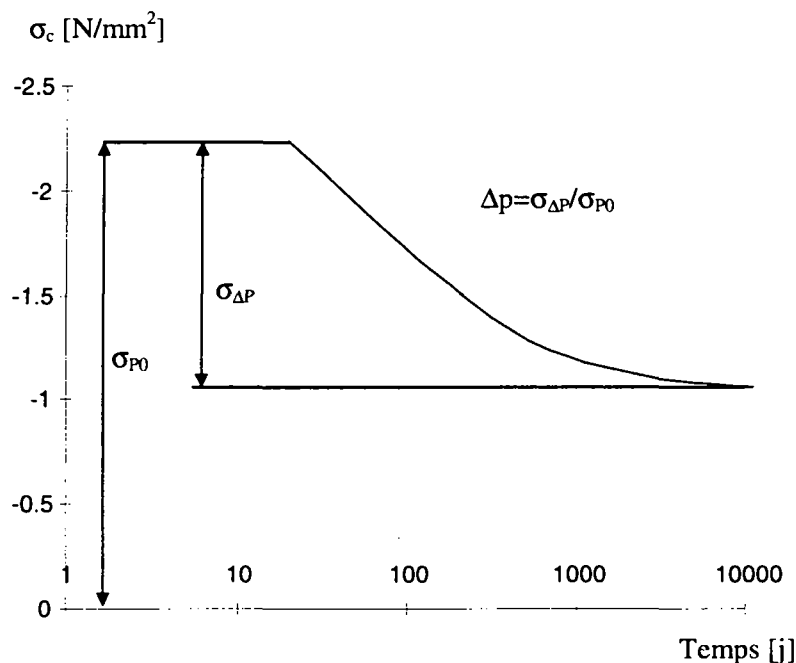


Figure 3.16 : Définition de la perte de précontrainte Δp

Dans les paragraphes suivants, la valeur des pertes donnée au cours du temps est la valeur $\Delta p(t) = \sigma_{\Delta P}(t) / \sigma_{P0}$. Afin d'éviter de surcharger les figures et de permettre la mise en évidence des phénomènes, seuls les résultats des ponts de 30 et 80 mètres sont donnés, les valeurs finales obtenues pour toutes les portées figurant dans les tableaux récapitulatifs.

Lorsque les paramètres varient, les autres paramètres sont fixés aux valeurs suivantes :

- valeur de retrait 0.2‰,
- contrainte initiale : 2.5 N/mm^2 ,
- liaison 100 jours pour une précontrainte avec engravures
- précontrainte 100 jours pour une précontrainte sans engravures.

Les valeurs de Δp se rapportent à une section sur appuis intermédiaires pour une travée centrale dans le cas d'une précontrainte par câbles. Pour une précontrainte par dénivellation d'appui, les valeurs de Δp sont données pour une section au droit de l'appui central.

L'origine de l'échelle du temps est donnée après la mise en précontrainte. Pour des durées avant mise en précontrainte différentes, l'origine du temps est donc identique.

3.7.2 Influence de la portée et du type de section

Les pertes de précontrainte sont résumées dans les figures 3.17 à 3.19 pour des sections sur appuis intermédiaires, par système de précontrainte et en fonction de la portée du pont.

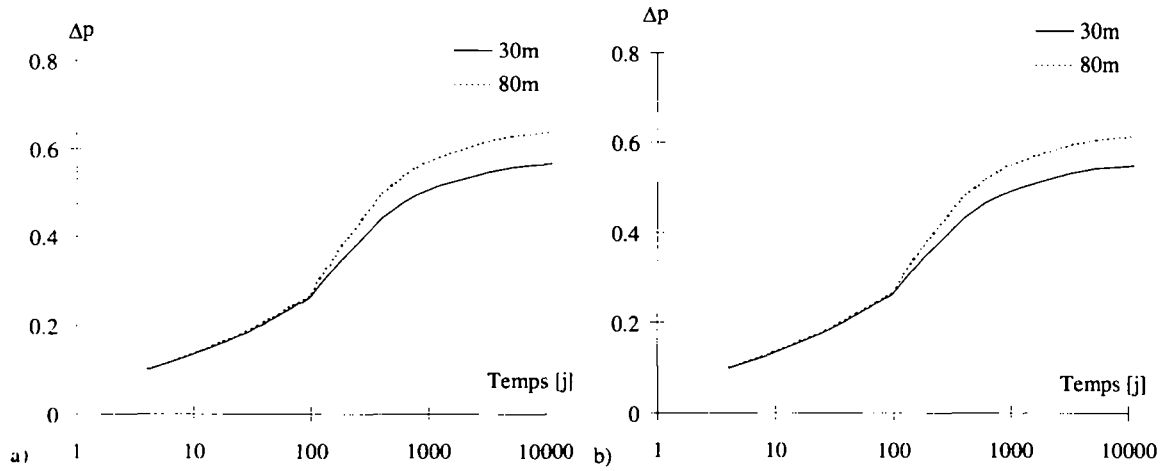


Figure 3.17 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la portée : a) précontrainte rectiligne avec engravures, b) précontrainte sur appui avec engravures

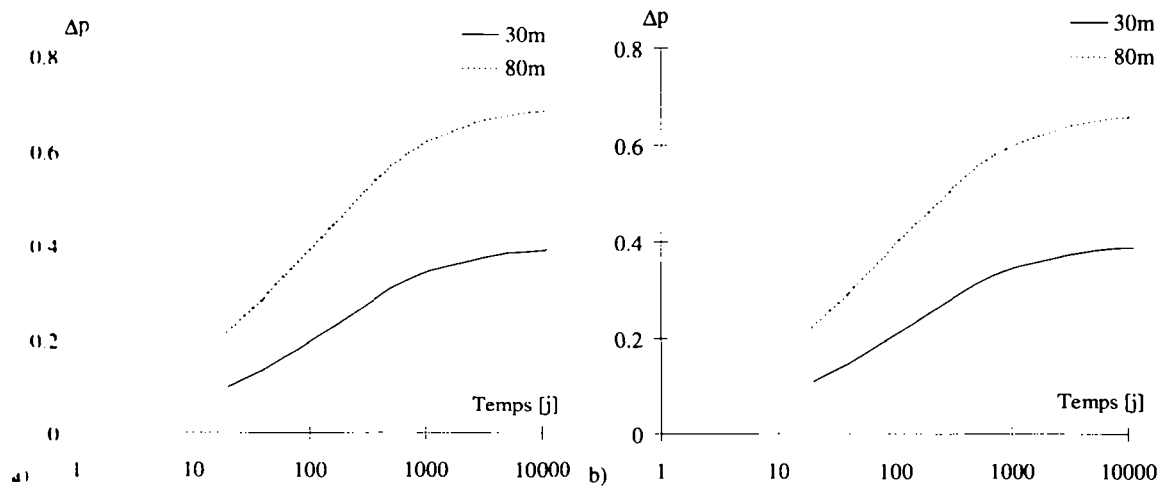


Figure 3.18 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la portée : a) précontrainte extérieure, b) précontrainte rectiligne sans engravures

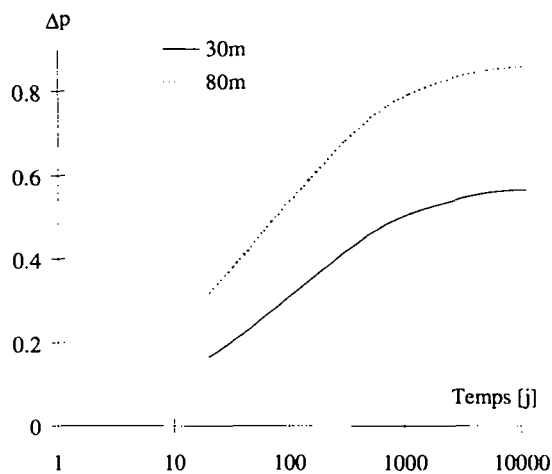


Figure 3.19 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la portée pour une précontrainte par dénivellation d'appui

Les commentaires suivants peuvent être tirés des figures 3.17 à 3.19:

- Quel que soit le système de précontraintes, les pertes sont plus élevées pour des sections de grande portée (soit des valeurs de β élevées) que pour les ponts de faible portée.
- La différence entre les portées est surtout marquée dans les situations où la précontrainte est introduite sur la section mixte sans engravures (Fig. 3.18 et 3.19). Ces pertes plus importantes sont dues au fluage de la dalle qui entraîne une redistribution des contraintes de compression vers la poutre métallique. Plus la poutre est rigide, plus la perte Δp augmente. Les pertes passent de 0.4 à 0.7 entre un pont de 30 mètres et un pont de 80 mètres (Fig. 3.18).
- Par contre, la différence est beaucoup moins marquée dans le cas de précontrainte avec engravures (Fig. 3.17). En effet, les pertes dues au fluage dans les premiers jours après précontrainte se font pour une dalle libre de se déformer et ne provoquent pas de redistribution de l'effort de précontrainte de la dalle vers la structure métallique. Les pertes Δp en fonction de la portée sont par conséquent plus proches (0.5 pour 30 et 0.6 pour 80 mètres).
- Dans le cas d'une précontrainte par dénivellation d'appui (Fig. 3.19), les valeurs des pertes sont plus importantes par rapport à une précontrainte par câbles. Ce résultat est dû à l'effet du retrait au droit de l'appui intermédiaire qui est plus important pour un pont à deux travées que pour un appui intermédiaire de poutre continue. Par contre, l'effet de la section est également mis en évidence avec une valeur de Δp de 0.5 pour 30 mètres et 0.9 pour 80 mètres.

3.7.3 Influence de la date de liaison acier-béton et de la date de mise en précontrainte

La figure 3.20 présente l'influence de la date de liaison acier-béton sur les pertes pour une précontrainte avec engravures mise en place à 7 jours. Les figures 3.21 et 3.22 présentent l'influence de la date de mise en précontrainte sur les pertes pour des systèmes sans engravures.

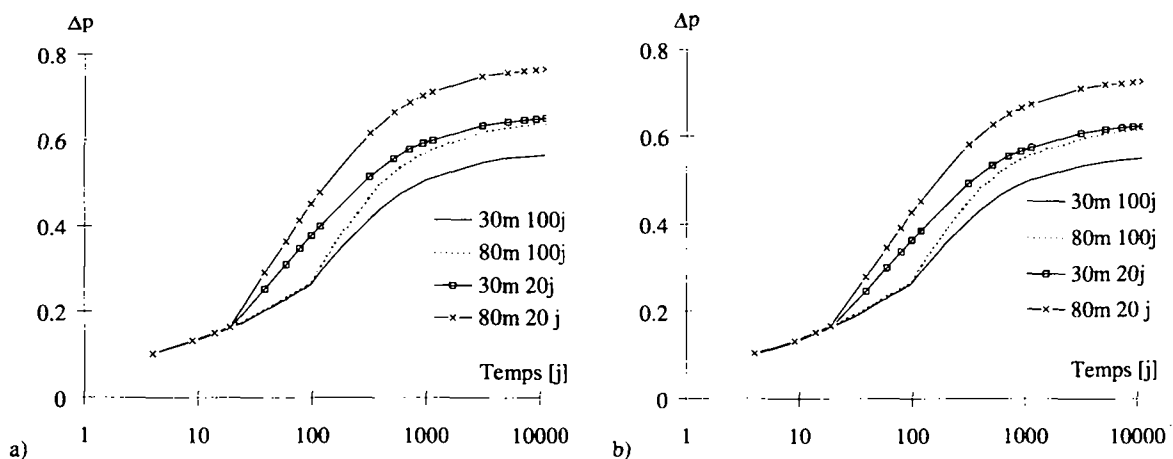


Figure 3.20 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la date de liaison acier-béton : a) précontrainte rectiligne avec engravures, b) précontrainte sur appui avec engravures

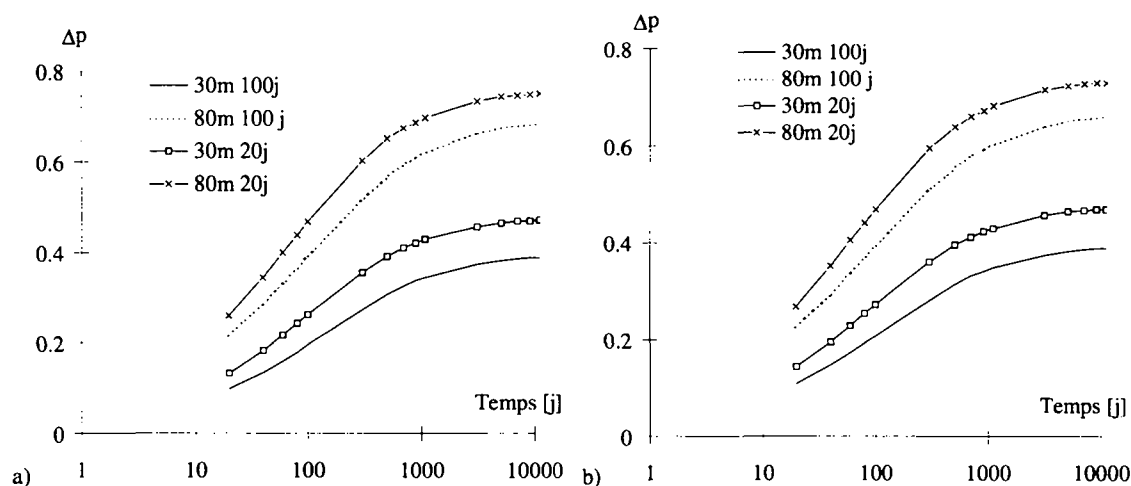


Figure 3.21 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la date de mise en précontrainte : a) précontrainte extérieure, b) précontrainte rectiligne

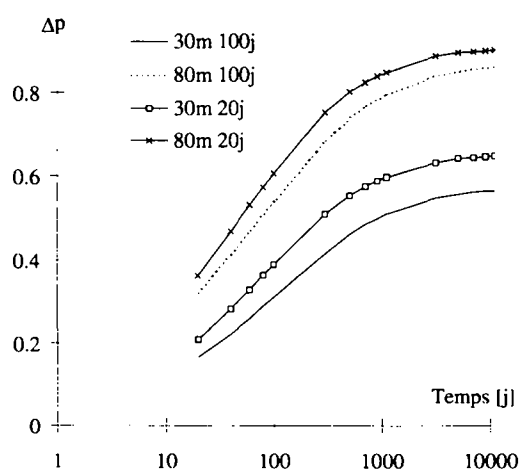


Figure 3.22 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la date de mise en précontrainte pour une précontrainte par dénivellation d'appui

Les commentaires suivants peuvent être tirés des figures 3.20 à 3.22 :

- Pour une précontrainte avec engravures (Fig. 3.20), plus la liaison est rapide, plus les pertes sont importantes, surtout si la section métallique est grande (β élevé). Les pertes augmentent d'une valeur de 0.1-0.15 pour une attente avant liaison de 20 au lieu de 100 jours. Les deux types de précontrainte avec engravures ne montrent pas de différences significatives dans le comportement.
- Pour une précontrainte sans engravure (Fig. 3.21), la date de mise en précontrainte joue également un rôle important sur les pertes. La valeur de Δp augmente de 0.1 à 0.2 pour une mise en précontrainte à 20 jours plutôt qu'à 100. Les deux types de précontrainte sans engravure ont un comportement semblable dans le temps.
- Pour une précontrainte par dénivellation d'appui (Fig. 3.22), l'augmentation de Δp est de 0.1 à 0.2 pour une mise en précontrainte à 20 jours plutôt qu'à 100, résultat semblable à une précontrainte sans engravure.

3.7.4 Influence du retrait

Les figures 3.23 à 3.25 présentent les pertes de précontrainte sur appui intermédiaire en fonction de la valeur du retrait final et pour différents systèmes de précontrainte.

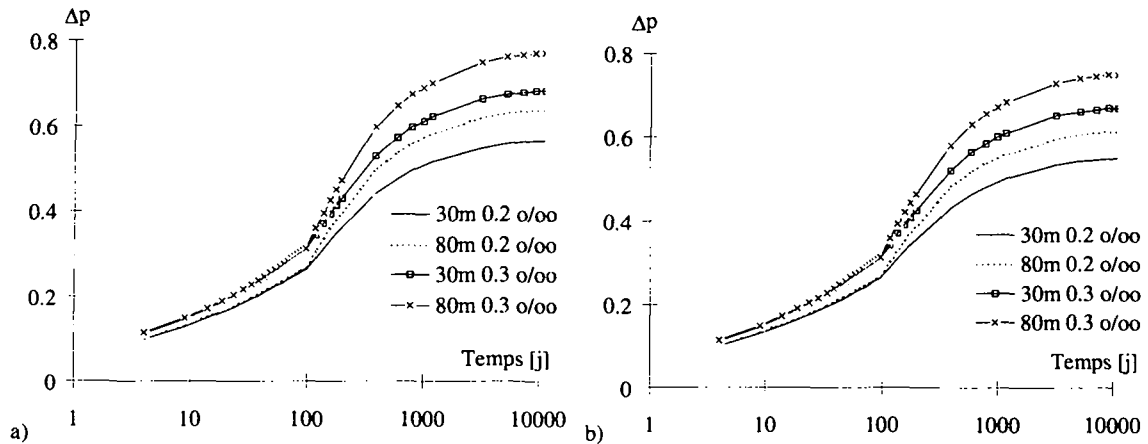


Figure 3.23 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction du retrait : a) précontrainte rectiligne avec engravures, b) précontrainte sur appui avec engravures

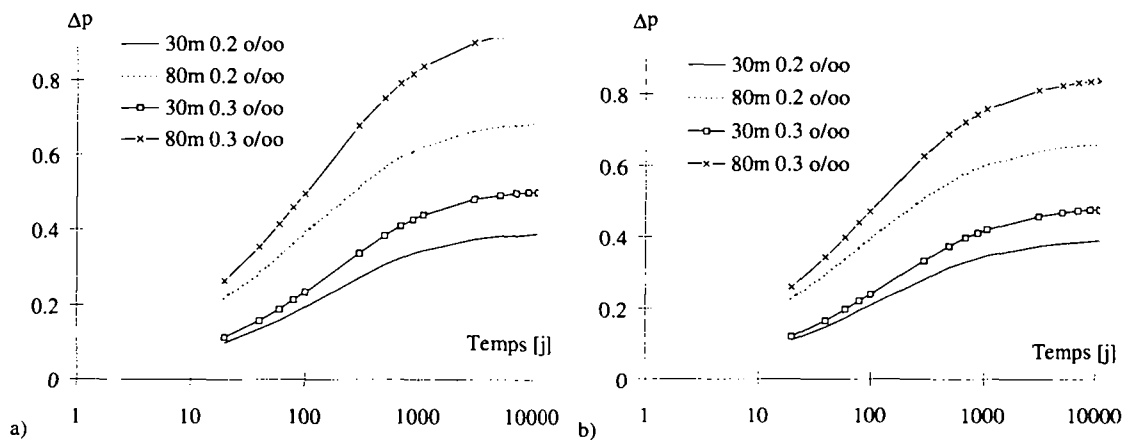


Figure 3.24 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction du retrait : a) précontrainte extérieure, b) précontrainte rectiligne sans engravures

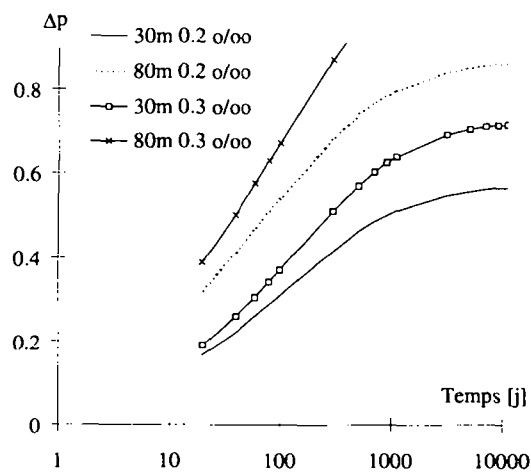


Figure 3.25 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction du retrait pour une précontrainte par dénivellation d'appui

Les commentaires suivants peuvent être tirés des figures 3.23 à 3.25 :

- Dans le cas des dalles avec engravures, l'effet du retrait est pratiquement le même quelle que soit la portée considérée avec une augmentation de Δp de 0.15 pour une valeur de retrait de 0.3‰ au lieu de 0.2‰.
- Pour les dalles sans engravures, l'effet du retrait est plus marqué pour les ponts de grande portée que pour les ponts de faible portée. L'ordre de grandeur des différences des pertes de précontrainte est de 0.1 (30 mètres) et 0.3 (80 mètres) pour une valeur de retrait de 0.3‰ au lieu de 0.2‰. Il faut également mettre en évidence que pour une section de 80 mètres, la valeur de Δp pour un retrait 0.3‰ est de l'ordre de 0.9, ce qui signifie qu'à long terme, la dalle n'a pratiquement plus de précontrainte.
- Pour une précontrainte par dénivellation d'appui, l'effet du retrait est semblable à celui constaté pour des précontraintes sans engravures. Les pertes pour une précontrainte par dénivellation d'appui sont plus élevées pour la même valeur de retrait final, les effets hyperstatiques du retrait étant plus élevés sur un système statique à deux travées. La différence dans la valeur de Δp est de 0.2 (30 mètres) et 0.4 (80 mètres) pour des valeurs de retraits de 0.3‰ au lieu de 0.2‰. Pour une portée de 80 mètres, la dalle n'est plus précontrainte à long terme pour une valeur de retrait de 0.3‰.

3.7.5 Influence de la contrainte initiale

Les figures 3.26 à 3.28 présentent les pertes de précontrainte sur appui intermédiaire en fonction de la valeur de la contrainte de compression initiale dans la dalle et pour différents systèmes de précontrainte.

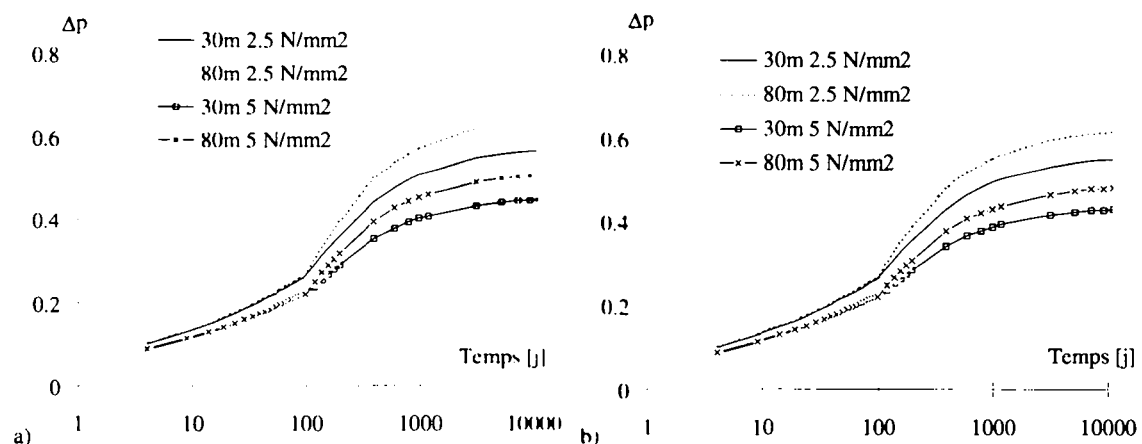


Figure 3.26 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la précontrainte initiale : a) précontrainte rectiligne avec engravures, b) précontrainte sur appui avec engravures

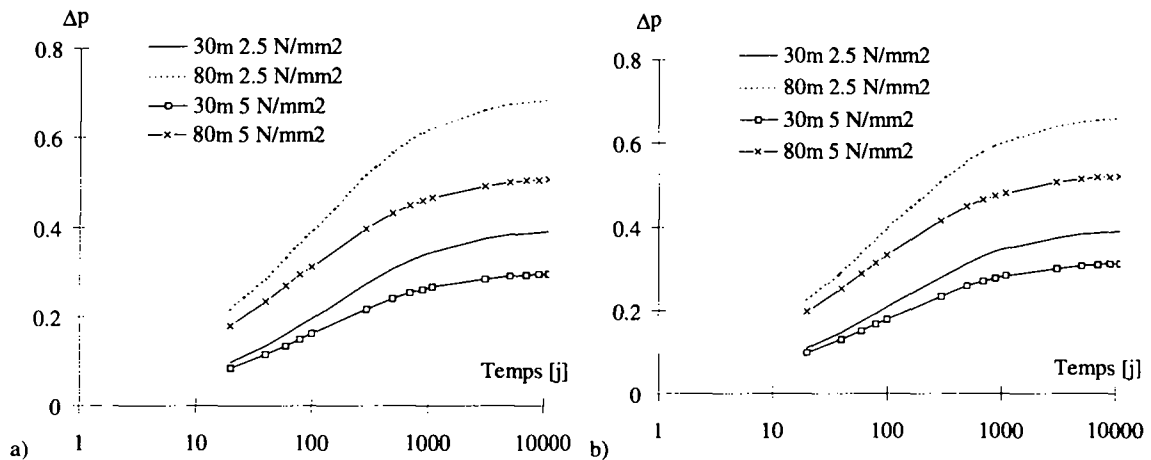


Figure 3.27 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la précontrainte initiale : a) précontrainte extérieure, b) précontrainte rectiligne sans engravures

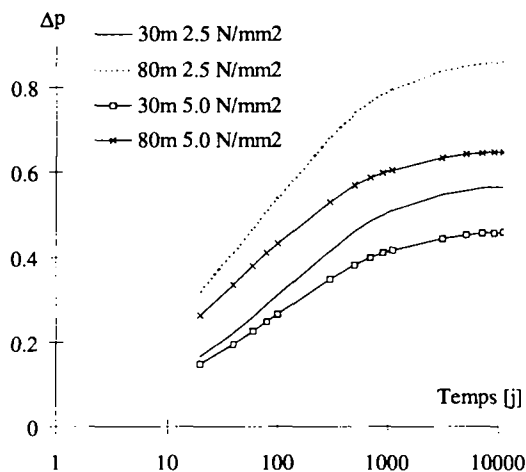


Figure 3.28 : Evolution des pertes au cours du temps en fonction de la précontrainte initiale pour une précontrainte par dénivellation d'appui

De façon générale, les figures 3.26 à 3.28 permettent de montrer qu'une forte précontrainte initiale permet de limiter les pertes de précontrainte. Ce résultat est paradoxal à première vue, car le fluage est plus important pour une contrainte initiale plus élevée. Ceci s'explique en considérant la définition donnée de la perte de précontrainte. En effet, la perte de précontrainte Δp est définie comme le rapport entre la perte absolue de précontrainte et la contrainte initiale. Les effets du fluage et du retrait sont donc inclus globalement dans la valeur de Δp .

La figure 3.29 présente l'évolution des contraintes dans la dalle pour deux valeurs de compression initiale.

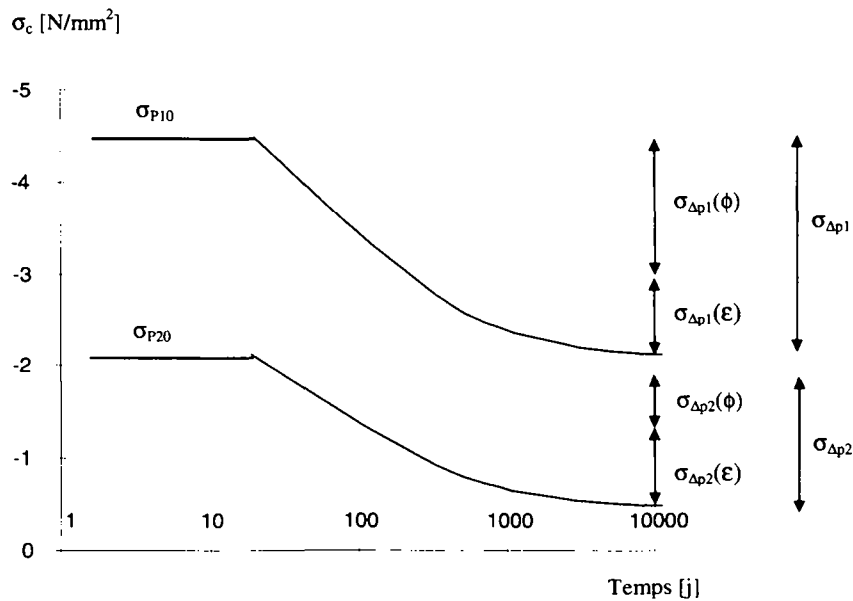


Figure 3.29 : Perte de précontrainte et retrait

Selon la figure 3.29, l'effet du retrait (ϵ) et du fluage (ϕ) peut être découplé en admettant que $\sigma_{\Delta P} = \sigma_{\Delta P(\epsilon)} + \sigma_{\Delta P(\phi)}$. Pour une même valeur de retrait, les contraintes de traction dues au retrait sont les mêmes quelle que soit la contrainte initiale, soit $\sigma_{\Delta P1}(\epsilon) = \sigma_{\Delta P2}(\epsilon)$.

Par conséquent, selon la définition de la perte ($\sigma_{\Delta P}/\sigma_{P0}$) et sur la base de la figure 3.29, on peut très bien avoir $\Delta p_1 = \sigma_{\Delta p1}/\sigma_{p10} = [\sigma_{\Delta p1}(\epsilon) + \sigma_{\Delta p1}(\phi)] / \sigma_{p10} < \Delta p_2 = \sigma_{\Delta p2}/\sigma_{p20} = [\sigma_{\Delta p2}(\epsilon) + \sigma_{\Delta p2}(\phi)] / \sigma_{p20}$ même si $\sigma_{\Delta p1}(\phi) > \sigma_{\Delta p2}(\phi)$.

Les augmentations des valeurs de Δp pour une contrainte initiale de 2.5 N/mm^2 au lieu de 5.0 N/mm^2 sont de 0.10-0.15 pour une précontrainte avec engravure, de 0.15-0.25 pour une précontrainte sans engravures et 0.2-0.3 pour une précontrainte par dénivellation d'appui.

3.7.6 Différence travée de rive / intérieure

Les figures 3.30 et 3.31 représentent les pertes de précontrainte sur appui intermédiaire en fonction de la date de mise en précontrainte pour une section sur appui intermédiaire d'une travée centrale (centre) et pour une section sur le premier appui intermédiaire depuis la culée (rive).

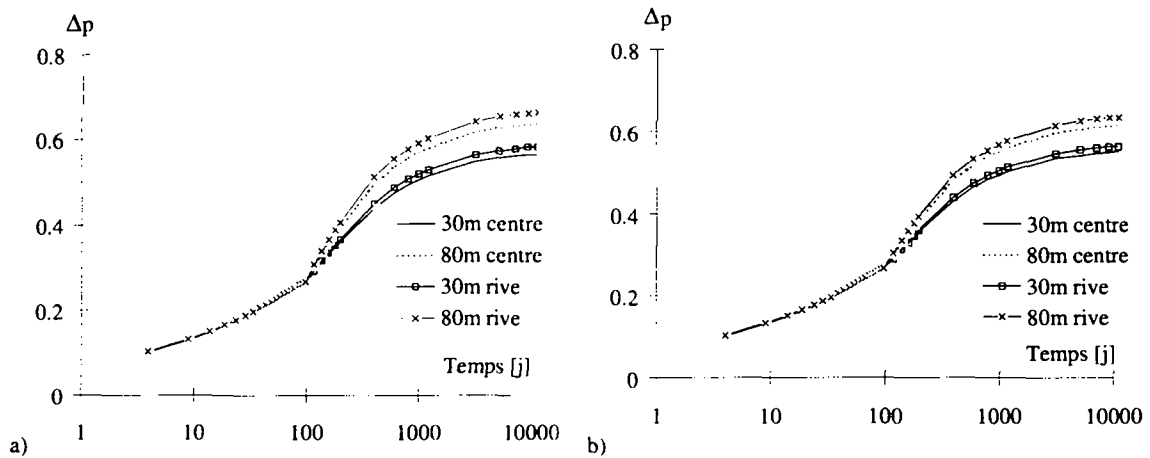


Figure 3.30 : Evolution des pertes au cours du temps, travée de rive-travée intérieure : a) précontrainte rectiligne avec engravures, b) précontrainte sur appui avec engravures

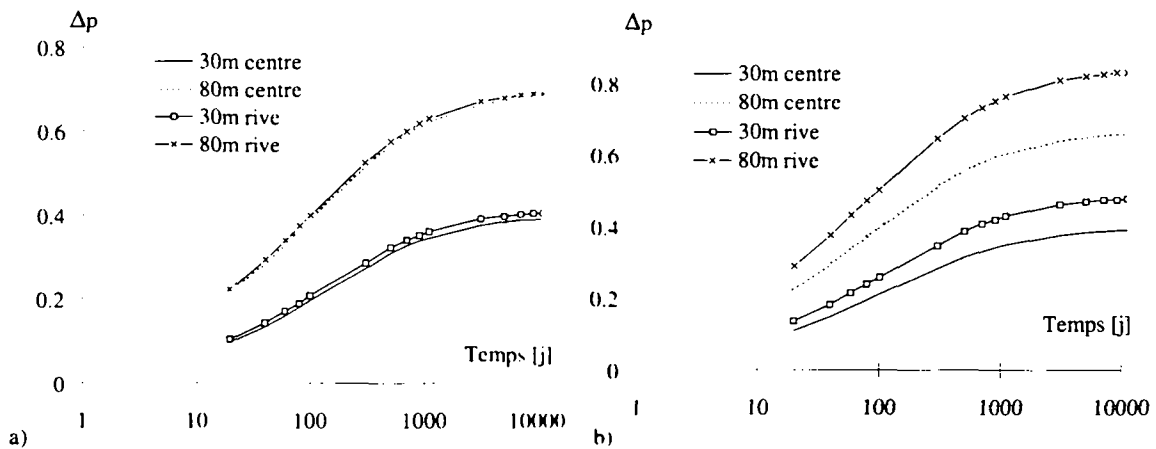


Figure 3.31 : Evolution des pertes au cours du temps, travée de rive-travée intérieure : a) précontrainte extérieure, b) précontrainte rectiligne sans engravures

Les figures 3.30 et 3.31 permettent de montrer que les différences de pertes de précontrainte entre une section sur appui de rive ou sur un appui intermédiaire d'une travée centrale sont négligeables sauf pour une précontrainte rectiligne sans engravures (Fig. 3.31b). Cette différence s'explique par les effets hyperstatiques plus importants dus à l'excentricité de la précontrainte par rapport au centre de gravité de la section mixte. En effet, dans le cas d'une précontrainte avec engravures, l'effet d'excentricité après liaison est dû uniquement au retrait. Par contre, pour la précontrainte rectiligne sans engravure, l'effet d'excentricité est dû au retrait et à la précontrainte. Dans le cas de la précontrainte extérieure, les différences sont minimales, le câble étant ancré près de l'axe neutre de la section.

3.7.7 Tableaux récapitulatifs

Les tableaux ci-dessous donnent, pour chaque système de précontrainte, les pertes de précontrainte finale Δp sur appui intermédiaire d'une travée centrale en fonction des divers paramètres évoqués dans les paragraphes précédents. La valeur t_0 indique la date de la liaison pour les systèmes avec engravures et t_p la date de mise en précontrainte pour les systèmes sans engravures. La contrainte σ_0 représente en valeur absolue la contrainte de compression dans la dalle après la mise en précontrainte.

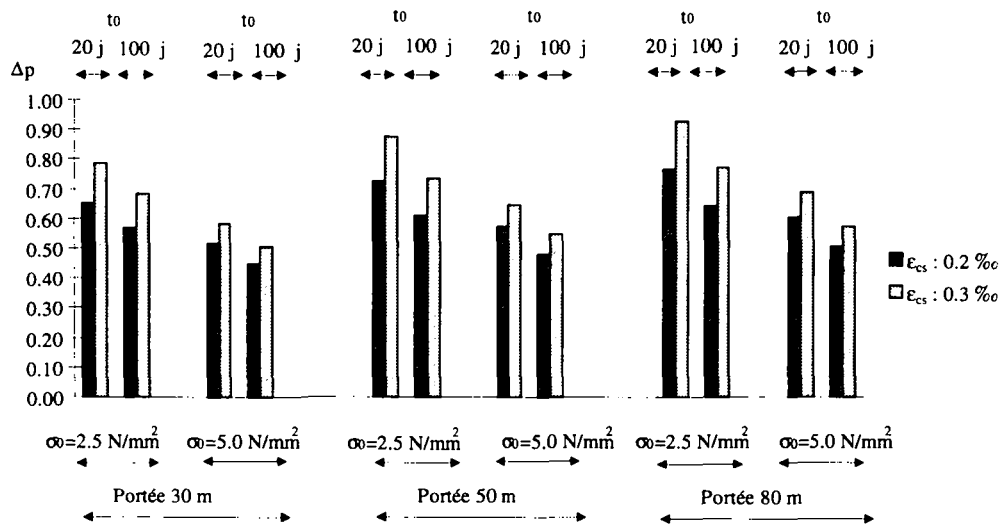


Figure 3.32 : Pertes Δp pour un câblage rectiligne avec engravures

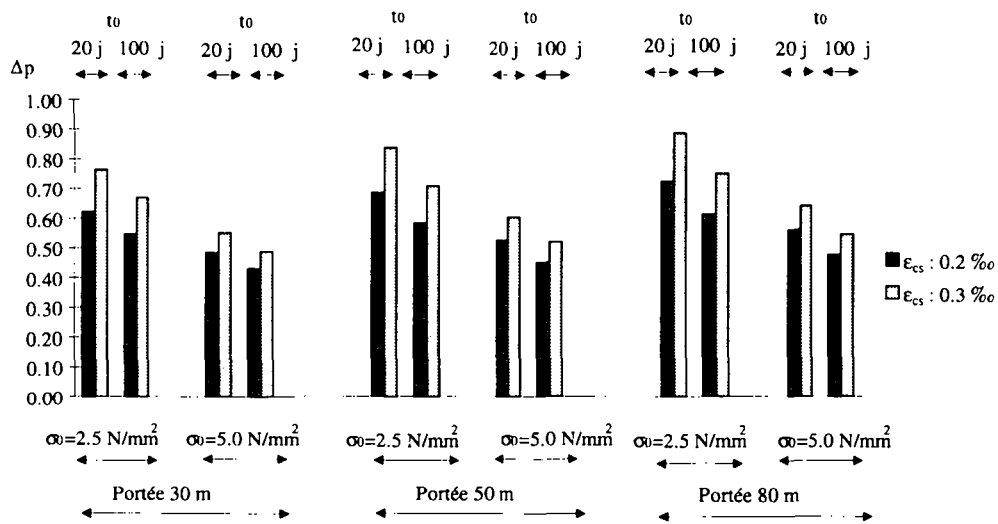


Figure 3.33 : Pertes Δp pour un câblage sur appui avec engravures

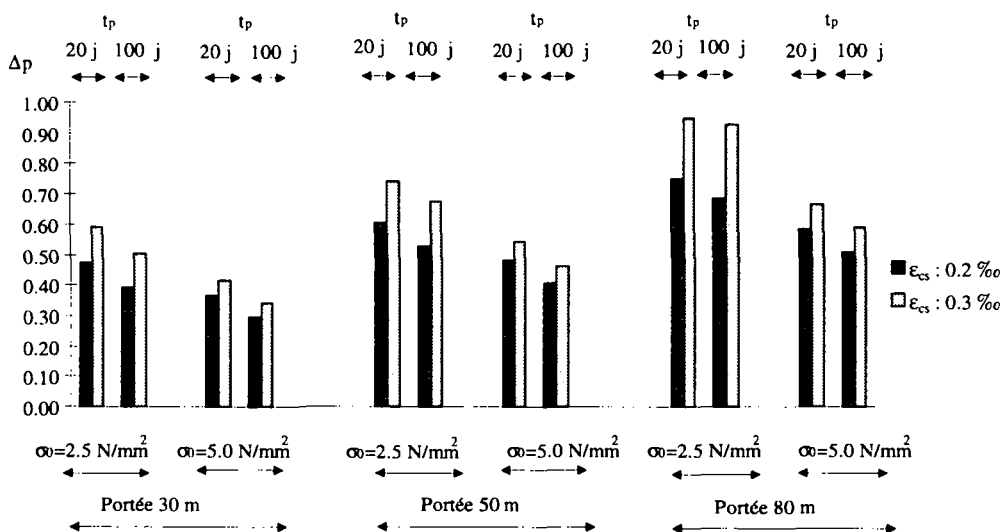


Figure 3.34 : Pertes Δp pour un câblage extérieur

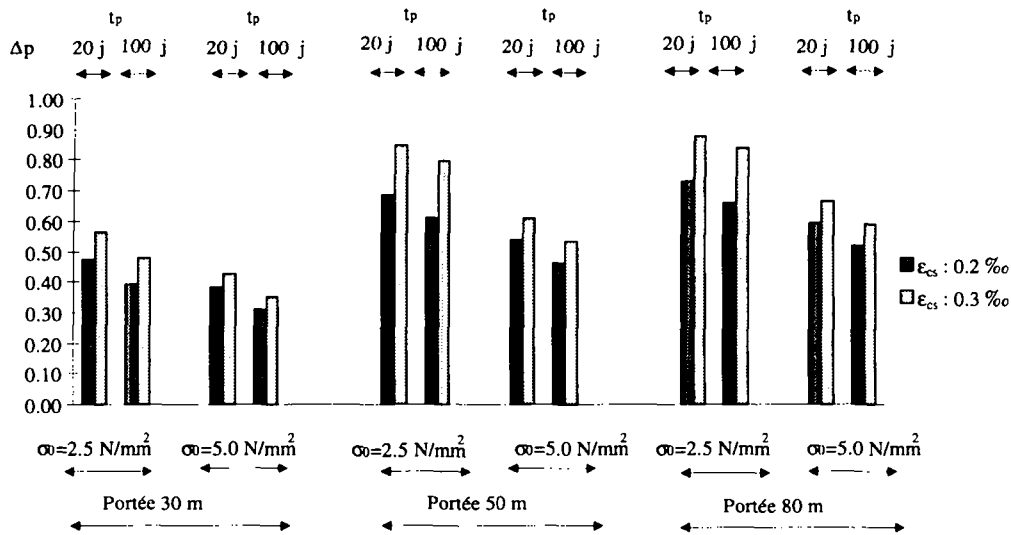


Figure 3.35 : Pertes Δp pour un câblage rectiligne sans engravures

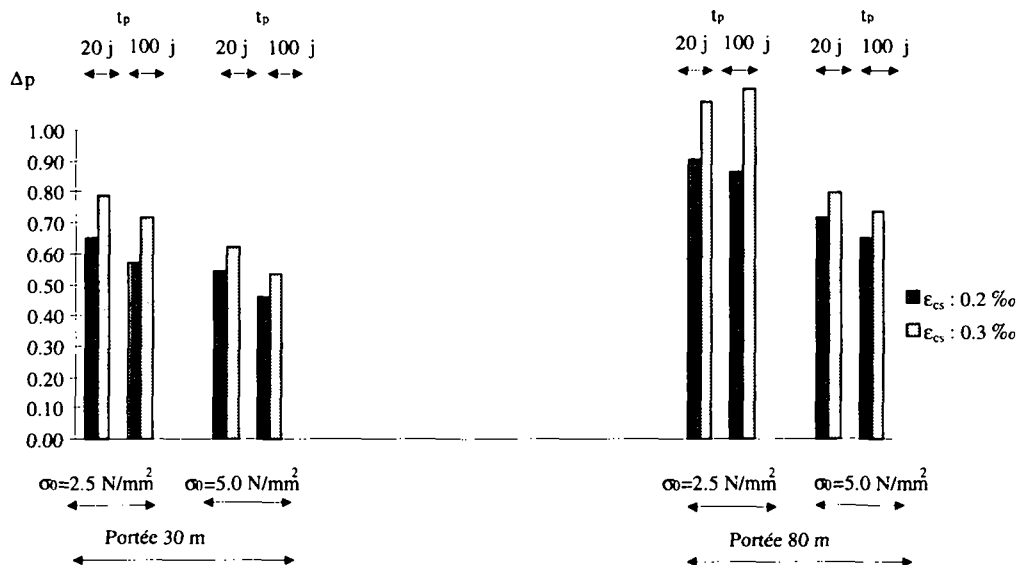


Figure 3.36 : Pertes Δp pour une précontrainte par dénivellation d'appui

Les figures 3.32 à 3.36 confirment les points principaux suivants relevés dans l'analyse paramétrique:

- Dans le cas d'une précontrainte avec engravure (Fig. 3.32 et 3.33), les pertes sont de l'ordre de 0.4 à 0.7 dans la plupart des cas avec une valeur maximale de 0.9 pour une section avec un coefficient de retenue β élevé (portée 80m) et une valeur de retrait de 0.3‰. Les différences de Δp dues aux différentes valeurs admises pour les effets du retrait, de la contrainte initiale et de la date avant liaison sont de 0.10 à 0.15 s'ils sont considérés séparément. La différence entre les portées est peu marquée avec des différences entre les pertes de 0.10-0.15, la portée la plus grande engendrant les plus grandes pertes.
- Dans le cas d'une précontrainte sans engravures (Fig. 3.34 et 3.35) qu'elle soit extérieure ou avec un câblage rectiligne, les pertes sont de 0.3 à 0.7 dans la plupart des cas avec une valeur maximale de 0.90 pour une section avec un coefficient de retenue β élevé (portée 80m) et une valeur de retrait de 0.3‰. La différence est cependant très marquée entre une section de 80 mètres et une section de 30 mètres avec des différences de perte de 0.3 à 0.4.

- Pour une précontrainte avec dénivellation d'appui (Fig. 3.36), les pertes sont plus élevées que pour les autres systèmes (0.5-1.0). Cette différence est essentiellement due aux effets hyperstatiques qui augmentent les pertes sur appui dans un système statique à deux travées.

En considérant les tendances relevées dans les figures 3.32 à 3.36, les constatations générales suivantes peuvent être tirées :

- Plus la valeur du retrait est élevée, plus les pertes augmentent, avec des différences sur la valeur de Δp de 0.05 à 0.2.
- Pour une valeur de précontrainte initiale élevée, la perte Δp diminue, ce résultat étant dû à la définition de la perte qui inclut globalement les effets du retrait et du fluage.

Par système de précontrainte, les conclusions suivantes peuvent être données :

- Précontrainte mise en place dans la dalle avant liaison acier-béton (avec engravures) :
 - plus la liaison acier-béton est précoce, plus les pertes sont élevées (de 0.05 à 0.15) du fait de la retenue de la dalle par la poutre métallique imposée plus rapidement,
 - les pertes de précontraintes augmentent avec la portée (de 0.1 à 0.15) et elles ont des valeurs très proches que ce soit pour un câblage rectiligne ou uniquement sur appui.
- Précontrainte mise en place dans des dalles liées à la poutre métallique dès bétonnage (câblage rectiligne dans la dalle ou câblage extérieur):
 - plus la mise en précontrainte est précoce, plus les pertes sont élevées (de 0.05 à 0.15),
 - les pertes de précontrainte augmentent avec la portée de façon plus significative que pour les cas avec engravures (de 0.2 à 0.3) et elles sont légèrement supérieures pour le cas d'un câblage extérieur.
- Précontrainte par dénivellation d'appui :
 - plus la mise en précontrainte est précoce, plus les pertes sont élevées (de 0.1 à 0.15),
 - les pertes de précontrainte augmentent avec la portée de façon très significative (de 0.3 à 0.5), les effets hyperstatiques pour un système sur deux travées étant particulièrement importants.

3.8 CRITERES DE CHOIX DE LA PRECONTRAINT

3.8.1 Précontrainte par câbles

Les tableaux de résultats présentés sur les figures 3.32 à 3.35 ne permettent pas de dégager clairement des choix de précontrainte en fonction du type de section. Afin de poser une base de réflexion, les figures 3.37 à 3.39 ont été établies pour les systèmes suivants :

- pour les quatre systèmes de précontrainte, une valeur de retrait de 0.2‰ et une contrainte initiale de 2.5 N/mm²,
- pour les systèmes avec engravure, une mise en précontrainte à 7 jours et une durée avant liaison de 100 jours,
- pour les systèmes sans engravure, une durée avant mise en précontrainte de 100 jours.

Les figures 3.37 à 3.39 présentent les pertes Δp au cours du temps en fonction du système de précontrainte et par portée.

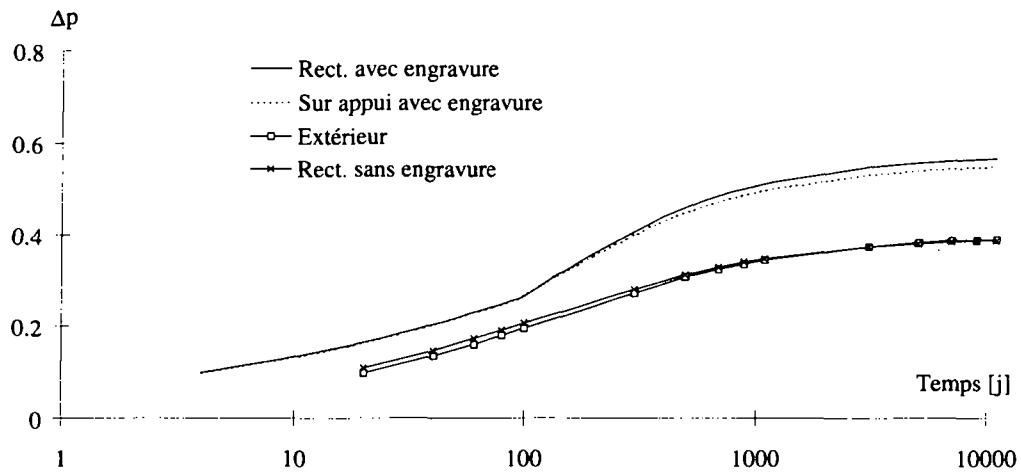


Figure 3.37 : Pertes au cours du temps, portée de 30 mètres

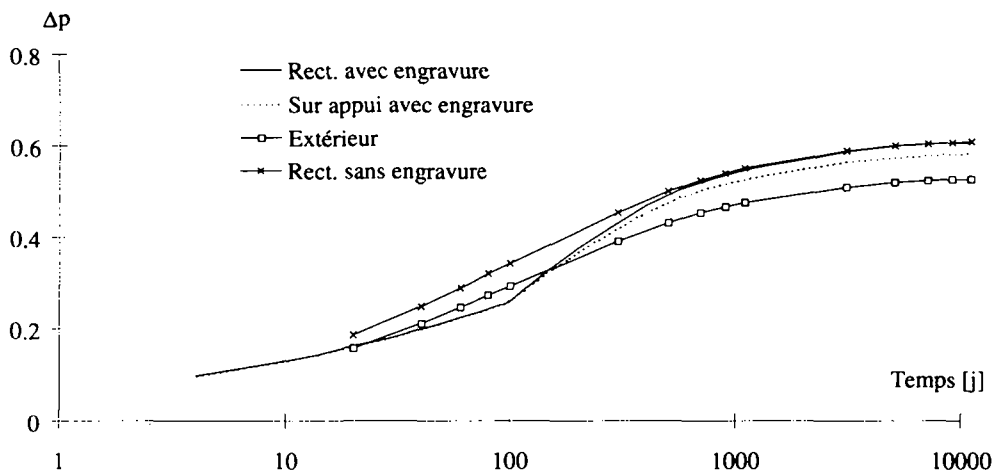


Figure 3.38 : Pertes au cours du temps, portée de 50 mètres

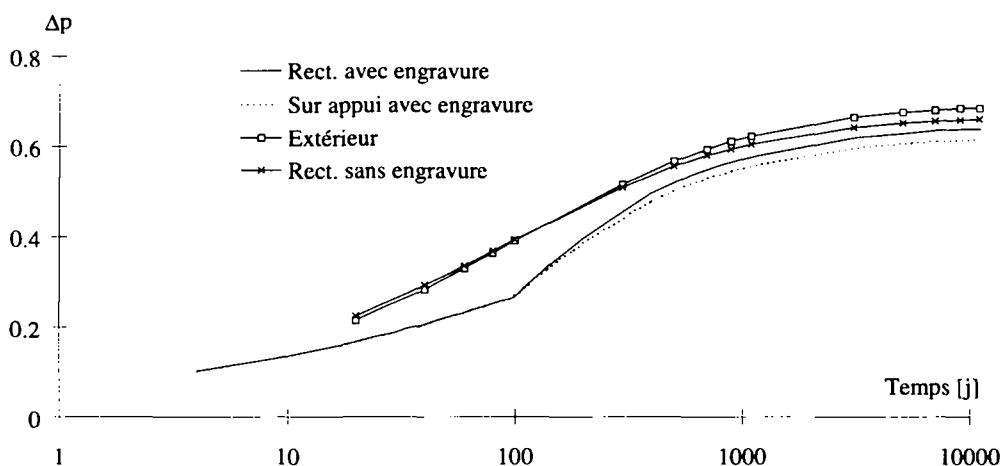


Figure 3.39 : Pertes au cours du temps, portée de 80 mètres

Les commentaires suivants peuvent être tirés des figures 3.37 à 3.39 :

- Pour une portée de 30 mètres (Fig. 3.37), une mise en précontrainte sans engravure, qu'elle soit rectiligne ou extérieure permet de diminuer les pertes de précontrainte et apparaît

comme une solution avantageuse. En effet, la section relativement faible des poutres métalliques permet d'éviter des pertes importantes et limite le surplus de câbles nécessaires pour précontraindre la poutre et la dalle.

- Pour une portée de 50 mètres (Fig. 3.38), la situation est plus nuancée, un système sans engravures n'engendrant pas moins de perte que des systèmes avec engravures.
- Pour une portée de 80 mètres (Fig. 3.39), la situation est inversée par rapport à une portée de 30 mètres. Etant donné la section massive des poutres, il apparaît clairement qu'un câblage avec engravures est plus avantageux d'une part pour éviter des pertes trop grandes et d'autre part pour éviter de devoir trop augmenter la force de précontrainte nécessaire.

Afin de nuancer les critères obtenus ci-dessus à partir des pertes uniquement, la figure 3.40 montre l'évolution des contraintes dans une dalle pour un système de précontrainte rectiligne avec et sans engravures. Le système avec engravures est représenté avec une liaison à 20 et 100 jours.

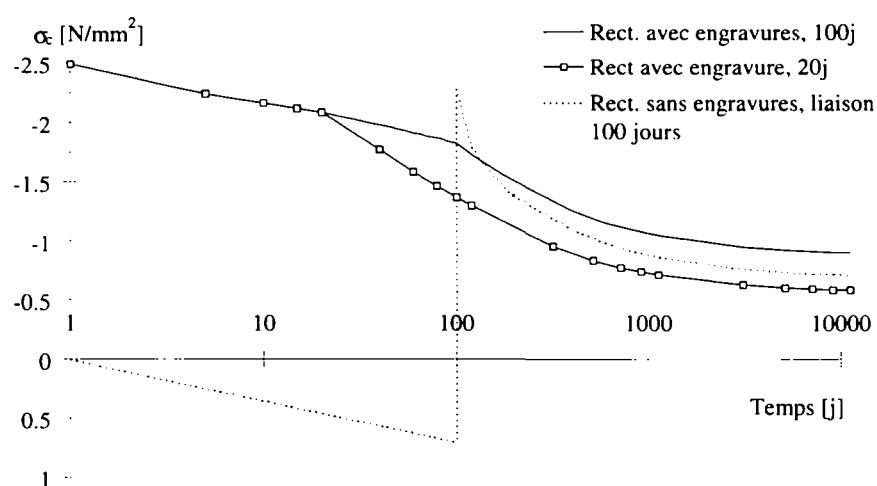


Figure 3.40 : Evolution des contraintes dans la dalle sur appui pour deux systèmes de précontrainte

La figure 3.40 montre que, entre les deux systèmes de précontrainte, le choix change en fonction de la date avant liaison. Pour une liaison faite après 20 jours et en ne tenant compte que des pertes comme critère de choix, une précontrainte sans engravure est favorable. Par contre, si la durée avant liaison est de 100 jours, la situation s'inverse et une précontrainte avec engravure devient plus favorable pour minimiser les pertes.

Pour compléter l'analyse des résultats il faut encore tenir compte de la quantité de câbles nécessaires par système de précontrainte. La figure 3.41 donne la quantité de précontrainte nécessaire pour chaque type de portée et système de précontrainte pour obtenir la contrainte de compression σ_0 désirée dans la dalle. Les valeurs sont données pour les câbles sur appui. A titre indicatif, les valeurs pour une précontrainte rectiligne avec engravure et une précontrainte sur appui avec engravures sont strictement identiques, les valeurs étant données sur appui.

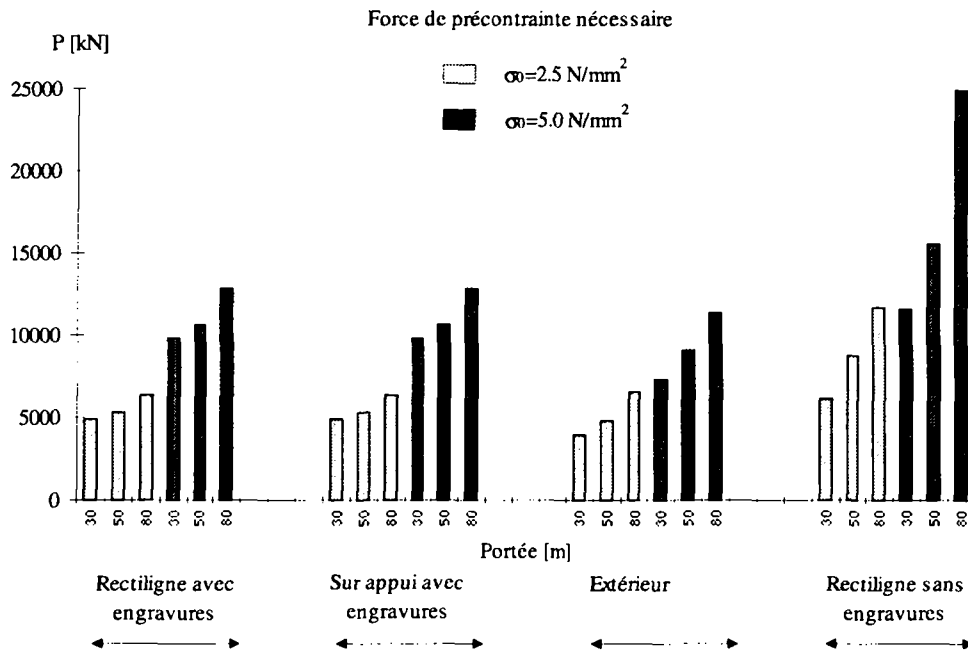


Figure 3.41 : Quantité de précontrainte nécessaire par système de précontrainte

La figure 3.41 confirme les points suivants :

- Une précontrainte extérieure ne nécessite pas une quantité de câbles plus importante qu'une précontrainte disposée dans une dalle avec des engravures, les effets positifs des forces de déviation contrebalançant la nécessité de précontraindre la section mixte. Cependant, les détails constructifs nécessaires sont plus onéreux.
- Une précontrainte rectiligne dans une dalle sans engravures exige une forte augmentation du nombre de câbles par rapport à une dalle avec engravure pour des sections avec β élevé (portée de 80 mètres). Pour des portées inférieures (30 et 50 mètres) la différence est moins marquée.

En tenant compte des câbles nécessaires et de la complexité du système de précontrainte, les recommandations du choix de système de précontrainte sont résumées dans le tableau 3.42. Ce tableau indique, en fonction de l'étude paramétrique effectuée sur les pertes, quels systèmes de précontraintes sont à utiliser pour tenter de les diminuer tout en limitant la quantité de câbles nécessaires. Les remarques données ci-dessus en fonction de la portée peuvent être énoncées en fonction du coefficient de retenue β , la relation entre la portée et β étant déjà montrée dans le chapitre 2 de cette étude.

D'autres critères tels que le coût de la main d'œuvre, les conditions particulières de chantier et le prix des matériaux entrent en ligne de compte dans un tel choix. Ces autres critères particuliers ne peuvent être intégrés dans ce travail qui se concentre sur les possibilités de limiter les pertes dans le temps.

La précontrainte disposée sur appui intermédiaire est à éviter dans tous les cas, les observations faites sur des ponts montrent en effet que cette précontrainte engendre une forte fissuration derrière les zones d'ancrage des câbles. Les résultats obtenus permettent néanmoins d'évaluer l'état de contrainte dans le cas d'évaluation d'ouvrages existants réalisés à l'aide de ce procédé.

Tableau 3.42 : Critères de choix de la précontrainte

Système de précontrainte	$\beta = 0.04$ (30m)	$\beta = 0.08$ (50m)	$\beta = 0.11$ (80m)
Rectiligne avec engravures	A éviter	Envisageable	Recommandable
Extérieure sans engravure	Onéreux	Envisageable	Envisageable
Rectiligne sans engravure	Recommandable	Envisageable	Onéreux

Le tableau 3.42 propose donc une précontrainte sans engravure pour une section légère ($\beta = 0.04$) et une précontrainte avec engravure pour une section métallique importante ($\beta = 0.11$). Cette façon de procéder permet de limiter la complexité de réalisation des ouvrages de dimensions relativement modeste et de concentrer les efforts pour les ouvrages en général complexes et nécessitant de toute façon des études particulières. L'étude effectuée ne permet pas de dégager une tendance claire pour les cas intermédiaires, d'autres critères que les pertes de précontrainte et le nombre de câbles entrant en ligne de compte pour ce type de ponts.

Si le tableau 3.42 montre les orientations à suivre pour le choix du système de précontrainte, la date de mise en précontrainte dépend de l'objectif visé. Les résultats du chapitre 2 montrent que des contraintes de traction importantes sont présentes dès la fin de la prise du béton. Dans cette hypothèse, il est donc favorable de mettre en précontrainte rapidement les dalles des ponts directement liées à la poutre métallique (à trois jours par exemple) afin de limiter au maximum cette fissuration au jeune âge et d'assurer dès le départ un état de contrainte favorable dans la dalle.

Naturellement, les pertes de précontrainte à attendre dans ce cas sont plus élevées, le fluage et le retrait étant plus importants en particulier pour des sections avec β élevé. La figure 3.43 illustre ce problème en montrant, pour une section légère ($\beta=0.04$) et une section avec poutre métallique importante ($\beta=0.11$), l'évolution de la contrainte σ_c dans la dalle de béton pour une mise en place d'une précontrainte rectiligne dans la dalle à 3 jours ou à 100 jours. Une valeur finale de retrait a été fixée à 0.3‰ pour une mise en précontrainte à 3 jours pour tenir compte de façon simplifiée des phénomènes au jeune âge et à 0.2‰ pour une précontrainte à 100 jours. La même force de précontrainte a été introduite pour la mise en précontrainte à 3 et à 100 jours.

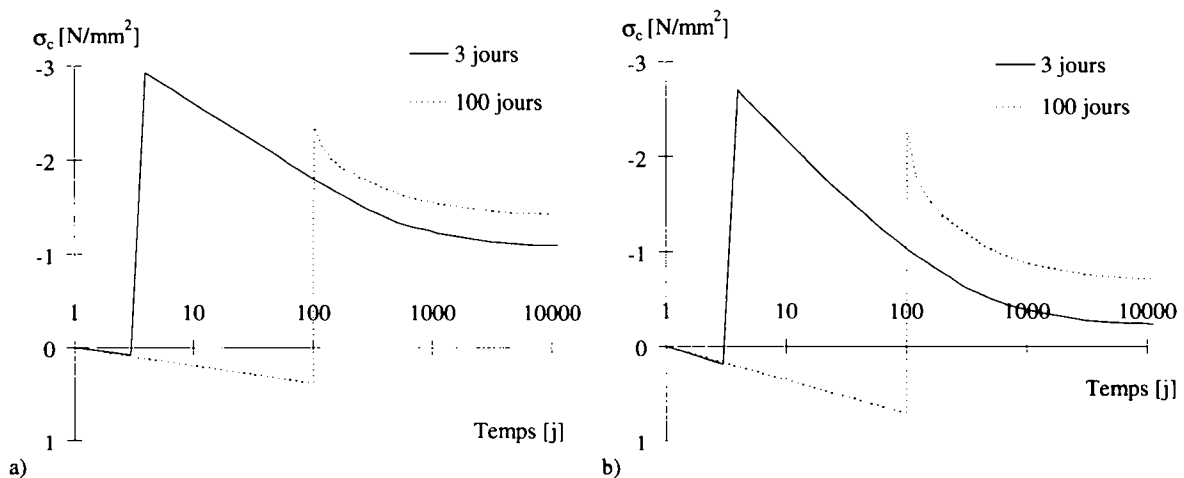


Figure 3.43 : Evolution des contraintes dans le temps pour une section a) $\beta = 0.04$ et b) $\beta = 0.11$

Pour les deux sections, la contrainte initiale est plus élevée pour une précontrainte à 3 jours, l'effet du retrait de dessiccation engendrant des contraintes plus faibles à 3 jours qu'à 100 jours. Pour une section avec β faible (Fig. 3.43 a), la différence entre les contraintes finales est de l'ordre de 0.3 N/mm^2 , ce qui reste modeste par rapport aux avantages liés à une mise en précontrainte rapide. Dans le cas de la section de la figure 3.43b, les pertes sont plus importantes pour une précontrainte à 3 jours, pour laquelle la contrainte finale est pratiquement nulle. Cependant, en regard du comportement à long terme de la dalle de béton et de la limitation de la fissuration, il peut être plus important de limiter les contraintes au jeune âge dans la dalle plutôt que de minimiser les pertes de précontrainte. En effet, le gain de 0.5 N/mm^2 de précontrainte dans la dalle à long terme obtenu en attendant 100 jours avant la mise en précontrainte n'est qu'illusoire en terme de durabilité si, durant ce laps de temps, la dalle est fortement fissurée.

3.8.2 Précontrainte par dénivellation d'appui

Les résultats obtenus pour les pertes montrent qu'une précontrainte par dénivellation d'appui est surtout intéressante pour des ponts de portée moyenne (30-50 mètres). Au delà, les pertes sont telles que la précontrainte disparaît à long terme et n'offre donc pas d'intérêt.

Il faut également noter que les valeurs élevées des pertes obtenues sont dues aux effets hyperstatiques importants pour un système statique à deux travées. Pour effectuer la comparaison entre un système à câble et un système par dénivellation d'appui, il faut donc se référer aux résultats donnés dans les figures 3.30 et 3.31 pour une section sur le premier appui intermédiaire. Pour les systèmes par câbles avec engravures, la valeur des pertes sur le premier appui intermédiaire est proche des valeurs obtenues pour un système rectiligne sans engravure. De façon simplifiée, les résultats d'un système par dénivellation d'appui sont donc semblables aux résultats obtenus pour un câblage rectiligne sans engravure pour le même système statique.

En définitive, pour des ponts à deux travées ou éventuellement trois, une précontrainte par dénivellation d'appui est une possibilité intéressante pour des portées entre 30 et 50 mètres. Pour des portées plus importantes, les pertes sont très élevées et rendent le système inefficace. Dans le cas d'un nombre de travées supérieur à trois, l'exécution est rendue complexe et nécessite un contrôle extrêmement minutieux pour s'assurer de la précontrainte réellement introduite dans l'ouvrage.

3.9 APPROCHE SIMPLIFIÉE DU CALCUL DES PERTES

Si le tableau 3.42 montre clairement l'orientation à suivre pour choisir une précontrainte, il faut noter que l'étude effectuée ne permet pas d'obtenir une approche générale du calcul des pertes de précontrainte dans une section de ponts mixtes. Les résultats de calcul des pertes sont limités aux systèmes de précontrainte étudiés et aux variations des paramètres pris en compte. Il est donc intéressant d'effectuer une approche générale du calcul des pertes de précontrainte dans des sections mixtes de pont basée sur un modèle simplifié.

La figure 3.44 montre une section mixte soumise à un moment M_0 et à un effort N_0 provoquant une courbure ψ_0 et une déformation spécifique ϵ_0 au temps t_0 . Cette situation permet de représenter les cas les plus divers de précontrainte. En effet, pour une précontrainte avec engravure la courbure ψ_0 est nulle dans la dalle et dans la poutre au temps t_0 et pour une précontrainte sans engravure la valeur de ψ_0 est connue, que ce soit pour une précontrainte extérieure, rectiligne sans engravure ou même par dénivellation d'appui.

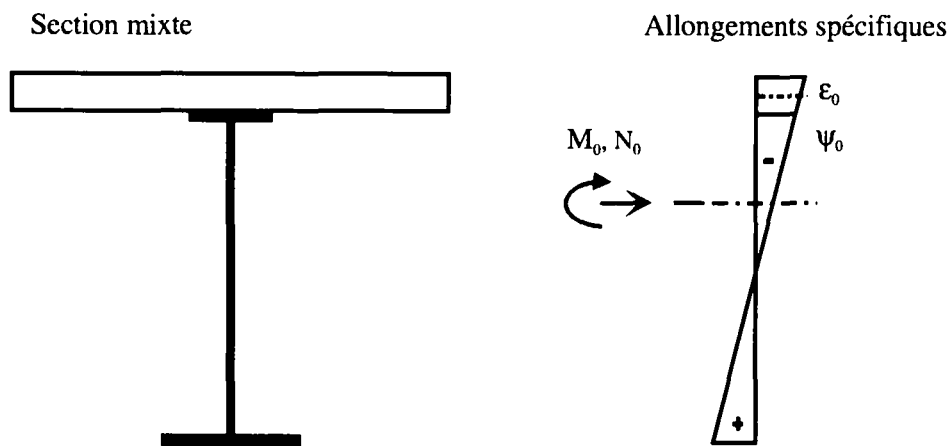


Figure 3.44 : Section mixte et conditions initiales

En se référant à la méthode de calcul des effets différés décrites dans les travaux de l'IBAP (EPFL) [3.12], [3.13], [3.14], il est possible d'écrire les relations suivantes en utilisant les notations de la référence [3.12] :

Déformation spécifique libre ε_L au centre de gravité de la section de béton :

$$\varepsilon_L = \varphi \cdot \varepsilon_0 + \varepsilon_{cs} \quad (3.1)$$

Courbure correspondante ψ_L de la dalle de béton :

$$\psi_L = \varphi \cdot \psi_0 \quad (3.2)$$

- ε_L : déformation libre de la dalle de béton
- φ : coefficient de fluage
- ε_0 : déformation initiale au centre de gravité de la dalle
- ε_{cs} : déformation spécifique due au retrait
- ψ_L : courbure libre de la dalle de béton
- ψ_0 : courbure initiale de la dalle de béton

Pour annuler les déformations libres, il faut introduire le moment $-M_c^*$ et l'effort normal $-N_c^*$ agissant au centre de gravité de la dalle. Il faut les rapporter au module d'élasticité du béton E_c^* tenant compte des effets du fluage. On obtient alors :

$$N_c^* = E_c^* \cdot A_c \cdot \varepsilon_L \quad (3.3)$$

$$M_c^* = E_c^* \cdot I_c \cdot \psi_L \quad (3.4)$$

Le module d'élasticité peut être ajusté en utilisant :

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (3.5)$$

- N_c^* : effort normal au centre de gravité de la dalle
- E_c^* : module d'élasticité du béton ajusté
- A_c : surface de la dalle
- M_c^* : moment au centre de gravité de la dalle
- I_c : inertie de la dalle
- E_{c0} : module d'élasticité du béton à t_0
- χ : coefficient de vieillissement

Pour rétablir la compatibilité dans la section mixte, il faut faire agir les efforts M_c^* et N_c^* sur la section mixte et on obtient alors les efforts intérieurs N^* et M^* agissant sur la section mixte:

$$N^* = N_c^* \quad (3.6)$$

$$M^* = M_c^* + N_c^* \cdot z^* \quad (3.7)$$

z^* : Distance entre le centre de gravité de la section mixte et de la dalle

En se plaçant au centre de gravité de la section mixte et en appliquant les efforts M^* et N^* on obtient :

$$\Delta \varepsilon_{R^*} = \frac{N^*}{E_{ref}^* \cdot A^*} \quad (3.8)$$

$$\Delta \psi = \frac{M^*}{E_{ref}^* \cdot I^*} \quad (3.9)$$

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_{R^*} + \Delta \psi \cdot z^* \quad (3.10)$$

$$\Delta \sigma = E_c^* \cdot (\Delta \varepsilon - \varepsilon_L) \quad (3.11)$$

Les valeurs finales sont données par

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \Delta \varepsilon \quad \psi = \psi_0 + \Delta \psi \quad \sigma = \sigma_0 + \Delta \sigma \quad (3.12)$$

avec :

- ε : déformations spécifiques au temps t
- ψ : courbure au temps t
- σ : contraintes au temps t
- E_c^* : module d'élasticité ajusté du béton,
- E_{ref}^* : module d'élasticité de référence pour le calcul de la section mixte au temps t
- A^* : surface de la section mixte calculée avec E_{ref}^* au temps t
- I^* : inertie de la section mixte calculé avec E_{ref}^* au temps t

Le moment M^* dans l'équation (3.7) crée un diagramme des moments sur la poutre mixte qui a l'allure représentée dans la figure 3.45 pour une poutre mixte continue.



Figure 3.45 : Diagramme des moments résultants de M^*

Dans le cas d'une travée intermédiaire, le moment résultant est proche de zéro et peut donc être négligé. Dans ce cas, les équations suivantes peuvent être écrites en faisant l'hypothèse que M^* est nul.

Soit :

Déformation spécifique initiale:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_{c0}} \quad (3.13)$$

ε_0 : déformation spécifique initiale au centre de gravité de la dalle
 σ_0 : contrainte initiale au centre de gravité de la dalle
 E_0 : module d'élasticité du béton au temps t_0

Déformation libre :

$$\varepsilon_L = \frac{\varphi \cdot \sigma_0}{E_0} + \varepsilon_{cs} \quad (3.14)$$

Module d'élasticité ajusté du béton

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (3.15)$$

Effort normal N_c^* :

$$N_c^* = \frac{\left(\frac{\varphi \cdot \sigma_0}{E_{c0}} + \varepsilon_{cs} \right)}{1 + \chi \cdot \varphi} \cdot E_{c0} \cdot A_c \quad (3.16)$$

En introduisant la définition de β et le module d'élasticité de l'acier E_a :

$$\beta = \frac{A_a}{A_c} \quad (3.17)$$

Aire de la section mixte ajustée :

$$A^* = A_c \cdot \beta + \frac{E_{c0} \cdot A_c}{(1 + \chi \cdot \varphi) \cdot E_a} \quad (3.18)$$

Contrainte dans la dalle due à N_c^* :

$$\sigma_1 = \frac{N_c^*}{A_c} = \frac{\left(\frac{\varphi \cdot \sigma_0}{E_{c0}} + \varepsilon_{cs} \right) \cdot E_{c0}}{1 + \chi \cdot \varphi} \quad (3.19)$$

Contrainte dans la dalle due à N^* :

$$\sigma_2 = \frac{N^*}{A^*} = \frac{\left(\frac{\varphi \cdot \sigma_0}{E_{c0}} + \varepsilon_{cs} \right) \cdot E_{c0}^2 \cdot A_c}{(1 + \chi \cdot \varphi)^2 \cdot \left(A_c \cdot \beta + \frac{E_{c0} \cdot A_c}{(1 + \chi \cdot \varphi) \cdot E_a} \right) \cdot E_a} \quad (3.20)$$

Contrainte finale σ :

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_0 + \Delta\sigma = \sigma_0 - (\sigma_1 - \sigma_2) \\ &= \frac{-\sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi - \sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a + \sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a \cdot \varphi - \sigma_0 \cdot E_{c0} + \varepsilon_{cs} \cdot \beta \cdot E_{c0} \cdot E_a}{\beta \cdot E_a + \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi + E_{c0}} \end{aligned} \quad (3.21)$$

En utilisant la définition de la perte Δp donnée à la figure 3.16 on obtient :

$$\Delta p = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_0} = \frac{\beta \cdot E_a \cdot (\varphi \cdot \sigma_0 + \varepsilon_{cs} \cdot E_{c0})}{(\beta \cdot E_a + \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi + E_{c0}) \cdot \sigma_0} \quad (3.22)$$

avec :

- β : coefficient de retenue
- E_a : module d'élasticité de l'acier
- φ : coefficient de fluage
- σ_0 : contrainte de compression dans la dalle
- ε_{cs} : déformation spécifique due au retrait
- E_{c0} : module d'élasticité instantané du béton lors de la mise en charge
- χ : coefficient de vieillissement

Les paramètres de l'équation (3.22) concernant le comportement à long terme du béton sont à déterminer sur la base des valeurs données par le CEB-FIP 90 ou la norme suisse SIA 162. Pour la valeur finale du retrait, des mesures effectuées par l'ICOM [3.6], [3.7], [3.15] montrent que la valeur donnée par les normes est légèrement supérieure aux mesures in-situ. Selon la référence [3.10], les valeurs finales de retrait sont proches de 0.20‰ pour les environnements concernés par les mesures in-situ et les éprouvettes utilisées.

Afin de situer les valeurs obtenues à l'aide de l'équation (3.22) par rapport aux résultats des simulations numériques, une comparaison a été effectuée avec les hypothèses de calcul suivantes pour l'équation simplifiée :

- la valeur finale de retrait ε_{cs} a été définie sur la base des courbes de retrait introduites dans les simulations numériques,
- dans le cas d'une précontrainte sans engravure, les coefficients de fluage et de vieillissement ont été établis selon l'âge de mise en charge,
- dans le cas d'une précontrainte avec engravure, les coefficients de fluage et de vieillissement ont été établis selon l'âge de mise en charge et en tenant compte de la réduction due à la phase avant liaison.

Les résultats des calculs sont donnés dans les figures 3.46 (précontrainte rectiligne avec engravure) et 3.47 (précontrainte rectiligne sans engravure). La valeur t_0 indique la date de la liaison pour les systèmes avec engravures et t_p la date de mise en précontrainte pour les systèmes sans engravure.

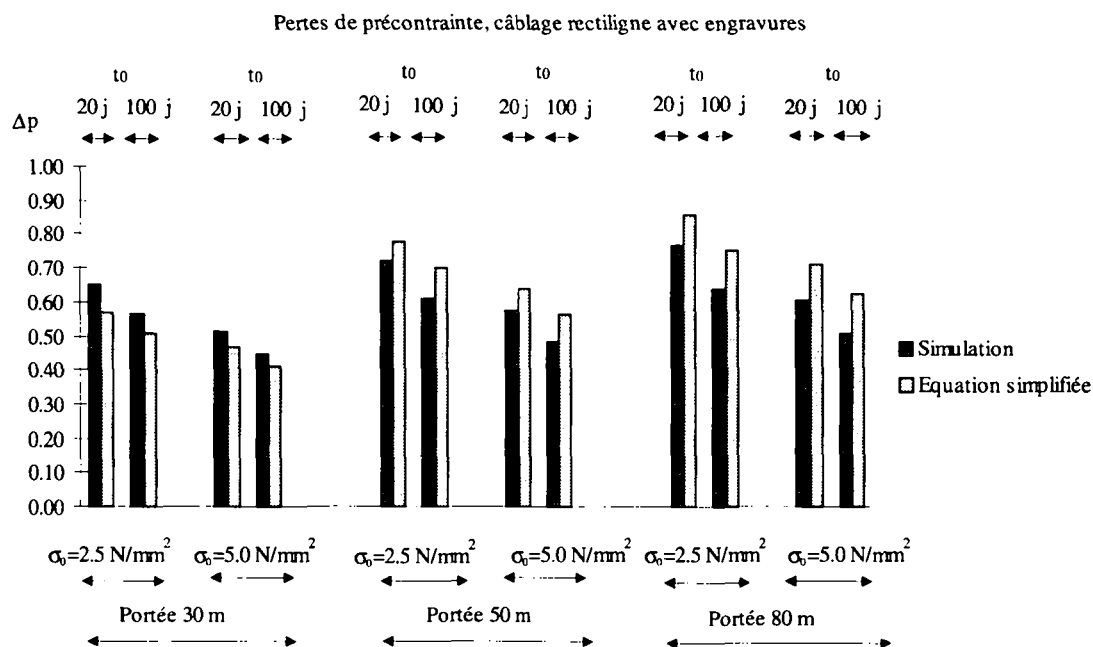


Figure 3.46 : Comparaison équation simplifiée - simulations numériques pour une précontrainte avec engravures

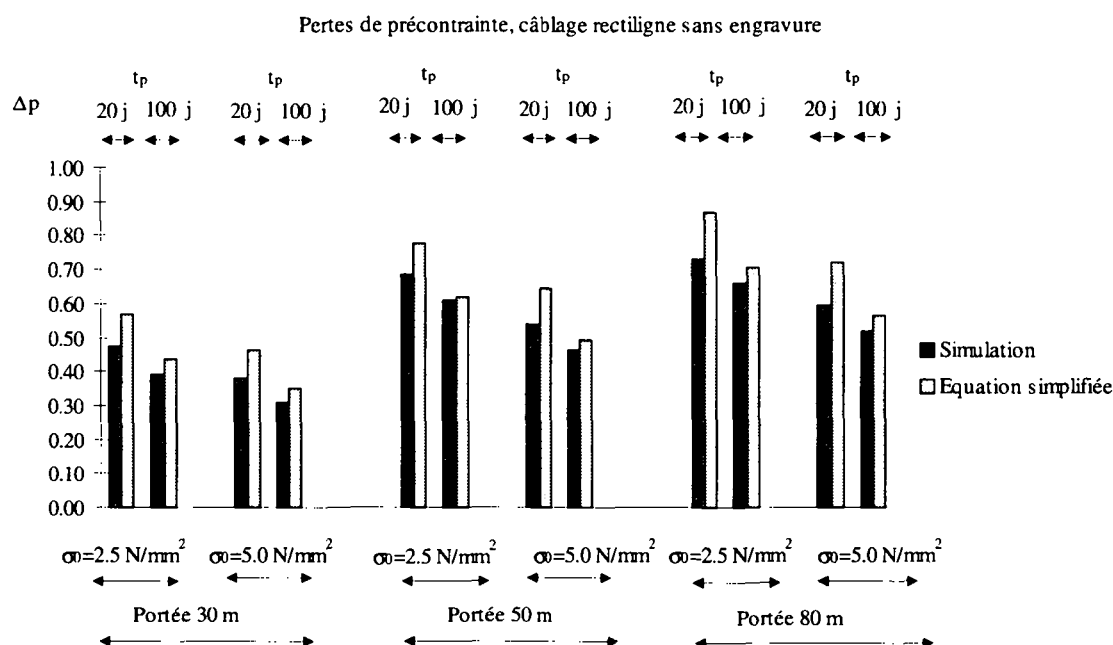


Figure 3.47 : Comparaison équation simplifiée - simulations numériques pour une précontrainte sans engravure

Les figures 3.46 et 3.47 appellent les commentaires suivants :

- Pour une précontrainte avec engravures, l'équation simplifiée sous-estime les pertes pour des valeurs de β de l'ordre de 0.04, alors qu'elle les surestime pour des valeurs supérieures. Cependant les différences restent dans une marge de l'ordre de 10 à 15% et l'équation simplifiée représente bien les divers changements dans les valeurs des paramètres (contrainte initiale, date de précontrainte, valeur de β).
- Pour une précontrainte sans engravure, l'équation simplifiée donne toujours des valeurs supérieures pour les pertes, sans toutefois dépasser 10-15%. Les moins bons résultats sont obtenus pour des contraintes initiales faibles (2.5 N/mm^2) et des mises en précontrainte à 20 jours, soit dans les conditions où les pertes sont les plus variables et les coefficients de comportement du béton ont le plus d'influence. Néanmoins, l'équation simplifiée représente bien les divers changements dans les valeurs des paramètres, comme dans le cas d'une précontrainte sans engravures.

De façon générale, il ressort de la comparaison des résultats de l'équation simplifiée et des résultats des calculs numériques que les différences sont modestes en regard des incertitudes sur le comportement des matériaux (coefficient de vieillissement, de fluage, valeur finale du retrait). Par conséquent, l'équation simplifiée (3.22) permet de façon simple d'estimer les pertes de précontrainte dans une section et d'éviter de devoir passer, au stade du projet, par une approche numérique trop complexe.

3.10 CONCLUSIONS

Ce chapitre a permis d'analyser les divers systèmes de précontrainte par câble et par dénivellation d'appui dans le cas des ponts mixtes. Le modèle numérique DIANA du TNO (Delft) a été présenté et les lois de comportement du béton (fluage et retrait) ont été introduites conformément aux lois du CEB-FIP 90 et de la norme suisse SIA 162 pour estimer l'évolution des contraintes dans une dalle de roulement de pont mixte mise en précontrainte.

Les résultats de mesures à long terme effectuées sur un ouvrage mixte précontraint extérieurement ont été confrontés au modèle numérique DIANA. Les résultats des simulations numériques sont proches du comportement observé in-situ et permettent donc d'évaluer qualitativement et quantitativement l'évolution des contraintes dans la dalle de béton.

Une étude paramétrique a été effectuée sur différents systèmes de précontrainte et les valeurs des compressions initiales, des déformations spécifiques dues au retrait, des dates de liaison et de mises en compression ont été variées. Pour des précontraintes par câbles, l'étude s'est concentrée sur un système de poutres continues. Pour une précontrainte par dénivellation d'appui, le système statique était une poutre sur deux travées. Pour l'étude paramétrique, trois ponts types de portée 30, 50 et 80 mètres ont été déterminés à l'aide de la base de données de l'ICOM. Les pertes de précontraintes ont été définies comme la différence entre les contraintes finales et initiales divisée par la contrainte initiale dans la dalle. La contrainte initiale de compression est celle obtenue après mise en précontrainte.

Les principaux résultats de l'étude paramétrique sont les suivants par système de précontrainte :

- Dans le cas d'une précontrainte dont la liaison acier-béton est retardée, les pertes sont de l'ordre de 0.4 à 0.7 dans la plupart des cas avec une valeur maximale de 0.9 pour une section avec un coefficient de retenue β élevé (portée 80m) et une valeur de retrait de 0.3‰. Les différences de perte dues aux différentes valeurs admises pour les effets du retrait, de la contrainte initiale et de la date avant liaison sont de 0.10 à 0.15 si elles sont considérées séparément. Plus la liaison acier-béton est précoce, plus les pertes sont élevées

(de 0.05 à 0.15) du fait de la retenue de la dalle par la poutre métallique imposée plus rapidement. La différence entre les portées est peu marquée avec des différences entre les pertes de 0.10-0.15, la portée la plus grande engendrant les plus grandes pertes.

- Dans le cas d'une précontrainte après liaison acier-béton (câblage rectiligne dans la dalle ou câblage extérieur), les pertes sont de 0.3 à 0.7 dans la plupart des cas avec une valeur maximale de 0.90 pour une section avec un coefficient de retenue β élevé (portée 80m) et une valeur de retrait de 0.3‰. La différence est cependant très marquée entre une section de 80 mètres et une section de 30 mètres avec des différences de perte de 0.3 à 0.4, la portée la plus grande engendrant les plus grandes pertes. Plus la mise en précontrainte est précoce, plus les pertes sont élevées (de 0.05 à 0.15).
- Pour une précontrainte avec dénivellation d'appui, les pertes sont plus élevées que pour les autres systèmes (0.5-1.0). Cette différence est essentiellement due aux effets hyperstatiques qui augmentent les pertes sur appui dans un système statique à deux travées. Plus la mise en précontrainte est précoce, plus les pertes sont élevées (de 0.1 à 0.15).

Une considération globale des résultats de l'étude paramétrique a permis de relever les points suivants :

- Les pertes de précontrainte Δp dans les ponts mixtes se situent entre 30 et 100% de la valeur initiale des contraintes dans la dalle après la mise en précontrainte. La valeur de la déformation spécifique du retrait augmente les pertes Δp de 10 à 30% en valeur absolue selon le système de précontrainte et pour une valeur de retrait passant de 0.2 à 0.3‰. Les systèmes de précontrainte les plus sensibles à la valeur de retrait sont ceux dont la liaison acier-béton n'est pas retardée.
- Les pertes de précontraintes sont liées au type de section mixte. Les sections dont le coefficient de retenue β est élevé conduisent à une perte élevée de précontrainte, en particulier pour les cas où la dalle est directement liée à la poutre métallique.
- Les pertes de précontrainte pour une précontrainte par dénivellation d'appui sont plus élevées que pour une précontrainte par câble, étant donné l'influence plus importante des effets hyperstatiques sur un système à deux travées.
- Une synthèse des résultats sous forme de tableaux permet de connaître les pertes en fonction du système de précontrainte, du type de pont, de la valeur de la contrainte initiale dans la dalle et des hypothèses sur la prise en compte des effets différés du béton.

Sur la base de l'étude paramétrique, des réflexions ont été menées sur les critères de choix à utiliser en fonction du type de pont en ayant pour objectif la limitation des pertes de précontrainte Δp . Les constatations suivantes ont pu être effectuées :

- Le choix du système de précontrainte par câble dépend du type de section et en particulier de la valeur du coefficient de retenue β . Les résultats des analyses montrent que pour des sections avec β supérieur à 0.09, il est recommandé de retarder la liaison de la dalle et de la poutre métallique pour limiter les pertes ainsi que le nombre de câbles nécessaires. Pour des ponts dont la valeur de β est inférieure à 0.06, il est préférable de lier directement la dalle et des poutres, le nombre de câbles à ajouter pour précontraindre la poutre étant limité.
- Une précontrainte par dénivellation d'appui est intéressante pour les ponts à deux ou trois travées dont la portée est inférieure à 50.0 mètres. Pour des portées plus importantes, les pertes sont telles que la précontrainte disparaît complètement à long terme.

Afin de simplifier le calcul des pertes et d'éviter de devoir extrapoler les résultats des simulations pour des cas différents de ceux étudiés, une équation simplifiée a été développée. Elle permet, en fonction des paramètres de comportement du béton décrit dans les normes, d'obtenir une bonne approximation de la valeur de la perte de précontrainte.

Cette étude de la précontrainte a donc permis d'évaluer de façon qualitative et quantitative l'évolution des contraintes dans une dalle de ponts mixtes sous l'effet de différents systèmes de précontrainte. Sur la base d'une large étude paramétrique, des critères de choix ont été établis permettant de choisir le système de précontrainte en fonction du type de pont. L'équation simplifiée développée permet d'évaluer de façon simple les pertes de précontraintes sur une section mixte.

Dans la suite de ce travail, le chapitre 4 a pour objectif de réunir les connaissances acquises dans les chapitres 2 et 3 consacrés aux effets de prise du béton et de la précontrainte en considérant de façon globale ces effets et en les comparant aux autres actions susceptibles de provoquer des contraintes de traction dans la dalle.

3.11 REFERENCES

- [3.1] TNO Building Research, *Diana : Nonlinear analysis*, User's manual, Volume 4, April 29, 1993.
- [3.2] Van Mier J.G.M., *Examples of non-linear analysis of reinforced concrete structures with DIANA*, HERON, Volume 32, 1987.
- [3.3] Feenstra P.H., De Borst R., *Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete*, Heron, Volume 38, 1993.
- [3.4] CEB-FIP 90, *Model Code 1990*, Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- [3.5] SIA 162, *Ouvrages en béton*, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 1989.
- [3.6] Mayor G, Lebet J.-P., *Viaduc du bois de Rosset : Rapport de mandat 644-1*, ICOM, 1990.
- [3.7] Mayor G, Lebet J.-P., *Viaduc du bois de Rosset : Rapport de mandat 644-2*, ICOM, 1995.
- [3.8] Jaunin A., Lebet J.-P., Boulanger S., *Base de données de ponts mixtes*, document interne, 1996.
- [3.9] Bulletin des ponts métalliques, Collection OTUA, Volumes 13-17, 1989-1994.
- [3.10] Lebet J.-P., Ducret J.-M., *Le comportement dans le temps des ponts mixtes continus*, Rapport OFR no 527, Mai 1997.
- [3.11] Eurocode 2, ENV 1992-1-1, *Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, 1997.
- [3.12] Favre R., Jaccoud J.-P., Burdet O., Charif H., *Dimensionnement des structures en béton*, Traité de génie civil de l'EPFL, Vol. 8, Ed. PPUR, Lausanne, 1997.
- [3.13] Trevino J., *Méthode directe de calcul de l'état de déformation et de contrainte à long terme d'une structure composée*, Thèse de doctorat n°728, EPFL, Lausanne, 1988.
- [3.14] Markey I., *Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaires*, Thèse de doctorat n°1194, EPFL, Lausanne, 1993.
- [3.15] Lebet, J.-P., *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, Lausanne, ICOM-Construction métallique, 1987, Thèse EPFL No 661.

4. FISSURATION DES DALLES DE PONTS MIXTES

4.1 INTRODUCTION

Les chapitres 2 et 3 de cette étude ont analysé de manière détaillée deux domaines de l'aptitude au service des ponts mixtes. Le chapitre 2 s'est concentré sur l'évaluation des contraintes de traction dans la dalle dues à la prise du béton et aux méthodes possibles pour les diminuer. Le chapitre 3 a étudié les méthodes de précontrainte longitudinale de la dalle ainsi que les pertes prévisibles en fonction du type de précontrainte et de la géométrie du pont. Les conclusions séparées déduites de ces deux études doivent être intégrées dans une analyse globale de la fissuration transversale des dalles de ponts mixtes et des méthodes envisageables pour limiter cette fissuration dans le temps.

En effet, le comportement dans le temps d'une dalle de ponts mixtes ne s'arrête pas à la fin de la prise du béton. Selon l'ordre chronologique, les étapes de bétonnage, les effets de la température extérieure, les charges permanentes, le trafic et le retrait de dessiccation constituent des actions directes et indirectes dont il faut également tenir compte pour évaluer de façon correcte le comportement dans le temps d'une dalle de pont mixte. Les effets de fluage sont implicitement considérés dans le calcul des contraintes dues au retrait et aux actions permanentes.

L'objectif de ce chapitre n'est pas d'analyser dans le détail chacune de ces actions, mais de résumer dans une première phase les principales influences de chacune d'elles sur l'état de contraintes dans la dalle à l'aide de résultats provenant d'autres recherches. Dans une deuxième phase, il s'agit d'étudier l'importance de chacune des actions et d'évaluer les possibilités de limitation des contraintes de traction dans la dalle en fonction des caractéristiques des ponts mixtes. Des critères de choix sont à proposer pour juger de façon objective les méthodes de limitation des contraintes de traction en fonction des exigences relatives à la fissuration.

Pour atteindre ces objectifs, ce chapitre comprend les étapes suivantes :

- analyse des différentes causes de contraintes dans les dalles de ponts mixtes dues dans un ordre chronologique aux étapes de bétonnage, aux effets de température extérieure, aux charges permanentes, au trafic ainsi qu'au retrait de dessiccation.
- synthèse des contraintes de traction dans la dalle, définition d'une relation qualitative entre contrainte de traction et fissuration probable dans le temps,
- étude des méthodes de limitation des contraintes de traction en fonction des exigences relatives à la fissuration et du type de pont,
- conclusion.

Il convient de rappeler que la présente étude examine l'influence des actions sur le comportement de la dalle. Cette recherche se concentre en particulier sur l'analyse des causes de la fissuration transversale et des méthodes pour la réduire. Une attention particulière est portée sur la fissuration transversale traversante, cette fissuration étant la plus susceptible de compromettre le comportement à long terme de la dalle [4.1]. L'influence de la présence de fissures, de leur nombre ou de leur ouverture sur la durabilité des dalles ne fait pas l'objet de cette recherche. De même, l'influence de la quantité d'armature mise en place sur la quantité des fissures, leur ouverture et leur écartement n'est pas abordée, le principal objectif de ce travail étant la détermination des contraintes de traction dans la dalle et des mesures pour les limiter.

4.2 CAUSES DE CONTRAINTES DANS LES DALLES

L'étude des causes de contraintes de traction dans les dalles suit de façon chronologique les diverses actions agissant dans un pont mixte après la prise du béton, phénomène déjà étudié au chapitre 2. Les paragraphes suivants comprennent donc une analyse de l'influence des étapes de bétonnage, des effets de la température extérieure, des charges permanentes, du trafic et du retrait de dessiccation.

4.2.1 Etapes de bétonnage

Méthodes de bétonnage

Dans cette étude sur l'influence des étapes de bétonnage, la mise en place de la dalle sur la poutre métallique est considérée uniquement dans le cas d'une dalle coulée en place et directement liée à la poutre métallique. Il n'est donc pas fait référence ici à des dalles préfabriquées, ripées ou encore dont la liaison avec la poutre métallique est retardée.

La mise en place d'une telle dalle s'effectue généralement à l'aide d'un chariot de bétonnage, ou, dans certaines conditions telles qu'un accès facile sous le pont ou un nombre de portées restreint, à l'aide de coffrages fixés sur les poutres métalliques.

Le déplacement des chariots de bétonnage ou des coffrages est en général compliqué et les concepteurs cherchent à limiter les mouvements de ces éléments. La figure 4.1 montre 3 types d'étapes de bétonnage possibles.

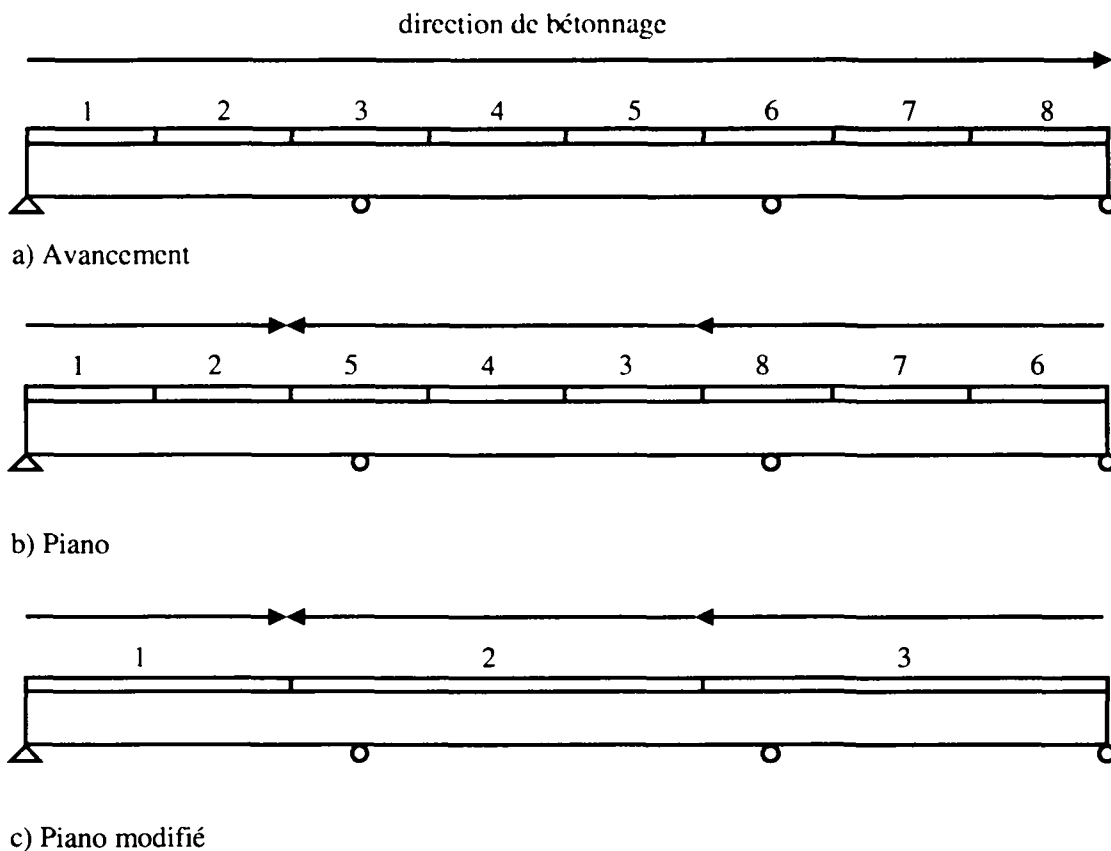


Figure 4.1 : Etapes de bétonnage : a) à l'avancement, b) en piano, c) en piano modifié

La méthode de bétonnage à l'avancement (Fig. 4.1a) est la plus rationnelle car elle n'exige qu'un nombre de déplacements limité. Cependant, cette méthode de bétonnage n'est pas favorable du point de vue des contraintes dans la dalle. En effet, alors que les zones sur appuis intermédiaires sont bétonnées (étapes 3 resp. 6), la mise en place du béton frais dans la travée suivante (4-5 resp 7-8) crée des contraintes de traction qui peuvent être élevées dans les zones d'appui.

La méthode de bétonnage dite en piano (Fig. 4.1b) permet d'éviter ces tractions sur appui en bétonnant la travée adjacente à l'appui avant la zone d'appui [4.2]. Cette méthode exige cependant des déplacements des éléments de coffrage qui ne sont pas aisés, puisqu'il faut faire passer le chariot au dessus d'une zone bétonnée, par exemple entre les étapes 5 et 6.

Une variante de la méthode en piano (Fig. 4.1c) permet d'éviter ce passage en augmentant la longueur des étapes de bétonnage. De cette façon le bétonnage des grandes étapes 2 et 3 permet de profiter des avantages de la méthode en piano et de limiter les mouvements des éléments de coffrage. Cette méthode exige cependant la réalisation de grandes étapes de bétonnage et n'est en principe envisageable que dans les cas de ponts de grande importance pour lesquels il est possible d'amortir un chariot de bétonnage ou dans le cas des ponts dont l'accès par dessous est possible.

Dans le but de diminuer les contraintes de traction dans la dalle, il est aussi possible d'utiliser des étais provisoires. La figure 4.2 détaille la procédure utilisée pour une telle solution.

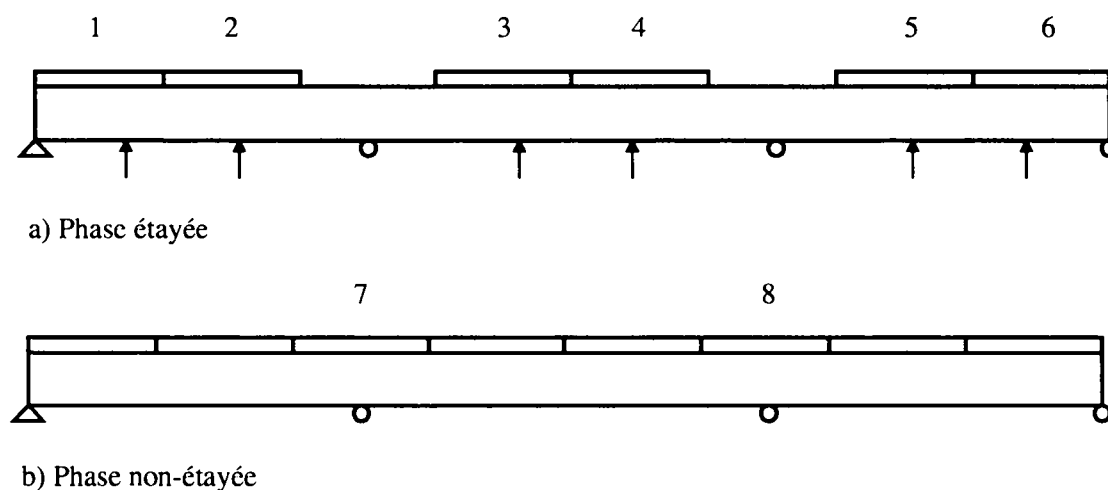


Figure 4.2 : Bétonnage à l'aide d'étais provisoires : a) Phase étagée, b) Phase non-étagée

Le bétonnage à l'aide d'étais provisoires consiste d'abord en un bétonnage des travées sur des étais (étapes 1 à 6). Les étais sont ensuite enlevés et le bétonnage des zones d'appui est effectué. Cette méthode permet donc de précontraindre la dalle en travée lors de l'enlèvement des étais et de limiter les tractions sur les zones d'appui. Cependant, l'expérience montre que l'exécution des joints entre les bétonnages en travée et sur appui (phases 2-3 et 7 par exemple) est délicate car décalée dans le temps de façon plus marquée que pour les autres méthodes. Au droit des joints, une fissuration localisée est en général visible.

Le bétonnage à l'aide d'étais provisoires est une méthode qui ne s'applique que dans les cas particuliers des ponts dont la hauteur en dessus du sol est faible. La complication de la réalisation engendrée par les phases d'étagage limite souvent l'utilisation de cette méthode de bétonnage.

De façon générale, les méthodes les plus utilisées sont celles à l'avancement et en piano présentées dans la figure 4.1. Pour comparaison de leurs avantages et inconvénients sur les contraintes de traction provoquées dans la dalle, les méthodes à l'avancement et en piano sont donc retenues.

Comparaison des méthodes à l'avancement et en piano

Dans le but de comparer les méthodes de bétonnage à l'avancement et en piano, les calculs des contraintes mécaniques engendrées par le processus de bétonnage ont été effectués pour deux ponts d'une portée de 30 et 80 mètres. Les calculs tiennent compte des déplacements du chariot de bétonnage et de la mise en place du béton selon la méthode de bétonnage choisie. Les contraintes dans la dalle sont calculées à la fibre moyenne de la dalle en tenant compte des effets du fluage et des modules d'élasticité du béton variables.

La figure 4.3 résume les calculs effectués pour deux ponts de portée 30 et 80 mètres ($\beta = 0.04$ resp. 0.12). Les valeurs des contraintes sont données pour une section sur appui intermédiaire à la fin des étapes de bétonnage.

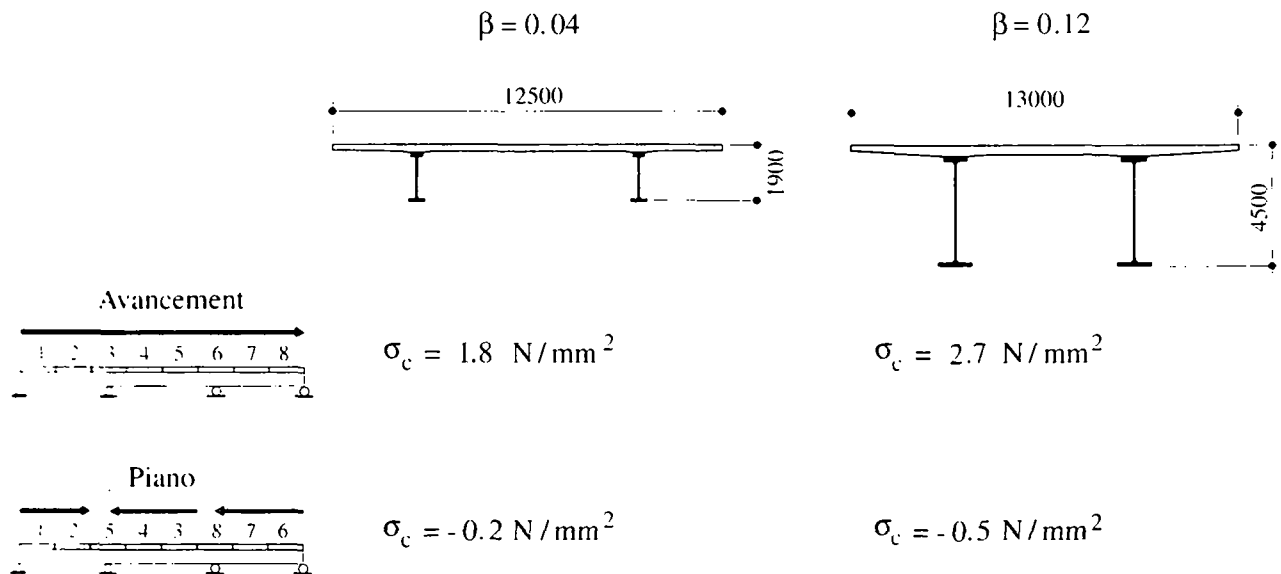


Figure 4.3 : Comparaison des méthodes de bétonnage à l'avancement et en piano pour une portée de 30.0 m ($\beta=0.04$) et une portée de 80.0 m ($\beta=0.12$)

Les résultats obtenus montrent l'avantage d'une méthode en piano sur une méthode à l'avancement en ce qui concerne les contraintes sur appui. La méthode en piano permet d'obtenir des contraintes de compression dans la dalle sur appui pour les deux cas présentés à la figure 4.3. Les résultats sont surtout intéressants pour une portée de 80 mètres. Dans le cas d'une méthode à l'avancement, les contraintes de traction sont de 2.7 N/mm² ce qui peut conduire à une fissuration marquée alors que la méthode en piano permet d'obtenir une légère précontrainte sur appui (-0.5 N/mm²).

Si la méthode en piano permet de limiter les contraintes de traction sur appui, il faut cependant noter que les sections en travée subissent des contraintes de traction lors du

bétonnage comme dans le cas d'une méthode à l'avancement. La figure 4.4 illustre ce phénomène en montrant, pour une étape de bétonnage en travée, le diagramme des moments de flexion.

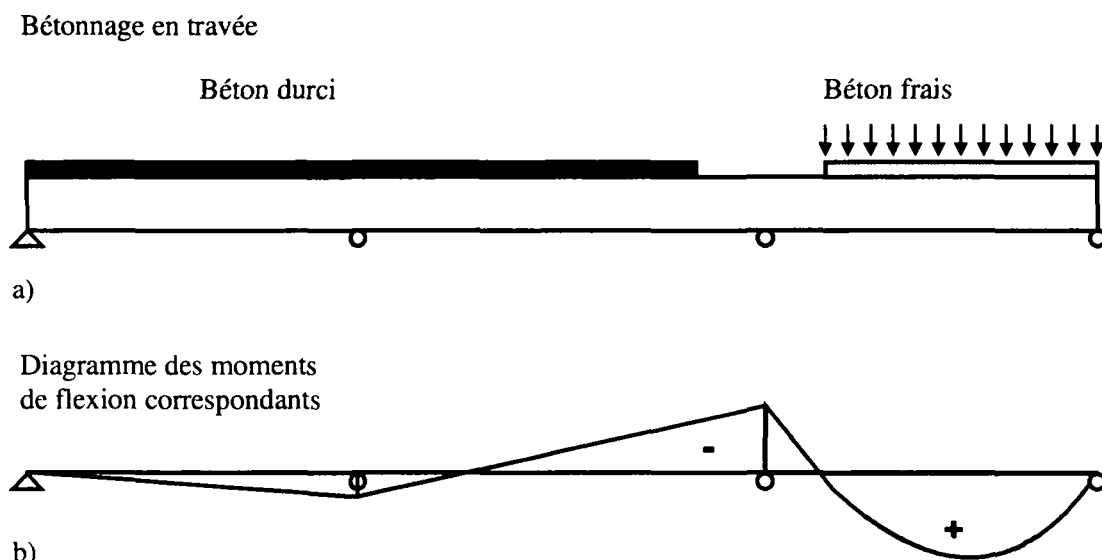


Figure 4.4 : Effet d'un bétonnage en piano sur les efforts intérieurs des travées déjà bétonnées

Le diagramme des moments sur la travée précédente est négatif sur une zone importante et provoque des contraintes de traction dans la dalle. Il est donc possible d'observer la création de fissures transversales en travée lors de la construction de ces ouvrages. Leur gravité est cependant moindre, ces sections étant comprimées par la suite lors de la mise en place du revêtement et sous l'effet du trafic. L'ouverture de ces éventuelles fissures peut être limitée en mettant en place une armature passive de 0.7-0.8 % selon la référence [4.2].

Conclusion

Les étapes de bétonnage jouent un rôle important sur les contraintes de traction dans la dalle. Une méthode de bétonnage à l'avancement crée des contraintes de traction sur les appuis proches de la résistance à la traction du béton; ces contraintes peuvent même la dépasser pour des ponts de grande portée. Une méthode en piano permet au contraire d'obtenir une légère compression dans la dalle sur appui intermédiaire et limite ainsi la fissuration liée aux étapes de bétonnage. Une armature passive suffisante (0.7-0.8%) peut être prévue en travée pour limiter l'ouverture des éventuelles fissures liées aux contraintes de traction créées en travée pour les deux méthodes.

La méthode de bétonnage en piano a cependant l'inconvénient de déplacements de chariot de bétonnage plus long et en dessus de zones déjà bétonnées. Cette méthode ne devrait être envisagée que pour des ouvrages de grande portée ou des ouvrages pour lesquels la limitation des contraintes de traction est essentielle.

4.2.2 Température extérieure

L'ensoleillement saisonnier et journalier provoque une variation de température dans les ponts mixtes. Cette variation n'est pas uniforme sur la hauteur d'une poutre mixte. Elle peut être décomposée en :

- Une variation uniforme de température qui provoque des allongements et les raccourcissements de l'ouvrage repris dans les joints de dilatation.
- Un gradient de température qui provoque une courbure de la poutre mixte et produit des efforts dans la poutre pour les systèmes hyperstatiques,
- Une distribution non-linéaire de température qui provoque dans tous les cas un état de contraintes équilibré dans les sections mixtes.

Les variations de température dépendent de nombreux facteurs (intensité du rayonnement solaire, température ambiante, vitesse du vent, nature et propriété des matériaux, épaisseur et couleur du revêtement de la dalle, orientation de la dalle) qui rendent difficile de les modéliser et de les normaliser. Cependant, sur la base de mesures effectuées sur des ouvrages existants par l'ICOM [4.3] et de propositions de modélisation faites en Suisse [4.4] et à l'étranger [4.5], les configurations de température les plus importantes sont les suivantes :

- un gradient de température positif de 7-15 degrés dans la dalle (face supérieure chaude),
- un gradient de température négatif de 6-8 degrés dans la dalle (face supérieure froide).

La figure 4.5 présente une distribution de température positive mesurée sur le viaduc du Chêne et les contraintes calculées correspondantes ainsi qu'une répartition de température négative probable et les contraintes en résultant [4.3].

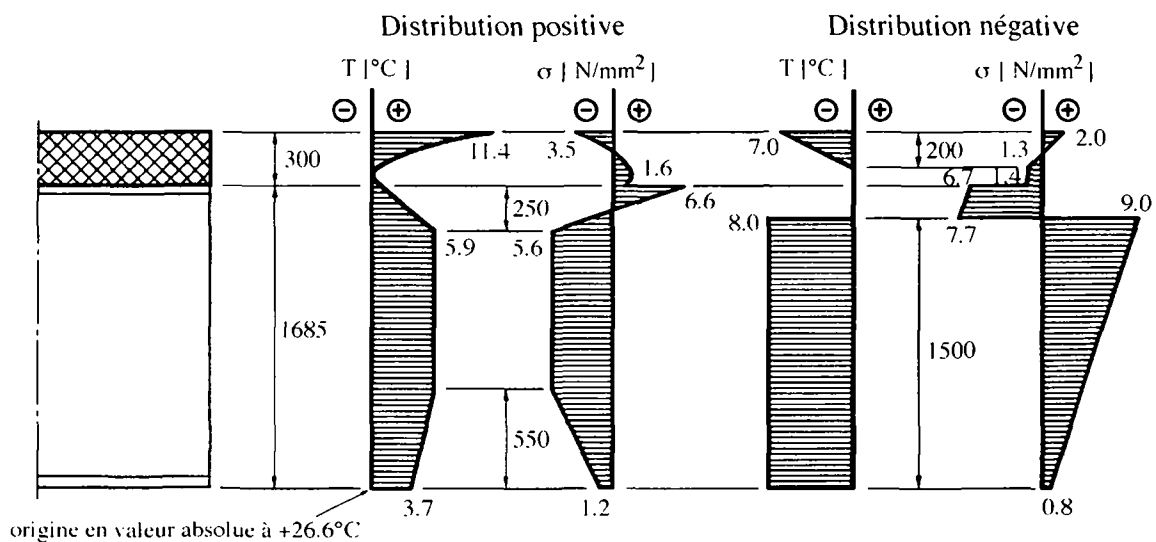


Figure 4.5 : Contraintes dans la dalle dues à une différence de température positive et négative

Les contraintes de traction calculées dans la dalle sont les plus élevées sur les fibres extrêmes de la dalle avec des tractions à la fibre inférieure de 1.6 N/mm^2 pour une distribution positive et à la fibre supérieure de 2.0 N/mm^2 pour une distribution négative.

Les variations de température créent donc des contraintes de traction susceptibles de créer des fissures de surface. Des fissures traversantes créées par la température sont peu probables, la zone centrale de la dalle n'étant que faiblement sollicitée. Dans les considérations sur la

fissuration traversante qui se réfèrent à la contrainte moyenne dans la dalle, la température sera donc laissée à part, son effet étant principalement la création de fissures superficielles.

4.2.3 Charges permanentes

Les charges permanentes agissant sur les ponts mixtes après liaison de la dalle et des poutres métalliques concernent principalement le revêtement de la dalle, les bordures et les autres équipements fixes du pont. Dans le cas des ouvrages non-étayés lors du bétonnage, lesquels représentent la majorité des ponts mixtes, les efforts dus aux charges permanentes ne constituent qu'une faible part des efforts totaux agissant sur l'ouvrage.

La détermination des contraintes dans la dalle dues aux charges permanentes a été effectuée dans un travail de thèse à l'ICOM [4.3]. Les résultats obtenus donnent des valeurs de contraintes de traction dans la dalle sur les appuis intermédiaires variant de 0.8 N/mm^2 pour une portée de 30 m à 1.3 N/mm^2 pour une portée de 90 m. Ces valeurs sont réduites de 25% sous l'effet du fluage.

4.2.4 Trafic

Dans la même étude de l'ICOM que celle mentionnée à la section 4.2.3, une analyse simplifiée de l'effet du trafic routier a été effectuée en calculant les contraintes dans la dalle sur les appuis intermédiaires pour le passage d'un camion de 250 kN. Les résultats obtenus donnent des valeurs de contraintes de traction variant de 0.3 N/mm^2 pour une portée de 30m à 0.1 N/mm^2 pour une portée de 90 m.

4.2.5 Retrait de dessiccation

Dans le chapitre 2 qui fait référence aux problèmes de prise du béton sur un support rigide, la principale cause de la contraction du béton était le retrait thermique, soit le refroidissement du béton. Par la suite, la contraction du béton se poursuit par évacuation de l'eau libre. Ce phénomène est le retrait de dessiccation qui se poursuit durant plusieurs années. Ce retrait de dessiccation est le seul qui figure dans les normes et il est en général nommé de façon simplifiée comme retrait. Cette dénomination générale est d'ailleurs utilisée dans ce travail. Si la dalle est liée à la poutre métallique, le retrait de dessiccation provoque dans la dalle des contraintes internes de traction selon le même principe que le retrait thermique au jeune âge.

Lors de mesures systématiques effectuées sur les viaducs du Chêne [4.3] et du Bois de Rosset [4.6], le retrait de dessiccation a été mesuré sur des éprouvettes représentatives de la dalle du point de vue du pourcentage d'armature et de l'épaisseur effective. Ces éprouvettes ont été laissées sur chantier dans les mêmes conditions atmosphériques que le béton de la dalle. L'évolution du retrait, mesurée sur deux éprouvettes pour le viaduc du Chêne en fonction du temps (échelle logarithmique), est représentée à la figure 4.6. L'humidité relative est également indiquée en fonction du temps. Les deux éprouvettes ont été bétonnées avec le même béton que la dalle mais avec un décalage de trois mois.

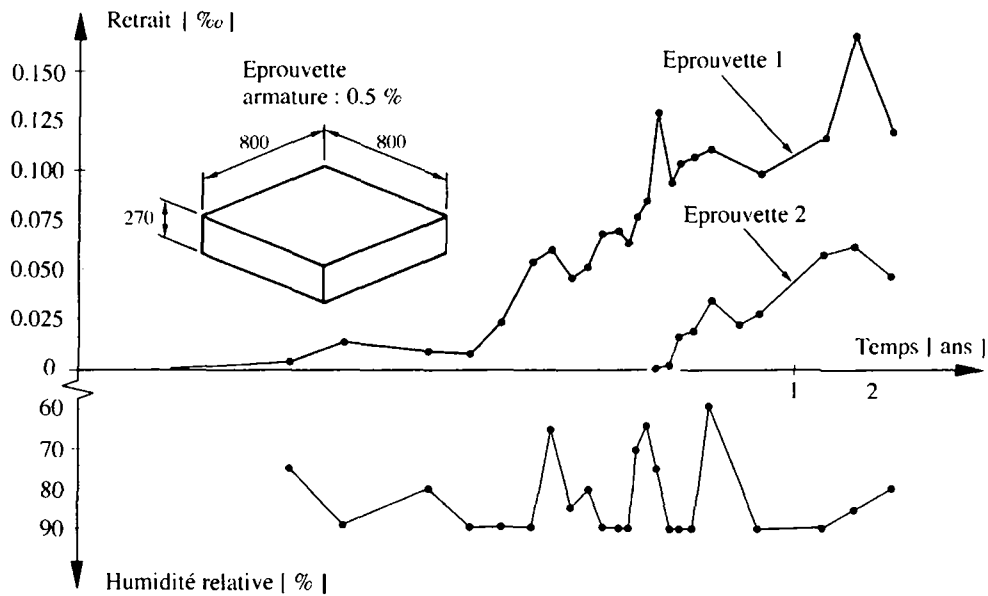


Figure 4.6 Evolution des déformations spécifiques d'une éprouvette témoin et de l'humidité relative au cours du temps

Après plus de deux ans de mesure, le retrait spécifique est de 0.12 à 0.15‰ pour l'éprouvette no 1 et de 0.06‰ pour l'éprouvette no 2. Les grandes variations des mesures sont dues aux variations de l'humidité de l'air. En effet, pendant une période humide, l'élimination de l'eau libre diminue et peut même s'inverser et dans ce cas il est possible d'observer un gonflement. Il faut noter que cette constatation est en accord avec des mesures similaires effectuées en France [4.7].

La figure 4.7 montre l'évolution du retrait au cours du temps pour une éprouvette représentative du viaduc du Bois de Rosset. Les essais standards en laboratoire sont également représentés sur cette figure.

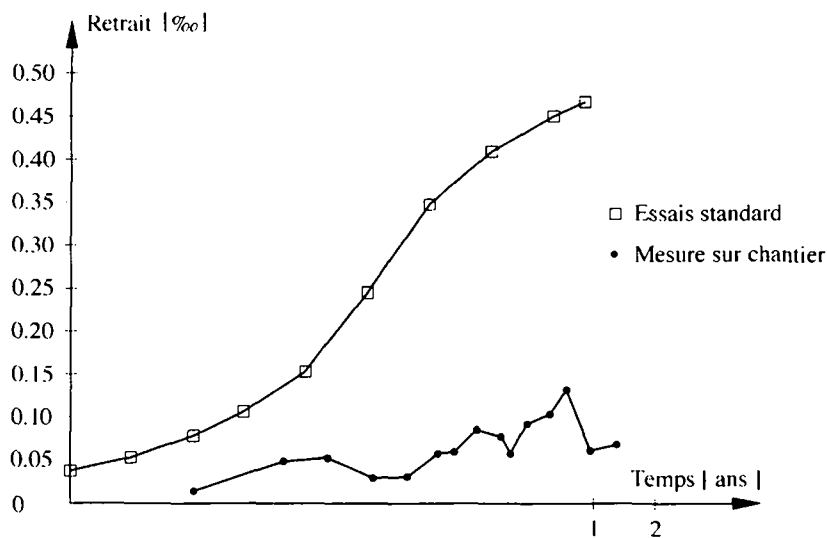


Figure 4.7 Evolution des déformations spécifiques d'une éprouvette témoin par rapport à un essai standard au cours du temps

Les résultats pour l'éprouvette sur chantier sont très semblables à ceux du viaduc du Chêne, avec une valeur de retrait après deux ans de 0.12 ‰. En comparaison, les résultats de mesure d'une éprouvette standard (sans armature pour une humidité relative de 50%) sont très différents avec un retrait spécifique de plus de 0.45 ‰.

Sur la base des mesures in-situ, il faut conclure que le retrait spécifique est de 0.15‰ après deux ans dans les environnements rencontrés lors de ces campagnes de mesures pour les ponts mixtes en Suisse. En estimant qu'après deux ans de mesure, environ 70% du retrait total est effectué, une valeur finale de retrait de dessiccation de 0.2 ‰ est à prendre en compte pour les environnements concernés par les mesures.

Une estimation de la contrainte moyenne de traction σ_{cs} dans la dalle pour des poutres mixtes peut être faite en considérant l'équation simplifiée développée pour le calcul des pertes de précontrainte au chapitre 3 (éq 3.21) et rappelée ci-dessous :

$$\sigma_{cs} = \frac{-\sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi - \sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a + \sigma_0 \cdot \beta \cdot E_a \cdot \varphi - \sigma_0 \cdot E_{c0} + \varepsilon_{cs} \cdot \beta \cdot E_{c0} \cdot E_a}{\beta \cdot E_a + \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi + E_{c0}} \quad (4.1)$$

La valeur σ_{cs} n'est rien d'autre que la valeur recherchée. L'équation (4.1) doit être simplifiée en admettant que σ_0 est nul (pas de précontrainte), ce qui donne :

$$\sigma_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot \beta \cdot E_{c0} \cdot E_a}{\beta \cdot E_a + \beta \cdot E_a \cdot \chi \cdot \varphi + E_{c0}} \quad (4.2)$$

avec :

- σ_{cs} : contrainte de traction finale dans la dalle due au retrait de dessiccation
- ε_{cs} : valeur finale du retrait
- β : coefficient de retenue
- E_{c0} : module d'élasticité du béton à t_0
- E_a : module d'élasticité de l'acier
- χ : coefficient de vieillissement
- φ : coefficient de fluage

Les calculs de contraintes finales dans une dalle sur appui sont représentés sur la figure 4.8 en fonction du coefficient de fluage φ . Les calculs sont effectués pour un retrait final de 0.15‰ et un coefficient de vieillissement de 0.6. Les valeurs du coefficient de retenue β sont de 0.04 pour le viaduc du Chêne, 0.05 pour le Bois de Rosset et 0.11 pour la Venoge. Le module d'élasticité E_{c0} est admis égal à 32kN/mm².

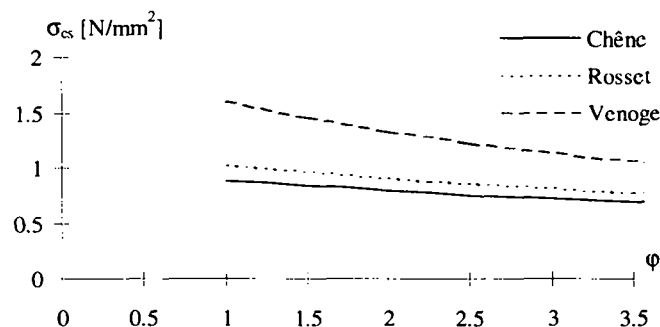


Figure 4.8 Contraintes de traction dues au retrait de dessiccation dans une dalle de pont mixte en fonction du coefficient de fluage

Les résultats montrent que pour un coefficient de fluage de 2, les contraintes dans la dalle sur appui varient de 0.8 N/mm^2 pour une valeur de β de 0.04 à 1.4 N/mm^2 pour une valeur de β de 0.12. Ces valeurs restent donc en dessous de la résistance à la traction du béton et ne peuvent justifier à elles seules une fissuration transversale traversante de la dalle.

4.3 CONTRAINTES DE TRACTION ET METHODES DE LIMITATION DE LA FISSURATION

4.3.1 Synthèse des contraintes de traction

Les paragraphes précédents ont permis de déterminer les contraintes de traction dans la dalle en étudiant de façon séparée les diverses actions. Pour faire la synthèse des origines des contraintes de traction, il faut intégrer les constatations du chapitre 2 concernant les effets de la prise du béton.

Le tableau 4.2 résume les contraintes de traction dues aux différentes actions selon la chronologie de leur apparition et pour deux ponts de différentes portées. Les résultats sont donnés pour des dalles directement liées à la poutre métallique avec une méthode de bétonnage à l'avancement.

L'effet de la température n'est pas mentionné dans ce tableau, l'analyse se concentrant essentiellement sur les causes de fissuration traversante, soit pour les cas où une migration d'eau et de chlorures est possible au travers de la dalle. Ces fissures traversantes sont donc celles contre lesquelles il faut chercher à se prémunir [4.1].

Tableau 4.9 : Contraintes de traction dans la dalle [N/mm^2]

Origine	Portée 30.0 mètres	Portée 80.0 mètres
Prise du béton, Effet d'hydratation	0.6	1.8
Bétonnage à l'avancement	1.8	2.7
Revêtement	0.8	1.3
Trafic	0.3	0.1
Retrait de dessiccation	0.8	1.4

Le tableau 4.9 montre que les contraintes de traction les plus importantes sont présentes dès la fin du bétonnage de la dalle, soit après la prise du béton et les séquences de bétonnage. Ces deux effets représentent plus de 50% des contraintes de traction pour un pont de 30 mètres (2.4 N/mm^2) et plus de 60% pour un pont de 80 mètres (4.5 N/mm^2). Compte tenu de la résistance à la traction du béton à ce moment là ($2.0\text{-}3.0 \text{ N/mm}^2$), l'intensité des contraintes de traction entraîne une fissuration transversale probable pour un pont de 30.0 m de portée et une fissuration transversale certaine pour un ouvrage de 80.0 m de portée. Une limitation de la fissuration dans le temps passe donc obligatoirement par une diminution des valeurs des contraintes de traction à la fin de la construction.

Il faut également remarquer que les valeurs de contraintes dans la dalle sont différentes entre les types de pont. Pour une portée de 30.0 mètres ou un coefficient de retenue faible ($\beta \approx 0.04$) les contraintes de traction sont en moyenne 40% inférieures aux valeurs obtenues pour une

portée de 80.0 mètres ou un coefficient de retenue élevé ($\beta \approx 0.12$). La fissuration probable dans le temps est donc différente selon la portée de l'ouvrage à considérer. Les méthodes de limitation des contraintes de traction à envisager sont également différentes selon le type de pont et la portée.

Il convient de noter que les contraintes données dans le tableau 4.9 ne peuvent être additionnées pour connaître l'état de contrainte dans la dalle à l'état de service. En effet, étant donné l'influence du fluage, les contraintes dans la dalle atteintes à la fin de la construction vont diminuer au cours du temps. Une simple addition des contraintes ne permet donc pas de tenir compte de l'effet du temps selon les actions considérées.

4.3.2 Relation qualitative entre contraintes de traction et fissuration

Comme relevé dans la section précédente, les contraintes de traction sont élevées à la fin de la construction et peuvent conduire à la fissuration des dalles de ponts mixtes. Il peut être intéressant de relier de façon qualitative la fissuration observée sur les ouvrages à la contrainte de traction σ_c dans la dalle à la fin de la construction du pont. Les résultats d'une telle approche sont présentés dans le tableau 4.10. Ce tableau présente, pour des ponts mixtes suisses, une évaluation de la fissuration transversale dans le temps observée in-situ ainsi que la contrainte de traction σ_c calculée à la fin de la construction.

Tableau 4.10 : Contraintes σ_c estimées à la fin de la construction et observations de la fissuration

Ouvrage	Portée standard	Coefficient de retenue β	σ_c	Observation relative à la fissuration transversale de la dalle dans le temps
Viaduc du Chêne Zone précontrainte	33.00 m	0.04	-2.0 N/mm ²	Fissuration nulle à la fin de la construction, sans apparition de fissure par la suite
Viaduc du Chêne Zone non précontrainte	33.00 m	0.04	0.2 N/mm ²	Fissuration nulle à la fin de la construction, modérée par la suite
Viaduc du Bois de Rosset	43.00 m	0.05	2.8 N/mm ²	Fissuration visible à la fin de la construction, traitée efficacement par une précontrainte extérieure
Pont OA 402	51.00 m	0.11	2.6 N/mm ²	Fissuration visible à la fin de la construction
Elargissement des ponts sur la Venoge	55.00 m	0.11	1.9 N/mm ²	Fissuration visible à la fin de la construction
Viaduc de Napoléon	80.00 m	0.12	4.2 N/mm ²	Forte fissuration à la fin de la construction

Ces quelques exemples permettent de montrer qu'une relation qualitative entre la contrainte σ_c à la fin de la construction et la fissuration probable dans le temps peut être mise en évidence. En effet, plus les valeurs de la contrainte de traction σ_c à la fin de la construction sont élevées, plus la fissuration observée in-situ est importante. Dans la même optique, si la valeur de σ_c est une compression, la fissuration reste très modérée au cours du temps.

Les valeurs de β élevées obtenues pour les ponts OA 402 et Venoge par rapport à leur portée sont dues aux particularités de ces ouvrages. Le pont OA 402 est un multipoutre et la section métallique est plus importante par rapport à la section de la dalle dans ce type d'ouvrage. L'élargissement des ponts sur la Venoge (bipoutre) impliquait une dalle de largeur faible (5.8 mètres) par rapport à des largeurs normales de 10.0-13.0 mètres.

La relation qualitative entre la contrainte de traction σ_c à la fin de la construction et la fissuration probable dans le temps esquissée au tableau 4.10 pour des ponts mixtes suisses peut être généralisée en comparant la valeur de σ_c à la valeur de la résistance à la traction du béton f_{ct} . En procédant de la sorte, il est possible de définir trois catégories d'exigence en fonction de la fissuration probable de la dalle dans le temps. Les catégories définies dans le tableau 4.11 correspondent donc à une appréciation qualitative de la fissuration transversale susceptible de se développer au cours du temps dans les dalles de ponts mixtes en fonction de la contrainte σ_c dans la dalle à la fin de la construction. Une fissuration forte correspond à une dalle de ponts mixtes dont l'aspect général soulève des craintes pour sa durabilité, même si les critères d'armature minimale selon la norme suisse SIA 162 [4.9] sont respectés. Ces catégories sont indicatives et admettent que les dalles sont exécutées selon les règles de l'art, en particulier une mise en place soignée, une cure du béton appropriée et une armature passive minimale pour limiter l'ouverture des fissures. Cette catégorisation permet en plus de juger de l'efficacité des méthodes de limitation des contraintes de traction en fonction des exigences désirées sur la fissuration probable.

Tableau 4.11 : Contraintes de traction à la fin de la construction et catégories d'exigence en fonction de la fissuration probable dans le temps

Catégorie	Fissuration probable dans le temps	Contraintes σ_c à la fin de la construction
1	nulle ou très limitée	$\sigma_c < 0.0$
2	modérée	$0 < \sigma_c < f_{ct}$
3	forte	$\sigma_c > f_{ct}$

La catégorie 1 du tableau 4.11 représente les cas où une réserve de compression est présente dans la dalle à la fin de la construction. Dans ce cas, la fissuration de la dalle au cours du temps reste nulle ou très limitée. En effet, les contraintes à attendre dans la suite de la vie de l'ouvrage auront des valeurs inférieures à la valeur de la résistance à la traction (cf. tableau 4.9) et seule une fissuration très limitée est à attendre.

Si les contraintes dépassent la résistance à la traction dès la fin de la construction (Catégorie 3), des fissures sont déjà visibles sur le pont à ce stade de la vie de l'ouvrage et seront aggravées par la suite.

Les ponts de la catégorie 2 correspondent aux cas intermédiaires pour lesquelles une fissuration est probable mais reste modérée.

La relation qualitative entre contrainte de traction et fissuration probable dans le temps définie dans le tableau 4.11 ne vise pas à introduire un contrôle de la fissuration des dalles basé sur des critères de contraintes. Cette relation a pour principal objectif de montrer que des contraintes de traction élevées sont engendrées au stade de construction déjà et peuvent favoriser une fissuration transversale traversante importante à ce stade de construction.

Il faut mettre en évidence que le choix de la contrainte nulle pour une catégorie 1 ne permet pas d'assurer que les contraintes de traction dans la dalle ne vont pas dépasser la résistance à la traction du béton lorsque l'ouvrage est en service. Cependant, cette exigence permet de limiter la fissuration lors de la construction et d'assurer ainsi un bon comportement de la dalle avant sa mise en service.

4.3.3 Méthode de limitation des contraintes de traction à la fin de la construction

Selon le type de pont et les portées, la fissuration probable dans le temps est différente. Les méthodes de limitation des contraintes de traction sont également différentes selon les exigences requises sur le comportement dans le temps de la dalle et le type de pont.

Les méthodes de limitations des contraintes de traction peuvent soit agir directement sur les causes des contraintes de traction en cours de construction soit introduire une précontrainte dans la dalle. Les méthodes de limitation de la fissuration de la dalle étudiées dans ce travail sont les suivantes :

- une **liaison retardée** de la dalle et des poutres métalliques qui permet d'éviter les contraintes dues à la prise et aux étapes de bétonnage effectuées avant liaison,
- des méthodes de **limitation des effets d'hydratation** de la dalle dans le cas de dalles immédiatement liées. Ces méthodes (refroidissement, bétons à faible dégagement de chaleur) sont traitées au chapitre 2,
- l'utilisation d'une **précontrainte longitudinale**, possibilité étudiée au chapitre 3,
- le recours à des étapes de bétonnage limitant les contraintes de traction dans la dalle sur appui (§ 4.2.1), méthode appelée **phasage de bétonnage** par la suite.

Une solution avec liaison retardée de la dalle sans précontrainte est mentionnée mais n'est pas recommandée. En effet, si une précontrainte n'est pas mise en place, il est difficile de s'assurer du glissement de la dalle sur les poutres et des contraintes de traction dues à la prise et au retrait de dessiccation du béton sont possibles.

Afin de pouvoir comparer l'efficacité des méthodes de limitation de la fissuration, les figures 4.12, 4.13 et 4.14 ont été établies. Elles représentent, pour des ponts de portée 30.0, 50.0 et 80.0 mètres, les valeurs de contraintes indicatives dans la dalle à la fin de la construction si des méthodes de limitation des contraintes de traction autres que la précontrainte sont mises en œuvre ou non. Ces contraintes de traction sont reliées aux catégories d'exigence établies dans le tableau 4.11 pour une valeur de la résistance à la traction f_{ct} de 2.5 N/mm^2 .

La précontrainte n'est pas introduite dans ces tableaux, le choix de la quantité de câbles mis en œuvre permettant d'atteindre l'état de contrainte souhaité en fonction de la catégorie d'exigence. En effet, en fonction de la contrainte de traction dans la dalle donnée dans ces tableaux, il est possible de déterminer la quantité de précontrainte nécessaire pour atteindre une catégorie d'exigence donnée.

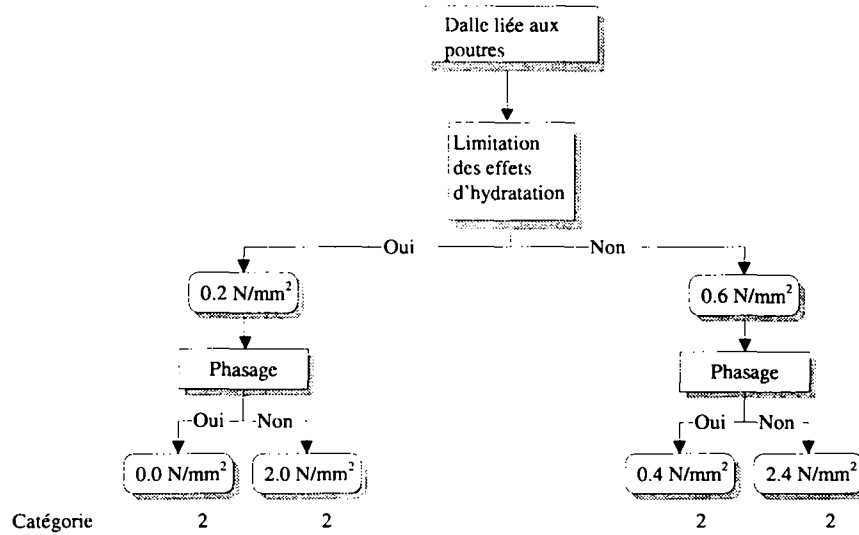


Figure 4.12 : Effets des mesures de limitations des contraintes pour un pont de 30 mètres

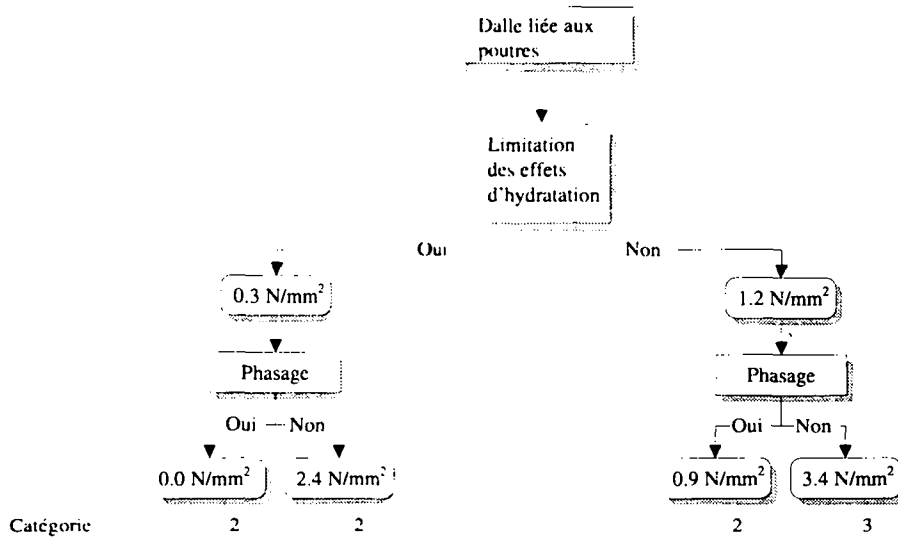


Figure 4.13 : Effets des mesures de limitations des contraintes pour un pont de 50 mètres

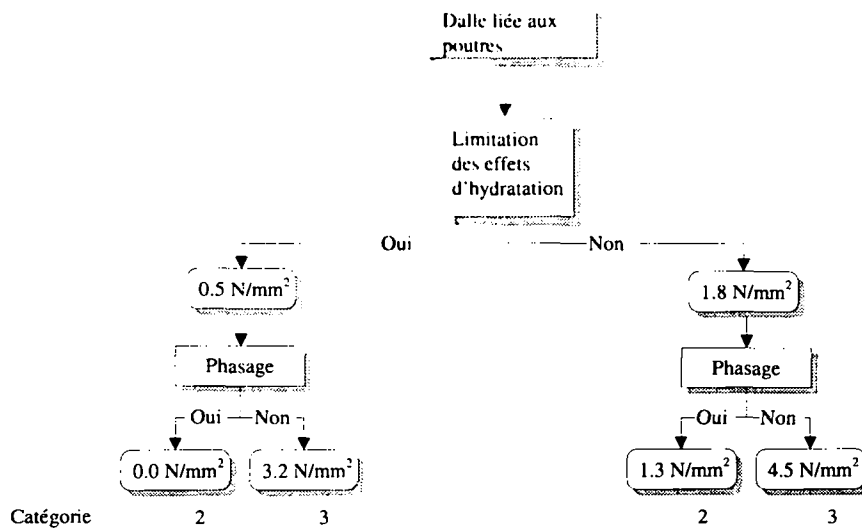


Figure 4.14 : Effets des mesures de limitations des contraintes pour un pont de 80 mètres

Selon les catégories de pont établies dans le tableau 4.10, les constatations suivantes peuvent être faites :

Portée de 30.0 mètres :

- Pour les cas où aucune méthode de limitation n'est prise, tous les ouvrages se trouvent dans la catégorie 2.
- Pour obtenir une catégorie 1, il est nécessaire d'introduire une précontrainte longitudinale, les autres méthodes de limitation étant insuffisantes.

Portée de 50.0 mètres :

- Pour les cas où aucune méthode de limitation n'est prise, les ouvrages se trouvent dans la catégorie 3.
- Pour obtenir une catégorie 2, il est nécessaire d'utiliser au moins une mesure de limitation telle qu'un phasage ou une limitation des effets d'hydratation.
- Pour obtenir une catégorie 1, il est nécessaire d'introduire une précontrainte longitudinale, les autres méthodes de limitation étant insuffisantes. Selon les considérations du chapitre 3 consacré à la précontrainte, il est préférable, pour diminuer les pertes et la quantité de câbles nécessaires, de mettre en précontrainte la dalle avant liaison avec la poutre métallique.

Portée de 80.0 mètres :

- Pour les cas où aucune méthode de limitation n'est prise, les ouvrages se trouvent dans la catégorie 3. D'autre part, une limitation des effets d'hydratation seule ne permet pas de se trouver dans une catégorie 2, bien qu'elle améliore l'état de contraintes dans la dalle.
- Pour obtenir une catégorie 2, il est nécessaire d'effectuer au moins un phasage de bétonnage. Cependant, sur la base des conclusions du chapitre 2 consacré aux effets d'hydratation, il est préférable de prendre des mesures de limitation des effets d'hydratation pour des coefficients de retenue élevés.
- Pour obtenir une catégorie 1, il est nécessaire d'introduire une précontrainte longitudinale, les autres méthodes de limitation étant insuffisantes. Selon les considérations du chapitre 3 consacré à la précontrainte, il est préférable, pour diminuer les pertes et la quantité de câbles nécessaires, de mettre en précontrainte la dalle avant liaison avec la poutre métallique.

La classification ainsi établie appelle les commentaires suivants :

- Pour un pont de 30.0 mètres de portée, la catégorie 2 (fissuration probable modérée dans le temps) peut être atteinte sans prévoir de mesures particulières. Pour atteindre la catégorie 1, il est nécessaire de mettre en place une précontrainte longitudinale.
- Pour un pont de 50 mètres de portée, une seule méthode de limitation est suffisante pour atteindre la catégorie 2. Pour atteindre la catégorie 1, il est nécessaire de mettre en place une précontrainte longitudinale, si possible avec liaison retardée pour limiter les pertes et le nombre de câbles nécessaires.
- Pour un pont d'une portée de 80.0 mètres, une précontrainte avec liaison retardée est nécessaire pour atteindre la catégorie 1 et limiter les pertes de précontrainte et le nombre de câbles nécessaires. Pour obtenir une catégorie 2, il est important d'effectuer un phasage de bétonnage pour les dalles directement liées. Le résultat est meilleur si le phasage est couplé à une limitation des effets d'hydratation. La limitation des effets d'hydratation ne permet d'obtenir qu'une catégorie 3 si elle est utilisée seule dans le cas d'une dalle directement liée.

Il faut noter que l'utilisation simultanée d'un phasage de bétonnage et d'une précontrainte longitudinale est particulièrement complexe d'exécution. En effet, ce système exige d'une part

le passage du chariot de bétonnage sur des zones déjà bétonnées. D'autre part, les étapes de mise en tension de la précontrainte sont compliquées par les séquences de bétonnage qui ne sont pas continues. Cette solution, très théorique, paraît trop difficile à réaliser pour être utilisée dans la pratique.

Ces résultats et commentaires indiquent donc que, pour une portée de 30 mètres, des mesures de limitation des contraintes ne sont nécessaires qu'en cas d'exigences élevées concernant la fissuration (Catégorie 1). Pour des exigences normales (Catégorie 2), aucune méthode de limitation n'est nécessaire.

Pour une portée de 50 mètres, une seule méthode de limitation est nécessaire pour obtenir une catégorie 2. Pour obtenir une catégorie 1, la solution la plus judicieuse est de retarder la liaison de la dalle et des poutres métalliques et de prévoir une précontrainte longitudinale de la dalle.

Pour une portée de 80 mètres, la méthode la plus simple pour obtenir une catégorie 1 est de retarder la liaison de la dalle et des poutres métalliques et de prévoir une précontrainte longitudinale de la dalle. Pour une catégorie 2, des mesures de limitation par phasage de bétonnage sont suffisantes mais une amélioration importante du comportement de la dalle est obtenue en ajoutant des mesures de limitation des effets d'hydratation.

Bien qu'établis pour des cas particuliers de pont représentatifs des portées de 30.0 m ($\beta \cong 0.04$), 50.0 m ($\beta \cong 0.08$) et 80.0 m ($\beta \cong 0.12$), les calculs des contraintes de traction à la fin de la construction permettent de caractériser valablement l'efficacité des méthodes de limitation de la fissuration. Des exigences concernant la fissuration de la dalle (catégorie de pont) définissent le type de méthodes de limitation à utiliser en fonction du type de pont.

4.4 CONCLUSIONS

Ce chapitre a présenté les diverses actions intervenant sur le comportement de la dalle des ponts mixtes à l'état de service à l'exception des problèmes de prise du béton et de précontrainte déjà étudiés dans les chapitres 2 et 3. Les actions dues aux étapes de bétonnage, aux effets de température extérieure, aux charges permanentes, au trafic et au retrait de dessiccation ont été définies et analysées dans l'optique des contraintes de traction dans la dalle.

Les principales contraintes de traction dans la dalle sont engendrées lors de la construction du pont, à savoir sous l'effet de la prise du béton et de la méthode de bétonnage. En comparaison des autres actions, les contraintes de traction dans la dalle les plus importantes sont en effet créées dans cette phase. La valeur de ces contraintes dépend du type de pont. Ces contraintes peuvent, selon leur intensité, provoquer une fissuration transversale de la dalle à ce stade déjà. Cette étude propose des mesures qui peuvent être mises en œuvre pour réduire la fissuration précoce de la dalle.

Des méthodes de limitation telles qu'une liaison retardée de la dalle et des poutres, une limitation des effets d'hydratation, une précontrainte longitudinale ou un phasage de bétonnage ont été présentées et évaluées en fonction de leur efficacité sur la fissuration probable dans le temps. A l'aide d'observations sur des ouvrages, une relation qualitative a été établie entre la contrainte de traction à la fin de la construction et la fissuration probable dans le temps. Selon les exigences requises sur la fissuration probable dans le temps, trois catégories sont définies et caractérisées sur la base de la contrainte de traction dans la dalle à la fin de la construction. La catégorie 1 correspond à des dalles de ponts mixtes pour

lesquelles une fissuration nulle ou très limitée est désirée. La catégorie 2 comprend les dalles avec une fissuration probable dans le temps limitée et la catégorie 3 comprend des dalles avec une forte fissuration. La catégorie 2 correspond à la plupart des ponts mixtes suisses dont le comportement à long terme est jugé satisfaisant.

En fonction de ces catégories, des ponts de portée 30, 50 et 80 mètres ont été analysés ainsi que les effets de méthodes de limitation. Dans tous les cas, une précontrainte longitudinale est nécessaire pour être dans la catégorie 1. Pour des ponts de 50 et 80 mètres, cette précontrainte longitudinale est à mettre en place avec une liaison retardée de la dalle pour limiter les pertes de précontrainte et le nombre de câbles nécessaires. Pour une portée de 30 mètres, une catégorie 2 peut être obtenue sans mesures particulières. Pour une portée de 50 mètres, une seule méthode de limitation est nécessaire pour obtenir une catégorie 2. Dans le cas d'un pont de 80 mètres, un phasage de bétonnage est nécessaire pour se trouver dans la catégorie 2 et une méthode supplémentaire telle qu'une limitation des effets d'hydratation est souhaitable.

Sur la base des résultats des études particulières des chapitres 2 et 3 et des considérations de ce chapitre, il est donc possible d'obtenir une vision cohérente et objective des causes de la fissuration transversale dans les ponts mixtes et de connaître en fonction du type de pont les effets qualitatifs et quantitatifs de méthodes de limitation des contraintes de traction. Une méthode d'évaluation simplifiée basée sur les exigences concernant la fissuration probable de la dalle dans le temps est proposée et oriente les choix de construction et de conception des dalles en fonction du type de pont.

4.5 REFERENCES

- [4.1] Mivelaz P., *Etanchéité des structures en béton armé, Fuites au travers d'un élément fissuré*, Thèse de doctorat n°1539, EPFL, Lausanne, 1996.
- [4.2] SETRA, *Recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1995.
- [4.3] Lebet, J.-P., *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, Lausanne, ICOM-Construction métallique, 1987, Thèse EPFL No 661.
- [4.4] Jaccoud J.P., *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et Architectes suisses, no 23, 1982.
- [4.5] Roik K., *Verbundbrücken in Deutschland*, Schweizer Ingenieur und Architekt, 3, 1985
- [4.6] Mayor G., Lebet J.-P., *Viaduc du bois de Rosset : Rapport de mandat 644-2*, ICOM, 1995.
- [4.7] Diruy M., *Variations du coefficient de dilatation et du retrait de dessiccation des bétons en place dans les ouvrages*, Bulletin liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Vol 186, 1993.
- [4.8] Lebet J.-P., Ducret J.-M., *Comportement dans le temps des ponts mixtes continus*, Rapport OFR no 527, 1997.
- [4.9] SIA 162, *Ouvrages en béton*, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 1989.

5. VERIFICATION DE LA SECURITE STRUCTURALE

5.1 INTRODUCTION

Le développement réjouissant des ponts mixtes acier-béton évoqué dans l'introduction de ce travail a permis la réalisation d'ouvrages remplissant souvent de façon remarquable les contraintes imposées. Cependant, en comparaison avec d'autres domaines, le dimensionnement des ponts mixtes, bien qu'il aie suivi l'évolution de la philosophie de vérification basée sur les états limites, n'exploite pas complètement en Suisse les possibilités d'une telle approche, en particulier le calcul plastique de la résistance des sections mixtes. Si ces possibilités de calcul plastique sont utilisées pour les sections en travée en France et en Grande-Bretagne par exemple, elles le sont souvent par analogie au comportement de poutres mixtes du type bâtiment sans qu'une étude exhaustive des limitations ait été effectuée pour les poutres mixtes de pont.

Dans le domaine des ponts mixtes avec sections élancées, la vérification actuelle de la sécurité structurale se base sur un contrôle des contraintes en appliquant des coefficients d'équivalence acier-béton différents selon les actions considérées. Cette approche, raisonnable pour les sections élancées sujettes à des phénomènes d'instabilité, est semblable à une vérification selon le principe des contraintes admissibles et exige de longs et fastidieux calculs de la géométrie des sections qui sont propres à limiter l'intérêt des ponts mixtes pour les concepteurs. De plus, la prise en compte des effets différés du béton et de la température exigée par le comportement admis élastique des sections induit un manque de clarté entre la vérification de l'aptitude au service et de la sécurité structurale.

Dans le but de réduire la complexité du dimensionnement et de mieux représenter le comportement réel d'un pont mixte à l'état limite ultime, l'introduction d'une méthode de dimensionnement plus proche des vérifications effectuées dans d'autres domaines est donc souhaitée. Cependant, la définition des principes d'une méthode de dimensionnement basée sur un calcul plastique des sections exige la connaissance précise du comportement des sections de ponts mixtes et de son implication sur la sécurité structurale de l'ouvrage.

L'objectif de ce chapitre est donc d'étudier les possibilités de calculs plastiques dans le domaine des ponts mixtes et de mettre en évidence les avantages et limites éventuelles d'un tel calcul. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de considérer d'abord le dimensionnement actuel des ponts mixtes. Dans un deuxième temps, il s'agit d'analyser les avantages d'un calcul plastique et de définir le comportement des sections nécessaire à un tel calcul.

La démarche proposée ci-dessus comprend donc les étapes suivantes :

- analyse du dimensionnement actuel,
- étude de l'influence du retrait,
- possibilités de plastification des sections de ponts mixtes,
- conditions pour un calcul plastique,
- conclusions.

5.2 ANALYSE DU DIMENSIONNEMENT ACTUEL

La présentation du dimensionnement actuel des ponts mixtes acier-béton a été effectuée de façon générale dans le chapitre 1 de ce travail. Les détails du calcul sont donnés ci-dessous en présentant le type de sections considérées, la vérification en section et le calcul longitudinal.

5.2.1 Sections de pont mixte considérées

Les sections de ponts mixtes étudiées dans ce travail sont des sections dont l'âme est très élancée. Cet élancement décrit par le rapport b/d est en général supérieur à 100 pour un acier S355 (cf figure 5.1a et b). Ces sections sont de classe 4 selon l'Eurocode 4 [5.1]. Selon la norme SIA 161 [5.2], ces sections se prêtent à un calcul EER (Elastique - Elastique Réduit), soit à un calcul élastique des sollicitations et un calcul élastique de la résistance basée sur le modèle des sections réduites.

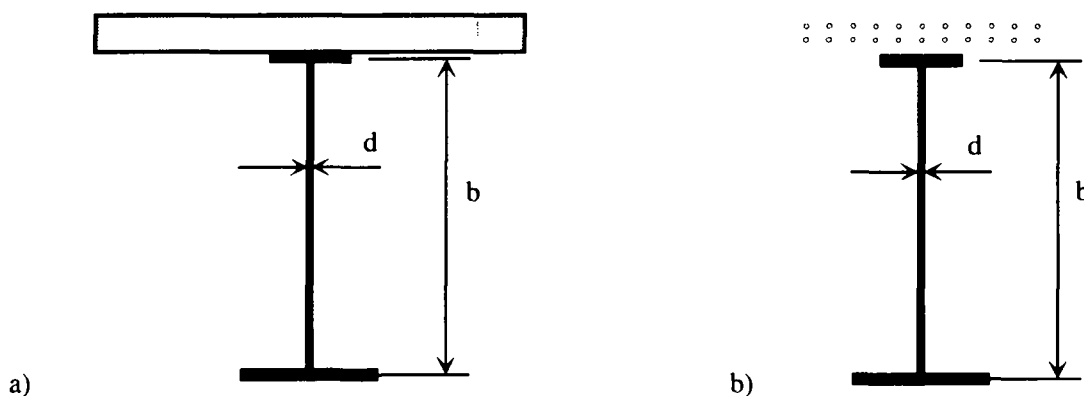


Figure 5.1 : Sections mixtes de pont : a) en travée, b) sur appui

Pour tenir compte des phénomènes d'instabilité des zones comprimées, une partie de la section de l'âme et/ou des ailes est réduite en fonction de leur élancement. La vérification de la résistance en section tient alors compte d'un trou fictif dans l'âme et/ou dans les ailes. La définition de la position de ces trous fictifs est effectuée à l'aide de la notion de largeur de participation b_{eff} (Figure 5.2, cas de l'âme) dont la valeur dépend des conditions de bord du panneau comprimé.

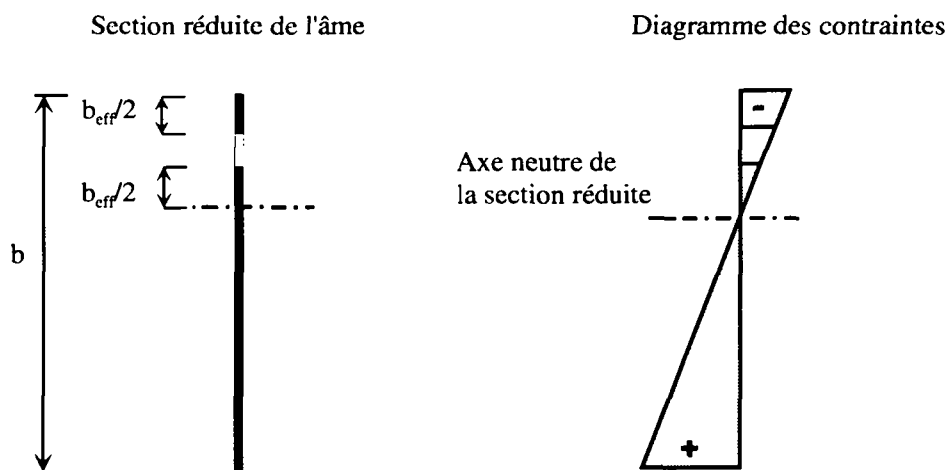


Figure 5.2 : Définition de la largeur de participation selon SIA 161 et diagramme des contraintes correspondant

5.2.2 Vérification en section

La vérification de la résistance en section selon un modèle élastique s'effectue en tenant compte des diverses étapes de construction de la structure ainsi que des actions à court et à long terme à l'aide de coefficients d'équivalence acier-béton différents. Le coefficient d'équivalence n est défini comme le rapport E_a/E_c des modules d'élasticité de l'acier et du béton. Pour une section en travée, l'utilisation du modèle basé sur les coefficients d'équivalence correspond à une réduction de la largeur de la dalle en béton (section équivalente) dans le calcul des caractéristiques des sections mixtes lorsque ce coefficient augmente (Fig. 5.3a). Les sections à prendre en compte pour le dimensionnement sont les suivantes :

- la section d'acier seul sur laquelle agit le poids propre de la dalle et de la poutre métallique pour un pont non étayé lors du bétonnage,
- une section pour le calcul des contraintes dues au trafic avec un coefficient d'équivalence de 6 environ (courte durée),
- une section pour le calcul des contraintes dues au retrait avec un coefficient d'équivalence de 15 environ (durée moyenne),
- une section pour le calcul des contraintes dues aux charges permanentes avec un coefficient d'équivalence de 20 environ (longue durée).

La figure 5.3b illustre les contraintes agissant sur les sections mixtes en fonction des principales actions. Les contraintes proviennent principalement des moments de flexion excepté pour la prise en compte du retrait pour lequel il faut tenir compte d'un effort normal dû à la retenue de la dalle par la poutre métallique (§5.3). Les effets du gradient de température extérieure, non représenté ici, sont à prendre en compte selon la figure 4.5 (§ 4.2.2).

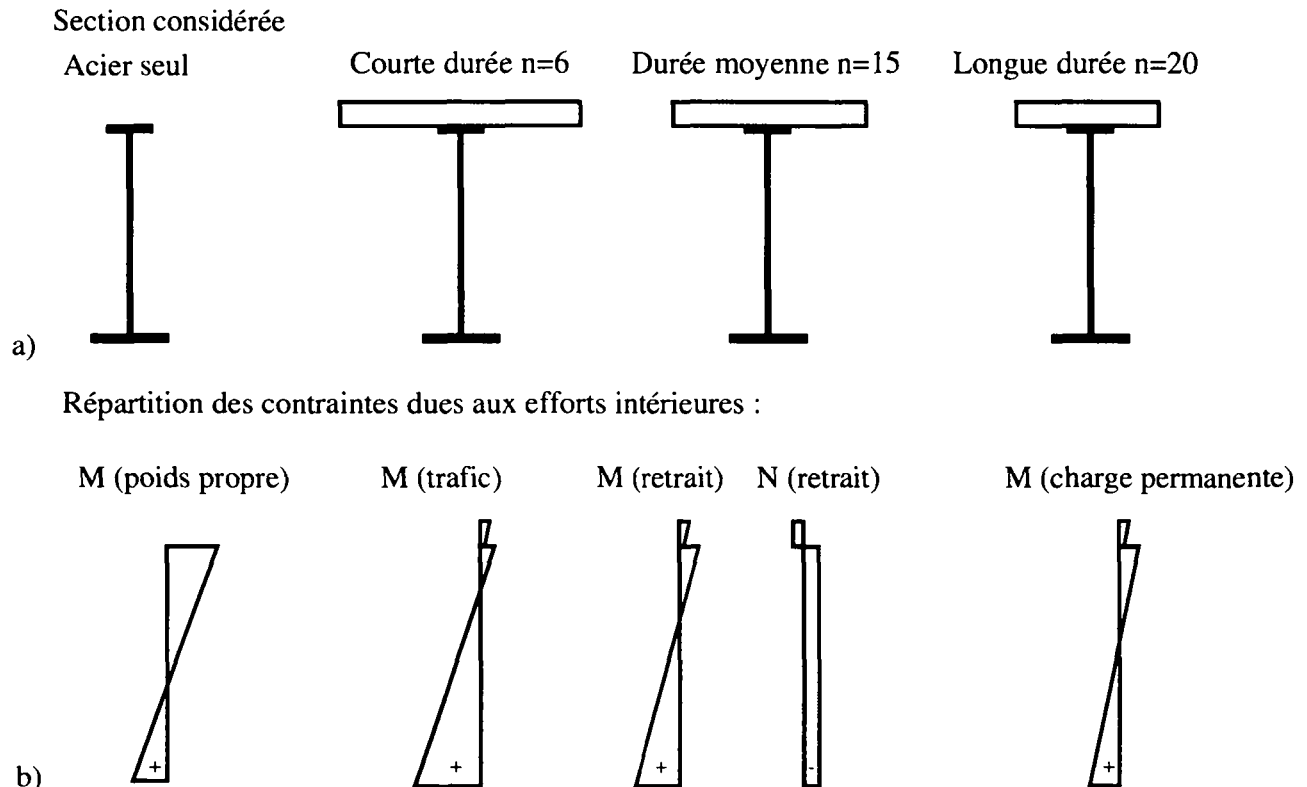


Figure 5.3 : Vérification en travée : a) section considérée, b) répartition des contraintes correspondantes

La vérification de la sécurité structurale s'effectue en additionnant les contraintes dues aux charges majorées agissant sur les différentes sections considérées. La vérification ne s'effectue donc pas par rapport au moment résistant de la section mais par rapport aux contraintes.

Afin de fixer un ordre de grandeur des actions agissant sur les section mixtes en travée, la figure 5.4 montre les valeurs des moments fléchissants par rapport au moment total de dimensionnement M_{dtot} . Cette figure présente ces rapports pour plusieurs ouvrages représentatifs tirés d'une base de données (portées entre 30 et 120 mètres) établie à l'ICOM [5.3] contenant des références à plus de 20 ouvrages construits ou projetés ces 20 dernières années. La valeur de M_{dacier} se réfère au moment agissant sur la section métallique, M_{dct} au moment dû au trafic (courte durée) et M_{dlt} au moment dû aux charges permanentes (longue durée). Les effets du retrait sont négligés, un paragraphe particulier étant consacré à cette action (§ 5.3).

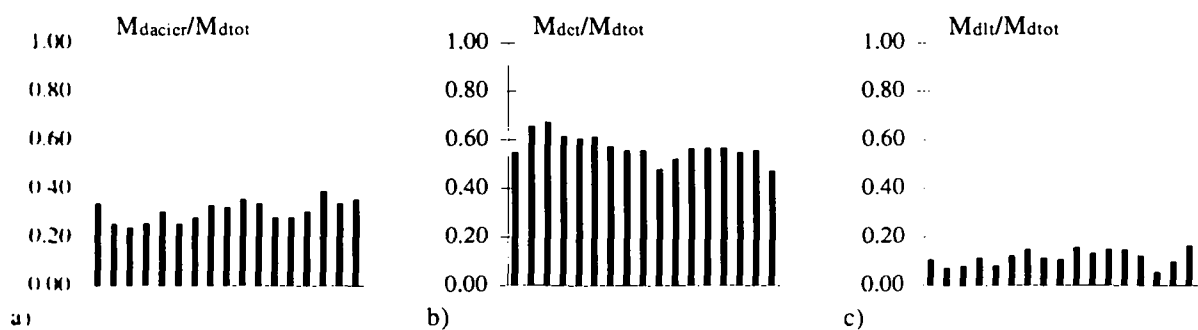


Figure 5.4 : Moments fléchissants sur les sections en travée : a) poids propre, b) trafic, c) charge permanente

La figure 5.4 montre que les moments agissant sur la section métallique seule sont en moyenne égaux à 33% de M_{dtot} . Les moments dus au trafic représentent en moyenne 57% de M_{dtot} , les charges permanentes n'engendrant que 10% de M_{dtot} . Les actions les plus importantes pour le dimensionnement sont donc essentiellement le trafic et le poids propre de la dalle et de la poutre métallique.

La vérification des sections sur appuis intermédiaires présentée sur la figure 5.5 nécessite la prise en compte d'un nombre limité de sections par rapport au calcul en travée. En effet, la résistance à la traction du béton est en général complètement négligée dans les modèles usuels et seuls les cas où l'acier résiste seul et le cas de l'acier avec l'armature sont à considérer.

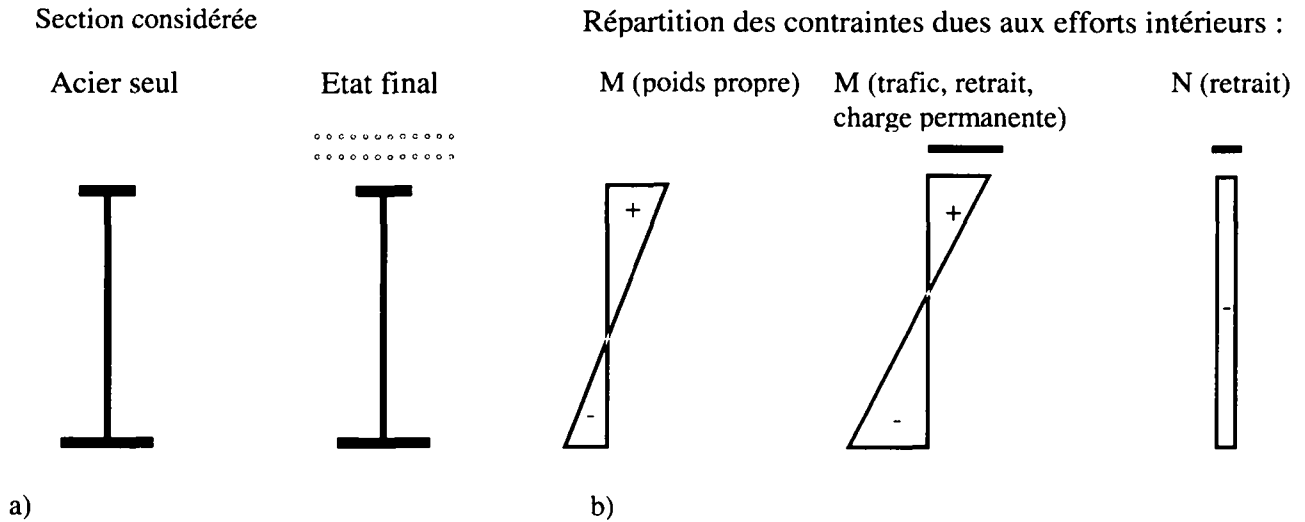


Figure 5.5 : Calcul élastique sur appui : a) sections considérées, b) répartition des contraintes

La vérification de la sécurité structurale s’effectue par addition des contraintes dues aux charges majorées de la même façon que pour les sections en travée.

Les valeurs relatives de moments fléchissants dues aux actions engendrées par le poids propre de la dalle et de l’acier (M_{acier}), le trafic (M_{dct}) et les charges permanentes (M_{dlt}) sont présentées sur la figure 5.6.

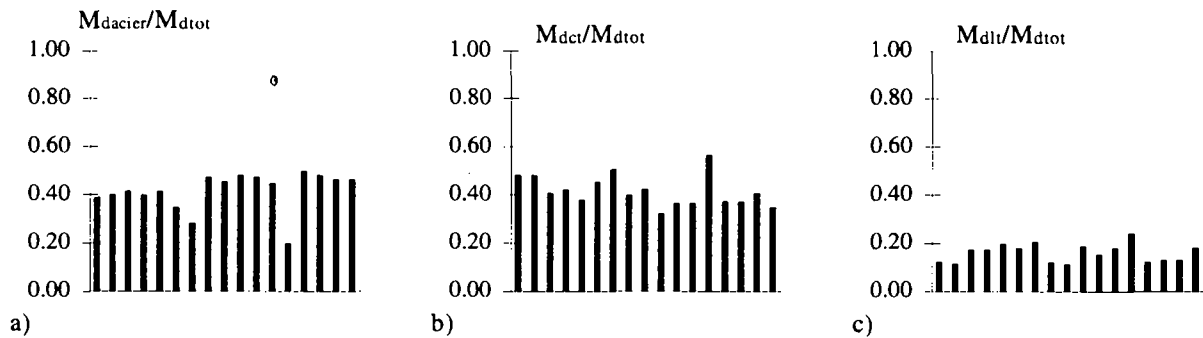


Figure 5.6 : Moments fléchissants sur les sections sur appui : a) poids propre, b) trafic, c) charge permanente

La figure 5.6 montre que les moments agissants sur la section métallique seule sont en moyenne égaux à 40% de M_{dtot} . Les moments dus au trafic représentent en moyenne 45% de M_{dtot} , les charges permanentes n’engendrant que 15% de M_{dtot} . Les actions les plus importantes pour le dimensionnement sont donc essentiellement le trafic et le poids propre de la dalle comme pour les sections en travée.

5.2.3 Calcul longitudinal

Pour calculer les efforts intérieurs agissant dans les sections mixtes, le système statique longitudinal est à considérer en tenant compte des inerties des différentes sections. Si la détermination des

inerties est aisée pour les actions agissant sur la section métallique, le calcul des efforts intérieurs dans le cas d'une poutre mixte exige la prise en compte de la fissuration de la dalle dans les zones tendues. La figure 5.6 montre le modèle simplifié généralement admis pour tenir compte de la fissuration des zones sur appuis intermédiaires.

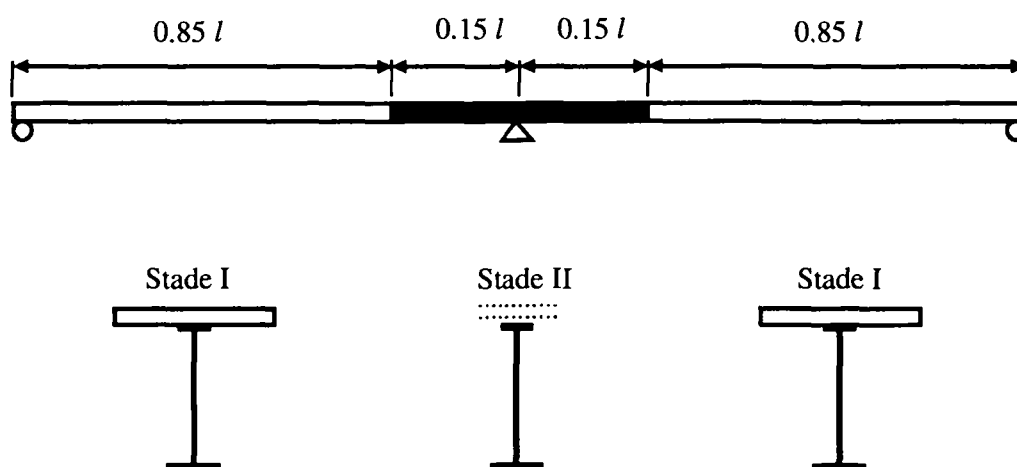


Figure 5.6 : Modèle simplifié pour le calcul des efforts intérieurs

Les inerties des sections en travée sont considérées avec du béton en stade I (non fissuré) et les inerties des sections sur appui avec du béton en stade II-nu soit avec de l'armature uniquement. La zone fissurée est admise sur une longueur égale à $0.15-0.2 l$. Il faut noter que, en toute rigueur, les inerties de la section de travée en stade I sont à modifier en fonction de l'action considérée. En effet, le coefficient d'équivalence acier-béton change et modifie l'inertie de la section et donc la répartition des efforts intérieurs entre les sections en travée et sur appuis intermédiaires.

Le dimensionnement actuel des ponts mixtes nécessite donc des calculs longs et fastidieux des caractéristiques des sections pour tenir compte de l'évolution du module d'élasticité du béton en fonction de la durée d'application de la charge. Il semble donc important d'étudier dans quelle mesure ces divers calculs sont nécessaires et peuvent être simplifiés.

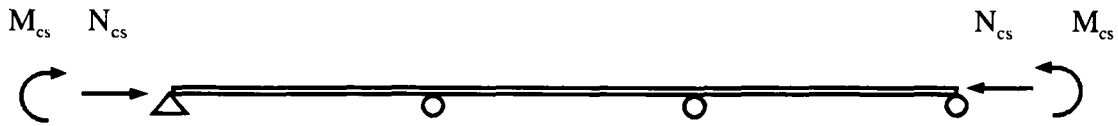
5.3 INFLUENCE DU RETRAIT

La prise en compte du retrait de dessiccation pour la vérification de la sécurité structurale est certainement le point le plus contesté du dimensionnement des ponts mixtes. Il est donc intéressant d'étudier l'influence du retrait de dessiccation sur la sécurité structurale des ponts mixtes en analysant le calcul traditionnel puis l'effet de la fissuration de la dalle et enfin son importance effective en considérant les sections fissurées sur appuis intermédiaires.

5.3.1 Calcul traditionnel

La manière classique de tenir compte de l'effet du retrait est présentée sur la figure 5.7. Le raccourcissement longitudinal empêché de la dalle par la poutre métallique est modélisé par un effort normal N_{cs} agissant au centre de gravité de la poutre mixte et un moment M_{cs} . Pour calculer l'état de contrainte dans la dalle seule, il faut tenir compte de l'effort de traction N_{cs} .

Effets dus au retrait



Effort normal



Moment de flexion

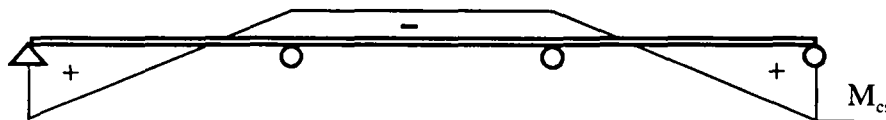


Figure 5.7 : Actions sur la poutre mixte dues au retrait

Cette modélisation implique donc un diagramme des moments particulièrement important sur les travées de rive et négligeable pour les travées intermédiaires des ponts continus. Par contre, l'effort normal N_{cs} reste constant sur toute la longueur de la poutre et engendre des contraintes de compression élevées pour les sections sur appuis intermédiaires. En effet, ces sections sont considérées dans le calcul en stade II-nu et l'effort normal N_{cs} est repris uniquement par l'acier de construction et l'armature.

En considérant une poutre sur plusieurs travées, l'effet du moment peut être négligé sur les appuis centraux et seul l'effet de l'effort normal N_{cs} est à prendre en compte. A l'aide du coefficient de retenue β , la contrainte de compression σ_{cs} dans la poutre métallique peut s'écrire :

$$N_{cs} = E_c^* \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_c \quad (5.1)$$

$$\sigma_{cs} = \frac{N_{cs}}{A_a + A_s} = \frac{E_c^* \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_c}{A_a + A_s} = \frac{E_c^* \cdot \varepsilon_{cs}}{\beta + \rho} \quad (5.2)$$

avec :

- σ_{cs} : contrainte de compression dans la poutre métallique
- N_{cs} : effort normal dû au retrait
- E_c^* : module d'élasticité du béton ajusté
- ε_{cs} : déformation spécifique due au retrait
- A_c : surface de la dalle de béton
- β : coefficient de retenue défini comme le rapport des surfaces d'acier (A_a) et de béton (A_c)
- ρ : pourcentage d'armature dans la dalle

En se référant aux valeurs données dans les normes, la valeur de ε_{cs} à prendre en compte dans les calculs est de l'ordre de 0.25‰. Il faut noter au passage que ces valeurs sont légèrement plus

élevées par rapport aux mesures effectuées par l'ICOM in situ et déjà évoquées dans le chapitre 4 (valeur finale de 0.2‰).

En admettant une valeur de 0.25‰ pour ϵ_{cs} et en considérant un pourcentage d'armature ρ de 1.0%, la contrainte dans la poutre métallique σ_{cs} due à l'effort normal de compression N_{cs} est de -60 N/mm² pour une valeur de β de 0.05 et de -35 N/mm² pour une valeur de β de 0.10. Ces valeurs non majorées ne sont donc pas négligeables, elles représentent en effet entre 10 et 17% de la limite élastique d'un acier S355.

Ces valeurs de contraintes de compression sur appui dues uniquement à l'effort normal du retrait sont suffisamment importantes pour qu'il soit intéressant d'analyser de façon plus réaliste l'effet de la fissuration de la dalle sur appui sur les efforts intérieurs provoqués par le retrait.

5.3.2 Effet de la fissuration

La fissuration de la dalle sur appui peut être modélisée de façon simplifiée sur la base du modèle de la figure 5.8. Ce modèle décrit, sur une longueur unitaire l , le comportement d'un tirant fissuré en béton armé en deux zones.

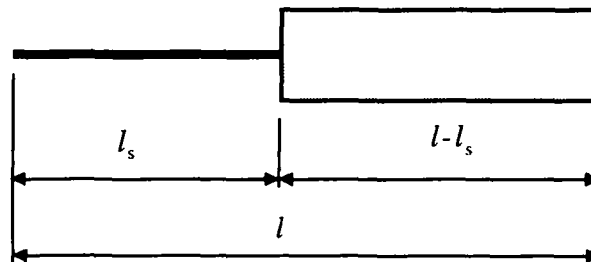


Figure 5.8 : Modèle simplifié d'un élément en traction

La première zone l_s est constituée de l'armature seule (Stade II-nu) et la deuxième du béton homogène (Stade I). La déformation spécifique moyenne moyen de l'élément fissuré ϵ_{sm} (fissuration stabilisée) est donnée selon le code modèle CEB-FIP 90 [5.4]. En égalant la déformation spécifique moyenne donnée par le CEB au modèle simplifié de tirant de la figure 5.8, on obtient :

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{l_s}{l} + \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \frac{l - l_s}{l} \quad (5.3)$$

avec :

- ϵ_{sm} : déformation spécifique moyenne de l'élément fissuré
- ϵ_{s2} : déformation spécifique moyenne de l'armature
- β_t : coefficient dont la valeur est 0.4 resp. 0.25 pour des actions de courte durée resp. longue durée
- ϵ_{sr1} : déformation spécifique de l'armature en considérant la dalle non fissurée pour une contrainte égale à la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm}
- ϵ_{sr2} : déformation spécifique de l'armature au droit de la fissure pour une contrainte égale à la résistance moyenne à la traction du béton f_{ctm}
- σ_s : contrainte dans l'acier d'armature calculée en stade II-nu ($\sigma_s = N/A_s$) avec N effort normal dans le tirant
- E_a : module d'élasticité de l'acier d'armature

σ_c : contrainte dans la dalle de béton (zone homogène)
 E_c : module d'élasticité du béton

La longueur $l-l_s$ qui représente la part de la rigidité correspondant au béton homogène peut être calculée en fonction de la contrainte de traction dans l'armature σ_s (calculée en stade II-nu) sur la base de l'équation 5.3. La figure 5.9 représente un tel diagramme avec une valeur de résistance à la traction du béton de 2.0 N/mm^2 , une valeur de $\beta_t = 0.4$, un pourcentage d'armature ρ de 1.5% et un module d'élasticité E_c égal à $35'000 \text{ N/mm}^2$.

Dans la partie du diagramme où le béton est en stade I, la contrainte dans l'armature σ_s indiquée n'est pas la contrainte réelle. En effet, selon la définition de $\sigma_s = N/A_s$, la contrainte dans l'armature est calculée comme si l'effort normal est repris par l'armature seule, ce qui n'est pas le cas en stade I.

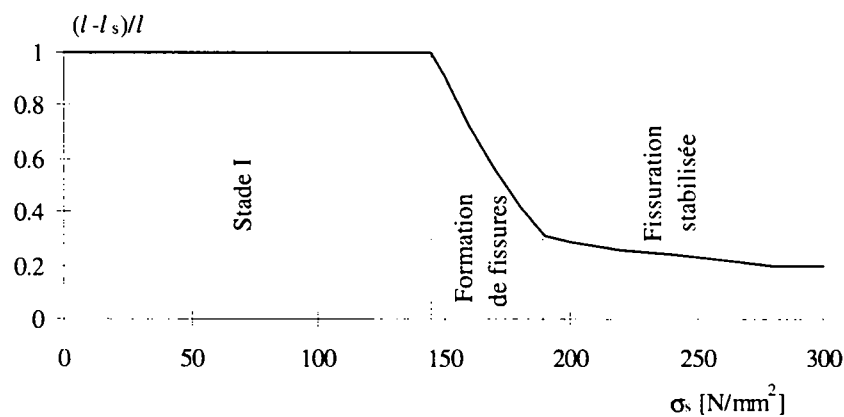


Figure 5.9 : Evolution de la rigidité de la dalle tendue exprimée par la valeur de $(l - l_s)/l$ en fonction de la contrainte σ_s dans l'armature

La figure 5.9 montre que, dès que la fissuration commence, la rigidité de la dalle tendue diminue fortement et la part de béton encore active évolue rapidement vers une valeur inférieure à 20% de la valeur initiale. Cette forte diminution de la zone active de béton est intéressante si elle est reliée au problème de déformation imposée causée par le retrait. Dans ce cas, l'équation (5.3) peut s'écrire sous la forme suivante en considérant l'allongement imposé dû au retrait ϵ_{cs} sur la longueur de béton $l-l_s$:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) + \epsilon_{cs} \cdot \frac{(l-l_s)}{l} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s + \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot \frac{(l-l_s)}{l} + \epsilon_{cs} \cdot \frac{(l-l_s)}{l} \quad (5.4)$$

L'allongement supplémentaire dû au retrait s'applique uniquement sur la zone en stade I du modèle du tirant. Le rapport $(l-l_s)/l$ diminuant fortement du fait de la fissuration (Fig. 5.9), l'allongement supplémentaire dû au retrait devient également faible. De façon simplifiée et sur la base des travaux de Roik [5.5] et les indications données dans l'Eurocode 4 [5.1], il est possible d'admettre que le retrait devient négligeable sur une zone fissurée de béton.

Dans ces conditions, le modèle de retrait présenté à la figure 5.7 n'est plus valide, les zones sur appuis intermédiaires n'étant plus influencées par le retrait. La figure 5.10 présente la modélisation à adopter en admettant que les zones sur appuis intermédiaires sont fissurées.

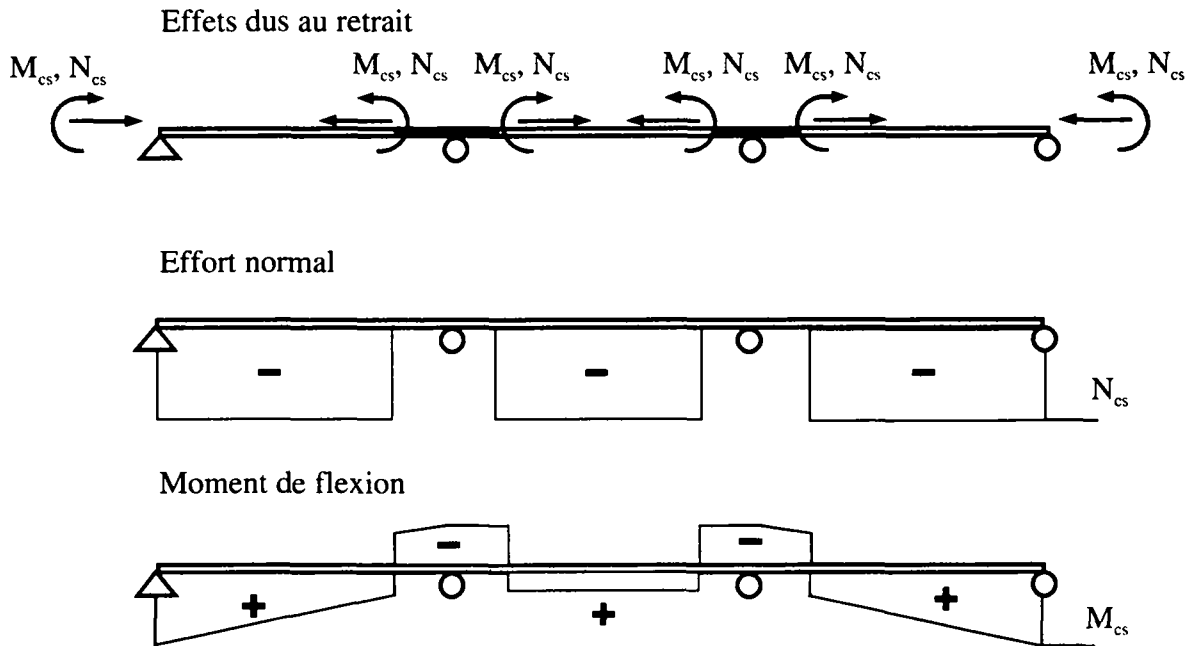


Figure 5.10 : Moments de flexion et effort normal sur la section mixte en tenant compte de la fissuration sur appuis intermédiaires

La figure 5.10 montre que le diagramme de l'effort normal n'est plus constant sur toute la longueur du pont mais est nul sur les appuis et constant sur les zones en travée. Les moments de flexion montrent une discontinuité sur la section de transition entre une zone d'appui et une zone en travée.

Cette modélisation permet donc de supprimer l'effet de l'effort normal sur les sections au droit des appuis intermédiaires mais exige par contre un contrôle des moments de flexion.

5.3.3 Importance du retrait dans le dimensionnement

Le paragraphe précédent a permis de montrer que la vérification du retrait sur les appuis intermédiaires peut être limitée à la valeur du moment de flexion causé par la continuité de la structure. La figure 5.11 présente un système statique bi-encastré modélisant de façon simplifiée une travée intermédiaire d'un pont mixte soumise à un moment de flexion dû au retrait à une distance αl de l'appui.

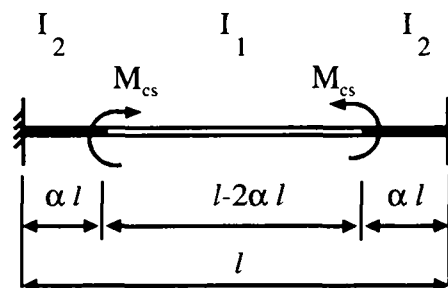


Figure 5.11 : Système statique simplifié pour le calcul du moment dû au retrait sur les appuis intermédiaires

Le moment M^- au droit de l'appui est donné par l'équation suivante (calcul élastique) :

$$M^- = M_{cs} \cdot \frac{-1 + 2 \cdot \alpha}{-2 \cdot I_2 \cdot \alpha - I_1 + 2 \cdot I_1 \cdot \alpha} \cdot I_1 \quad (5.5)$$

Le diagramme des moments est donc dépendant du rapport des inerties mixtes en travée (stade I, I_1) et sur appui (stade II-nu, I_2). Les rapports d'inertie en travée et sur appui obtenu grâce à la base de données de l'ICOM sont présentés sur la figure 5.12 pour un coefficient d'équivalence n égal à 15.

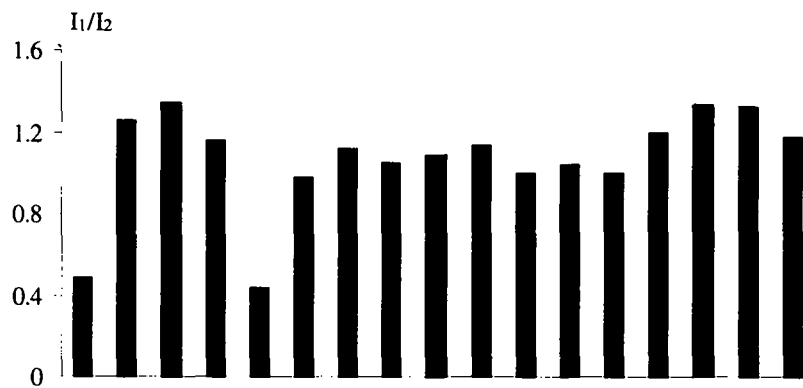


Figure 5.12 : Rapport des inerties travée/appui I_1/I_2 pour des ponts mixtes suisses

Les rapports d'inerties en travée et sur appui sont proches d'une valeur unitaire pour des ponts de hauteur constante. Les deux exceptions de la figure 5.12 sont des ponts à hauteur variable. En introduisant $I_1=I_2$ dans l'équation 5.5 on obtient :

$$M^- = M_{cs} \cdot (1 - 2 \cdot \alpha) \quad (5.6)$$

Avec $\alpha = 0.15$, la valeur de M^- devient :

$$M^- = 0.7 \cdot M_{cs} \quad (5.7)$$

Sur la base de cette valeur de M^- , il est possible de calculer les contraintes au droit de la section sur appui intermédiaire. Ces calculs ont été effectués pour les ponts recensés dans la base de données de l'ICOM.

Les hypothèses prises en compte pour ce calcul sont les suivantes :

- valeur finale du retrait 0.25‰,
- coefficient d'équivalence acier-béton $n=15$,
- $M^- = 0.7 M_{cs}$

La figure 5.13 illustre les résultats de ce calcul. Les contraintes $\sigma_{cs,inf}$ sur appui dans l'aile inférieure des poutres métalliques dues à l'effet du retrait sont montrées pour divers ponts considérés.

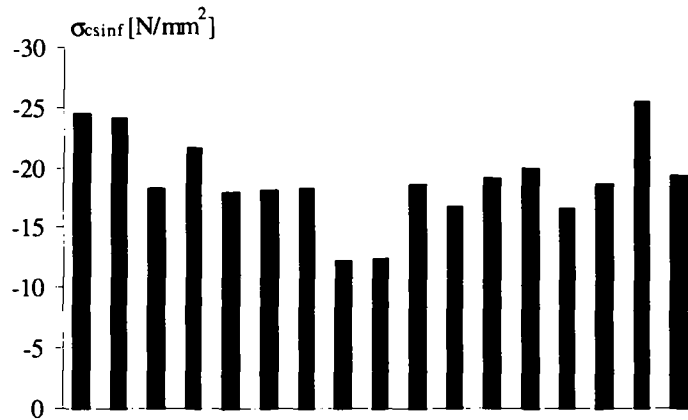


Figure 5.13 : Contrainte de compression σ_{csinf} dans l'aile inférieure des poutres sur appui

La valeur moyenne des contraintes données sur la figure 5.13 est de -19 N/mm^2 avec un écart-type de 3.6 N/mm^2 . Pour le dimensionnement, il est donc raisonnable de proposer d'admettre une valeur de contrainte de compression de -26 N/mm^2 (moyenne + 2 écarts-types) pour $\epsilon_{cs}=0.25\%$ dans l'aile inférieure pour tenir compte de l'effet du retrait sur appui intermédiaire.

Il faut noter que les valeurs des contraintes dans l'aile supérieure et dans l'armature ne sont pas déterminantes. En effet, si l'aile supérieure est sous-dimensionnée en ne tenant pas compte des contraintes de traction dues au retrait, le seul problème est une plastification possible de cet élément à l'état limite ultime. Cependant, une plastification de l'aile supérieure pour une section sur appui intermédiaire est plutôt favorable. En effet, si l'aile supérieure se plastifie, l'axe neutre va descendre et la zone comprimée de l'âme diminuer. Dans ces conditions, il est donc possible de négliger l'effet du retrait sur les contraintes dans l'aile supérieure sur appui pour la vérification de la sécurité structurale.

5.3.4 Conclusion

En conclusion, cette analyse a permis de montrer que le modèle traditionnel de prise en compte du retrait ne correspondait pas à la réalité du comportement de la dalle de béton, en particulier sur les zones d'appui où la dalle est tendue et admise fissurée pour le contrôle de la sécurité structurale. Le modèle proposé sur la base de considérations sur la fissuration permet de limiter la prise en compte de l'effet du retrait sur les seules zones en travée. Les zones sur appui intermédiaire ne sont plus sollicitées que par un moment de flexion dû à la continuité de la structure. Un calcul des contraintes due au retrait dans l'aile inférieure des poutres sur appui a été effectué pour une vingtaine de ponts mixtes figurant dans la base de données de l'ICOM. Les résultats montrent que ces contraintes de compression sont peu variables et qu'une valeur de -26 N/mm^2 pour $\epsilon_{cs}=0.25\%$ peut être admise pour la vérification de la sécurité structurale.

5.4 PLASTIFICATION DES SECTIONS DE PONTS MIXTES

L'introduction du calcul plastique dans le dimensionnement des ponts mixtes permet de faciliter l'accès au dimensionnement de ces ouvrages tout en reflétant mieux leur comportement à la rupture. Cependant, il est nécessaire d'une part de mettre en évidence l'intérêt d'un tel calcul et d'autre part de décrire le comportement des sections et d'analyser les possibilités de plastifications des sections.

Il faut noter que cette étude se limite à un calcul plastique des sections seules, la détermination des efforts intérieurs étant effectuée de façon élastique. Au sens de la norme suisse SIA 161, l'analyse se borne à envisager un calcul élastique plastique (EP).

5.4.1 Intérêt d'un calcul plastique

Le dimensionnement plastique des sections de ponts mixtes offre avant tout un intérêt lié à la simplification de la vérification de la sécurité structurale. En effet, si un modèle plastique de la résistance peut être défini, la vérification de la sécurité structurale peut se faire en comparant des valeurs de résistance (moments plastiques) à des valeurs calculées des efforts intérieurs. Le passage par les contraintes et la détermination des diverses caractéristiques élastiques des sections sont alors évités et le dimensionnement est fortement facilité. Naturellement, la prise en compte des possibilités de plastification des sections permet également d'augmenter la valeur de résistance des sections et donc de diminuer la quantité de matière nécessaire.

D'un autre point de vue, les effets des déformations imposées telles que le retrait par exemple, n'est plus à prendre en compte pour la vérification de la sécurité structurale. La figure 5.14, tirée de la référence [5.6], montre l'effet d'une courbure imposée sur une section dont le comportement est élastique ou plastique.

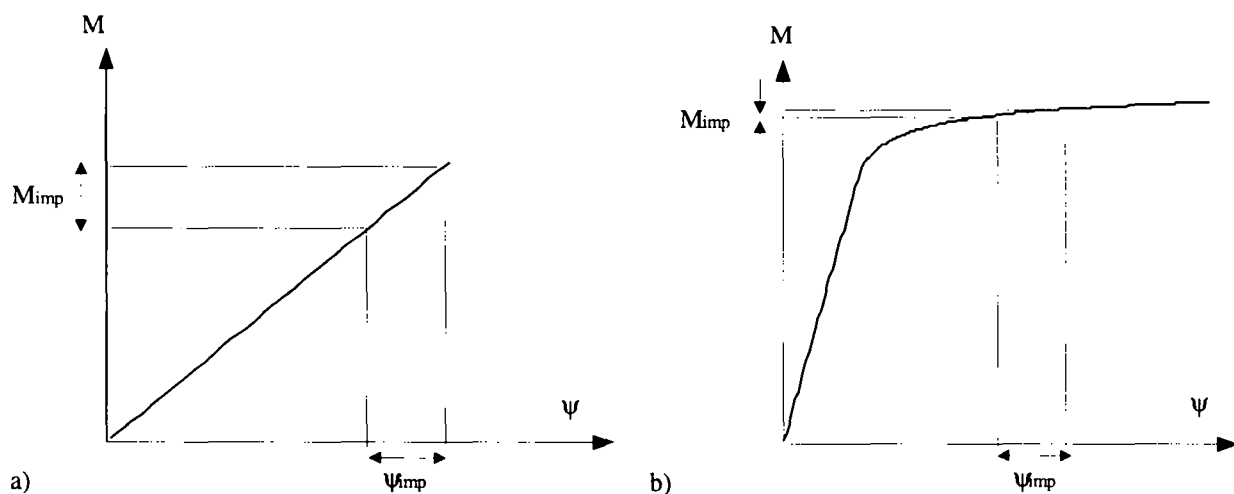


Figure 5.14 : Influence des déformations imposées sur le comportement à la rupture d'une section : a) comportement élastique, b) comportement plastique

Pour la même valeur de courbure imposée ψ_{imp} , le moment imposé M_{imp} sur la section est très différent. Si la valeur du moment correspondant est importante pour une section dont le comportement est élastique, elle devient négligeable pour une section au comportement plastique. Cette constatation implique donc que, pour une section de ponts mixtes dont le comportement à la rupture peut être admis plastique, les effets des déformations imposées telles que le retrait, le fluage ou les effets de température peuvent être négligés dans la vérification de la sécurité structurale.

5.4.2 Possibilités de plastification des sections

Les sections de ponts mixtes ont un comportement à la rupture qui est fortement influencé par les phénomènes d'instabilité des zones comprimées. Dans les poutres de ponts mixtes, ces phénomènes

sont surtout importants pour le comportement de l'âme. La dimension de la zone comprimée de l'âme n'est pas la même pour une section sur appui ou en travée et pour cette raison leur comportement à la rupture doit être distingué.

Sections en travée

Les sections en travée sont sollicitées par des moments positifs, l'aile inférieure est tendue et la dalle comprimée. La zone en compression de l'âme se situe donc dans la partie supérieure proche de la dalle. La figure 5.14a montre la position de l'axe neutre plastique b_c pour une section en travée. Si la valeur de b_c est faible, l'élançement de la zone comprimée de l'âme est faible et les phénomènes d'instabilité locale de l'âme peuvent être négligés. Dans ce cas, un calcul plastique de la résistance des sections est possible. Une étude menée au Canada [5.7] montre que pour des valeurs de b_c/b inférieures à 0.35, un calcul plastique de la résistance est possible. Il convient de noter que ces limitations sont surtout importantes dans les ponts multipoutres pour lesquels la largeur participante de la dalle b_{eff} est limitée et implique une augmentation de la hauteur b_c . Dans la plupart des ponts bipoutres ou caissons européens, la position de l'axe neutre plastique est dans la dalle ou pour le moins très proche de l'aile supérieure.

Pour ces ponts, la limitation b_c/b n'est en général pas contraignante et un calcul plastique peut être envisagé. La figure 5.14b présente une relation moment-courbure calculée pour une section mixte de pont soumise à un moment positif si aucun effort initial n'est appliqué sur la section métallique ou si un effort initial M_g est présent dans la section métallique.

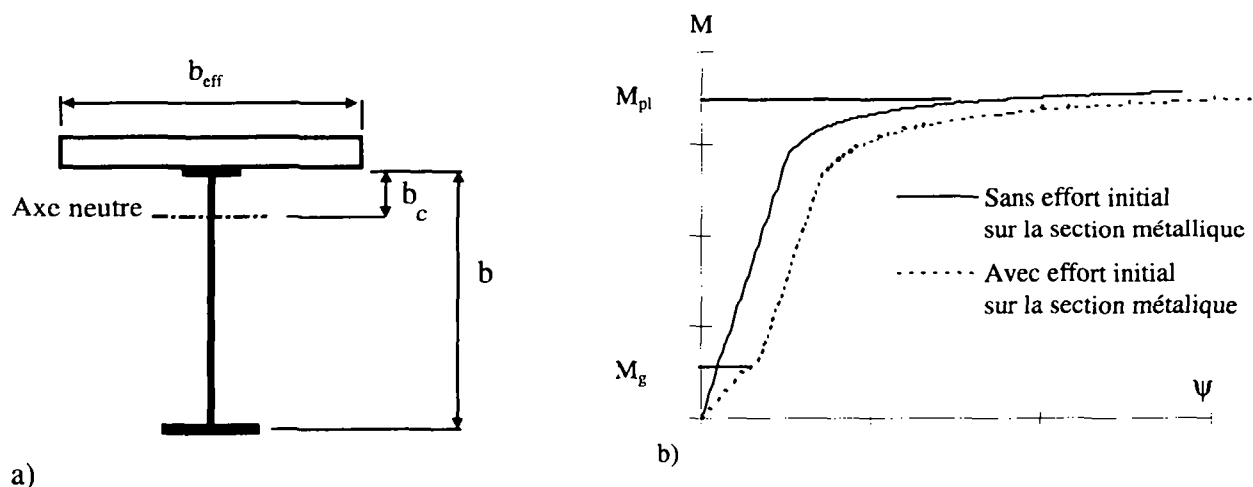


Figure 5.14 : Section mixte en travée : a) position de l'axe neutre, b) comportement moment-courbure

La figure 5.14b montre que, dans les deux hypothèses, la valeur du moment plastique final M_{pl} reste la même. Dans le cas des ponts mixtes, cette constatation implique donc que, pour une section en travée, les contraintes présentes dans la poutre métallique seule (poutre non-étayée) influencent de façon négligeable le moment de résistance de la section.

Sections sur appui

Les sections sur appui sont soumises à des moments de flexion négatifs, l'aile inférieure est comprimée ainsi qu'une partie importante de l'âme décrite par la hauteur b_c sur la figure 5.15a. Les phénomènes d'instabilité sont prépondérants (voilement local de l'âme et instabilité de l'aile inférieure) et un modèle plastique simple n'est pas envisageable. Des essais menés à l'ICOM sur des sections sur appui montrent cependant une certaine ductilité de ces sections [5.8] mais de nombreuses questions restent encore en suspens (interaction flexion-cisaillement, capacité de rotation) et l'exploitation de cette ductilité n'est pas intégrée dans cette étude. Le comportement moment courbure admis sur appui est donc élastique (figure 5.15b).

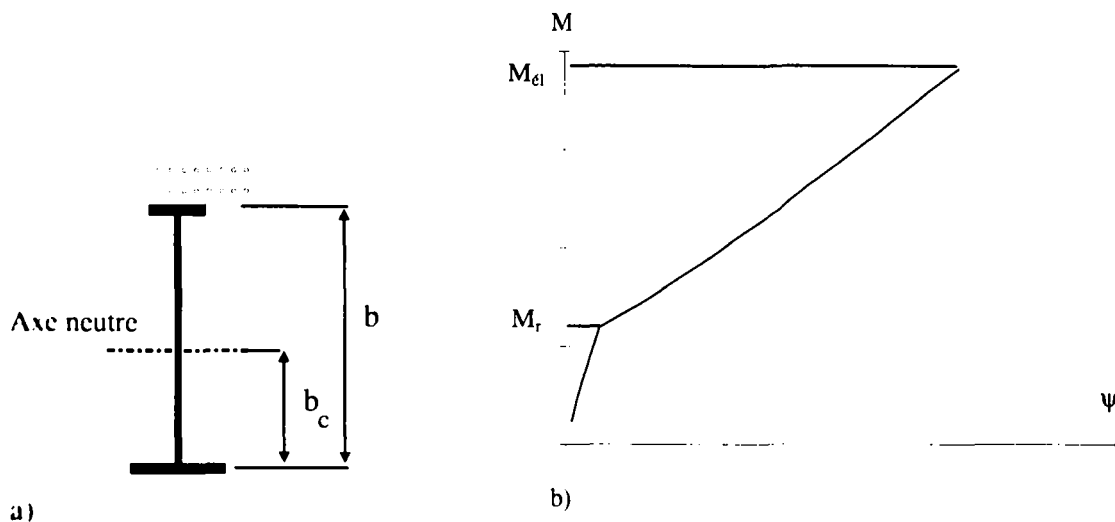


Figure 5.15 : Section mixte sur appui : a) position de l'axe neutre, b) comportement moment-courbure

Le comportement moment courbure présenté à la figure 5.15b comprend une première zone avant fissuration de la dalle de béton (Moment de fissuration M_r). La deuxième zone est caractérisée par une rigidité plus faible due à la fissuration de la dalle. La valeur maximale du moment de résistance M_{el} en section est obtenue lorsque l'aile inférieure de la poutre atteint la limite élastique ou une valeur inférieure dictée par des phénomènes d'instabilité de l'aile comprimée.

5.4.3 Synthèse

Les possibilités d'un calcul plastique de la résistance pour les sections de ponts mixtes se limitent aux sections en travée. Le comportement des sections sur appuis intermédiaires est fortement influencé par les phénomènes d'instabilité ce qui exclut d'atteindre un moment plastique. Pour les sections en travée, un modèle plastique de la résistance des sections peut être adopté à condition de respecter une valeur limite pour la position de l'axe neutre. Cette valeur limite n'est en général pas contraignante pour les ponts mixtes bipoutres ou en caisson européen. Les sections sur appuis intermédiaires sont à considérer avec un comportement élastique, les quelques essais effectués à l'ICOM [5.8] et dans d'autres instituts [5.9] n'étant pas suffisants pour permettre d'admettre un comportement même partiellement plastique.

5.5 CONDITIONS POUR UN CALCUL PLASTIQUE

Si le calcul plastique de la résistance des sections est possible en travée, il est important d'analyser les conséquences de cette plastification sur le comportement général de l'ouvrage. En particulier, la rotation nécessaire pour atteindre le moment plastique en travée implique une réduction de rigidité de la section et une redistribution des efforts intérieurs. La démarche proposée consiste à fixer les positions des charges à étudier pour obtenir les enveloppes des moments sur appui et en travée puis à déterminer les conséquences d'une plastification sur les allures des courbes enveloppes.

5.5.1 Positions des charges et efforts intérieurs de dimensionnement

Pour le dimensionnement des ponts mixtes, les moments de dimensionnement principaux en travée et sur appui sont obtenus à l'aide de deux positions de charge principales dues aux charges réparties q et concentrée Q de trafic. Ces positions de charge sont illustrées sur la figure 5.16 a et b pour une poutre sur deux travées. Des positions de charge similaires sont obtenues pour des ponts à plusieurs travées.

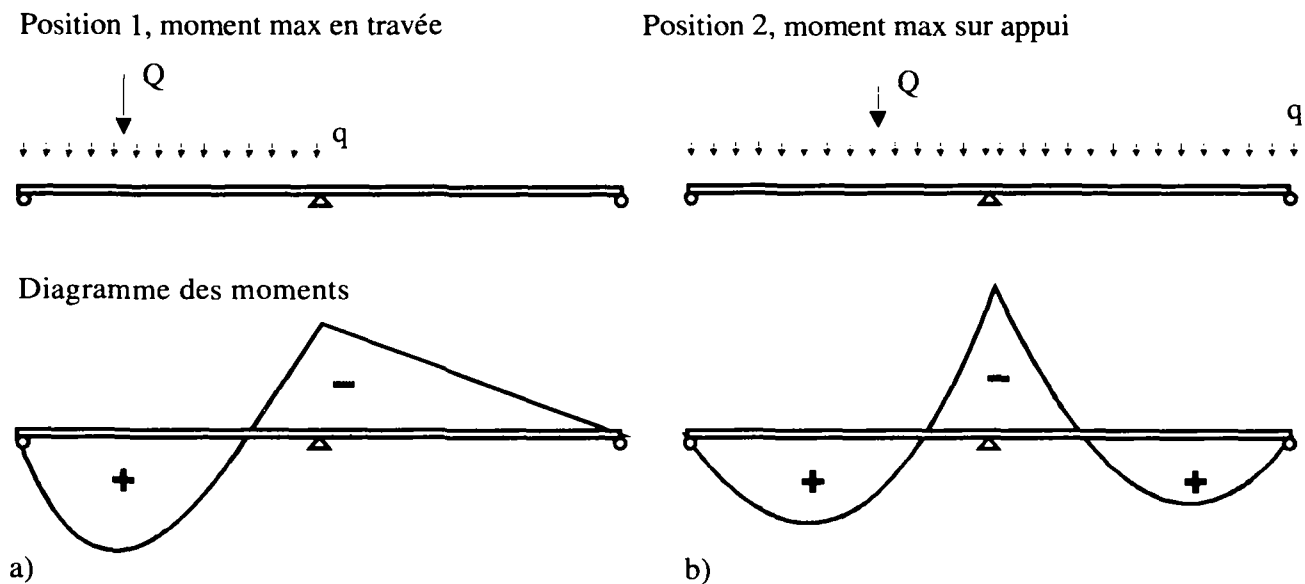


Figure 5.16 : Position des charges : a) Moment max en travée, b) Moment max sur appui

La position 1 (Fig. 5.16a) permet d'obtenir le moment maximum en travée. La position 2 (Fig. 5.16b) provoque le moment maximum sur l'appui intermédiaire. Si le comportement des sections est élastique, ces deux positions permettent d'obtenir l'enveloppe des moments maximaux en travée et sur appui. Par contre, si les sections en travée se plastifient, la redistribution des efforts intérieurs de la travée vers l'appui peut modifier le diagramme des moments de la position de charge 1 jusqu'à devenir déterminante pour le dimensionnement sur appui. Comme le calcul des efforts intérieurs se fait de façon élastique pour les deux positions de charge, il ne tient pas compte de cette redistribution de la travée vers l'appui pour la position de charge 1. Il est donc possible que la redistribution des moments dues à la plastification de la travée pour la position de charge 1 crée des moments sur appui supérieurs à ceux calculés pour la position de charge 2. Dans ce cas, un calcul élastique des efforts intérieurs sans prise en compte des redistributions dues à la plastification ne permet pas de déterminer la valeur des moments maximaux sur appui.

5.5.2 Influence d'une plastification des sections sur les efforts intérieurs

Dans le cas de la plastification d'une section en travée, soit la position 1 évoquée sur la figure 5.16, la rigidité de la travée diminue et les moments sont redistribués vers l'appui. Cette situation est présentée sur la figure 5.17.

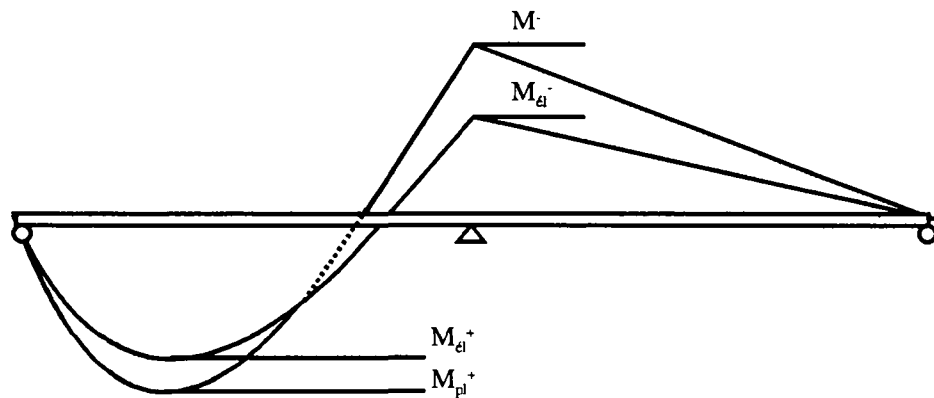


Figure 5.17 : Augmentation du moment sur appui dû à la plastification en travée

La plastification de la travée pour la position de charge 1 provoque une augmentation des moments sur appui de M_{el}^- à M^- . En fonction de la perte de rigidité en travée, cette augmentation du moment sur appui peut dépasser les valeurs maximums sur appui déterminées pour la position de charge 2 par une analyse élastique.

De façon plus générale, la figure 5.18 montre une courbe enveloppe des moments d'une travée de poutre continue et l'effet d'une redistribution des efforts intérieurs due à une plastification de la travée.

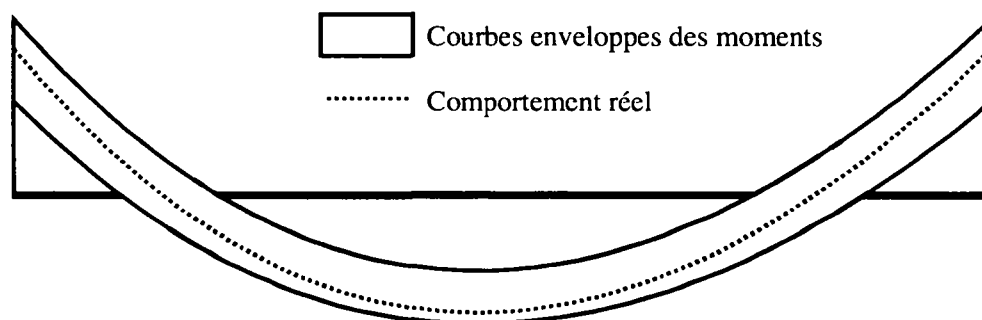


Figure 5.18 : Courbes enveloppes des moments d'une travée de poutre continue et influence d'une plastification de la travée.

La courbe enveloppe déterminée par un calcul élastique est donnée en gris sur la figure 5.18. Le moment maximum donné sur appui sur la base de cette analyse est obtenu pour la position de charge 2. Le calcul de la résistance en section en travée est effectué en admettant que l'on puisse atteindre le moment plastique mais les redistributions des efforts intérieurs dues à la plastification de la travée ne sont pas considérées. La courbe en traits interrompus représente l'influence du comportement réel de la section plastifiée pour la position de charge 1 en tenant compte de la redistribution des

moments de la travée vers l'appui due à la plastification. Cette valeur du moment, si elle sort de l'enveloppe déterminée par un calcul élastique, peut devenir déterminante. La prise en compte de la résistance plastique de la section en travée est donc soumise à la condition que le diagramme des moments redistribués ne provoque pas un dépassement de la résistance élastique sur appui qui est déterminée pour une autre position de charge. Selon la géométrie des sections, le rapport des portées et les conditions de charge, certaines limites doivent être définies pour remplir cette condition.

5.5.3 Synthèse

Les courbes enveloppes des moments sont déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs et pour deux positions de charges différentes. L'influence d'une plastification des sections en travée sur les courbes enveloppes des moments sur appui doit donc être analysée de façon précise en considérant l'importance des redistributions de la travée vers l'appui en fonction du système statique et des caractéristiques des sections sur appui et en travée.

5.6 CONCLUSIONS

Ce chapitre a permis de présenter les éléments essentiels du dimensionnement des ponts mixtes pour les sections sur appui et en travée. Les principaux efforts intérieurs ont été analysés et l'importance des diverses actions sur le dimensionnement a été comparée. La complexité et la longueur de cette vérification a été mise en évidence ainsi que la séparation peu claire entre l'aptitude au service et la sécurité structurale.

L'effet du retrait de dessiccation a été étudié et il a été possible de montrer que l'approche traditionnelle du calcul ne tient pas compte de façon correcte de la fissuration de la dalle sur les zones d'appuis intermédiaires. Le comportement de la dalle fissurée permet de limiter l'effet du retrait aux zones en travée, les sections sur appui étant alors uniquement sollicitées par des moments de flexion provoqués par la continuité de la structure. Ces moments de flexion induisent des contraintes de compression dans l'aile inférieure de la poutre métallique dont la valeur (moyenne + 2 écarts-types) est de -26 N/mm^2 , valeur calculée pour une vingtaine de ponts mixtes faisant partie de la base de donnée de l'ICOM et pour une valeur de retrait de 0.25‰. Cette valeur peut être admise pour un calcul simplifié du retrait dans les sections sur appui.

La complexité du dimensionnement élastique traditionnel des ponts mixtes a montré l'intérêt d'une amélioration de la méthode de dimensionnement afin d'éviter une vérification fastidieuse de la sécurité structurale basée sur le calcul des contraintes. L'avantage majeur d'un calcul plastique de la résistance dans le cas des ponts mixtes réside dans l'élimination des déformations imposées telles que le retrait ou la température. Les sections de ponts mixtes pour lesquelles un calcul plastique de la résistance peut être effectué sont les sections en travée. Les sections sur appui, sujettes à des phénomènes d'instabilité, ne permettent en principe pas, dans l'état actuel des connaissances, d'admettre un comportement plastique.

La plastification des sections en travée s'accompagne d'une perte de rigidité qui provoque une augmentation des moments sur les appuis. Les courbes enveloppes des moments sont déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs et pour deux positions de charges différentes. Il est donc nécessaire de s'assurer que la redistribution des efforts intérieurs liée à la plastification des sections en travée ne provoque pas des moments sur appui supérieurs à ceux calculés à l'aide d'un calcul élastique. Cette étude particulière est l'objet du chapitre suivant.

5.7 REFERENCES

- [5.1] Eurocode 4, ENV 1994-2:1997, *Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Bridges*, Third Draft, European Committee for Standardization, 1997.
- [5.2] SIA 161, *Constructions métalliques*, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 1990.
- [5.3] Jaunin A., Lebet J.-P., Boulanger S., *Base de données de ponts mixtes*, document interne, 1996.
- [5.4] CEB-FIP 90, *Model Code 1990*, Ed. Thomas Telford, London, 1993.
- [5.5] Roik K., Hanswille G., *Rissbreitenbeschränkung bei Verbundträgern*, Stahlbau, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 60, 1991.
- [5.6] Jaccoud J.P., *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et Architectes suisses, no 23, 1982.
- [5.7] Fournier A., Picard A., Massicotte B., *Ultimate strenght of slender steel plate girder*, Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering, Halifax, 1994.
- [5.8] Monney C., Ducret J.-M., *Essais de poutres mixtes à âme mince*, Rapport final IC 456, EPFL-ICOM, 1997.
- [5.9] *Comportement de poutres de ponts mixtes acier-béton à âmes élancées avec et sans précontrainte extérieure*, Travaux, no 710, 1995.

6. LIMITATIONS DU CALCUL PLASTIQUE EN TRAVÉE

6.1 INTRODUCTION

La chapitre 5 a permis de montrer l'intérêt d'un calcul plastique de la résistance des sections. Cette approche permet en particulier de simplifier la vérification en évitant le calcul des contraintes et de négliger les effets des déformations imposées (retrait, température). Les sections de ponts mixtes pour lesquelles un calcul plastique de la résistance peut être effectué sont les sections en travée. Les sections sur appui, sujettes à des phénomènes d'instabilité, ne permettent en principe pas, dans l'état actuel des connaissances, d'admettre un comportement plastique.

La plastification des sections en travée s'accompagne d'une perte de rigidité qui provoque une augmentation des moments sur les appuis. Les courbes enveloppes des moments sont déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs et pour deux positions de charges différentes. Il est donc nécessaire de s'assurer que la redistribution des efforts intérieurs liée à la plastification des sections en travée ne provoque pas des moments sur appui supérieurs à ceux calculés à l'aide d'un calcul élastique.

La figure 6.1 illustre cette situation en montrant les courbes enveloppes des moments d'une travée de poutre continue déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs et l'influence d'une plastification de la travée.

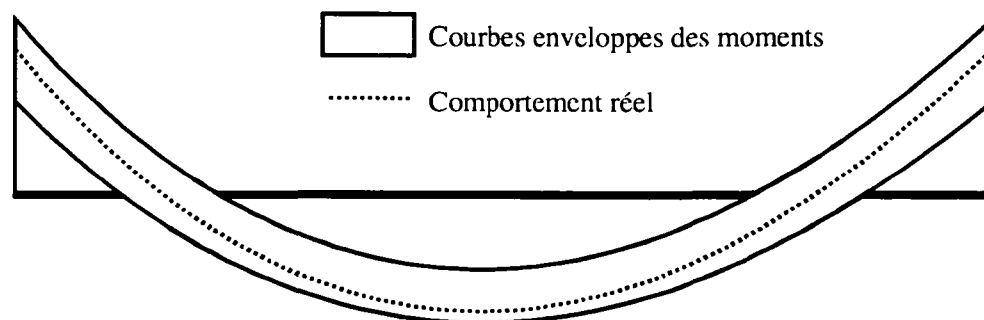


Figure 6.1 : Courbes enveloppes des moments d'une travée de poutre continue et influence d'une plastification de la travée

La condition à respecter est donc que le moment maximum sur appui de la courbe enveloppe déterminé à l'aide d'un calcul élastique reste supérieur au moment redistribué qui tient compte de la plastification des sections en travée. L'objectif de ce chapitre est donc de fixer les conditions qui permettent une analyse élastique des sollicitations pour les positions déterminantes des charges et une vérification de la résistance plastique des sections en travée sans se préoccuper de la redistribution des moments de la travée vers les appuis accompagnant cette plastification.

La démarche proposée est la suivante :

- modélisation de la plastification des sections en travée sous moment positif sur la base du comportement moment-courbure et validation du modèle par comparaison avec un calcul par éléments finis,
- étude paramétrique et définitions des situations critiques,
- conclusions.

6.2 MODELISATION

Les dimensions des sections de ponts mixtes sont fortement variables et il est utopique de vouloir simuler numériquement le comportement de l'ensemble des cas possibles pour déterminer les limites d'un calcul plastique de la résistance des sections en travée. Afin d'éviter une telle méthode, l'approche théorique présentée ci-dessous se base sur la définition d'un diagramme moment-courbure des sections et sur le principe des travaux virtuels étendu à une plastification partielle des sections. Cette modélisation permet de résoudre le problème de la redistribution des moments due à la plastification de façon mathématique et d'éviter ainsi de passer par un nombre important de simulations numériques.

La démarche de la partie modélisation comprend trois phases. La première phase décrit le modèle utilisé. La deuxième traite de l'application du modèle au cas des sections de ponts mixtes et la dernière compare les résultats du modèle à ceux provenant d'un calcul à l'aide de la méthode des éléments finis.

6.2.1 Théorème des travaux virtuels et prise en compte de la plastification

L'application du théorème des travaux virtuels dans le cas de plastification et en tenant compte du travail élastique des sections a été étudié par Axhag [6.1] avec des références aux travaux de Baker [6.2], Heyman [6.3] et Mrazik et al [6.4]. Des études similaires peuvent être trouvées dans les études de cadres métalliques [6.5]. Les deux équations de base de cette méthode sont le principe des travaux virtuels et l'équilibre du travail intérieur. Ces deux équations s'écrivent respectivement :

$$\Sigma \delta F \cdot \Delta = \Sigma \delta M \cdot \theta + \int \delta M \cdot \frac{M}{EI} \cdot ds \quad (6.1)$$

$$\Sigma \delta m \cdot \theta + \int \delta m \cdot \frac{M}{EI} \cdot ds = 0 \quad (6.2)$$

avec :

- δF : force extérieure virtuelle
- Δ : champ de déplacement
- δM : moment intérieur virtuel
- θ : rotation plastique au droit d'une rotule
- M/EI : courbure élastique
- δm : moment résiduel (théorème de la force unité)

Une illustration de ces deux équations peut être donnée sur le système statique de la figure 6.2.

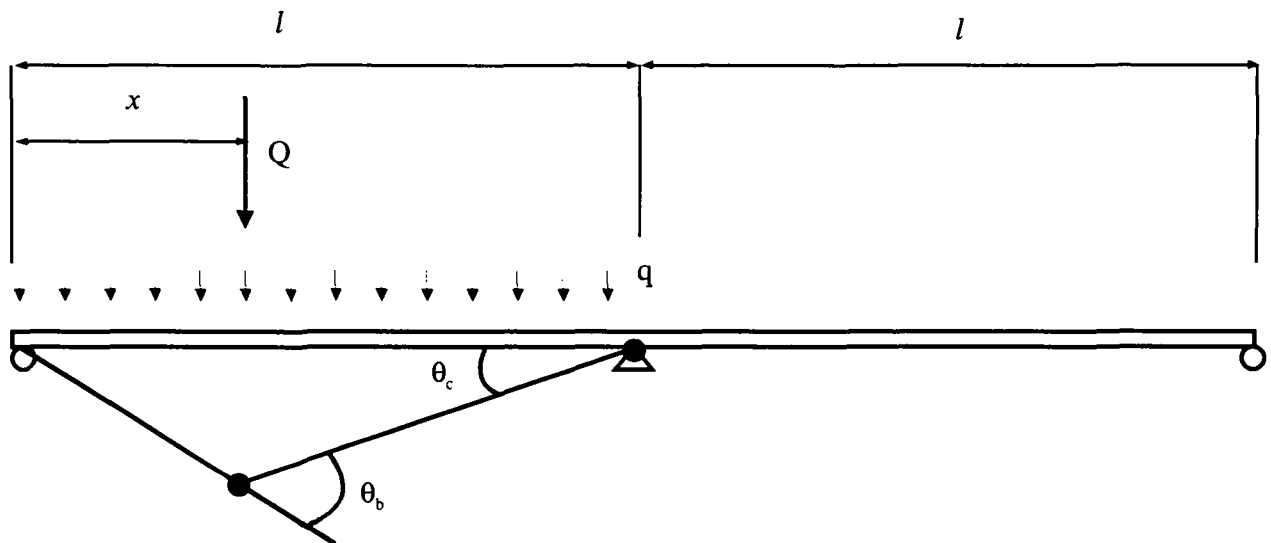


Figure 6.2 : Système sur deux travées

Le principe consiste à admettre deux rotules plastiques, une sur appui intermédiaire et l'autre au droit de la charge Q . En admettant que le moment en travée vaut M_b et le moment sur appui intermédiaire M_c , l'équation des travaux virtuels (6.1) s'écrit :

$$M_b \cdot \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{l-x} \right) - \frac{M_c}{l-x} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l + Q \quad (6.3)$$

Le travail intérieur (6.2) en considérant un moment unitaire δ_m sur l'appui donne :

$$\theta_c + \theta_b \cdot \frac{x}{l} + \int \delta m \cdot \frac{M}{EI} \cdot d_s = 0 \quad (6.4)$$

Les deux équations (6.3) et (6.4) contiennent les inconnues suivantes :

- M_b : moment en travée
- M_c : moment sur appui
- θ_b : rotation plastique en travée
- θ_c : rotation plastique sur appui
- q, Q : charges répartie et ponctuelle

La position x de la rotule plastique est dépendante de la position de la charge Q et doit être en principe déterminée selon le théorème du travail maximal de Hill. Cependant, étant donné la définition de la rotation en travée comme une intégrale des courbures plastique sur la zone plastifiée, la rotule n'est pas concentrée à la distance x comme dans un calcul plastique traditionnel. De par l'intégrale des courbures, le modèle de calcul prend directement en compte la position de la charge Q sans devoir effectuer des itérations sur la position théorique de la rotule plastique. Par contre, la position de la charge Q doit être variée pour obtenir la redistribution maximale de la travée vers l'appui.

Dans le cas particulier de cette étude, la résolution des deux équations peut être faite en considérant les éléments suivants :

- La rotation plastique sur appui θ_c est nulle, aucune plastification des sections sur appui n'étant admise.
- La charge ponctuelle Q peut être définie en fonction de la charge q en posant, par exemple $Q = v q l$.

Pour résoudre le système, il est encore nécessaire de définir la rotation plastique en travée θ_b en fonction du diagramme des moments en travée. Pour ce faire, la figure 6.3 montre la longueur de la zone plastifiée l_p dont il faut tenir compte.

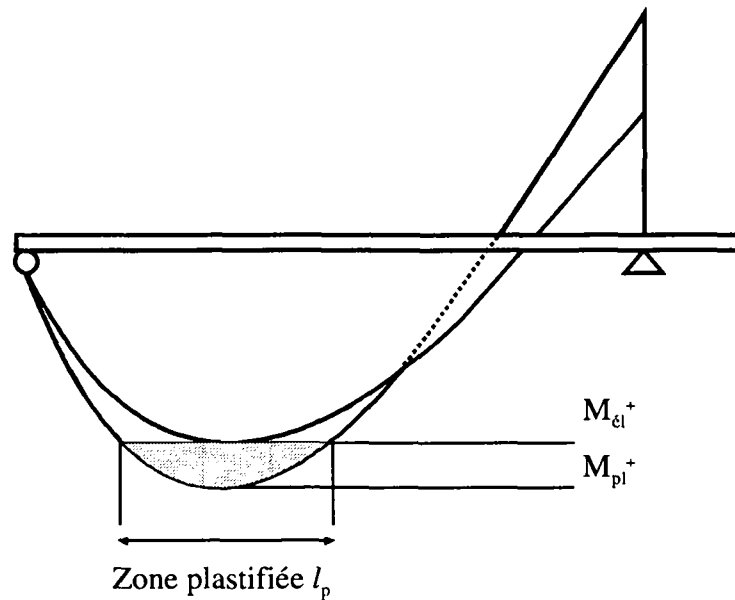


Figure 6.3 : Diagramme des moments et zone plastifiée l_p

La longueur de la zone plastifiée l_p est définie comme la longueur de la zone en travée pour laquelle le moment dépasse la valeur du moment élastique M_{el}^+ . Dans cette zone, la rotation plastique correspond à l'intégrale des courbures plastiques dans le domaine plastique défini sur la longueur l_p .

La figure 6.3 montre le diagramme des moments sur la zone l_p et les courbures correspondantes.

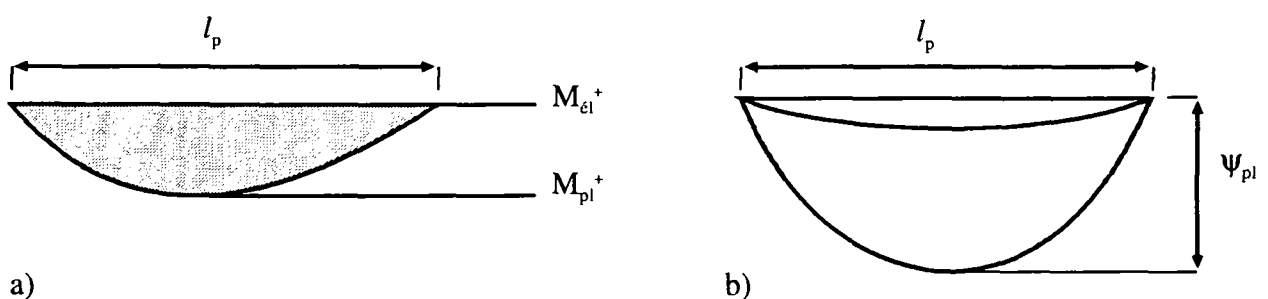


Figure 6.3 : a) Diagramme des moments dans la zone plastifiée l_p , b) zone des courbures plastiques à intégrer correspondante

Pour parvenir à obtenir le diagramme des courbures de la figure 6.3b il est donc nécessaire de définir une relation entre la valeur du moment et la courbure plastique correspondante. La figure 6.4 décrit la relation moment-courbure calculée pour une section en travée a) sans moment M_g sur la section métallique seule et b) avec moment M_g sur la section métallique seule.

Les définitions suivantes ont été adoptées pour décrire les courbes :

- M_{pl}^+ : moment plastique positif,
- M_{el}^+ : moment élastique positif,
- M_{moy}^+ : moment équivalent à la valeur $(M_{pl}^+ + M_{el}^+)/2$,
- ψ_{el} : courbure élastique,
- ψ_{pl} : courbure plastique ($\psi_{tot} - \psi_{el}$),
- ψ_{int} : courbure correspondant à M_{moy}^+ ($\psi_{moy} - \psi_{el}$),
- ψ_{tot} : courbure totale.

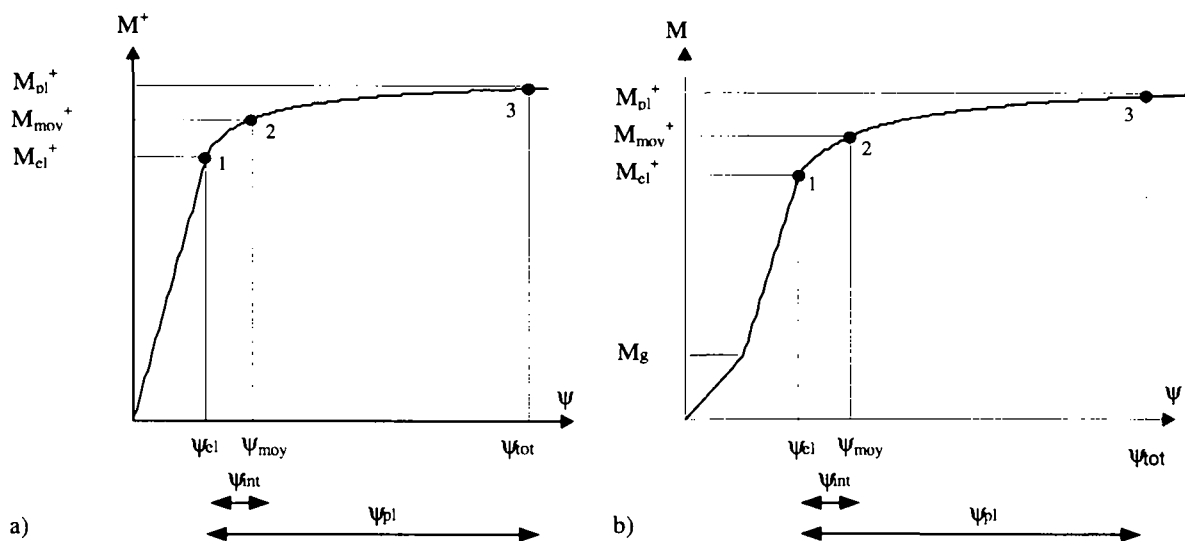


Figure 6.4 : Relation moment-courbure : a) sans moment M_g sur la section métallique, b) avec moment M_g sur la section métallique seule

La figure 6.4 permet de mettre en évidence les points suivants :

- la valeur de M_{pl}^+ reste la même, avec ou sans moment sur la section métallique seule,
- la présence de moment M_g sur la section métallique seule provoque un début de plastification pour une valeur de M plus faible et diminue donc la valeur de M_{el}^+ sur la section mixte,
- pour des valeurs de ψ_{pl} supérieures à 4-5 fois la valeur de ψ_{el} , la valeur du moment M^+ devient proche de M_{pl}^+ , et, par définition, M_{moy}^+ et ψ_{int} deviennent constants.

Pour des valeurs de $\psi_{pl} = 5 \psi_{el}$ et pour les sections issues de la base de données de l'ICOM, l'aille inférieure et plus de la moitié de la hauteur de l'âme sont plastifiées. La valeur du moment atteinte pour cette valeur de ψ_{pl} est de l'ordre de 95% du moment de la section complètement plastifiée. Dans le cas de moment M_g sur la section métallique seule, la valeur de ψ_{pl} est admise identique à celle définie pour le cas sans moment sur la section métallique seule. Cette hypothèse conduit à une valeur du moment en travée de 90-95% du moment de la section complètement plastifiée pour les valeurs de M_g admises dans ce travail.

Ces constatations montrent donc que le comportement moment-courbure d'une section mixte en travée peut être approché en considérant les trois points caractéristiques ci-dessus. Les trois points donnés sur les figures 6.4a et b permettent de tenir compte de la présence de moment sur la section métallique seule par une modification de la valeur de M_{el}^+ et de l'importance de la plastification de la section à l'aide de la valeur ψ_{pl} . Le point intermédiaire donné par (M_{moy}^+, ψ_{int}) sert à définir la forme de la courbe. Les détails de la définition de la courbe sont donnés dans la référence [6.8].

Les 3 inconnues qui restent pour les deux équations de base sont les moments en travée et sur appui M_b et M_c ainsi que la charge q . Pour résoudre le système, il est donc nécessaire de définir l'une de ces trois inconnues. Dans cette étude, deux procédures ont été définies qui définissent soit le moment en travée M_b soit la charge q . Le détail de ces deux approches est donné au paragraphe 6.3.2.

L'approche théorique présentée ci-dessus est basée sur le théorème des travaux virtuels et permet de prendre en compte les rotations plastiques dans certaines zones de la structure. La définition d'un diagramme moment-courbure plastique est nécessaire pour déterminer la valeur de la rotation plastique en travée. Les trois points caractéristiques de cette courbe permettent de tenir compte des paramètres importants du comportement d'une section en travée.

6.2.2 Application au cas des ponts mixtes

L'application de la méthode présentée au paragraphe précédent pour l'étude des redistributions des moments dans les ponts mixtes a été effectuée sur deux systèmes statiques distincts. Ces deux systèmes statiques, dont Johnson [6.6] a montré qu'ils permettent de représenter les situations les plus critiques, sont les suivants :

- une poutre sur deux travées sans symétrie des travées,
- une poutre sur trois travées avec une symétrie des charges et de la géométrie par rapport au milieu de la travée centrale.

Ces deux systèmes statiques permettent d'étudier les situations les plus diverses rencontrées dans les ponts mixtes en faisant varier les longueurs des travées les unes par rapport aux autres. Le cas particulier des moments de flexion agissant sur la section métallique seule est également abordé.

Ponts à deux travées

La modélisation de la position de charge déterminante pour le moment en travée pour un pont à deux travées est donnée sur la figure 6.5 avec les paramètres suivants :

- l_1 : longueur de la travée chargée
- l_2 : longueur de la travée non chargée
- α : paramètre définissant la longueur de la zone fissurée sur appui
- x : position de la charge concentrée Q
- q : charge répartie représentant le trafic
- Q : charge ponctuelle représentant le trafic
- I_a : inertie en travée en stade I
- I_b : inertie sur appui en stade II-nu
- I_c : inertie en travée en stade II-nu

L'inertie I_c de la travée non chargée correspond à l'inertie d'une section fissurée en travée. L'effet des charges de trafic crée en effet un moment négatif sur cette travée et les principales charges permanentes ne s'appliquent que sur la section métallique pour la plupart des ponts mixtes.

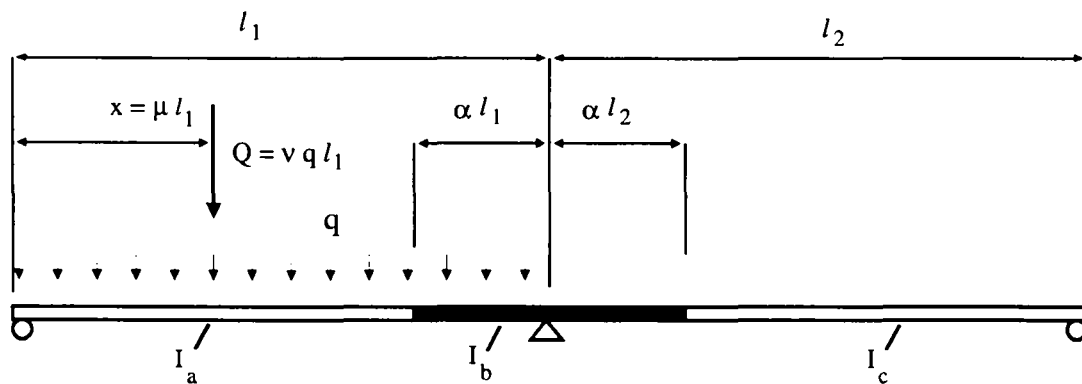


Figure 6.5 : Système statique et actions pour un calcul sur deux travées

La modélisation du système statique de la figure 6.5 selon l'approche théorique présentée au paragraphe précédent a été intégrée dans le programme de calcul mathématique Maple [6.7]. Les équations de base sont les équations (6.3) et (6.4) décrites précédemment. La solution des équations (6.3) et (6.4) est obtenue de façon numérique par le programme Maple. La complexité de la résolution réside essentiellement dans le fait de l'interdépendance entre le diagramme des moments et la rotation au droit de la rotule plastique en travée. Le détail de l'implémentation des équations, de la résolution du système et des vérifications effectuées est décrit dans la référence [6.8].

Ponts à trois travées

La modélisation de la position de charge déterminante pour le moment en travée intérieure pour un pont sur trois travées est donnée sur la figure 6.6 avec les paramètres suivants :

- l_1 : longueur de la travée chargée
- l_2 : longueur des travées non chargées
- α : paramètre définissant la longueur de la zone fissurée sur appui
- q : charge répartie
- Q : charge ponctuelle
- I_a : inertie en travée en stade I
- I_b : inertie sur appui en stade II-nu
- I_c : inertie en travée en stade II-nu

L'inertie I_c des travées de rive est admise égale à l'inertie fissurée, le diagramme des moments étant négatif sur ces zones.

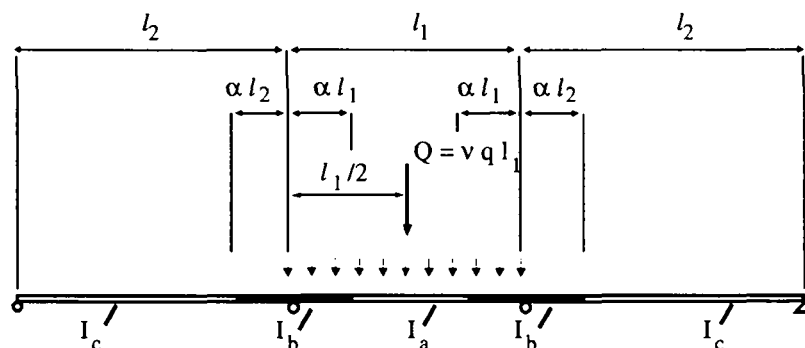


Figure 6.6 : Système statique et actions pour un calcul sur trois travées

Le principe des travaux virtuels est appliqué en tenant compte de la symétrie du système statique et des actions.

Efforts sur la section métallique

La prise en compte de moments M_g agissant sur la section métallique seule dus par exemple à la mise en place de la dalle de béton est faite à l'aide des trois étapes suivantes :

- adaptation de la loi moment-courbure de la section en adoptant un moment élastique plus faible (Fig. 6.4),
- calcul de la rotation dans la rotule plastique,
- résolution de l'équation des travaux virtuels avec la valeur de la rotation de la rotule plastique précédemment déterminée.

La figure 6.7 présente la procédure de calcul adoptée.

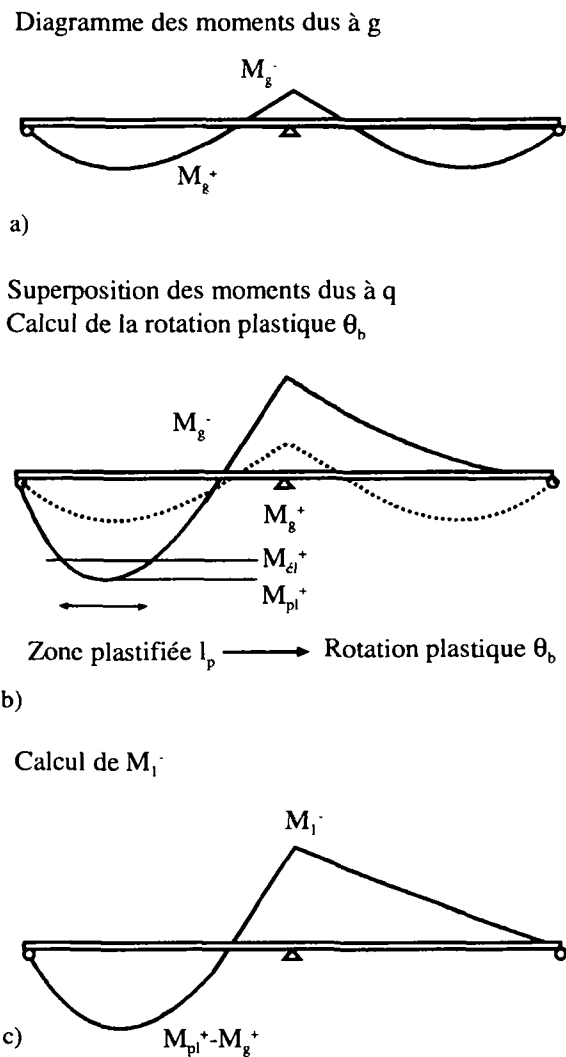


Figure 6.7 : Procédure de prise en compte de moments M_g sur la section métallique seule : a) diagramme des moments M_g , b) calcul de la rotation plastique θ_b dans la rotule, c) calcul du moment sur appui M_1^- en tenant compte de M_g

La figure 6.7 b) montre que la zone plastifiée l_p est peu influencée par le diagramme des moments M_g . En effet, le diagramme des moments M_g sur la travée chargée est proche du

diagramme dû aux charges de trafic q . Pour ne prendre en compte que les moments dus aux charges de trafic, le moment plastique en travée M_{pl}^+ est réduit de M_g^+ . La rotation plastique déterminée selon la figure 6.7b peut ensuite être introduite pour la détermination du moment M_1^- dû uniquement aux charges de trafic (Fig. 6.7c).

6.2.3 Comparaison du modèle avec un calcul par éléments finis

La vérification du modèle de calcul implanté dans le programme Maple a été effectuée en comparant les résultats du modèle aux résultats obtenus par la méthode des éléments finis. Le programme de calcul par éléments finis utilisé est le programme DIANA (TNO).

Ces vérifications ont porté sur les systèmes à deux et trois travées.

Ponts à deux travées

Dans le cas du pont à deux travées, les résultats des calculs sont donnés sur la figure 6.7. Cette figure présente l'augmentation du moment sur appui M^- par rapport au moment élastique M_{el}^- en fonction du rapport entre la courbure plastique et la courbure élastique en travée ψ_{pl}/ψ_{el} .

Des portées de 30 et 80 mètres ont été considérées pour la comparaison (Fig. 6.7a et b).

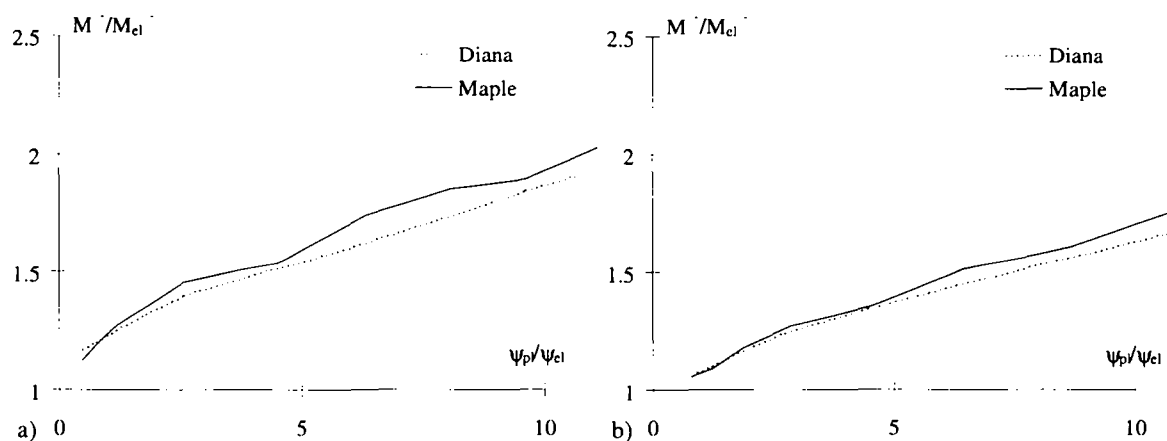


Figure 6.7 : Comparaison du modèle Maple et d'un calcul par éléments finis (DIANA) pour un pont à deux travées : a) portée de 30.0 mètres, b) portée de 80.0 mètres

La figure 6.7 montre que les résultats des calculs effectués avec Maple et DIANA sont très proches, que ce soit pour une portée de 30 ou de 80 mètres. Les différences entre les courbes sont principalement dues à la prise en compte de la fissuration de la travée non chargée. En effet, le programme DIANA inclut les effets de tension stiffening qui modifient la valeur de l'inertie I_c admise dans le modèle Maple. Cependant les différences sont faibles et montrent que le modèle théorique utilisé représente de façon correcte la plastification des sections en travée.

Ponts à trois travées

La figure 6.8 présente une comparaison entre Maple et DIANA pour un pont à trois travées (24, 30, 24) avec et sans moments sur la section métallique seule.

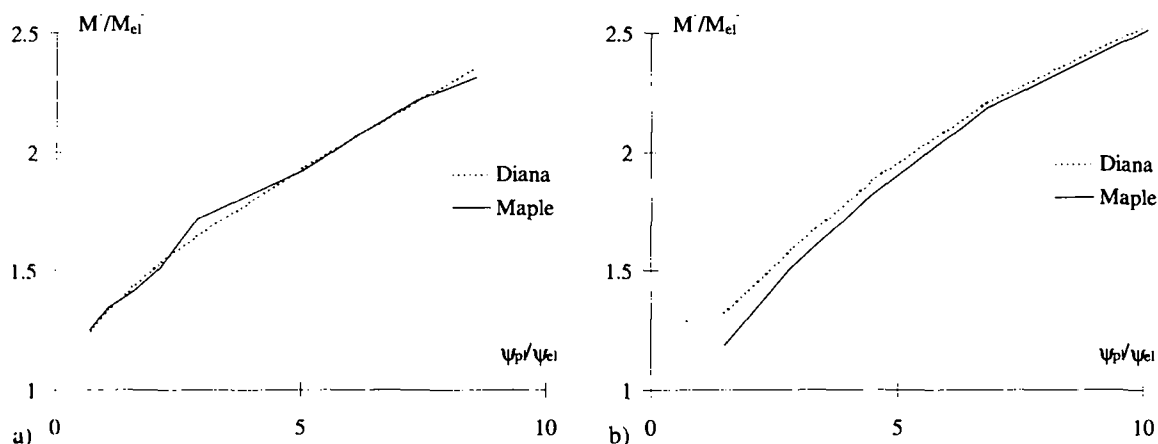


Figure 6.8 : Comparaison du modèle Maple et d'un calcul par éléments finis (DIANA) pour un pont à trois travées (24, 30 et 24m) : a) sans moment sur la section métallique seule, b) avec moment sur la section métallique seule

Les résultats de Diana et Maple sont très proches et permettent de s'assurer de la validité du modèle pour le calcul de redistributions dues à la plastification des sections. Comme le montre la figure 6.8b, la prise en compte de moments agissant sur la section métallique seule est également effectuée de façon correcte par le modèle. Les différences entre les courbes sont principalement dues à l'estimation des rigidités I_c des travées non chargées.

La comparaison des résultats des calculs effectués à l'aide du modèle théorique introduit dans Maple et d'un calcul par le programme d'éléments finis DIANA montre que les valeurs obtenues sont proches et que le modèle développé permet d'analyser le comportement des ponts mixtes lors de la plastification en travée. Pour l'étude paramétrique, seul le modèle théorique Maple sera utilisé, son principal atout étant de s'affranchir de la nécessité de multiples calculs de différents ponts en définissant chacun des paramètres de façon analytique.

6.3 ETUDE PARAMETRIQUE

L'objectif de cette étude est d'une part d'analyser l'influence des différents paramètres sur la redistribution des moments de la travée vers l'appui. D'autre part, il s'agit de vérifier que cette redistribution ne crée pas des moments sur appuis intermédiaires dont la valeur est supérieure aux moments maximaux déterminés par une analyse élastique pour une autre position de charge.

La démarche effectuée pour atteindre ces objectifs comprend les étapes suivantes :

- définition des paramètres de l'étude,
- principes de la procédure de calcul,
- résultats et analyse,
- points particuliers.

6.3.1 Définition des paramètres

Les paramètres étudiés dans ce travail sont les suivants :

- l'influence des moments M_g sur la section métallique seule liés à la mise en place de la dalle de roulement par exemple,
- l'importance de la courbure plastique par rapport à la courbure élastique,

- les caractéristiques géométriques des sections (rapport des inerties),
- les caractéristiques géométriques liées au système statique (rapport des portées),
- le rapport entre la charge ponctuelle et la charge répartie.

Si les caractéristiques des sections, des portées ainsi que des courbures n'appellent pas de commentaires particuliers, l'importance des moments sur la section métallique seule, les rapports des inerties ainsi que la définition du rapport entre les charges ponctuelles et réparties méritent des explications.

Le rapport entre les moments agissant sur la section métallique seule (M_g^+) et le moment total de dimensionnement (M_{pl}^+) est établi à l'aide de la base de données de l'ICOM (cf. section §5.2.2). Les valeurs des rapports donnés dans la section 5.2.2 sont les valeurs de M_{dacier}/M_{dtot} . Les valeurs de M_g^+/M_{pl}^+ dans cette étude paramétrique ont été admises semblables aux rapports M_{dacier}/M_{dtot} et par conséquent variées entre 0.2 et 0.4.

Les rapports d'inertie entre la travée et l'appui (I_a/I_b) ont également été établis grâce à la base de données de l'ICOM. Les résultats, déjà présentés au chapitre 5 (§5.3.3), montrent que la valeur moyenne de ce rapport est proche de 1. En ce qui concerne le rapport entre les inerties en travée en stade I (I_a) et II-nu (I_c), les résultats obtenus grâce à la base de données de l'ICOM sont donnés à la figure 6.9 pour un coefficient d'équivalence $n=6$ et un taux d'armature de 0.6%.

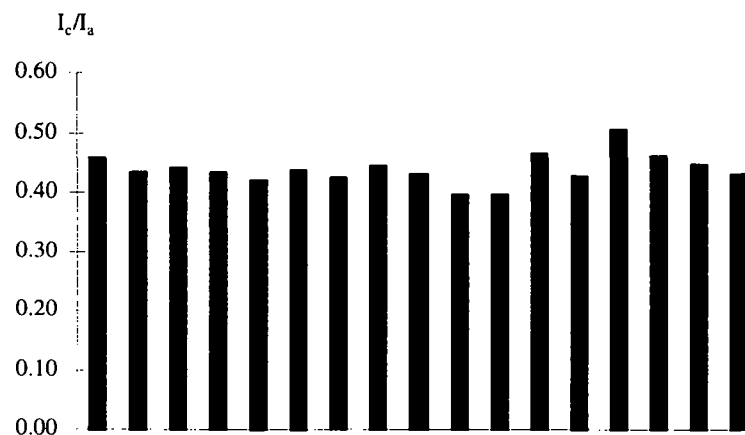


Figure 6.9 : Rapport des inerties I_c/I_a pour une section en travée

La figure 6.9 montre que ces rapports d'inertie I_c/I_a sont proches de 0.5 pour les ponts examinés dans la base de données. Les valeurs de ce rapport seront variées entre 0.4 et 1.0 pour évaluer l'influence de la fissuration de la travée non chargée.

La charge ponctuelle Q est reliée à la charge répartie q à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = v \cdot q \cdot l$$

avec :

v : coefficient

l : portée

La valeur de la charge Q agissant sur la poutre mixte dépend de la ligne de répartition transversale. La figure 6.10 illustre à titre d'exemple une ligne de répartition transversale a) pour un pont mixte bipoutre et b) pour un pont caisson.

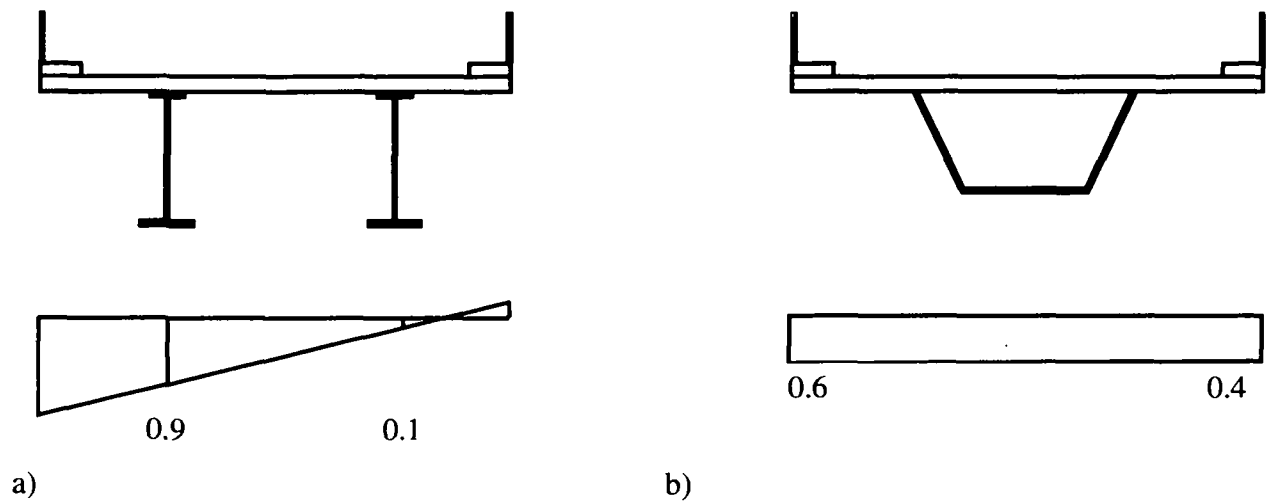


Figure 6.10 : Ligne de répartition transversale : a) bipoutre, b) caisson

Pour les ponts mixtes routiers supportant deux voies de roulement et une voie d'arrêt, soit une largeur de dalle de 13.00 mètres environ, le coefficient v est donné dans le tableau 6.11 pour les charges de trafic de la norme SIA 160.

Tableau 6.11: Coefficient v selon la portée et le type de pont

Type de pont	Portée 30m	Portée 50m	Portée 80m
Caisson	0.36	0.22	0.14
Bipoutre	0.80	0.48	0.30

Le tableau 6.11 montre que la charge ponctuelle est plus déterminante pour un pont bipoutre que pour un pont caisson et que cette importance diminue si la portée augmente. Afin de couvrir les valeurs les plus courantes de v , les calculs ont été effectués avec v égal à 0.2, 0.4 et 0.8.

Les situations de base à partir desquelles les paramètres ont été variés indépendamment sont les suivantes :

- Pour un pont à deux travées :
 pont à deux travées symétriques,
 $\Psi_{pl} = 5 \Psi_{el}$,
 rapport d'inertie $I_a/I_b = 1.0$,
 rapport d'inertie $I_c/I_a = 0.5$,
 rapport entre le moment sur la section métallique seule et le moment de plastique en travée
 $M_g^+/M_{pl}^+ = 0.3$.
- Pour un pont à trois travées :
 pont avec travées de bord égales à 80% de la travée centrale,
 $\Psi_{pl} = 5 \Psi_{el}$,

rapport d'inertie $I_a/I_b = 1.0$,

rapport d'inertie $I_c/I_a = 0.5$,

rapport entre le moment sur la section métallique seule et le moment de plastique en travée $M_g^+/M_{pl}^+ = 0.3$.

Ces situations de base ont été établies à l'aide de la base de données de l'ICOM. Les variations des paramètres permettent d'analyser la plupart des ponts mixtes continus bipoutres ou en caisson avec des portées entre 30.0 et 80.0 mètres.

La portée considérée n'intervient que de façon indirecte dans cette étude paramétrique. En effet, les comparaisons des résultats sont toujours effectuées de façon relative et dans ce cas le paramètre portée n'intervient plus. La portée intervient cependant de façon implicite dans le coefficient v définissant le rapport entre la charge ponctuelle et la charge répartie (Tableau 6.11).

La charge de longue durée agissant sur la section mixte a été négligée dans cette approche, son importance relative sur les moments de dimensionnement étant de l'ordre de 10% (chapitre 5).

La valeur de α permettant de déterminer la zone fissurée sur appuis intermédiaires a été admise à 0.15, des calculs particuliers effectués pour des valeurs de 0.12 ou 0.2 ayant montré la faible influence de ce paramètre.

6.3.2 Principes de la procédure de calcul

L'objectif principal de l'analyse paramétrique est de vérifier que les moments maximaux sur appui déterminés à l'aide d'une analyse élastique pour une position de charge ne soient pas dépassés du fait de la redistribution des moments dus à une plastification des sections en travée pour une autre position de charge. Les principes de la procédure de calcul ont pour but de montrer de quelle façon cette vérification a été effectuée dans ce travail.

La figure 6.12 illustre les deux principes possibles pour l'analyse des redistributions des moments de la travée vers l'appui et leur influence sur la valeur des moments sur appui pour les positions de charges 1 et 2 définies au §5.5 (Fig. 5.16). Cette figure montre l'évolution des moments en travée et sur appui en fonction de la charge q et pour les positions de charge 1 et 2.

Les valeurs indiquées sur les figures 6.12a et b sont définies de la façon suivante :

$M_{\text{él}}^+$: moment élastique en travée pour la position de charge 1 et un calcul élastique,

$M_{\text{él}}^-$: moment sur appui lorsque le moment en travée vaut $M_{\text{él}}^+$ pour la position de charge 1,

M_{pl}^+ : moment plastique de résistance en travée défini selon la figure 6.4 et équivalent à 90-95% de la valeur du moment plastique d'une section complètement plastifiée,

M_1^- : moment sur appui sous l'effet d'une plastification en travée pour la position de charge 1 et une charge q_{pl} ,

M_2^- : moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 2 et une charge q_{pl} ,

q_{el} : charge lorsque le moment en travée atteint $M_{\text{él}}^+$ pour la position de charge 1,

q_{pl} : charge lorsque le moment en travée atteint M_{pl}^+ pour la position de charge 1,

$q_{\text{Ic=Ia}}$: charge lorsque le moment en travée atteint M_{pl}^+ pour la position de charge 1 et calculé élastiquement en admettant $I_c=I_a$,

M_{Ic}^- : moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 1 et une charge $q_{\text{Ic=Ia}}$,

- $M_{1, I_c=I_a}^-$: moment sur appui sous l'effet d'une plastification en travée pour la position de charge 1 et une charge $q_{I_c=I_a}$,
- $M_{2, I_c=I_a}^-$: moment calculé élastiquement sur appui pour la position de charge 2 et une charge $q_{I_c=I_a}$.

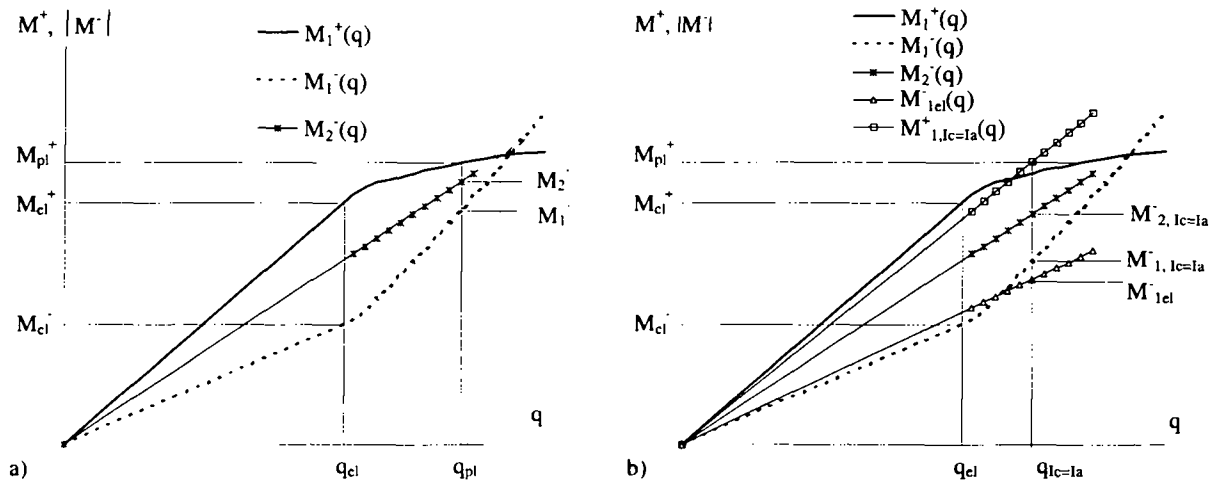


Figure 6.12 : Evolution des moments sur appui et en travée pour différentes positions de charges en fonction de la charge q : a) procédure a , b) procédure b

La procédure a de la figure 6.12a consiste à calculer la charge q_{pl} pour laquelle le moment plastique de résistance est atteint pour la position de charge 1 et d'appliquer cette charge q_{pl} pour la position de charge 2. Cette procédure a suit le comportement de la structure et admet que le moment M_{pl}^+ est atteint en travée. Pour la procédure b (Fig. 6.12 b), la charge $q_{I_c=I_a}$ est déterminée par un calcul élastique des efforts intérieurs en admettant d'une part $I_c=I_a$ et d'autre part que la valeur du moment en travée calculé élastiquement correspond à M_{pl}^+ . Cette procédure b correspond à un calcul effectué par les concepteurs qui effectuent un calcul élastique des sollicitations et admettent un calcul plastique de la résistance des sections.

Il convient de noter que les courbes de comportement réel de la structure, soit les courbes $M_1^+(q)$, $M_1^-(q)$ et $M_2^-(q)$ sont les mêmes pour les deux procédures. En effet, dans les deux cas, le comportement réel de la structure est à prendre en compte pour le calcul des redistributions dues à la plastification.

Ces deux procédures sont présentées de façon schématisée pour une poutre à deux travées sur la figure 6.13 et comprennent les étapes de calcul suivantes :

- Imposer M_{pl}^+ en travée, calculer la valeur de la charge q_{pl} et du moment M_1^- correspondant en tenant compte de la plastification, appliquer q_{pl} dans la position 2 et établir la valeur de M_2^- (Fig. 6.13a).
- Calculer la valeur de $q_{I_c=I_a}$ correspondant à M_{pl} en travée par un calcul élastique pour la position de charge 1, appliquer $q_{I_c=I_a}$ dans la position 1 et établir la valeur de $M_{1, I_c=I_a}^-$ en tenant compte de la plastification puis appliquer $q_{I_c=I_a}$ dans la position 2 et calculer $M_{2, I_c=I_a}^-$ (Fig. 6.13b).

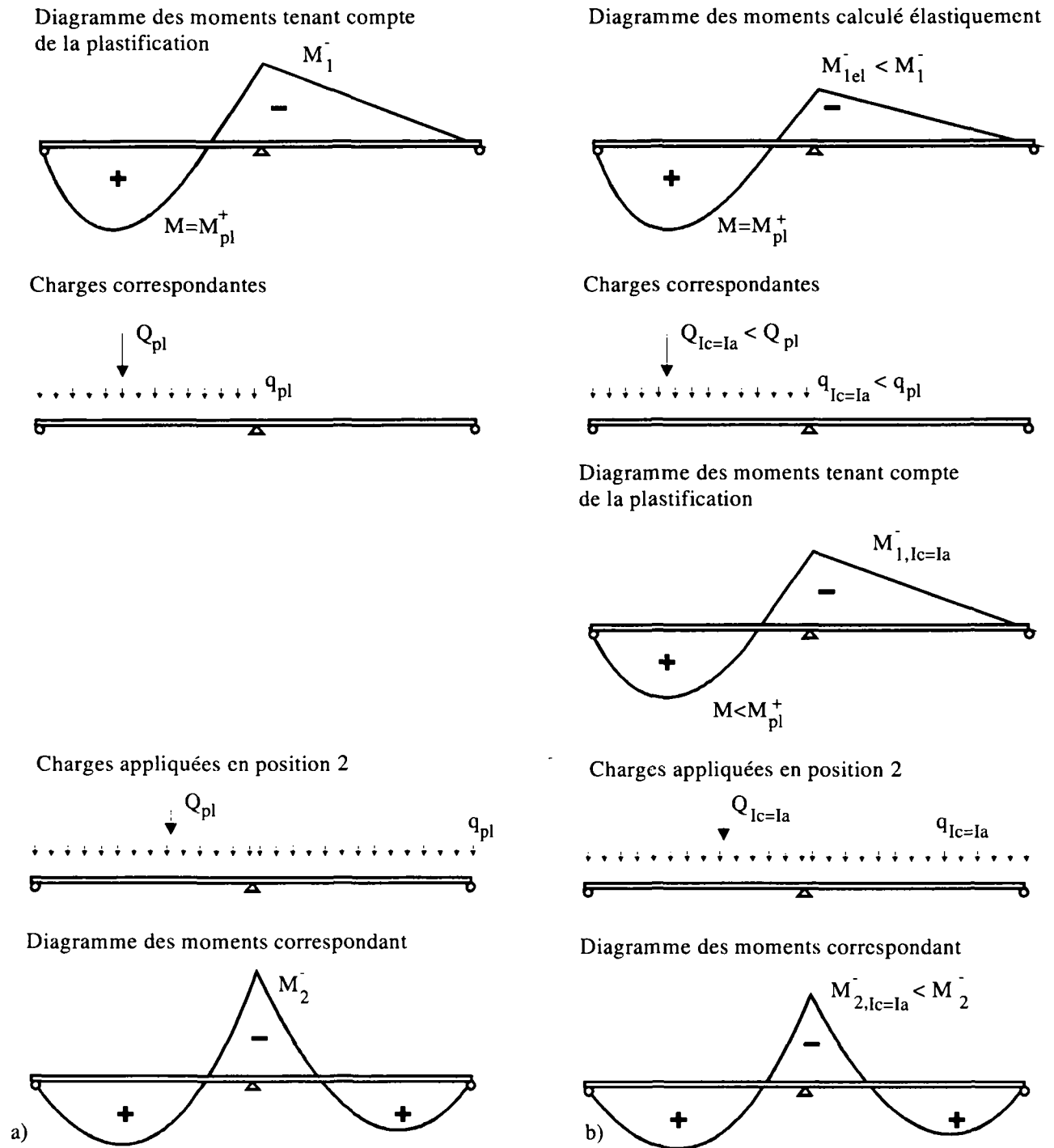


Figure 6.13 : Calcul des valeurs de M_1^- resp. $M_{1, I_c=I_a}$ et M_2^- resp. $M_{2, I_c=I_a}$ pour : a) la procédure a, resp. b) la procédure b

La procédure de calcul illustrée sur la figure 6.13a comprend moins d'étapes que la procédure de la figure 6.13b. Le dimensionnement effectué par les concepteurs correspond à l'illustration de la figure 6.13b. En effet, dans le dimensionnement, les concepteurs admettent $I_c=I_a$ pour le calcul des efforts intérieurs pour la position de charge 1 et admettent que le moment en travée est égal au moment de résistance plastique de la section.

De ces deux approches résultent deux façons de vérifier que les moments calculés selon la position de charge 1 en tenant compte de la redistribution liée à la plastification restent

inférieurs à ceux calculés élastiquement pour la position de charge 2. Pour la procédure a, cette condition est vérifiée si le rapport M_2^-/M_1^- reste inférieur à 1.0. Pour la procédure b, le rapport $M_{2,lc=la}^-/M_{1,lc=la}^-$ doit rester inférieur à 1.0.

A titre de comparaison de ces procédures, la figure 6.14 montre les différences entre ces deux calculs pour un pont à trois travées pour lequel la portée de la travée non chargée l_2 est variée par rapport à la travée chargée l_1 (30m) (Fig. 6.14a) et pour une variation du rapport d'inertie I_c/I_a .

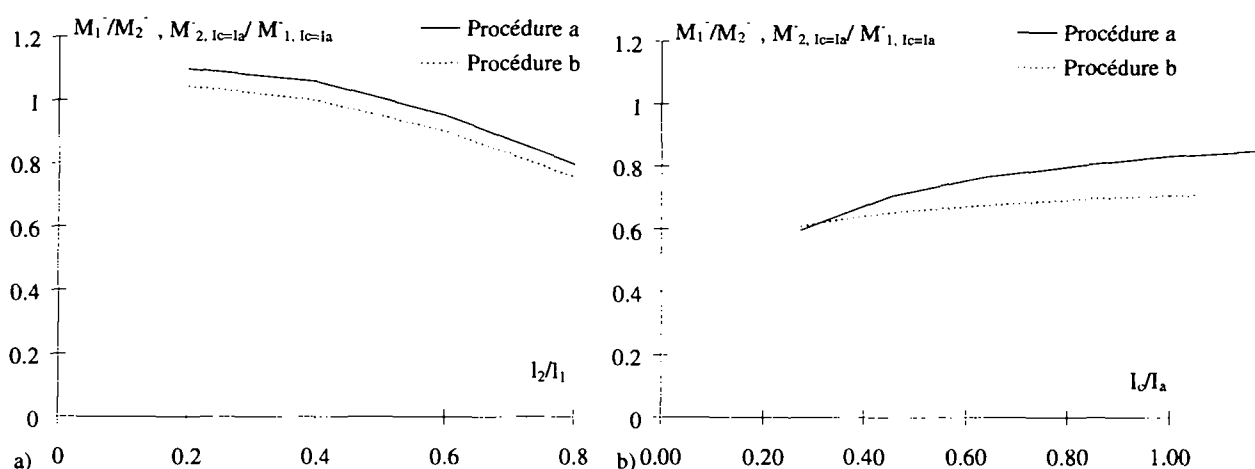


Figure 6.14 : Rapports M_1^-/M_2^- selon la procédure de calcul pour $M_{el}^+/M_{pl}^+=0.7$, $\nu=0.2$ et $M_g^+=0$: a) en fonction des rapports l_1/l_2 , b) en fonction des rapports I_c/I_a

La figure 6.14 montre que les deux procédures de calcul sont proches dans les deux cas présentés. La procédure a donne des valeurs plus élevées pour le rapport M_1^-/M_2^- que la procédure b dans le domaine étudié. Dans la suite du travail, la procédure a est appliquée, cette approche étant plus conservatrice et ce choix limitant les étapes de calcul.

En ce qui concerne l'analyse des résultats, il est intéressant de considérer l'effet des paramètres étudiés sur les redistributions des moments de la travée vers les appuis. Dans ce but, les rapports κ_{el} et κ_{pl} sont définis de la façon suivante :

- le rapport κ_{el} correspond à M_{el}^-/M_{el}^+ , soit au rapport des moments sur appui et en travée donnés par un calcul élastique des efforts intérieurs,
- le rapport κ_{pl} correspond à M_1^-/M_{pl}^+ , soit au rapport des moments sur appui et en travée donnés par un calcul des efforts intérieurs tenant compte de la redistribution due à la plastification de la travée.

Ces deux rapports κ_{el} et κ_{pl} permettent donc de comparer la valeur du moment sur appui par rapport au moment en travée selon la prise en compte ou non des redistributions dues à la plastification. Ces rapports sont indicatifs et ont pour objectif de montrer dans le cadre de l'analyse l'influence des divers paramètres. A titre d'exemple, l'évolution relative des courbes de κ_{el} et κ_{pl} permet de voir si le paramètre étudié influence principalement la distribution élastique des moments (κ_{el}) ou la distribution liée à la plastification (κ_{pl}). L'observation des valeurs maximales du rapport κ_{el}/κ_{pl} remplit cet objectif.

6.3.3 Résultats et analyse

Les résultats de l'étude paramétrique sont donnés sous forme de diagrammes présentant l'évolution des rapports κ_{el} , κ_{pl} et M_1^-/M_2^- en fonction du paramètre étudié. La valeur de κ_{el} est établie en tenant compte de la rigidité réduite I_c des travées non-chargées soumises à la fissuration. Les résultats sont présentés dans le cas des ponts à deux puis trois travées pour chaque paramètre.

Dans l'analyse des points particuliers (§6.3.3, Fig. 6.27 et 6.28), l'influence de la prise en compte de I_c par rapport au cas pratique pour lequel $I_c=I_a$ est étudiée de façon plus précise.

Le rapport M_1^-/M_2^- sera nommé dans le texte par κ_{1-2} pour simplifier l'écriture. Les trois courbes données pour toutes les figures correspondent à l'influence de la charge concentrée. Il convient de rappeler que si κ_{1-2} a une valeur supérieure à 1.0, les moments maximaux sur appui déterminés à l'aide d'un calcul élastique sont dépassés par les moments dus à une redistribution des moments de la travée vers l'appui sous l'effet d'une plastification des sections en travée. Dans ce cas, un calcul plastique de la résistance des sections en travée ne peut pas être effectué en utilisant les efforts intérieurs déterminés à l'aide d'un calcul élastique.

Moments agissant sur la section métallique seule

Les figures 6.15 et 6.16 présentent l'influence du rapport M_g^+/M_{pl}^+ permettant de tenir compte des moments M_g agissant sur la section métallique seule.

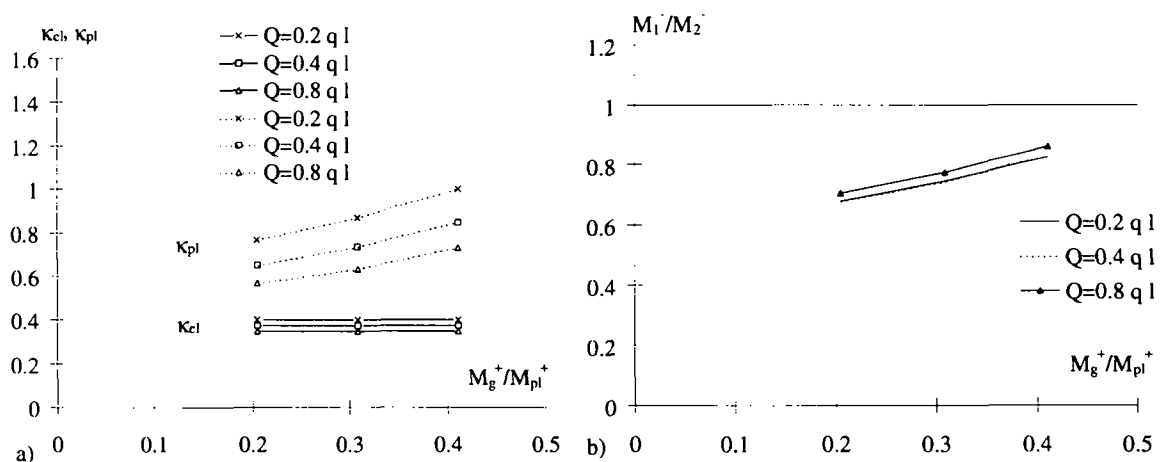


Figure 6.15 : Influence du rapport M_g^+/M_{pl}^+ pour un pont à deux travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport M_1^-/M_2^- .

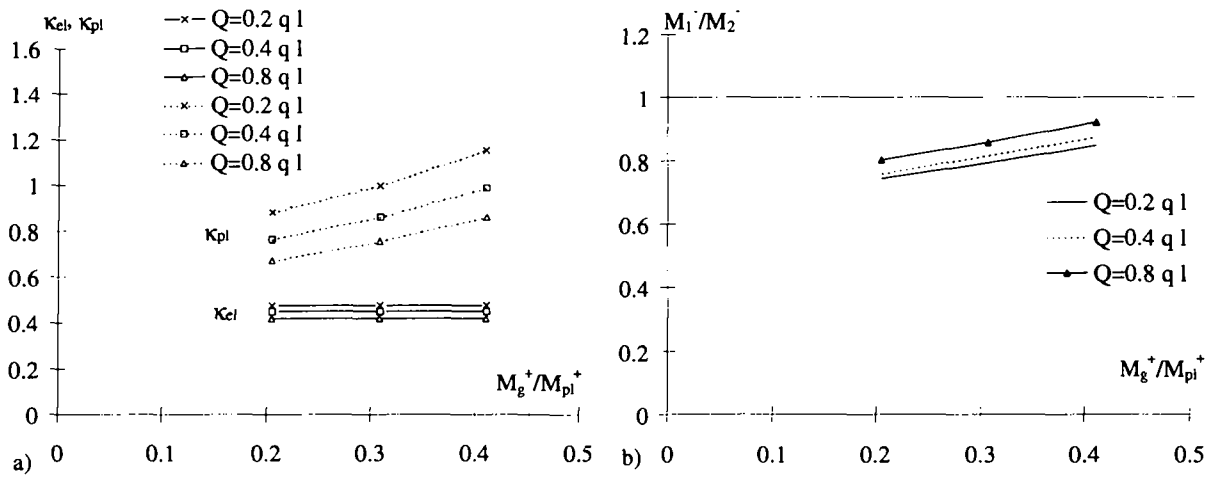


Figure 6.16 : Influence du rapport M_g^+/M_{pl}^+ pour un pont à trois travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport M_1^-/M_2^-

La valeur de κ_{el} est constante en fonction du rapport M_g^+/M_{pl}^+ , ce rapport n'influençant pas la distribution élastique des moments. Par contre, κ_{pl} augmente avec M_g^+/M_{pl}^+ , les redistributions étant plus importantes pour des valeurs élevées de M_g^+/M_{pl}^+ . Les valeurs du rapport κ_{el}/κ_{pl} sont les plus importantes pour une valeur de M_g^+/M_{pl}^+ de 0.4 et pour $Q=0.2 \text{ ql}$. Les valeurs sont sensiblement les mêmes pour une poutre sur deux ou trois travées.

La valeur de κ_{1-2} reste inférieure à 1.0, montrant ainsi que la position des charges 2 reste déterminante pour le dimensionnement sur appui. Pour une valeur courante de M_g^+/M_{pl}^+ de 0.3, la valeur de κ_{1-2} est inférieure à 0.85. Cependant, pour des valeurs de M_g^+ élevées, la valeur de κ_{1-2} est plus grande, les redistributions de la travée vers l'appui étant importantes. Les valeurs obtenues pour κ_{1-2} sont très proches pour le cas à deux et trois travées.

Courbure plastique

Les figures 6.17 et 6.18 illustrent l'importance du rapport entre la courbure plastique ψ_{pl} et la courbure élastique ψ_{el} .

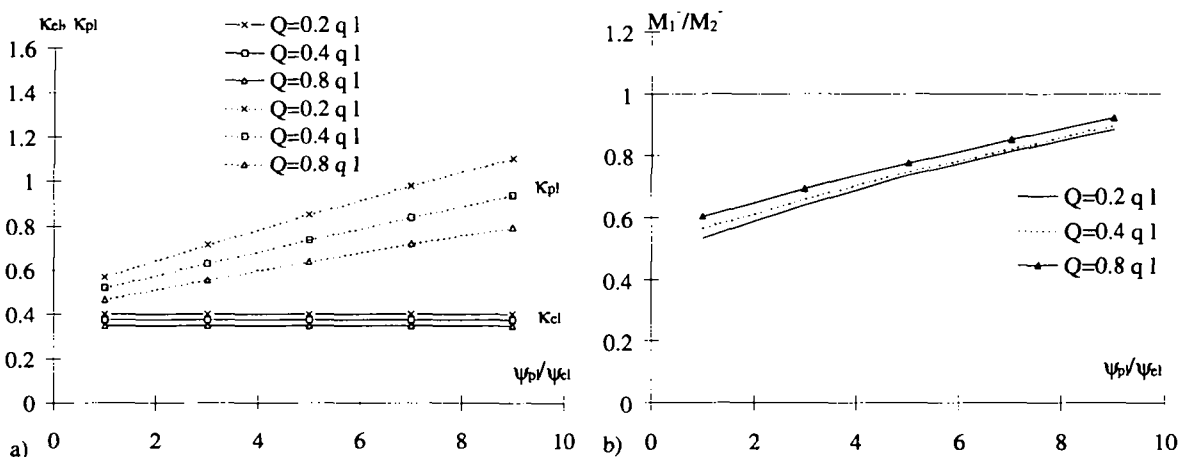


Figure 6.17 : Influence du rapport ψ_{pl}/ψ_{el} pour un pont à deux travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport M_1^-/M_2^-

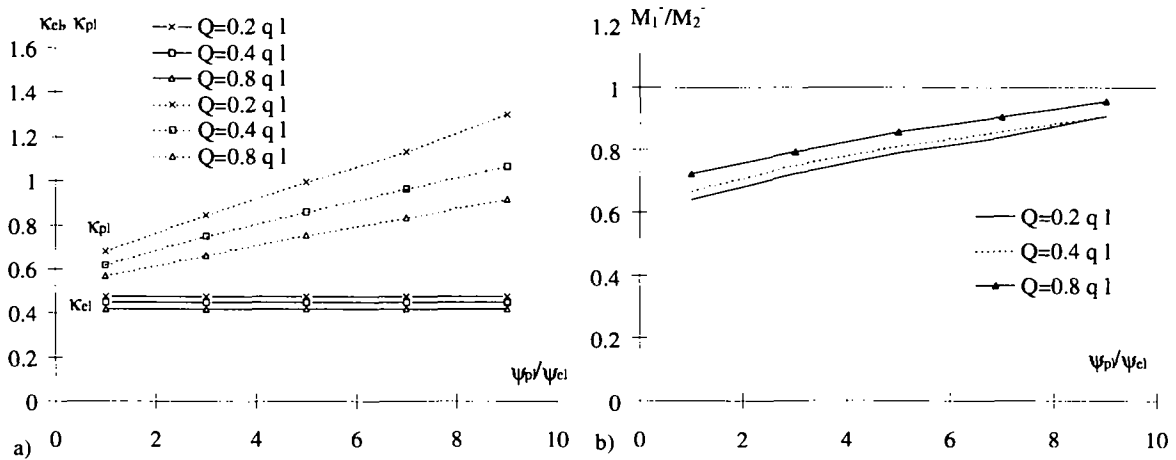


Figure 6.18 : Influence du rapport ψ_{pl}/ψ_{el} pour un pont à trois travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport $M_1~/M_2~$

La valeur de κ_{el} est constante en fonction du rapport ψ_{pl}/ψ_{el} , ce rapport n'influençant pas la distribution élastique des moments. Par contre, κ_{pl} augmente avec ψ_{pl}/ψ_{el} , les redistributions étant plus importantes pour des valeurs élevées de ψ_{pl}/ψ_{el} . Les valeurs du rapport κ_{el}/κ_{pl} sont les plus importantes pour une valeur de ψ_{pl}/ψ_{el} de 10 et pour $Q=0.2 q l$.

La valeur de κ_{1-2} reste inférieure à 1.0, même dans le cas où le rapport ψ_{pl}/ψ_{el} est le plus élevé et la redistribution la plus importante. Les cas à deux ou trois travées donnent des courbes semblables pour κ_{1-2} . A titre indicatif, des valeurs de ψ_{pl}/ψ_{el} égales à 5 conduisent à une plastification de l'aile inférieure et de plus de la moitié de l'âme.

Rapport des inerties travée/appui I_a/I_b

Les figures 6.19 et 6.20 présentent l'influence du rapport des inerties en travée (I_a , stade I) et sur appui (I_b , stade II-nu).

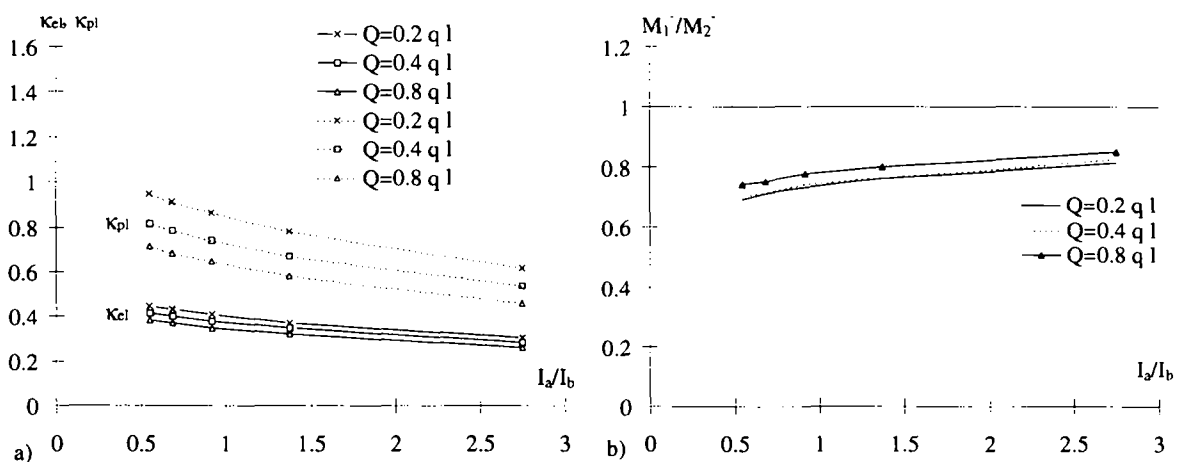


Figure 6.19 : Influence du rapport I_a/I_b pour un pont à deux travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport $M_1~/M_2~$

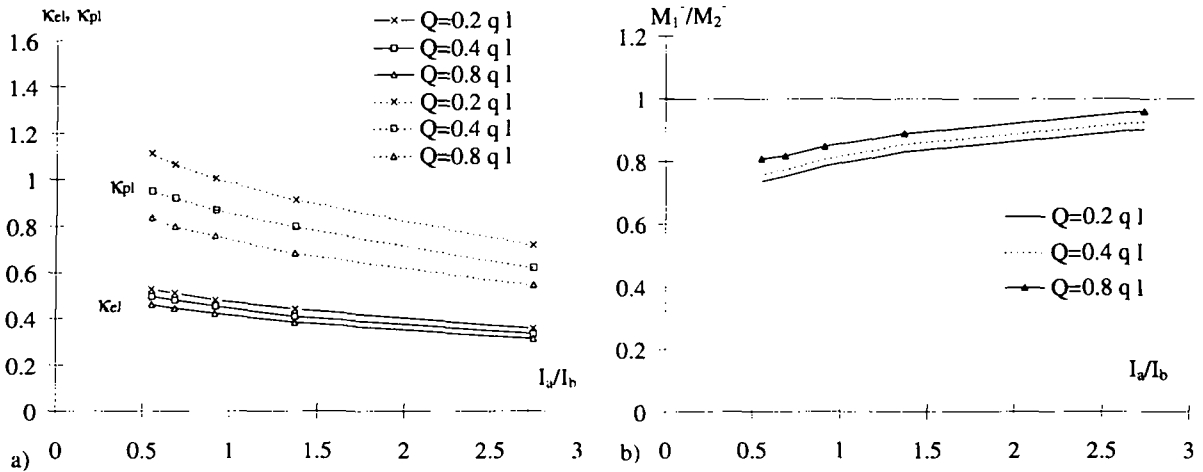


Figure 6.20 : Influence du rapport I_a/I_b pour un pont à trois travées sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport M_1/M_2

La valeur de κ_{el} diminue avec le rapport I_a/I_b , une rigidité faible sur appui (I_a/I_b grand) donnant des moments faibles sur appui. κ_{pl} diminue également avec I_a/I_b mais de façon plus marquée. Les valeurs maximales du rapport κ_{el}/κ_{pl} sont obtenues pour une valeur de I_a/I_b de 0.5 et pour $Q=0.2 q l$.

La valeur de κ_{1-2} augmente avec I_a/I_b et reste inférieure à 1.0. Il faut noter que le cas d'une rigidité en travée 2 fois plus élevée que la rigidité sur appui est très rare en pratique, la tendance étant plutôt à avoir une section plus faible en travée pour les ponts à hauteur variable. Une valeur de I_a/I_b de 1.0 est la plus courante pour les ponts continus de hauteur constante. Les cas à deux ou trois travées donnent des courbes semblables pour κ_{1-2} .

Rapport des inerties travée stade II-nu/travée stade I, I_c/I_a

Les figures 6.21 et 6.22 présentent l'influence du rapport des inerties en stade II-nu (I_c) et en travée en stade I (I_a).

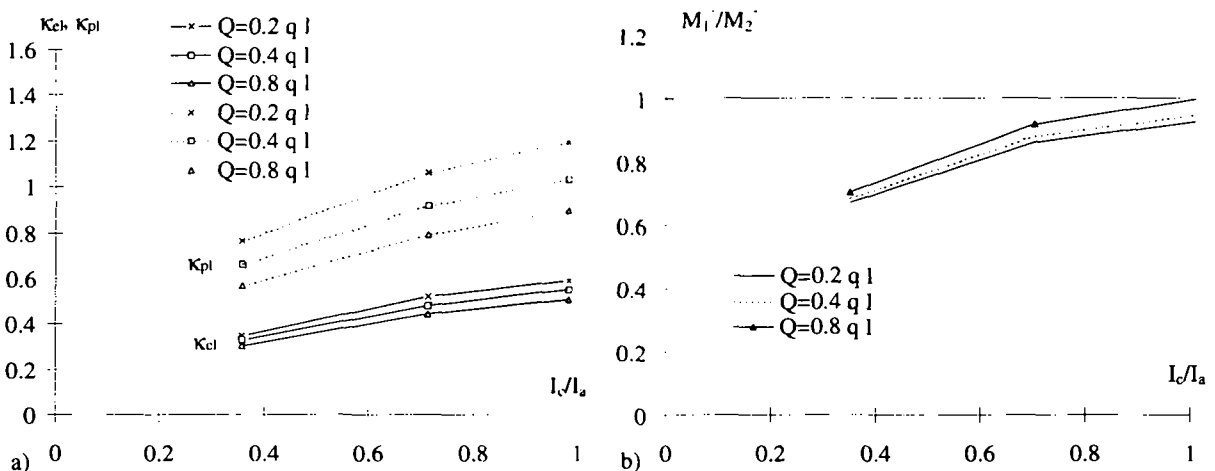


Figure 6.21 : Influence du rapport I_c/I_a sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport M_1/M_2 pour un pont à deux travées

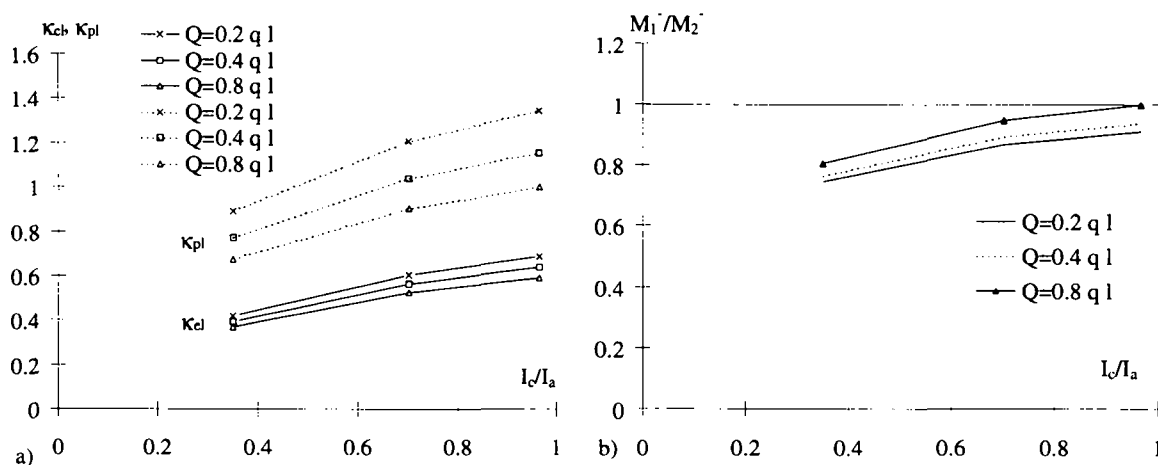


Figure 6.22 : Influence du rapport I_c/I_a sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport $M_1~/M_2~$ pour un pont à trois travées.

La valeur de κ_{el} augmente avec le rapport I_c/I_a , une rigidité élevée de la travée non chargée (I_c/I_a grand) donnant des moments élevés sur appui. κ_{pl} augmente également avec I_c/I_a . Les valeurs maximales du rapport κ_{el}/κ_{pl} sont obtenues pour une valeur de I_c/I_a de 0.4 et pour $Q=0.2$ q l.

La valeur de κ_{1-2} reste inférieure à 1.0 et les valeurs des courbes augmentent avec I_c/I_a . L'effet de la fissuration de la travée non chargée est donc favorable, la diminution de rigidité permettant de limiter la redistribution vers l'appui. Les cas à deux ou trois travées donnent des courbes semblables pour κ_{1-2} .

Rapport des portées

La figure 6.23 présente l'influence du rapport entre la portée non chargée l_2 et la portée chargée l_1 pour un pont à deux travées.

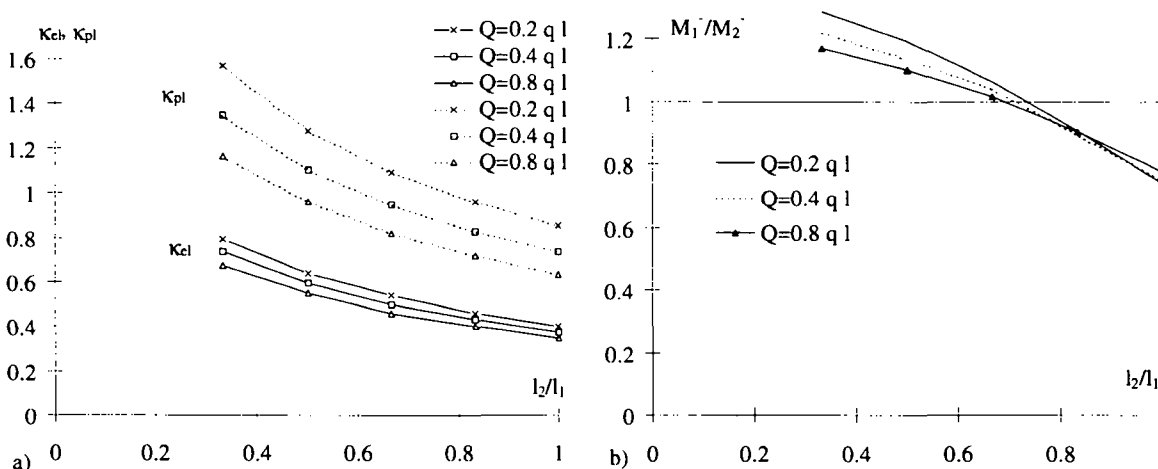


Figure 6.23 : 2 travées, influence du rapport l_2/l_1 sur a) les rapports κ_{el} et κ_{pl} , b) le rapport $M_1~/M_2~$

La valeur de κ_{e1} diminue lorsque le rapport l_2/l_1 augmente. En effet, une rigidité élevée de la travée non chargée (l_2/l_1 faible) donne des moments élevés sur appui. κ_{p1} diminue également avec l_2/l_1 . Les valeurs maximales du rapport κ_{e1}/κ_{p1} sont obtenues pour une valeur de l_2/l_1 de 1.0 et pour $Q=0.2$ q l.

La valeur de κ_{1-2} est inférieure à 1.0 pour des rapports de l_2/l_1 supérieurs à 0.6-0.7. Pour des rapports l_2/l_1 inférieurs, la plastification de la travée engendre des moments supérieurs à ceux obtenus par un calcul élastique des efforts intérieurs pour l'autre position de charge. Pour effectuer un calcul plastique des sections, un rapport entre les travées supérieur à 0.6-0.7 est donc nécessaire.

La figure 6.24 présente l'influence du rapport entre les travées de rive l_1 et la travée centrale l_2 pour un pont à trois travées.

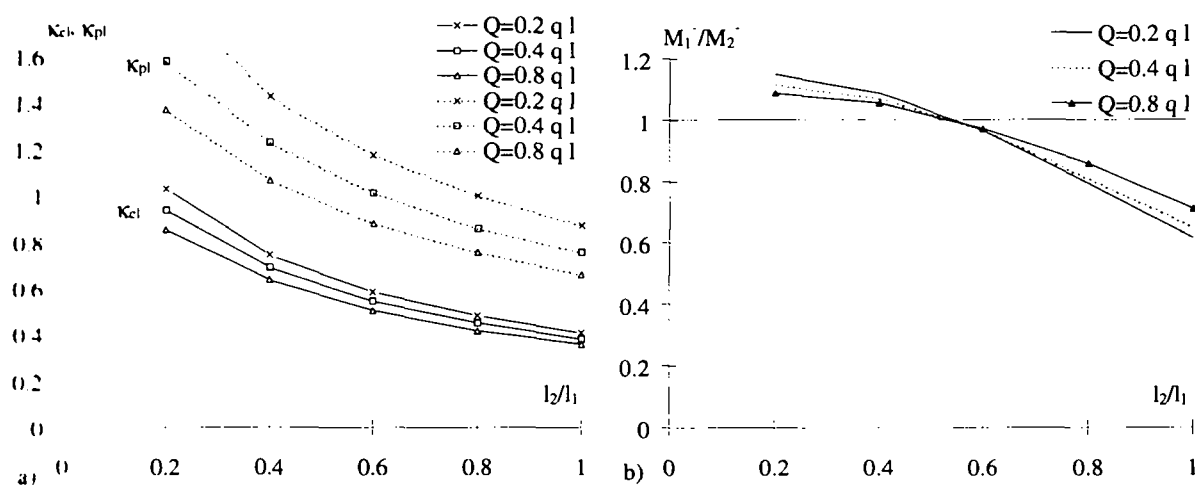


Figure 6.24 : 3 travées, influence du rapport l_2/l_1 sur a) les rapports κ_{e1} et κ_{p1} , b) le rapport M_1/M_2

La valeur de κ_{e1} diminue lorsque le rapport l_2/l_1 augmente. En effet, une rigidité élevée de la travée non chargée (l_2/l_1 faible) donne des moments élevés sur appui. κ_{p1} diminue également avec l_2/l_1 . Les valeurs maximales du rapport κ_{e1}/κ_{p1} sont obtenues pour une valeur de l_2/l_1 de 1.0 et pour $Q=0.2$ q l. κ_{e1} vaut 0.4 et κ_{p1} 0.85.

La valeur de κ_{1-2} est inférieure à 1.0 pour des rapports de l_2/l_1 supérieurs à 0.5-0.6. Pour des rapports l_2/l_1 inférieurs, la plastification de la travée engendre des moments supérieurs à la position des charges 2. Pour effectuer un calcul plastique de la résistance des sections en travée et élastique des efforts intérieurs, un rapport entre les travées supérieur à 0.6 est donc nécessaire. Cette conclusion est similaire à celle obtenue pour le cas sur deux travées.

Il est clair que cette limitation du rapport des travées est dépendante des variations des paramètres admises dans cette étude et qu'il est certainement possible de trouver des ponts dont le rapport des portées est inférieur à 0.6, par exemple si l'inertie I_c est faible relativement à I_a , pour lesquelles un calcul plastique est possible. Cependant, l'essentiel à retenir de cette limite est qu'elle n'est pas très restrictive et qu'un très large éventail des ponts mixtes continus bipoutre ou caisson construits en Europe n'est pas concerné par cette limite.

6.3.3 Points particuliers

Influence de la charge concentrée

L'influence de la charge concentrée (soit du facteur v) est la même dans tous les cas, soit une diminution des facteurs κ_{el} et κ_{pl} et une augmentation de κ_{1-2} pour une augmentation de v . La diminution de κ_{el} et κ_{pl} s'explique à l'aide de la figure 6.25 qui représente la longueur de la zone plastifiée en fonction du diagramme des moments.

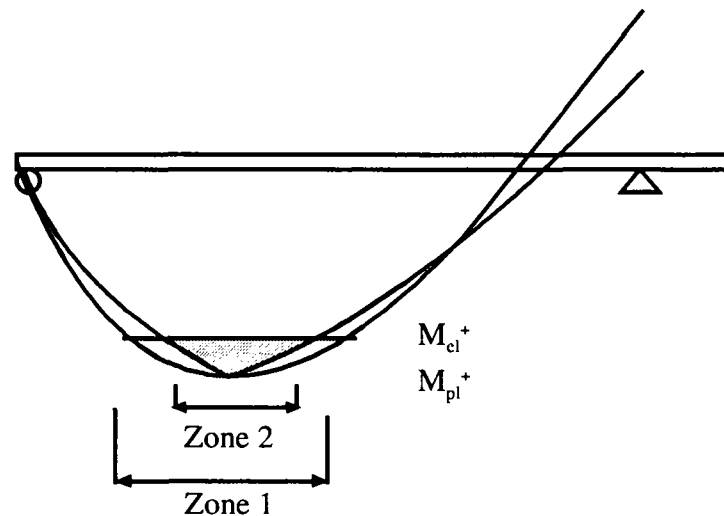


Figure 6.25: Influence de la charge ponctuelle sur la zone plastifiée

Dans le cas d'une charge répartie, la zone plastifiée (Zone 1) est plus grande que si l'on tient compte d'une charge concentrée (Zone 2). En effet, le diagramme des moments pour une charge concentrée réduit la zone de plastification et diminue donc la rotation plastique dans la zone en travée. Cette diminution de la rotation plastique provoque une valeur plus faible de la redistribution des moments de la travée vers l'appui.

En ce qui concerne la valeur de κ_{1-2} , la valeur plus élevée obtenue pour des charges concentrées plus importantes se justifie par le diagramme des moments entre les positions des charges. En effet, entre la position 1 et la position 2, le moment élastique sur appui dû à une charge concentrée varie peu. Par contre, pour une charge répartie, les moments sur appui sont très différents. Si la valeur de la charge concentrée augmente relativement à la charge répartie, la différence entre les positions de charge diminue ainsi que la valeur de M_2^- . Par conséquent, la valeur de κ_{1-2} ($=M_1^+/M_2^-$) augmente.

Augmentation des moments sur appui et dimensionnement élastique

Lors de l'analyse paramétrique, les rapports κ_{el} et κ_{pl} ont permis de montrer l'influence des différents paramètres sur les répartitions des moments sur appui et en travée. Cependant, dans le cas d'un dimensionnement, il est intéressant de pouvoir comparer les valeurs des moments sur appui calculés d'une part à l'aide d'un calcul élastique et d'autre part en tenant compte des redistributions dues à la plastification. Ces données sont particulièrement précieuses pour le dimensionnement des sections intermédiaires entre la travée et les appuis.

Dans ce cadre, la figure 6.26 montre les hypothèses de calcul prises en compte par les concepteurs (Fig. 6.26a) et le comportement réel de la structure (Fig. 6.26b) pour un pont à

trois travées et la position de charge 1. La charge $q_{Ic=Ia}$ est gardée identique pour les deux cas et correspond à la procédure b présentée dans les figures 6.12b et 6.13b.

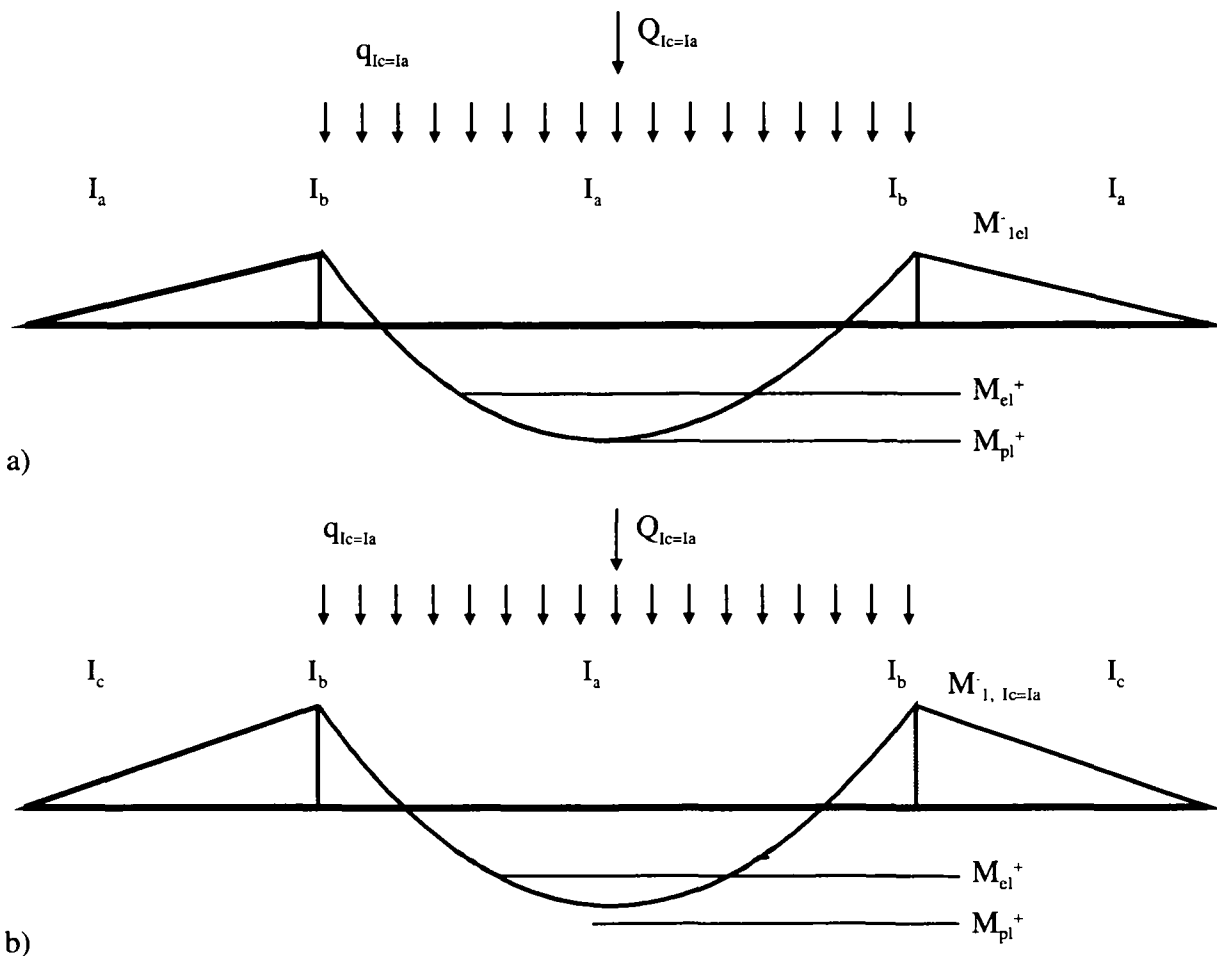


Figure 6.26 : Répartitions des moments et hypothèses de calcul pour un pont à trois travées : a) selon les concepteurs, b) en tenant compte des redistributions.

La figure 6.26 met en évidence les points suivants :

- Lors d'un calcul élastique des efforts intérieurs tel qu'il est effectué par des concepteurs, le moment en travée est admis égal au moment plastique en travée M_{pl}^+ . Les inerties des travées chargées et non chargées sont admises identiques ($I_c=I_a$) et le moment sur appui vaut M_{1el}^- (Fig. 6.26a).
- Lorsque le comportement réel est pris en compte pour les mêmes charges $q_{Ic=Ia}$ et $Q_{Ic=Ia}$, les inerties des travées chargées et non chargées sont différentes et les redistributions des moments dues à la plastification de la travée influencent la répartition des moments. Sous l'effet des redistributions de la travée vers l'appui, le moment en travée est inférieur à M_{pl}^+ et le moment sur appui $M_{1, Ic=Ia}^-$ supérieur à M_{1el}^- .

La différence majeure entre les deux approches est donc que, dans le cas d'une analyse telle qu'elle est effectuée par les concepteurs, le moment en travée est surestimé et le moment sur appui sous-estimé par rapport au comportement réel de la structure.

Les figures 6.27 et 6.28 présentent l'évolution du rapport $M_{1, Ic=Ia}^-/M_{1el}^-$ en fonction du rapport des rigidités I_a/I_b et des rapports des longueurs dans les cas à deux et trois travées.

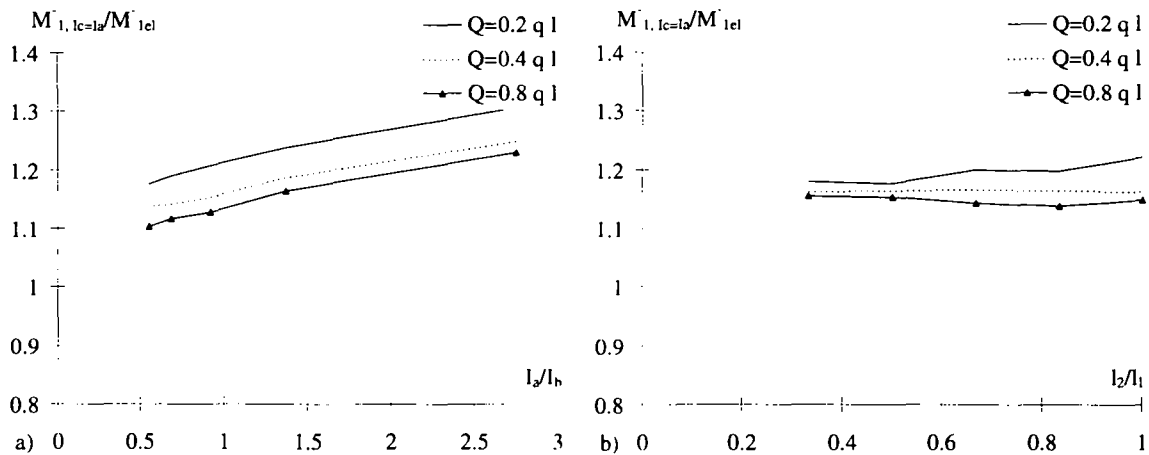


Figure 6.27 : Rapports $M_{1, I_c=I_a}/M_{1el}$ en considérant $I_c=I_a$ pour un pont à deux travées en fonction de a) I_a/I_b , b) l_2/l_1

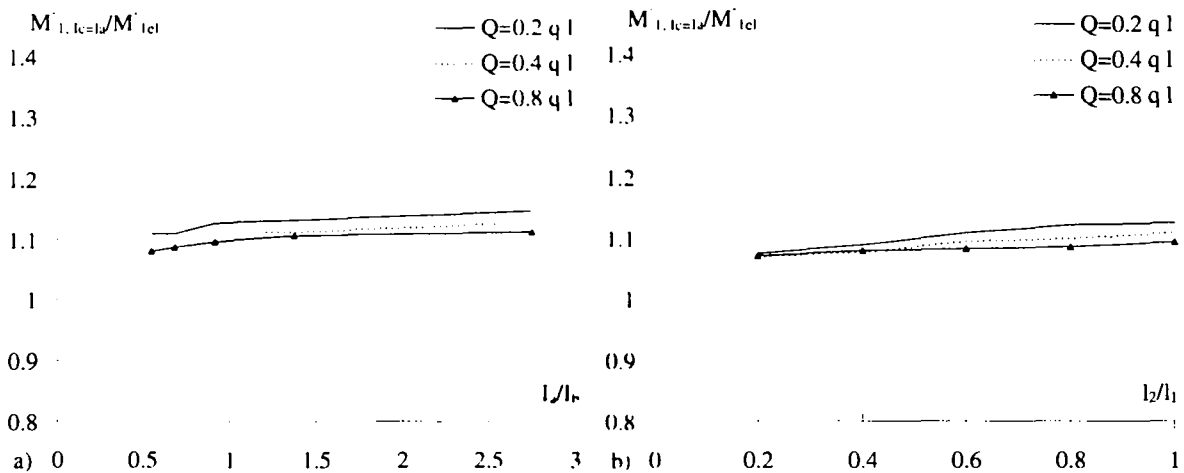


Figure 6.28 : Rapports $M_{1, I_c=I_a}/M_{1el}$ pour un pont à trois travées en considérant $I_c=I_a$ en fonction de a) I_a/I_b , b) l_2/l_1

Les figures 6.27a et 6.28a montrent que les augmentations des moments dues à la plastification des sections en travées sont de 20-30% pour des ponts à deux travées et de 10 à 15 % pour des ponts à trois travées. Pour des ponts dont les rapports de portée sont entre 0.6 et 1.0 et pour lesquels les rapports de rigidité I_a/I_b sont proches de 1.0, il est raisonnable d'admettre des augmentations dues à la plastification de 20% des moments sur appui pour les ponts à deux travées et 15% pour les ponts à trois travées. Ces valeurs sont valables pour les ponts dont les moments élastiques sont évalués avec une rigidité égale pour les sections en travée chargée et non chargée.

Il convient de noter que cette augmentation du moment sur appui de l'ordre de 15% par rapport à un calcul élastique des efforts intérieurs est semblable aux conditions données dans la norme SIA 161, art. 3 224 3 [6.9] pour le calcul des poutres continues et des traverses de cadre. En effet cet article recommande que le moment sur appui déterminé par un calcul élastique des efforts intérieurs reste inférieur à 90% de la résistance élastique sur appui pour la même position de charge.

Sections entre les travées et les appuis intermédiaires

Les efforts intérieurs agissant dans les sections intermédiaires constituent un point important à étudier. En effet, si l'analyse paramétrique a permis de montrer que, pour des rapports de portée supérieurs à 0.6-0.7, les courbes enveloppes des moments sur appui ne sont pas dépassées, il n'en est pas de même pour les sections intermédiaires.

La figure 6.29 montre les diagrammes des moments obtenus en tenant compte d'une plastification en travée et le diagramme des moments dus à la position 2.

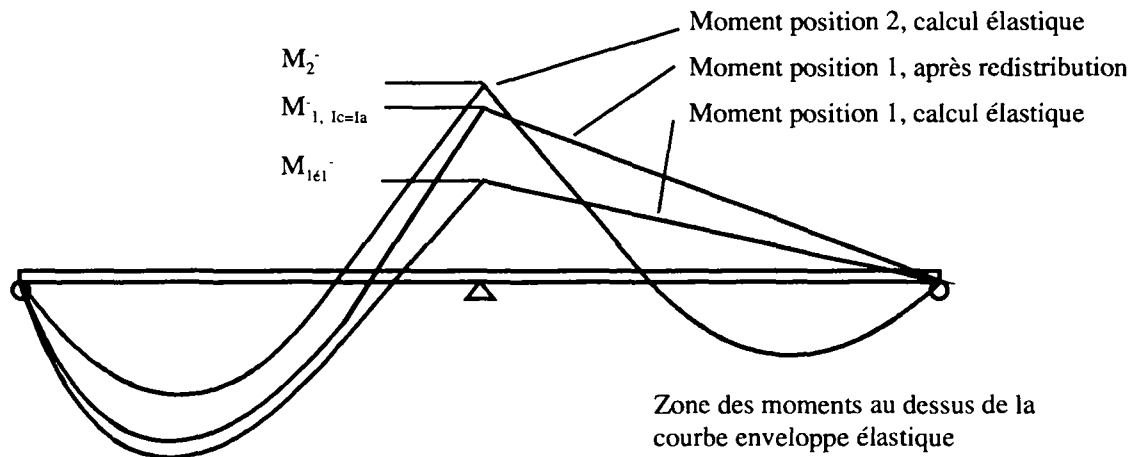


Figure 6.29 : Diagramme des moments et vérifications dans le cas d'un calcul plastique en travée

La zone à contrôler mise en évidence en gris sur la figure 6.27 est soumise à des moments négatifs plus élevés que ceux déterminés par une analyse élastique des efforts intérieurs. La valeur de l'augmentation des moments sur appui de $M_{1,el}$ à $M_{1,lc=la}$ a déjà été déterminée à l'aide des figures 6.27 et 6.28. Pour les ponts bipoutres et caissons standards, les valeurs des augmentations sont de 20% pour des ponts à deux travées et de 15% pour trois travées. Ces augmentations sont à prendre en compte par le concepteur pour contrôler les sections intermédiaires.

6.4 CONCLUSIONS

Ce chapitre a permis de traiter l'importance de la plastification des sections en travée sur la redistribution des efforts intérieurs, en particulier de l'augmentation des moments sur appui. Un modèle de prise en compte de la plastification des sections basé sur le théorème des travaux virtuels a été établi. Les rotations plastiques en travée ont été définies sur la base du comportement moment-courbure des sections et pour des valeurs des moments en travée équivalent à 90-95% du moment calculé en admettant une plastification complète de la section.

Le modèle mathématique développé a été appliqué au cas des ponts mixtes pour des ponts à deux et trois travées permettant de représenter les situations les plus diverses rencontrées dans les ponts mixtes continus. Le modèle implanté dans un programme d'analyse mathématique Maple a été comparé à une approche basée sur la méthode des éléments finis. Les faibles différences obtenues ont permis de valider le modèle théorique.

Une analyse paramétrique a été effectuée dans le but de vérifier que les moments maximaux sur appui déterminés à l'aide d'une analyse élastique des efforts intérieurs n'étaient pas dépassés par les redistributions de la travée vers l'appui provoquées par la plastification des sections en travée. Les résultats obtenus ont montré que l'influence de la redistribution due à la plastification ne modifiait pas la valeur du moment maximum sur appui pour un rapport entre les portées supérieur à 0.6-0.7.

En outre, le dimensionnement des sections intermédiaires entre l'appui et la travée doit tenir compte d'un moment négatif plus élevé que celui déterminé par un calcul élastique des efforts intérieurs. L'augmentation du moment élastique sur appui est de 20% pour un pont à deux travées et 15% pour trois travées.

En définitive, ce chapitre a permis de valider de façon théorique la possibilité d'effectuer un calcul élastique des efforts intérieurs et un calcul plastique de la résistance pour les sections en travées des ponts mixtes. Ce calcul est limité à des ponts dont le rapport entre les portées est supérieur à 0.6-0.7. Cette restriction est valable dans la limite de l'étude effectuée, soit des ponts mixtes continus dont les rapports de rigidité entre les sections en travée et sur appui intermédiaire restent dans les ordres de grandeur admis pour l'étude paramétrique. Cependant, cette restriction sur les rapports des portées n'est pas limitative pour la plupart des ponts mixtes bipoutres ou en caissons continus dont les rapports entre les portées restent dans cet ordre de grandeur de 0.6-1.0.

Une conséquence majeure de cette étude reste donc la possibilité d'éliminer de la vérification de la sécurité structurale des sections en travée des ponts mixtes la prise en compte des déformations imposées telles que le retrait et la température. De même, la vérification de ces sections peut se faire en comparant un effort intérieur de dimensionnement à un effort intérieur de résistance en évitant ainsi le passage fastidieux par un calcul des contraintes.

En résumé, pour la vérification de la sécurité structurale, les conclusions majeures de cette étude (chapitres 5 et 6) sont les suivantes :

- **En travée :**
 - Possibilité de procéder à une vérification par rapport à la résistance plastique des sections pour des moments de résistance équivalents à 90-95% d'une section entièrement plastifiée si le rapport des portées est supérieur à 0.6-0.7.
 - Dans ce cas, suppression des effets des déformations imposées telles que le retrait et la température.
 - Prise en compte d'une augmentation de l'enveloppe des moments négatifs sur les sections situées entre la travée et les appuis intermédiaires.
- **Sur appui :**
 - Vérification de la résistance selon un modèle élastique avec prise en compte du retrait à l'aide d'une contrainte de compression dans l'aile inférieure de -26 N/mm^2 pour un retrait de 0.25‰.

6.5 REFERENCES

- [6.1] Axhag F., *Plastic design of composite bridges allowing for local buckling*, Lulea University of Technology, 1995.
- [6.2] Baker J., Heyman J., *Plastic design of frames*, Vol. 1, Cambridge University Press, 1969.

- [6.3] Heyman J., *Plastic design of frames*, Vol. 2, Cambridge University Press, 1971.
- [6.4] Mrazik A., Skaloud M., Tochacek M., *Plastic design of steel structures*, Ellis Horwood Limited, 1987.
- [6.5] Li T.Q, Choo B.S., Nethercot D.A., *Determination of rotation capacity requirements for steel and composite beams*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 32, No 3, 1995.
- [6.6] Johnson R.P., Huang D., *Composite bridge beams with mixed-class cross sections*, Structural Engineering International, IABSE, no 2, 1995.
- [6.7] *Maple V*, Waterloo Maple Inc., 1981-1996
- [6.8] Ducret J.-M., Kattner M., *Calcul plastique des poutres mixtes et implémentation dans le logiciel Maple*, Rapport interne à paraître.
- [6.9] SIA 161, *Constructions métalliques*, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich, 1990.

7. CONCLUSION

Cette recherche a été entreprise dans le but d'analyser le comportement des ponts mixtes en service et de proposer une modélisation pour la vérification de la sécurité structurale. Les travaux ont porté essentiellement sur le comportement longitudinal des ponts mixtes.

Les objectifs de l'étude étaient les suivants :

- étude de l'effet des actions sur le comportement réel des ponts mixtes en service dès leur construction et analyse de l'efficacité des méthodes d'amélioration de ce comportement,
- analyse du comportement à la rupture des ponts mixtes et proposition de simplification de leur dimensionnement.

Dans le domaine de l'aptitude au service, l'étude systématique des actions créant des contraintes de traction dans la dalle a permis de déterminer les principaux paramètres pouvant provoquer la fissuration transversale. Des méthodes pour limiter les contraintes de traction ont été analysées et comparées en fonction du type de pont.

Pour la vérification de la sécurité structurale, l'étude du comportement réel des sections mixtes a permis de valider l'introduction d'un calcul plastique de la résistance des sections en travée, de définir les limites de cette approche et de proposer une simplification de la prise en compte des déformations imposées telles que le retrait et la température.

7.1 DEMARCHE

La démarche utilisée pour atteindre les objectifs définis ci-dessus est récapitulée dans les paragraphes suivants en différenciant les domaines de l'aptitude au service et de la sécurité structurale.

Aptitude au service

Etude détaillée du comportement du béton au jeune âge. L'analyse des effets de la prise du béton sur un support rigide a débuté par une définition des lois de comportement du béton au jeune âge, tant pour les phénomènes physiques (température) que mécaniques (rigidité). Des résultats d'essais sur le béton jeune provenant de différents instituts de recherche ont été comparés et des lois de comportement déduites et introduites dans le code de calcul existant MES. Des mesures in-situ et en laboratoire ont permis d'étudier l'influence de la géométrie de la section métallique, du type de béton et de méthodes de refroidissement sur les autocontraintes de traction dans la dalle à la fin de la prise ainsi que de valider le modèle numérique utilisé. Une étude paramétrique a été menée pour déterminer l'importance du coefficient de retenue β de la dalle par la poutre métallique et pour définir les méthodes de limitation des effets d'hydratation à l'aide de la technologie du béton ou de méthodes de refroidissement. Ce coefficient β , défini comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et la surface de la dalle, sert de base à une approche simplifiée pour quantifier les effets de la prise du béton et pour définir l'opportunité de mettre en œuvre des méthodes de limitation des effets d'hydratation.

Analyse des différents systèmes de précontrainte et des pertes au cours du temps. Les différents systèmes de précontrainte ont été présentés ainsi que leur domaine d'utilisation. Les résultats du modèle par éléments finis DIANA ont été confrontés à des résultats de mesures in-situ à long terme effectuées par l'ICOM sur un pont en caisson précontraint extérieurement. Sur la base du programme DIANA, une étude paramétrique a permis de chiffrer les pertes de

précontraintes en fonction du type de pont, du système de précontrainte et des hypothèses sur les effets différés du béton. Une approche simplifiée basée sur le coefficient de retenue β a été présentée ainsi que des critères de choix de système de précontrainte en fonction du type de pont.

Synthèse des différentes causes de contraintes de traction dans la dalle et propositions de critères de conception en fonction de l'ouvrage et des exigences sur le comportement de la dalle. Les contraintes dues à différentes méthodes de bétonnage, aux effets de température extérieure, au retrait de dessiccation, aux charges permanentes et au trafic ont été analysées et leur valeur relative comparée en ajoutant les effets liés à la prise du béton. Des catégories d'exigence ont été établies sur la base d'une relation qualitative entre les contraintes de traction dans la dalle à la fin de la construction et la fissuration probable dans le temps. Des méthodes de limitation des contraintes ont été proposées et analysées en fonction de la catégorie d'exigence requise et du type de pont.

Sécurité structurale

Evaluation critique du dimensionnement actuel et des possibilités de plastification des sections. Le dimensionnement actuel des sections de ponts mixtes a été présenté en soulignant la complication du principe de vérification basé sur un calcul des contraintes. Les valeurs des moments de flexion agissant sur la section métallique seule et sur la section mixte ont été analysés à l'aide de la base de données de ponts mixtes de l'ICOM. Le cas particulier du retrait a été étudié en analysant notamment l'effet d'une fissuration de la dalle sur le système statique global. Les possibilités de plastification des sections mixtes ont été présentées pour des sections sur appui et en travée ainsi que l'implication d'une plastification des sections sur les courbes enveloppes des moments déterminées sur la base d'un calcul élastique des efforts intérieurs.

Limites pour un calcul plastique des sections en fonction du type de pont et analyse des effets différés du béton sur le comportement à la rupture. Un modèle théorique basé sur le théorème des travaux virtuels et permettant de tenir compte des rotations plastiques des sections a été développé et appliqué au cas des ponts mixtes. Ce modèle original utilise les relations moments courbures pour définir les rotations plastiques et permet de tenir compte de contraintes sur la section métallique seule. Les résultats du modèle ont été confrontés aux résultats obtenus à l'aide de la méthode des éléments finis. Une étude paramétrique tenant compte des variations des caractéristiques géométriques du pont et du comportement plastique des sections en travée a été effectuée et a permis d'étudier l'influence d'une plastification en travée sur les redistributions des efforts intérieurs et de définir les limites à respecter pour un calcul plastique de la résistance des sections en travée.

7.2 RESULTATS

Aptitude au service

Etude détaillée du comportement du béton au jeune âge.

- Les lois de comportement du béton établies sur la base d'essais effectués dans plusieurs laboratoires ont pu être validées à l'aide d'essais in-situ et en laboratoire. L'application du modèle numérique MES dans le cas de poutres mixtes a pu être vérifiée.
- Les essais in-situ et en laboratoire ont permis de montrer l'importance des phénomènes d'hydratation du béton sur l'état de contrainte interne du béton et en particulier sur la

fissuration transversale de la dalle. Ces autocontraintes de traction dans la dalle sont fortement dépendantes du coefficient de retenue β défini comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et de la dalle de béton. Ce coefficient de retenue, calculé sur appui, peut être relié à la portée du pont et les valeurs numériques suivantes peuvent être retenues pour les autocontraintes de traction dans la dalle :

- $\beta = 0.04$ (Pont d'une portée de 30.0m), autocontraintes de traction dans la dalle lors de la prise 0.5 - 1.0 N/mm²
- $\beta = 0.08$ (Pont d'une portée de 50.0m), autocontraintes de traction dans la dalle lors de la prise 1.0 - 1.5 N/mm²
- $\beta = 0.12$ (Pont d'une portée de 80.0m), autocontraintes de traction dans la dalle lors de la prise 1.5 - 2.0 N/mm²

Une estimation des autocontraintes de traction peut être effectuée à l'aide d'une équation simplifiée.

- Des méthodes pour limiter les effets d'hydratation sont intéressantes pour des valeurs de β supérieures à 0.08. Les essais de laboratoire et les simulations numériques ont montré que l'utilisation de béton à faible dégagement de chaleur ou le refroidissement du béton à l'aide d'azote liquide permettent de diminuer fortement la probabilité de fissuration au jeune âge en maintenant les autocontraintes de traction dans la dalle à une valeur inférieure à 1.0 N/mm². Le refroidissement du béton lors de la prise à l'aide de conduits de refroidissement a été analysé numériquement et présente les mêmes possibilités de réductions des autocontraintes de traction que les deux méthodes testées en laboratoire.

Analyse des différents systèmes de précontrainte et des pertes au cours du temps.

- Les pertes de précontrainte dans les ponts mixtes qui sont dues au fluage et au retrait se situent entre 40 et 90 % de la valeur initiale des contraintes appliquées dans le béton avec une influence majeure de la valeur de la déformation spécifique du retrait prise en compte,
- Les pertes de précontraintes sont liées au type de section mixte. Les sections dont le coefficient de retenue β est élevé conduisent à une perte élevée de précontrainte. Une synthèse des résultats sous forme de tableaux ainsi que le développement d'une équation simplifiée basée sur le coefficient de retenue β permettent de connaître les pertes en fonction du système de précontrainte, du type de pont, de la valeur de la contrainte initiale dans la dalle et des hypothèses sur la prise en compte des effets différés du béton.
- Le choix du système de précontrainte dépend du type de section et en particulier de la valeur de β . Les résultats des analyses montrent que pour des sections avec β supérieur à 0.08, il est recommandé de retarder la liaison de la dalle et de la poutre métallique pour limiter les pertes ainsi que le nombre de câbles nécessaires. Pour des ponts dont la valeur de β est inférieure à 0.06, il est préférable de lier directement la dalle et des poutres, le nombre de câbles à ajouter pour précontraindre la poutre étant limité.

Synthèse des différentes causes de contraintes de traction dans la dalle et propositions de critères de conception en fonction de l'ouvrage et des exigences sur le comportement de la dalle.

- Les étapes de bétonnage influencent fortement les contraintes dans la dalle de roulement, un bétonnage à l'avancement crée des contraintes de traction proche de la résistance à la traction du béton pour des ponts dont la portée est supérieure à 60 mètres.
- Les effets de température extérieure créent essentiellement un gradient de contraintes dans la dalle et peuvent donc provoquer une fissuration superficielle mais n'augmentent pas de façon importante la fissuration traversante.

- La déformation spécifique imposée par le retrait de dessiccation mesurée in-situ est plus faible pour les environnements concernées par les mesures que les valeurs indiquées dans les normes. Les contraintes de tractions provoquées dans la dalle sont du même ordre de grandeur que les contraintes engendrées par les charges permanentes et le trafic.
- Les contraintes provoquées par les effets d'hydratation et les étapes de bétonnage représentent sur appui intermédiaire plus de la moitié des contraintes de traction en comparaison des autres actions. Les méthodes de limitation les plus efficaces pour lutter contre la fissuration sont donc à prendre au stade de construction.
- Trois catégories d'exigence sont définies en fonction de la valeur de la contrainte de traction à la fin de la construction.
 - La catégorie 1 correspond à un pont dont la fissuration de la dalle va être nulle ou très limitée au cours du temps,
 - La catégorie 2 correspond à un pont dont la fissuration de la dalle reste modérée au cours du temps ,
 - La catégorie 3 correspond à un pont pour lequel une forte fissuration est à attendre déjà lors de la construction.

La catégorie 2 représente la plupart des ponts mixtes réalisés en Suisse et pour lesquels le comportement à long terme est considéré comme satisfaisant.

- Les méthodes de limitation des contraintes de traction telles que des méthodes de refroidissement du béton, des étapes de bétonnage particulières et une mise en précontrainte de la dalle avec ou sans liaison retardée ont été évaluées pour différents types de pont. Dans tous les cas, une précontrainte longitudinale est nécessaire pour obtenir la catégorie 1. Pour des ponts de 50m. ($\beta=0.08$) et 80 m, ($\beta=0.12$), une précontrainte longitudinale est à effectuer avec une liaison retardée de la dalle, une dalle liée impliquant d'autres méthodes de limitation.
 - Pour obtenir un pont de catégorie 2, aucune méthode particulière n'est nécessaire si la portée est de 30.0 mètres, soit pour une valeur de β inférieure à 0.04.
 - Pour des ponts de portée de 50 mètres ($\beta=0.08$), au moins une méthode de limitation est requise pour obtenir une catégorie 2.
 - Pour un pont de 80 mètres ($\beta=0.12$), un phasage de bétonnage est nécessaire pour se trouver dans la catégorie 2 et une méthode supplémentaire telle qu'une limitation des effets d'hydratation est souhaitable.

Sécurité structurale

Evaluation critique du dimensionnement actuel et des possibilités de plastification des sections.

- Les valeurs moyennes relatives des moments dus aux différentes actions établies à l'aide de la base de données des ponts mixtes de l'ICOM montrent que, pour une section en travée, les moments de dimensionnement agissant sur la section métallique seule représentent 30% du moment total de dimensionnement, les moments dus au trafic 60% et les charges permanentes 10%. Pour une section sur appui intermédiaire, ces valeurs sont 40% pour les moments agissant sur la section métallique seule, 45% pour les moments dus au trafic et 15% pour les charges permanentes.
- Les effets du retrait de dessiccation sont diminués sur appui intermédiaire si la fissuration de la dalle est prise en compte. L'effort normal dû au retrait n'agit plus que sur les sections en travée et les sections sur appui intermédiaire sont uniquement soumises à un moment de flexion négatif créé par la continuité de la structure. Les contraintes de compression créées par le retrait (0.25‰) dans l'aile inférieure sur appui intermédiaire et évaluées pour une

vingtaine de ponts mixtes faisant partie de la base de données de l'ICOM peuvent être admises à -26 N/mm^2 . Cette valeur peut être admise pour tenir compte de façon simplifiée du retrait pour la vérification de la sécurité structurale des sections de ponts mixtes sur appui intermédiaire.

- Une vérification de la sécurité structurale basée sur un modèle plastique de la résistance n'est possible, dans l'état actuel des connaissances, que pour les sections en travée, la plastification des sections sur appui étant limitée par des phénomènes d'instabilité de l'aile inférieure et d'une partie de l'âme comprimée.
- L'implication majeure d'un calcul plastique de la résistance des sections en travée est la suppression des déformations imposées telles que le retrait et la température pour la vérification de la sécurité structurale. Les sections sur appui ne pouvant cependant pas se comporter plastiquement, il est nécessaire d'étudier l'influence d'une plastification de la travée sur les courbes enveloppes déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs.

Limites pour un calcul plastique des sections en fonction du type de pont et analyse des effets différés du béton sur le comportement à la rupture.

- Le modèle analytique développé sur la base du principe des travaux virtuels et des lois moment - courbure des sections est capable de représenter de façon correcte le comportement d'un pont mixte dans le cas de plastification des sections en travée. Il permet en outre d'effectuer des analyses paramétriques sans passer par des calculs par éléments finis.
- La plastification des sections en travée ne modifie pas les courbes enveloppes des moments déterminées à l'aide d'un calcul élastique des efforts intérieurs pour des ponts dont les rapports entre portées restent supérieurs à 0.6-0.7 et pour des moments de résistance équivalents à 90-95% d'une section entièrement plastifiée. Un calcul plastique de la résistance des sections en travée est possible pour les ponts mixtes respectant cette condition et permet d'éliminer la prise en compte des déformations imposées. Un tel calcul permet également de simplifier de manière importante la vérification de la sécurité structurale en évitant le calcul fastidieux des contraintes pour les différentes actions.

7.3 CONCLUSIONS MAJEURES

Les conclusions majeures de cette étude peuvent s'exprimer en deux volets complémentaires liés à l'aptitude au service et à la sécurité structurale.

Aptitude au service

- Le coefficient de retenue β défini comme le rapport entre la surface de la poutre métallique et la surface de la dalle est un indicateur de l'effet sur la dalle de déformations imposées telles que les effets d'hydratation, le retrait de dessiccation ou les pertes de précontraintes. Ce coefficient de retenue β calculé sur appui est également un indicateur de la portée pour des ponts bipoutres ou en caisson usuels.
- Les contraintes de traction dans la dalle les plus importantes sont dues à la prise du béton et aux étapes de bétonnage si la dalle est liée directement à la poutre métallique et le bétonnage effectué à l'avancement. Pour limiter ces contraintes de traction, les méthodes de limitation suivantes ont été étudiées :

- Limitation des effets d'hydratation par l'utilisation de béton à faible dégagement de chaleur ou de méthodes de refroidissement du béton avant sa mise en place ou pendant la prise,
- Méthodes de bétonnage limitant les contraintes de traction sur appui telles que le bétonnage en piano,
- Mise en place d'une précontrainte longitudinale avec ou sans liaison retardée de la dalle et des poutres.

L'évaluation de ces méthodes a été effectuée en fonction de 3 catégories d'exigences basées sur la valeur de la contrainte de traction souhaitée dans la dalle à la fin de la construction. La catégorie 2 correspond à la plupart des ponts mixtes suisses dont le comportement à long terme donne satisfaction.

- En fonction du coefficient β , il est possible de déterminer les méthodes de limitation nécessaires pour obtenir une catégorie 2.
 - Pour des valeurs de β inférieures à 0.04, aucune méthode de limitation des contraintes dans la dalle n'est nécessaire pour obtenir une catégorie 2.
 - Pour une valeur de β de 0.08, au moins une des méthodes de limitation énumérées ci-dessus doit être appliquée pour une catégorie 2.
 - Pour une valeur de β de 0.12, un phasage de bétonnage est nécessaire pour se trouver dans la catégorie 2 et une méthode supplémentaire telle qu'une limitation des effets d'hydratation est souhaitable.

Cette recherche a donc permis de faire la synthèse des contraintes de traction agissant dans les dalles de ponts mixtes et des méthodes de limitations envisageables en étudiant de façon particulière les effets d'hydratation de la dalle et les pertes liées à la mise en place d'une précontrainte longitudinale. Le coefficient de retenue β est un critère de choix permettant de définir dans quels cas certaines méthodes sont efficaces pour limiter la fissuration transversale des dalles de ponts mixtes.

Sécurité structurale

- La prise en compte de la fissuration transversale sur les appuis intermédiaires permet de limiter le calcul des effets du retrait sur ces sections au seul moment de flexion dû à la continuité de la structure. Les contraintes de compression dans l'aile inférieure des poutres calculées avec une valeur de retrait de 0.25‰ pour une vingtaine de ponts mixtes faisant partie de la base de données de l'ICOM sont de l'ordre de -26 N/mm^2 . Cette valeur peut être admise pour la vérification de la sécurité structurale des sections sur appuis intermédiaires.
- L'introduction d'un calcul plastique de la résistance des sections ne s'applique qu'aux sections en travée, la plastification des sections sur appui intermédiaire étant en général limitée par des phénomènes d'instabilité. Le modèle plastique de la résistance en travée permet de négliger, pour ces sections, les effets des déformations imposées pour la vérification de la sécurité structurale.
- Pour s'assurer de la possibilité d'effectuer un calcul plastique des sections en travée, l'utilisation d'un modèle analytique original tenant compte de la plastification a permis de montrer que les redistributions des moments causées par la plastification ne modifiaient pas les courbes enveloppes déterminées par un calcul élastique pour autant que les rapports

entre les portées ne soient pas inférieurs à 0.6-0.7 et pour des moments de résistance équivalents à 90-95% d'une section entièrement plastifiée.

La conclusion majeure de cette partie est donc la possibilité de faire un calcul plastique de la résistance en section des sections en travée pour des limites de portées définies et d'éliminer ainsi les effets des déformations imposées pour le dimensionnement de ces sections. Cette possibilité simplifie le dimensionnement des ponts mixtes par rapport à la pratique actuelle.

7.4 TRAVAUX FUTURS

Dans les domaines de l'aptitude au service et de la sécurité structurale examinés dans ce travail les efforts de recherche suivants sont proposés pour élargir les connaissances acquises dans ce travail.

Aptitude au service

Les recherches à faire pour mieux étudier le comportement des dalles de ponts mixtes touchent trois points particuliers :

- **Effets d'hydratation de la dalle de béton.** Des études plus poussées sont à mener pour déterminer le coefficient de retenue β dans des structures particulières comme les ponts à treillis. Le comportement de différents bétons au jeune âge mérite des recherches plus poussées pour quantifier de façon plus précise les caractéristiques physiques et mécaniques. Des bétons spéciaux tels que le béton à faible dégagement de chaleur étudié dans ce travail sont à étudier de façon plus précise pour s'assurer de l'homogénéité de leur comportement. Des méthodes de limitation des effets d'hydratation telles que la mise en place de conduits de refroidissement représentent un domaine de recherche important qu'il faudrait étayer par une analyse expérimentale poussée. Un autre champ d'investigation est formé par les méthodes visant à limiter la fissuration de la dalle en agissant sur les caractéristiques mécaniques de la dalle. A cet égard, l'utilisation de béton de fibres est une possibilité intéressante mais peu étudiée dans le domaine des ponts mixtes.
- **Précontrainte.** Des valeurs expérimentales sont encore nécessaires pour les comparer aux résultats des modèles de calcul utilisés et étudier l'influence des variations des paramètres introduits dans les lois de comportement des matériaux.
- **Fissuration.** La définition de catégories d'exigence peut être élargie en utilisant par exemple le concept de coefficient d'endommagement (rapport entre la contrainte de traction due à une action et la résistance à la traction du béton) pour définir les catégories d'exigence. Dans ce cadre, une recherche est également à effectuer sur la catégorie intermédiaire (catégorie 2) qui correspond aux ponts mixtes suisses dont le comportement est jugé satisfaisant. Le recours au critère de coefficient d'endommagement peut permettre de nuancer cette catégorie et d'apporter un jugement plus fin sur l'efficacité des méthodes de limitation des contraintes de traction. Des analyses sont également à mener pour évaluer l'évolution de ce coefficient d'endommagement au cours du temps en fonction des actions considérées.

Cette étude a permis de faire la synthèse des actions causant des contraintes de traction dans la dalle de béton et responsables de la fissuration transversale. Il est cependant important d'aller plus loin dans la recherche pour essayer de relier les conséquences de la fissuration sur le comportement à long terme de la dalle de roulement et la définition de l'armature minimale. Une telle recherche est à mener sur la base de travaux en cours ou effectués pour les ponts en béton où les mêmes questions se posent.

Sécurité structurale

- Les réflexions effectuées sur la prise en compte du retrait pour la vérification de la sécurité structurale sont à étendre afin de s'assurer que la méthode simplifiée proposée couvre un large éventail de ponts.
- Les limites données pour un calcul plastique en travée sont également à vérifier en augmentant le domaine de variation des paramètres (type de pont, rapports de portée et systèmes statiques particuliers, ponts à fortes variations de hauteur). Des réflexions sont à mener sur les conséquences d'une modification des courbes enveloppes dues aux redistributions provoquées par la plastification des travées et aux possibilités d'en tenir compte dans le dimensionnement.
- Dans le domaine du calcul plastique, un large champ d'étude est à ouvrir pour tenir compte des possibilités de plastifications des sections sur appui. Les essais menés à l'ICOM et à l'étranger ont montré que les sections sur appui possèdent une capacité de rotation plastique. Une étude de ces capacités de rotation et de leur influence sur les efforts intérieurs peut être effectuée en utilisant le modèle analytique développé dans ce travail. Un aspect particulièrement intéressant d'une telle recherche serait de définir un modèle permettant un calcul plastique de la résistance en section aussi bien sur appui qu'en travée et de rendre ainsi cohérent le principe de vérification de la sécurité structurale sur la base d'une analyse de type élastique-plastique en travée et aussi sur appui. Une approche du problème serait par exemple d'admettre une valeur de capacité de rotation plastique sur appui et d'en étudier les conséquences sur les redistributions des efforts intérieurs et sur le comportement de la section.

CURRICULUM VITAE

Jean-Marc DUCRET

Originaire de Chardonne (VD)

14 janvier 1970 : Né à Vevey.

1976 – 1980 : Ecole primaire dans l'arrondissement scolaire de Baulmes.

1980 - 1985 : Ecole secondaire à Yverdon.

1985 – 1988 : Gymnase cantonal de Montbenon. Maturité fédérale (type B).

1988 – 1992 : Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Diplôme d'ingénieur civil EPFL obtenu en mars 1993. Prix Stucky.

Depuis 1993 : Assistant à l'ICOM – Construction métallique, département de génie civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Inscrit comme candidat au doctorat depuis 1994.

Activités :

- recherches dans le domaine des systèmes de connaissance,
- recherches dans le domaine de la construction mixte,
- participation à diverses expertises concernant des structures métalliques,
- participation à diverses expertises dans le cadre de concours de ponts,
- assistant dans le cadre de séances d'exercices et de projets pour le cours « construction métallique ».