

PRÉCONTRAÎTE ET ARMATURE POUR CONTRÔLER L'OUVERTURE RÉSIDUELLE DES FISSURES

THÈSE N° 2028 (1999)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Pierre LAURENCET

Ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité suisse et originaire de Genève (GE)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. R. Favre, directeur de thèse
Dr J.-P. Jaccoud, rapporteur
Prof. Th. Keller, rapporteur
Prof. J. Mazars, rapporteur
Dr V. Sigrist, rapporteur

Lausanne, EPFL
1999

À mes parents Monique et Francis-Luc
À mes sœurs Véronique, Béatrice et Élisabeth
À ma femme Sandrine
À ma fille Manon

Sommaire

Préface	III
Remerciements	V
Résumé	VII
Summary	VIII
Table des matières	IX
1 Motivations et objectifs de la recherche	1
2 Actions sur une structure porteuse	9
3 Fissuration	41
4 Campagne expérimentale	123
(Synthèse du rapport des essais publié par P. Laurencet, J.-P. Jaccoud et R. Favre en juillet 1997, publication IBAP n° 145, 306 pages [109])	
5 Modèle numérique	147
6 Étude paramétrique	179
7 Recommandations pour l'armature et la précontrainte dans un tablier de pont	201
8 Conclusions	231
Références bibliographiques	241
Curriculum vitae	255

Préface

Quoiqu'en pense une partie de l'opinion publique, les évolutions, développements et progrès à réaliser dans le domaine des structures en béton sont loin d'être achevés. Ainsi est-il possible aujourd'hui de réaliser des ouvrages pratiquement non fissurés, sans peau d'étanchéité, imperméables même à des pressions d'eau de quelques dizaines de mètres. Il faut citer à cet égard certains tunnels immergés ou réalisés en tranchée couverte.

Lorsqu'on est en présence d'une poutre continue comme c'est souvent le cas dans la construction des ponts, certaines zones des sections transversales seront toujours comprimées mêmes en l'absence d'une précontrainte. C'est le cas en travée de la dalle supérieure d'un caisson de pont. Il est ainsi logique de penser que le choix d'une armature dite minimale doit faire intervenir la grandeur de la compression qui règne à l'état permanent dans une partie d'ouvrage donnée.

Ce travail de recherche étudie donc la quantité d'armature passive minimale à mettre en œuvre en fonction de l'état de compression. Puisque les contraintes de compression dépendent grandement de la quantité de précontrainte mise en œuvre, ce travail se prononce également sur une précontrainte appropriée pour limiter la fissuration à des valeurs admissibles.

Les traces laissées sur la fissuration par les sollicitations temporaires telles les charges de trafic ou les gradients de température, représentent le noyau central et l'originalité de ce travail de thèse. L'opportunité de pouvoir réaliser de grands éléments d'essais en laboratoire et de disposer d'une grande expérience des problèmes liés à l'aptitude au service au sein de l'IBAP ont favorisé ce travail de thèse qui s'est effectué à notre très grande satisfaction. Ce travail contribue à résoudre un problème complexe et délicat. Pierre Laurencet a su le mener à bien avec beaucoup d'engagement et un esprit scientifique remarquable.

Je lui souhaite beaucoup de réussite également dans ses activités professionnelles futures.

Professeur Renaud Favre

Remerciements

Cette recherche a été réalisée à l'Institut de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, sous la direction du Professeur R. Favre et du Dr J.-P. Jaccoud, également membres du jury et de la commission accompagnante. Je tiens à leur exprimer mes plus sincères remerciements pour leurs conseils, leur grande disponibilité et leur soutien. Ma reconnaissance s'adresse également à l'EPFL pour l'importance des moyens mis à disposition.

Je tiens à remercier les autres membres du jury, à savoir le Professeur W.-H. Graf de l'EPFL président du jury, le Professeur T. Keller de l'EPFL, le Professeur J. Mazars de l'École Normale Supérieure (ENS) de Cachan (Paris) et le Dr V. Sigrist du bureau Ritz Zimmerli Sigrist AG à Lucerne.

Le Professeur J. Mazars a également fait partie de la commission accompagnante qui a supervisé cette recherche et celle de Jean-Danil Rotilio. La commission a de plus bénéficié des conseils du Professeur E. Brühwiler de l'EPFL et du Professeur P. Gambarova du Politecnico di Milano. Je remercie tout spécialement les Professeurs P. Gambarova et J. Mazars qui ont suivi très attentivement le déroulement de ce travail et qui m'ont reçu à plusieurs reprises à Milan et à Paris.

Je remercie vivement le Dr P. Mivelaz et le Dr H. Charif (ESM – Sarrasin Ingénieurs SA à Saint-Maurice et Saint-Sulpice) pour leur disponibilité et la qualité de leurs conseils. Ma gratitude s'adresse également et surtout au Dr J.-D. Rotilio (Rotilio Ingénierie à Neuchâtel) et à S. Rossier et G. Krueger (doctorants à l'IBAP) pour les innombrables discussions que nous avons eues et l'aide tant morale que scientifique qu'ils m'ont apportée tout au long de ces quatre dernières années.

Je remercie l'Office Fédéral des Routes (OROU), pour son aide financière, et plus spécialement sa commission d'accompagnement C composée de MM. P. Matt (président), M. Donzel, R. Favre, H. Figi, H. Fleischer et P. Wüst. Je remercie également les entreprises Élément SA et AVT Précontrainte à Tavel (Fr) qui ont financé une partie de la campagne expérimentale.

Pour la réalisation des essais expérimentaux je remercie Messieurs R. Gysler, G. Oreiller et tout spécialement M. Pascual pour son extrême dévouement. Pour l'élaboration de ce rapport de thèse je remercie Mademoiselle S. Ferreira et Monsieur B. Gardel.

Au cours de ce travail j'ai souvent eu l'occasion d'échanger des idées et des informations avec beaucoup de collègues de l'EPFL et d'autres universités. Je les remercie tous pour leur aimable disponibilité et l'intérêt qu'ils ont manifesté. J'aimerais cependant citer le Professeur

T. Tassios de l'université d'Athènes, le Professeur M. Badoux, le Dr O. Burdet, le Dr B. Farra, le Dr P. Hachemane, B. Addey, C. Agnellini, O. Bernard, E. Bonvin, M. Boscardin, C. Broquet, S. Corthay, E. Fest, B. Fleury, A. Leclercq, L. Lucchini, S. Mariétan, F. Mayoraz, K. Peter, G. Roelfstra et N. Simon.

Lausanne le 30 juillet 1999

Pierre Laurencet

Résumé

Ce rapport présente la synthèse d'une recherche théorique et expérimentale en vue de mieux cerner le comportement réel des ponts en béton précontraint à l'état de service. En se concentrant intentionnellement sur l'état permanent, cette recherche inclue néanmoins les effets d'endommagement produits sur la fissuration par les actions variables. Celles-ci proviennent essentiellement des charges de trafic et des gradients de température. Suivant la quantité de précontrainte mise en place, un pont va se fissurer plus ou moins sous l'effet combiné et répété de ces actions variables. En ce qui concerne la fissuration, seules ont été considérées les fissures traversantes perpendiculaires à l'axe du pont. Ce sont en effet elles qui représentent le plus grand danger pour l'aptitude au service et la durabilité puisqu'elles permettent à l'eau et à l'air de traverser l'élément fissuré, ce qui engendre un grand danger de corrosion. Étant donné que la dalle de roulement d'un pont ainsi que la dalle inférieure d'un caisson présentent des états de contraintes longitudinales s'apparentant à ceux d'un tirant, cette fissuration traversante est étudiée à partir d'un tirant. Connaissant la contrainte à l'état permanent σ_{perm} due aux charges permanentes et à la précontrainte, les ouvertures résiduelles des fissures w_{res} après l'apparition de cycles de contraintes $\Delta\sigma$ (actions variables) peuvent être déterminées. Comme elles dépendent du taux d'armature ρ , il s'en suit une armature minimale nécessaire pour limiter l'ouverture des fissures résiduelles à l'état permanent.

La quantité de précontrainte peut être caractérisée par le degré de compensation des flèches β qui est défini par le rapport entre les flèches élastiques à mi-travée dues à la précontrainte et aux charges permanentes. Ce degré β est d'une grande utilité lors de la conception et du prédimensionnement d'un ouvrage précontraint. Des valeurs numériques en fonction de divers paramètres ont ainsi été développées.

Summary

This report presents the findings of a theoretical and experimental research conducted to better understand the actual serviceability behaviour of prestressed concrete bridges. The investigation focuses on the permanent loads state, but also includes the damaging effects of variable loads on cracking. The variable loads include primarily traffic and temperature gradients. The level of cracking induced in a bridge by the combined and repeated action of these variable loads depends on the amount of prestressing. Regarding cracking, only through cracks perpendicular to the bridge axis were considered. Such cracks are the most critical in terms of serviceability behaviour and durability because of the probability of corrosion linked to the circulation of water and air through the cracks. The cracking behaviour are investigated on a tension member because the stress state of the top and bottom slabs of a box girder is close to a tension member. Starting from the permanent state stress σ_{perm} due to dead loads and prestressing, the residual opening w_{res} after application of cyclic stress increments $\Delta\sigma$ (due to variable loads) can be determined. Since this residual crack opening depends on the reinforcement ratio ρ , a required minimal reinforcement ratio can be linked to a specified permanent state crack opening.

The amount of prestressing is described by the degree of balancement β which is defined as the ratio between the mid-span elastic deflections due to the prestressing and to the permanent loads. This ratio is very useful for the preliminary design of prestressed concrete structures, and recommendations for numerical values of β have been developed.

Table des matières

Sommaire.....	I
Préface	III
Remerciements	V
Résumé	VII
Summary.....	VIII
Table des matières	IX
1 Motivations et objectifs de la recherche	1
1.1 Introduction	1
1.2 Historique, contexte général et intérêt pratique	2
1.3 Objectifs	6
1.4 Organisation et contenu de la thèse	7
 État des connaissances : Synthèses et commentaires 	
2 Actions sur une structure	9
2.1 État permanent	9
2.1.1 Précontrainte	9
2.1.2 Contraintes à l'état permanent	11
2.2 Actions variables	25
2.2.1 Principes	25
2.2.2 Contraintes de traction dues aux différentes actions variables	27
2.2.3 Valeurs indicatives des contraintes de traction sous le cumul des actions variables	37
3 Fissuration	41
3.1 Dépassement de la résistance à la traction du béton	41
3.2 Motifs pour limiter la fissuration	43
3.2.1 Introduction	43
3.2.2 Durabilité	44
3.2.3 Étanchéité	56
3.2.4 Synthèse et commentaires	71
3.2.5 Choix de valeurs limites pour la fissuration	74

3.3	Aspects réglementaires et dispositions pour limiter l'ouverture des fissures	76
3.3.1	Généralités	76
3.3.2	Valeurs limites de l'ouverture des fissures	77
3.3.3	Armature minimale	81
3.4	Adhérence acier-béton	84
3.4.1	Généralités	84
3.4.2	Montée en charge	85
3.4.3	Sollicitations cycliques	90
3.5	Fissuration du matériau béton	104
3.5.1	Mécanismes de formation des fissures	104
3.5.2	Influence des sollicitations cycliques sur le comportement du béton	108
3.6	Ouverture moyenne des fissures	114
3.6.1	Introduction	114
3.6.2	Établissement de l'équation fondamentale d'adhérence pour le calcul de l'ouverture probable des fissures	116
3.6.3	Propagation de l'ouverture des fissures suite aux cycles	118
3.7	Schéma de fissuration d'un tablier de pont	119
3.7.1	Introduction	119
3.7.2	Parallèle avec un mur voulant se raccourcir sur une fondation indéformable	120
3.7.3	Application au cas d'un tablier de pont	121

Contribution personnelle

4	Campagne expérimentale	123
4.1	Objectifs	123
4.2	Caractéristiques des essais sur tirants	124
4.3	Paramètres	127
4.4	Moyens de mesures	130
4.5	Principaux résultats	132
4.5.1	Introduction	132
4.5.2	Ouvertures résiduelles des fissures à l'état permanent	133
4.5.3	Ouvertures des fissures sous sollicitations maximales	136
4.5.4	État de décompression	139
4.5.5	Mesure de l'évolution de l'endommagement par un indice d'endommagement	139
4.5.6	Prise en compte des aciers de précontrainte	145

5	Modèle numérique	147
5.1	Objectifs	147
5.2	Lois fondamentales retenues	147
5.2.1	Acier	147
5.2.2	Câbles de précontrainte	148
5.2.3	Béton	148
5.2.4	Adhérence acier-béton	150
5.3	Discrétisation	152
5.4	Comportement le long de la zone de transmission	158
5.4.1	Premier cycle charge-décharge	158
5.4.2	Cycles d'amplitude constante	161
5.5	Validation du modèle	164
5.5.1	Premier cycle charge-décharge	164
5.5.2	Cycles d'amplitude constante	171
5.6	Domaine de validité	177
6	Étude paramétrique	179
6.1	Introduction	179
6.2	Fissuration sous contraintes de traction $\Delta\sigma$ résultant d'actions variables	179
6.2.1	Paramètres influençant faiblement l'ouverture résiduelle des fissures	180
6.2.2	Paramètres influençant fortement l'ouverture résiduelle des fissures	182
6.3	Fissuration sous déformations imposées, en phase de formation des fissures	192
6.4	Résumé des principaux résultats	197
7	Recommandations pour l'armature et la précontrainte dans un tablier de pont	201
7.1	Prélude	201
7.2	Limitation de la contrainte dans les aciers d'armature sous sollicitations maximales	202
7.3	Méthode générale pour le choix de la précontrainte (σ_{perm}) et de l'armature minimale (ρ)	203
7.3.1	Paramètres d'entrée ou exigences	203
7.3.2	Paramètres de sortie ou résultats	205
7.3.3	Méthode générale de dimensionnement	206
7.4	Méthode simplifiée pour le choix de la précontrainte (β) et de l'armature minimale (ρ)	210
7.5	Distribution de l'armature minimale dans le tablier d'un pont	213
7.5.1	Dalle supérieure	214

7.5.2	Dalle inférieure	214
7.5.3	Zones plus épaisses des dalles	214
7.6	Exemple d'application et comparaison entre les approches de l'EUROCODE 2, de la norme SIA 162 et selon LAURENCET	216
7.6.1	Données	216
7.6.2	États permanents considérés	216
7.6.3	Sollicitations variables	217
7.6.4	Détermination de l'armature passive nécessaire pour le contrôle de la fissuration	217
7.6.5	Synthèse	221
8	Conclusions	231
8.1	Synthèse	231
8.1.1	Actions sur une structure porteuse	231
8.1.2	Exigences concernant l'ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$ à l'état permanent	233
8.1.3	Choix de la précontrainte et de l'armature minimale	235
8.2	Extension de l'étude	238
	Références bibliographiques.....	241
	Curriculum vitae	255

1 Motivations et objectifs de la recherche

1.1 Introduction

Le pont en béton est l'ouvrage d'art par excellence. Bien que son schéma statique soit généralement simple, ses appuis bien définis, la conception d'un pont est empreinte de nombreuses difficultés inhérentes à ses conditions d'utilisation. Il est exposé aux intempéries, à de fortes variations de température, aux sels de déverglaçage, à des charges de trafic à fort effet dynamique et fortement variables, etc. Or, malgré une sécurité structurale suffisante, ces facteurs engendrent trop fréquemment un vieillissement prématuré de l'ouvrage. L'une des causes premières de ce dysfonctionnement réside souvent en l'élaboration du projet en fonction des seuls critères que sont sécurité structurale ou coefficient de sécurité suffisant, et l'ignorance ou une approche imparfaite des aspects du comportement quotidien et réel de l'ouvrage, c'est-à-dire l'aptitude au service et son corollaire la durabilité. De plus en plus on s'aperçoit maintenant qu'il faudrait, plutôt que de se préoccuper d'abord de la sécurité structurale, concevoir les projets sur la base de considérations d'aptitude au service. Il va sans dire qu'après coup, il est nécessaire de vérifier le respect des coefficients de sécurité, mais dans la mesure où l'on ne recherche pas des économies exagérées, un projet conçu à partir de considérations d'aptitude au service et de durabilité satisfaisantes devrait aboutir à des sécurités structurales plutôt au-dessus des minima exigés par les règlements et normes en vigueur.

Si les codes et règlements privilégient les aspects relatifs à la sécurité structurale au détriment des états-limites de service, c'est principalement pour la simple raison que les critères d'aptitude au service des structures sont difficiles à définir. En conséquence, au contraire de la sécurité structurale, des principes clairs, simples et universels permettant de concevoir un ouvrage selon des concepts d'aptitude au service et de durabilité suffisantes font aujourd'hui encore défaut.

Non seulement le projeteur se trouve confronté aux difficultés relatives à la détermination du comportement d'une structure sous charges de service, mais encore les exigences qu'il doit respecter au sens des règlements sont souvent inadaptées et insuffisantes pour garantir un comportement sain de l'ouvrage en service. Ainsi, en matière d'aptitude au service, la flèche d'un ouvrage à long terme fait appel à de très nombreuses notions que sont le fluage, le retrait différentiel, les actions cycliques, etc, tant et si bien qu'il est périlleux de pouvoir prétendre la calculer de façon simple et certaine. De plus, il est partiellement subjectif d'en fixer une

valeur limite, liée généralement au confort des usagers. Lorsqu'il s'agit de la durabilité d'une structure, outre les mesures qu'il s'agit de prendre lors de la réalisation d'un ouvrage (qualité du béton, enrobage suffisant,...), l'impact de la présence de fissures est fortement controversé. Dès lors, la fixation de valeurs limites pour l'ouverture des fissures permettant de garantir une durabilité satisfaisante de l'ouvrage est extrêmement ardue, voire impossible en l'état actuel des connaissances.

L'amélioration de la qualité de nos ouvrages passe, nous en sommes persuadés, par la mise à disposition des projeteurs de règles simples, permettant autant que possible de garantir un bon fonctionnement de nos ouvrages. C'est dans cette optique que s'affiche le travail de l'IBAP depuis plus de 20 ans. Plus spécifiquement, durant cette dernière décennie, l'observation de nombreux ponts réels, ainsi que des campagnes expérimentales et théoriques, nous ont permis de cerner l'influence des quantités de précontrainte sur la qualité d'un ouvrage et sa tenue dans le temps. Le travail de thèse synthétisé dans ce document apporte sa contribution dans le domaine, en ce sens qu'il montre quels sont les principaux gains à espérer de la précontrainte sur les ouvertures résiduelles des fissures à l'état permanent. Il faut également associer à ce travail celui de Jean-Daniel Rotilio, qui s'est occupé de la problématique des déformations à long terme des ponts précontraints. Son travail s'intitule : *Contribution des actions variables aux déformations a long terme des ponts en béton* [161]. Ces deux thèses de doctorat sont synthétisées dans un rapport OFROU intitulé : *Influence des actions variables sur l'état permanent des ponts en béton précontraint* [113].

Enfin, pour clore ce paragraphe, nous tenons à rappeler que l'objet de ce travail de recherche n'est pas de se prononcer sur les problèmes de durabilité des structures fissurées. Néanmoins, nous essayerons, dans la mesure de nos capacités, de broser un état des connaissances aussi complet que possible sur ce sujet extrêmement ardu et aujourd'hui encore fortement controversé.

1.2 Historique, contexte général et intérêt pratique

Cette recherche consistait principalement en l'estimation de l'ouverture résiduelle des fissures dans les structures en béton précontraint.

Ce thème de recherche aurait certainement paru provocateur et fantaisiste à Eugène Freyssinet, pionnier de la précontrainte. La précontrainte, telle qu'il l'envisageait et la projetait, devait permettre d'éviter la fissuration du béton. Il nous a légué des ponts, précontraints dans les trois directions, dont certains témoignent de la possibilité réelle d'éviter la présence de fissures visibles. Admettre aujourd'hui, et c'est un fait unanimement reconnu, qu'un ouvrage en béton précontraint est fissuré lui eût certainement paru être une hérésie.

Au gré des progrès réalisés dans la conception des ponts, les ouvrages en béton précontraint dans les trois directions sont restés exceptionnels, et, compte tenu de la recherche d'un optimum technico-économique, on a souvent préféré l'association de la précontrainte, pour la reprise de certains efforts, avec de l'armature passive pour d'autres directions d'efforts. Ainsi, on a rarement fait de la précontrainte verticale dans les âmes des ponts, préférant y disposer une armature passive d'effort tranchant. La majeure partie des ponts de conception moderne sont précontraints longitudinalement et, éventuellement, transversalement en ce qui concerne la dalle supérieure. De plus, il est fréquent que dans une même direction, la précontrainte soit associée à de l'armature passive classique pour reprendre les efforts. C'est le concept de précontrainte partielle, où le projeteur, sciemment, admet que la structure se fissure sous charges de service. Dès lors, l'armature passive est sensée prendre le relais de la précontrainte dès que la fissuration survient.

En début des années 50, lors de l'avènement de la précontrainte, une grande importance était accordée à la précontrainte dite totale. Ce concept consistait, dans le sens longitudinal, à choisir une certaine quantité de précontrainte de telle sorte que, sous charges permanentes et charges de trafic, la structure soit au pire décomprimée. En théorie, on devait de la sorte obtenir une structure exempte de toute traction dans le sens longitudinal, et par la même éviter toute fissuration. Persuadés de ce fait, les projeteurs de l'époque (1950 – 1960) disposaient dans leurs ouvrages des pourcentages d'armature extrêmement faibles, de l'ordre de $0.1 \div 0.2 \%$, et ce à plus forte raison que les sollicitations sous charges permanentes et de trafic étaient faibles. A cet égard il était disposé aux points des moments nuls, siège d'un effort de compression, une armature passive ridicule, dite constructive. Du fait que ces raisonnements ne tenaient pas compte des contraintes de traction pouvant résulter d'effets provenant de la construction et de gradients thermiques, de nombreux ouvrages, en particulier en Allemagne, ont montré des dégradations notables. Les lieux des moments nuls, les moins armés, étaient tout particulièrement endommagés. Un certain nombre de ces ouvrages, devant l'ampleur des dégâts constatés, ont dus être remplacés.

Suite à ces revers, dans le courant des années 70 (Code Modèle CEB – FIP 1978), il a été choisi de forcer les projeteurs à disposer dans les ouvrages une certaine quantité d'armature, dite minimale. Cette mesure a rendu de grands services car elle a obligé les constructeurs de ponts à placer des taux d'armatures conséquents dans leurs ouvrages, ce qui est favorable pour reprendre des sollicitations imprévues, en particulier pendant l'exécution, et pour assurer une ductilité et capacité de redistribution suffisante à l'approche de la ruine. Néanmoins il apparaît aujourd'hui que ces quantités d'armature minimale pénalisent, dans un marché concurrentiel, l'économie de projets en béton précontraint. C'est en particulier le cas pour des ponts en béton précontraint vis-à-vis, par exemple, des ponts mixtes acier – béton.

La précontrainte, sur une structure en béton, a deux effets bénéfiques distincts : L'introduction d'un effort normal de compression, et les forces de déviation. Or les normes actuelles, que ce soit au niveau Suisse ou international, ne tiennent généralement pas compte

de l'effort normal de compression induit par la précontrainte, qui referme les fissures d'autant mieux qu'il est important.

Ainsi, dans de nombreux cas pratiques, les recommandations actuelles ne sont pas suffisamment nuancées, et conduisent à mettre en œuvre des quantités d'armature passive élevées, indépendamment des risques réels de fissuration et des mesures permettant de le réduire. D'un autre côté, il s'agit de ne pas retomber dans l'excès inverse des années 1950 – 1960 qui consistait à mettre en œuvre une armature passive insuffisante.

En effet, dans le cas du béton précontraint, il faut être conscient qu'en dépit de l'effet bénéfique des contraintes normales de compression, de nombreuses actions peuvent solliciter l'ouvrage et engendrer d'importantes contraintes de traction pouvant conduire à l'apparition de fissures. Le risque réel de fissuration dépend de nombreux paramètres tels que la conception de l'ouvrage, le choix de la précontrainte, la composition du béton, les choix du mode et des étapes d'exécution, etc. Parmi les nombreuses causes pouvant chacune à elle seule engendrer des contraintes de traction atteignant ou dépassant la résistance à la traction du béton, citons :

- les gradients thermiques résultant de la chaleur d'hydratation au moment de la prise du béton entravé dans son raccourcissement pendant la phase de refroidissement faisant suite à celle d'échauffement ;
- les sollicitations mécaniques en cours d'exécution (par exemple poussage) ;
- les gradients hydriques résultant de retraits de dessiccation différentiels entre différents éléments de l'ouvrage ;
- les gradients thermiques (tant verticaux qu'horizontaux) dus aux variations climatiques ;
- les tassements différentiels des appuis ;
- les sollicitations exceptionnelles ;
- les charges de trafic.

L'estimation de l'état réel de contraintes sous diverses combinaisons de toutes les sollicitations possibles telles que celles mentionnées ci-dessus est complexe. Quoiqu'il en soit, on peut craindre qu'un ouvrage même précontraint se trouve fissuré sous conditions de service, voire préfissuré durant l'exécution, avant même sa mise en service. Une certaine quantité d'armature minimale peut donc s'avérer nécessaire. Mais plutôt que d'appliquer des règles rigides de dimensionnement, il serait plus judicieux d'examiner dans chaque cas particulier :

- Si la présence de fissures est préjudiciable à la bonne tenue de l'ouvrage, compte tenu de sa fonctionnalité (étanchéité), de son comportement dans le temps (durabilité) ou de son aspect.

- Si oui, une armature minimale est-elle nécessaire ou non, compte tenu de la conception de l'ouvrage et de sa réalisation ; cela en répondant à la question suivante : l'ouvrage ou l'élément considéré risque-t-il de se fissurer lors des différentes phases de sa réalisation ou sous sollicitations normales ou accidentelles de service ?
- Si oui, une telle armature est-elle nécessaire pour assurer un comportement acceptable en service ou pour assurer une ductilité suffisante à l'approche de la ruine ?
- S'il s'agit du comportement en service, quels sont les vrais objectifs ou les vrais critères à remplir. Doit-on limiter l'ouverture des fissures et/ou le nombre de fissures ? S'il s'agit de limiter l'ouverture des fissures, quelle valeur admissible adopter.

Outre la mise en œuvre d'une armature minimale, de nombreuses mesures permettent sinon d'annuler, du moins de fortement réduire la fissuration ou les risques de fissuration des structures en béton. Il s'agit :

- de la composition du béton, en choisissant par exemple un ciment à mouture plus grossière et donc moins exothermique, permettant de réduire le retrait thermique ;
- des phases de bétonnage et/ou des mesures prises, afin de limiter les auto-contraintes résultant de retraits différentiels, par exemple en chauffant ou refroidissant certaines parties du coffrage ou le béton dans sa masse si nécessaire ;
- de la cure du béton ;
- du système statique, les liaisons et les joints entre les différentes parties ;
- de la mise en œuvre d'une précontrainte.

Il est bien des cas où l'on optera pour plusieurs de ces mesures à la fois. De plus, ajoutons que suivant le problème étudié, la mise en œuvre d'armature minimale n'est d'aucun recours au contraire d'autres mesures.

Enfin, concernant la précontrainte, rappelons que, en quantité suffisante, elle peut éviter l'apparition de fissures lors de l'utilisation d'un ouvrage. Elle ne permet par contre pas d'éviter la fissuration résultant, par exemple, de retraits thermiques différentiels lors de la réalisation de l'ouvrage, du fait qu'elle est mise en œuvre après la prise du ciment. Dans ce cas le rôle bénéfique de la précontrainte sera de refermer partiellement après coup les fissures. Ajoutons qu'elle n'est d'aucun recours face à des problèmes de fissuration d'avant prise, dit de retrait plastique.

1.3 Objectifs

L'objectif principal de cette recherche est de proposer une méthode permettant de choisir de manière plus nuancée et sur une base plus rationnelle l'armature minimale de fissuration. On va essentiellement se concentrer sur les problèmes liés à la mise en œuvre d'une précontrainte, dont à priori on peut penser qu'elle agisse favorablement, et qu'elle réduise le risque et les effets néfastes de la fissuration. Certains des effets bénéfiques de la précontrainte sur la fissuration sont déjà unanimement admis. Ainsi, sous forces imposées la précontrainte retarde, voire empêche la fissuration. Au contraire, sous déformations imposées, la capacité de déformation en stade I d'un élément de structure sollicité en traction étant faible, la précontrainte joue un rôle beaucoup moins important. Le flou par contre subsiste lorsqu'il s'agit de s'exprimer sur l'effet de la précontrainte sur la refermeture des fissures. Si l'on admet une compression à « l'état permanent » dans une partie de structure, des fissures occasionnellement ouvertes se referment-elles vraiment ?

Ainsi, on peut imaginer que sous l'effet de variations thermiques ou de flux de trafic quotidiens, les fissures s'ouvrent périodiquement et se « referment » dans une certaine mesure sous l'effet de la précontrainte.

Il s'agira de déterminer quelles sont les influences majeures de la répétition de charges sur l'état permanent, et plus spécifiquement de déterminer dans quelles mesures elles contribuent à propager la fissuration, que ce soit en densité ou nombre de fissures ou en ouverture de fissures.

En plus de ces questions, nous aborderons les problèmes du calcul des contraintes à l'état permanent et sous sollicitations variables, incluant les effets de cycles de gradients de température et de charges de trafic. Il faudra se prononcer sur ces valeurs dans les cas les plus courants, et, surtout, en proposer une estimation simple.

Nous nous prononcerons succinctement sur la question de l'influence des zones comprimées en permanence (par exemple âmes) sur la répartition de la fissuration dans les zones tendues (par exemple dalles supérieure et inférieure, portes-à-faux). Cette analyse devrait aboutir sur une proposition de disposition de l'armature minimale sur la largeur de la dalle.

Enfin, nous voulons aboutir à des recommandations permettant, en fonction des exigences requises en matière de fissuration, de choisir rapidement une certaine quantité de précontrainte nécessaire. Cette quantité de précontrainte sera définie par le concept de compensation des déformations β .

1.4 Organisation et contenu de la thèse

Un mandat de recherche pour mieux cerner l'armature minimale à mettre en œuvre dans des tabliers de ponts précontraints a été attribué à l'IBAP par l'Office Fédéral des Routes (OFROU).

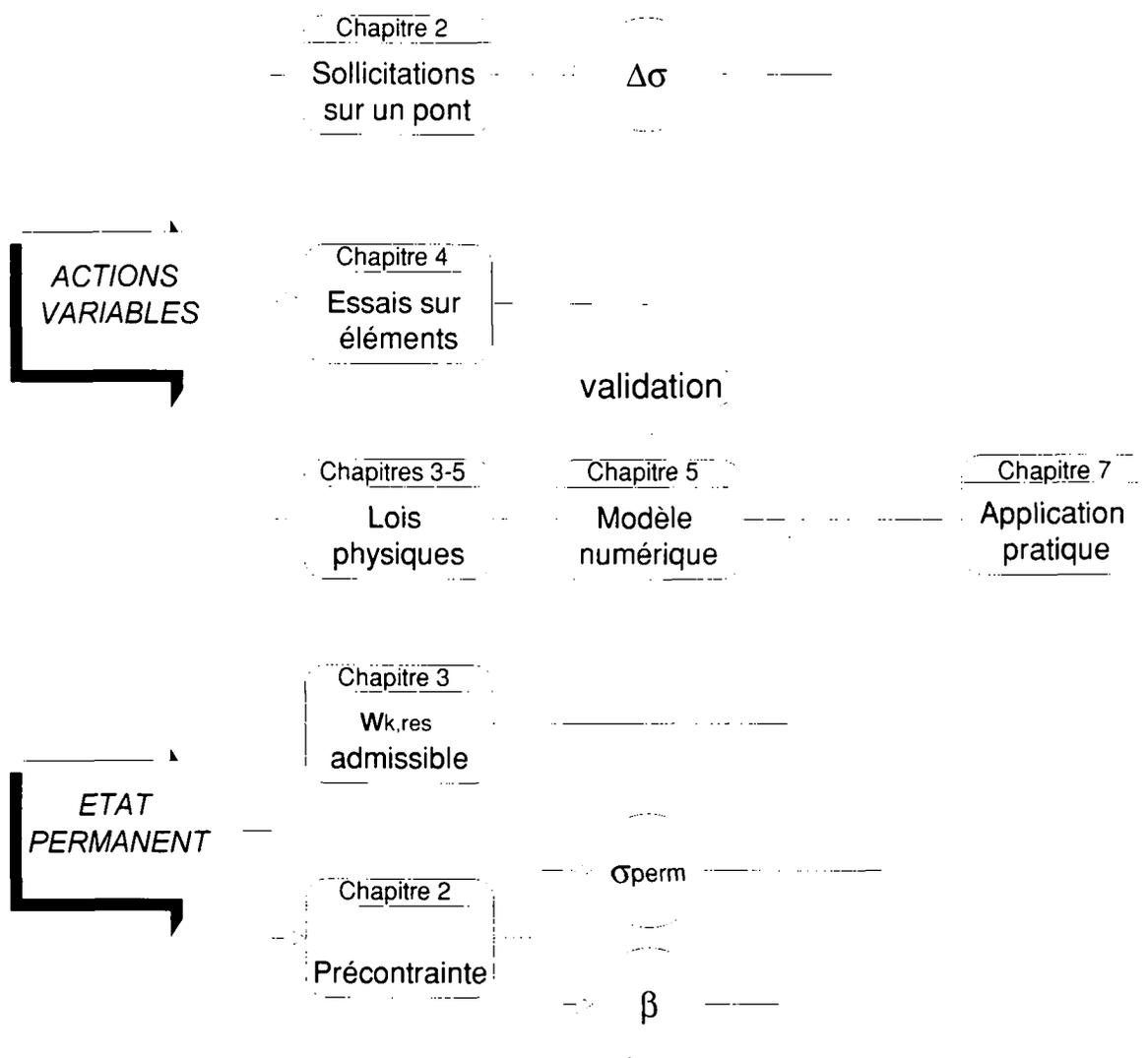


Figure 1.1: Organisation et contenu de la thèse

Ce mandat a abouti à la rédaction d'un rapport OFROU [113] dont la parution devrait coïncider avec celle de la thèse. Le rapport OFROU est relativement succinct et se veut plus orienté sur la pratique, alors que le rapport de thèse est plus complet, surtout en ce qui concerne l'état des connaissances et certains développements théoriques. Néanmoins, ces deux documents traitant de la même matière, il va sans dire que certaines parties ou paragraphes sont sensiblement équivalents dans les deux documents. A cet égard, le chapitre 2 du rapport de thèse, intitulé « Actions sur une structure porteuse » reprend de façon fidèle deux chapitres du rapport OFROU. C'est la raison pour laquelle il a été choisi de le disposer dans l'état des connaissances. Le chapitre 3 du présent rapport brosse de façon

générale l'état des connaissances sur le problème de la fissuration. Le chapitre 4 synthétise une grande campagne expérimentale dont le détail des résultats est disponible dans un rapport des essais paru en 1997 [109]. Le chapitre 5 est consacré à la modélisation, à la validation du modèle, et l'étude paramétrique qui en a résulté fait l'objet du chapitre 6. Enfin le chapitre 7 propose des recommandations pour le choix de la précontrainte et de l'armature passive longitudinales dans un tablier de pont, ou, de manière plus générale, dans une structure en béton précontraint. La dernière section de ce chapitre consiste en un exemple d'application et une comparaison avec les codes et normes actuels.

2 Actions sur une structure porteuse

2.1 État permanent

2.1.1 Précontrainte

2.1.1.1 Degré de compensation des déformations (β)

Le degré de compensation des déformations β est défini comme étant le rapport entre les déformations (flèches ou rotations) dues au système de précontrainte et celles provoquées par les charges permanentes.

$$\beta = -\frac{w_c(P_m)}{w_c(g)} \quad (2.1)$$

w_c flèche élastique à mi-travée

P_m précontrainte moyenne (voir ci-dessous)

g charges permanentes et éventuellement quasi-permanentes

Tout en étant voisin du degré de balancement (le rapport entre les forces de déviation verticales de la précontrainte et les charges à long terme), ce concept offre l'avantage d'être plus général et plus facilement applicable à toutes les configurations de câblage. En effet pour les tracés des câbles qui sont essentiellement rectilignes ou dès que des câbles chapeaux sont présents, l'application du degré de balancement devient mal aisée. D'un autre côté le degré de compensation des déformations fait intervenir dans chaque section la résultante de la compression, ce qui n'est pas le cas du degré de balancement (figure 2.2).

L'avantage de cette approche, surtout lors de la conception de l'ouvrage et des études de variantes, est qu'elle donne la liberté à l'ingénieur de se concentrer sur des raisonnements globaux lors du choix de la précontrainte, plutôt que de devoir dépendre d'un grand nombre de calculs pour comparer deux ou plusieurs options. Parce qu'elle est simple dans sa définition, cette valeur peut faire l'objet de discussions constructives entre le maître de l'ouvrage et l'auteur du projet, lors de la définition des exigences de qualité et de comportement à l'état de service [60].

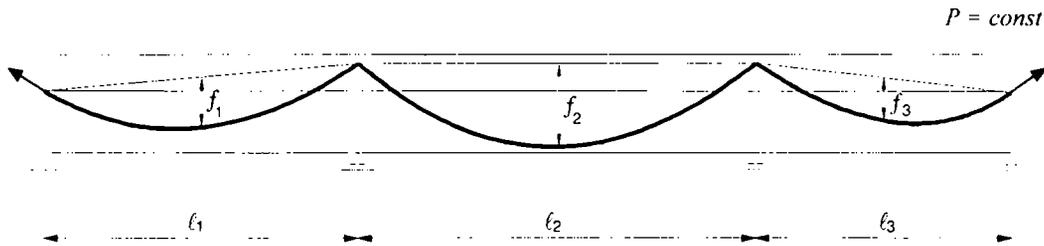


Figure 2.1: Application aisée du degré de balancement

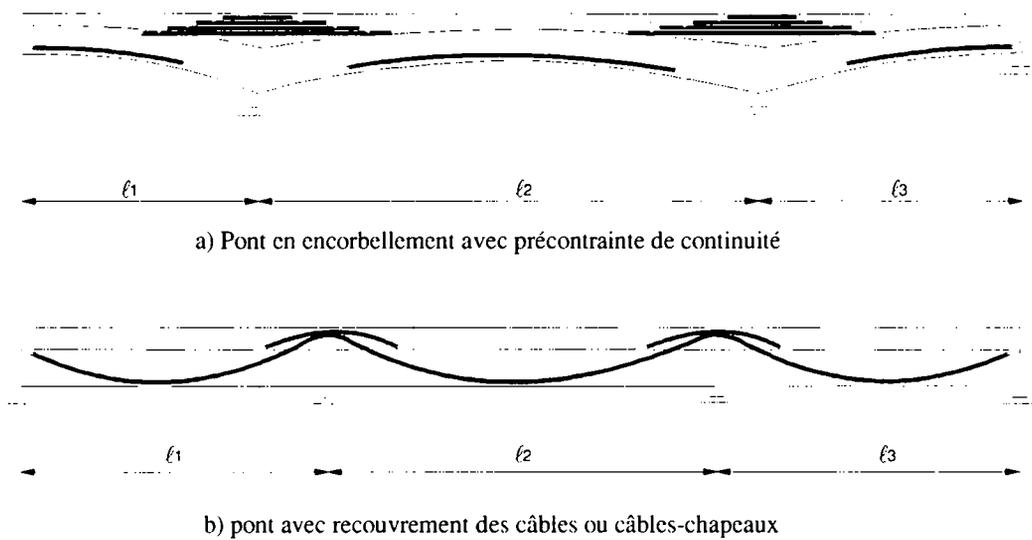


Figure 2.2: Applications délicates du degré de balancement

Ci-dessous à la figure 2.3 la signification de deux valeurs caractéristiques de β ($\beta = 0$ et $\beta = 1$) est illustrée en montrant les contraintes en stade I sous charges permanentes. Le degré $\beta = 0$ correspond au béton armé. Par ailleurs, il est important de remarquer que $\beta = 1$ correspond à un état de compression pure sous charges permanentes, toutes les flèches ayant été compensées par la précontrainte. Cela revient à mettre plus de précontrainte que dans le cas d'une section totalement précontrainte (fully prestressed) qui, rappelons le, annule la traction à la fibre extrême sans compenser totalement les flèches.

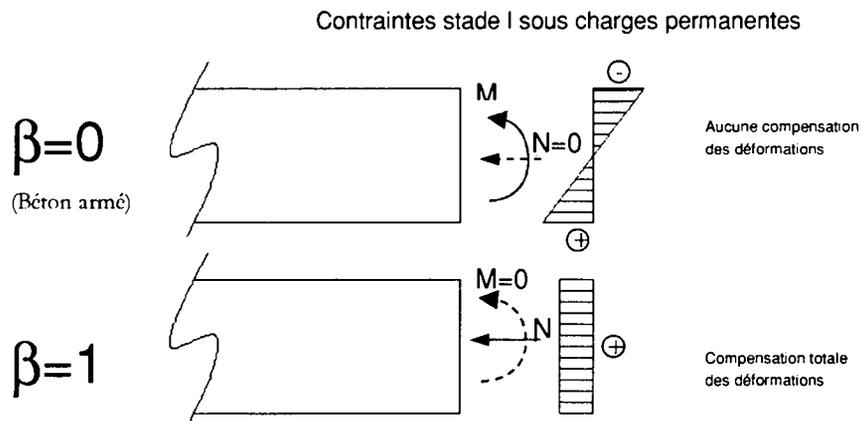


Figure 2.3: Illustration du degré de compensation des déformations β

Le degré de compensation des déformations se calcule conventionnellement en prenant la valeur de la précontrainte moyenne P_m (moyenne dans le temps) définie comme suit :

$$P_m = \frac{P_o' + P_\infty}{2} \quad (2.2)$$

avec les définitions suivantes :

- **La force de précontrainte initiale à l'ancrage P_o** , qui est la force initiale exercée par le câble sur l'ancrage immédiatement après sa mise en tension. En Suisse, cette valeur est limitée au maximum à $0.7f_{tk}$, le Code Modèle [190] quant à lui autorise $0.75f_{tk}$.
- **La force de précontrainte initiale P_o'** , qui est la force initiale moyenne pour un tronçon de câble (par exemple une travée), après déduction des pertes par frottement.
- **La force de précontrainte finale P_∞** , qui est la force moyenne pour un tronçon de câble après déduction de toutes les pertes différées (fluage et retrait du béton et relaxation de l'acier).

2.1.2 Contraintes à l'état permanent

2.1.2.1 Effet longitudinal

Afin d'étudier et de quantifier l'effet des actions variables sur le comportement à l'état de service d'un pont en béton, il est indispensable de savoir si l'ouvrage ou certaines de ses parties risquent de se fissurer sous certaines combinaisons d'actions défavorables (voir § 2.2.1). Pour ce faire, il est utile en premier lieu de connaître l'état de contraintes sous les sollicitations permanentes. Ces dernières comprennent les effets du poids propre de l'ouvrage, ceux dus aux charges permanentes telles que l'étanchéité et le revêtement de chaussée, les bordures et parapets, ainsi que les effets de la précontrainte. A ces effets peuvent encore s'ajouter des états de contraintes autoéquilibrés résultant d'une exécution en plusieurs étapes (voir § 2.1.2.2).

En ce qui concerne les effets en général favorables dus à la précontrainte, il est raisonnable de les évaluer à partir de la valeur moyenne P_m de la force de précontrainte telle que définie au § 2.1.1 pour calculer les déformations. Quant au calcul des contraintes, il est d'usage de les évaluer au temps $t = \infty$, donc à partir de P_∞ . Afin de simplifier et d'uniformiser les raisonnements, on a admis ici la valeur de P_m également pour le calcul des contraintes.

L'ingénieur pourra par ailleurs se poser la question s'il ne serait pas préférable de calculer les déformations et contraintes de manière plus prudente avec des forces de précontrainte modifiées comme suit, conformément aux indications de l'Eurocode 2 [197] :

$$\gamma_p \cdot P_m \quad (2.3)$$

où

$P_m = \frac{1}{2} (P_o' + P_\infty)$ est une valeur conventionnelle de la force de précontrainte tenant compte des pertes, que l'on admet généralement comme étant égales à la moyenne dans le temps entre les valeurs instantanées et finales ;

$\gamma_p = 0.9$ à 1.1 est un facteur partiel de charge relatif à la précontrainte tenant compte des tolérances et incertitudes liées à l'exécution ; par mesure de prudence, il est recommandé d'adopter à l'état de service pour γ_p les valeurs :

- 1.1 lorsque la précontrainte a un effet défavorable ;
- 0.9 lorsque la précontrainte a un effet favorable, ce qui est le cas ici pour estimer les contraintes ou la réserve de compression à l'état permanent.

En l'absence de calculs plus poussés lors de la conception d'un pont ou lors de vérifications ultérieures, il est possible d'estimer l'ordre de grandeur des contraintes à l'état permanent grâce aux indications données ci-dessous. Ces valeurs indicatives sont tirées d'une étude paramétrique effectuée par Rotilio [161]. Elles résultent de calculs linéaires élastiques effectués pour des ponts en béton supposés non fissurés, dont le système statique est une poutre continue comprenant 3 à 5 travées, de section transversale constante sur toute la longueur, en caisson ou ouverte avec deux âmes selon les indications de la figure 2.4. La portée des travées de rive est supposée égale à 0.7 fois la portée des travées centrales. Pour la précontrainte, il a été admis un câblage continu sur toute la longueur à tracé parabolique dans chacune des travées.

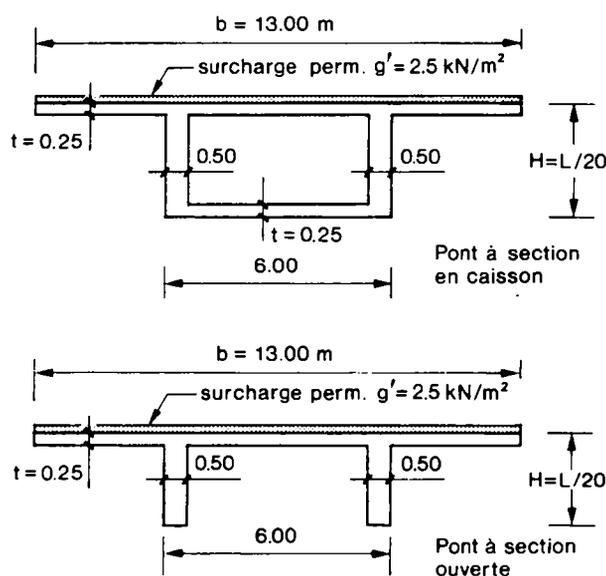


Figure 2.4: Sections transversales types de l'étude paramétrique.

La distribution et l'intensité des contraintes à l'état permanent dans un tablier de pont, dans le sens longitudinal, dépendent en premier lieu du degré de précontrainte ou autrement dit de la valeur du facteur β de compensation des déformations défini au § 2.1.1 (figure 2.5).

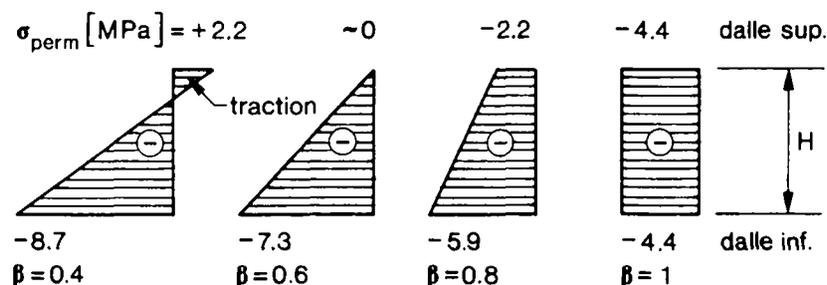


Figure 2.5: Allure de la distribution des contraintes à l'état permanent sur la fibre extrême de la section sur appui intermédiaire d'un pont, en fonction du degré de compensation β de la précontrainte ($L = 60$ m et $L/H = 20$).

Le tableau 2.1 donne des valeurs indicatives de ces contraintes permanentes calculées sur la fibre extrême du côté de la section risquant de se fissurer sous l'effet des actions variables. Elles ont été calculées pour un pont à section constante en caisson avec des portées intermédiaires $L_o = 60$ m et d'élancement $L_o/H_o = 20$ (avec l'hypothèse $\gamma_p = 1.0$ pour estimer β). L'étude paramétrique a montré que ces contraintes sont identiques selon qu'il s'agit de la dalle supérieure pour une section sur appui intermédiaire, ou de la dalle inférieure pour une section à mi-portée.

Tableau 2.1: Valeurs indicatives des contraintes permanentes dans les sections caractéristiques d'un pont en béton, à section en caisson, de portée $L_o = 60$ m et d'élancement $L_o/H_o = 20$.

β	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$\sigma_{o,perm}$ [MPa]	+ 2.2	+ 1.1	~ 0	- 1.1	- 2.2	- 3.3	- 4.4

Le facteur β de compensation des déformations est par convention défini pour la valeur moyenne dans le temps de la précontrainte P_m définie plus haut, voir équation (2.2). Ceci, par souci de simplification. En réalité le problème est beaucoup plus complexe, puisque la force de précontrainte diminue au cours du temps de la valeur initiale P_o à la valeur finale P_∞ en passant par la valeur moyenne P_m . Ainsi, en supposant que l'on ait 20 % de pertes lentes (retrait, fluage et relaxation) et que la précontrainte soit dimensionnée pour un balancement total ($\beta = 1$), les contraintes permanentes sur la hauteur de la section transversale sur appui varient au cours du temps comme indiqué à la figure 2.6.

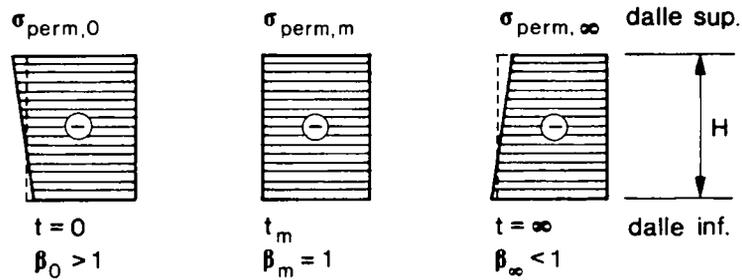


Figure 2.6: Variation des contraintes à l'état permanent au cours du temps, dans le cas d'un balancement total ($\beta = 1$) : (a) lors de la mise en précontrainte, temps t_0 ; (b) à l'âge conventionnel correspondant à P_m ; (c) au temps $t = \infty$ correspondant à $P_\infty = 0,8 P_0$.

L'étude paramétrique a d'autre part montré que, pour une même valeur de β , ces contraintes permanentes varient de manière quasi-proportionnelle avec la portée L et avec l'élanement L/H (voir figures 2.7 à 2.9).

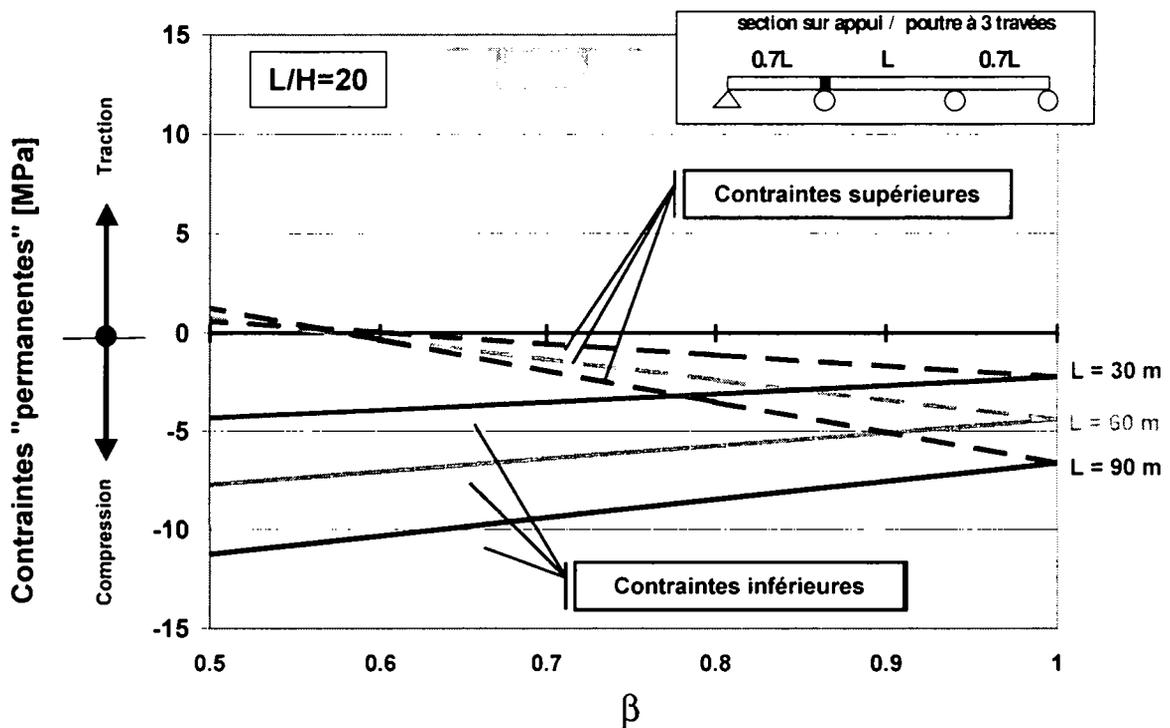


Figure 2.7: Contraintes à l'état permanent dans la section sur appui d'un pont-poutre continue à section en caisson [161]

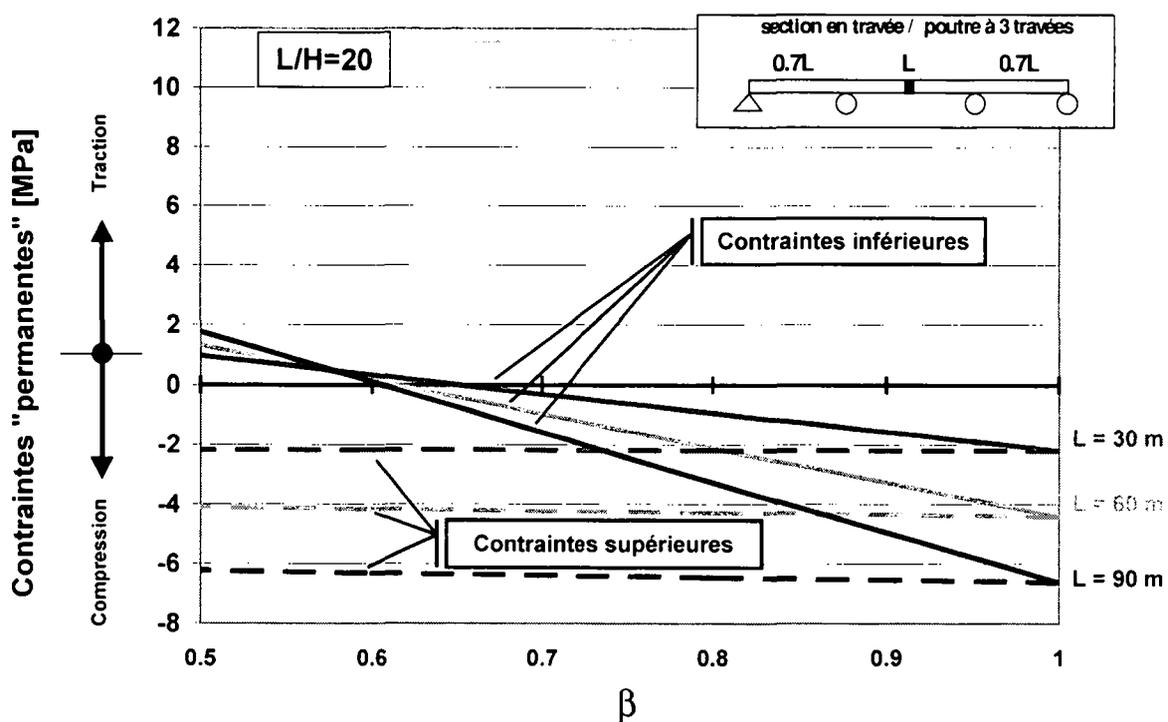


Figure 2.8: Contraintes à l'état permanent dans la section en travée d'un pont-poutre continue à section en caisson [161]

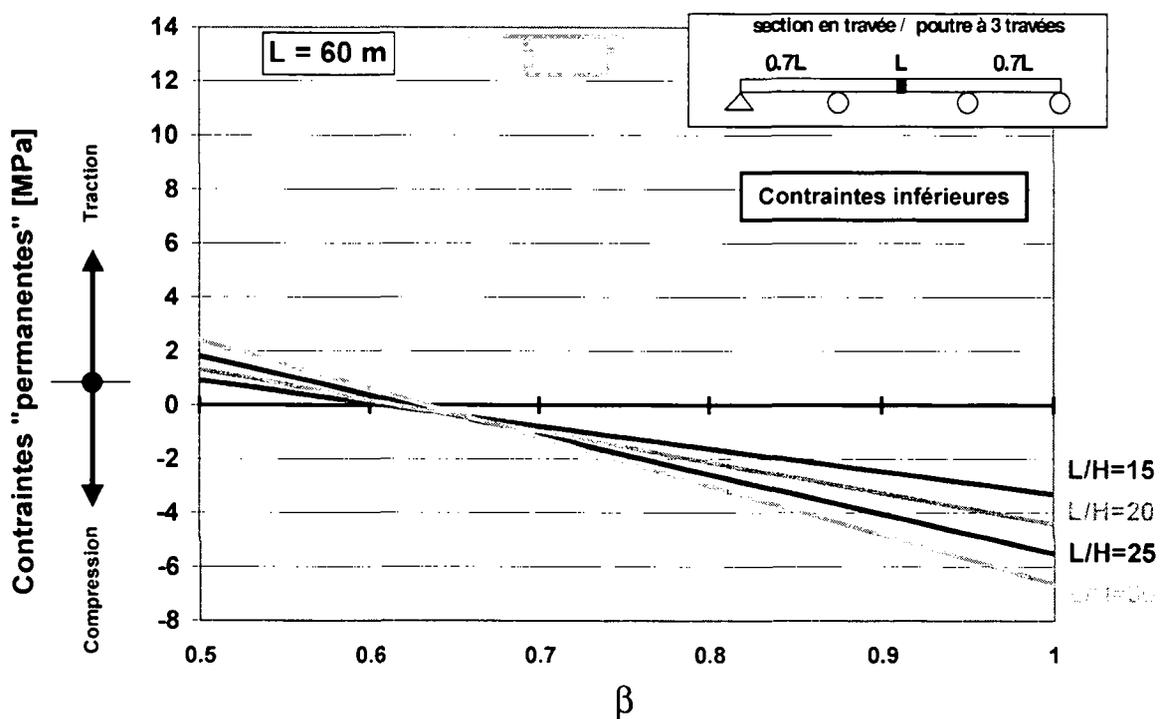


Figure 2.9: Contraintes à l'état permanent dans la section en travée d'un pont poutre continue à section en caisson pour divers élancements [161]

Pour n'importe quelles valeurs de L et de L/H , il est donc possible d'estimer les contraintes permanentes à partir des indications du tableau 2.1 en les corrigeant comme suit :

$$\sigma_{perm} \approx \sigma_{o,perm} \cdot \frac{L/H}{L_o/H_o} \cdot \frac{L}{L_o} = \sigma_{o,perm} \cdot \frac{L/H}{20} \cdot \frac{L}{60 \text{ m}} \quad (2.4)$$

avec
$$\sigma_{o,perm} = -4.4 \cdot \frac{\beta - \beta_o}{1 - \beta_o} = -4.4 \cdot \frac{\beta - 0.6}{0.4}$$

pour β_o admis égal à 0.6, correspondant à $\sigma_{perm} = \sigma_{o,perm} = 0$, comme trouvé dans cette étude paramétrique.

En résolvant les équations précédentes par rapport à β , on peut déduire la relation suivante, qui définit la valeur minimale du degré de compensation des déformations β nécessaire pour assurer une contrainte ou réserve de compression σ_{perm} , fixée dans le béton à l'état permanent :

$$\beta = \beta_o - \sigma_{perm} \cdot \frac{1 - \beta_o}{4.4} \cdot \frac{L_o/H_o}{L/H} \cdot \frac{L_o}{L} \quad (2.5)$$

soit, pour $\beta_o = 0.6$, $L_o = 60 \text{ m}$ et $L_o/H_o = 20$:

$$\beta = 0.6 - \sigma_{perm} \cdot \frac{0.4}{4.4} \cdot \frac{20}{L/H} \cdot \frac{60}{L} = 0.6 - 109 \cdot \sigma_{perm} \cdot \frac{H}{L^2} \quad (2.6)$$

où dans ces relations :

σ_{perm} [MPa] est la contrainte à l'état permanent, de signe négatif en cas de compression ;

H et L [m] sont la hauteur et la portée du tablier.

Des valeurs de β calculées au moyen de cette dernière relation sont indiquées dans le tableau 2.2 à titre d'exemple, pour une contrainte permanente dans le béton $\sigma_{perm} = -2 \text{ MPa}$. Pour les ponts à section constante en caisson ayant fait l'objet de l'étude paramétrique, rappelons que cette contrainte est de valeur identique dans la dalle inférieure à mi-portée et dans la dalle supérieure sur appui intermédiaire.

Tableau 2.2: Valeurs indicatives du facteur de compensation β nécessaire pour assurer une contrainte de compression dans le béton $\sigma_{perm} = -2 \text{ MPa}$.

Élancement L/H	Portée intermédiaire L		
	30 m	60 m	90 m
15	(1.08)	0.84	0.76
20	0.96	0.78	0.72
25	0.89	0.75	0.70
30	0.84	0.72	0.68

Cette étude paramétrique fait ressortir les résultats suivants :

- La contrainte ou réserve de compression dans le béton à l'état permanent σ_{perm} est principalement fonction du facteur β de compensation des déformations dû à la précontrainte. Ceci du moins, pour un câblage à tracé parabolique. La contrainte de compression σ_{perm} est d'autant plus grande en valeur absolue que β est élevé. La valeur maximale est associée à un balancement total ($\beta = 1$) ; σ_{perm} diminue fortement lorsque β diminue, s'annule pour $\beta \approx 0.6$ et change de signe pour $\beta < 0.6$, ce qui signifie que l'on peut avoir des contraintes de traction dans le béton à l'état permanent, d'autant plus élevées que β est faible.
- Le facteur de compensation β de la précontrainte doit être d'autant plus grand et proche de 1.0 que les portées sont faibles et le pont rigide. Lorsque les portées et/ou l'élanement d'un pont en béton diminuent, le facteur β doit être augmenté pour maintenir une même contrainte de compression dans le béton à l'état permanent. Pour un pont de portée $L = 30$ m, valeur plutôt faible mais très fréquente, la compression maximale introduite dans l'ouvrage par un système de précontrainte à tracé parabolique ne pourra pas dépasser 2 à 2.5 MPa en valeur absolue, même dans le cas d'un balancement total des déformations.
- La contrainte de compression dans le béton à l'état permanent σ_{perm} est très sensible à toute variation du facteur de compensation des déformations β , donc à tout écart des forces effectives de précontrainte par rapport à celles calculées. Si, par suite d'erreurs et de contrôles insuffisants lors de la mise en tension ou de pertes plus importantes que celles estimées, l'intensité réelle de la précontrainte est par exemple 10 % inférieure à celle prévue ($P_m \rightarrow 0.9 P_m$), la contrainte permanente peut s'en trouver diminuée de 25 à 100 % selon la valeur de β , ce qui correspond à une réduction de la réserve de compression comprise entre 1 et 0.5 MPa pour un pont avec des portées de l'ordre de 50 à 60 m. Ces contraintes peuvent même s'inverser pour devenir des contraintes de traction susceptibles d'augmenter dans les mêmes proportions, lorsque $\beta \leq 0.6$.
- Les valeurs indicatives qui précèdent ont été établies pour des ponts en béton à section transversale en caisson, dont le système statique est une poutre continue de hauteur et d'inertie constantes, quel que soit le nombre de travées (≥ 3) et dont le système de précontrainte a un tracé parabolique. Ces valeurs peuvent également être utilisées pour les ponts poutres à section ouverte, mais seulement pour la dalle supérieure d'une section sur appui intermédiaire. En ce qui concerne les sections en travée, les contraintes permanentes de compression à la fibre inférieure sont beaucoup plus faibles dans les ponts à section ouverte que dans les ponts en caisson, pour des valeurs de $\beta < 1$.
- Ces indications ne s'appliquent par contre pas sans certaines modifications à d'autres types de ponts et de précontrainte (ponts en encorbellement, ponts poussés).

2.1.2.2 Effet transversal

En phase élastique, les contraintes dans une section de poutre non fissurée sollicitée par un effort de flexion (M) composé par un effort normal (P , induit par la précontrainte) se calculent en général comme suit :

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (2.7)$$

où, dans cette relation,

A est l'aire de la section idéalisée (souvent remplacée par l'aire de la section) [mm^2];

W est le moment de résistance élastique de la section idéalisée (souvent remplacé par le moment de résistance de la section) [mm^3].

Dans ce qui suit, nous voulons montrer que le *comportement vieillissant* du béton ainsi que des problèmes liés à *la géométrie* de la section (diffusion des efforts dans les porte-à-faux correspondant à la notion de largeur efficace) peuvent nuire à la véracité et à l'exactitude de l'équation (2.7), voire la rendre carrément inexacte dans certains cas.

- **Largeur efficace**

Dans le cas de ponts en caisson, la dalle supérieure a souvent une largeur (b) importante par rapport à la portée du pont (L). Il en découle, à l'état de service, des contraintes non uniformes sur la largeur de la section qui dépendent :

- du type de chargement ;
- du système statique (poutre simple, poutre continue, cadre,...) ;
- de la géométrie de la section.

Afin de prendre en compte cet effet, il est nécessaire d'introduire le concept de largeur de tablier efficace (b_{eff}) définie comme la largeur fictive sur laquelle s'exerce une contrainte constante correspondant à la contrainte réelle maximale, et dont la résultante est identique à celle de la répartition réelle.

Il existe plusieurs façons de calculer la largeur efficace d'une section de pont (SIA 162 [202], Eurocode 2 [197], Hassan [83]). Cependant il est unanimement reconnu, en vertu du principe de diffusion des efforts (Saint-Venant), qu'à mi-travée la largeur efficace est égale à la largeur totale de la section, la distance entre points de moment nul étant importante. Dès lors, il est recommandé de réduire la largeur du tablier ($b \rightarrow b_{eff}$) seulement dans la zone sur appuis délimitée par les points de moment nul, soit sur environ 15 % de la travée L de part et d'autre d'un appui intermédiaire.

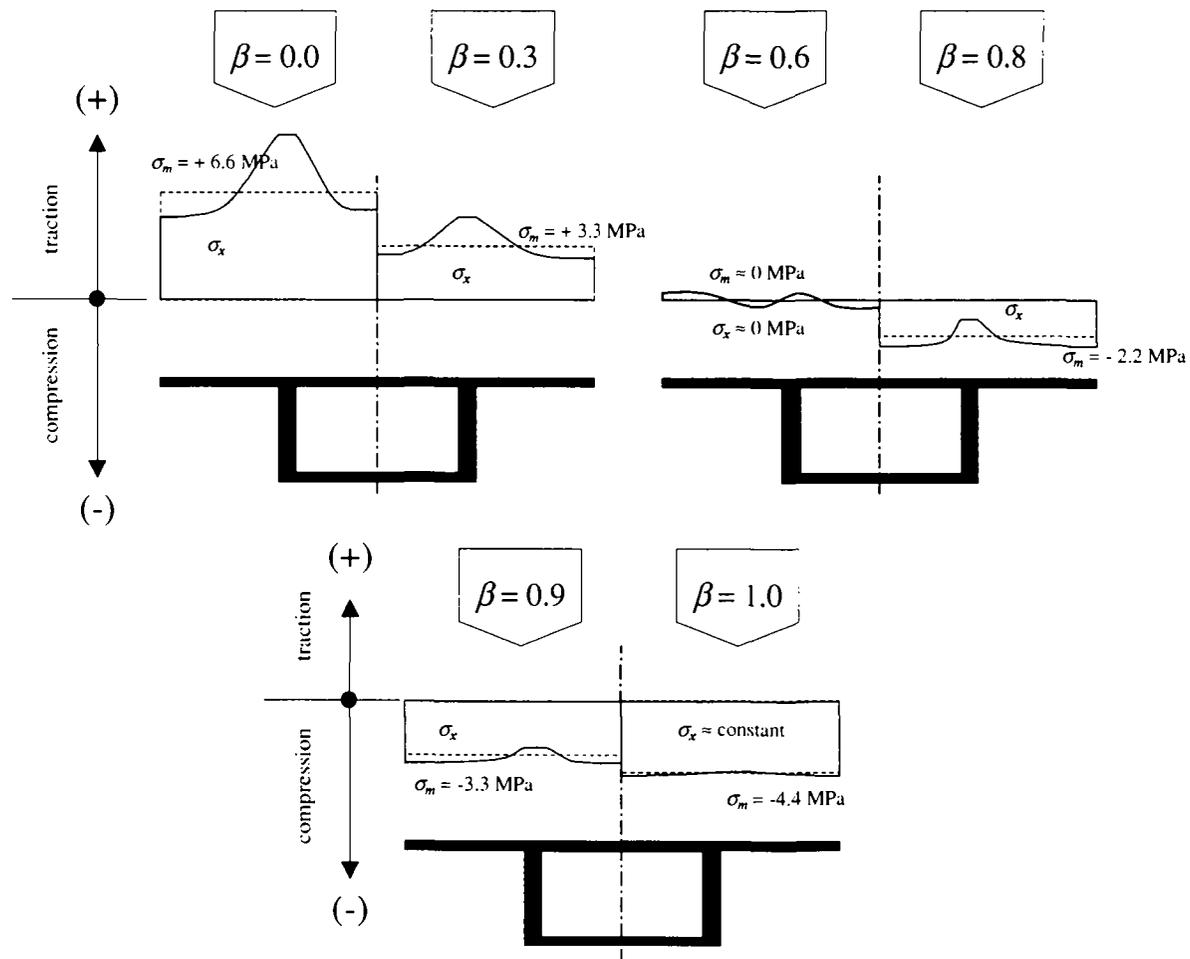


Figure 2.10: Répartition transversale des contraintes (σ_x) et de la contrainte moyenne (σ_m , voir § 2.1.2.1, pour $L = 60$ m et $L/H = 20$) à l'état permanent, à mi-épaisseur de la dalle supérieure du tablier sur appuis, en fonction de la quantité de précontrainte (β).

Regardons, à l'état permanent, c'est-à-dire sous poids propre, surcharges permanentes et précontrainte, qu'elle est l'allure réelle de la répartition des contraintes dans une section transversale sur appuis suffisamment éloignée des ancrages des câbles de précontrainte (voir figure 2.10, pour un élancement $L/H = 20$ et une portée $L = 60$ m). Pour ce faire, nous avons utilisé un logiciel de la chaîne MAPS coque non linéaire (voir Rossier [157]). Les résultats sont éloquentes, et montrent une forte dépendance de la quantité de précontrainte β sur la répartition des contraintes dans la section (σ_x).

Ainsi, pour un élément non ou très faiblement précontraint ($\beta = 0 \div 0.5$), la contrainte de traction maximale obtenue dans la dalle supérieure se trouve au droit de la jonction de cette dernière avec les âmes, et diminue lorsqu'on se rapproche de l'extrémité des porte-à-faux. Pour un élément faiblement précontraint ($\beta \approx 0.6$), la contrainte à l'état permanent est quasiment nulle dans la dalle supérieure. Pour un élément avec un taux de précontrainte suffisant pour comprimer la dalle supérieure sur appuis ($\beta > 0.6$) la contrainte de compression est plus faible au droit de l'âme, et augmente lorsqu'on se rapproche de l'extrémité des porte-à-faux ou du milieu de la dalle. Enfin, pour un degré de compensation des déformations élevé ($\beta = 0.9 \div 1$) l'état de contraintes en section est quasiment uniforme.

Dans son travail de diplôme, Held [86] a admis que le concept de largeur efficace reste valable même lorsque la contrainte de compression à l'état permanent n'est pas maximale au droit de l'âme, c'est-à-dire typiquement lorsque $\beta > 0.6$ (voir figure 2.10). Il a montré quelle est l'influence de β sur le rapport b_{eff}/b . Ce rapport vaut environ 90 % pour $\beta = 1$, 80 % pour $\beta = 0.8$, et 65 ÷ 75% pour des valeurs de $\beta < 0.6$.

• Effets dans le temps

La prédiction du comportement en service d'une structure en béton, en tenant compte des effets différés, est probablement le sujet le plus difficile parmi ceux qui concernent le dimensionnement des structures en béton.

Les formes souvent complexes des sections en béton (épaisseurs variables entre les composants d'une section), leur mode de fabrication (section construite par phases successives → retrait thermique différentiel) ainsi que les grandes différences d'exposition à l'air entre éléments de même section (selon que la surface libre se trouve dans le caisson ou à l'extérieur → séchage différentiel) font qu'à l'état permanent, les contraintes sont susceptibles de varier d'une part transversalement (fluage et retrait différentiels selon l'exposition et l'épaisseur des éléments), et d'autre part dans le temps.

– Réalisation d'une section de pont

La réalisation d'une section de pont en plusieurs étapes entraîne forcément la naissance d'auto-contraintes provenant du retrait thermique des éléments fraîchement bétonnés et de l'entrave au raccourcissement que constituent les éléments ayant déjà fait prise. Ces auto-contraintes font craindre une fissuration précoce de l'ouvrage (voir figure 2.11). Aussi, faut-il impérativement prendre toutes les mesures nécessaires à la limitation de ces auto-contraintes, sans quoi le pont risque d'être fissuré avant même sa mise en service.

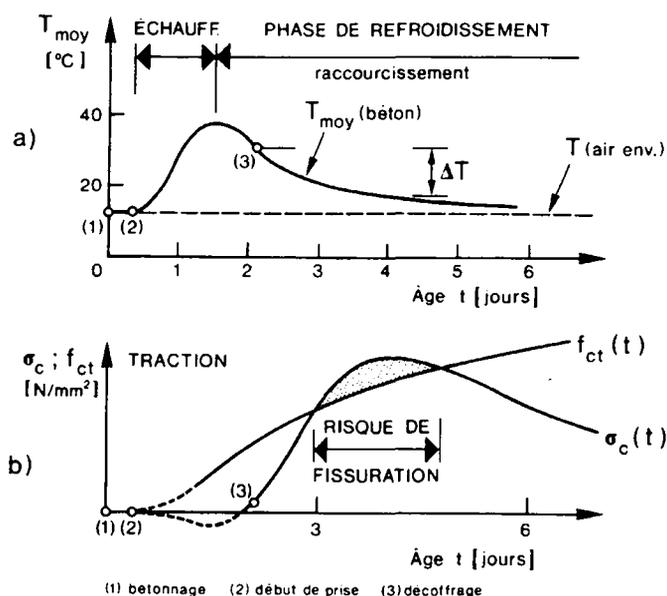


Figure 2.11: Risque de fissuration suite au retrait thermique entravé d'un élément [99]

Dès lors, une planification judicieuse des étapes de construction et des phases successives de bétonnage revêt un rôle capital, et permet de réduire sensiblement l'intensité des auto-contraintes dans la section.

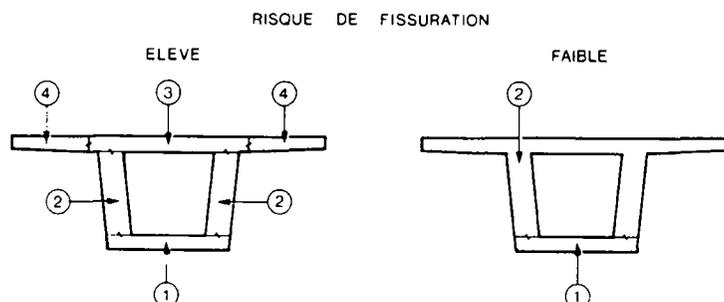


Figure 2.12: Appréciation du risque de fissuration du tablier d'un pont, en fonction du choix des étapes de réalisation de sa section transversale [62]

La meilleure solution réside en la réalisation de la section en une seule étape. Cependant, de nombreux désavantages d'ordre constructif (quantité de béton très importante, problèmes liés aux coffrages lorsque la section varie,...) font que cette solution, dans la majeure partie des cas, n'est pas retenue, et que l'on préfère bétonner la section en deux phases distinctes : souvent le « U », qui comprend la dalle inférieure et les âmes, dans un premier temps, et la dalle supérieure dans un second temps.

De façon générale, afin de se prémunir contre un risque de fissuration précoce provenant de la prise du béton, il faut limiter les différences de température entre les éléments bétonnés successivement. Technologiquement, cela est possible pour la réalisation d'une section en plusieurs phases soit en limitant la montée en chaleur du béton frais, soit en chauffant la partie déjà bétonnée qui entrave la déformation, de telle manière que sa température suive au mieux l'échauffement et, surtout, le refroidissement de la partie fraîchement bétonnée. La limitation de la montée en chaleur est possible soit en agissant directement sur le béton, par exemple en choisissant un ciment à mouture grossière, et donc moins exothermique lors de son hydratation, soit en agissant de façon externe, à l'aide par exemple d'un système de refroidissement véhiculant un liquide froid (souvent de l'eau), permettant de refroidir le béton faisant prise. Un tel système peut être soit noyé dans la masse du béton (façon de procéder la plus efficace) soit disposé en périphérie, sur les coffrages de l'élément. D'autres procédés, de plus en plus employés, consistent à refroidir la masse de béton, que ce soit à l'aide d'azote liquide ou de glace (concrete precooling). Il est vivement recommandé de porter une grande attention à la réalisation de l'ouvrage, et de prendre toutes les mesures permettant de limiter les auto-contraintes induites par le retrait thermique différentiel.

Soyons néanmoins conscients que s'il est possible de grandement les limiter, il est utopique de penser pouvoir les annuler complètement dans une section bétonnée en plusieurs étapes.

A cet égard, pour une section dont le « U » est bétonné avant la dalle supérieure, malgré des mesures ponctuelles bien adaptées, le gousset de la dalle supérieure situé directement sur les âmes peut être le siège de contraintes de traction relativement importantes (~ 1 MPa,

voir [64]). En bout des porte-à-faux, elles seront plus faibles, du fait de la moins grande entrave au raccourcissement (voir figure 2.13).

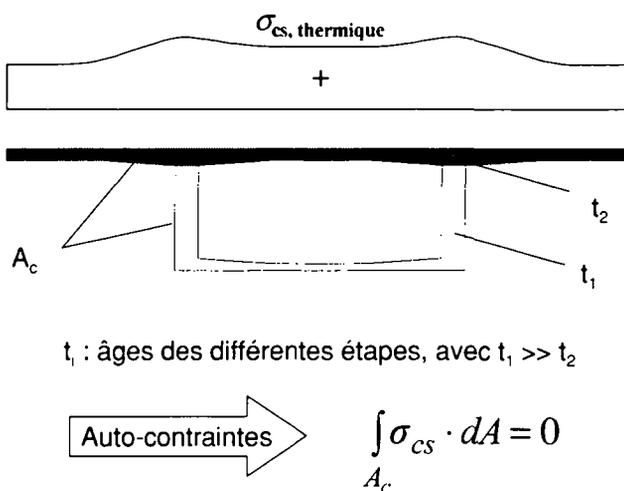


Figure 2.13: Auto-contraintes dans la dalle supérieure d'une section suite au retrait thermique de la dalle bétonnée après que le « U » ait fait prise

– Comportement à long terme

Le fluage et le retrait de dessiccation du béton, sont deux phénomènes de longue durée, agissant simultanément et de façon interdépendante. En conséquence, le principe de superposition n'est pas en toute rigueur applicable (voir Baron et al. [21] et Neville [140]). Afin de montrer qualitativement leurs effets sur l'allure des contraintes permanentes dans la section d'un pont précontraint, nous allons néanmoins dissocier les deux phénomènes.

Retrait de dessiccation différentiel

Regardons l'état d'auto-contraintes faisant suite au retrait différentiel dans une dalle supérieure de pont telle que celle définie en figure 2.14.

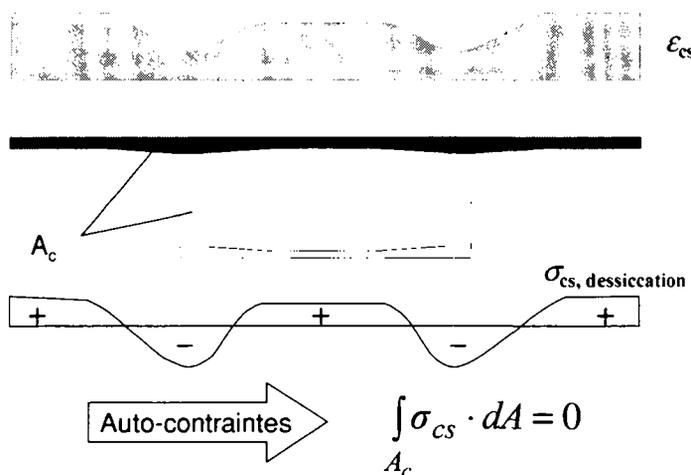


Figure 2.14: Auto-contraintes en section naissant sous l'effet du retrait de dessiccation différentiel des différentes parties de la section.

Un élément de structure sèche d'autant plus vite qu'il est de faible épaisseur, exposé au soleil et bien ventilé. Dès lors, dans le cas d'une dalle supérieure de pont, se sont les porte-à-faux qui sécheront le plus rapidement, suivis du centre de la dalle et des zones de plus grande épaisseur situées au voisinage des âmes. En conséquence, le retrait de dessiccation est non-uniforme sur la largeur de la dalle. Les sections restant planes, il va s'en suivre un état d'auto-contraintes, avec des contraintes de traction dans les parties séchant rapidement et des contraintes de compression dans les parties séchant moins rapidement.

Cet état de contraintes auto-équilibrées sur la section totale du pont (A_c) $\left(\int_{A_c} \sigma_{cs} \cdot dA = 0 \right)$ se superpose aux contraintes calculées selon l'équation (2.7).

Fluage différentiel

Le fluage est également fortement dépendant du séchage et des changements d'humidité des éléments de section considérés.

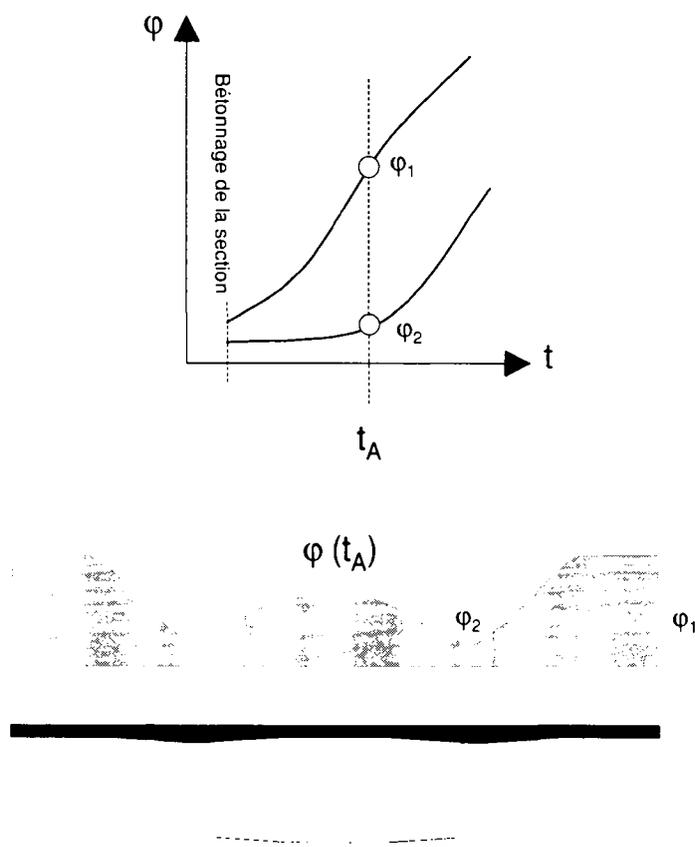


Figure 2.15: Coefficients de fluage variables sur la dalle supérieure d'une section de pont, du fait d'épaisseurs et de conditions de séchage différentes.

Prenons encore le cas de la dalle supérieure d'une section de pont précontraint. Il en résulte des contraintes à l'état permanent σ_{perm} , que l'on peut approcher par l'équation (2.7). Les

éléments de faible épaisseur (porte-à-faux, centre de la dalle), dont le séchage est plus rapide, ont tendance à fluer beaucoup plus rapidement (φ_1 , figure 2.15) que les éléments de forte épaisseur (goussets au droit des âmes) et dont les conditions extérieures de séchage sont moins bonnes (φ_2 , figure 2.15). Dès lors, à moyen terme, une partie des efforts calculés à l'aide de l'équation (2.7) va se reporter des éléments dont le fluage à moyen terme est plus important (φ_1) sur ceux dont le fluage est plus faible (φ_2).

Avec le temps, le séchage des pièces les plus épaisses se faisant également à long terme, la différence de coefficients de fluage va se stabiliser.

Note : Finalement, il faut rappeler que grâce à la relaxation des contraintes dans le béton avec le temps, ces auto-contraintes (voir en particulier figure 2.13) vont se réduire au bout de quelques années à des valeurs ne dépassant pas les 10 % à 20 % des valeurs initiales.

• Conclusions

La détermination de la contrainte en tout point et en tout instant d'une section transversale de pont en caisson est extrêmement ardue, et dépend de nombreux et divers facteurs, que sont la géométrie de la section, les mesures prises lors de l'exécution et l'évolution dans le temps des caractéristiques mécaniques du béton.

Nous avons voulu montrer de façon simplifiée que l'état de contrainte peut fortement varier de celui qui résulte d'un calcul classique, selon l'équation (2.7).

De manière générale, on va pratiquement négliger, pour le calcul de l'ouverture résiduelle des fissures w_{res} , toutes ces contraintes auto-équilibrées et variables sur la largeur du tablier de pont, pour autant qu'elles n'engendrent pas des fissures d'ouvertures supérieures à celles provoquées par les actions variables ($\Delta\sigma$). En l'absence de calculs plus précis, on calculera donc les contraintes à l'aide de l'équation (2.7), tout en adoptant une valeur prudente de la précontrainte (voir § 2.1.2.1).

2.2 Actions variables

2.2.1 Principes

Pour évaluer le risque de fissuration d'un pont en béton et, cas échéant, afin de pouvoir limiter les ouvertures de fissures susceptibles d'apparaître, il est nécessaire de quantifier les sollicitations sous le cumul des actions permanentes et variables. Pour un pont routier, ces actions variables comprennent essentiellement le trafic courant, les transports exceptionnels et les gradients de température. Les contraintes, en particulier celles de traction qui nous intéressent ici, peuvent être calculées élastiquement en supposant les sections homogènes à partir des indications contenues dans les normes relatives aux actions (SIA 160 [201], Eurocode 1 [194, 195, 196]). Un calcul élastique est bien représentatif du comportement réel et peut être jugé suffisant car un pont en béton précontraint n'est en général que peu ou pas fissuré sous sollicitations de service. S'il est fissuré, il s'agit de fissures isolées et limitées qui n'affectent que très localement l'ouvrage, mais ne modifient guère son comportement global et n'entraînent que des redistributions peu importantes des sollicitations à l'échelle de la structure.

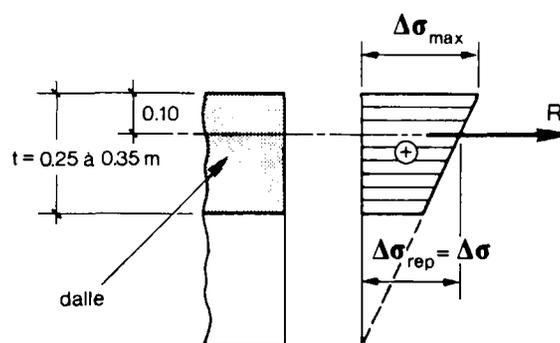


Figure 2.16: Valeur représentative de la contrainte de traction au niveau de la résultante, afin de ramener le problème réel à celui d'un tirant avec $\Delta\sigma = \text{constant}$.

Afin de ramener le problème de fissuration de la dalle supérieure ou inférieure d'un tablier de pont au cas théorique d'un tirant, les contraintes de traction sous les actions variables sont à calculer non pas au droit des fibres extrêmes tendues mais plutôt au niveau de la résultante de l'effort de traction sollicitant chaque dalle. Par soucis de simplification on admet que celui-ci est situé à 100 mm de la fibre extrême tendue vers l'intérieur de chaque dalle (voir figure 2.16).

L'intensité ou, autrement dit, la période de retour des actions variables à considérer est une question délicate non encore définitivement réglée dans les normes actuelles ni même dans le

projet d'Eurocode 1, surtout en ce qui concerne les vérifications d'aptitude au service. Il en est de même en ce qui concerne les combinaisons d'actions variables susceptibles d'agir simultanément sur l'ouvrage, en particulier s'il s'agit de superposer l'effet de charges imposées (trafic) à celui de déformations imposées (gradient de température), qui sont peu connus et méritent de faire encore l'objet d'études approfondies.

L'Eurocode 1 introduit notamment différents niveaux ou intensités d'actions variables [194, 195] :

- les valeurs caractéristiques correspondant à une période moyenne de retour de 50, 100 jusqu'à 1'000 ans selon les cas, à prendre en compte pour les vérifications de la sécurité structurale (ULS) ;
- des valeurs pouvant être graduées de la manière suivante pour les vérifications de l'aptitude au service (SLS) :
 - valeurs non-fréquentes, associées à une période moyenne de retour de 1 an ;
 - valeurs fréquentes, associées à une période moyenne de retour de 1 à 2 semaines ;
 - valeurs quasi-permanentes.

Pour notre part, compte tenu des observations faites dans le cas de cette recherche, nous estimons plus approprié d'effectuer les vérifications d'aptitude au service d'un pont routier en béton sous des valeurs non fréquentes des actions variables (trafic et/ou gradients de température) correspondant à une période moyenne de retour de 10 ans. Ceci est d'ailleurs en accord avec les indications publiées dans d'autres travaux de recherche [28] ou données dans la norme SIA 160 concernant les charges de vent [201].

Si un calcul explicite des contraintes à l'état de service est effectué, nous recommandons de le faire sous une combinaison d'actions susceptibles d'être déterminantes de la manière suivante, en conformité avec les principes de l'Eurocode 1 [194, 195] et avec ce qui a été dit précédemment :

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \gamma_P P_m + \psi_1' Q_{kl} + \psi_1 Q_{k\Delta T}$$

dans laquelle

$\sum_{j \geq 1} G_{kj}$ est la somme des actions dues au poids propre et aux charges permanentes, calculées avec les valeurs nominales des dimensions et des masses volumiques ;

$\gamma_P P_m$ est une valeur moyenne prudente des effets à long terme de la précontrainte, pour laquelle on pourra hésiter entre les valeurs $\gamma_P = 1.0$ ou 0.9 conformément aux indications du § 2.1.2.1 ;

Q_{kl} est l'action prépondérante du trafic, avec les valeurs suivantes du coefficient ψ_1' pour une période de retour de 10 ans :

Trafic courant	$\psi_1' = 0.8$
Transports exceptionnels	$\psi_1' = 1.0$

$Q_{k\Delta T}$ est l'action concomitante d'un gradient de température, avec les valeurs suivantes du coefficient ψ_1 variables en fonction de la fréquence d'apparition considérée selon le type de trafic ou de transport exceptionnel (voir § 2.2.2.2) :

Nature du trafic	Gradient de température	
	Fréquence d'apparition	ψ_1
Trafic courant	valeur non-fréquente	0.8
Transports exceptionnels :		
SIA type I (4800 kN)	valeur quasi-permanente	0.5
SIA type II (2400 kN)	valeur peu fréquente	0.7
SIA type III (900 kN)	valeur rare	1.0

En l'absence de tels calculs explicites des contraintes, en particulier de celles de traction, il est néanmoins possible d'estimer leurs valeurs maximales possibles sous le cumul des actions variables grâce aux indications du § 2.2.3 ci-après.

2.2.2 Contraintes de traction dues aux différentes actions variables

L'objectif de cette section est en premier lieu de fournir des indications sur les ordres de grandeur des sollicitations longitudinales, en particulier des contraintes de traction, dans un tablier de pont en béton pour les différentes actions variables. Parmi celles-ci on distingue celles dues au trafic courant, aux transports exceptionnels et aux gradients de température. On tente en outre de mettre en évidence les principaux paramètres et de quantifier leur influence, ceci, principalement grâce aux études paramétriques effectuées par Rotilio [161]. Précisons que ces études ont été effectuées pour des ponts-routes en béton, dont le système statique est une poutre continue de hauteur constante (voir § 2.1.2.1, en particulier figure 2.4). Les contraintes de traction mentionnées ici et résultant de ces études ont été calculées sur la fibre extrême. Les valeurs représentatives dans la dalle inférieure ou supérieure d'un tablier de pont en caisson sont en général 10 à 15 % inférieures aux contraintes sur les fibres extrêmes (voir figure 2.16). Cela, du moins sous les effets du trafic induisant un diagramme des contraintes qui varie linéairement sur la hauteur d'une section. Dans le cas d'un gradient de température, il s'agit de tenir compte de la distribution fortement non linéaire des contraintes engendrées (voir figures 2.22 à 2.24). Il en sera dûment tenu compte pour l'établissement des valeurs indiquées au § 2.2.3 suivant. Dans ce paragraphe toutefois, on s'est volontairement contenté

des contraintes de traction calculées sur les fibres extrêmes, par soucis de simplification et afin de pouvoir effectuer des comparaisons avec les valeurs généralement indiquées dans la littérature.

Précisons que ces actions variables sont par définition très variables, qu'elles résultent d'activités humaines plus ou moins réglementées et respectées comme le trafic ou d'actions naturelles comme les gradients de température. Elles varient au cours du temps de manière cyclique selon des cycles plus ou moins réguliers (quotidiens, hebdomadaires ou saisonniers). Les valeurs représentatives de ces différentes actions variables que l'on trouve dans les normes [194, 195, 201] résultent de l'interprétation statistique à partir de campagnes de mesures sur certains tronçons routiers représentatifs (comptages) et, plus rarement, de l'instrumentation de ponts.

2.2.2.1 Trafic courant

Les conditions du trafic actuel en Suisse ont fait l'objet de campagnes de mesures en 1995 [23, 144]. Sous le trafic le plus agressif observé sur l'autoroute du Gotthard à Goeschenen, abstraction faite de certaines zones frontalières, les études paramétriques effectuées par Rotilio [161] indiquent que les augmentations des contraintes de traction ($\Delta\sigma$) dans un tablier de pont en béton valent au maximum

$\Delta\sigma \approx + 2.5 \text{ MPa}$	dans une section en travée (à la fibre inférieure)
$\Delta\sigma \approx + 1.5 \text{ MPa}$	dans une section sur appui intermédiaire (à la fibre supérieure)

pour une période de retour de 100 ans (trafic lourd, proportion élevée de camions à l'arrêt, situation de bouchon). Ce niveau de charge « réel » sous conditions de service correspond à environ 60 % des charges totales de trafic imposées par la norme SIA 160.

Les campagnes successives de comptage, tant en Suisse qu'à l'étranger, font apparaître une augmentation inéluctable du volume de trafic et de son agressivité (proportion des camions). Les caractéristiques du trafic sur les principaux axes routiers suisses tendront à se rapprocher de celles du trafic européen. C'est d'ailleurs déjà presque le cas dans les zones frontalières. Les histogrammes représentés à la figure 2.17 caractérisent les trafics représentatifs actuels suisses (exceptés les zones frontalières) et européens [80]. On constate que les camions européens sont globalement plus lourds que les camions suisses, ce qui n'est pas étonnant compte tenu des limites légales différentes de poids total. Il est toutefois important de constater que si ces histogrammes diffèrent beaucoup, les valeurs extrêmes mesurées sont néanmoins du même ordre de grandeur en Europe et en Suisse. Ceci provient du fait que ces valeurs extrêmes et peu fréquentes dépassent nettement les limites légales et résultent de véhicules et transports spéciaux circulant dans le cadre d'autorisations permanentes ou exceptionnelles (voir § 2.2.2.2), soit illégalement.

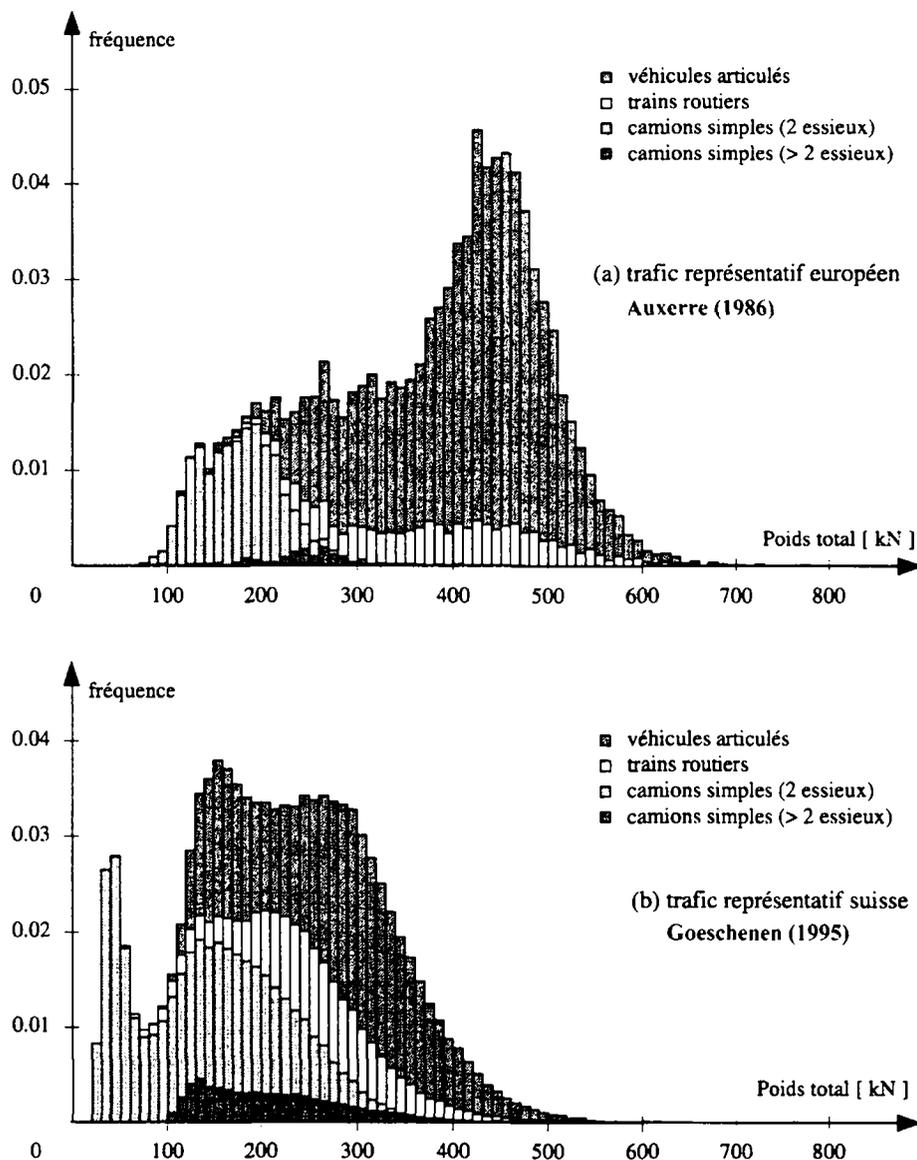


Figure 2.17: Histogrammes du poids total des camions pour les trafics représentatifs actuels européen (a) et suisse (b) [80]

Le trafic représentatif européen retenu est celui résultant des mesures effectuées en 1986 sur l'autoroute A6 près d'Auxerre. Il est à la base des charges de trafic telles que définies dans l'Eurocode 1 [194]. A cet égard, il convient de réaliser que le niveau de ces charges est défini pour une période moyenne de retour conventionnellement fixée à l'000 ans, ce qui peut sembler très élevé au premier abord. Il faut toutefois savoir que, sur la base de raisonnements statistiques, une telle période de retour correspond en fait à une durée de référence de 50 ans avec une probabilité de dépassement de 5 % [36].

L'augmentation des charges de trafic dépend bien évidemment de nombreux facteurs locaux, économiques ou politiques. Pour la Suisse en particulier, cette évolution est conditionnée par l'élévation du tonnage légal maximum des poids lourds autorisés à circuler sur notre réseau routier de 28 à 40 t. Si une telle élévation ne pose guère de problèmes en ce qui concerne la

sécurité structurale des ponts ou le comportement des chaussées, au premier abord cela ne semble pas être le cas en ce qui concerne l'aptitude au service des ponts. En effet, les sollicitations et contraintes sous les seules charges de trafic courant augmenteront d'environ 40 à 60 % dans les ponts en béton, comme l'on démontré diverses études récentes [80, 161]. Un tel accroissement devrait avoir des répercussions défavorables sur le comportement à l'état de service et la qualité des ponts existants. Il semblerait donc judicieux de tenir compte d'ores et déjà d'un tel accroissement, c'est à dire de concevoir et dimensionner les nouveaux ponts ainsi que ceux faisant l'objet de travaux d'assainissement sous les charges de trafic européen. Il s'ensuivrait des augmentations des contraintes de traction ($\Delta\sigma$) dans le tablier d'un pont en béton majorées d'environ 50 % par rapport à celles indiquées plus haut sous les charges de trafic courant :

$\Delta\sigma \approx + 3.8 \text{ MPa}$ dans une section en travée
(à la fibre inférieure)

$\Delta\sigma \approx + 2.3 \text{ MPa}$ dans une section sur appui intermédiaire
(à la fibre supérieure)

De telles contraintes correspondent à environ 80 % de celles calculées par Froli et al. pour un pont en Italie, sous conditions de trafic européen [71]. Nous montrerons toutefois au § 2.2.3 que les charges de trafic et leur augmentation quasi-inéluctable dans le temps, notamment en raison de l'ouverture prochaine des routes suisses au trafic européen (40 t), n'interviennent pas seules. La prise en compte des autres actions variables a pour conséquence d'atténuer sensiblement cette augmentation (de 10 à 20 % au lieu des 50 % mentionnés plus haut sous les charges de trafic seules).

Les figures 2.18 à 2.20 tirées des études paramétriques de Rotilio [161] montrent l'influence de divers paramètres sur l'intensité des contraintes de traction $\Delta\sigma$ sous les charges de trafic suisse actuel (Goeschenen). Il en résulte que les contraintes de traction dans le béton :

- sont fortement influencées par l'intensité et le type de trafic (augmentation d'env. 33 % entre situations de trafic fluide et congestionné, c'est-à-dire de bouchon) ;
- dépendent bien évidemment de la période moyenne de retour considérée entre 1, 10 et 100, voire 1'000 ans (augmentation d'environ 11 % à chaque multiplication du temps de retour par un facteur 10) ;
- dépendent relativement peu du type de pont (à section ouverte ou en caisson) et de sa portée (pour $30 \leq L \leq 90 \text{ m}$) ;
- à cela, on peut ajouter que les contraintes dues au trafic dépendent également de l'élancement L/H du pont ; en première approximation on peut admettre qu'elles sont proportionnelles à L/H , c'est à dire qu'elles augmentent lorsque l'élancement augmente et, qu'en conséquence, le bras de levier des forces internes dans les sections diminue.

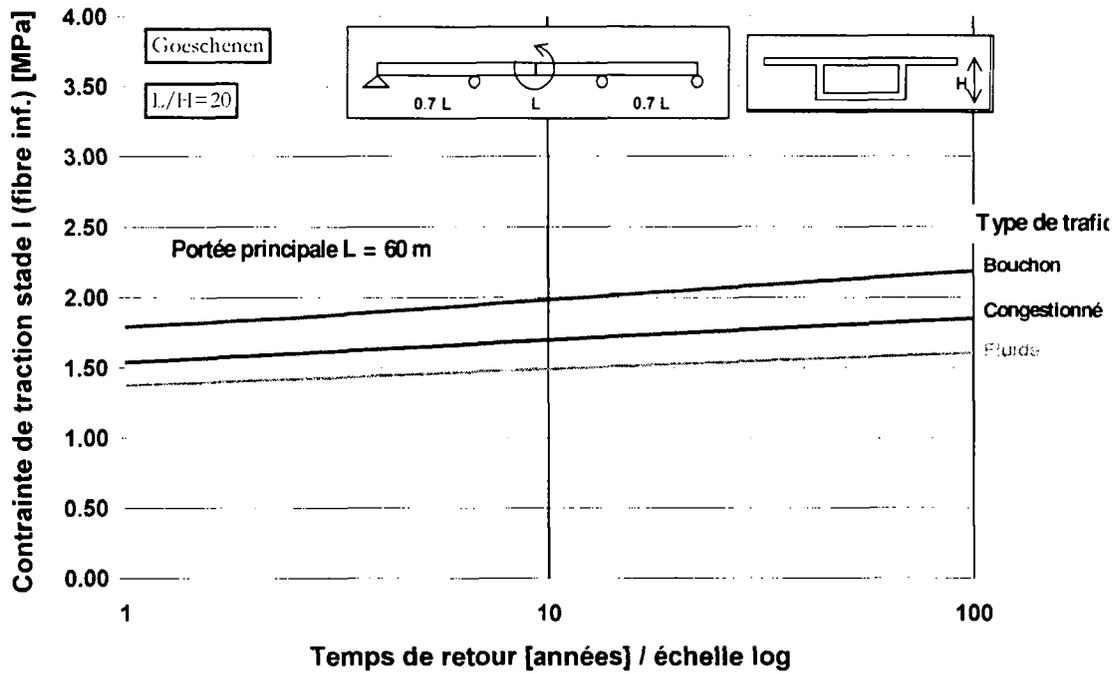


Figure 2.18: Contraintes de traction sous charges de trafic suisse actuel dans la section en travée d'un pont en caisson de 60 m de portée, en fonction du type de trafic et de la période moyenne de retour.

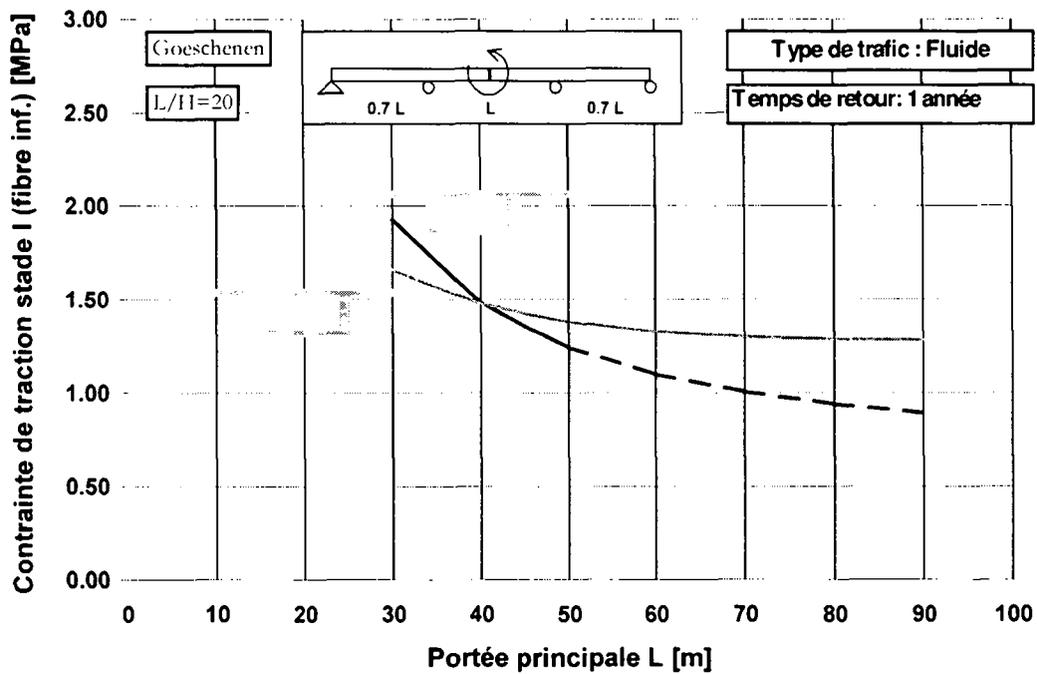


Figure 2.19: Contraintes de traction sous charges de trafic suisse actuel dans la section en travée, en fonction de la portée et du type de pont.

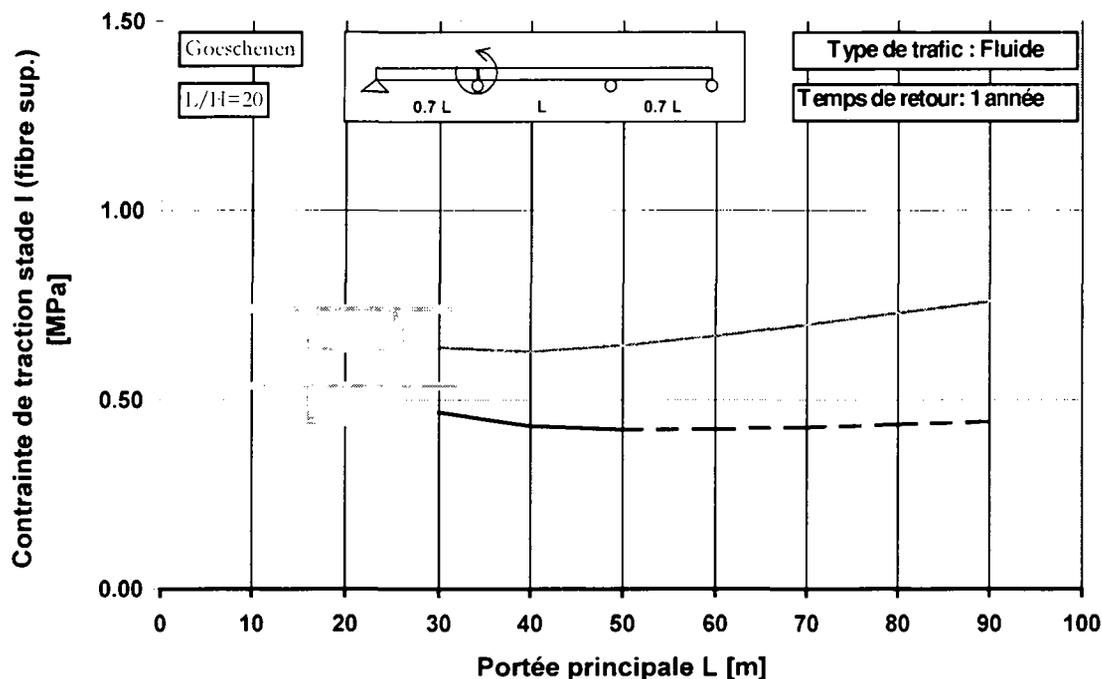


Figure 2.20: Contraintes de traction sous charges de trafic suisse actuel dans la section sur appui intermédiaire, en fonction de la portée et du type de pont.

2.2.2.2 Transports spéciaux ou exceptionnels

Il s'agit d'une catégorie de transports caractérisée par un dépassement de la géométrie et du poids autorisés par les législations routières en vigueur. Elle comprend d'une part les véhicules spéciaux au bénéfice d'une autorisation permanente de circuler. Une douzaine de camions-grues, chacun d'un poids total de 840 à 960 kN, bénéficient actuellement en Suisse d'une telle autorisation.

Elle comprend d'autre part les transports exceptionnels d'un poids total jusqu'à 3'600 à 4'800 kN, qui font l'objet d'autorisations particulières et de dispositions réglementaires à respecter [194, 201].

La situation en Suisse en matière de trafic routier est actuellement la suivante, sur la base d'une enquête de Rotilio auprès de l'office fédéral des routes, des services cantonaux valaisans et vaudois compétents et de l'entreprise Friderici en Suisse romande [161] :

Tableau 2.3: Fréquence moyenne d'apparition du trafic lourd en Suisse romande actuellement, en fonction du poids total du convoi

Poids total du convoi [kN]	Fréquence d'apparition
250 à 850	une à plusieurs fois par jour
1'000 à 1'200	une fois par mois
2'000 à 2'500	3 à 4 fois par an
4'500 à 4'800	Rare

L'étude paramétrique réalisée par Rotilio sur les ponts types en béton décrits précédemment (voir § 2.1.2.1, en particulier figure 2.4), indique que les contraintes de traction engendrées peuvent atteindre des valeurs importantes pour les types ou catégories de transport les plus lourds (figure 2.21). Sous la catégorie la plus lourde étudiée par Rotilio (# 3 correspondant à un poids total du convoi de 4'000 kN), il en résulte les augmentations des contraintes de traction ($\Delta\sigma$) suivantes :

$$\Delta\sigma \approx + 3.7 \div 4.7 \text{ MPa} \quad \text{dans une section en travée} \\ \text{(à la fibre inférieure)}$$

$$\Delta\sigma \approx + 2.0 \text{ MPa} \quad \text{dans une section sur appui intermédiaire} \\ \text{(à la fibre supérieure)}$$

On constate que globalement l'intensité de ces contraintes de traction :

- dépend essentiellement du type ou de la catégorie de transport exceptionnel, c'est-à-dire du niveau de sollicitation ;
- dépend relativement peu du type d'ouvrage (à section ouverte ou en caisson) et de la portée ($30 \leq L \leq 90 \text{ m}$) ;
- à cela, on peut ajouter que les contraintes dues à des transports spéciaux ou exceptionnels varient en première approximation de manière proportionnelle avec l'élancement L/H du pont.

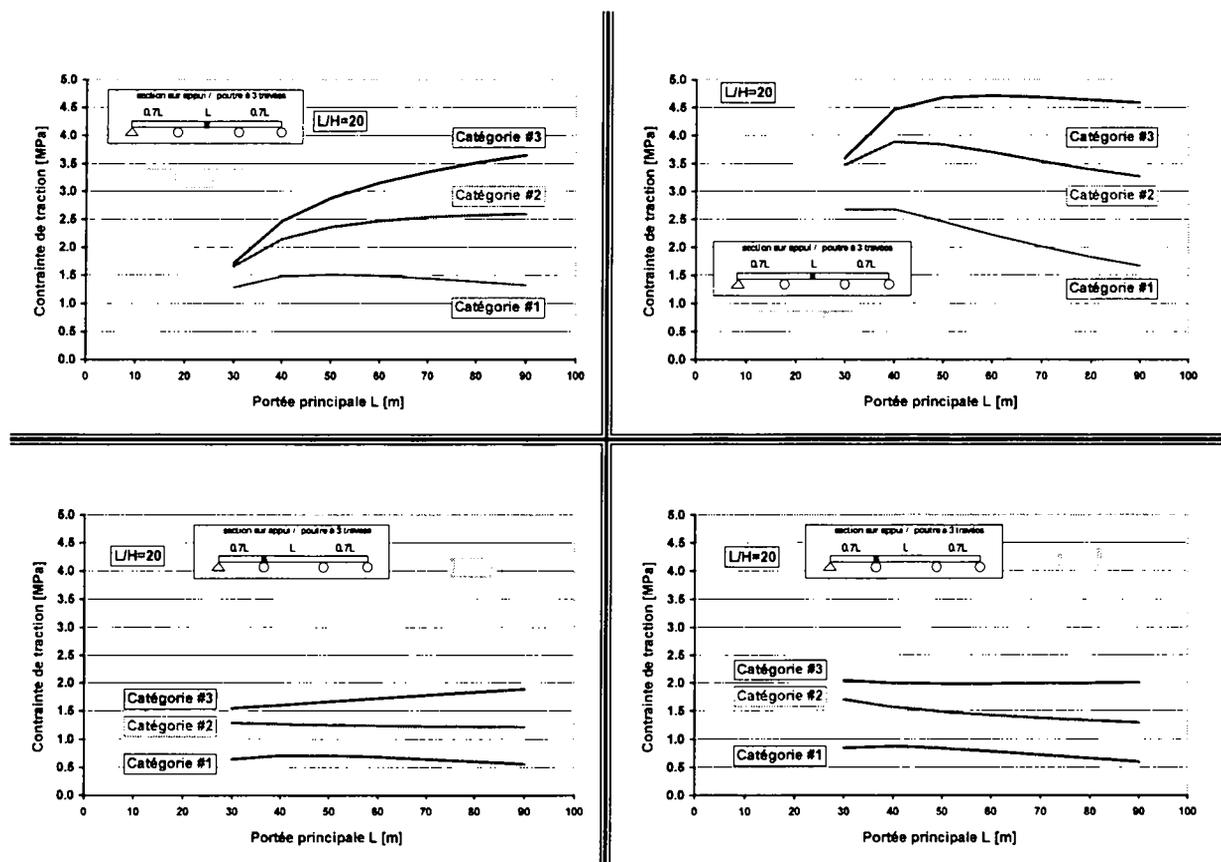


Figure 2.21: Contraintes de traction sous charges de transports exceptionnels dans les sections en travée et sur appui intermédiaire, en fonction de la portée et du type de pont et en fonction du poids total du convoi (# 1 = 1'000 kN, # 2 = 2'500 kN, # 3 = 4'000 kN).

2.2.2.3 Gradients de température

Les variations de température sur les ouvrages en service sont principalement dues aux conditions climatiques, en particulier aux variations quotidiennes et saisonnières de l'intensité du rayonnement solaire. Pour estimer l'effet de ces variations sur le comportement des ponts, il est d'usage de décomposer la distribution effective non-linéaire du profil de température dans les sections en une température moyenne uniforme, un gradient linéaire (principal responsable des courbures imposées) et un état de contraintes auto-équilibrées. Les effets sur l'ouvrage sont alors analysés séparément et plus facilement pour chacune de ces trois parts. Ces variations de température sont influencées par de nombreux paramètres comme indiqué dans l'abondante littérature traitant de ce sujet, en particulier [96, 150].

Dans la présente étude, nous décomposons le profil effectif de température en deux parties seulement, comme indiqué schématiquement à la figure 2.22 :

- une température moyenne uniforme, dénommée T_{base} ;
- un profil de températures différentielles caractérisé par la plus grande différence de température T sur la hauteur de la section ($T \neq T_{sup} - T_{inf}$).

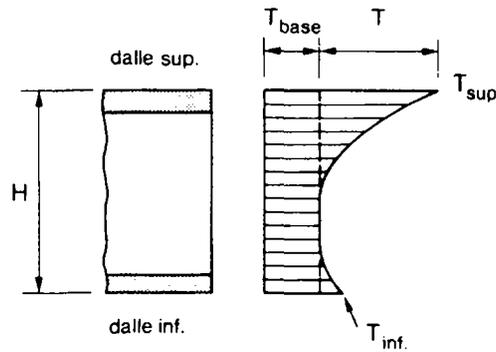


Figure 2.22: Allure du profil de température sur la hauteur du tablier d'un pont en béton et définition de la différence de température T , dans le cas d'un gradient positif.

Remarquons que l'on emploie souvent à tort le vocable « gradient de température » en lieu et place de « profil ou différence de température », ce qui en toute rigueur n'a pas la même signification puisque ce dernier est en général non linéaire alors qu'un gradient est par définition linéaire. Ceci constitue un abus de langage que nous nous permettons également de faire ici.

Il est utile de faire la distinction entre deux profils ou gradients de température [96] :

- Les gradients positifs, lorsque la température à la surface du tablier est plus élevée que celle en profondeur ou à l'intérieur. De tels gradients apparaissent généralement en début d'après-midi ; les plus importants d'entre eux ($T_{\max}^+ \approx + 20 \text{ °C}$) apparaissent environ 3 à 6 fois par an durant les mois d'été.
- Les gradients négatifs, lorsque la température à la surface est au contraire plus faible que celle à l'intérieur. De tels gradients apparaissent de nuit ou tôt le matin ; les plus importants d'entre eux ($T_{\max}^- \approx - \frac{1}{2} T_{\max}^+ \approx - 10 \text{ °C}$) apparaissent environ 3 à 5 fois par an durant les mois d'hiver.

En l'état actuel des connaissances, il paraît raisonnable de retenir les valeurs ci-dessus comme valeurs de référence pour les différences de température T sur la hauteur du tablier de ponts en béton (de hauteur $\geq 1.00 \text{ m}$ et muni d'une couche de revêtement d'environ 50 mm d'épaisseur). Dans le cas de tabliers de plus faible hauteur et d'épaisseur de revêtement différente, ainsi qu'en cas d'absence de revêtement, on trouvera des indications fort utiles par exemple dans l'Eurocode 1 [195].

Les études paramétriques effectuées par Rotilio avec ces différences de température appliquées aux ponts types en béton décrits précédemment (§ 2.1.2.1, en particulier figure 2.4) ont montré qu'il en résultait les valeurs maximales suivantes des augmentations des contraintes de traction ($\Delta\sigma$) [161] :

$$\Delta\sigma \approx + 2 \text{ à } 3 \text{ MPa} \quad \text{dans les sections en travée}$$

sous un gradient positif $T = + 20 \text{ °C}$
(\pm constante sur toute la hauteur de la zone tendue)

$$\Delta\sigma \approx + 2 \text{ MPa}$$

dans la section sur appui intermédiaire
 sous un gradient négatif $T = - 10 \text{ }^\circ\text{C}$
 (à la fibre supérieure)

L'ordre de grandeur de ces contraintes maximales de traction dans le béton par suite de gradients est confirmé par de nombreuses autres études [71, 75, 96, 150].

Les résultats de l'étude paramétrique de Rotilio ont montré que (voir figures 2.23 et 2.24) :

- les contraintes de traction dans le béton d'origine thermique sont proportionnelles à l'intensité de la différence de température ou du gradient T ;
- ces contraintes ne sont guère influencées par le type de tablier (à section ouverte ou en caisson), ainsi que par la portée L du pont dans le cas d'un gradient négatif ;
- en cas de gradient positif, la contrainte de traction dépend quelque peu de la portée et elle a tendance à diminuer lorsque la portée augmente ;
- à cela, on peut ajouter que les contraintes thermiques dépendent fortement de l'élanement L/H du pont ; en première approximation on peut admettre qu'elles sont inversement proportionnelles à L/H , c'est-à-dire qu'elles augmentent lorsque l'élanement diminue.

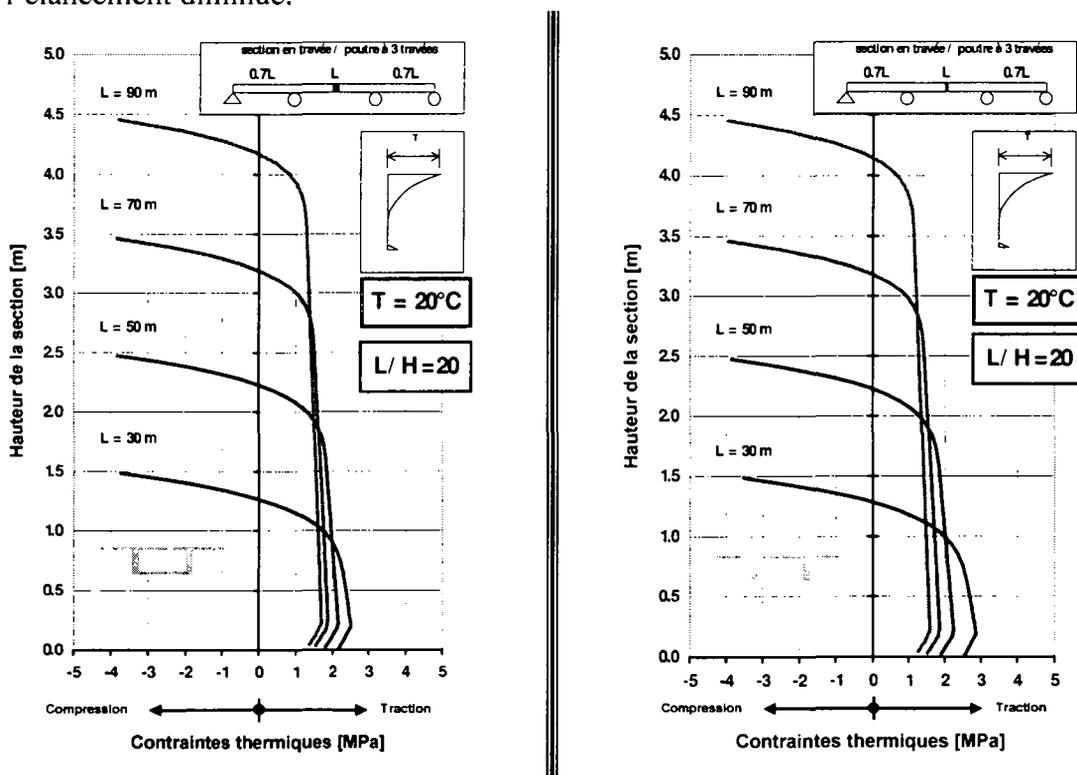


Figure 2.23: Distribution des contraintes thermiques dues à un gradient positif $T = + 20 \text{ }^\circ\text{C}$ sur la hauteur de la section en travée, en fonction de la portée et du type de pont en béton.

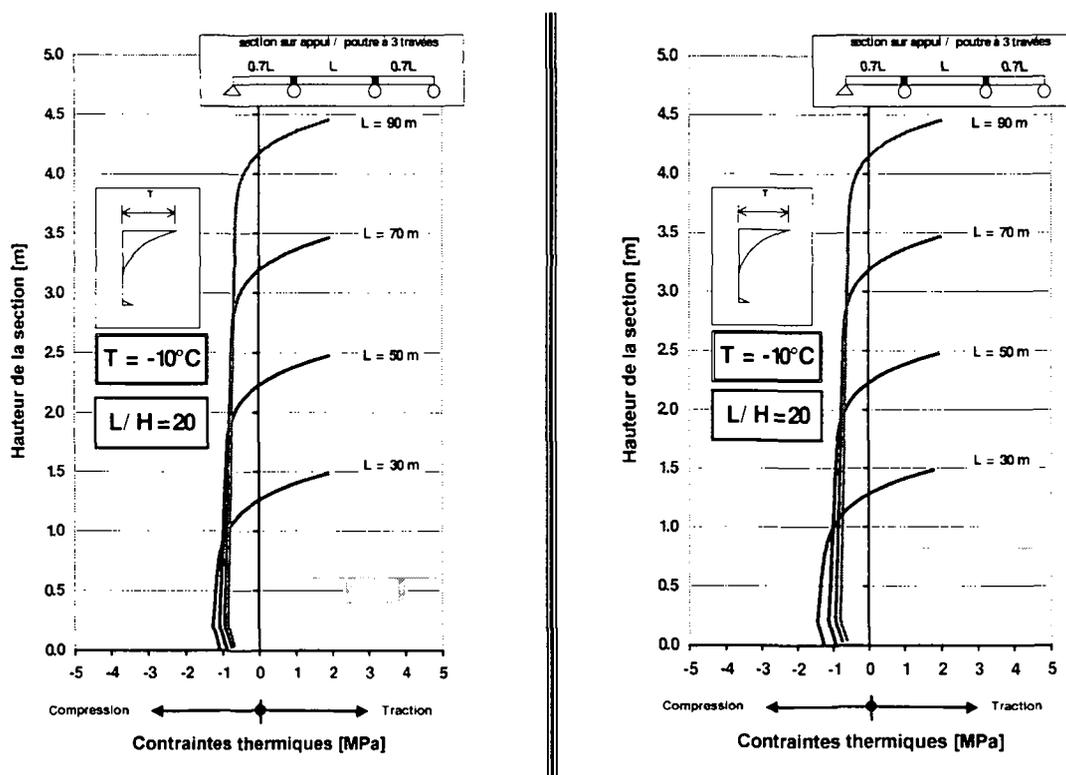


Figure 2.24: Distribution des contraintes thermiques dues à un gradient négatif $T = -10\text{ °C}$ sur la hauteur de la section sur appui intermédiaire, en fonction de la portée et du type de pont en béton.

Des gradients thermiques plus importants peuvent apparaître durant l'exécution [71, 96, 195]. Bien que peu de mesures aient été réalisées, en l'état actuel des connaissances il semble que l'on puisse admettre que les contraintes thermiques engendrées (notamment lors de la pose à chaud d'une étanchéité ou d'un revêtement hydrocarbonés) ne soient pas plus élevées que celles dues aux variations climatiques. Quoi qu'il en soit, il n'est en général pas nécessaire de combiner ces contraintes thermiques durant l'exécution avec d'autres charges variables (trafic).

2.2.3 Valeurs indicatives des contraintes de traction sous le cumul des actions variables

Grâce aux études paramétriques effectuées par Rotilio [161] et dont certains résultats ont été résumés ci-dessus au § 2.2.2, il est possible d'estimer les valeurs des contraintes de traction avec une précision généralement suffisante sous les combinaisons déterminantes d'actions variables (voir tableau 2.4). Ces valeurs indicatives sont valables pour les ponts-routes en béton, dont le système statique est une poutre continue de hauteur constante (voir § 2.1.2.1, en particulier figure 2.4). Elles ont été établies conformément aux principes énoncés au § 2.2.1 et sont représentatives de la valeur moyenne des contraintes de traction dans les dalles, supposée exister à 100 mm de la fibre extrême tendue. Elles ont été établies pour des ponts de portée $L = 50$ à 60 m et présentant un élancement $L/H = 20$. Les études paramétriques ont toutefois montré que ces valeurs indicatives des contraintes de traction sont peu sensibles aux

variations de L et de L/H ainsi que du type de section transversale. En première approximation, elles sont donc valables pour des ponts poutres à section transversale ouverte ou en caisson, quel que soit l'élanement L/H et la portée $30 \leq L \leq 90$ m. Ceci du moins sous les combinaisons d'actions variables comprenant des charges de trafic et un gradient de température. Les effets de variations de la portée et/ou de l'élanement agissent en effet en sens contraire pour chacune de ces actions et s'annihilent donc partiellement lorsqu'on les superpose.

Tableau 2.4: Valeurs indicatives des contraintes de traction dans un pont-route en béton, sous les combinaisons déterminantes d'actions variables à l'état de service; (*) ces valeurs sont identiques quel que soit le type de convoi exceptionnel (SIA type I, II ou III).

Combinaisons d'actions déterminantes	Contraintes représentatives de traction (figure 2.16)	
	$\Delta\sigma$ [MPa]	
	Dalle sup. sur appui	Dalle inf. en travée
(1) Trafic normal + gradient ΔT concomitant		
(1a) trafic suisse actuel	+ 2.2	+ 4.0
(1b) trafic européen (40 t)	+ 2.6	+ 5.0
(2) Transports exceptionnels + gradient ΔT concomitant (*)		
(2a) section en caisson	+ 2.2	+ 4.2
(2b) section ouverte	+ 2.4	+ 5.4

Il peut paraître surprenant au premier abord que l'intensité des contraintes indiquées dans le tableau 2.4 sous les combinaisons (2) ne dépende pas du type de transport exceptionnel. Ceci est dû au fait que plus de tels convois sont lourds, plus ils sont rares et doivent par conséquent être combinés avec une valeur de plus en plus faible et fréquente du gradient de température (voir § 2.2.1 et 2.2.2.2). Ces deux effets se compensent à peu près, en sorte que les contraintes totales résultantes sont pratiquement identiques dans tous les cas de figures (à ± 10 % près).

En guise de conclusion à ce chapitre, il convient de remarquer que les valeurs déterminantes (c'est-à-dire maximales) des contraintes de traction dans le béton sous le cumul des actions variables ne semblent guère modifiées par le fait d'ouvrir les routes suisses au trafic européen (40 t). Quoi qu'il en soit, les contraintes maximales de traction $\Delta\sigma$, déterminantes pour l'aptitude au service des ponts en béton (déformations et fissuration à long terme), seront du même ordre de grandeur que celles dont on devrait déjà tenir compte actuellement et qui sont conditionnées par la combinaison relativement fréquente de transports spéciaux (jusqu'à environ 1'000 kN) avec un gradient de température. Ainsi, au contraire de ce qui semblait ressortir au § 2.2.2.1 sous le seul trafic courant, l'aptitude au service des ponts routiers en

béton sera globalement peu modifiée par l'élévation du poids total des convois de 28 à 40 t. L'augmentation consécutive sur les valeurs maximales de $\Delta\sigma$ n'est que de 10 à 20% pour les ponts en béton à section en caisson. En outre, les valeurs maximales de $\Delta\sigma$ demeurent pratiquement inchangées pour les ponts en béton à section ouverte. Cela du moins, pour la majorité des ponts semblables aux ponts-poutres ayant fait l'objet de nos études. Cette conclusion n'est pas forcément généralisable à d'autres types d'ouvrages (ponts mixtes ou métalliques, ponts de très grande portée, ponts haubanés ou suspendus).

3 Fissuration

3.1 Dépassement de la résistance à la traction du béton

Une fissure est la manifestation visible d'une discontinuité dans une structure en béton. Elle résulte de contraintes importantes, ayant atteint et dépassé la résistance du matériau. Si certes on établit la différence entre fissures de flexion, de cisaillement, de retrait, etc, soyons conscients qu'il n'en demeure pas moins vrai qu'elles sont toutes issues du dépassement de la résistance à la TRACTION du béton :

- Les fissures liées à la compression résultent du gonflement transversal du matériau dû à l'effet de Poisson ;
- Les fissures de flexion sont dues à l'allongement de la fibre tendue ;
- Les fissures de cisaillement ou de poinçonnement sont dues aux contraintes principales de traction ;
- Les fissures de retrait sont dues à des efforts de traction conséquence d'une perte de volume du matériau ;
- Les fissures thermiques sont dues à des efforts de traction engendrés par le raccourcissement empêché d'une pièce ;
- Les fissures par effets de gel ou de corrosion sont dues à des gonflements et des changements de volume.

Selon leur origine, les fissures offrent un faciès et un tracé typique. Elles sont généralement caractérisées par leur âge, leur tracé, leur ouverture, leur profondeur et leur activité (variation de l'ouverture).

La fissuration dont nous voulons parler dans ce chapitre est la fissuration résultant de sollicitations mécaniques. Ces sollicitations mécaniques peuvent résulter des charges (poids propre, charges permanentes, charges variables comme celles dues au trafic) et/ou de l'entrave aux déformations imposées (retrait thermique ou hydrique, variations et gradients de température, tassements différentiels des fondations). A côté de cela, il existe d'autres causes d'apparition de fissures comme celles risquant d'apparaître sur le béton frais avant la prise ou celles liées à des processus d'endommagement physico-chimiques (gel, réactions alcalis-

granulats). Notons que la mise en œuvre d'armatures n'est d'aucune utilité pour maîtriser ces types de fissuration.

Des fissures visibles vont apparaître en certains endroits d'une structure en béton dès que les contraintes de traction, calculées en stade homogène sous les sollicitations d'origine mécanique, atteignent ou dépassent la résistance « effective » à la traction du béton $f_{ct,ef}$.

$$\sigma_{max} = \sigma_{perm} + \Delta\sigma \geq f_{ct,ef} \rightarrow \text{FISSURATION} \quad (3.1)$$

La valeur « effective » de la résistance à la traction du béton dans l'ouvrage $f_{ct,ef}$ dépend d'une part de la valeur moyenne de la résistance à la traction f_{ctm} définie conventionnellement sur petites éprouvettes cylindriques en fonction de la classe de résistance à la compression du béton (tableau 3.1). Elle est d'autre part influencée par des gradients hydriques et thermiques qui se manifestent dans les ouvrages réels et qui génèrent des états de contraintes auto-équilibrés. Avant l'application de toute charge ou surcharge, il en résulte une microfissuration interne au béton ou des amorces de fissures qui diminuent la rigidité de l'élément considéré ou, autrement dit, sa résistance apparente ou « effective » à la traction. La résistance effective à la traction du béton dans un ouvrage peut être définie par la relation suivante, en fonction de l'épaisseur t de l'élément considéré [62, 190, 197] :

$$f_{ct,ef} = \kappa(t) \cdot f_{ctm} \quad (3.2)$$

dans laquelle :

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance à la traction pure du béton, mesurée sur éprouvettes cylindriques 150 x 300 mm à n'importe quel âge ;

$\kappa(t)$ est un coefficient de minoration fonction principalement de l'épaisseur t de l'élément d'ouvrage considéré :

$\kappa = 0.8$ pour $t \leq 0.3$ m ;

$\kappa = 0.5$ pour $t \geq 0.8$ m ;

$\kappa = 0.98 - 0.6 \cdot t$ pour $0.3 < t < 0.8$ m.

De récentes études statistiques [62, 191] ont montré que la valeur moyenne de la résistance à la traction pure du béton pouvait être donnée par la relation suivante, valable à l'âge conventionnel de 28 jours :

$$f_{ctm} = 0.315 f_{cm}^{0.6} \quad (3.3)$$

dans laquelle

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa est la valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sur cylindre ;

f_{ck} est la valeur caractéristique (fractile de 5%) de la résistance à la compression du béton sur éprouvettes cylindriques 150 x 300 mm, conformément aux normes européennes [190, 197].

Tableau 3.1: Résistance conventionnelle à la traction du béton à l'âge de 28 jours, en fonction de la classe de résistance à la compression indiquée selon différents codes, valeurs en MPa [62].

Classes de béton						
CEB	C20	C25	C30	C50	C80	C100
EC 2	C20/25	C25/30	C30/37	C50/60	C80/90	C100/110
SIA 162	B35/25	B40/30	B45/35	B70/60	B105/95	B125/115
f_{ck}	20	25	30	50	80	100
f_{cm}	2.3	2.6	2.8	3.6	4.7	5.3

3.2 Motifs du contrôle de la fissuration

3.2.1 Introduction

La présence de fissures peut être préjudiciable à la bonne tenue dans le temps d'un ouvrage principalement en ce qui concerne :

1. la durabilité ;
2. la fonction, principalement en ce qui concerne l'étanchéité et la compatibilité avec les finitions ;
3. l'aspect.

Les trois motifs énumérés ci-dessus sont fortement interdépendants. Ainsi, l'*aspect* d'une structure fissurée se trouve grandement affecté par la présence d'eau donnant naissance à des coulures sur sa surface sèche, provenant de son manque d'*étanchéité*. La *durabilité* d'une structure fissurée, comme nous tenterons de le montrer ci-dessous, dépend fortement de la capacité qu'à l'eau à traverser les fissures (traversantes ou non), c'est-à-dire de l'*étanchéité* de la structure fissurée.

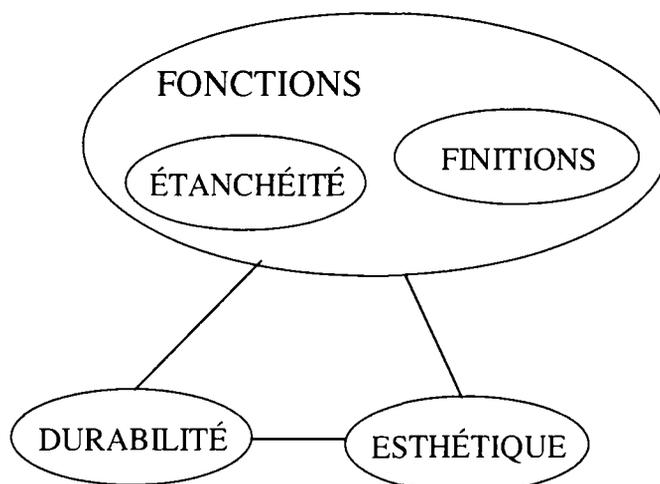


Figure 3.1: Interdépendance entre les 3 principaux motifs pour limiter la fissuration à l'état permanent.

Concernant la *compatibilité avec les finitions*, il faut entendre en terme de finitions pour un tablier de pont en béton précontraint la mise en place d'une étanchéité extérieure, à fonction non porteuse, à plus ou moins forte capacité de pontage, ou éventuellement le choix de traiter les fissures (voir § 3.2.3.4).

3.2.2 Durabilité

3.2.2.1 Généralités

Au contraire de la sécurité structurale d'un ouvrage, la durabilité ne peut pas facilement être garantie par le respect de règles dictées par les codes et normes. Il est en effet difficile, voire impossible de quantifier toutes les causes de détérioration ainsi que leurs effets sur une structure dont les propriétés évoluent avec le temps. A titre d'exemple, l'administration américaine des routes (FHWA) estime à US\$ 102.6 milliards le coût des réparations et remplacement des ponts aux Etas-Unis entre 1981 et 2000.

Le matériau béton est extrêmement résistant aux agressions provenant de l'environnement. Il suffit pour s'en convaincre d'observer la tenue des ouvrages romains qui sont parvenus jusqu'à nos jours. Pourtant, ses constituants, qu'il s'agisse du ciment, du sable, des granulats, de l'acier d'armature ou des câbles de précontrainte peuvent tous subir des dégradations à plus ou moins brève échéance. Quand elles se produisent, certaines de ces altérations peuvent grandement nuire à la pérennité d'une structure, voire même la mettre en péril. Principalement, ces agressions peuvent être d'ordre physique (cycles de gel-dégel, érosion,...), chimique (attaque de substances acides, de sulfates, d'alcalis,...) ou, exceptionnellement, biologique.

Dans ce qui suit il sera essentiellement question des risques de corrosion des armatures, car c'est le mécanisme d'endommagement qui provoque le plus de dégâts dans les structures en

béton armé, et elle est à l'origine des plus gros coûts d'entretien et d'assainissement sur les structures existantes. Pour autant qu'il soit possible de le chiffrer, dans l'ordre, viennent ensuite les dégâts dus au gel, aux sels de déverglaçage, aux réactions alcalines et à l'eau agressive.

La corrosion peut être à responsable :

- d'un éclatement du béton d'enrobage, provenant de l'augmentation de volume faisant suite à la corrosion de la barre d'armature (augmentation de 50 % à 200 % du volume de l'acier), préjudiciable principalement d'un point de vue esthétique, et pouvant altérer l'aptitude au service de l'ouvrage ;
- d'une importante perte de section de l'armature corrodée, grandement nuisible en certains cas à la sécurité structurale de l'ouvrage, surtout lorsqu'il s'agit de câbles de précontrainte.

La corrosion des armatures dans un ouvrage en béton armé résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques.

Le mécanisme électrochimique de corrosion nécessite les trois conditions suivantes :

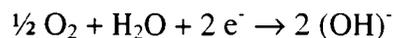
1. la couche passive de l'armature doit être rompue (dépassivation, c'est-à-dire baisse du pH du film fortement alcalin enrobant l'armature) ;
2. un électrolyte doit être présent (généralement de l'eau) ;
3. l'oxygène doit atteindre l'armature.

Une fois ces conditions réunies, en raison de différences de potentiel, il y a formation d'une pile avec une anode et une cathode, l'humidité jouant le rôle d'électrolyte.

L'*anode* traduit le passage du métal à un degré d'oxydation supérieur ; c'est le lieu de la corrosion, selon :



Le surplus d'électrons est combiné à l'endroit de la *cathode* avec de l'eau et de l'oxygène selon :



Après quelques étapes que nous ne décrivons pas, l'oxyde de fer se combine avec les ions d'hydroxyde formés à l'anode pour composer la rouille. Tant l'oxygène que l'eau sont nécessaires à la corrosion (voir tableau 3.3). En conséquence, la corrosion ne peut s'initier et se propager ni en milieu sec (absence d'eau) ni en milieu immergé de façon permanente (absence d'oxygène).

La distinction est faite entre la corrosion uniforme et la corrosion localisée (figure 3.2) :

- La carbonatation du béton conduit le plus souvent à la *corrosion uniforme*. Lors de ce processus l'anode et la cathode sont de petites dimensions. Il en résulte donc une faible différence de potentiel et, généralement, une faible corrosion répartie quasi uniformément sur la barre d'armature. Ce type de corrosion peut cependant conduire dans le temps à l'éclatement du béton d'enrobage.

- En présence de chlorures, les risques de corrosion sont beaucoup plus importants. L'attaque des chlorures se fait généralement de façon plus localisée. Il y a alors formation d'une petite anode localisée, la zone non attaquée jouant le rôle de cathode. On parle alors de *corrosion localisée*, par piqûre. Ce processus conduit généralement à de grandes vitesses de corrosion, et est extrêmement préjudiciable à la qualité de la structure.

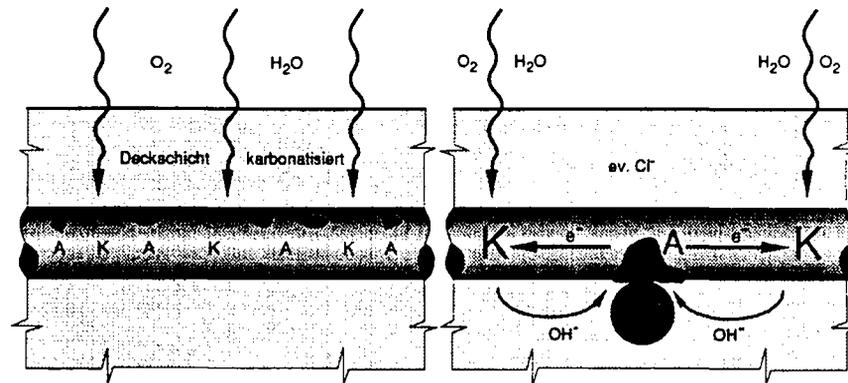


Figure 3.2: Distinction entre corrosion uniforme (carbonatation → corrosion uniforme) et corrosion localisée (chlorures → corrosion localisée) [102]

Les principaux paramètres régissant la vitesse de corrosion des barres d'armature sont :

- l'intensité du mécanisme d'endommagement, principalement la pénétration des chlorures et l'intensité de la carbonatation ;
- la qualité du béton d'enrobage, à savoir :
 - la porosité du béton et l'enrobage de l'armature ;
 - la quantité et les variations d'humidité contenue dans le béton ;
- la présence de fissures.

• Mécanismes initiateurs de la corrosion

– Pénétration des chlorures

Les chlorures, principalement contenus dans les sels de déverglaçage ou à proximité des mers et océans, sont les agents les plus agressifs en ce qui concerne la dépassivation de l'armature. Les ions chlorure (Cl⁻) pénètrent dans le béton à travers les pores capillaires et les fissures. Le ciment portland peut fixer chimiquement une certaine quantité de ions chlore en produisant des sels difficilement solubles. Ce sont uniquement les ions non-fixés chimiquement qui sont responsables de la corrosion de l'armature. Il est également important de noter que, suite à la carbonatation du béton, les ions chlore fixés chimiquement sont libérés. De la sorte la quantité de ions libres augmente, et les risques de corrosion également.

La quantité critique de ions chlore pour déclencher le processus de corrosion dépend de plusieurs paramètres. De façon simplifiée, si le béton n'est pas carbonaté, une teneur en chlorure de 0.4 % de la masse du ciment est une limite raisonnable pour éviter la corrosion.

On limite la teneur en chlorure à 0,2 % de la masse de ciment en présence de précontrainte, en raison d'une sensibilité accrue à la corrosion [189] (voir § 3.2.2.2).

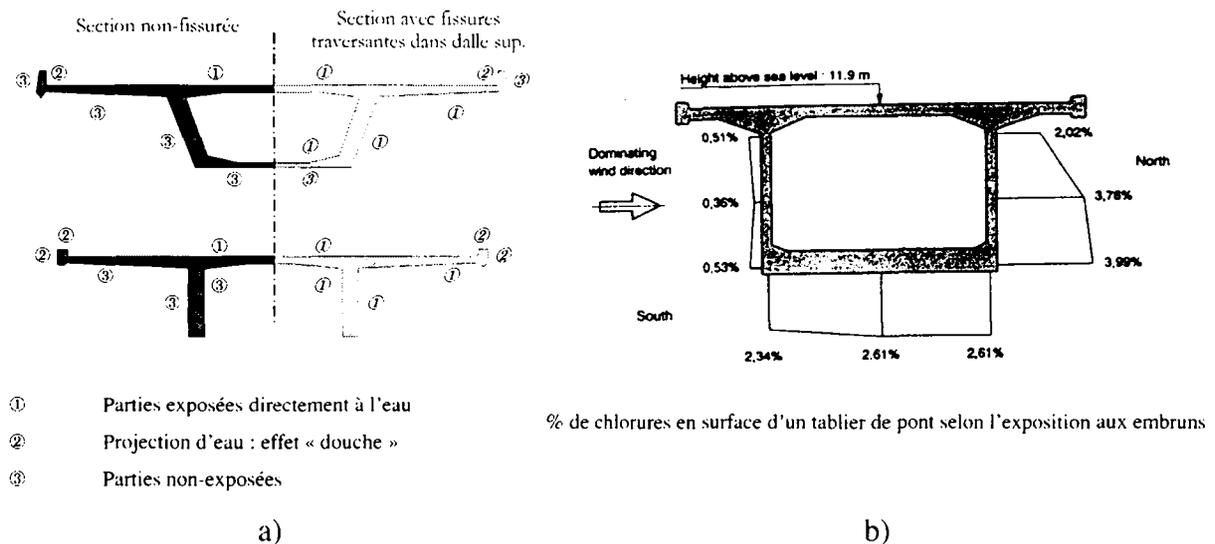


Figure 3.3: Degrés d'exposition à l'attaque des chlorures

a) provenant des sels de déverglaçage ;

b) provenant d'un environnement maritime, d'après Fluge 1995.

Un élément ou partie d'ouvrage peut être, par sa situation géométrique, plus ou moins exposé ou protégé de l'attaque des chlorures (voir figure 3.3 a)). Il s'agit de savoir si on se trouve directement exposé à l'eau chargée en chlorures, c'est-à-dire en contact direct (catégorie ①), exposé aux éclaboussures (catégorie ②) ou tout simplement non-exposé (catégorie ③). Ceci permet de juger de la sévérité de l'exposition aux chlorures. Notons qu'il convient également de faire la différence entre une section non-fissurée et une section comportant des fissures transversantes dans la dalle supérieure, par exemple sur appuis, qui permettent l'infiltration d'eau chargée en chlorures dans le caisson (voir également figure 3.19).

Dans nos contrées, l'attaque des chlorures provient principalement des sels de déverglaçage, et l'élément le plus exposé est la dalle supérieure. En climat marin, il en va autrement, comme illustré à la figure 3.3 b), pour un tablier de pont situé à 11,90 m au-dessus du niveau de la mer.

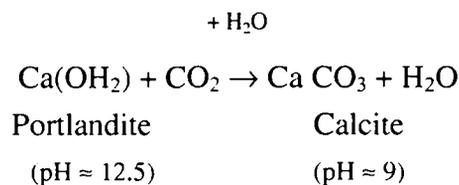
– Intensité de la carbonatation

En présence d'humidité, le gaz carbonique (CO_2) contenu dans l'air ambiant réagit avec le ciment hydraté. Cette réaction a lieu même en présence d'une très faible quantité de CO_2 dans l'air. La vitesse de carbonatation est par contre fonction de la teneur en CO_2 , d'où l'importance que revêt le climat environnant (voir tableau 3.2) ainsi que la partie de l'ouvrage concernée. Par exemple, la dalle supérieure d'un pont est directement en contact avec le CO_2 provenant des gaz d'échappement, ce qui n'est pas le cas des âmes et de la dalle inférieure.

Tableau 3.2: Pourcentage volumique de CO₂ dans l'air en fonction de l'environnement

Lieu	Teneur en CO ₂ [% volumique]
Milieu rural	0.03 %
Locaux non-ventilé	0.1 %
Milieu urbain	0.3 ÷ 1 %
Tunnel	> 10 %

En schématisant à l'extrême, on peut dire que la carbonatation du béton sous l'influence de l'atmosphère est caractérisée par le remplacement progressif d'une grande partie de l'eau d'hydratation du béton d'enrobage par du CO₂ suivant la réaction suivante :



Cette carbonatation, responsable du durcissement de la chaux grasse des bétons d'antan, progresse de l'extérieur vers le cœur du béton à la faveur de la porosité, d'autant plus lentement que le béton est compact. La carbonatation entraîne une forte chute du pH du béton, qui passe de 12.5 à 8 ÷ 10. De ce fait, lorsque la carbonatation atteint les barres d'armature à un endroit donné, elles ne sont plus protégées de l'oxydation.

Il est donc important de connaître la profondeur de carbonatation, et la vitesse à laquelle progresse le front de faible pH. Dans des conditions standards, la profondeur de carbonatation (D) en mm dépend de la racine du temps en années :

$$D = K \cdot t^{0.5}$$

K est appelé le coefficient de carbonatation en mm/année^{0.5}. Il dépend de la perméabilité du béton, du degré d'humidité relative contenue dans le béton et de la concentration de CO₂ dans l'atmosphère.

La profondeur de carbonatation peut varier entre 20 mm et 0.5 mm après une année. La vitesse d'avancement du front de carbonatation est d'autant plus faible que le rapport E/C est faible. Pour $E/C = 0.6$, une profondeur de carbonatation de 15 mm sera atteinte après 15 ans, alors que pour $E/C = 0.45$, elle sera atteinte après 100 ans.

Enfin, notons que ces considérations ne s'appliquent pas au droit des fissures. En effet, le CO₂ peut pénétrer directement jusqu'aux barres par les fissures, et dépassiver de la sorte l'armature (voir figure 3.6).

- **Influence de la qualité du béton d'enrobage protégeant l'armature**

- *Porosité*

Tous les facteurs influençant la corrosion sont plus ou moins contrôlés par les processus de transport :

- carbonatation : diffusion du CO_2 par l'air contenue dans les pores du béton ;
- pénétration des chlorures : diffusion des ions chlore par l'eau contenue dans les pores et succion capillaire par l'air contenue dans les pores ;
- corrosion de l'armature : diffusion par l'air et l'eau contenus dans les pores.

C'est un fait unanimement acquis [8, 69, 101, 115, 163, 189,...], le paramètre prépondérant influençant le développement de la corrosion, *que ce soit pour du béton fissuré ou non fissuré*, est la qualité du béton d'enrobage. Un béton d'enrobage de bonne qualité, et donc peu poreux, freinera les échanges et les transports de matières agressives. Cette qualité peut être définie en termes d'épaisseur et de perméabilité du béton d'enrobage.

La figure 3.4 montre de façon probante l'influence de l'épaisseur d'enrobage et du rapport E/C (dont dépend la perméabilité) sur la corrosion [115]. La hauteur de la colonne indique l'intensité de la corrosion après un certain temps d'exposition (100 % = endommagement maximum mesuré). Ces résultats ne laissent absolument aucun doute sur l'importance que revêt un bon béton superficiel et un enrobage des barres d'armature suffisant lorsqu'il s'agit de lutter contre la corrosion.

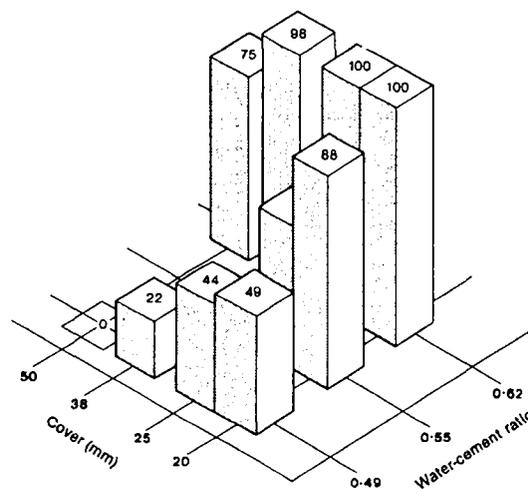


Figure 3.4: Corrosion relative (100 % = endommagement maximum mesuré) pour différents enrobages et rapports E/C . Résultats de Lea and Watkins [115]

- *Humidité contenue dans le béton*

L'humidité, liée à la porosité et par conséquent au rapport E/C du béton, est le facteur primordial pour l'endommagement d'une structure. Elle permet d'une part le transport de nombreuses substances agressives, parmi lesquelles le gaz carbonique CO_2 (nécessaire à la

carbonatation), l'oxygène O₂ (nécessaire à l'oxydation → corrosion), les ions chlore (Cl⁻) (autre cause de corrosion), les acides (qui dissolvent le ciment) et les sulfates (qui gonflent en présence de ciment), et, d'autre part, elle joue le rôle d'électrolyte dans le processus de corrosion.

Le ciment exige pour son hydratation environ 25 % de sa masse en eau ($E/C = 0.25$). Or, pour que sa mise en place soit possible, le béton contient beaucoup plus d'eau que celle strictement nécessaire à sa prise, à savoir $E/C = 0.6 \div 0.7$ sans adjuvants plastifiants, valeurs que l'on s'efforce de réduire à $E/C = 0.45 \div 0.5$, voire exceptionnellement encore moins, au moyen d'adjuvants plastifiants très efficaces. Il en résulte qu'une fois durci, le béton contient une quantité d'eau libre non-négligeable, de 50 à 100 litres par mètre cube. Dans un environnement sec, cette quantité superflue d'eau peut être partiellement évacuée du béton de surface, enrobant l'armature (ce qui n'est pas le cas du béton de cœur, qui généralement reste humide pendant toute la durée de vie de l'ouvrage). Pour de forts rapports E/C , il va en résulter un réseau de pores capillaires interconnectés par lesquelles l'eau et toutes les substances agressives vont ensuite pouvoir pénétrer jusqu'à l'armature. Dès lors, l'humidité du béton d'enrobage est directement tributaire des conditions externes, de la position de l'élément (exposé ou non aux intempéries), etc.

Tous les processus de détérioration requièrent la présence d'eau à l'état de liquide ou de gaz dans le béton d'enrobage. Dès lors, tout peut être ramené à la quantité d'eau contenue dans le béton d'enrobage (voir tableau 3.3). Tant que l'humidité relative de l'air environnant reste en permanence faible (< 45 %) aucun processus de détérioration n'est activé. Concernant plus spécifiquement la corrosion des barres d'armature, il est montré qu'il n'y a que peu de risques de corrosion dans un environnement sec, en-dessous d'une certaine valeur fixée à un taux d'humidité relative (dans les pores du béton) d'environ 60 %. De plus, il n'y a aucun risque de corrosion lorsque l'environnement est saturé en eau. L'humidité relative optimum pour initier le processus de corrosion est de 70 à 80 %. A des taux d'humidité supérieurs la diffusion de l'oxygène à travers le béton est grandement réduite.

Tableau 3.3: Influence de l'humidité contenue dans le béton sur la durabilité [189]

Humidité relative dans le béton	Processus				
	Carbonatation	Corrosion de l'armature		Gel	Attaques chimiques
		Béton carbonaté	Présence de chlorures		
< 45 %	1	0	0	0	0
45 ÷ 65 %	3	1	1	0	0
65 ÷ 85 %	2	3	3	0	0
85 ÷ 98 %	1	2	3	2	1
> 98 %	0	1	1	3	3

0 = risques insignifiants ; 1 = peu de risques ; 2 = risques moyens ; 3 = beaucoup de risques

Note : L'humidité contenue dans le béton d'enrobage est proche de l'humidité contenue dans l'air environnant lorsque cette dernière reste plus ou moins stable. Ce n'est

plus le cas sous des conditions d'humidité fortement variables. En effet, l'eau est absorbée par succion capillaire par le béton beaucoup plus vite qu'elle n'est évacuée par évaporation. En conséquence l'humidité moyenne contenue dans le béton est généralement légèrement supérieure à celle contenue dans l'environnement voisin.

En matière d'exposition à l'humidité, la géométrie générale de la structure et les dispositions constructives peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la durabilité. Outre le problème relatif à la présence des joints et des reprises de bétonnage qui constituent des points vulnérables, souvent plus perméables à l'eau, relevons qu'un mauvais dimensionnement des appareils d'évacuation des eaux, ainsi que de faibles pentes transversales et longitudinales favorisent la stagnation des eaux à la surface du tablier. De plus, comme illustré en figure 3.5, des porte-à-faux de faibles dimensions ne procurent pas une bonne protection du tablier, car ils favorisent le ruissellement des eaux de pluie sur les âmes.

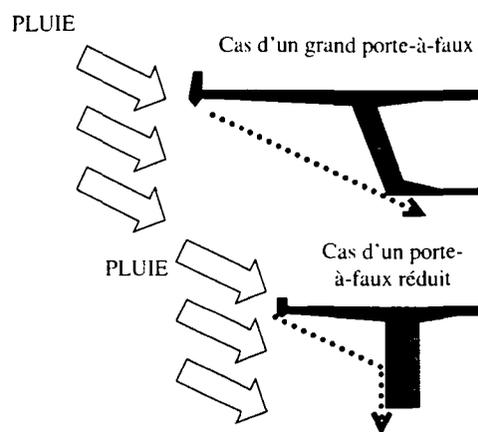


Figure 3.5: Influence de la conception sur l'exposition aux eaux de pluie : un grand porte-à-faux protège mieux le tablier qu'un petit porte-à-faux.

3.2.2.2 Influence de la présence de fissures sur la durabilité

Les fissures, discontinuités dans la structure, sont des chemins d'accès préférentiels au cœur de l'élément pour les substances agressives. La figure 3.6 synthétise globalement les attaques dont sont victimes les zones voisines de la fissures. Du fait d'une perméabilité accrue, non seulement de la fissure mais encore des zones endommagées à l'interface acier-béton (longueur de transmission), le front de béton carbonaté ainsi que les chlorures parviennent rapidement jusqu'à l'armature.

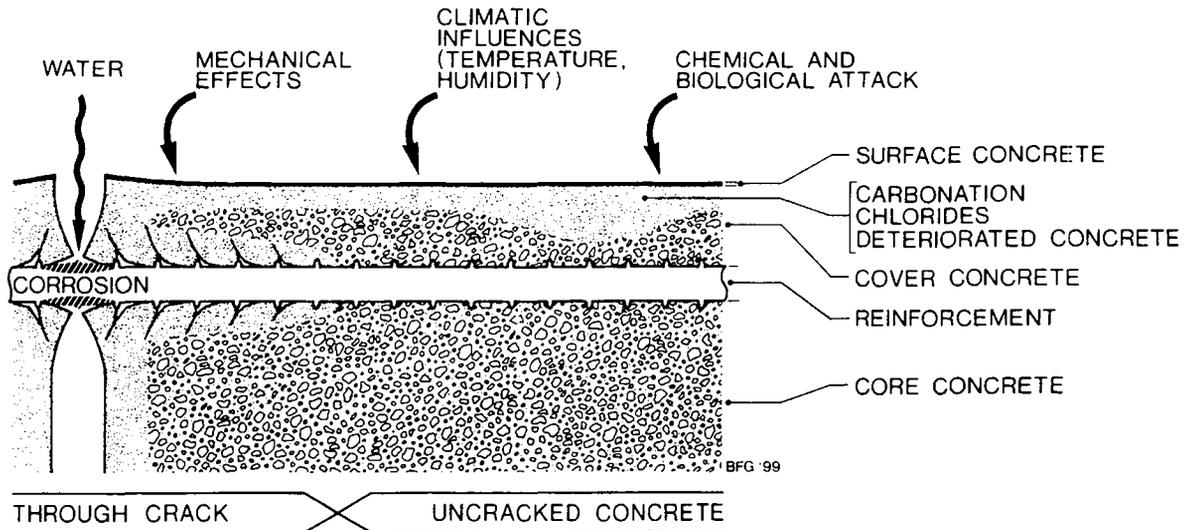


Figure 3.6: Vulnérabilité vis-à-vis de la corrosion d'un élément en béton armé fissuré [35]

- **Ouverture des fissures et typologie (traversantes ou non)**

Les nuisances engendrées en matière de durabilité, et plus particulièrement la corrosion des armatures, suite à la présence de fissures, ne sont malheureusement pas clairement établies, et font l'objet de nombreuses controverses dans le monde scientifique. De nombreuses recherches et observations effectuées tant en laboratoire que sur ouvrages anciens ont montré que les problèmes de durabilité et en particulier le risque de corrosion des barres d'armature passive n'étaient pas influencés de manière significative par la valeur de l'ouverture des fissures, tant que celle-ci demeure comprise entre 0.05 mm et $0.3 \div 0.5$ mm [8, 70, 101, 163, 189,...] et cela, non seulement dans un environnement sec à l'intérieur des bâtiments mais également pour les éléments d'ouvrage exposés aux intempéries ou à un environnement agressif (gel et sels de déverglaçage).

Le processus de corrosion dépend en premier lieu de l'épaisseur et de la qualité du béton d'enrobage (voir § 3.2.2.1). En second lieu, il dépend bien évidemment du fait que la structure soit fissurée ou non. Si elle est fissurée, ce qui est déterminant c'est de savoir si les fissures sont traversantes et si l'eau peut y circuler ou non, plutôt que la grandeur de l'ouverture des fissures.

Regardons brièvement en quoi diffère le fait que les fissures soit traversantes ou ne le soit pas :

Par définition, un liquide ne peut s'écouler à travers une *fissure non-traversante*. Il en résulte dès lors, pendant l'amorçage de la corrosion (voir figures 3.7 et 3.8), un processus d'autocolmatage de la zone corrodée par le produit de corrosion, de volume supérieur au volume de base [8]. Cet autocolmatage non seulement freine grandement la pénétration d'agents agressifs, mais encore empêche dans une certaine mesure l'apport en oxygène à la cathode par les zones les plus poreuses que sont l'interface de l'acier et du béton endommagé suite à la fissuration (voir figure 3.7).

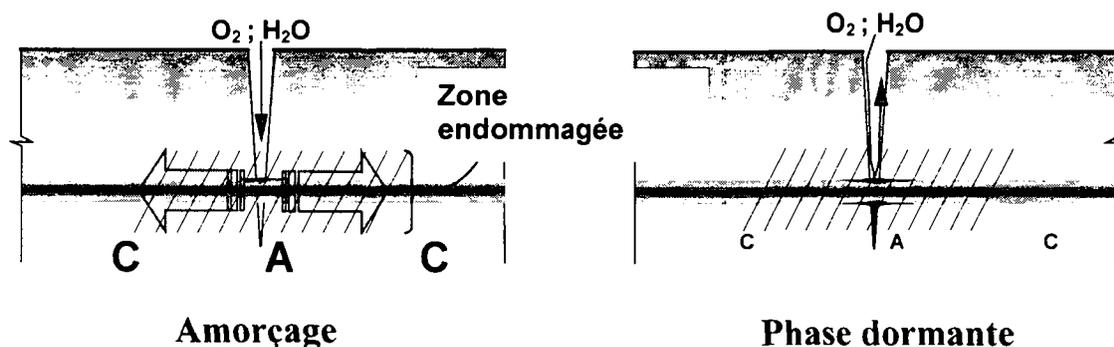


Figure 3.7: Fissure à travers laquelle de l'eau ne peut pas s'écouler: Apport d'oxygène à la cathode pendant l'amorçage de la corrosion (voir également figure 3.8), puis phase dormante suite à l'autocolmatage de la zone endommagée et du fond de fissure par le produit de corrosion

En outre, le fond des fissures non-traversantes est souvent saturé en eau et cette humidité provoque une migration des ions chlore OH^- , ce qui contribue à remonter le pH, en quelque sorte à repasser l'endroit attaqué et à stabiliser la corrosion [52]. En conclusion, suite à l'amorçage de la corrosion, du fait de cet autocolmatage et de la repassivation de la zone attaquée, l'élément se comporte comme si il n'était pas fissuré : c'est la phase dormante, dont la durée va dépendre du temps que mettent les chlorures et la carbonatation pour pénétrer à travers la structure du béton d'enrobage (voir figure 3.8).

Une *fissure traversante*, par définition, permet à l'eau de s'écouler périodiquement avec un certain débit. Mivelaz [133], étudiant l'étanchéité sur de grands tirants en béton armé fissurés de façon traversante a observé que le liquide à la sortie de la fissure était chargé de particules et légèrement teinté de rouille. Ceci atteste du fait que, en présence d'un débit, les particules de rouille sont évacuées par l'eau, et que de la sorte l'autocolmatage par le produit de corrosion n'est pas possible, tout comme la repassivation des barres d'armature décrit ci-dessus, du fait qu'elle nécessite la présence d'eau stagnante. Dès lors, dans le cas de fissures traversantes, permettant le passage périodique d'un débit d'eau, la phase dormante est fortement réduite et, en conséquence, le comportement de l'élément est fortement éloigné du comportement d'un élément non-fissuré (voir figure 3.8).

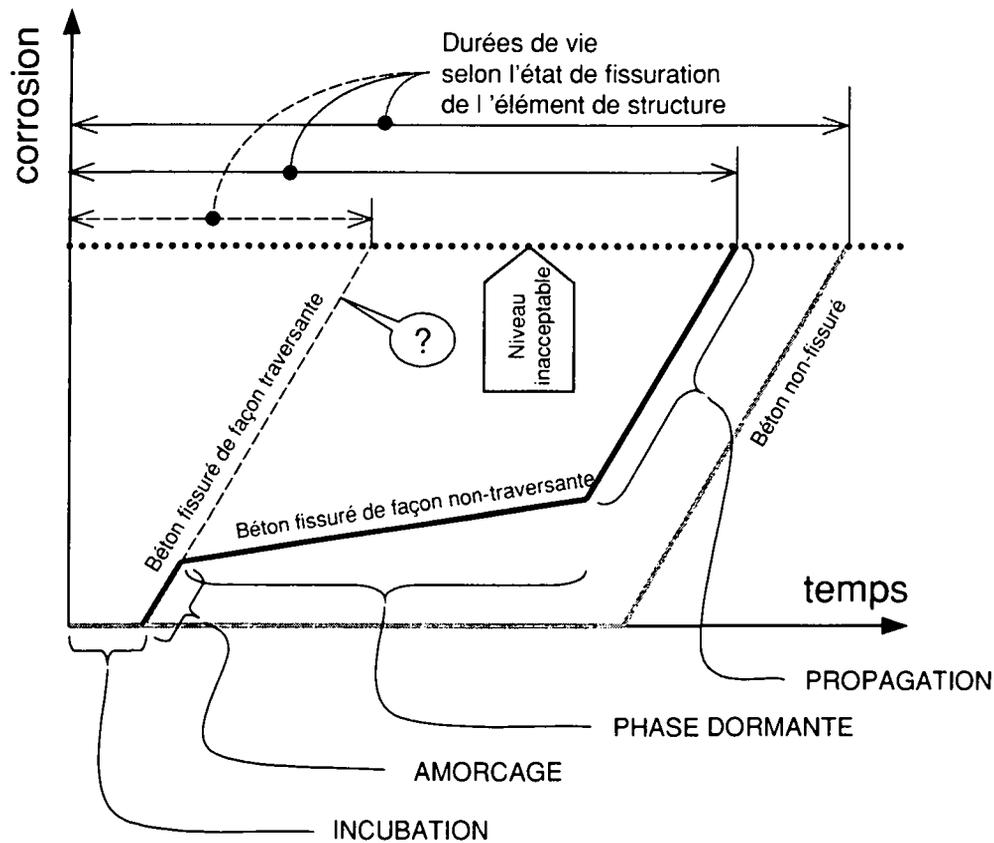


Figure 3.8: ———— Modèle de Tuuti [172] pour le béton non-fissuré: la corrosion se fait en deux phases distinctes, une phase d'incubation jusqu'à dépassivation de l'armature, et une phase de propagation
 ———— Modèle de François [70] pour le béton fissuré de façon non-traversante: la corrosion se fait en quatre phases, l'incubation, l'amorçage, la phase dormante et la propagation.
 Qu'en-est-il lorsque les fissures sont traversantes et qu'un débit d'eau peut circuler entre les lèvres de la fissure ?

Une vaste campagne de mesures et d'observations in situ sur des tabliers d'anciens ponts en béton en Suisse [102] a confirmé que l'intensité de la corrosion des barres d'armature dépend surtout du fait que les fissures soient traversantes ou non et que l'eau et des agents agressifs puissent s'y infiltrer ou non.

Il apparaît donc clairement que la typologie des fissures, traversante ou non, revêt un rôle capital sur la corrosion des barres d'armature.

• Espacement des fissures

La valeur de l'espacement des fissures influence également le processus de corrosion des barres d'armature.

Au niveau de la *perte de section locale d'une barre d'armature*, Schiessl [165] montre qu'il est avantageux de réduire l'espacement des fissures (à diamètre des barres d'armature identique). Pour ce faire, il a fissuré « artificiellement » des éléments (fissures non

représentatives de fissures réelles dans une structures en béton armé), et fait varier alternativement le diamètre \emptyset des barres d'armature, le pourcentage ρ d'armature, l'ouverture des fissures et l'espacement des fissures. En réduisant l'espacement des fissures, la dimension de la zone saine entre les fissures, jouant le rôle de cathode, diminue. La dimension de la cathode dictant la vitesse de corrosion, celle-ci sera d'autant plus faible que l'espacement des fissures est faible. Cependant, il apparaît clairement qu'il n'est pas raisonnable de réduire le diamètre des barres dans le but de réduire l'espacement des fissures. En effet, plus le diamètre des barres est faible, plus elles sont vulnérables à la corrosion (surface spécifique). En réduisant le diamètre des barres, le gain en matière de corrosion résultant de la diminution de l'espacement des fissures est plus faible que l'augmentation de la perte de section provenant de la réduction du diamètre.

Au niveau de la *perte de masse globale de la barre*, Arya [9] a montré qu'un grand nombre de fissures favorise l'agression des barres d'armature et, de ce fait, est grandement préjudiciable pour la structure.

Ainsi, une réduction de l'espacement des fissures engendre, localement au niveau d'une section, une réduction de la corrosion [165], mais multiplie par contre le nombre de sections attaquées, et, en définitive, augmente la masse globale corrodée [9].

- **Endommagement le long de la barre**

Il résulte de la fissuration un endommagement important des zones situées de part et d'autre de la fissure, appelées zones de transmission (voir § 3.6). Cet endommagement provient des efforts d'adhérence entre la barre d'armature et le béton environnant. Il s'ensuit une perméabilité accrue du béton dans ces zones, et une sensibilité particulière à la pénétration d'agents agressifs (voir figures 3.6 et 3.7). Rappelons si nécessaire que la dimension de ces zones est directement fonction de la sollicitation de traction appliquée à la pièce, c'est-à-dire de l'ouverture des fissures. À cet égard, François et al. [69, 70] ont clairement montré que la vitesse de pénétration des chlorures au sein du béton est directement liée à la sollicitation, et d'autant plus importante que cette dernière (et donc w) est grande !

- **Aciers de précontrainte**

Costaz et al [46] ont mené une grande étude expérimentale portant sur la durabilité des armatures, et plus particulièrement de la précontrainte, dans une ambiance saline chargée. Les éléments testés, des tirants prismatiques tous identiques en coffrage et en quantité d'armature passive (A_s) et active (A_p) furent exposés à des ambiances agressives pendant 3 ans puis à des essais de chargement cyclique jusqu'à rupture à fins d'évaluer leur capacité portante résiduelle. La précontrainte, constituée de torons T13, était :

- Soit post-tendue sous gaines métalliques injectées ou non ;
- Soit pré-tendue, c'est-à-dire que les torons ne sont protégés que par le béton d'enrobage.

Il ressort de cette recherche que le type de précontrainte, pré-tendue ou post-tendue (injectée ou non) semble n'avoir guère d'influence sur la vitesse de corrosion des câbles. En particulier, les résultats n'ont pas révélé d'aspects spécifiquement liés au fait que les câbles soient injectés ou ne le soient pas. En ce sens, l'injection ne semble pas procurer une plus forte protection aux câbles vis-à-vis de l'attaque des chlorures. Il apparaît également que, compte tenu du contexte technologique actuel (dispositions constructives et niveau de la qualité d'exécution), l'armature passive se révèle être en position plus critique vis-à-vis de la corrosion que l'armature de précontrainte. Les auteurs de cette recherche [46] en concluent que la vision de prévention focalisant surtout sur les risques de corrosion de l'armature de précontrainte (voir Eurocode 2 [197] ou Code Modèle CEB – FIP 1990 [190] par exemples) peut paraître ne plus être à jour.

Néanmoins, il est reconnu [38] que les câbles de précontrainte peuvent être affectés par d'autres types de corrosion, tel que : *corrosion sous tension*, *fragilisation par hydrogène atomique* et la *freeing-fatigue*. De plus, la rupture soudaine d'un câble de précontrainte suite à la corrosion peut avoir des répercussions extrêmement graves sur la sécurité structurale d'un ouvrage. C'est principalement pour ces raisons qu'il est généralement admis que la précontrainte doit faire l'objet de plus de précautions que l'armature passive.

Le CEB, dans un State of the Art traitant de la durabilité des structures en béton [189] prétend qu'il est raisonnable d'éviter durant toute la vie de l'ouvrage, la dépassivation de l'acier de précontrainte. Les fissures peuvent être tolérées dans une section précontrainte, à condition que les câbles soient protégés par une gaine et une injection, que le milieu ne contienne pas de chlorures, et que l'ouverture des fissures en surface n'excède pas 0.2 mm. Dans les autres cas (précontrainte non-injectée, attaque de chlorures) l'état de décompression sous charges permanentes doit être garanti. Ce raisonnement sous-entend que les ouvertures des fissures sous charge de décompression sont largement plus faibles que 0.2 mm (voisine en fait de la valeur nulle), ce qui n'est pas confirmé par notre étude (voir chapitres 4 et 6).

3.2.3 Étanchéité

3.2.3.1 Généralités

Parmi les fonctions que doit remplir un ouvrage en béton, l'étanchéité intervient très fréquemment. Il convient de réaliser que la notion même d'étanchéité est toute relative et qu'elle peut dépendre dans une large mesure du type d'ouvrage, de ses conditions d'exploitation et des attentes du client. Une étanchéité absolue n'existe pratiquement jamais. Les exigences en matière d'étanchéité sont au fond toujours associées (sous une forme plus ou moins explicite) à des perméabilités ou à des débits d'infiltrations admissibles. Ces exigences ne sont pas les mêmes selon qu'il s'agit, à titre d'exemples, d'un réservoir d'eau, d'un tunnel, d'une dalle de parking ou d'un tablier de pont. Dans ce dernier cas, ce qui est déterminant, ce n'est pas tellement le débit d'infiltration en terme de volume, mais la possibilité occasionnelle

mais répétée d'infiltrations d'eau souvent chargée de sels portant préjudice à l'esthétique et surtout à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage. L'étanchéité d'un élément dépend essentiellement de son état de fissuration (voir § 3.5.1.1, distinction entre microfissures et macrofissures) :

- La microfissuration augmente la perméabilité du matériau béton. Or, comme nous l'avons montré précédemment, de cette perméabilité dépend la propension du béton à protéger l'armature ;
- Les macrofissures sont des chemins n'offrant aucune résistance à l'apport d'agents agressifs susceptibles de rompre la passivation de l'armature et d'initier le processus de corrosion (figure 3.6). Certains auteurs [102] montrent quels sont les risques accrus de corrosion en présence de macrofissures traversantes, c'est-à-dire susceptibles de laisser passer de l'eau épisodiquement.

Un ouvrage en béton armé est forcément endommagé par un réseau de microfissures. Cependant il est montré que même un béton de faible qualité, microfissuré, peut-être admis étanche d'un point de vue fonctionnel. En effet, l'eau s'évapore dans la majeure partie des cas avant d'atteindre la surface sèche de l'élément. Dans le cas d'une macrofissuration, un élément ne peut par contre plus être admis étanche dès que les fissures sont traversantes et que leur ouverture est supérieure à 0.05 mm, ou que, dans le cas de fissures de flexion, l'épaisseur du béton non-fissuré est inférieure à 50 mm ou à 3 fois la taille du plus gros granulat [133].

- **Réduction de l'étanchéité par la microfissuration**

La perméabilité apparente du béton dépend essentiellement de sa méso-structure, c'est-à-dire de la matrice de la pâte de ciment, des granulats et des auréoles de transition entre la pâte de ciment et les granulats. La perméabilité de la pâte de ciment dépend en premier lieu de la quantité d'eau contenue dans le béton et du degré d'hydratation. Elle augmente avec le rapport E/C , et il est généralement admis qu'elle est faible pour des rapports E/C usuels à faibles, compris entre 0.4 et 0.6. La perméabilité des granulats est très variable, et dépend de leur origine. Cependant, elle n'est généralement pas déterminante pour la perméabilité globale du béton. Le facteur régissant la perméabilité globale du béton est la qualité de l'interface pâte de ciment - granulats, appelée auréoles de transition, dont l'épaisseur avoisine quelques dizaines de microns autour des granulats. Ces auréoles sont de porosité plus élevée que la pâte de ciment, et constituent des chemins préférentiels pour l'écoulement d'un fluide.

Les microfissures tendent à se localiser dans la pâte de ciment entre les gros granulats, et constituent des ponts entre les auréoles de transition. Un réseau continu peut ainsi se former, et conduire à une perméabilité apparente accrue du béton. Selon Keller [102], la microfissuration qui se développe en raison de la différence de retrait entre la pâte de ciment et les granulats a une influence plus importante sur la perméabilité apparente du béton que le rapport E/C , lorsque la taille du plus gros granulat dépasse 16 mm.

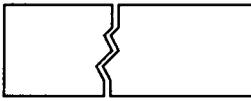
• Réduction de l'étanchéité par la (macro)fissuration

Les choses se gâtent radicalement dès que la structure est affectée par des macrofissures traversantes. Ces dernières changent radicalement la perméabilité apparente de la structure en béton armé. Compte tenu de la microfissuration, le coefficient de perméabilité d'un béton moyen est de l'ordre de 10^{-12} m/s. Le même élément présentant des macrofissures traversantes de 0.1 mm tous les mètres (schéma de fissuration caractéristique sous une déformation imposée inférieure à 0.2 ‰, ce qui est peu), le débit d'infiltration global à court terme par unité de surface devient environ 100'000 fois plus important (Mivelaz [133]). Dans certaines conditions bien précises, les fissures en présence d'eau tendent à s'autocolmater avec le temps. Si cet autocolmatage permet de réduire la perméabilité de la zone fissurée, elle ne permet pas au béton de retrouver son intégrité et son étanchéité originelles, d'avant l'apparition des macro-fissures. En conséquence, l'étanchéité d'un ouvrage en béton, placé périodiquement en milieu humide se trouve irrémédiablement affectée par les macrofissures traversantes.

3.2.3.2 Autocolmatage des fissures

L'autocolmatage conduit à une réduction de débit à travers les fissures traversantes avec le temps, et à une diminution de la perméabilité des zones fissurées vis-à-vis de l'apport d'agents agressifs, susceptible de nuire à l'acier d'armature. Il ne faut pas cependant attendre de l'autocolmatage un miracle qui ferait retrouver au béton sa perméabilité d'avant fissuration.

Tableau 3.4: Facteurs dont dépend l'autocolmatage des fissures

Fissures	Eau	Matériau béton
 <ul style="list-style-type: none"> - Ouverture/variation - Longueur - Traversantes ou non - Ramifications 	 <ul style="list-style-type: none"> - Pression / gradient hydraulique - Dureté / matériaux transportés - Valeur du pH - Température 	 <ul style="list-style-type: none"> - Granulats - Ciment - Eau (ou E/C) - Porosité - Age

L'autocolmatage des fissures résulte de la combinaison de nombreux effets :

- Le gonflement du béton en présence d'eau ;
- L'accumulation au niveau des goulets de la fissure de particules de béton, détachées au moment de l'apparition des fissures ;

- Le remplissage des fissures par des matières fines entraînées par l'eau (limon, argile, sels minéraux dissous, mousse) ;
- L'hydratation ultérieure des grains de ciment n'ayant pas réagi lors de la prise ;
- La transformation des hydroxydes de Ca du béton en CaCO_3 .

L'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage, l'ouverture des fissures traversantes (valeur et variations possibles) et la pression de l'eau (usuellement exprimée en terme de hauteur de colonne d'eau) sont des paramètres déterminants pour que le processus d'autocolmatage ait lieu.

L'étude des facteurs permettant l'autocolmatage des fissures a fait l'objet de nombreuses recherches ces dernières années [48, 53, 118, 140, 164, ...]. Il en résulte des avis parfois contradictoires.

Il est néanmoins unanimement admis [140, 164] que l'autocolmatage nécessite la présence d'eau. Cependant, un écoulement d'eau rapide ou une forte pression sont des éléments qui nuisent grandement à l'autocolmatage. Pour que l'autocolmatage soit possible, l'ouverture des fissures ne doit pas dépasser $0.10 \div 0.20$ mm à l'état permanent.

Il est cependant certains cas où l'autocolmatage s'est opéré malgré la présence de fissures d'ouvertures supérieures, principalement en raison des propriétés de l'eau. Ainsi, lors de la réalisation du Tunnel sous la Manche [118], il a été observé, principalement en raison de présence de craie et de la qualité de l'eau, que des fissures traversantes d'ouverture proche de 0.30 mm dans les voussoirs montraient une forte propension à s'autocolmater grâce à la formation de calcite, et ce malgré les très fortes pressions rencontrées. Ils fut également observé que cet autocolmatage se produisait d'autant plus rapidement que l'ouverture des fissures était faible. Notons qu'un phénomène analogue fut observé lors de la construction du métro du Caire, sous le Nil.

L'âge du béton est un paramètre important, dans le sens où plus le béton est jeune, plus nombreux seront les grains de ciment non-hydratés, susceptibles d'autocolmater les fissures.

La variation de l'ouverture des fissures Δw ainsi que le gradient hydraulique au travers de la fissure ($I = \text{hauteur d'eau} / \text{épaisseur de l'élément fissuré}$) sont des facteurs d'influence majeurs sur l'autocolmatage des fissures. Edvardsen [53], étudiant principalement l'étanchéité de structures devant contenir un fluide, s'est intéressée de près au processus d'autocolmatage. Des mesures effectuées sur des éprouvettes de petites tailles et sur des plaques en béton armé de 2'000 mm de long pour une section de 300 par 1'000 mm² sollicitées en traction et permettant de reproduire un réseau de fissuration réel lui ont permis de montrer par l'étude des processus réactionnels chimiques et physiques, que la vitesse de la croissance des cristaux de calcite, responsables pour une bonne partie de l'autocolmatage, était fonction de l'ouverture des fissures w et de ses variations Δw , ainsi que du gradient hydraulique à travers la pièce fissurée (I). En faisant varier l'ouverture des fissures entre une valeur de référence (permanente ou minimale) w_0 et une ouverture maximale des fissures légèrement supérieure,

$w_1 = w_0 + \Delta w$, le débit variant avec le cube de l'ouverture des fissures (voir § 3.2.3.3), la variation de débit ΔQ à Δw équivalent est d'autant plus importante que w_0 est grand (voir figure 3.9 a)).

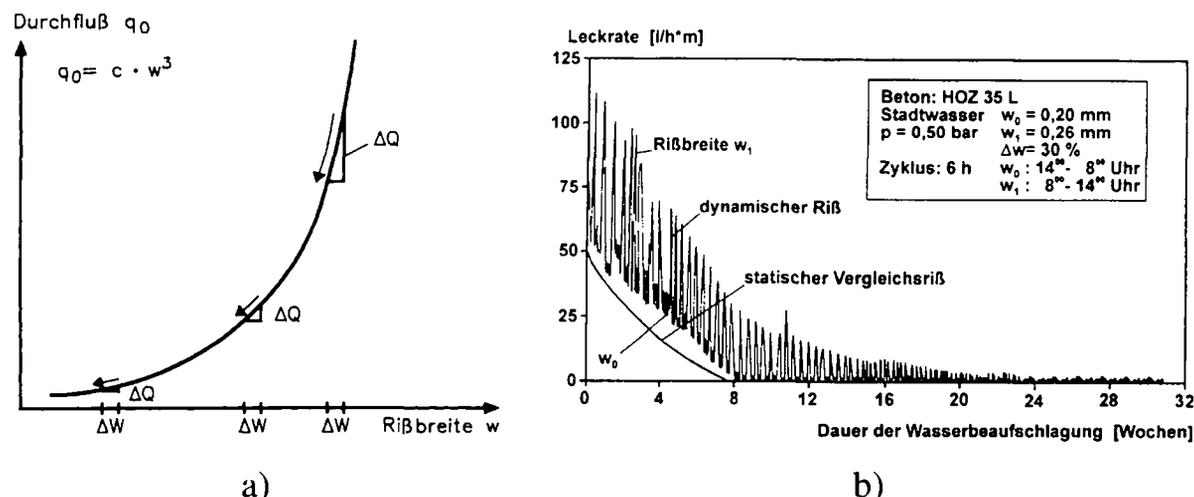


Figure 3.9: a) Représentation schématique de la réduction de débit accompagnant une réduction de l'ouverture des fissures ;

b) Autocolmatage d'une fissure dont l'ouverture varie légèrement [53] : $w_0 = 0.20$ mm, $\Delta w = 30\%$.

Il ressort de la figure 3.9 b) que la diminution de débit en fonction du temps autour d'une valeur permanente ou minimale w_0 a la même allure que sous chargements statiques ($Leckrate$ [l/h/m]).

Tableau 3.5: Valeur admissible à l'état permanent w_0 des fissures permettant leur autocolmatage, en fonction du gradient hydraulique I et de l'augmentation relative Δw de l'ouverture des fissures sous sollicitations variables (ou cycliques) par rapport à w_0 , d'après Edvardsen [53]

Gradient hydraulique $I = \frac{\text{hauteur d'eau}}{\text{épaisseur de l'élément}}$	Ouverture admissible des fissures à l'état permanent w_0 [mm]		
	$\Delta w \leq 10\%$	$\Delta w \leq 30\%$	$\Delta w \leq 50\%$
≤ 10	0.20	0.15 ÷ 0.20	0.10
≤ 20	0.15	0.10 ÷ 0.15	0.05
≤ 30	0.10	0.05 ÷ 0.10	0.05

Sur la base de ces essais, Edvardsen [53] propose des valeurs d'ouverture des fissures (w_0) à ne pas dépasser pour que l'autocolmatage ait lieu. Ces valeurs sont fonctions du gradient hydraulique (I), de l'épaisseur de la pièce (h) et d'une certaine variation cyclique de l'ouverture des fissures (Δw). Le critère d'autocolmatage est ici représenté par l'annulation du débit après une période de l'ordre de 30 semaines.

Dans le tableau 3.5 les gradients hydrauliques I sont extrêmement importants, alors que la variation de l'ouverture des fissures Δw est faible. Rappelons que ces valeurs sont représentatives de structures devant contenir un fluide (réservoirs, silo,...), et les résultats en découlant ne sont pas directement applicables à un tablier de pont. Dans le cas de ponts en béton précontraint, le gradient hydraulique I est de l'ordre de l'unité, et la variation de l'ouverture des fissures Δw peut valoir plusieurs centaines de pour-cent par rapport à w_0 .

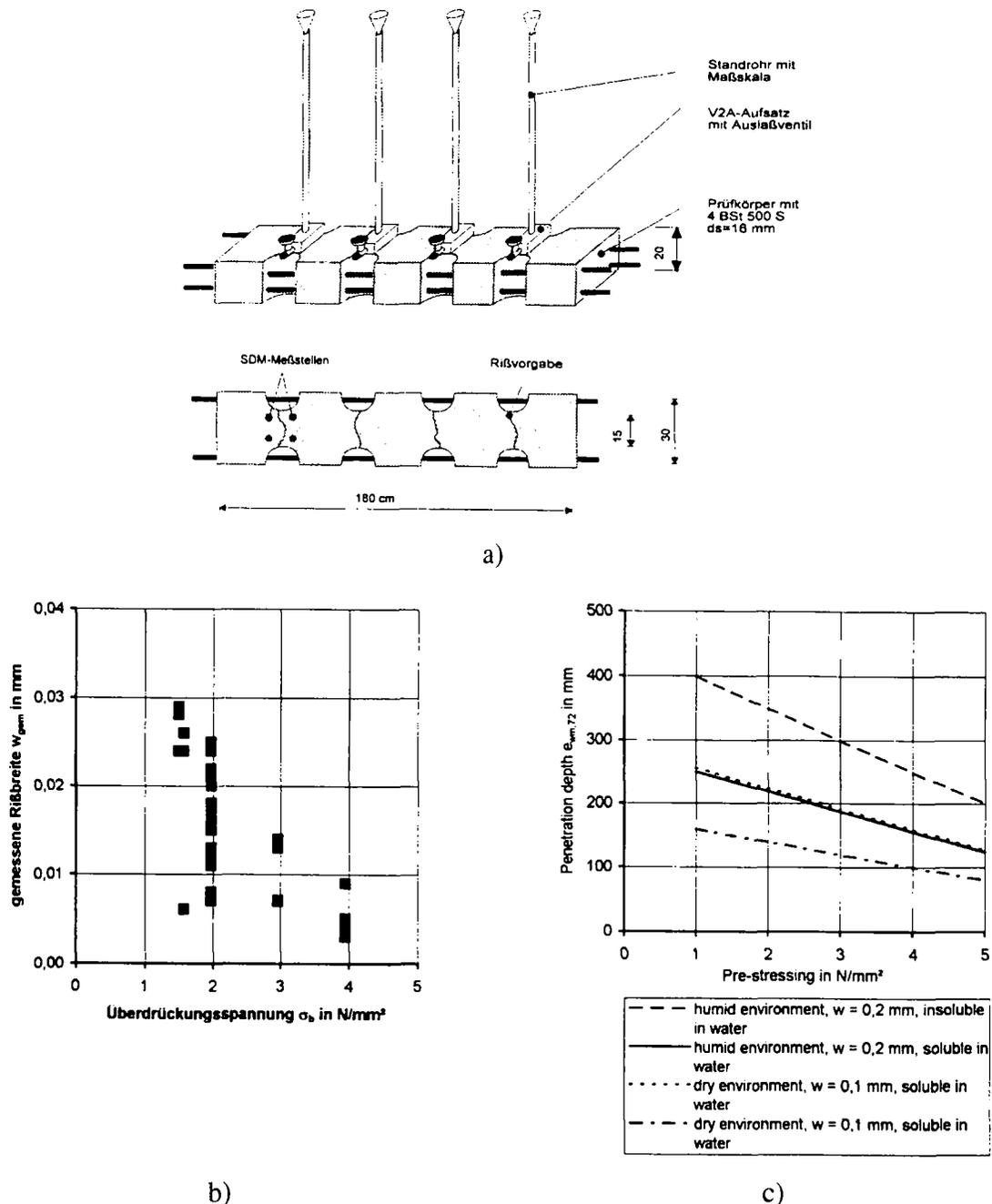


Figure 3.10: Essais de Brauer [30]:

a) Eléments testés

b) Influence de la précontrainte sur l'ouverture des fissures à l'état permanent

c) Profondeur de pénétration d'une matière organique dans une fissure après 72 heures ($e_{wm,72}$) en fonction de la précontrainte, à l'état permanent

Une compression appliquée à une fissure traversante, à l'aide par exemple de précontrainte, favorise l'autocolmatage des fissures, et permet de grandement réduire l'infiltration au cœur de l'élément (Neville [140]). La réduction de la perméabilité à court terme d'éléments fissurés et comprimés a fait l'objet d'études en Allemagne (Brauer et al. [30]). Des éléments de 1'800 mm de long pour une section de 200 par 300 mm² ont été préfissurés de sorte que l'ouverture moyenne des fissures approche 0.1 mm (voir figure 3.10 a)). Après application d'une compression comprise entre -1 et -5 MPa, on observait sa perméabilité à divers liquides.

Remarque :

La disposition de l'armature passive dans les éléments testés est malheureusement très éloignée de celle rencontrée dans un ouvrage réel. En fait, à proximité de la fissure, les barres sont situées à l'extérieur de l'élément en béton (voir figure 3.10 a)). Dès lors, l'influence des mécanismes d'adhérence de part et d'autre de la fissure (longueur de transmission) n'intervient pas, et les ouvertures résiduelles des fissures absolument pas représentatives de celles rencontrées dans un ouvrage réel auquel serait appliqué la même compression.

La perméabilité est ici considérée en terme de profondeur de pénétration du liquide dans la fissure à court terme, après 72 heures. Le but de cette recherche était d'étudier la perméabilité à des liquides nocifs pour l'environnement (acétone, toluène, N-hexane) de constructions en béton armé précontraint fissurées.

L'ouverture des fissures sous charges permanentes est grandement réduite par la précontrainte (voir figure 3.10 b)). Ajoutons que, pour une ouverture des fissures moyenne de 0.13 (± 0.03) mm sous charge maximale, il a été observé sous charge de décompression une ouverture des fissures de 0.05 (± 0.04) mm. Rappelons néanmoins que ces fissures sont fortement éloignées de celles rencontrées dans des ouvrages réels (voir remarque ci-dessus).

En mesurant la profondeur de pénétration ($e_{vm,72}$) après 72 heures dans les fissures comprimées, le liquide n'avait toujours pas traversé l'éprouvette avec une compression supérieure à 2 MPa en valeur absolue. Remarquons également que des fortes variations de vitesse de propagation du produit nocif dans la fissure furent observées selon qu'il s'agissait de substances solubles ou non dans l'eau, dans un environnement humide ou non (voir figure 3.10 c)).

Le processus d'autocolmatage des fissures est un phénomène fortement réversible. Des fissures autocolmatées dans certaines conditions, sont susceptibles de permettre à nouveau l'écoulement d'eau si la pression appliquée (ou la hauteur d'eau) change fortement.

Cowie [48] a montré que, si sous une certaine pression, après un certain temps la fissure ne laisse plus passer qu'un faible débit, l'application d'une pression plus élevée permet à nouveau le passage d'un fort débit (figures 3.11). Cette réversibilité de l'autocolmatage semble s'atténuer avec le temps. De plus il montre que l'alternance de périodes de forte pression et de pression nulle semble particulièrement nuire à l'autocolmatage (figure 3.11 b)).

En effet, au moment d'une mise en pression faisant suite à une période sans pression, les particules mobiles contenues dans la fissure (particules libérées lors de la fissuration, ou entraînée par l'eau) se mettent en mouvement et permettent de la sorte à nouveau le passage d'un fort débit.

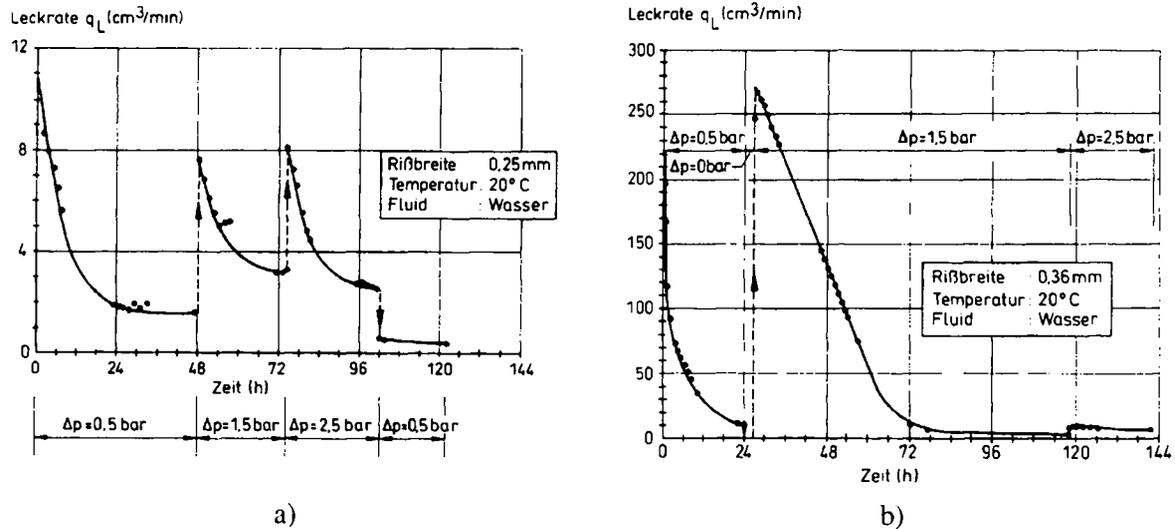


Figure 3.11: Evolution dans le temps du débit au travers d'une fissures suite à des changements de pression (ou de hauteur d'eau) [48]: $w = 0.25$ mm en a) et 0.36 mm en b)

Ces résultats sont confirmés par les essais de Mivelaz [134]. Suite à l'interruption de l'application d'une pression d'eau (éléments R1, E3, E4, voir figure 3.12), lorsque la pression d'eau était à nouveau appliquée sur l'élément, le débit reprenait à un niveau supérieur à celui enregistré avant l'interruption.

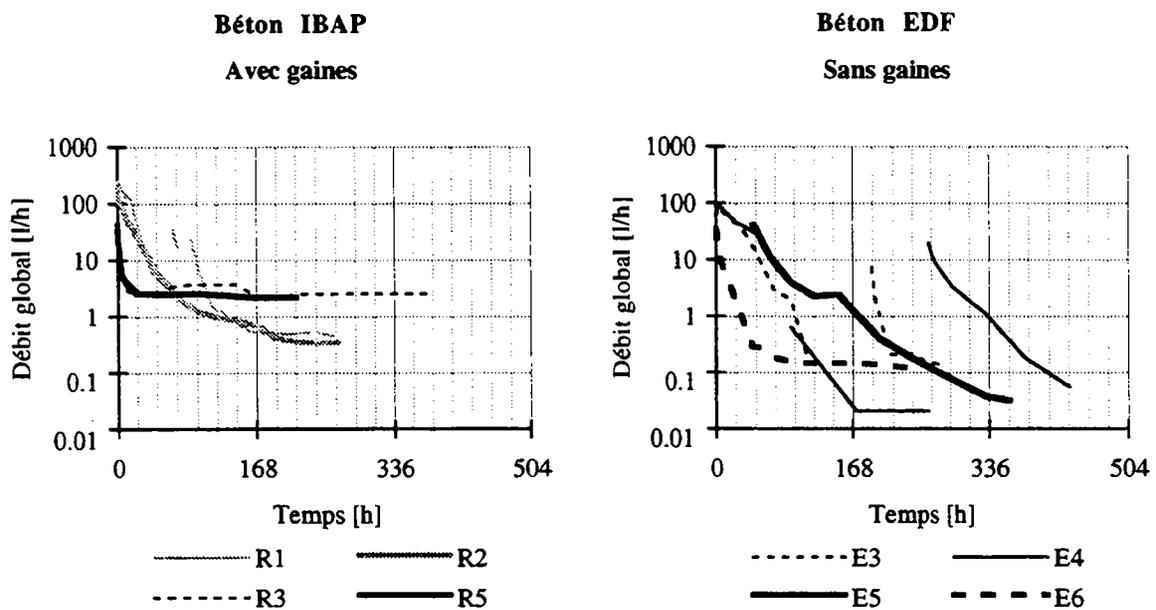


Figure 3.12: Evolution dans le temps du débit d'infiltration d'eau [134]

Dès lors, il est possible d'en conclure que si un ouvrage n'est pas en permanence au contact de l'eau ou d'une pression d'eau, il est illusoire de prétendre à un autocolmatage des fissures.

Notons enfin que, toujours Mivelaz [134], sur la base d'essais de perméabilité au travers d'éléments de grandes dimensions demeure sceptique quant aux possibilités d'autocolmatage total des fissures traversantes d'ouverture constante, même en présence permanente d'eau sous une pression constante. Il a observé que les éléments les plus armés, présentant des ouvertures des fissures de l'ordre de 0.1 mm, présentaient toujours des fuites en fin d'essai, soit après 6 semaines, sous la forme de gouttelettes. Et ceci bien que, en règle générale, le débit ait rapidement chuté après quelques heures ou quelques jours (réduction d'un facteur 100 à 1'000 du débit initial). Remarquons cependant que ces observations sont nullement contradictoires avec les résultats d'Edvardsen [53], qui prétend qu'il faut environ 30 semaines pour obtenir un autocolmatage complet.

3.2.3.3 Débit à travers une fissure traversante

L'hydraulique permet, par la loi de Poiseuille [82] de calculer le débit d'un fluide (q_{lisse}) s'écoulant entre deux plans parallèles d'une longueur t parfaitement lisses et distants de w (voir figure 3.13 a)).

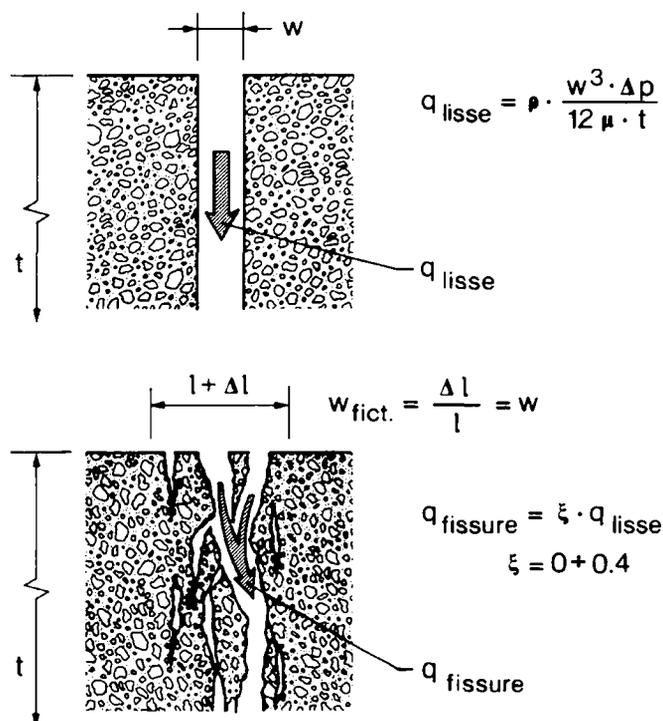


Figure 3.13: *Écoulement entre deux plans*

a) *plans parfaitement lisses (cas idéal)*

b) *fissure fictive d'ouverture w avec coefficient de correction ξ*

où :

q_{lisse} : débit par m' de plan lisse [kg/s/m] ;

ρ : masse volumique du fluide [kg/m³] ($\approx 1'000$ kg/m³ pour de l'eau) ;

Δp : différence de pression sur la longueur t de l'écoulement [Pa] ;

- μ : viscosité dynamique du liquide [Pa.s] ($1 \cdot 10^{-3}$ Pa.s pour de l'eau) ;
 t : épaisseur de l'élément, ou distance traversée par le liquide [m] ;
 w : distance entre les deux plans ou ouverture de fissure fictive [m] ;

Du fait de la géométrie complexe d'une fissure réelle (réseau de microfissures ayant plus ou moins coalescé (voir § 3.5.1.2)), il est nécessaire de réduire le débit q_{lisse} calculé dans des conditions « idéales » (c'est-à-dire entre deux plans parfaitement lisses distants de w) par un coefficient de débit ξ compris entre 0 et 0.4 si l'on veut estimer le débit d'eau traversant la fissure $q_{fissure}$. Ce coefficient de débit ξ est dépendant de l'ouverture des fissures fictives (au sens du modèle de la fissure fictive proposé par Hillerborg [87], voir § 3.5.1.2, figure 3.44) mesurée à la surface et augmente de façon non linéaire lorsque la fissure se propage. Mivelaz [133] a montré que lorsque l'ouverture des fissures ne dépasse pas une valeur moyenne de 0.05 mm aucun écoulement ne s'établit. Comme illustré en figure 3.14, cette valeur approximative de 0.05 mm représente l'ouverture de fissure pour laquelle les micro-fissures ont suffisamment coalescé de telle sorte que la fissure localisée en résultant puisse être admise traversante (voir § 3.5.1.2).

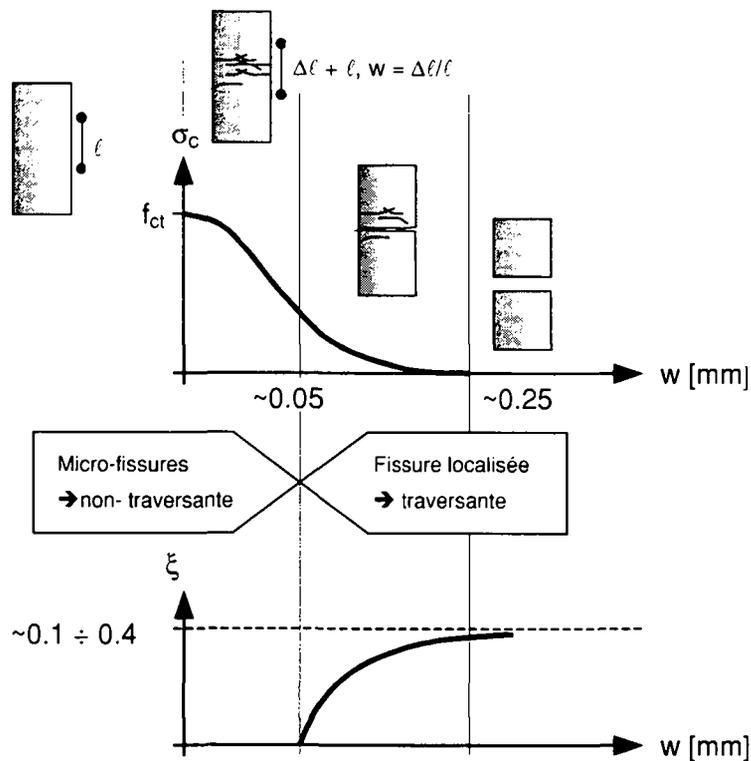


Figure 3.14: Correspondance entre comportement à la traction d'une éprouvette et évolution du coefficient de débit ξ , ou w est l'ouverture de fissure fictive.

De façon intuitive, le coefficient de débit ξ peut être admis comme représentant une mesure des surfaces rugueuses de la fissure accessibles à l'eau. Dans le cas idéal, représenté par deux plans parfaitement lisses, la totalité de la surface de ces derniers est accessible à l'eau, et vaut $2t$ [m^2/m']. Il en découle $\xi = 1$. En phase de formation de la fissure ($w < 0.25$ mm), toute la surface de la fissure n'est par contre pas accessible à l'écoulement. Si nécessaire, rappelons

que les dommages liés à la formation d'une fissure ont un caractère irréversible. En terme de coefficient de débit, il en va de même. Si durant la formation de la fissure la part de surface accessible à l'écoulement augmente progressivement, cette part de surface ne peut pas diminuer lorsque la fissure se referme. En conséquence, le coefficient de débit est irréversible et ne diminue pas si une fissure se referme en partie sous l'effet de la précontrainte. Il reste fixé à la valeur maximale qu'il a atteint (voir figure 3.15).

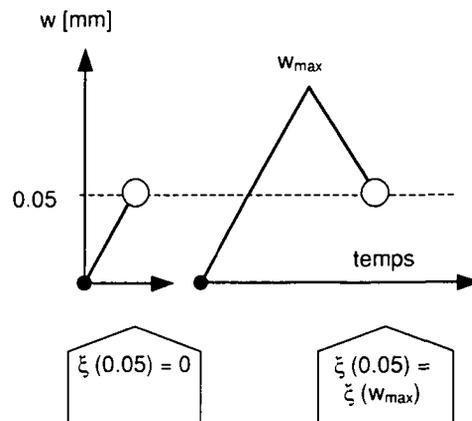
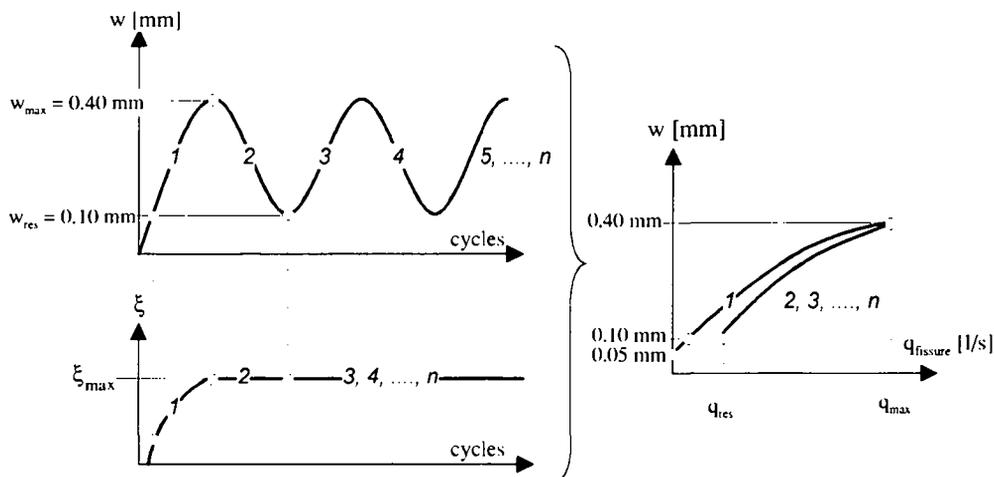


Figure 3.15: Impact sur le coefficient de débit ξ du caractère irréversible de la formation d'une fissure

Il ressort que la réduction possible en matière de débit d'infiltration lorsqu'on referme la fissure est directement proportionnelle au cube du rapport w_{max}/w_{res} (voir figure 3.16).



$$q_{fissure} = \xi_{max} \cdot \rho \cdot \frac{w^3 \cdot \Delta p}{12 \cdot \mu \cdot t} \rightarrow q_{res} = q_{max} \cdot \left(\frac{w_{res}}{w_{max}} \right)^3 = \frac{q_{max}}{64}$$

Figure 3.16: Débit d'eau ($q_{fissure}$) à travers une fissure, en supposant que $w_{max} = 0.40 \text{ mm}$ et $w_{res} = 0.10 \text{ mm}$.

Remarque :

Le débit $q_{fissure}$ s'entend par seconde et par m' de fissure. Pour de l'eau stagnante sur une dalle de béton armé fissurée, la pression équivaut au poids de la colonne

d'eau dont la hauteur vaut l'épaisseur t de la dalle. Ainsi, $\Delta p = \rho \cdot g \cdot t$. En admettant $t = t_r$ (voir figure 3.18) et en introduisant $\xi = 0.3$ on obtient le débit suivant :

$$q_{\text{fissure}} \approx 0.25 \cdot 10^9 \cdot w_{\text{res}}^3 \text{ [kg/s/m']} \text{ (avec } w_{\text{res}} \text{ en [m])}$$

$$\text{soit, pour } w_{\text{res}} = 0.2 \text{ mm} = 0.2 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad :$$

$$\rightarrow q_{\text{fissure}} \approx 0.0020 \text{ kg/s/m}' = 0.12 \text{ litres/min/m}' ;$$

$$\text{soit, pour } w_{\text{res}} = 0.05 \text{ mm} = 0.05 \cdot 10^{-3} \text{ m} \quad :$$

$$\rightarrow q_{\text{fissure}} \approx 0.00003 \text{ kg/s/m}' = 0.002 \text{ litres/min/m}'.$$

Notons que dans ce qui précède à aucun moment n'interviennent de raisonnements portant sur les phénomènes d'autocolmatage de la fissure, qui peuvent contribuer à une forte réduction voire à l'annulation complète du débit d'infiltration dans certaines conditions (voir § 3.2.3.2).

Mivelaz [133] a défini, sur la base d'essais d'infiltration sur de grands tirants présentant une fissuration secondaire (voir figures 3.17 et 3.18), la notion d'épaisseur réduite t_r d'un élément en béton armé. Cette épaisseur réduite qui dépend de la géométrie des fissures dans l'épaisseur, permet d'évaluer les infiltrations sur la base de l'ouverture des fissures mesurée à la surface de l'élément.

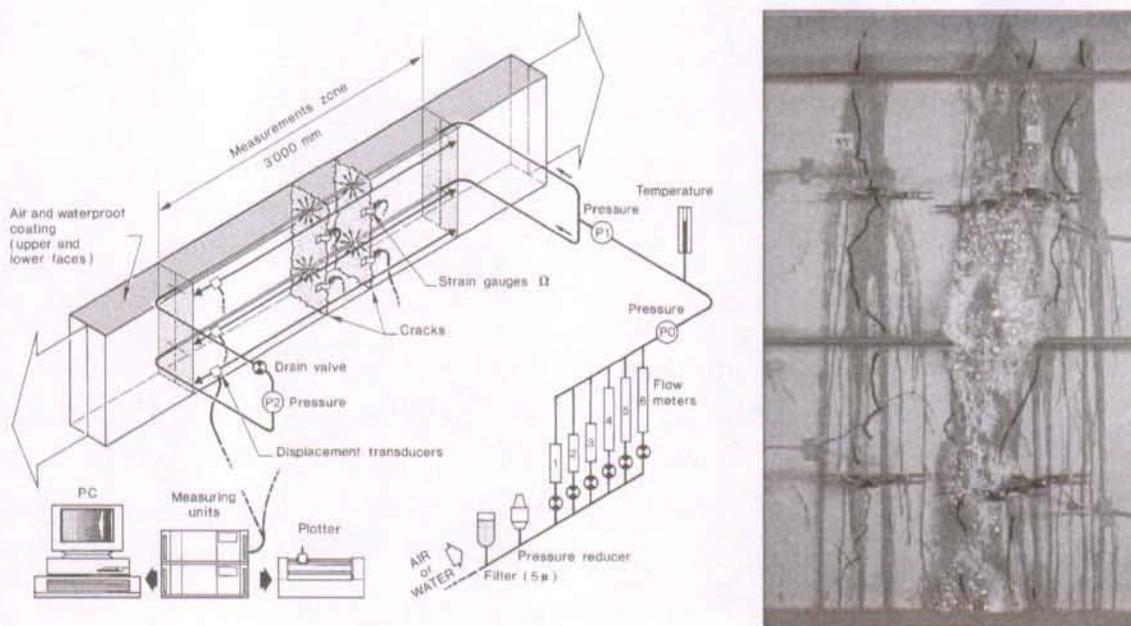
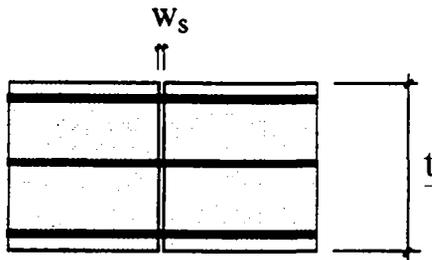


Figure 3.17: Essais d'étanchéité sur de grands éléments présentant une fissuration secondaire [134]

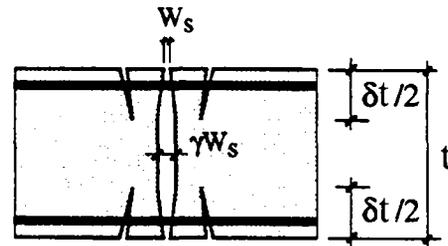
L'épaisseur réduite t_r est fonction de l'épaisseur de l'élément t , du rapport γ entre l'ouverture des fissures au cœur et à la surface de l'élément, du rapport δ entre la distance à la surface de l'élément où les fissures principales se referment et la demi-épaisseur de l'élément.

Uniquement des fissures traversantes



$$t_r \equiv t$$

Avec des fissures secondaires



$$t_r \equiv \frac{\delta\gamma(\gamma+1)+2(1-\delta)}{2\gamma^3} t$$

Figure 3.18: Définition de l'épaisseur réduite (t_r) pour le calcul du débit à travers un élément présentant des fissures secondaires. [133]

En présence de fissures secondaires, l'épaisseur réduite peut être bien inférieure à l'épaisseur de l'élément ($t_r < t$). Le débit à travers la fissure peut alors s'approcher par :

$$q_{fissure} = \xi \cdot \rho \cdot \frac{w_s^3 \cdot \Delta p}{12 \cdot \mu \cdot t_r}$$

où :

$q_{fissure}$: débit par m' de fissure [kg/s/m] ;

w_s : ouverture de fissure mesurée à la surface [m] ;

t_r : épaisseur réduite de l'élément ($< t$ en présence de fissures secondaires) [m] ;

3.2.3.4 Alternatives pour assurer l'étanchéité d'un élément de structure

- **Etanchéité extérieure**

Dans le cas d'exigences élevées, il est possible de prévoir une étanchéité extérieure au béton. Il est ainsi possible de découpler le problème de l'étanchéité de la reprise des sollicitations mécaniques sur l'ouvrage. Les fissures traversantes sont alors tolérées, et, suivant l'aptitude du revêtement d'étanchéité à ponter les fissures, leurs ouvertures doivent être plus ou moins contrôlées. De manière simplifiée, 3 alternatives sont possibles [40] :

- # 1. Revêtements d'étanchéité préfabriqués sous forme de membranes adhérentes, à base de bitume, de hauts polymères ou constitués de tôles ;
- # 2. Revêtements d'imperméabilisation de surface réalisés avec un mortier à liant hydraulique adjuvanté d'un hydrofuge de masse et/ou d'une résine de synthèse, soit exclusivement réalisés avec des polymères de synthèse (époxy, polyester,...), éventuellement armés de fibres ;

3. Traitements d'imperméabilisation de surface, consistant à appliquer par imprégnation des produits qui, pour la plupart, réagissent chimiquement avec la chaux libre du ciment pour former des cristaux insolubles, obstruant le réseau de pores capillaires du béton.

Lorsqu'il s'agit d'utiliser une étanchéité externe, le choix de l'une ou l'autre de ces options a une influence primordiale sur la conception. Une des conséquences majeures est la limitation ou non de l'ouverture des fissures, fonction principalement de la capacité de pontage du revêtement.

Tableau 3.6: Capacité de pontage selon l'alternative retenue (les valeurs de w ne sont qu'indicatives)

Alternative	Capacité de pontage	Limitation de l'ouverture des fissures
# 1	Forte	NON
# 2	Moyenne - faible	OUI ($w \leq 0.3$ mm)
# 3	Quasi nulle - très faible	OUI ($w \leq 0.05$ mm)

La capacité de pontage d'un revêtement varie en sens contraire de sa résistance à l'usure. Ainsi, un revêtement souple à forte capacité de pontage sera plus vulnérable qu'un revêtement du type époxy, extrêmement résistant et rigide, mais à faible capacité de pontage et ne tolérant des fissures que de très faible ouverture. Ainsi, le choix d'un revêtement approprié est prépondérant ; il doit répondre aux exigences souhaitées en matière d'étanchéité et de durabilité, et être compatible avec les sollicitations qui sont appliquées sur la structure. De ce choix dépend la sévérité qu'il convient d'adopter en matière de limitation de l'ouverture des fissures. Relevons enfin que les revêtements, quel que soit leur type, multiplient les difficultés de réalisation d'un ouvrage, que ce soient la préparation des surfaces, le phasage et les détails de construction, augmentant de la sorte les risques de malfaçon. Finalement la durée de vie des revêtements est pratiquement toujours inférieure à celle espérée pour la structure, et nécessite donc périodiquement leur remplacement.

- **Traitement des fissures**

Le traitement des fissures, à l'aide de produits ad hoc (résines époxy, polyuréthanes, polyméthacrylates), permet dans certains cas, de façon extrêmement efficace et élégante, de rendre au béton son étanchéité, et, parfois, son monolithisme.

Il existe deux grandes catégories de traitement (voir tableau 3.7) [38]:

- *Les traitements de surfaces*: On distingue trois techniques différentes que sont le calfeutrement (produit déposé le long d'une engravure façonnée le long du tracé de la fissure), le pontage (application superficielle d'un film généralement armé et adhérent de part et d'autre de la fissure) et l'imprégnation (applicable uniquement en cas d'un réseau important et diffus de microfissures).

- *Les traitements dans la masse* qui visent à reconstituer le monolithisme de la structure en procédant à un remplissage complet de la fissure par injection.

Les critères de choix des produits sont liés aux objectifs visés et au milieu ambiant. Le tableau 3.7 résume de façon succincte les possibilités de traitements envisageables. Le traitement des fissures devant s'opérer, dans la grande majorité des cas, avant la mise en service de l'ouvrage, on comprend aisément que, pour qu'il soit réellement efficace, il nécessite que :

- les fissures proviennent d'effets liés à la réalisation de l'ouvrage ;
- de nouvelles fissures ne puissent apparaître suite à la mise en service de l'ouvrage (si, et c'est souvent le cas, il n'est plus possible de traiter les fissures après sa mise en service). Dès lors, la structure doit dans la mesure du possible être épargnée de sollicitations fortement variables, et le retrait de dessiccation entravé doit être aussi faible que possible.

Si des structures enterrées ou immergées remplissent merveilleusement bien ces conditions, ce n'est malheureusement pas le cas des tabliers de ponts, sujets à des sollicitations fortement variables, à même d'engendrer une fissuration lors de l'utilisation.

Tableau 3.7: *Tableau synthétique résumant le traitement possible des fissures (les valeurs de w ne sont qu'indicatives)*

Traitements	Techniques	w_{perm}	Δw	Fonction rendue	Application
De surface	<i>Calfeutrement</i>	0.2 ÷ 0.3 mm	0 ÷ 0.6 mm	Étanchéité	En rainure à la pompe
	<i>Pontage</i>	0.3 ÷ 3 mm	0 ÷ 3 mm	Étanchéité	Sur surface non-ruisselante
	<i>Imprégnation</i>	0.1 ÷ 0.2 mm	≈ 0 mm	Étanchéité	Sur surface non-ruisselante
Dans la masse	<i>Injection</i>	0.3 ÷ 3 mm	0 ÷ 0.2 mm	Étanchéité Monolithisme	Injection sous faible pression

Ajoutons que ces procédés nécessitent une excellente compréhension des phénomènes conduisant à la fissuration du béton : types de fissures, origines des fissures et mécanismes de formation. De plus, pour être pleinement efficace, le traitement des fissures doit être prévu dès la genèse du projet. Il nécessite une conception de l'ouvrage sans faille, une grande attention quant aux choix du type de béton et des méthodes de réalisation, ainsi que l'utilisation d'un outil d'analyse à même d'aborder de façon aussi exacte que possible les multiples facettes relatives à la fissuration d'un ouvrage en béton.

Afin de rendre ce procédé économique, il s'agit de limiter au maximum le nombre de fissures : C'est en effet le nombre de mètres linéaires de fissures à injecter qui régit l'économie du procédé, et non l'ouverture des fissures. Dans le cas de l'injection, l'ouverture des fissures doit être suffisamment grande ($\geq 0.1 \div 0.3$ mm, selon le type de produit). Dès lors, la mise en œuvre d'une armature minimale permettant de répartir la fissuration (grand nombre de fissures de faible ouverture) va à l'encontre de ce procédé, et est à proscrire. On

opéra pour une armature permettant au contraire de réduire le nombre de fissures tout en augmentant leur ouverture (augmentation du diamètre des barres d'armature entre autres).

Dans bien des cas, le traitement des fissures remplace avantageusement la mise en place d'une étanchéité à fonction non porteuse lors de la réalisation d'ouvrages enterrés. A cet égard, des pays de pointe dans ce domaine (Pays-Bas, Danemark, Grande-Bretagne, voir Charif et Mivelaz [40, 41]) réalisent de plus en plus de tranchées couvertes ou de tunnels immergés sans couche d'étanchéité spécifique, moyennant, entre autres mesures, le traitement des fissures traversantes naissant au jeune âge. De la sorte, le projet est fréquemment plus économique lors de la construction en évitant la mise en œuvre d'une étanchéité extérieure et d'une armature minimale importante, et surtout nécessite moins de frais de maintenance lors de sa durée de vie.

3.2.4 Synthèse et commentaires

Dans un environnement agressif, la réalisation d'un béton étanche et durable nécessite :

- la réalisation d'un enrobage suffisant ;
- la confection d'un béton particulièrement dense, peu perméable ainsi que résistant aux éventuelles attaques chimiques, grâce à un type de ciment approprié, à un dosage en liant suffisant, à un rapport eau sur liant aussi faible que possible¹, à une quantité minimale de fines, à l'ajout éventuel de fumée de silice (bétons à hautes performances), etc. ;
- un béton se fissurant le moins possible (technologie du béton, mesures telles que mise en œuvre de précontrainte) ;
- une cure soignée et de durée suffisante ;
- et au besoin, en cas d'agression par des substances chimiques très agressives, la mise en œuvre d'une couche étanche à la surface du béton et/ou l'utilisation de barres d'armature revêtues d'une couche de résine époxy.

C'est en effet l'épaisseur et la qualité du béton d'enrobage protégeant la cage d'armature qui constituent les facteurs déterminants pour la durabilité. Ajoutons cependant que la qualité du béton d'enrobage et son épaisseur ne jouent absolument aucun rôle sur la possibilité qu'a l'eau de s'infiltrer par d'éventuelles fissures ou non dans le caisson et de ruisseler et d'endommager de la sorte les âmes ainsi que la dalle inférieure d'un tablier (voir figure 3.19). Ces éventuelles infiltrations dépendent essentiellement de la fissuration, de l'ouverture des fissures, de leur densité et de la présence ou non d'une étanchéité extérieure plus ou moins efficace.

L'influence de la fissuration sur la durabilité a fait l'objet de nombreuses recherches, dont les conclusions sont parfois fortement contradictoires.

¹ $E/C \approx 0.45$ suffit, car un rapport $E/C < 0.45$ augmente les risques de fissuration par suite des retraits endogène et thermique.

Les spécialistes, de façon générale, admettent que la fissuration nuit aux structures en béton armé en matière de durabilité. Ils montrent cependant que le risque de corrosion de l'armature passive n'est pas influencé de manière significative par la valeur de l'ouverture des fissures, tant que celle-ci demeure inférieure à 0.3 à 0.5 mm. Par contre, le fait que les fissures soient traversantes ou ne le soient pas, ou, en d'autres termes, que l'eau puisse traverser les fissures ou ne le puisse pas, semble être déterminant.

Dans le cas où les fissures ne sont pas traversantes, le produit de corrosion qui s'accumule dans la fissure, de volume supérieur au produit de base, contribue à freiner fortement la pénétration d'agents agressifs. De plus, la présence d'eau stagnante conduit à une repassivation des barres d'armature. La durée de vie d'une pièce fissurée de façon non-traversante est dès lors que faiblement inférieure à la durée de vie d'une pièce non-fissurée. La cinétique de corrosion en présence de fissures traversantes est toute autre qu'en présence de fissures non-traversantes, du fait que l'eau peut s'y écouler avec un certain débit. Ce dernier non seulement « nettoie » la fissure, mais encore permet l'apport au cœur de l'élément substances agressives. C'est en ce sens que la durabilité d'éléments fissurés de façon traversante (tel que par exemple la dalle supérieure d'un pont sur appuis) est corrélée à la capacité qu'a l'eau à les traverser, donc à leur étanchéité.

En conséquence, il s'agit de limiter au maximum le débit pouvant traverser les fissures. La fixation de valeurs limites de l'ouverture des fissures pour la réalisation d'ouvrages en béton (relativement) étanches à l'eau est fonction de nombreux paramètres comme :

- Prise en compte dès la genèse du projet de mesures telles que traitement des fissures ou mise en œuvre d'un revêtement d'étanchéité ;
- Possibilité ou non d'autocolmatage des fissures.

Dans certaines conditions bien précises, les fissures montrent une certaine propension à s'autocolmater. Cet autocolmatage peut résulter du gonflement du béton sur les lèvres de la fissure en présence d'eau, de l'entraînement de matières fines par l'eau ou encore de processus chimiques (grains de ciment ou constituants pouvant s'hydrater ultérieurement). L'autocolmatage nécessite impérativement la présence d'eau, d'une pression pas trop élevée et surtout relativement stable. De plus les fissures doivent être d'ouverture (w_{perm}) inférieure à $0.1 \div 0.2$ mm, et leur variation faible ($\Delta w < 0.5 w_{perm}$).

Tableau 3.8: Les conditions suivantes sont-elles remplies afin d'espérer un autocolmatage des fissures traversantes en fonction du type d'ouvrage et des actions qui s'y appliquent.

		Réservoir précontraint	Structure immergée	Tablier de pont
Conditions d'autocolmatage	Faibles variations de Δp	NON	✓	✓
	Faibles variations de Δw	✓	✓	NON
	Humidité quasi-continue	✓	✓	NON

Les chances d'autocolmatage des fissures traversantes dans un tablier de pont en béton précontraint sont nulles, alors qu'elles existent réellement dans des structures du type tunnels immergés ou tranchées enterrées. Au demeurant, lors de la conception d'un tel ouvrage immergé ou enterré, il s'agira de rester extrêmement prudent quant aux réelles chances d'autocolmatage, du fait du nombre extrêmement important de paramètres intervenant dans ce processus. Il a été montré, dans des situations quasi-similaires, parfois s'agissant de la même structure, que des fissures de 0.2 mm s'autocolmataient alors que des fissures de 0.1 mm ne montraient aucun signe d'autocolmatage !

L'autocolmatage demeurant fortement hypothétique, il s'agit dès lors de limiter le débit d'infiltration en limitant au maximum les ouvertures des fissures. Rappelons que ce dernier varie avec le cube de l'ouverture de la fissure. Pour fixer les idées, si à l'aide de précontrainte, on parvient à réduire de moitié l'ouverture de fissure, les quantités d'eau la traversant seront diminuées d'un facteur $2^3 = 8$. Cette réduction du débit s'accompagne d'une réduction du pouvoir « nettoyant » de la fissure et d'une réduction des quantités de matières agressives, telles que les sels, transportées par l'eau, ce qui contribue à augmenter sensiblement la durabilité de la structure. Nous sommes d'avis qu'en limitant l'ouverture des fissures à 0.05 mm, du fait de l'extrêmement faible débit les traversant, on contribue à augmenter fortement l'étanchéité, et donc la durabilité et la qualité de façon générale d'un tablier de pont en béton.

En outre, dans le cas spécifique d'une dalle supérieure de pont, si une réduction de l'ouverture des fissures traversantes sur la dalle supérieure contribue à améliorer la durabilité de cette dernière, elle permet de surcroît de réduire les infiltrations d'eau dans le caisson. En effet, cette eau qui s'infiltré va ruisseler le long des âmes s'accumuler sur la dalle inférieure du pont et initier les processus de corrosion (voir figure 3.19). En limitant l'ouverture des fissures de la dalle supérieure à des valeurs faibles, de l'ordre de 0.05 mm, même si la fissure n'est pas étanche, les quantités d'eau la traversant sont assez faibles pour que l'on puisse espérer qu'elles s'évaporent une fois qu'elles ont traversé la fissure.

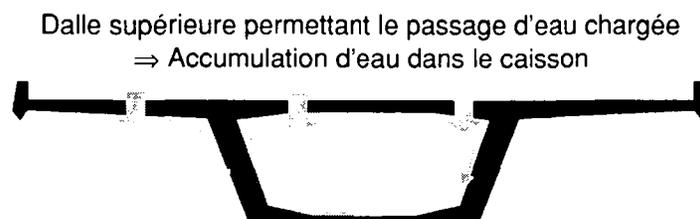


Figure 3.19: Accumulation d'eau dans le caisson et risques de corrosion des barres d'armature de la dalle inférieure et des âmes en cas de fissures traversantes permettant le passage d'eau à travers la dalle supérieure, d'où l'intérêt de maintenir de faibles ouvertures de fissures dans la dalle supérieure de telle sorte que le débit d'infiltration soit aussi faible que possible.

3.2.5 Choix de valeurs limites pour la fissuration

Si certes la valeur de l'ouverture des fissures joue un rôle sur la durabilité, il semble cependant faux d'approcher le problème de la fissuration uniquement en terme d'ouverture des fissures admissible ou tolérable. Nous l'avons montré, les nuisances provenant de la fissuration sur la durabilité d'un ouvrage dépendent surtout de la typologie des fissures (traversantes ou non) et, bien entendu, de leur nombre, ou densité.

En fonction du projet étudié, il s'agit, au sujet de la fissuration, de se demander si :

LA PRÉSENCE DE FISSURES NOUS GÊNE-T'ELLE ?

- Dans le cas où les fissures sont NON TRAVERSANTES, nous sommes d'avis qu'elles ne sont que peu gênantes, mis à part peut être d'un point de vue esthétique.
- Si elle sont TRAVERSANTES, et que l'armature s'y trouvant est susceptible de faire l'objet d'attaques par des produits agressifs, il s'agira de se demander :

DEVONS-NOUS LIMITER LEUR OUVERTURE ET/OU LEUR DENSITÉ ?

La réponse à cette question, qui permet de se positionner dans le tableau 3.9, dépend de plusieurs paramètres (type d'ouvrage, exposition de la partie de l'ouvrage considérée, type de béton, ...) ainsi que de certains choix de l'auteur du projet tels que de traiter les fissures ou d'user d'une étanchéité extérieure, à plus ou moins forte capacité de pontage.

Tableau 3.9: En milieu agressif, et en présence de fissures TRAVERSANTES gênantes pour l'étanchéité et la durabilité d'un élément s'agit-il de limiter les ouvertures des fissures et/ou leur densité?

LIMITER LA DENSITÉ DE FISSURATION LIMITER L'OUVERTURE DES FISSURES	OUI	NON
OUI	#1	#2
NON	#3	#4

- Dans le cas précis de la dalle supérieure d'un tablier de pont, en raison de la faible durabilité de l'étanchéité qui y est disposée, et en raison des défauts inhérents à sa mise en place, on aura tout intérêt à réduire l'ouverture des fissures de telle manière à limiter les risques d'infiltration ou de débit à travers la dalle en cas de défauts de l'étanchéité. Il s'agira donc de limiter les ouvertures des fissures et, dans une moindre mesure, la densité de fissuration (tableau 3.9, #2 ou, éventuellement, #1)
- La réalisation d'un ouvrage enterré est propice au traitement des fissures. Si l'on opte pour cette solution, il y aura lieu de limiter le nombre de mètres linéaires de fissure tout en garantissant une certaine ouverture des fissures en-dessous de laquelle le traitement n'est plus possible (tableau 3.9, #3). Ajoutons que si, lors de la réalisation d'un ouvrage, on est persuadé de pouvoir compter sur l'autocolmatage des fissures (solution, rappelons-le, à

considérer avec énormément de prudence, en raison du caractère fortement hypothétique qui la caractérise), il faudra limiter l'ouverture ainsi que la densité des fissures (tableau 3.9, #1 ou, éventuellement, #2).

- Enfin, en cas de mise en œuvre d'une étanchéité extérieure à forte durabilité (ou facilement remplaçable), on se placera dans le tableau 3.9 en #2 si cette dernière à une faible capacité de pontage, et en #4 si au contraire elle a une forte capacité de pontage.

S'il est relativement aisé de se placer dans l'une des quatre cases du tableau 3.9, il est en revanche nettement moins simple de se prononcer sur des valeurs admissibles de l'ouverture des fissures (cases #1 et #2). En se basant sur ce qui est dit dans ce chapitre nous essayons néanmoins de nous prononcer sur ces valeurs d'ouvertures admissibles dans le cas d'un tablier de pont. Soyons conscients que ces valeurs feront certainement l'objet de corrections avec les progrès émanant de recherches futures en la matière.

Nous proposons de graduer les exigences en matière d'ouvertures résiduelles de fissures (= à l'état permanent) dans les ponts en béton précontraint de la manière indiquée au tableau 3.10.

Tableau 3.10: Valeurs indicatives des ouvertures acceptables des fissures à l'état permanent dans les ponts en béton précontraint.

Exigences	$w_{k,res}$ [mm]	Situation / conséquences
élevées	0.20	- Environnement sec ou humide, éventuellement agressif - Infiltrations d'eau au travers des fissures, occasionnellement possible
très élevées	0.05	- Environnement extérieur et agressif - Structure quasi-étanche

Dans le cas des structures en béton armé et d'éléments de structures ne contenant que des aciers d'armature passive, ces exigences peuvent être considérablement réduites, en raison principalement du fait que la rupture d'une barre d'armature n'a pas les mêmes conséquences que la rupture d'un câble de précontrainte. Les valeurs limites suivantes nous paraissent raisonnables sous les sollicitations permanentes, dans le cas de structures en béton armé situées aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur et exposées aux intempéries :

- **exigences normales** → $w_{k,res} \leq 0.3 \text{ mm}$;
- **exigences faibles** → $w_{k,res} \leq 0.5 \text{ mm}$, sous réserve que cela soit acceptable du point de vue de l'aspect.

3.3 Aspects réglementaires et dispositions pour limiter l'ouverture des fissures

3.3.1 Généralités

En premier lieu, il convient de remarquer que les textes réglementaires modernes [190, 197, 202] sont imprégnés d'un esprit relativement libéral en ce qui concerne la vérification des états-limites de service et en particulier celle de la fissuration. Ces normes permettent de moduler dans une certaine mesure les exigences et les performances requises en matière d'aptitude au service, compte tenu des conditions particulières à chaque ouvrage et moyennant accord entre les parties (maître de l'ouvrage, architecte, ingénieur civil, entrepreneur). A cet égard, il est utile – voire indispensable – qu'une réflexion ait lieu entre tous les intervenants sur les objectifs de qualité et le choix des moyens permettant d'atteindre ces objectifs. Il s'agit de convenir de valeurs limites raisonnables, c'est-à-dire correspondant au meilleur équilibre possible dans chaque cas particulier entre les exigences souvent contradictoires d'économie (à court terme), de qualité (niveau de performance) et de durabilité. A défaut d'une telle réflexion et d'accord entre les intervenants (sous forme de contrat, de cahier des charges ou de plan d'utilisation), les exigences mentionnées généralement à titre indicatif dans les normes deviennent obligatoires et peuvent servir de référence, notamment en cas de problème ou de litige ultérieur.

S'il ressort des vérifications de l'état de l'ouvrage au moyen de l'équation (3.1) que l'ouvrage va très probablement être fissuré, du moins en certains endroits, les normes suisses ou internationales récentes [190, 197, 198, 202] exigent de prendre des mesures et d'effectuer certaines vérifications afin de garantir que cette fissuration soit acceptable vis à vis des exigences de durabilité et des exigences fonctionnelles ou esthétiques. A cet égard, la fissuration qu'il s'agit de contrôler n'est pas celle sous un niveau maximal de sollicitations à l'état de service (correspondant à des combinaisons d'actions peu fréquentes) mais la fissuration correspondant à l'état permanent, sous des combinaisons quasi-permanentes voire fréquentes de sollicitations. Il n'est généralement pas exigé de calculer explicitement les ouvertures de fissures afin de s'assurer qu'elles n'excèdent pas des valeurs limites spécifiées. Pour atteindre cet objectif, les normes contiennent une série de mesures permettant d'assurer un contrôle indirect ou implicite de la fissuration. Ces mesures comprennent généralement les trois volets suivants :

- Des **mesures d'ordre constructif et technologique** destinées à réduire, voire supprimer, le risque de fissuration quelle qu'en soit la cause. Comme exemples de telles mesures citons la composition et une cure appropriées du béton, la réalisation de joints afin de supprimer l'entrave aux déformations imposées telles le retrait, la mise en œuvre d'une précontrainte adéquate, etc.

- La mise en place d'une **armature minimale** dans toutes parties de structures en béton armé ou précontraint susceptibles de se fissurer sous l'effet des charges et/ou de l'entrave aux déformations imposées. L'apparition de fissures est en général préjudiciable au bon comportement de l'ouvrage en service et à sa durabilité.
- La **limitation des contraintes dans l'acier d'armature afin de garantir le non-écoulement de l'armature**, calculées en stade fissuré sous les combinaisons rares d'actions (à l'état de service), ainsi qu'une répartition appropriée des barres d'armature (limitation de leur espacement et/ou de leur diamètre). En effet, l'ouverture des fissures est en première approximation proportionnelle aux contraintes dans l'acier calculées en stade II, immédiatement après l'apparition des fissures.

Ces mesures, en particulier celles concernant l'armature minimale et la limitation des contraintes dans l'acier d'armature, peuvent être graduées en fonction du niveau de qualité convenu avec le client, du type d'ouvrage et des performances spécifiées.

3.3.2 Valeurs limites de l'ouverture des fissures

Rappelons que lorsqu'il s'avère nécessaire de limiter les ouvertures des fissures, il convient de distinguer deux niveaux de contrôle : sous combinaisons rares d'actions et sous actions quasi-permanentes.

3.3.2.1 Combinaisons rares d'actions

Sous les combinaisons rares d'actions, c'est-à-dire sous le niveau maximum de sollicitations à l'état de service, il est généralement requis de limiter les contraintes dans les aciers $\sigma_{s,max}$ à des valeurs inférieures ou égales à leur limite d'écoulement f_{yk} . Si cette condition n'est pas remplie et que l'ouverture des fissures n'est pas contrôlée par des conditions géométriques, on doit alors s'attendre à l'apparition de fissures isolées d'ouverture supérieure à 0.5 mm.

Lorsque ces contraintes résultent essentiellement de déformations imposées ou du cumul de toutes les charges y compris les déformations imposées (action directes et indirectes), les normes [197, 202] limitent leur valeur maximale comme suit :

$$\sigma_{s,max} \leq f_{yk} \quad (3.4)$$

Dans le contexte scientifique actuel, la prise en compte simultanée des actions directes (charges) et indirectes (déformations entravées) est extrêmement ardue pour le calcul des sollicitations et contraintes en section. Les sollicitations résultant d'actions indirectes sont fortement dépendantes de la rigidité de la structure et d'autant plus faibles que cette dernière est fortement fissurée. Aussi, par souci de simplicité pour le calcul de la contrainte maximale dans les aciers $\sigma_{s,max}$, il n'est généralement tenu compte que des actions directes (charges) tout

en conférant à l'armature une réserve de capacité de déformation suffisante afin qu'elle ne risque pas de s'écouler sous le cumul des actions directes et indirectes (figure 3.20).

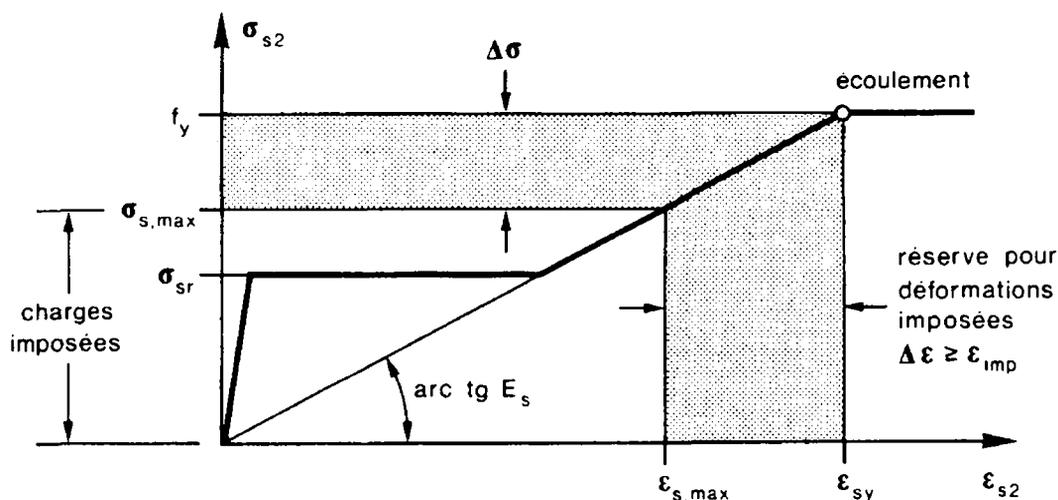


Figure 3.20: Limitation des contraintes dans l'armature en section fissurée et réserve de ductilité : Superposition de l'effet d'actions directes (charges) et indirectes (déformations entravées) [62]

Dès lors, d'un point de vue réglementaire, le calcul des contraintes dans les aciers s'effectue en considérant une combinaison rare de toutes les charges (actions directes), mais sans tenir compte de déformations imposées éventuelles (actions indirectes). Leur valeur maximale est limitée à des valeurs inférieures à la limite d'écoulement définies comme suit :

- selon les codes européens [197]

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} \quad (3.5 a)$$

- en Suisse [202]

$$\sigma_{s,max} \leq 0.95 f_y - 100 \text{ MPa} \quad (3.5 b)$$

Remarque :

Ajoutons, pour clore ce paragraphe, que ces valeurs limites de la contrainte dans les aciers sous charges de service ne sont que rarement déterminantes dans un projet de structure en béton (mis à part en cas de fortes redistributions des moments). En effet, le respect de la sécurité structurale impose un coefficient de sécurité global de l'ordre de $\gamma_{global} = 1.7$, ce qui, en terme de contraintes dans les aciers revient à limiter $\sigma_{s,max}$ à $f_y/1.7$. Or cette limite, calculée sous charges de rupture, est plus sévère que les limites fixées dans les équations (3.5 a et b) résultant de considérations d'aptitude au service, pour autant que les redistributions admises pour le dimensionnement à la rupture (ELU) n'excèdent pas 20 ÷ 25 %.

3.3.2.2 Actions quasi-permanentes

Sous les actions quasi-permanentes, il est en général nécessaire de limiter les ouvertures de fissures à des valeurs plus faibles que celles indiquées précédemment pour les combinaisons rares d'actions, afin de satisfaire aux exigences requises ou normalement attendues en matière d'aptitude au service et de durabilité.

Pour la fixation de valeurs limites des ouvertures des fissures tolérables, il faut savoir qu'il ne peut s'agir que de valeurs conventionnelles en principe définies sur les parements du béton. En réalité les ouvertures mesurables varient énormément et de manière aléatoire, d'une fissure à l'autre et le long d'une même fissure. En outre, l'ouverture d'une fissure peut varier en fonction de la profondeur à laquelle on la mesure ; elle est normalement plus faible au droit des barres d'armature qu'en surface ou qu'au cœur de l'élément. Pour tenir compte de cette variabilité, on indique généralement des valeurs limites correspondant à des valeurs maximales ou caractéristiques w_k associées à un fractile de 95% et définies comme suit par rapport aux valeurs moyennes w_m observables en surface :

$$w_k \approx 1.5 w_m \quad (3.6)$$

– selon les codes européens [197]

En ce qui concerne l'aspect réglementaire, l'Eurocode 2 [197], basé sur le Code Modèle CEB – FIP 1990 [190] considère que la fissuration est préjudiciable à la durabilité (voir tableau 3.11).

Tableau 3.11: Enrobage et fissuration sous l'état quasi-permanent en fonction du niveau d'agressivité selon le Code Modèle CEB – FIP 1990 [190]

Degrés d'exposition		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c
Environnement		Sec	Humide sans gel avec gel		Humide avec gel + sels	Marin Sans gel avec gel		Chimique d'agressivité : Faible moyenne Forte		
Enrobage	Armature	15 mm	20 mm	25 mm	40 mm	40 mm	40 mm	25 mm	30 mm	40 mm
	Préc.	25 mm	30 mm	35 mm	50 mm	50 mm	50 mm	35 mm	40 mm	50 mm
Fissuration	Armature	> 0.3 mm [*]	0.3 mm				Dispositions spéciales [*]			
	Préc.	0.2 mm [♥]			État de décompression [♥]			Néant (ou disp. spéciales ?)		

^{*} Pour le degré d'exposition 1, relâchement possible des exigences requises pour les autres degrés d'exposition ;

^{*} En cas d'agressivité de l'environnement élevée, prévoir des valeurs limites d'entente avec le maître d'ouvrage ;

[♥] Il est à relever que les résultats de la présente recherche, et en particulier ceux des essais et de l'étude paramétrique indiquent que ces deux exigences sont pratiquement équivalentes au cas de l'utilisation d'un acier courant du type S 500. La limite de décompression correspond en effet à des ouvertures de fissures résiduelles non nulles, de l'ordre de 0.1 à 0.2 mm

A cause des risques provenant d'une rupture brusque des câbles, il est dit que les câbles de précontrainte doivent être protégés de tout risque de dépassement durant leur vie. De ce fait, en milieu moyennement agressif, l'ouverture des fissures doit être limitée à 0.2 mm. En milieu fortement agressif, l'état permanent doit correspondre à l'état de décompression, sous-entendu que les ouvertures de fissures sous état de décompression sont plus faibles que 0.2 mm. Or, les résultats de cette recherche, et en particulier ceux de la campagne expérimentale (chapitre 4) et de l'étude paramétrique (chapitre 6), indiquent que ce n'est pas forcément le cas, et que la limite de décompression correspond à des ouvertures de fissures non-nulles, de l'ordre de 0.1 à 0.2 mm au cas de l'utilisation d'un acier d'armature courant, du type S 500.

Notons également que dans la partie 4 de l'Eurocode 2 [199], consacrée aux structures de soutènement et aux réservoirs, qu'il est fait la distinction dans l'article 4.4.2.1 entre différentes exigences en matière d'étanchéité :

Classes	Exigences concernant l'étanchéité
0	Pertes acceptées, ou non déterminantes
1	Sévérité globale. Les pertes doivent être aussi faible que possible. Quelques traces d'humidité sur les parements sont cependant tolérées
2	Sévérité locale. Les pertes ne sont pas tolérées, et les traces d'humidités non tolérées

Selon les classes, les moyens pour parvenir aux exigences requises sont :

- 0** : La mise en œuvre d'une armature minimale selon les prescription de l'Eurocode 2, partie 1 [197] 4.4.2 (voir § 3.3.3) ;
- 1** : La limitation de l'ouverture des fissures à 0.2 mm lorsque l'autocolmatage peut être espéré, c'est-à-dire lorsque les variations annuelles de déformations imposées ne dépasse pas 0.15 ‰. Cas échéant, l'ouverture des fissures doit être limitée à 0.1 mm.
- 2** : En l'absence d'autres mesures, faire en sorte que l'élément ne soit pas fissuré de façon traversantes.

– *en Suisse* [202]

Pour une structure en béton armé et précontraint, il est dit dans l'article 3 37 de la norme SIA 162 (Ouvrages en béton), consacré à la résistance au gel et aux sels de déverglaçage que :

3 37 2 On peut augmenter la résistance au gel et aux sels de déverglaçages par les dispositions suivantes :

- le choix d'un enrobage suffisant des armatures et des incorporés métalliques, (...)
- la limitation de l'ouverture des fissures, (...)
- le recours à une composition convenable et constante du béton (...)
- (...)

- une mise en œuvre et une cure soignée du béton
- (...)

3 37 3 En cas d'exigences élevées ou exceptionnelles, on mettra une armature passive selon 3 33 (red. : *armature dont le rôle est de répartir la fissuration et de limiter l'ouverture des fissures*). Les valeurs de l'enrobage des barres d'armature selon 4 32 seront en outre augmentées d'au moins 10 mm. (red. : *ce qui conduit à des enrobage de 30 mm pour des éléments protégés et 40 à 45 mm pour des éléments en milieu agressif*).

Remarque:

L'équation du § 3 33 42 de la norme SIA 162 est calibrée de telle sorte à garantir des ouvertures moyennes probables des fissures de $w_m = 0.30 \div 0.35$ mm, c'est-à-dire $w_k = 0.40 \div 0.50$ mm et correspond aux exigences dites accrues. L'armature minimale, majorée de 30 %, en cas d'exigences dites sévères, correspond à des valeurs moyennes probables des ouvertures des fissures de $w_m = 0.15$ mm, c'est-à-dire $w_k = 0.20 \div 0.25$ mm.

Notons enfin qu'il est dit dans des recommandations éditées par la SIA concernant la conservation des structures en béton (SIA 162/5 [203]) que :

Les fissures traversantes avec environ 0.10 mm d'ouverture dans lesquelles l'eau peut circuler (red. : *c'est-à-dire des fissures traversantes*) constituent un risque plus élevé vis-à-vis de la corrosion.

3.3.3 Armature minimale

Une quantité minimale d'armature est en général requise afin d'assurer une fissuration contrôlée dans toute partie d'une structure ou de l'un de ses éléments soumis à des contraintes de traction dépassant la résistance à la traction du béton. Ces contraintes peuvent résulter de toutes combinaisons possibles de charges et de déformations imposées ou empêchées. A défaut de méthodes plus rigoureuses, la section d'armature minimale requise dans les zones tendues peut être estimée au moyen de la relation simplifiée suivante selon les normes européennes [190, 197, 198] :

$$A_{s,min} = \frac{\kappa_c \cdot \kappa \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s2}} \quad (3.7)$$

relation dans laquelle :

$f_{ct,ef}$ est la résistance à la traction du béton effective au moment où les fissures sont supposées se produire ; à moins que les fissures n'apparaissent à un âge très jeune, il est raisonnable d'adopter pour $f_{ct,ef}$ la valeur moyenne f_{ctm} (tableau 3.1) ;

σ_{s2} est la contrainte maximale admissible dans l'acier d'armature, calculée en stade II immédiatement après l'apparition des fissures ; cette contrainte, ainsi que l'armature minimale qui en découle, peut être graduée comme suit :

- $\sigma_{s,2} = f_{yk}$ où f_{yk} est la valeur caractéristique (fractile de 5%) de la limite d'écoulement de l'acier d'armature, s'il s'agit d'éviter l'apparition de larges fissures isolées (voir figure 3.21),
- $\sigma_{s,2} < f_{yk}$ selon les valeurs indiquées sur la figure 3.22, s'il s'agit de limiter l'ouverture des fissures à des valeurs spécifiées comme celles indiquées dans le tableau 4.11 de l'Eurocode 2 [197, 198] ;
- A_{ct} est l'aire de la partie tendue de la section de béton, calculée en stade homogène juste avant l'apparition des fissures ;
- κ_c est un facteur de réduction tenant compte de la forme de la distribution des contraintes, dont la valeur est généralement comprise entre 0.4 et 1.0 en fonction de la nature des sollicitations et de la forme de la section ;
- dans le cas de sections rectangulaires :
 - $\kappa_c = 1.0$ pour la traction pure,
 - $\kappa_c = 0.4$ pour la flexion simple ;
 - dans le cas de sections en caisson :
 - $\kappa_c = 0.9$ pour les dalles / la membrure tendue,
 - $\kappa_c = 0.45$ pour les âmes ;
- κ est un facteur de réduction permettant de tenir compte de l'effet favorable sur l'effort de fissuration, dû à la présence d'états de contraintes auto-équilibrées; sa valeur dépend principalement de l'épaisseur t de l'élément de structure considéré :
- $\kappa = 0.8$ pour $t \leq 0.3$ m,
 - $\kappa = 0.5$ pour $t \geq 0.8$ m,
 - $\kappa = 0.98 - 0.6 \cdot t$ pour $0.3 < t < 0.8$ m.

Notes :

- *L'Eurocode 2 et le Code Modèle CEB – FIP 1990 définissent de multiples valeurs pour κ_c et κ en fonction des diverses situations possibles, de manière bien plus nuancée qu'indiqué ici. De telles distinctions nous paraissent toutefois superflues et difficiles à opérer dans la plupart des applications pratiques.*
- *L'armature minimale définie par la relation (3.7) résulte de nombreuses recherches réalisées essentiellement sur des éléments de structures en béton armé. Dans le cas du béton précontraint, cette relation admet implicitement que le béton est sollicité en traction malgré la présence de la précontrainte. Il semble logique que la prise en compte de l'effet favorable de la précontrainte puisse permettre une certaine réduction de l'armature minimale nécessaire. Cette possibilité est mentionnée dans les développements récents des codes européens, toutefois selon des procédures numériques complexes et d'utilisation peu pratique [190, 198].*
- *Bien que sous une forme légèrement différente et plus simple, la norme SIA 162 [202] contient des clauses similaires relatives à l'armature minimale.*

- De plus, tous ces codes permettent de renoncer à placer une armature minimale, notamment dans les cas suivants :
 - si l'on peut être certain que le béton n'aura jamais à supporter des contraintes de traction atteignant sa résistance effective à la traction ;
 - si l'ouverture des fissures éventuelles est contrôlée par des conditions géométriques telles que faible longueur des éléments tendus [125, 126] et proximité d'une zone comprimée ou de l'âme d'une poutre fléchie (voir § 3.7) ;
 - si l'apparition de larges fissures isolées n'est pas préjudiciable.

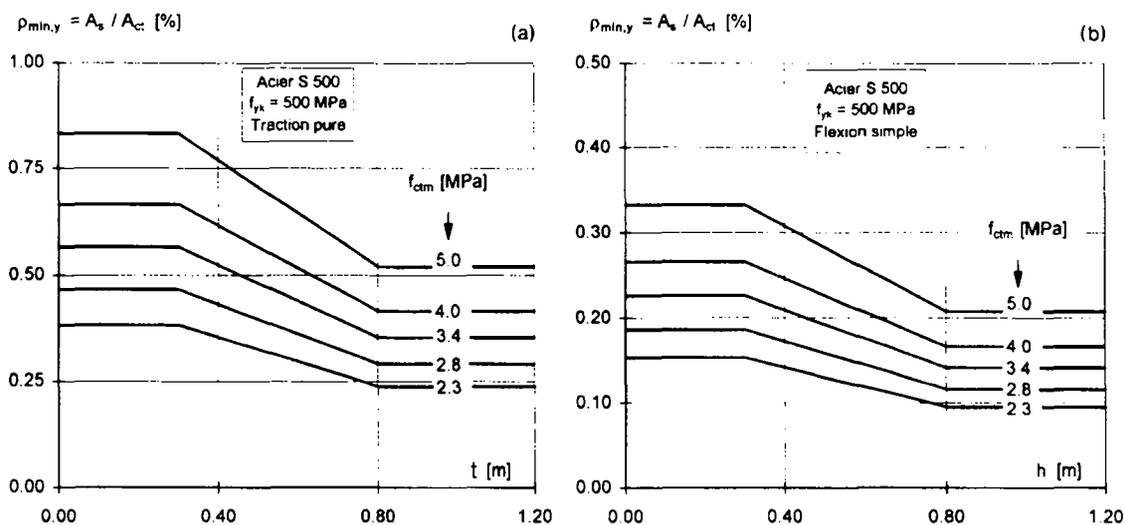


Figure 3.21: Pourcentages d'armature minimale requise pour éviter l'écoulement de l'acier en fonction de l'épaisseur t ou de la hauteur h de l'élément, de la résistance à la traction du béton f_{ctm} et du type de sollicitation.

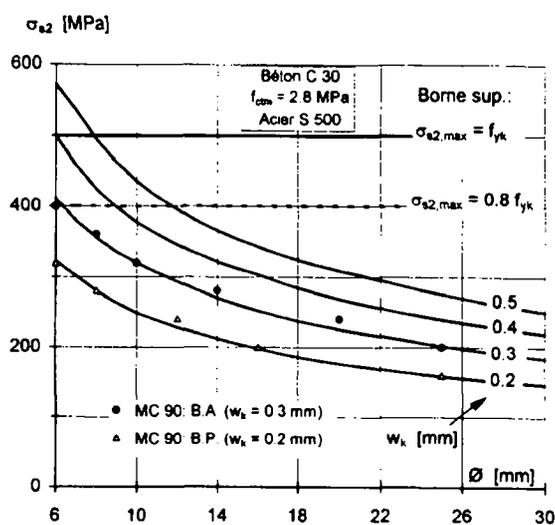


Figure 3.22: Valeurs maximales des contraintes dans l'acier d'armature σ_{s2} pour des bétons courants (de classe de résistance $\leq C30$), en fonction du diamètre des barres et de l'ouverture admissible w_k maximale des fissures à l'état permanent.

Sur la figure 3.22 on a entre autre représenté les courbes correspondants aux valeurs limites $w_k = 0.3$ mm et $w_k = 0.2$ mm admises actuellement dans les projets de normes européennes, respectivement dans le cas du béton armé et du béton précontraint. Étant donné que les quantités d'armature à mettre en œuvre sont inversement proportionnelles aux contraintes auxquelles elles sont autorisées à travailler, on peut réaliser l'intérêt économique qu'il y aurait à relâcher ces exigences dans tous les cas où cela est compatible avec le niveau de qualité effectivement nécessaire.

3.4 Adhérence acier-béton

3.4.1 Généralités

Le comportement de structures en béton armé soumises à des actions cycliques et répétées s'échelonnant dans le temps est grandement dépendant de la liaison existant entre l'acier et le béton environnant. Au niveau de l'étude de la sécurité structurale d'une structure en béton armé, la perte brutale de l'adhérence entre l'acier et le béton peut conduire à une ruine soudaine. Lorsqu'il est question d'aptitude au service, sous charges répétées, les modifications de l'adhérence entre l'acier et le béton jouent très certainement le rôle principal en ce qui concerne l'hystérésis ou le comportement irréversible de la structure.

Ce que l'on désigne par adhérence entre l'acier et le béton est en fait une combinaison d'adhésion provenant de la liaison physico-chimique entre les deux matériaux, d'écrasement des bielles de béton comprimées par les nervures des barres d'armature, et finalement de cisaillement partiel de ces bielles de béton entre les nervures.

Il est possible de reproduire numériquement le mécanisme d'adhérence acier-béton, en prenant en considération la géométrie exacte des nervures des barres d'armature. De la sorte, en se basant uniquement sur des lois fondamentales caractérisant le comportement mécanique des matériaux acier et béton, il est possible de reproduire de façon précise le processus d'adhérence. Ces modèles, forcément tridimensionnels, ne sont toutefois pas rationnellement applicables à l'analyse globale des structures et leur utilisation pratique se limite à l'étude de cas simples et fondamentaux.

Par souci de simplification lors de l'étude à l'échelle d'un élément de structure du mécanisme d'adhérence acier-béton, on use d'un artifice consistant à ramener tout le problème à la seule dimension longitudinale, le long de l'axe de la barre. De ce fait, la combinaison des différents processus dictant la liaison entre l'acier et le béton est ramenée à une loi d'adhérence globale liant le glissement relatif s entre la barre d'armature et le béton environnant à une contrainte d'adhérence fictive τ , agissant le long de la barre, à l'interface acier-béton.

La loi d'adhérence (τ - s), dépendant des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton ainsi que de nombreux paramètres géométriques (\emptyset des barres d'armature, types de nervures, enrobage, confinement,...), peut être établie expérimentalement de plusieurs façons. La façon la plus utilisée, le « pull-out test », tel que décrit à la figure 3.23, consiste à tirer progressivement sur une barre d'armature (F) prise dans un cube de béton sur une faible longueur d'ancrage L_b de l'ordre de $3 \div 5$ fois le diamètre \emptyset de la barre. En mesurant le déplacement relatif s entre la barre d'armature et le cube de béton, et en admettant que la contrainte d'adhérence est constante sur la longueur d'ancrage, ce qui est d'autant plus exact que L_b est faible, l'équilibre longitudinal de la barre donne :

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot \emptyset \cdot L_b} \quad (3.8)$$

où :

- τ : contrainte d'adhérence [MPa] ;
- F : force appliquée sur la barre d'armature [N] ;
- \emptyset : diamètre de la barre d'armature [mm] ;
- L_b : longueur d'ancrage de la barre d'armature [mm].

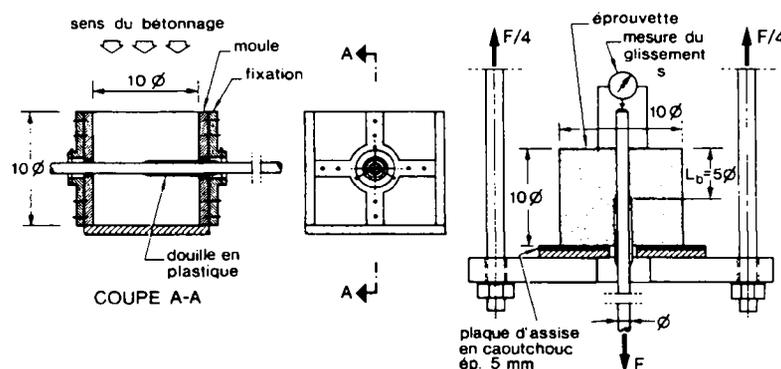


Figure 3.23: Schéma de l'essai d'adhérence « pull-out-test » recommandé par la RILEM [200].

Si cette façon de procéder offre l'avantage de la simplicité, elle ne permet cependant que de reproduire le comportement global de l'adhérence. Soyons conscient que la contrainte d'adhérence τ obtenue par l'équation (3.8) n'a en fait aucune réalité physique.

3.4.2 Montée en charge (F croissant)

3.4.2.1 Mécanismes

Les spécialistes des problèmes d'adhérence [13, 57, 72, 154, 171, ...] définissent 4 étapes distinctes dans le processus d'adhérence (figures 3.24 à 3.27).

- *Etape I* ($\tau \leq 0.5 \div 0.8 f_{ct}$) : L'adhérence est assurée par l'adhésion chimique qui se forme au moment de la prise du béton entre l'acier et le béton, et le glissement relatif acier-béton est nul ($s = 0$). Le comportement est élastique et parfaitement réversible.
- *Etape II* ($\tau = 0.8 \div 1.5 f_{ct}$) : L'adhésion chimique est rompue, et les nervures de la barre d'armature commencent à écraser le béton. S'en suivent des microfissures internes et le développement de bielles de compression inclinées, équilibrées par un anneau de traction comme illustré en figure 3.25.

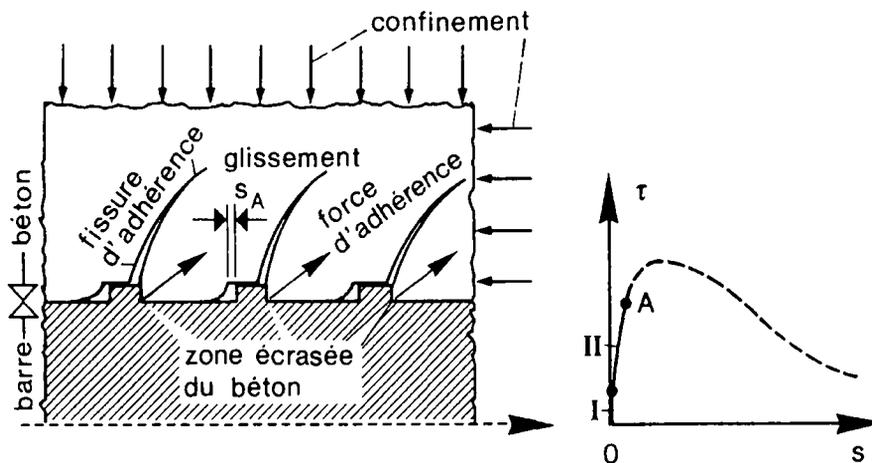


Figure 3.24: Mécanisme d'adhérence et schéma de la relation lors d'une montée en charge [57]

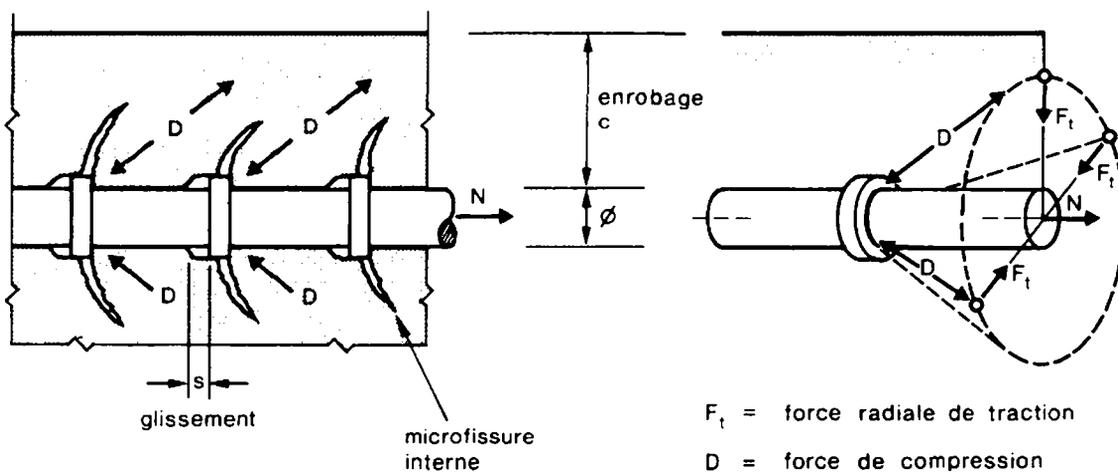


Figure 3.25: Bielles de compression et anneau de traction autour d'une barre nervurée

- *Etape III* ($\tau = 1.0 \div 3 f_{ct}$) : L'effort augmentant, l'anneau défini ci-dessus (voir figure 3.25) est le siège d'une importante traction. La résistance à la traction est atteinte, et des fissures longitudinales qui sont situées dans le même plan que la barre d'armature apparaissent. Simultanément, les bielles de compression sont peu à peu cisailées à leur base.

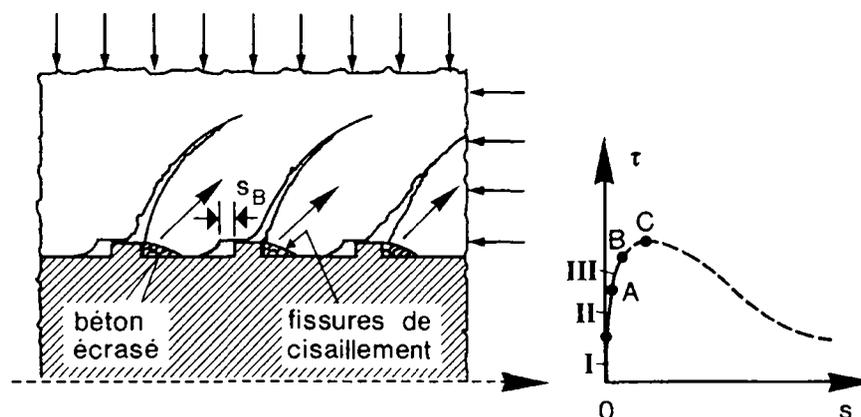


Figure 3.26: Mécanisme d'adhérence et schéma de la relation lors d'une montée en charge [57]

- *Etape IV* : En fonction principalement du confinement, deux solutions sont envisageables :
 - confinement insuffisant (IV')* : Les fissures longitudinales atteignent la surface de l'élément et entraînent une rupture brusque. Ce mode de rupture n'est cependant que rarement observé dans des structures réelles.
 - Confinement suffisant (IV'')* : La présence d'étriers en nombre suffisant ou/et d'un enrobage ad hoc permettent d'augmenter le confinement et d'éviter une rupture brusque. Dès lors, il est possible d'atteindre la contrainte maximale d'adhérence (point C, $\tau_{b,u} = 1/5 \div 1/2 f_c$). Si le glissement continue à augmenter, on observe une longue branche descendante où la contrainte résiduelle correspond à la friction le long de la zone cisailée.

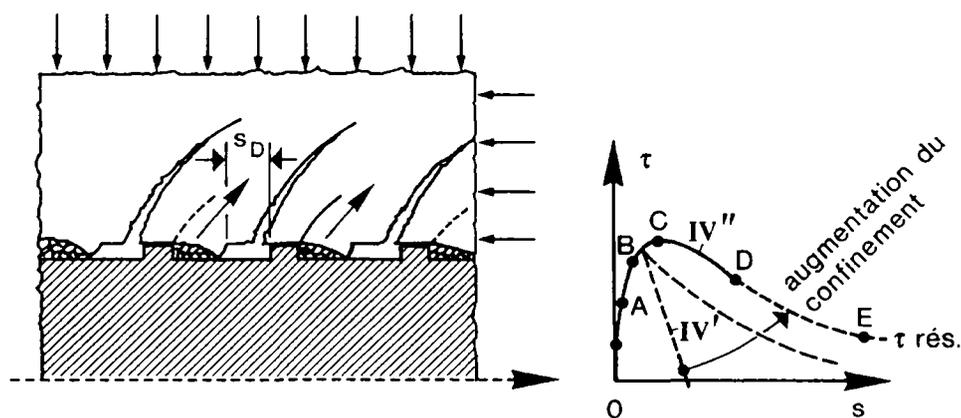


Figure 3.27: Mécanisme d'adhérence et schéma de la relation lors d'une montée en charge [57]

Pour appréhender de façon correcte le comportement d'une structure sous charges de service, il est généralement suffisant de caractériser uniquement la partie ascendante de la loi d'adhérence. La courbe descendante trouve son utilité dans des problèmes faisant appel à des charges beaucoup plus importantes, tels que ceux traitant de ductilité suffisante à l'approche de la ruine.

Dans ce qui suit, nous limitons notre étude à la partie ascendante de la loi d'adhérence.

3.4.2.2 Relations d'adhérence pour la montée en charge

La forme la plus courante d'expression permettant de reproduire la partie ascendante de la loi d'adhérence fait correspondre à la contrainte d'adhérence τ une fonction puissance du glissement s , sous la forme suivante :

$$\tau = a \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^b \quad (3.9)$$

où :

- τ : contrainte d'adhérence [MPa] ;
- s : glissement relatif entre l'acier et le béton [mm] ;
- s_1 : glissement relatif entre l'acier et le béton correspondant à la contrainte d'adhérence maximale $\tau_{b,u}$ [mm] et usuellement admis comme valant l'unité ;
- a, b : facteurs sans dimension faisant intervenir plusieurs paramètres tel que contrainte d'adhérence maximale, caractéristiques des nervures des barres, caractéristiques mécaniques des matériaux, etc. [-].

Notons au passage que cette façon d'approcher l'adhérence néglige la contribution provenant de l'adhésion chimique entre le béton et l'acier, lorsque les glissements sont nuls.

L'équation 3.9 s'écrit couramment sous la forme suivante :

$$\tau = a_1 \cdot f_{cm}^{a_2} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^b \quad (3.10)$$

où f_{cm} est la résistance moyenne à la compression du béton mesurée sur cylindres [MPa] ;

La détermination des coefficients a_1 , a_2 et b n'est pas aisée, du fait de l'important nombre de paramètres dont ils dépendent.

Le Code Modèle CEB – FIP 1990 [190] fait la distinction entre bon et mauvais confinement, et bonnes ou mauvaises conditions d'adhérence. Cette approche provient de travaux d'Eligehausen et al. [57].

De nombreuses études ont montré depuis que l'approche retenue par le Code Modèle CEB – FIP 1990 [190], établie pour des bétons ordinaires, conduit à sous-estimer très largement l'adhérence τ des bétons à hautes performances (BHP). Les valeurs proposées pour les différents coefficients intervenant dans l'équation (3.10) sont :

- Farra [59] : $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.4 ; a_2 = 0.95 ; b = 0.3.$
- König et al. [107] :
 - Pour un béton ordinaire : $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.29 ; a_2 = 1 ; b = 0.3 ;$
 - Pour un BHP : $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.16 ; a_2 = 1 ; b = 0.2.$
- Huang et al. [94] :
 - Pour un béton ordinaire :
 - $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.45 ; a_2 = 1 ; b = 0.4$ pour une bonne adhérence ;
 - $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.225 ; a_2 = 1 ; b = 0.4$ pour une adhérence médiocre.
 - Pour un BHP :
 - $s_l = 0.5 \text{ mm} ; a_1 = 0.45 ; a_2 = 1 ; b = 0.3$ pour une bonne adhérence ;
 - $s_l = 0.5 \text{ mm} ; a_1 = 0.225 ; a_2 = 1 ; b = 0.3$ pour une adhérence médiocre.

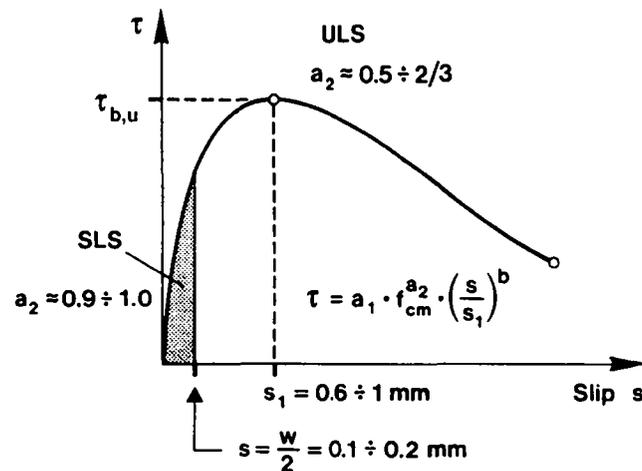


Figure 3.28: Loi d'adhérence [98]

Finalement, une extension du Code Modèle CEB – FIP 1990 [191] propose les valeurs moyennes suivantes, quelles que soient les conditions d'adhérence : $s_l = 1 \text{ mm} ; a_1 = 0.22 ; a_2 = 1 ; b = 0.21.$

En appliquant ces valeurs, l'équation (3.10) devient :

$$\tau = 0.22 \cdot f_{cm} \cdot \left(\frac{s}{1 \text{ mm}} \right)^{0.21} \quad (3.11)$$

Cette équation est valable indépendamment de la classe de résistance du béton ($f_{ck} \leq 100 \text{ MPa}$), et pour des barres d'armature à haute adhérence.

3.4.3 Sollicitations cycliques

3.4.3.1 Mécanismes

La décharge de la loi d'adhérence a fait l'objet de moins nombreuses études que la montée en charge. Néanmoins, il apparaît que la courbe de décharge est grandement conditionnée par la valeur du glissement maximal s_{max} obtenu en fin de montée en charge.

Trois possibilités se dégagent assez nettement :

- *Possibilité #1* (voir figure 3.29) : La décharge survient avant la localisation complète des microfissures internes (Pendant l'Etape II définie lors de la montée en charge).

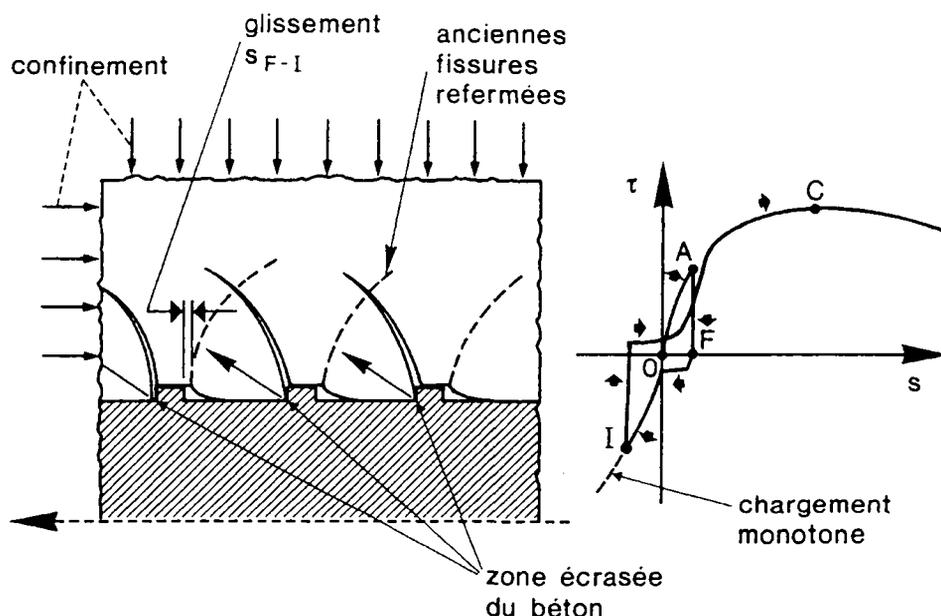


Figure 3.29: Mécanisme d'adhérence lors d'une décharge et recharge [57]: Possibilité #1

La part de la déformation inélastique est extrêmement faible, et la courbe de décharge très raide. Sous l'état de décharge il demeure un glissement résiduel, du à la présence (faible dans ce cas) de particules nées de la microfissuration. Pour éliminer ce glissement résiduel, il est nécessaire d'appliquer une contrainte dans l'autre sens. La composante de friction τ_f mobilisée pour annuler ce glissement résiduel est faible, et vaut environ 15 % à 25 % de la contrainte d'adhérence τ_{max} obtenue avant décharge (voir équation (3.13)). Une fois que le glissement est annulé ($s = 0$), si on recharge l'élément, la rigidité diffère peu de la rigidité correspondant à la première mise en charge, c'est-à-dire à un chargement croissant de façon monotone.

- *Possibilité #2* (voir figure 3.30) : La décharge survient une fois que les fissures transversales internes sont localisées, c'est-à-dire pour un glissement proche de celui correspondant à la contrainte d'adhérence maximale $s(\tau_{b,u})$. Dans un premier temps, jusqu'au point F, la courbe de décharge a la même allure que celle décrite pour la *possibilité #1*. Ensuite, la composante de friction mobilisée τ_f est supérieure. Lorsque la charge est inversée, les nervures appuient contre du béton dont la présence des fissures transversales a diminué la résistance. Plus l'endommagement est important, plus la composante de friction τ_f est importante. La refermeture des fissures transversales nécessite un effort plus important que pour la *possibilité #1*, ce qui conduit à l'apparition de fissures transversales internes dans l'autre sens. Lors du rechargement de l'élément, la combinaison des fissures transversales dans les deux directions se traduit par une perte de rigidité substantielle et une diminution de la résistance ultime $\tau_{b,u}$ par rapport à un chargement monotone.

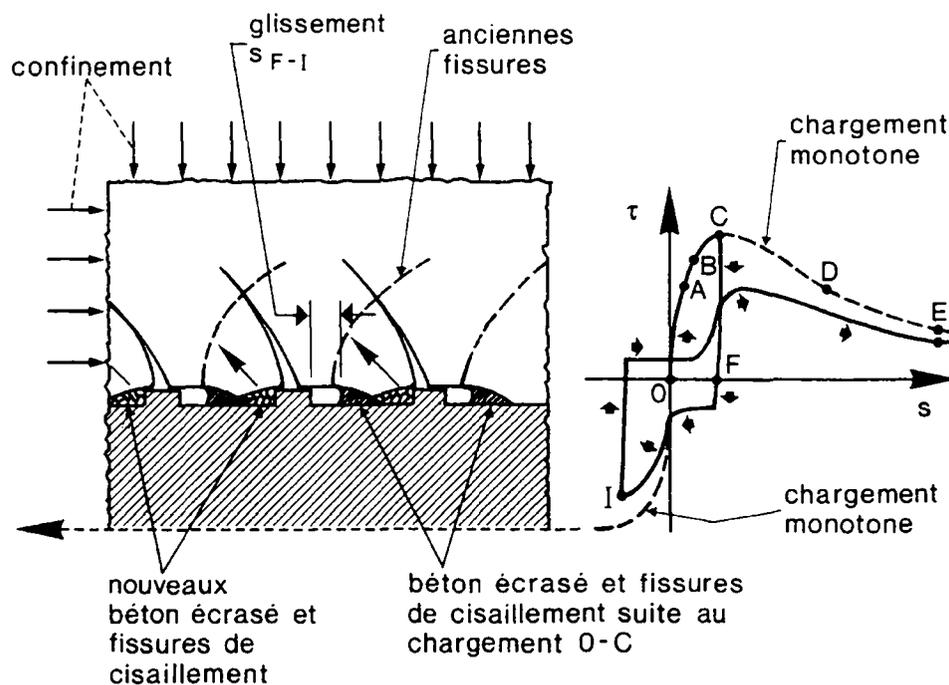


Figure 3.30: Mécanisme d'adhérence lors d'une décharge et recharge [57]: Possibilité #2

- *Possibilité #3* (voir figure 3.31) : La décharge survient pour une valeur de glissement excédant $s_l = s(\tau_{b,u}) \approx 1$ mm. La valeur de la composante de friction τ_f continue à augmenter avec le degré d'endommagement atteint avant la décharge. Lors d'un rechargement, la capacité d'ancrage résiduelle est extrêmement faible : L'ancrage mécanique a complètement disparu, et il ne subsiste que la composante de friction résiduelle.

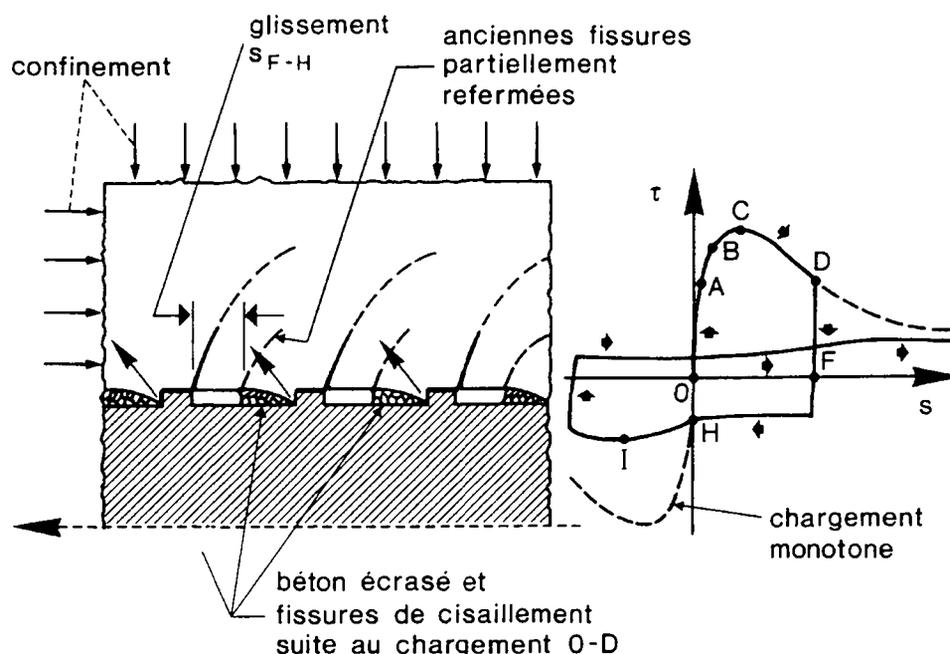


Figure 3.31: Mécanisme d'adhérence lors d'une décharge et recharge [57] : Possibilité #3

Sous charges de service, il est suffisant de caractériser la décharge selon les *possibilité #1* et *#2* (figure 3.29), c'est-à-dire lorsque la montée en charge prend fin dans la partie ascendante de la loi d'adhérence.

3.4.3.2 Augmentation du glissement suite aux actions cycliques

- **Définitions des types de chargements cycliques**

La température et le trafic sont des sollicitations cycliques variant de façon fortement aléatoire. Il en résulte qu'il est extrêmement complexe d'appréhender de façon exacte leur effet sur l'adhérence entre l'acier et le béton environnant. Aussi, dans un premier temps, afin de fixer les idées, nous allons étudier ce qu'il se passe au cas où les sollicitations sont d'amplitude constante. Dans un second temps, nous montrerons comment approcher la réalité du phénomène, à savoir l'influence qu'a, au niveau de l'adhérence, une histoire de chargement aléatoire.

Les chargements cycliques sont généralement divisés en deux catégories [192]:

- La première, exprimée en anglais par le terme « *Low-cycle* », est caractérisée par un faible nombre de cycles ($n < 100$), des valeurs élevées de la contrainte d'adhérence, et une haute fréquence de chargement. Ce sont typiquement des sollicitations de nature sismique.
- La seconde catégorie, désignée par « *High-cycle* » ou fatigue est caractérisée par un grand nombre de cycles ($n \approx$ milliers à millions), des valeurs faibles de la contrainte d'adhérence, et une haute fréquence de chargement.

Aucune de ces deux catégories de chargements cycliques ne s'apparente fidèlement à ceux examinés dans le cadre de cette étude. Ces derniers, visant à reproduire les sollicitations s'appliquant à l'état de service sur un pont, sont caractérisés par un nombre de cycles intermédiaire ($n \approx$ centaines à milliers), des valeurs faibles de la contrainte d'adhérence, et une faible fréquence de chargement.

Une autre distinction est généralement introduite lorsqu'il s'agit de se prononcer sur la nature d'un chargement cyclique. Cette distinction est basée sur les sollicitations extrêmes, qui peuvent être :

- *Unidirectionnelles*, c'est-à-dire de même signe tout au long des cycles (uniquement traction ou uniquement compression) ;
- *Alternées*, c'est-à-dire changeant de signe lors d'un cycle (niveau extrême maximal de traction et extrême minimal de compression).

Le type de sollicitations (unidirectionnelles ou alternées) affectent de façon différenciée l'endommagement de l'adhérence. Des sollicitations alternées engendrent une dégradation plus importante de la résistance et de la rigidité de l'adhérence que des sollicitations unidirectionnelles. Les sollicitations alternées caractérisent par exemple les structures fortement précontraintes ($\beta > 0.6$), qui sont tendues sous l'effet des sollicitations variables maximales de service, et comprimées sous l'état permanent induit par la précontrainte. Les sollicitations unidirectionnelles caractérisent par contre les structures faiblement précontraintes ($\beta \leq 0.6$), qui sont tendues sous l'effet des sollicitations variables maximales de service, et sous l'état permanent induit par la précontrainte.

- **Cycles d'amplitude constante**

Les chercheurs dans le domaine s'accordent à dire que l'augmentation du glissement s avec les cycles est une excellente mesure de l'augmentation de l'endommagement de l'adhérence entre l'acier et le béton.

– *Sollicitations unidirectionnelles*

Au niveau d'un pont en béton précontraint, rappelons que les sollicitations unidirectionnelles caractérisent :

- La dalle supérieure sur appuis et inférieure à mi-travée dans le cas d'une faible précontrainte ($\beta \leq 0.6$). Dans ce cas, ces éléments sont en permanence tendus ;
- La dalle supérieure à mi-travée et inférieure sur appuis. Ces éléments, sauf sollicitations exceptionnelles, sont en permanence comprimés.

Les sollicitations unidirectionnelles dont il est question dans cette section sont des sollicitations de traction.

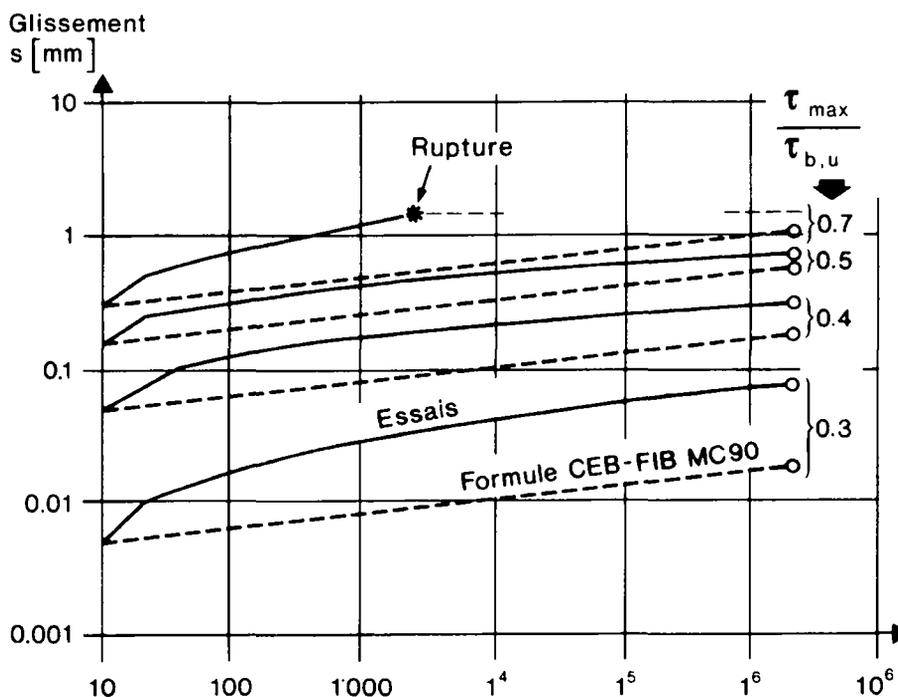


Figure 3.32: Augmentation du glissement local acier-béton (s) sous sollicitations cycliques (n) unidirectionnelles (traction - traction) d'amplitude constante dans une double échelle logarithmique : Comparaison entre l'approche du Code Modèle CEB - FIP 1990 (équation 3.12) et les résultats d'essais de Koch et Balázs [104] ($\emptyset 16 \text{ mm}$, $\ell_r = 5 \cdot \emptyset$, $f_v = 500 \text{ MPa}$, $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$, $\tau_{b,max} = 0.1 \cdot \tau_{b,max}$)

Rehm et Eligehausen [154] ont mis en évidence que la relation liant le glissement au nombre de cycles dans une double échelle logarithmique est approximativement linéaire. Ce comportement linéaire a été observé pour des valeurs d'adhérence inférieures à $\tau_{max} = 0.6 \tau_{b,u}$, ce qui couvre le domaine usuel des sollicitations de service.

Dès lors, il est tenu compte de l'endommagement de la liaison acier-béton résultant d'une succession de cycles au moyen d'un facteur k_n , fonction du nombre de cycles n . Cette approche, a été reprise par le Code Modèle CEB - FIP 1990 [190]. Le glissement sous sollicitations cycliques $s_{n>1}$ s'exprime de la façon suivante :

$$\begin{aligned}
 s_{n>1} &= s_{n=1} (1 + k_n) \\
 k_n &= (1 + n)^b - 1 \\
 b &= 0.107
 \end{aligned}
 \tag{3.12}$$

Des études récentes de Balázs ont montré que l'exposant b de l'équation (3.12) demeure pratiquement constant pour des valeurs de $\tau_{max}/\tau_{b,u} \leq 0.5$ (mais supérieur à 0.107, valeur prescrite dans le Code Modèle CEB – FIP 1990) et augmente pour des valeurs de τ_{max} supérieures (voir figure 3.32).

L'étude détaillée de la cinétique de l'augmentation du glissement sous sollicitations cycliques laisse apparaître un comportement tri-phasique (voir figure 3.33):

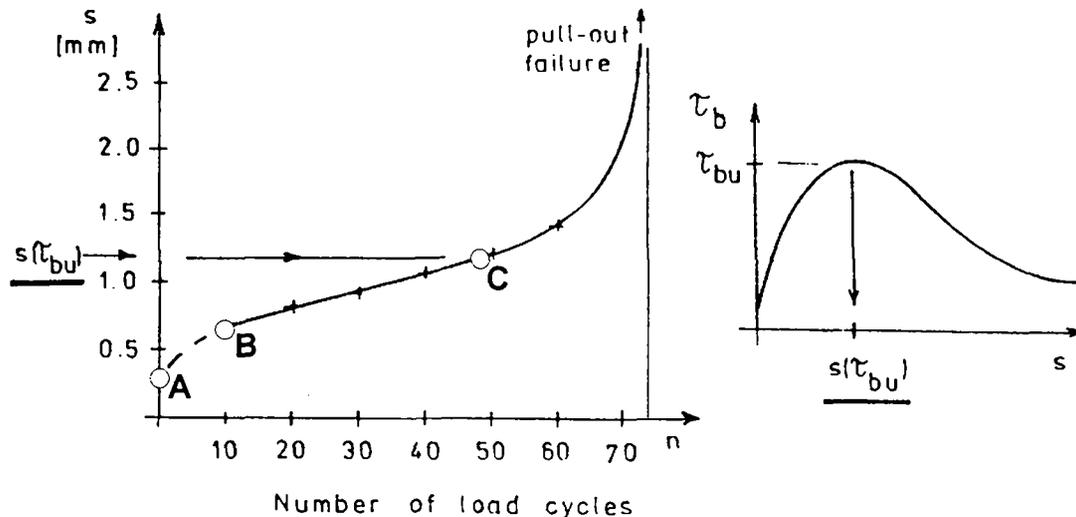


Figure 3.33: Augmentation de l'adhérence avec le nombre de cycles en trois phases distinctes [13].
Cycles effectués entre $\tau_{b,max} = 5.8$ MPa et $\tau_{b,min} = 1.0$ MPa, $s(\tau_{b,u}) \approx 1.25$ mm,
 $f_c = 20$ MPa, $\varnothing 8$ mm, $L_b = 12 \cdot \varnothing$.

- une première phase **A-B** durant laquelle le glissement augmente rapidement. Cette première phase est caractérisée par une diminution de la pente ds/dn ;
- une seconde phase **B-C** pour laquelle le glissement augmente faiblement, de façon quasi-linéaire ($ds/dn = \text{constante}$) ;
- une troisième phase (conduisant à la ruine) pour laquelle le glissement augmente très rapidement, avec une pente ds/dn qui cette fois-ci augmente. Cette troisième phase survient lorsque le glissement, suite aux sollicitations cycliques, atteint le glissement correspondant à la contrainte d'adhérence $\tau_{b,u}$ sous chargement monotone (point **C**).

Remarques :

Si les cycles détériorent graduellement l'adhérence, en revanche ils n'affectent que peu sa résistance ultime, et ce pour autant que la valeur maximale de la charge cyclique (τ_{max}) sous sollicitations de service ne dépasse pas 50 % de la résistance ultime ($\tau_{b,u}$) résultant d'un chargement croissant de façon monotone [154]. Cette constatation est d'autant plus vraie que la fréquence des cycles est faible. Dès que la fréquence devient importante, le comportement à la fatigue du béton et de l'acier doivent être pris en compte.

Au niveau d'un élément de structure en béton armé, l'augmentation du glissement entre l'acier et le béton conduit, localement, à une diminution de la rigidité. Il en résulte une redistribution des contraintes d'adhérence vers les zones de la barre moins chargées [3] (voir également figures 3.55 et 5.15).

– Sollicitations alternées

Rappelons que les sollicitations alternées caractérisent pour un pont en béton précontraint : La dalle supérieure sur appuis et inférieure à mi-travée dans le cas d'une importante précontrainte ($\beta > 0.6$). Dans ce cas, ces éléments sont tendus sous sollicitations maximales de service (à moins que la précontrainte soit tellement importante que ces sollicitations ne parviennent pas à décompresser ces éléments) et comprimés à l'état permanent ;

Les sollicitations alternées produisent une dégradation de la résistance et de la rigidité d'adhérence nettement plus importante que les sollicitations unidirectionnelles.

A tout autres choses égales, l'endommagement le plus important est obtenu pour une inversion complète du glissement s (voir figure 3.34 b)) alors que le cas le plus favorable, conduisant à l'endommagement le plus faible, est celui sans inversion de signe du glissement (voir figure 3.34 a)). Au passage, on remarquera l'importante diminution de la contrainte d'adhérence ultime $\tau_{b,u}$ accompagnant les cycles avec changement de signe du glissement (voir figure 3.34 b)).

Balázs [16] a également montré qu'une sollicitation entre deux charges de même valeur absolue mais de signes opposés ($|\tau_{max}| = |\tau_{min}|$) provoque un endommagement (défini ici en terme d'augmentation du glissement s) approximativement quatre fois supérieur à celui obtenu sans changement de signe.

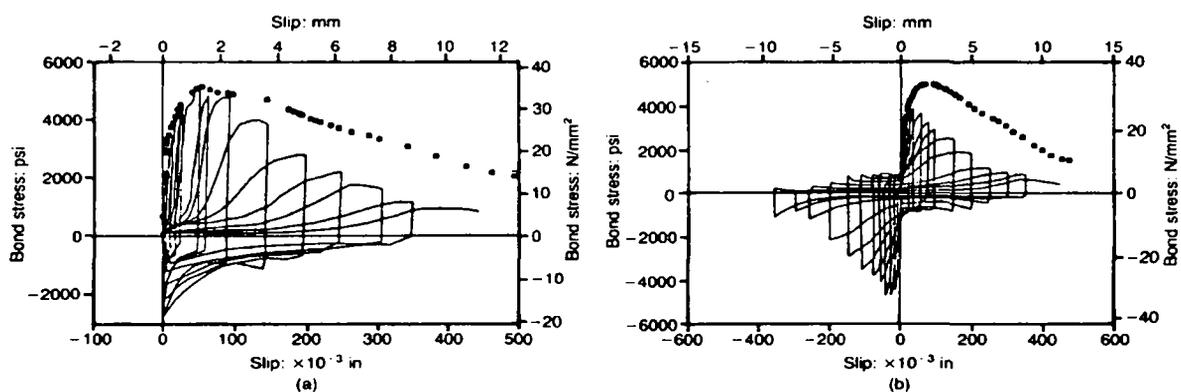


Figure 3.34: Comparaison entre chargement croissant de façon monotone et sollicitations alternées: (a) sans changement de signe du glissement s ; (b) avec changement de signe du glissement s [84]

• Influence de l'histoire de chargement

L'histoire de chargement a une influence prépondérante sur le comportement de l'adhérence entre l'acier et le béton.

Balàzs [14] (voir figure 3.35) a ainsi montré qu'une augmentation de la valeur maximale de chargement (F_{max} , correspondant à τ_{max}) conduit à une soudaine augmentation du glissement, suivi d'une faible augmentation linéaire (voir figure 3.35 et figure 3.33, distinction en 3 phases, § ci-dessus.).

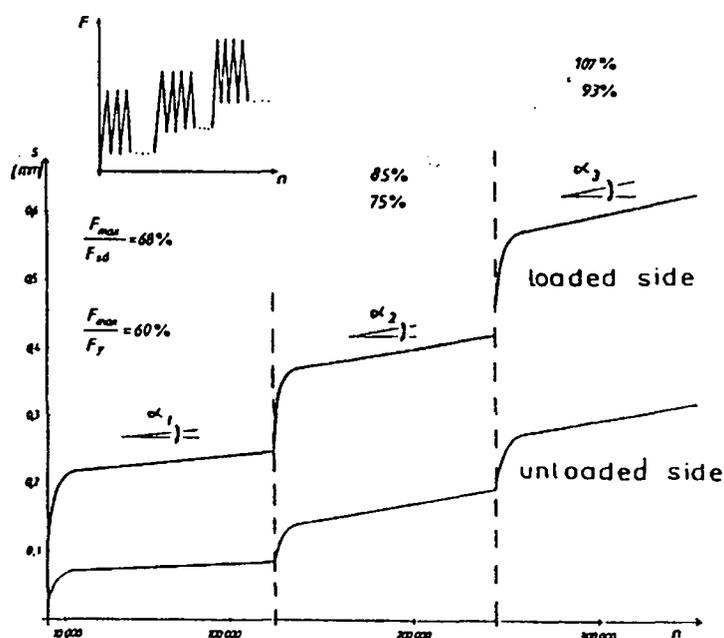


Figure 3.35: Augmentation du glissement faisant suite à une augmentation du niveau de chargement ($\varnothing 8$, $l_r = 12 \cdot \varnothing$, C16), tiré de [14]

Balàzs et Koch [17] ont appliqué sur des éléments du type « pull-out » des cycles d'amplitude variable. Le chargement cyclique, caractérisé par des blocs élémentaires d'un million de cycles, s'est fait entre une valeur minimale τ_{min} maintenue constante, correspondant à 10 % de la résistance ultime $\tau_{b,u}$, et une valeur maximale τ_{max} augmentant ou diminuant linéairement, paraboliquement ou logarithmiquement jusqu'à, respectivement depuis, un certain pourcentage τ_{MAX} de $\tau_{b,u}$ (où τ_{MAX} est le maximum des τ_{max}) (voir figure 3.36).

Lorsque τ_{max} augmente (figure 3.36 a), c) et e)), le glissement augmente de façon continue pendant tout le premier bloc de cycles ($n = 10^6$). Lors de l'application du second bloc de cycles ($n = 10^6$), aucune augmentation du glissement n'est observée pour des valeurs de τ_{max} inférieures à celles rencontrées à la fin du premier bloc. Une légère augmentation n'est observée qu'à la fin du second bloc de cycles, lorsque τ_{max} atteint à nouveau des valeurs voisines de τ_{MAX} .

Lorsque τ_{max} diminue (figure 3.36 b), d) et f)), la seule augmentation significative du glissement se produit lors de l'application des premiers cycles (d'amplitude maximale avec $\tau_{max} \approx \tau_{MAX}$)

de chaque bloc. Les cycles d'amplitude inférieure n'ont aucune incidence sur la propagation du glissement.

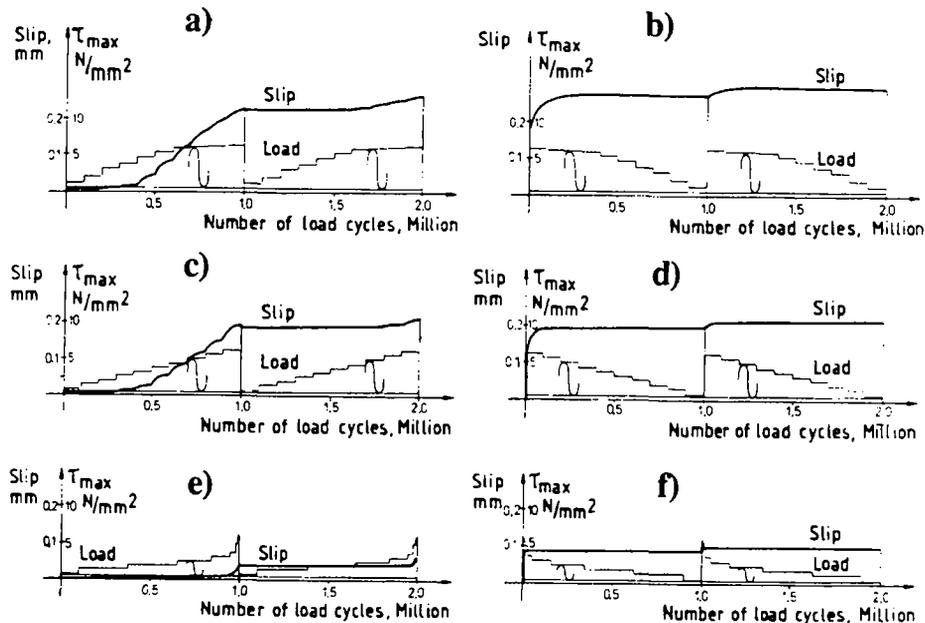


Figure 3.36: Augmentation du glissement en fonction de l'histoire de chargement: $\tau_{MAX} = 0.4 \cdot \tau_{h,u}$ [17]

a) - b) évolution parabolique de τ_{max} ;

c) - d) évolution linéaire de τ_{max} ;

e) - f) évolution logarithmique de τ_{max} .

Sur la figure 3.37 il est montré ce que vaut le glissement après 10^6 et $2 \cdot 10^6$ cycles. L'histoire de chargement y est définie par un « facteur d'intensité de chargement cyclique » (*Intensity factor of cyclic load*). Ce dernier s'exprime par l'intégrale de l'enveloppe des τ_{max} rencontrés pendant les cycles relativement à l'intégrale d'un bloc de même nombre de cycles mais d'amplitude maintenue constante ($\int = n \cdot \tau_{MAX}$). Il vaut donc 1.0 dans le cas de cycles d'amplitude constante et diminue jusqu'à la valeur de 0.32 dans le cas où les τ_{max} diminuent ou augmentent logarithmiquement.

La figure 3.37 montre que plus le « facteur d'intensité de chargement cyclique est important », plus le glissement (où l'endommagement) est important après 10^6 ou $2 \cdot 10^6$ cycles.

Ce facteur d'intensité donne une indication sur la valeur de l'endommagement final. A cet égard, il est intéressant de noter que l'endommagement final, c'est-à-dire la valeur du glissement après 10^6 ou $2 \cdot 10^6$ est sensiblement identique que τ_{max} augmente ou diminue. La cinétique de l'augmentation du glissement n'est pas visible dans le facteur d'intensité. Or cette cinétique est grandement conditionnée par l'allure de l'enveloppe, c'est-à-dire croissante ou décroissante (en figure 3.36, comparer a) et b), c) et d), e) et f)). Dès lors, si l'endommagement est le même après 10^6 ou $2 \cdot 10^6$, il est capital de saisir que seuls les cycles de grande amplitude sont responsables de la propagation de l'endommagement. En fait, le

glissement augmente sensiblement pour autant que la valeur de la sollicitation maximale τ_{max} appliquée lors d'un cycle soit comprise entre 70 ÷ 100 % de la valeur maximale τ_{MAX} obtenue préalablement [19].

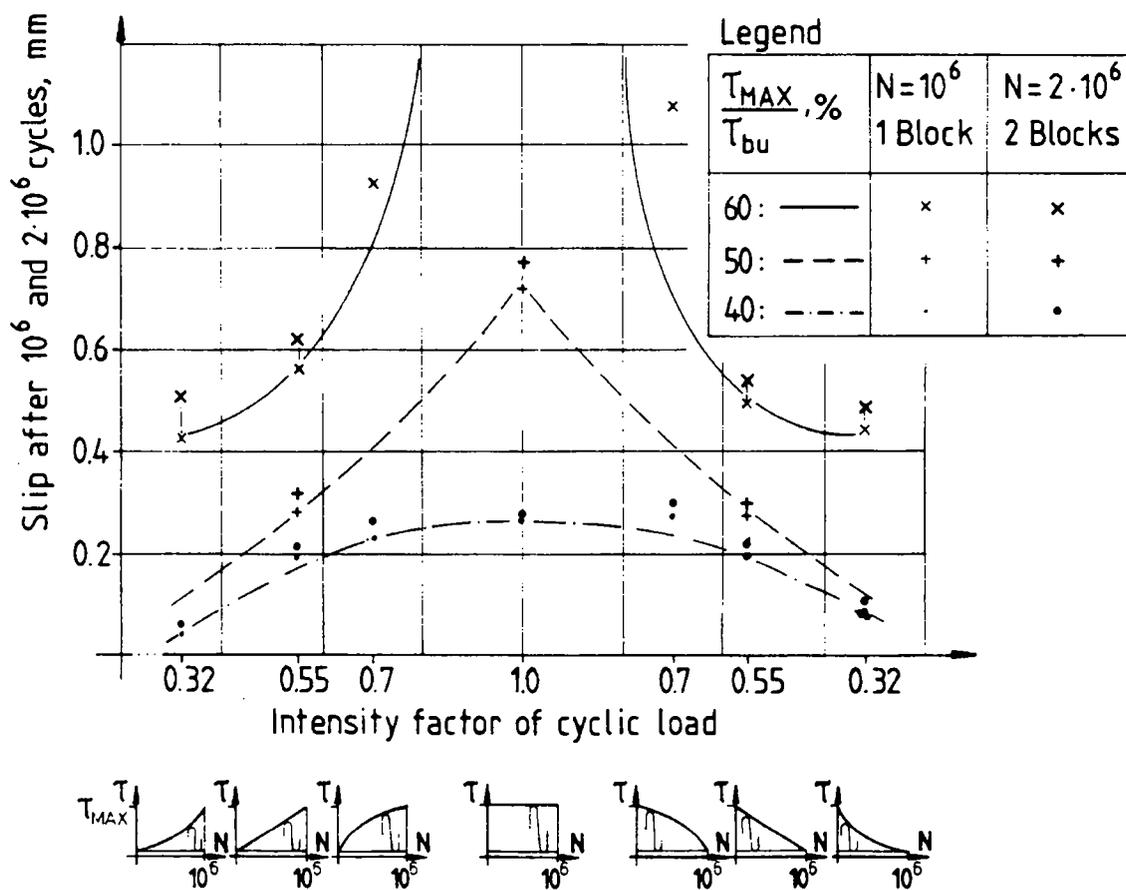


Figure 3.37: Facteur d'intensité du chargement cyclique (Intensity factor of cyclic load): Augmentation du glissement (s) due à 10^6 et $2 \cdot 10^6$ cycles en fonction de l'histoire de chargement et de la valeur de $\tau_{MAX}/\tau_{bu} = 0.4, 0.5$ et 0.6 [17]

La figure 3.38 corrobore cette observation. Il y est rapporté l'augmentation du glissement suite à une sollicitation cyclique aléatoire. Il apparaît clairement que le glissement augmente de façon significative pour autant que le niveau de chargement τ_{max} se rapproche atteigne ou dépasse le plus haut niveau de chargement rencontré préalablement lors de l'histoire. Pour des niveaux de chargement inférieurs à 70 % du niveau maximal rencontré lors de l'histoire, aucune augmentation significative du glissement n'est observée.

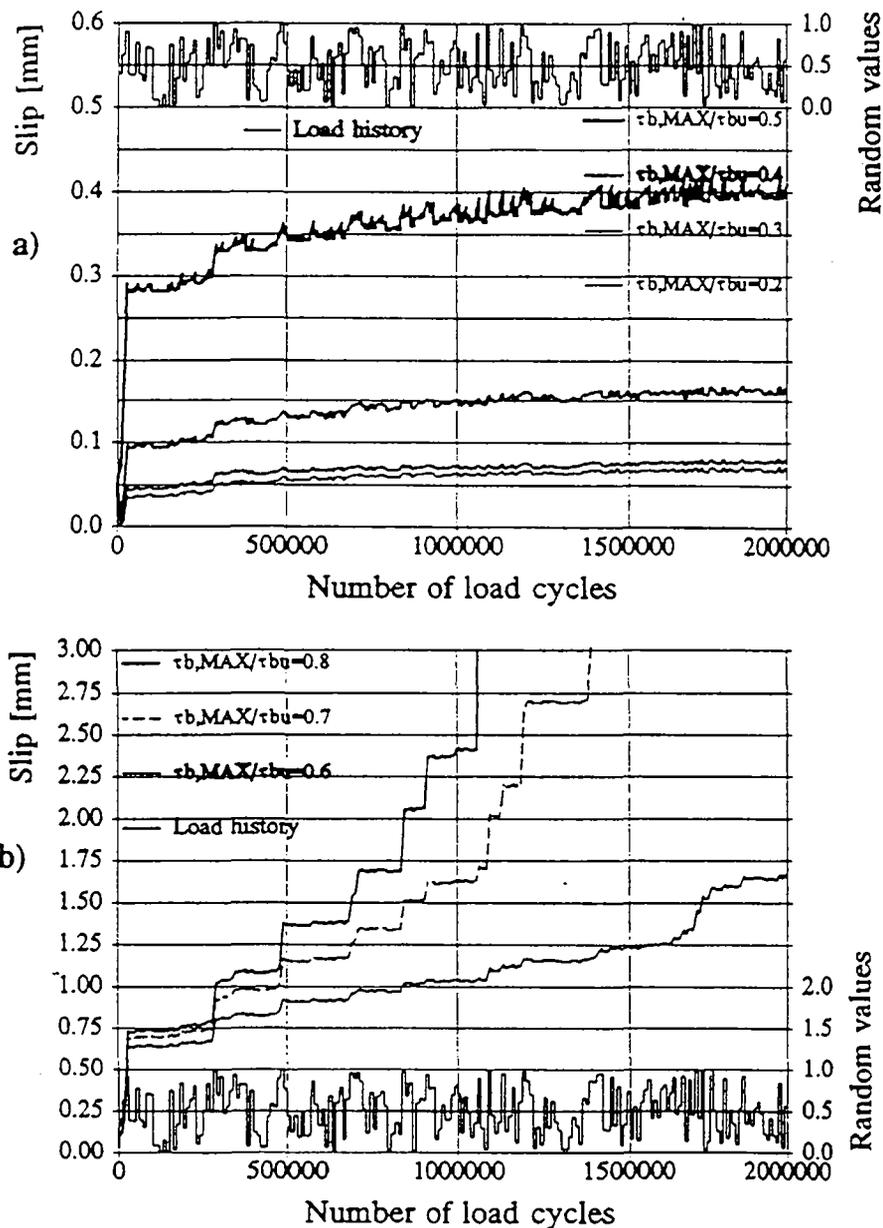


Figure 3.38: Augmentation du glissement (s) pour une sollicitation cyclique aléatoire, ($\varnothing 16$, $\ell_r = 5\cdot\varnothing$, $f_y = 500 \text{ MPa}$, $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$), $\tau_{min} = 0.1\cdot\tau_{MAX}$, tiré de [19]
 a) $\tau_{MAX}/\tau_{b,u} = 0.2, 0.3, 0.4$ et 0.5 ;
 b) $\tau_{MAX}/\tau_{b,u} = 0.6, 0.7$ et 0.8

Notons enfin que lors d'essais « pull-out », pour une longueur d'ancrage L_b relativement importante ($L_b = 24\cdot\varnothing$), et pour des cycles dont l'amplitude varie comme illustré en figure 3.39, l'augmentation du glissement sous sollicitations inférieures *-unloaded side-* ($F_{min} \rightarrow \tau_{min}$) n'a pas la même allure que sous charges maximales *-loaded side-*. En fait, seules les incursions dans les sollicitations maximales F_{max} sont responsables de la petite augmentation du glissement sous sollicitations minimales.

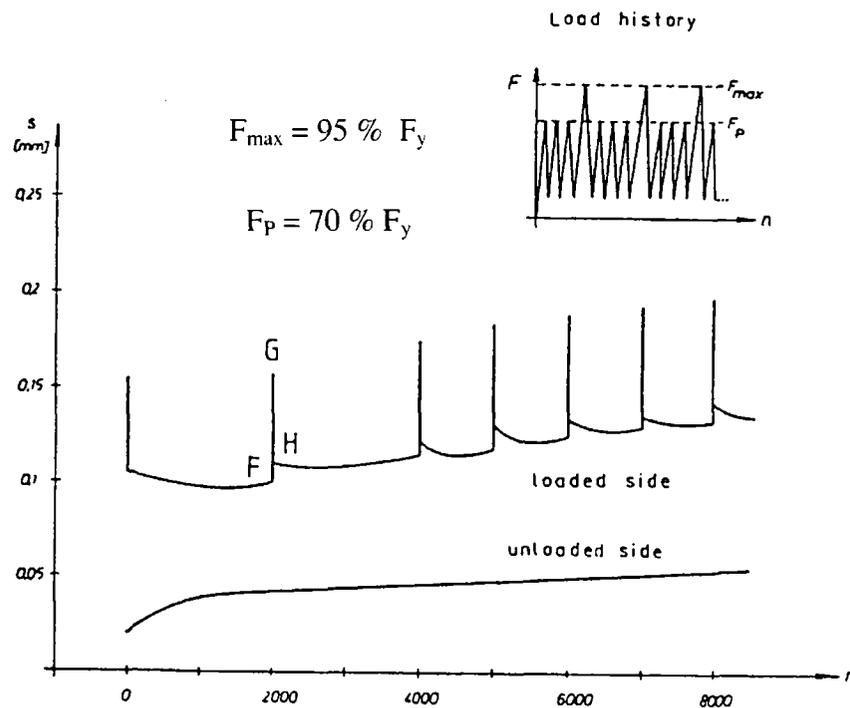


Figure 3.39: Augmentation du glissement s sous sollicitations maximale (loaded side) et minimale (unloaded side) pour un chargement cyclique (n) tel qu'indiqué. $L_b = 24\text{-}\varnothing$, $\varnothing 8\text{ mm}$, $f_c = 20\text{ MPa}$ [19].

3.4.3.3 Modélisation de la décharge de la loi d'adhérence

Pour la décharge, il n'existe pas de consensus international comme c'est le cas pour la montée en charge. Pour autant que l'on reste dans le domaine des glissements positifs, il ressort cependant d'une étude approfondie de la littérature que la décharge peut être caractérisée par un segment de droite quasi-linéaire de pente K très importante, puis par un palier à contrainte d'adhérence quasi-constante dite contrainte de friction τ_f .

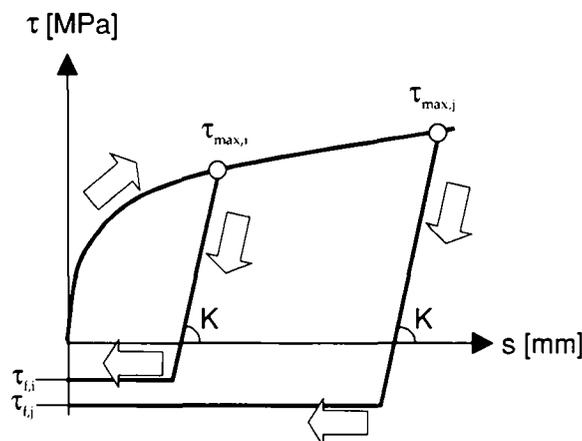


Figure 3.40: Décharge de la loi d'adhérence dans le domaine des glissements positifs ($s \geq 0$), où τ_{max} est la contrainte d'adhérence maximale juste avant décharge, τ_f la contrainte de friction et K la pente de décharge.

Tableau 3.12: Relevé de valeurs caractérisant la décharge de la loi d'adhérence (K et τ_f) pour divers auteurs

Auteurs	Décharge de l'adhérence
Edwards et Yannopoulos [54]	$K = 500$ MPa/mm pour τ_{max} faible $K = 200$ MPa/mm pour τ_{max} élevé
Plaines et Tassios [145]	$\tau_f = 0.15 \div 0.25 \cdot \tau_{max}$
Morita et Kaku [135]	$K = 0.5$ MPa/mm $\tau_f = 0.25 \cdot \tau_{max}$ pour τ_{max} faible $\tau_f = 0.15 \cdot \tau_{max}$ pour τ_{max} élevé
Balázs [16]	$K = 400$ MPa/mm $\tau_f = 0.70 \cdot \tau_{res}$ τ_{res} est la contrainte d'adhérence résiduelle lors d'une montée en charge (figure 3.27)
Hawkins [84]	$K = 260$ MPa/mm $\tau_f = 0.15 \cdot \tau_{max}$
Pochanart et Harmon [148]	$K = \infty$
Moro [136]	$K = 440$ MPa/mm
Eligehausen et al. [57]	$K = 200$ MPa/mm pour un béton standard $K = 300$ MPa/mm pour un BHP
Cowell [47]	$\tau_f = 1.0$ MPa pour un béton standard $\tau_f = 3.5$ MPa pour un BHP
Viathanatepa [173]	$\tau_f = 1.0 \cdot \tau_{res} \approx 0.4$ MPa pour un béton stand.
Code Modèle CEB – FIP 1990 [190]	$K = 200$ MPa/mm $\tau_f = 0$

Sur la base des recherches précédentes que nous avons recensées, la décharge de la loi d'adhérence peut se résumer comme suit :

- La plupart des auteurs (Balázs [4], Ciampi et al. [14], Doerr, Edwards et al. [55], Eligehausen et al. [58], Giuriani [76], Hawkins [84], Morita et al. [135], Plains et Tassios [145], Pochanart et al. [148], Viathanatepa [173], Tassios [185]) s'accordent à prétendre (sur la base de nombreux essais) que la valeur de la contrainte de friction $\tau_{f,i}$ est directement fonction de la contrainte d'adhérence maximale rencontrée juste avant la décharge $\tau_{max,i}$ (voir figure 3.40). Ainsi, connaissant la valeur de $\tau_{max,i}$, la décharge se produit brusquement jusqu'à une valeur $\tau_{f,i}$ valant un certain pourcentage de la valeur maximale $\tau_{max,i}$. Les valeurs les plus souvent rencontrées dans la littérature se situent entre (voir tableau 3.12):

$$\tau_{f,i} \approx (0.15 \div 0.25) \cdot \tau_{max,i} \text{ [MPa]} \quad (3.13)$$

- Au contraire, les mêmes auteurs montrent que la pente de décharge K est indépendante du glissement maximal (et donc de la contrainte d'adhérence maximale τ_{max}) rencontré juste

avant la décharge (voir figure 40). Ainsi, il paraît raisonnable d'adopter pour cette pente K une valeur indépendante de $\tau_{max,i}$. Les valeurs rencontrées varient entre (voir tableau 3.12):

$$K \approx 200 \div 500 \text{ MPa/mm} \quad (3.14)$$

A titre d'exemple, nous montrons dans les figures 3.41 et 3.42 deux tentatives de modélisation de l'adhérence sous sollicitations cycliques sans autres formes d'explications.

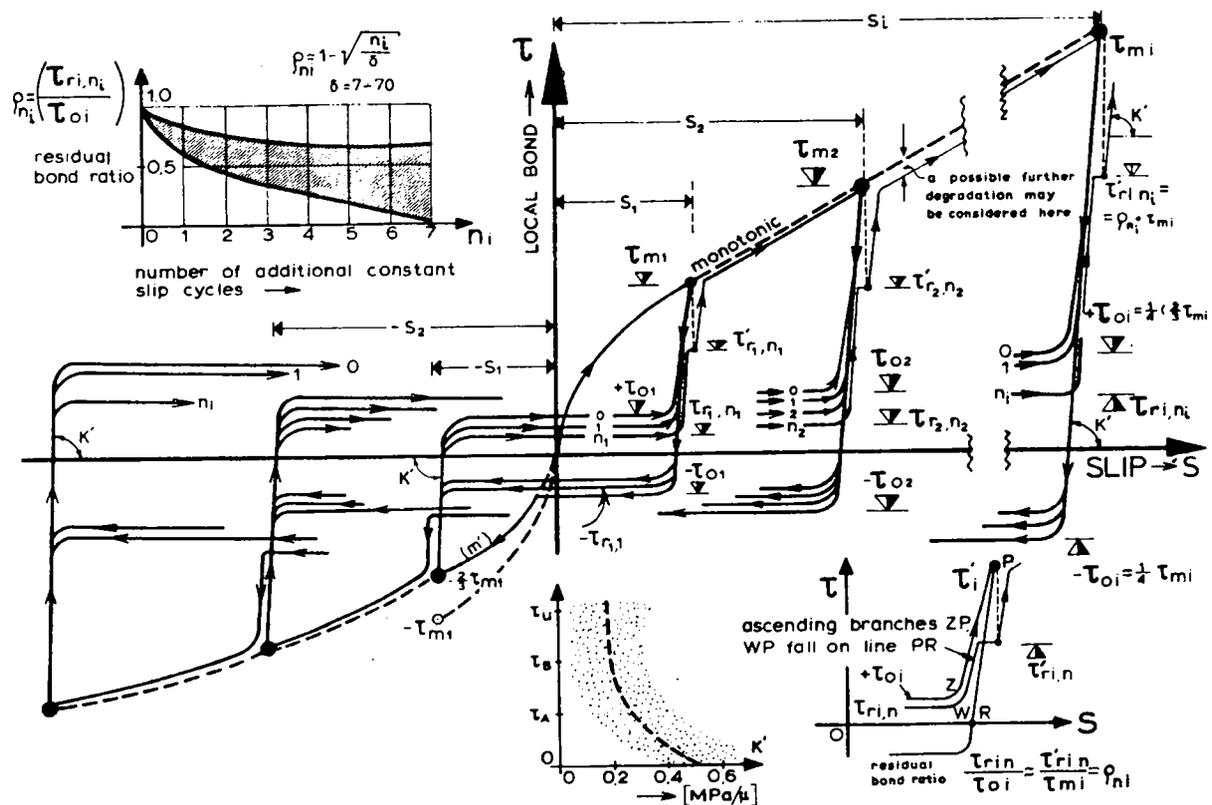


Figure 3.41: Loi d'adhérence sous sollicitations cycliques, d'après Plaines et Tassios [145]

Ces modèles sont extrêmement complexes, et d'une utilisation fort peu conviviale lorsqu'il s'agit d'étudier le comportement global d'un élément de structure. Nous montrerons, plus loin dans ce document (§ 5.2.4), comment nous avons finalement modélisé la décharge de la loi d'adhérence, de façon simplifiée et adaptée aux problèmes que nous souhaitons traiter.

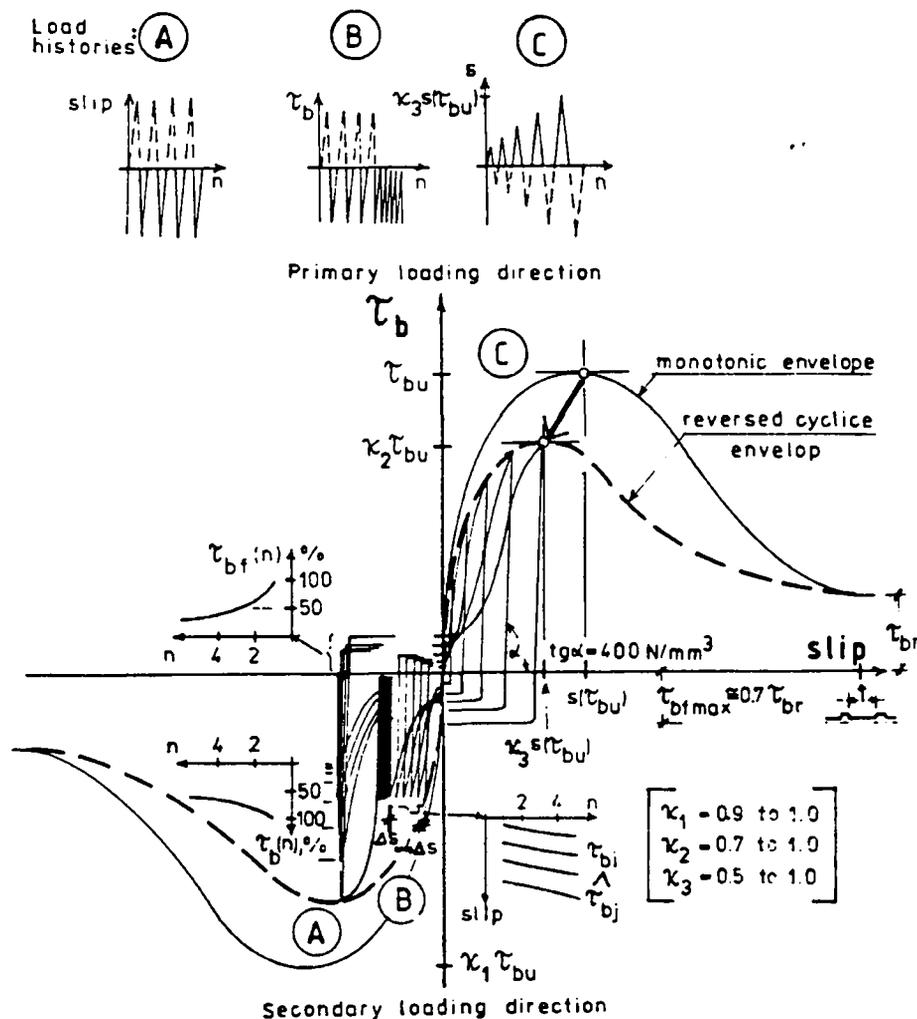


Figure 3.42: Loi d'adhérence sous sollicitations cycliques, d'après Balàzs [16]

3.5 Fissuration du matériau béton

3.5.1 Mécanismes de formation des fissures

3.5.1.1 Distinction entre microfissures et macrofissures

L'origine des fissures peut être diverse, mécanique, physique ou chimique. Il en résulte des types de fissures extrêmement variables, de typologie complexe, qui, en fonction notamment de leur exposition, sont plus ou moins préjudiciables à la bonne tenue dans le temps de l'ouvrage.

Les fissures, dans leur terme générique large, peuvent être observées au niveau de la microstructure du grain de ciment hydraté (micro-level), au niveau de la pâte de ciment enrobant les granulats (meso-level), ainsi qu'au niveau global de l'élément de structure (macro-level).

Toutes ces fissures ont une influence sur les propriétés du béton. Rappelons que pour les aspects concernant l'étanchéité et la durabilité, ce sont toutefois les fissures se situant au niveau meso (appelées microfissures) et au niveau de la structure (appelées macrofissures) qui ont une influence majeure (voir § 3.2).

Les microfissures font généralement suite à une différence de retrait entre la pâte de ciment et le squelette granulaire du béton. Cette différence de retrait ou de dilatation, s'explique :

- par le retrait endogène de la pâte de ciment : La réaction chimique du ciment avec l'eau conduit à une diminution de volume d'environ 0.8 % [175] ;
- et par le fait que le coefficient de dilatation thermique de la pâte de ciment \neq au coefficient de dilatation thermique des granulats.

Les microfissures peuvent aussi résulter d'un gradient thermique ou hydrique dans l'épaisseur d'un élément. Enfin, elles accompagnent nécessairement la formation de macrofissures.

L'influence des microfissures sur les propriétés du béton (module d'élasticité, résistance, perméabilité) est fortement dépendante de leur densité dans la pâte de ciment, ainsi que de leur degré d'interconnexion. Cependant, elles ne sont généralement pas considérées lors de l'étude d'un ouvrage en béton armé, au contraire des macrofissures.

Les macrofissures résultent de contraintes de traction dépassant la résistance du béton (voir § 3.1). Elles peuvent traverser de part en part un élément de structure (fissures traversantes) ou seulement partiellement (fissures de flexion). Les contraintes de traction peuvent naître de charges (actions directes, de force imposée), de tassements ou de différences de retrait ou de température entre différents éléments de structures entravés dans leurs déformations (actions indirectes). Les macrofissures sont souvent visibles à l'œil nu, et constituent une discontinuité dans la matrice du béton.

3.5.1.2 Formation d'une macrofissure

La cinétique du comportement du béton seul en traction est illustré dans la figure 3.43. Il s'agit de mesurer l'effort de traction sur une petite éprouvette de béton sollicitée par une déformation imposée qui croît de façon monotone. Jusqu'à une certaine charge (point A), inférieure à la charge maximale, le comportement du béton peut être admis élastique linéaire. Ensuite, la courbe s'infléchit progressivement, sous l'effet de microfissures qui se développent de manière répartie dans le béton, et qui contribuent à réduire la rigidité de l'éprouvette. Au voisinage de la charge maximale (point B), les microfissures se localisent dans une zone définie. Lorsque la déformation augmente, l'effort de traction diminue, du fait

que les allongements se concentrent dans cette zone de faible rigidité. Les microfissures se densifient dans cette zone, puis, par coalescence, forment une macrofissure, visible à l'œil nu (point C). A ce stade, le seul effort de traction repris par le béton correspond à la rugosité des deux faces de la fissure. La rupture totale de l'éprouvette est atteinte lorsque plus aucun effort n'est transmis par le béton (point D), c'est-à-dire lorsque les deux faces de la fissure sont physiquement séparées ($w > w_c$).

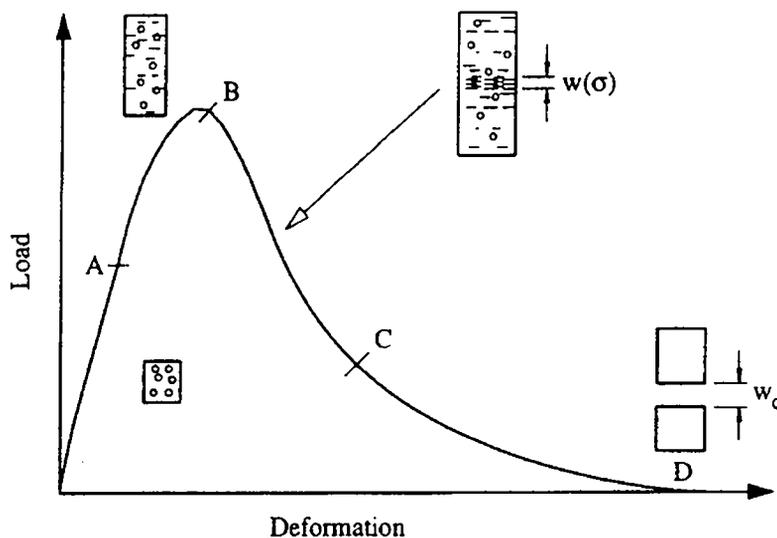


Figure 3.43: Cinétique de formation d'une macro-fissure sur un diagramme effort de traction-déformation pour une éprouvette de béton seul [100].

La notion de fissure fictive (fictitious crack model ou FCM, Hillerborg [88]) permet de décrire le comportement du béton en traction, en phase de fissuration (voir figure 3.44). La déformation d'un tronçon d'élément comprenant une fissure est décomposée en la déformation répartie d'un tronçon non fissuré (travaillant en stade I, de longueur ℓ) et une ouverture de fissure w égale à l'allongement $\Delta\ell_A$ d'un tronçon de longueur ℓ comprenant la fissure, auquel il est retranché l'élongation d'un tronçon de même longueur ne comprenant pas de fissure $\Delta\ell_B$:

$$w = \ell_A - \ell_B = \Delta\ell_A - \Delta\ell_B \quad (3.15)$$

avec : $\ell_A = \ell + \Delta\ell_A$

$$\ell_B = \ell + \Delta\ell_B$$

On parle dès lors de « fissure fictive », puisque tout le processus complexe de la localisation d'une macrofissure (tel que décrit ci-dessus) est ramené à une loi $\sigma(w)$, où w est l'ouverture fictive d'une fissure composée de deux plans distincts. Or, une fissure réelle se forme dans une bande d'épaisseur valant $(1.5 \div 4) \cdot \varnothing_{max. \text{ granulats}}$, et présente de nombreux dédoublements et ramifications au gré de la position des granulats.

Le processus conduisant à la séparation complète des deux plans de fissuration nécessite une certaine quantité d'énergie, donnée par l'intégrale du produit de la force de traction et de la

déformation. Cette énergie est appelée énergie de rupture G_f [Nmm/mm²] et se déduit directement de la courbe $\sigma(w)$.

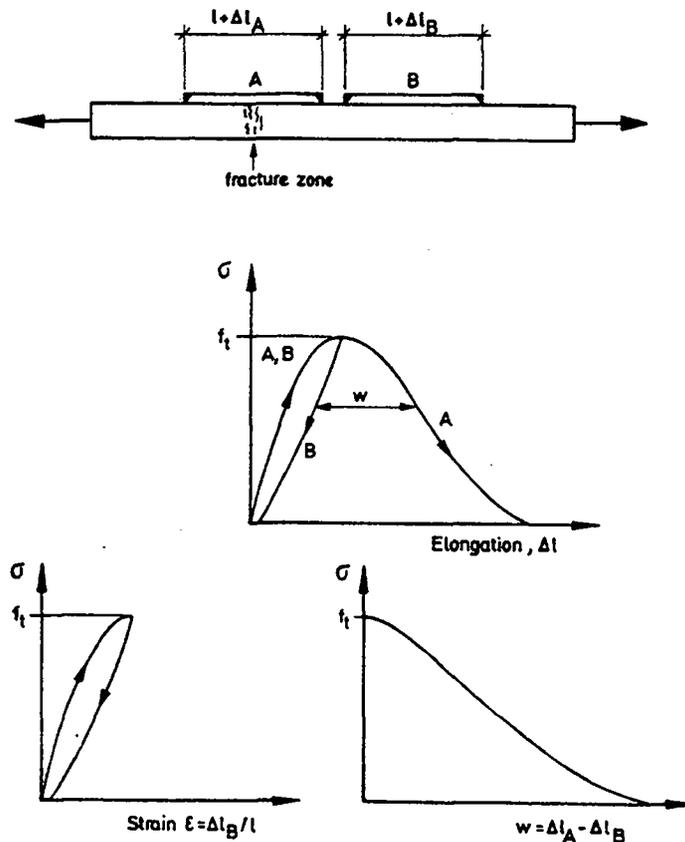


Figure 3.44: Décomposition de la déformation totale d'un élément de béton en phase de fissuration en une déformation répartie dans le béton non fissuré ($\epsilon = \Delta l_B / l$) et en une ouverture de fissure localisée ($w = l_A - l_B$): modèle de fissure fictive FCM, Hillerborg [88]

La mesure de l'ouverture fictive d'une fissure peut être facilement réalisée à l'aide d'une jauge Ω disposée sur la zone de rupture. Il s'agira cependant de disposer la jauge Ω sur une base de faible dimension, afin que l'allongement du béton entre les deux points d'attache de la jauge au béton soit négligeable ($\Delta l_B \approx 0$).

Ce qui précède, bien que se rapportant au cas de la traction, reste strictement applicable au cas de la flexion, au détail près que les différents stades décrits en figure 3.43 se rencontrent simultanément le long de la fissure, à partir de la surface où elle est la plus ouverte jusqu'au fond de fissure, où son ouverture est nulle (voir figure 3.45).

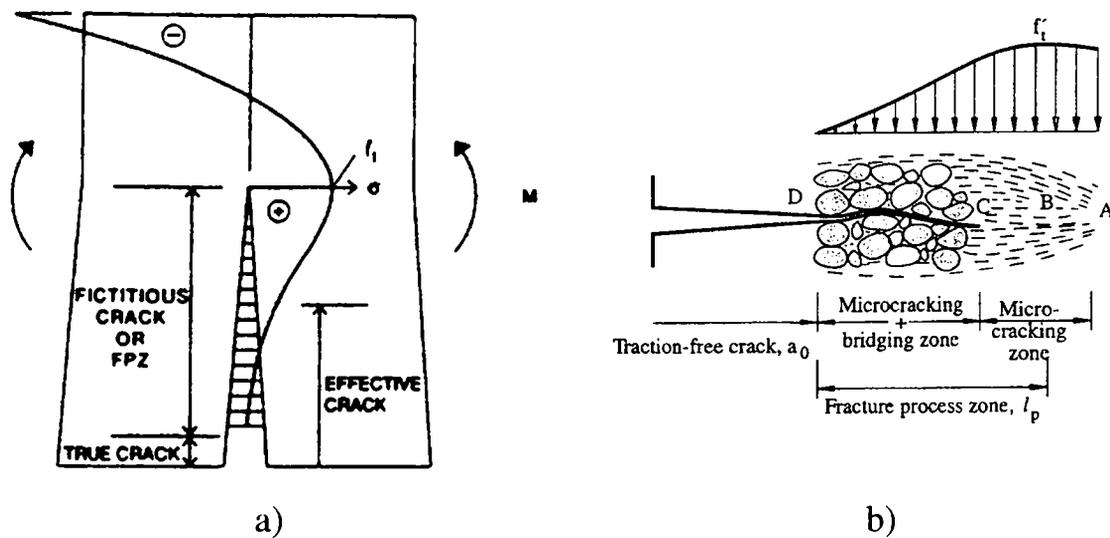


Figure 3.45: a) Contraintes dans une section fissurée sollicitée en flexion pure, Brühwiler [34]
 b) Contraintes en fond de fissure (les points A, B, C et D correspondent à ceux présentée en figure 3.43), Karihaloo [100].

3.5.2 Influence des sollicitations cycliques sur le comportement du béton

Basés sur de nombreux essais, plusieurs modèles reproduisent la courbe $\sigma(w)$ dans le cas d'un chargement croissant de façon monotone. Au contraire, les modèles permettant de reproduire la décharge ainsi que la propagation de l'endommagement successif à l'application de cycles de chargement ne sont pas nombreux.

Remarquons que les différences entre types de sollicitations cycliques énumérées dans le § 3.4.3.2, en ce qui concerne l'adhérence acier-béton, demeurent valables pour ce qui est du béton seul sous sollicitations cycliques.

Dans ce qui suit nous faisons la différence selon que les cycles sont appliqués :

- pour des niveaux de charge (ou de déformation) inférieurs à la charge maximale de traction dans le béton (\approx avant le point B de la figure 3.43). Dans ce qui suit nous parlerons de sollicitations cycliques « *Pre-peak* » ;
- pour des niveaux de charge (ou de déformation) supérieurs à la charge maximale de traction dans le béton (\approx après le point B de la figure 3.43). Dans ce qui suit nous parlerons de sollicitations cycliques « *Post-peak* » ;

3.5.2.1 Cycles « Pre-peak »

Les analogies avec ce qui a été dit précédemment concernant l'adhérence sont multiples.

De façon générale, il ressort que :

- la cinétique de l'augmentation des déformations du béton dans la zone endommagée sous sollicitations cycliques est extrêmement voisine de la cinétique de l'augmentation du glissement s à l'interface acier-béton, et a lieu également en trois phases distinctes (voir figure 3.33 pour l'adhérence, et figure 3.46 pour le béton) ;

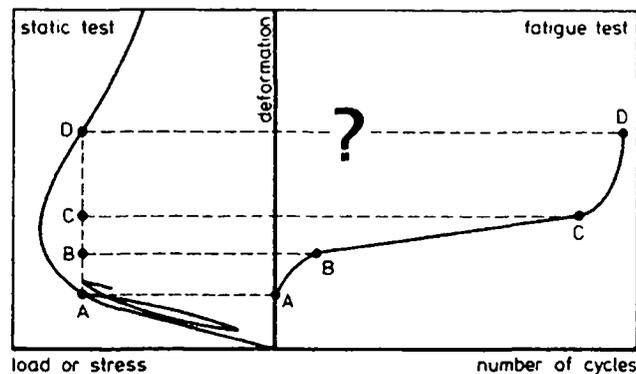


Figure 3.46: Représentation schématique de la relation existant entre déformations provenant d'une sollicitation croissant de façon monotone et provenant de sollicitations cycliques [93]

- ce sont les cycles avec changement du signe de la contrainte (sous sollicitations alternées) qui sont les plus préjudiciables (voir figure 3.47);

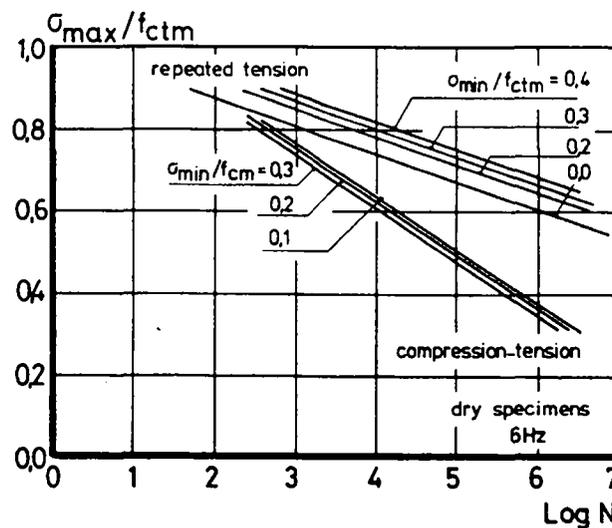


Figure 3.47: Relation entre nombre de cycles pour atteindre la rupture et niveau maximal de contrainte de traction σ_{max} , pour différentes valeurs de la contrainte minimale σ_{min} , dans le cas de sollicitations unidirectionnelles ($\sigma_{min} > 0$, repeated tension) ou alternées ($\sigma_{min} < 0$, compression-tension), tiré de Cornelissen [187]

- Le nombre de cycles nécessaires pour engendrer la rupture de l'éprouvette (séparation en deux pièces) augmente lorsque le niveau de sollicitation maximal σ_{max} diminue (voir figure 3.47).

- la fréquence des cycles de chargement joue un rôle important. En terme de nombre de cycles nécessaires pour engendrer la rupture, il apparaît que la rupture sera plus rapidement atteinte pour une fréquence faible que pour une fréquence élevée. Notons que très certainement l'effet du temps, qui se manifeste par une diminution de la résistance à la traction du béton (fatigue statique), vient se superposer à l'endommagement faisant suite aux cycles ;
- enfin, il apparaît clairement que les propriétés du béton, ainsi que son exposition (environnement humide ou sec) jouent un rôle important.

3.5.2.2 Cycles « Post-peak »

Les cycles « Post-peak » ont fait l'objet de peu d'investigations. Aussi, le nombre de modèles permettant de reproduire le comportement du béton sous ce mode de sollicitation reste limité. Très souvent, dans les programmes d'éléments finis, on n'a pas d'autres choix que de représenter la décharge « Post-peak » du béton seul sous la forme d'une droite sécante, telle que celle représentée en figure 3.48.

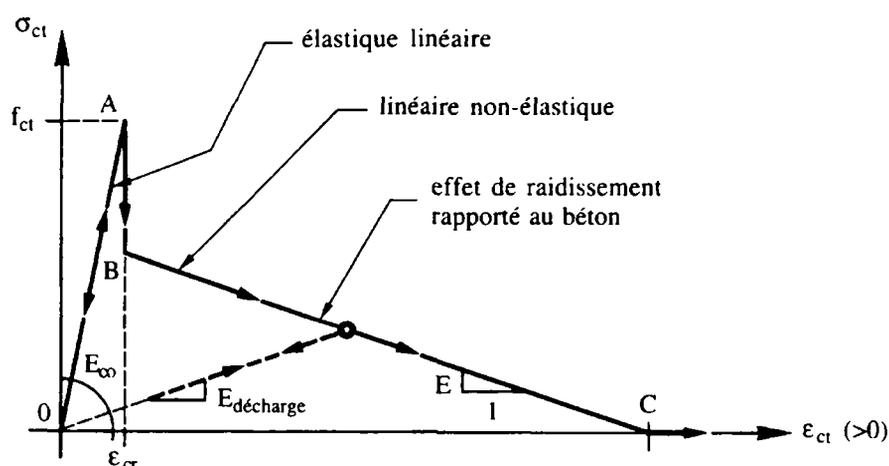


Figure 3.48: Exemple d'une loi constitutive $\sigma - \epsilon$ du béton seul tendu avec une courbe de décharge « Post-peak » sécante [62]

Des études récentes ont montré qu'il n'était cependant pas raisonnable d'approcher la décharge du béton fissuré sous la forme d'une droite sécante.

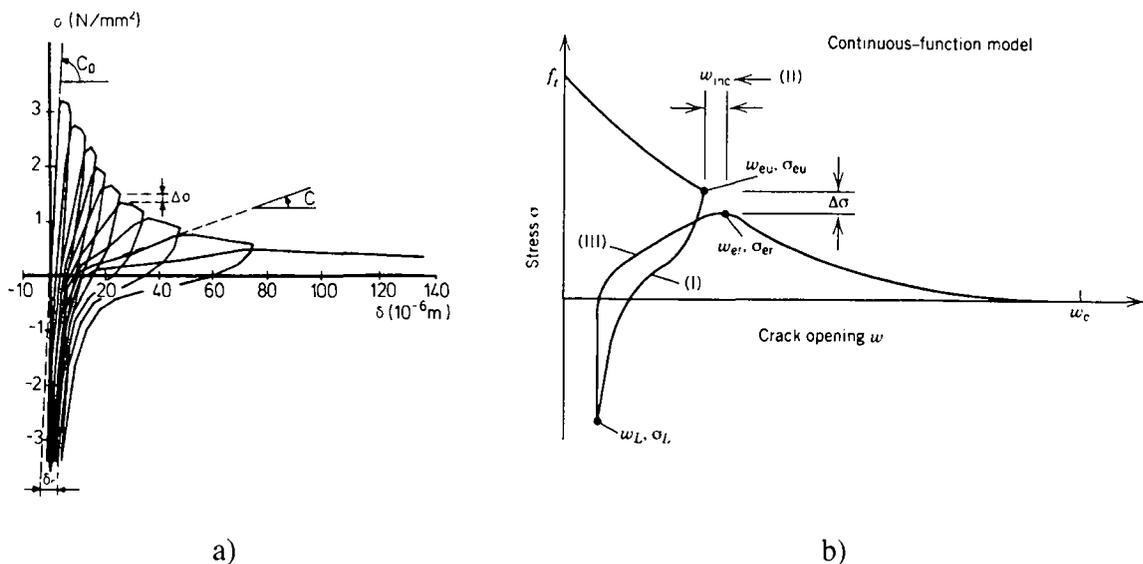


Figure 3.49: Allure de la courbe de décharge $\sigma - w$ du béton fissuré.

a) Résultats expérimentaux [155];

b) Représentation schématique d'un cycle complet [166].

En figure 3.49 a), des résultats d'essais sur petites éprouvettes de béton montrent quelle est l'allure réelle de la courbe de décharge et de rechargement du béton. La figure 3.49 b), illustre de façon schématique un cycle complet de charge-décharge-recharge. Ce cycle peut être caractérisé comme suit, en admettant que la décharge se produit lorsque $\sigma = \sigma_{eu}$ et $w = w_{eu}$:

- Courbe de décharge (I) depuis (w_{eu}, σ_{eu}) :
 - Au début de la décharge, la pente est relativement raide. Cette raideur peut être comprise si l'on imagine dans la zone endommagée une toute petite part de déformation quasi-élastique.
 - Ensuite, il s'agit de refermer les microfissures.

Préalablement on observe une forte diminution de la pente de décharge. Lors de la montée en charge, la formation des microfissures s'accompagne de création de zones de vides plus ou moins remplies de particules fines libérées. Or, dans un premier temps, ces zones n'offrent que peu de résistance à la refermeture des microfissures ;

Dans un second temps, lorsqu'on se rapproche de la décompression et qu'on la dépasse ($\sigma \leq 0$), la pente de la décharge augmente à nouveau. Les particules fines libérées lors de la formation des fissures commencent à être comprimées. Si cette compression est suffisante pour les « compacter », la rigidité du béton homogène est retrouvée. Il n'est par contre pas possible d'annuler la valeur de l'ouverture de fissure fictive w , du fait de la présence de ces particules comprimées qui ne se trouvent plus à leur place originelle, d'avant fissuration.

- Recharge (III) de (w_L, σ_L) à (w_{er}, σ_{er}) :

La courbe de recharge ne coïncide pas avec la courbe de décharge. Une perte de rigidité globale de l'élément accompagne la recharge (traduite par l'énergie consommée lors d'un cycle, c'est-à-dire l'aire entre les courbes (I) et (III)). De plus, bien que situés sur la courbe correspondant à un chargement monotone croissant, (w_{er}, σ_{er}) sont décalés par rapport à (w_{eu}, σ_{eu}) .

En fait, l'endommagement irréversible résultant d'un cycle de charge-décharge-recharge peut globalement être qualifié par trois valeurs, que sont la perte de rigidité C/C_0 , la chute de contrainte $\Delta\sigma$ et la déformation résiduelle δ_r (voir figure 3.49). Il semblerait que l'incursion dans les contraintes de compression lors d'un cycle provoque l'apparition de microfissures longitudinales, en partie responsables de l'endommagement [93].

Une revue complète des modèles permettant de reproduire l'endommagement faisant suite à des sollicitations cycliques « Post-peak » est disponible dans un State-of-the-art report du CEB [192]. A titre d'exemple, nous citerons le « focal point model » (FPM) de Yankelevsky et Reinhardt [177]. Ce modèle, représenté en figure 3.50, utilise une série de points géométriques (focal points) permettant de déterminer une succession de segments de droite formant les courbes de décharge et de recharge.

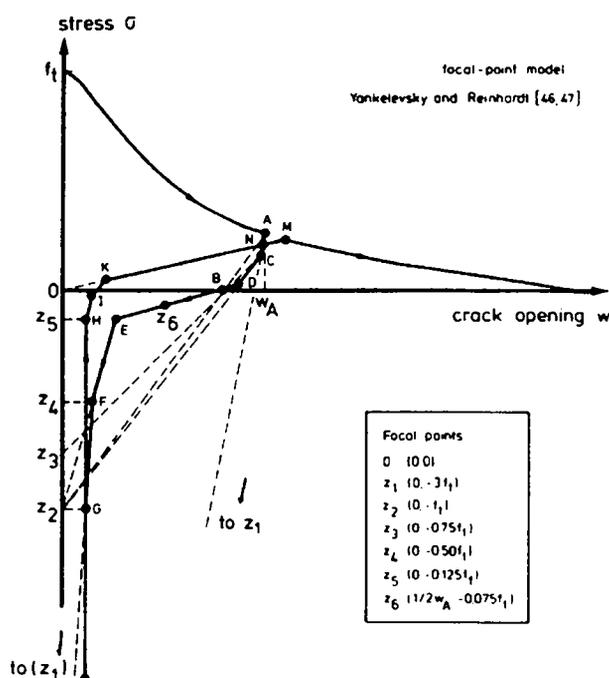


Figure 3.50: FOCAL POINT MODEL (FPM) de Yankelevsky et Reinhardt [177].

Le modèle de Hordijk [92], implémenté dans le programme d'éléments finis DIANA [93] est certainement celui permettant de reproduire de la façon la plus fidèle le comportement complexe de la décharge et de la recharge d'un élément de béton fissuré. Basé sur la notion de fissure fictive développée par Hillerborg [88] (§ 3.5.1.2, figure 3.44), et sur de très nombreux essais, ce modèle offre en outre l'avantage de proposer des lois continues, donc plus

facilement programmables, et sa formulation ne fait appel qu'aux caractéristiques du béton (f_t , G_f , $w_c = 5.14 \cdot G_f / f_{ct}$) et aux coordonnées du point de décharge, (w_{eu} , σ_{eu}).

Lors d'un chargement croissant de façon monotone (figure 3.51), la loi proposée s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot \left(1 + c_1^3 \right) \cdot \exp(-c_2) \quad (3.16)$$

avec

$$c_1 = 3.0$$

$$c_2 = 6.93$$

Lors de la décharge à partir du point (w_{eu} , σ_{eu}), il vient (figure 3.51) :

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = \frac{\sigma_{eu}}{f_{ct}} + \left(\frac{1}{3 \cdot (w_{eu}/w_c + 0.4)} \right) \cdot \left\{ 0.014 \cdot \left[\ln \left(\frac{w}{w_{eu}} \right) \right]^5 - 0.57 \sqrt{1 - \frac{w}{w_{eu}}} \right\} \quad (3.17)$$

Hordijk donne également des formulations pour la branche de recharge et les boucles internes de charge – décharge (« inner loops »).

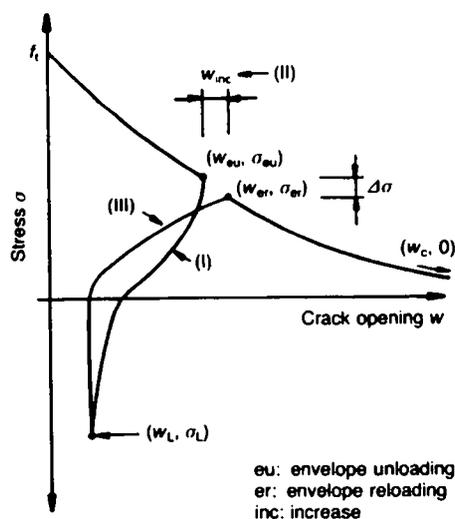


Figure 3.51: Modèle de Hordijk caractérisant le comportement du béton fissuré seul sous chargement cyclique [92]

Commentaires:

La plupart des expressions pour modéliser la décharge du béton seul [90, 92, 192] semblent avoir été développées dans le cas où l'ouverture maximale w_{max} rencontrée juste avant la décharge est inférieure à w_c . En règle générale, aucun commentaire n'est apporté concernant leur validité pour une ouverture de fissure supérieure à w_c .

3.6 Ouverture moyenne des fissures

3.6.1 Introduction

Le comportement d'un élément de structure à l'état fissuré est complexe.

Pour l'étude d'une structure ou d'un élément de structure, deux approches fondamentalement différentes existent :

- L'analyse globale de l'élément constitué du matériau béton-armé par une loi constitutive prenant en compte l'interaction qu'il existe entre le béton et l'acier d'armature. Elle permet d'étudier le comportement structural d'un ouvrage en béton en tenant compte des effets de la fissuration et de l'influence des barres d'armature (redistribution d'efforts, déformations).

Pour fixer les idées, soit un élément de béton armé sollicité en traction pure. Son comportement peut se dissocier en trois phases distinctes (figure 3.52) :

- Une première phase élastique linéaire (*uncracked phase*) jusqu'à obtention dans le béton d'une contrainte provoquant la fissuration ($f_{ct,1}$) ;
- Une seconde phase, appelée phase de formation des fissures (*crack formation*), entre les efforts correspondant à $f_{ct,1}$ et $f_{ct,n}$ dans le béton. Durant cette phase le nombre de fissures augmente et leur ouverture reste, en première approximation, constante ;
- Une troisième phase, appelée phase de fissuration stabilisée (*stabilized cracking*), jusqu'à la rupture du tirant. Durant cette phase le nombre de fissures reste stable et leur ouverture augmente.

Le comportement global du béton-armé peut dès lors être modélisé par une *loi du tirant*, dont il existe plusieurs versions (voir figure 3.52). La contribution du béton tendu entre les fissures y est prise en compte par l'intermédiaire du « tension stiffening ». Une variante ou un cas particulier de cette approche constitue l'approche moment courbure, permettant de reconstituer les flèches d'une structure [186].

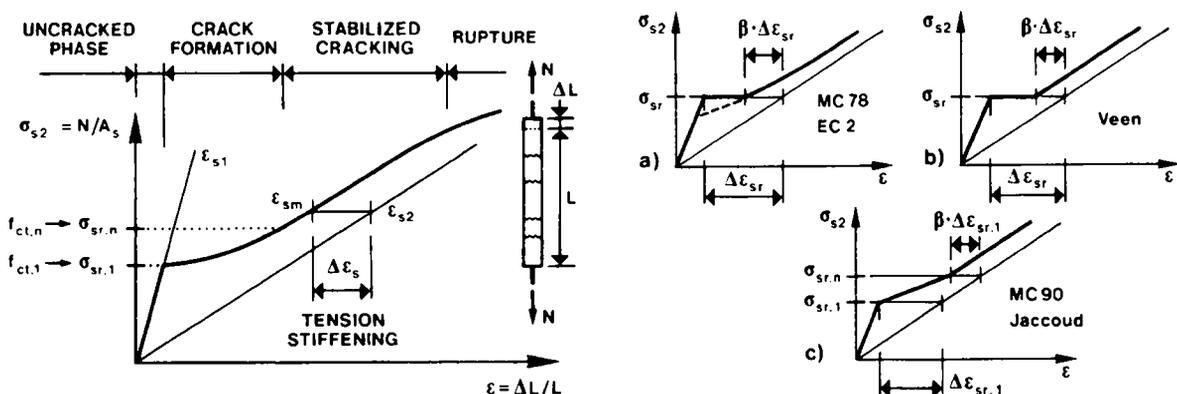


Figure 3.52: Comportement réel d'un tirant en béton armé, et modèles du tirants [97]

- L'analyse discrète de la fissuration est basée sur une loi d'adhérence du type de celles décrites dans le § 3.4. Dans ce chapitre, nous allons nous focaliser sur ce type d'analyse.

Comme indiqué sur la figure 3.53 dans le cas d'un tirant de béton armé, les contraintes σ et les allongements relatifs ε varient considérablement le long de l'élément; et ceci aussi bien pour les contraintes dans le béton ou l'armature qu'à leur interface. Pour autant que la phase d'initiation de la fissure soit terminée ($w \leq w_c$), ce qui sera généralement le cas pour des structures réelles sollicitées en traction pure, l'élément travaille en stade II-nu au droit des sections fissurées ($\sigma_s = \sigma_{s2}$; $\sigma_c = 0$). Entre les fissures, à une certaine distance de celles-ci, l'élément se comporte par contre en stade I ($\sigma_s = \sigma_{s1} = \sigma_{c1} \cdot E_s / E_c$; $\sigma_c = \sigma_{c1} \leq f_{ct}$). Sur une certaine longueur ℓ_r de part et d'autre des fissures, le comportement varie entre ces deux stades extrêmes, et la transmission de l'effort de traction entre l'armature et le béton est assurée par des contraintes d'adhérence τ .

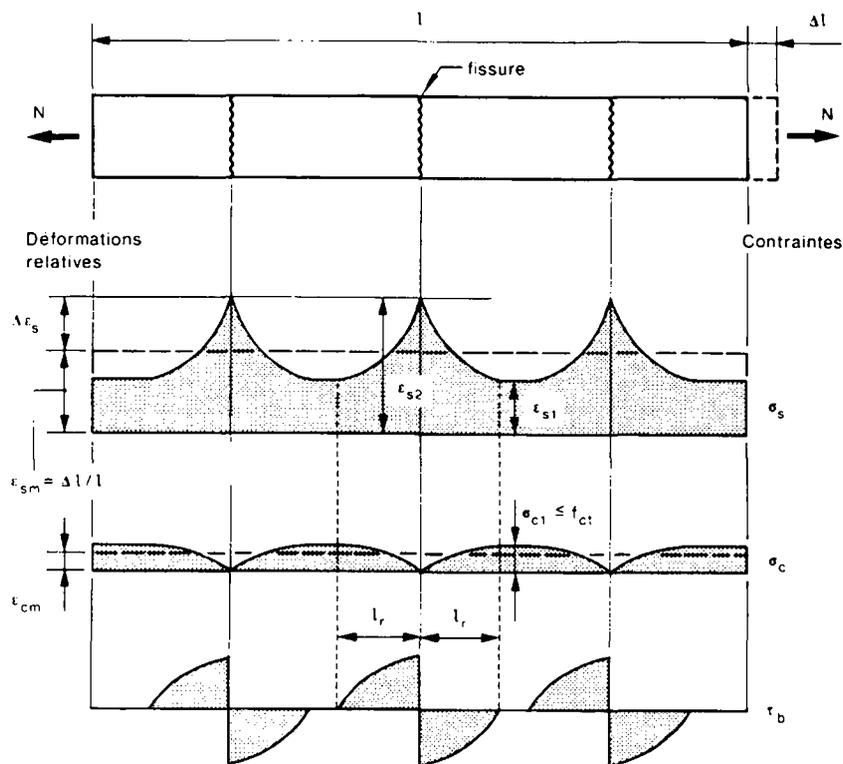


Figure 3.53: Variations des déformations relatives et des contraintes sur la longueur d'un élément en béton armé fissuré (en phase de formation des fissures)[62]

Dans le cas d'un effort normal de traction N imposé à un élément de structure, cet effort de traction, qui est présent au sein du béton et qui est progressivement libéré lors de l'apparition d'une fissure, doit être entièrement repris par l'armature au droit de la section fissurée pour que les conditions d'équilibre y soient satisfaites. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la section fissurée l'effort de traction N est progressivement retransmis de l'armature au béton environnant par adhérence. À une distance ℓ_r de la section fissurée on peut considérer que l'état homogène est à nouveau rétabli (figure 3.53); en particulier, les déformations relatives

du béton et de l'armature calculées en stade I, respectivement ε_{c1} et ε_{s1} , sont identiques. Cette distance ℓ_r est dénommée longueur de transmission.

Dans ce qui suit, nous allons montrer comment calculer l'ouverture des fissures sous sollicitations cycliques, connaissant les lois de comportement de l'adhérence (§ 3.4) et du béton seul (§ 3.5).

3.6.2 Établissement de l'équation fondamentale d'adhérence et calcul de l'ouverture probable des fissures

L'établissement de l'équation fondamentale d'adhérence et sa résolution se font à partir de considérations d'équilibre et de compatibilité des déplacements sur la longueur de transmission ℓ_r .

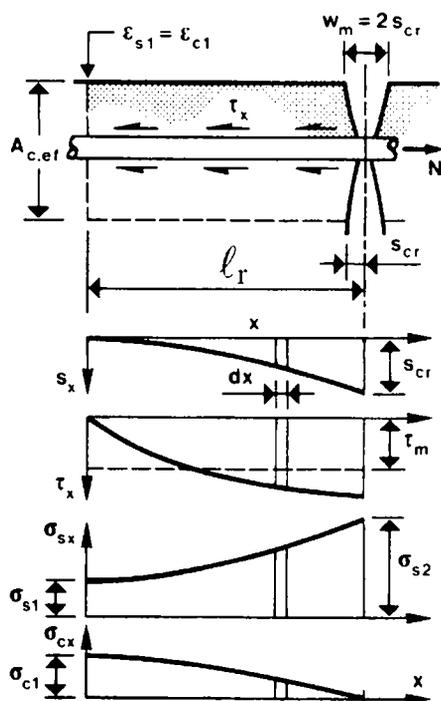


Figure 3.54: Comportement de la zone de transmission ℓ_r entre la fissure (stade II-nu) et le stade homogène (stade I), pour un tirant en phase de formation des fissures, lors de la montée en charge [97].

L'équilibre d'un élément de longueur infinitésimale dx se trouvant dans la zone de transmission nous donne (figure 3.54):

$$d\sigma_s(x) \cdot A_s = \pi \cdot \varnothing \cdot \tau(x) \cdot dx = -d\sigma_c(x) \cdot A_c \quad (3.18)$$

où, dans cette relation,

A_s et A_c sont respectivement les aires d'acier et de béton [mm^2];

σ_s et σ_c sont les contraintes dans l'acier et le béton [MPa];

\emptyset est le diamètre des barres d'armature [mm].

En admettant que les sections planes restent planes, le glissement s entre la barre d'armature et le béton dans une section donnée est défini comme l'intégrale le long de x de la différence entre les déformations relatives de l'armature et du béton, et s'exprime par :

$$s(x) = \int_0^x (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) dx \quad (3.19 a)$$

ou ε_s et ε_c sont les déformations relatives de l'acier et du béton [MPa] .

L'équation précédente peut également s'écrire :

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \left(\frac{d\varepsilon_s(x)}{dx} - \frac{d\varepsilon_c(x)}{dx} \right) \quad (3.19 b)$$

En admettant que l'acier et le béton respectent la loi de Hooke, les équations (3.18) et (3.19 b) nous permettent d'écrire l'équation différentielle fondamentale d'adhérence :

$$\frac{d^2 \sigma_s(x)}{dx^2} = \left(\frac{4}{\emptyset \cdot E_s} + \frac{4 \cdot \rho}{\emptyset \cdot E_c} \right) \cdot \tau(x) \quad (3.20)$$

où E_s et E_c sont les modules d'élasticité de l'acier et du béton [MPa] .

L'intégration analytique de l'équation (3.20) est relativement aisée pour la *montée en charge*.

En introduisant la loi d'adhérence proposée en équation (3.9), il vient :

$$\frac{d^2 \sigma_s(x)}{dx^2} = \left(\frac{4}{\emptyset \cdot E_s} + \frac{4 \cdot \rho}{\emptyset \cdot E_c} \right) \cdot a \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^b \quad (3.21)$$

La solution de cette équation pour calculer l'ouverture des fissures est obtenue en tenant compte d'une part des valeurs aux limites suivantes : $s(x=0) = s'(x=0) = 0$; et, d'autre part, du fait qu'au droit de la fissure le glissement ($s(x=\ell_r)$) égale la moitié de l'ouverture de fissure : $s(x=\ell_r) = w/2$. De la sorte, il vient :

$$w = 2 \cdot \left(\frac{(1+b) \cdot \emptyset \cdot \sigma_{sr}^2}{8 \cdot a \cdot E_s \cdot (1 + \rho \cdot E_s / E_c)} \right)^{\frac{1}{1+b}} \quad (3.22)$$

w ouverture de la fissure isolée [mm²] ;

σ_{sr} contraintes dans l'acier au droit de la fissure [MPa] ;

L'intégration de l'équation 3.20 est par contre beaucoup plus ardue pour la *décharge*, compte tenu des lois complexes permettant de reproduire le comportement des divers composants sous un effort diminuant (béton fissuré et loi d'adhérence béton-acier). Nous verrons néanmoins comment il est possible de s'en sortir en discrétisant la zone de transmission en petit tronçons de longueur Δx (voir aussi les travaux de Tassios [170]).

3.6.3 Propagation de l'ouverture des fissures suite aux cycles

L'évolution de l'ouverture des fissures sous sollicitations cycliques est intimement liée à la propagation de l'endommagement de l'adhérence acier-béton.

Comme nous l'avons vu au § 3.4.3.2, l'augmentation du glissement avec le nombre de cycles peut se caractériser au moyen d'un facteur k_n , fonction du nombre de cycles n . Ce dernier, au sens du Code Modèle CEB – FIP 1990 [190] vaut : $k_n = (1 + n)^{0.107} - 1$ (voir également équation (3.12)).

Pour fixer les idées, $k_n = 30 \%$ pour $n = 10$;

$k_n = 64 \%$ pour $n = 100$;

$k_n = 100 \%$ pour $n = 1000$;

$k_n = 168 \%$ pour $n = 10'000$.

Bien que l'ouverture des fissures égale $w = 2 \cdot s(x = \ell_r)$, il ne faut pas commettre l'erreur de penser qu'elle varie avec les cycles de la même manière que s .

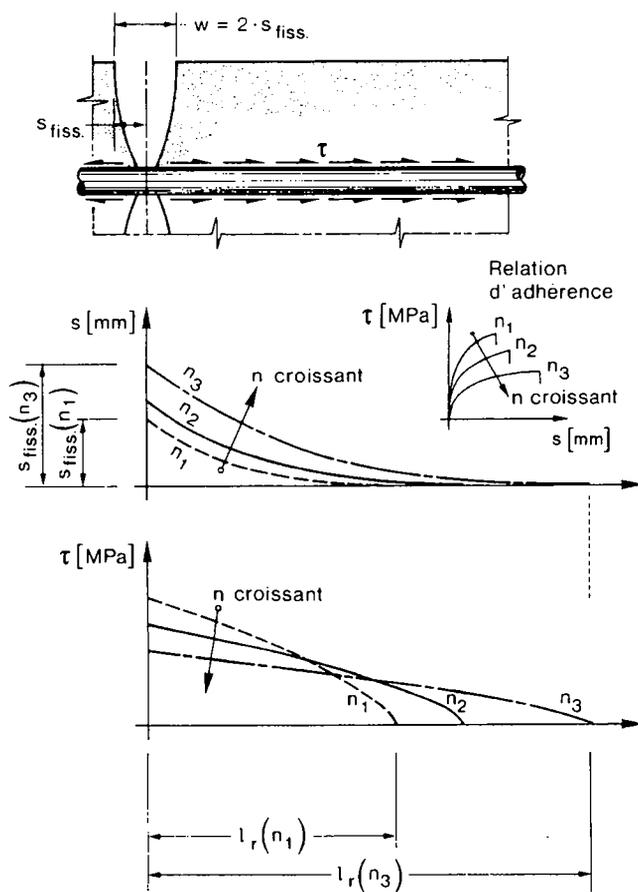


Figure 3.55: Evolution de la relation d'adhérence τ - s et de la répartition des contraintes d'adhérence τ et du glissement s sous sollicitations cycliques, le long de la zone de transmission ℓ_r

En effet, une évolution similaire de s et w avec le nombre de cycles nécessiterait que la distribution des τ le long de ℓ_r demeure constante. Or, il s'agit de ne pas bafouer les conditions d'équilibre, de compatibilité des déformations et la loi de Hooke qui doivent impérativement être respectés le long de la zone de transmission.

Dès lors, un nouvel équilibre est atteint le long de la zone de transmission (figure 3.55), et, en définitive, l'ouverture des fissures w varie beaucoup moins vite que le glissement (voir également les § 5.4.2 et 5.5.2).

3.7 Schéma de fissuration d'un tablier de pont

3.7.1 Introduction

Les dalles supérieure et inférieure d'un pont en caisson peuvent être assimilées à des plaques horizontales, qui, sous l'effet d'un moment, généralement composé d'un effort normal, sont obligées de se déformer. Il en résulte des ε^+ de traction, que l'on admettra pour la suite calculés au feuillet moyen des plaques horizontales, susceptibles de les fissurer.

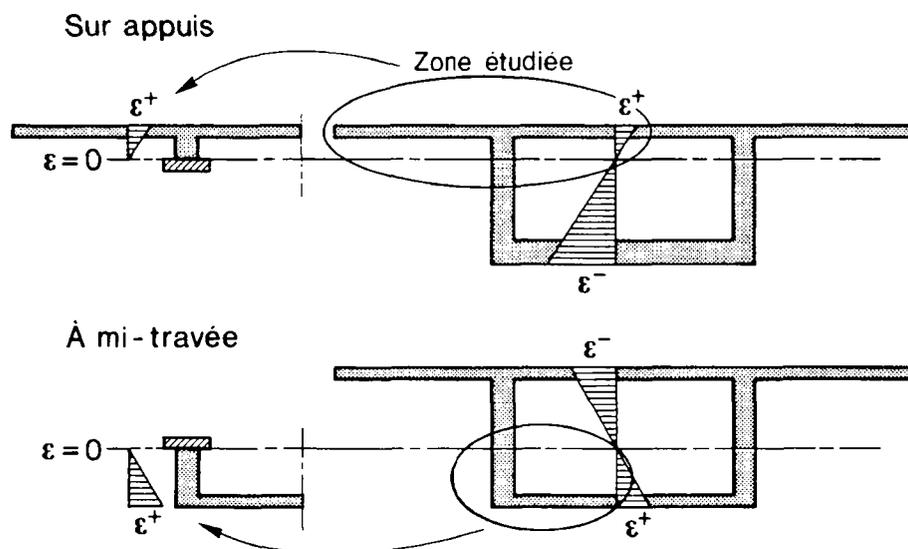


Figure 3.56: Déformation des plaques horizontales (dalles supérieure et inférieure) d'un caisson de pont sollicité par de la flexion composée.

Regardons le réseau de fissures qui en découle, indépendamment de la présence d'armature adhérente.

3.7.2 Parallèle avec un mur voulant se raccourcir sur une fondation indéformable

Bien que l'état de sollicitation soit sensiblement différent, ramenons notre problème à celui d'un mur non armé, bétonné sur une fondation infiniment rigide, voulant se raccourcir sous l'effet d'une déformation imposée ϵ_0 instantanée et uniforme (voir figure 3.57).

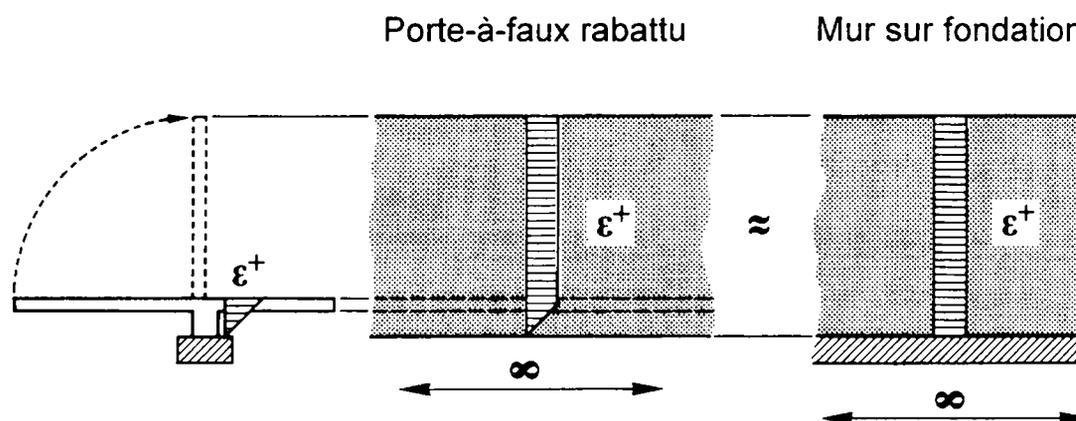


Figure 3.57: Passage du porte-à-faux au mur entravé dans un raccourcissement uniforme instantané sur une fondation indéformable

Le schéma de fissuration d'un mur entravé *non armé* dans son raccourcissement par une fondation rigide a fait l'objet de nombreuses études [29, 49, 181]. Il en ressort un schéma de fissuration stable qui peut être compris en admettant une diffusion de la traction à 45 degrés dans le mur (voir figure 3.58).

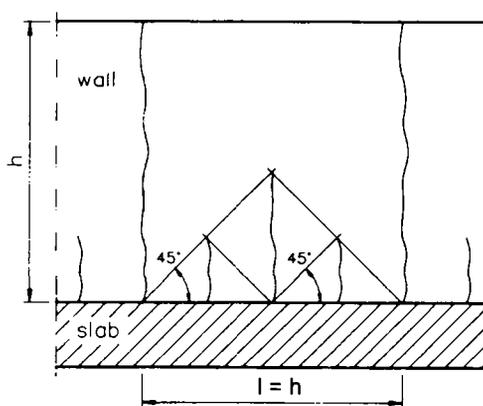


Figure 3.58: Schéma de fissuration d'un mur non armé subissant un raccourcissement uniforme et instantané situé sur une fondation indéformable [29, 49]

La fondation est à l'origine de la fissuration de la paroi. En outre, elle a une action sur la répartition de la fissuration du mur auquel elle est assemblée. Ces deux actions (fissuration et répartition) sont les plus grandes à proximité du radier et diminuent quasi linéairement lorsqu'on s'en éloigne.

La mise en place d'une armature adhérente dans le mur à proximité de la fondation n'a pour ainsi dire aucune influence sur l'espacement et, par conséquent, sur l'ouverture des fissures

qui y prennent naissance. On a tout intérêt à disposer cette armature dans les zones les plus éloignées de la fondation, là où les fissures sont plus rares, et donc plus ouvertes.

- **Compréhension du phénomène sur la base de la théorie d'élasticité**

Comme illustré en figure 3.59, sur la base d'un raisonnement purement élastique, la contrainte de traction dans le mur non armé est d'autant plus faible que le rapport longueur sur hauteur (l/h) (ou le rapport espacement de fissures sur hauteur (s/h)) est faible. Il en ressort que, pour un certain rapport (l/h) (ou (s/h)), fonction de la sollicitation, la contrainte de traction au sommet du mur demeure inférieure à la résistance à la traction du béton, et que les fissures, naissant au pied du mur, ne peuvent se propager jusqu'à son sommet.

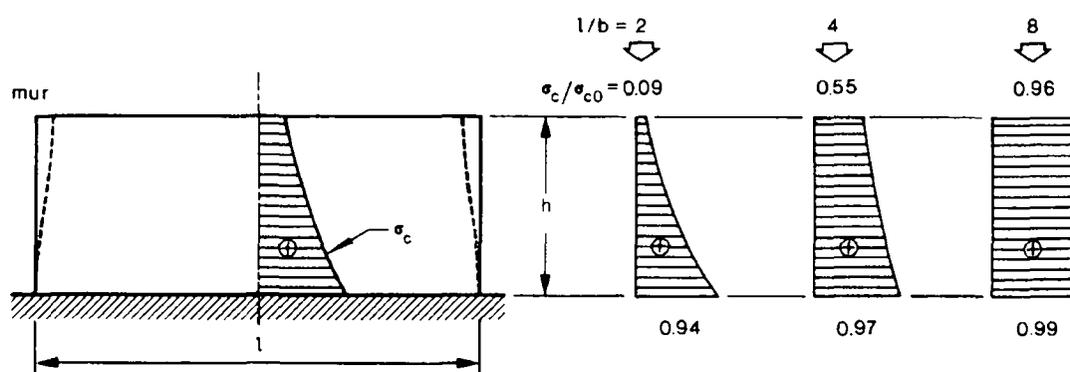


Figure 3.59: Distributions de contraintes (σ_c) sous raccourcissement imposé instantané (ϵ_0) dans un mur sur une fondation infiniment rigide $\epsilon_0 \Rightarrow \sigma_{c,0} = \epsilon_0 E_c$ [49, 62]

3.7.3 Application au cas d'un tablier de pont

Le schéma de fissuration des plaques horizontales que sont les dalles supérieure et inférieure d'un pont en béton précontraint, en admettant qu'aucune armature passive y soit disposée, a la même allure que celui du mur de fondation, à la différence près que la diffusion de l'effort à 45 degrés doit préalablement se faire dans les âmes (voir figure 3.60, ainsi que Beeby [27], Braam [29], Favre et al. [286], Rostasy et al. [158]).

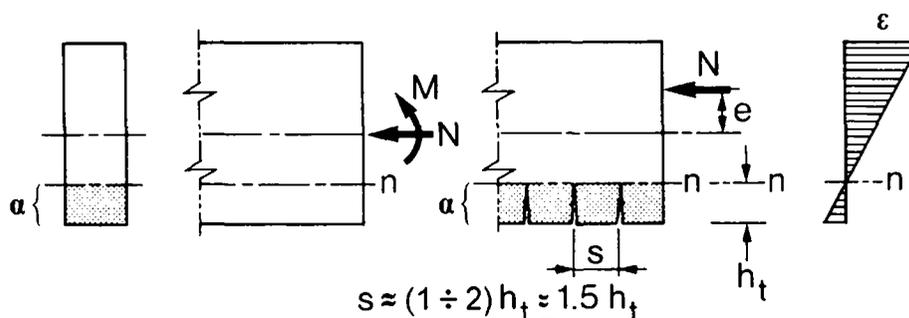


Figure 3.60: Fissuration d'une poutre sollicitée en flexion composée: Limitation de l'espacement des fissures par le voisinage de la zone comprimée (diffusion des efforts dans la poutre).

Il en ressort, comme indiqué en figure 3.61, que l'espacement des fissures, en bout des porte-à-faux et au milieu des dalles inférieure et supérieure est directement fonction de la portée transversale de ces derniers (a_1 , a_2 , b), alors que l'espacement des fissures aux jonctions de ces éléments avec les âmes est directement fonction de la hauteur de la zone tendue (h_t sur appuis et à mi-travée).

Alors que dans le cas du mur à proximité de la fondation, c'est cette dernière qui exerce une action sur la répartition de la fissuration, dans le cas du tablier de pont, c'est le voisinage de l'axe neutre qui joue ce rôle. Plus on s'éloigne de l'axe neutre, moins cette action se fait ressentir sur la répartition de la fissuration. Il en résulte des fissures plus espacées, d'ouvertures supérieures. Dans ces zones, typiquement les bouts de porte-à-faux et le milieu des dalles supérieure et inférieure, la mise en place d'une armature est indispensable si l'on souhaite y limiter les ouvertures des fissures. Lorsque l'on se rapproche des âmes, la présence de l'axe neutre se fait de plus en plus sentir. En conséquence, proche des âmes, il est possible de réduire les quantités d'armature passive.

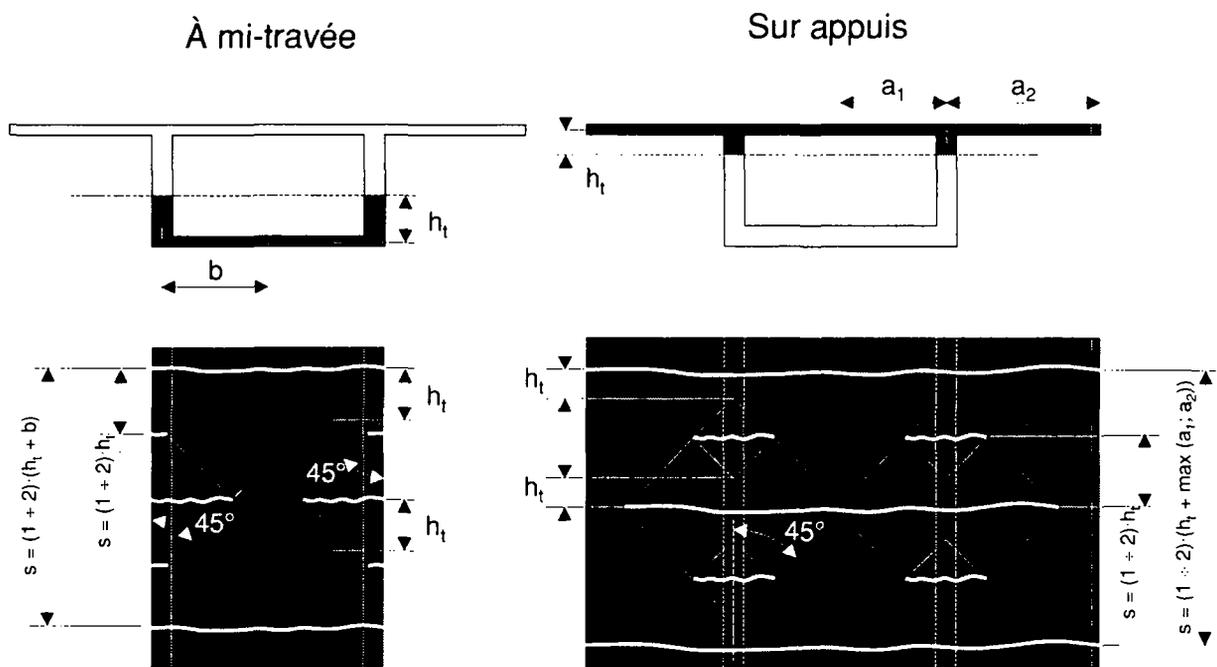


Figure 3.61: Schéma de fissuration d'un tablier de pont en admettant qu'aucune armature adhérente n'y est disposée.

Il est fréquent aujourd'hui que l'armature de fissuration soit répartie au prorata de l'épaisseur de l'élément considéré. Or, les éléments horizontaux d'un tablier de pont vont généralement en s'épaississant lorsqu'ils se rapprochent de l'âme (goussets). Ceci conduit à des quantités d'armature plus importantes dans ces zones épaisses, alors que en bouts des porte-à-faux et au milieu des dalles, généralement moins épais, sont disposées des quantités d'armature plus faibles. Ceci est en contradiction avec la réalité qui veut que ce soit dans ces zones éloignées des âmes que soit mise en œuvre la plus grande quantité d'armature passive, du fait du risque de fissuration plus important dans ces zones (voir figure 3.61).

4 Campagne expérimentale

4.1 Objectifs

Les objectifs de l'étude expérimentale sont d'une part d'acquérir des connaissances phénoménologiques grâce à l'observation et, d'autre part, de fournir des résultats concrets permettant de répondre à certains objectifs généraux de la recherche.

L'ouverture des fissures a déjà été largement étudiée sous sollicitations de traction ou de flexion croissant de manière monotone. En revanche on dispose de relativement peu d'informations sur ce qui se passe en cas de décharge, voire d'inversion des contraintes (éléments précontraints) sous l'effet d'actions cycliques. Dans le cadre de cette recherche, nous nous sommes attachés à résoudre le cas fondamental du tirant en béton armé et précontraint. Il s'agit en fait de déterminer quelle est l'aptitude de la précontrainte à refermer les fissures, ainsi que de juger de l'effet de chargements répétés sur un élément sollicité en traction pure.

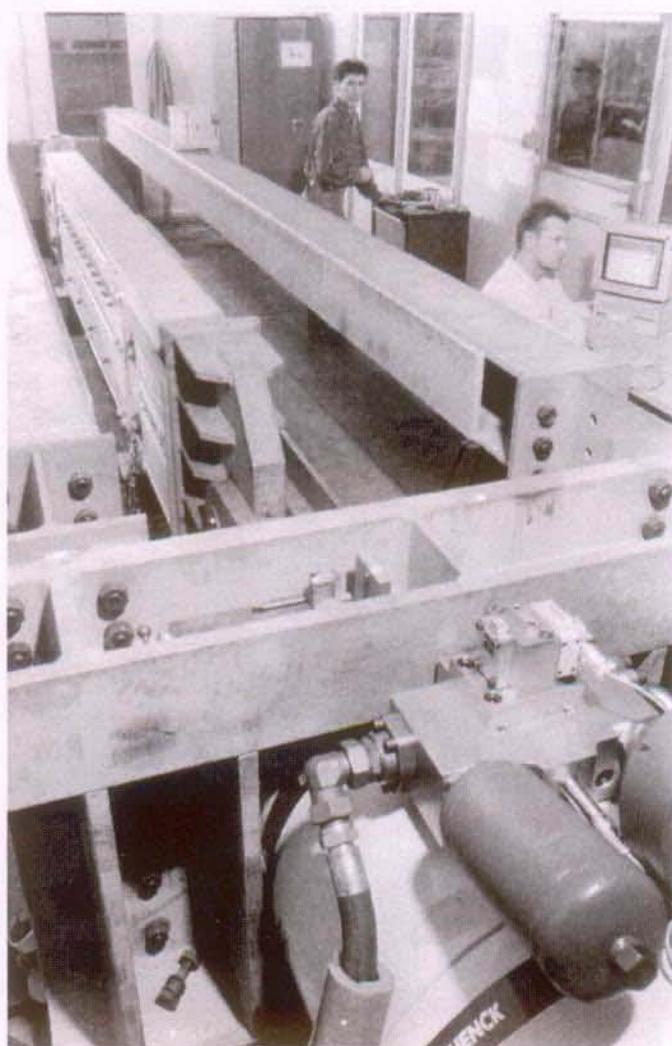


Figure 4.1: Vue du stand d'essais

4.2 Caractéristiques des essais sur tirants

Une dizaine d'essais ont été réalisés dans les laboratoires du département de génie civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne sur des tirants en béton armé et précontraint.

Les éléments testés font 4.50 m de long et la zone de mesure est limitée aux 2.6 m centraux. La section transversale des tirants fait 0.80 m de haut et 0.25 m de large.

La vie globale d'un élément est illustrée schématiquement à la figure 4.2, de sa fabrication, aux usines d'Elément SA et de AVT Précontrainte à Tavel (Fr) jusqu'au terme de l'essai dans nos laboratoires.

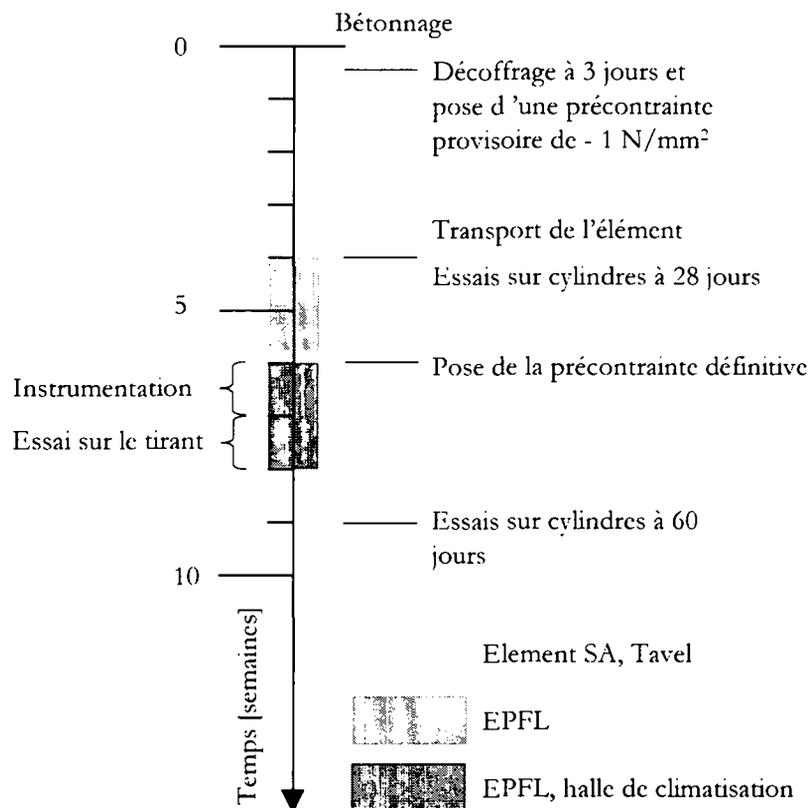


Figure 4.2: Vie complète d'un élément lors de la campagne (élément N° S02, voir tableau 4.4)

Une fois dans nos laboratoires, les éléments sont disposés horizontalement dans un bâti de charge qui permet de les solliciter axialement (voir figures 4.1 et 4.4). Lorsque la résistance à la traction est atteinte ou dépassée, il en découle l'apparition de fissures situées dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe de l'élément. La sollicitation, croissant de manière monotone ou cyclique, est imposée au moyen d'un vérin linéaire d'une capacité de 2'500 kN, contrôlé en force ou en déformation. Il est à relever que pendant toute la durée des essais, le stand est muni d'une enceinte climatique permettant de garantir une homogénéité des conditions de température et d'humidité ($T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, $H_r = 60 \%$). Cette mesure s'avère indispensable lorsqu'on procède à des essais en traction pure, étant donné la grande sensibilité du béton à des gradients thermiques.

Chaque essai consiste à imposer une déformation axiale à l'élément, variant de manière cyclique comme indiquée sur la figure 4.3.

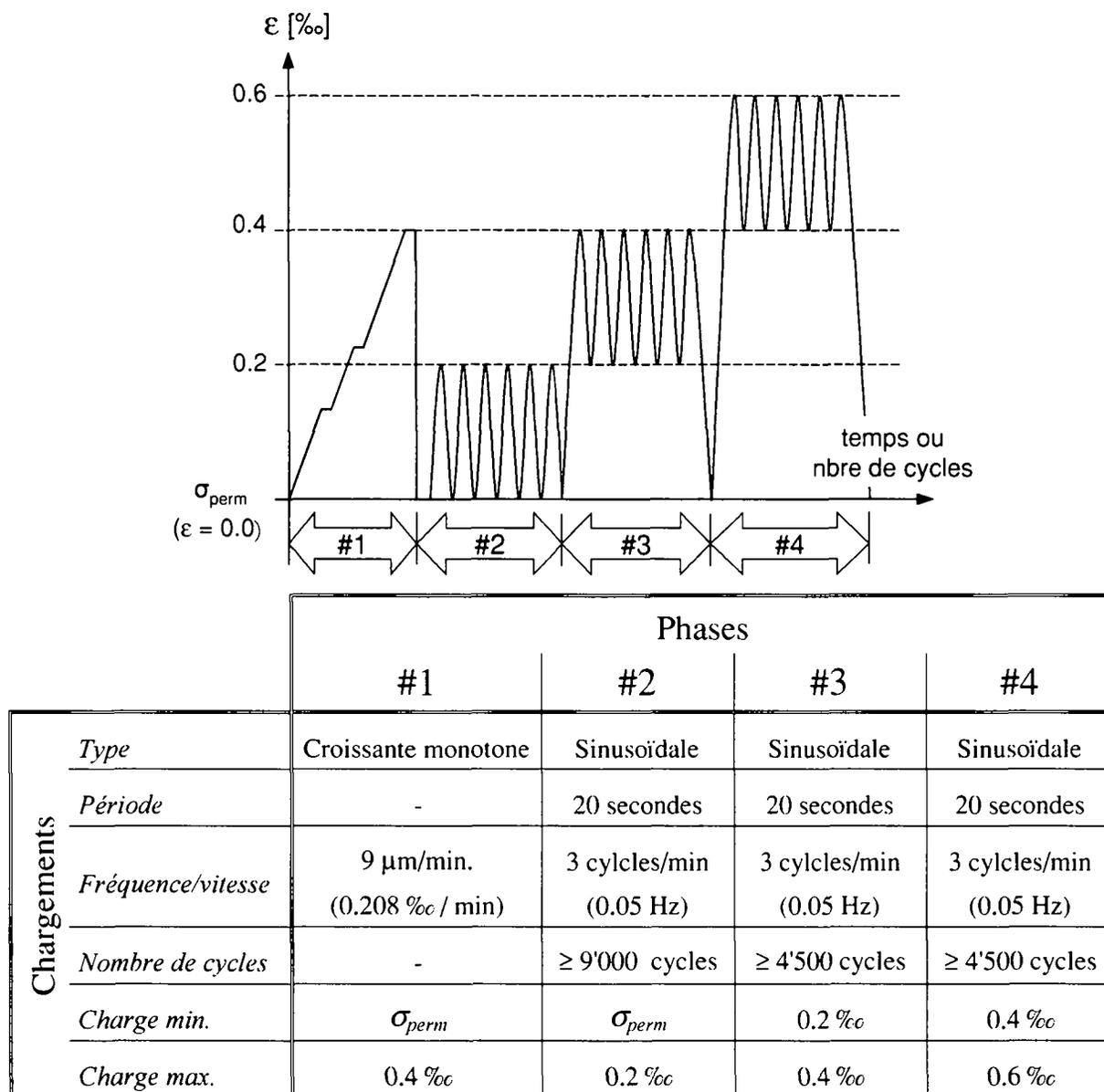


Figure 4.3: Historique des essais sur tirants précontraints

Chacun des éléments a été préfiéssuré lors d'une première montée en charge par paliers successifs jusqu'au niveau $\varepsilon = 0.4 \text{‰}$ (#1). Cette préfiéssuration est représentative d'un événement antérieur ayant fortement sollicité l'ouvrage durant sa construction (par exemple pont poussé) ou durant son exploitation (transport exceptionnel).

Chacun des éléments est ensuite sollicité par 9'000 cycles entre $\varepsilon = 0.2 \text{‰}$ et σ_{perm} , représentant la contrainte à l'état permanent. Une telle sollicitation est par exemple représentative de gradients de température de 20 °C sur une période d'environ 25 ans dans un pont réel (#2).

Selon les éléments, on a ensuite poursuivi les essais par quelques milliers de cycles supplémentaires entre $0.2 \div 0.4 \text{‰}$ (#3) et entre $0.4 \div 0.6 \text{‰}$ (#4).

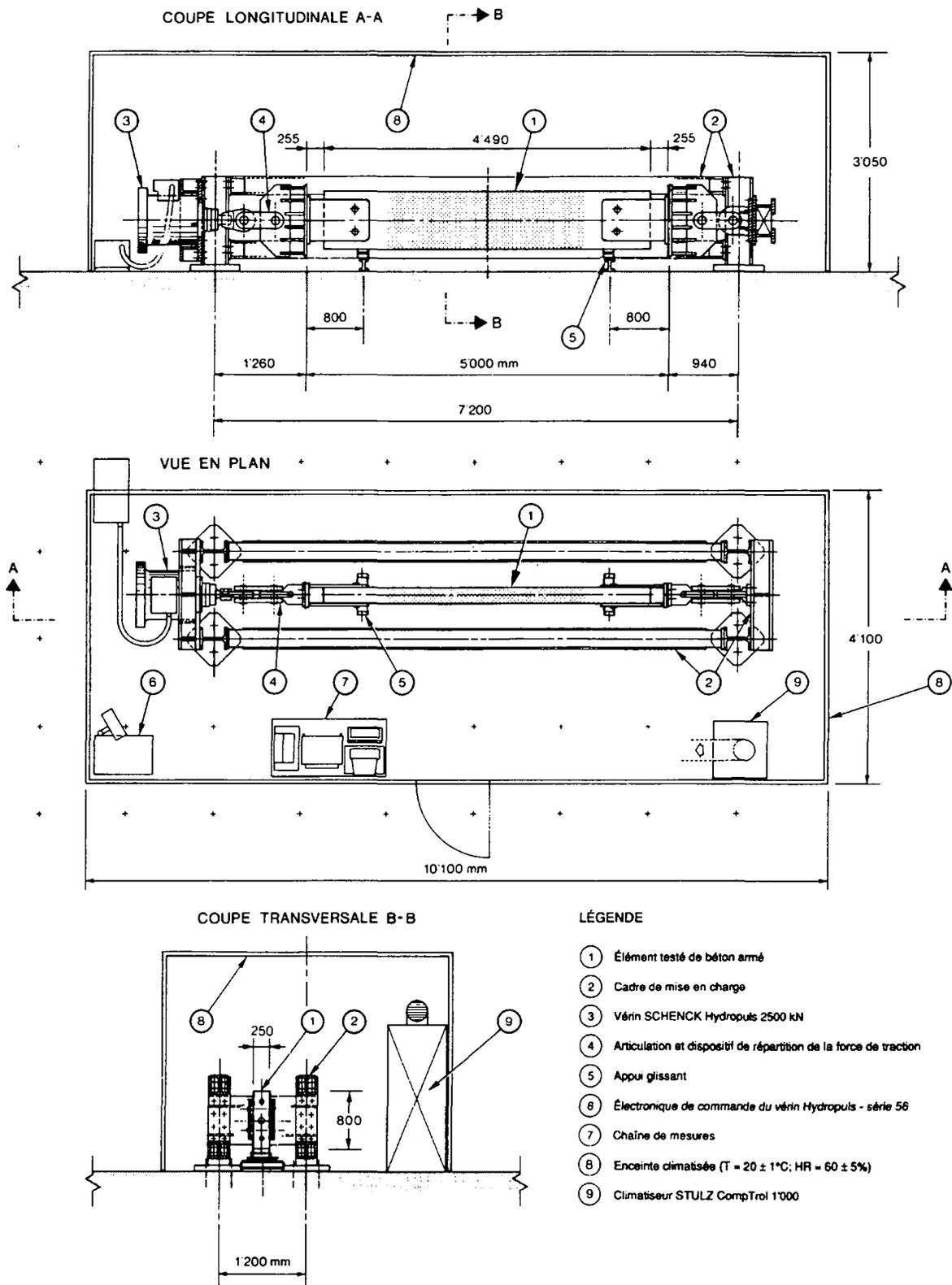


Figure 4.4: Plan du stand d'essais

4.3 Paramètres

Les paramètres que l'on fait varier sont la force de précontrainte (ou autrement dit l'état de compression à l'état permanent σ_{perm}) et l'armature passive ρ mise en place (voir tableau 4.4).

4.3.1 Béton

Les caractéristiques du béton choisi sont en principe identiques pour tous les éléments. Nous avons souhaité de plus que ce béton soit un béton standard, couramment utilisé dans la réalisation de grandes structures, et plus particulièrement de ponts (voir tableau 4.1). Ainsi, le béton utilisé est un béton voisin de la classe de résistance C 30/37 au sens de l'Eurocode 2 [197] (B 45/35 pour la norme SIA 162 [202]). C'est un béton dont les propriétés mécaniques, qui n'ont rien d'exceptionnelles, sont aisément et couramment atteintes sur les chantiers.

Tableau 4.1: Résultats principaux des essais sur 95 cylindres (\varnothing 150 mm / 300 mm)

	Moyenne
f_{cm} [MPa]	
28 jours	42.3
60 jours	47.8
f_{cm} [MPa]	
28 jours	2.6
60 jours	2.6
E_{cm} [GPa]	
60 jours	37.7

4.3.2 Armature passive

L'armature passive est constituée de barres à haute adhérence en acier S 500.

Tableau 4.2: Armature minimale au sens de la norme SIA 162 et de l'Eurocode 2

		Exigences / Critères	ρ_{mm}
Eurocode 2 arts 4.4.2.2 et 4.4.2.3 ¹	Non écoulement des aciers		0.46 %
	Limitation de l'ouverture des fissures :		
	$w_k \leq 0.2$ mm (précontraint)		0.73 %
	$w_k \leq 0.3$ mm (armé)		0.97 %
SIA 162 arts. 3.33 ²	Usuelles/accrues	$w_k \approx 0.3 \div 0.35$ mm	0.55 %
	Elevées	$w_k \approx 0.2 \div 0.25$ mm	0.72 %

¹ Armature minimale calculée à l'aide de l'équation {4.78} et du tableau 4.11 de l'Eurocode 2, partie 1 [197], sur la base d'un béton de la classe C30/37, avec, concernant l'armature, $f_y = 500$ MPa, $\varnothing = 12$ mm, et, concernant les sollicitations, $k_c = 1.0$ et $k = 0.8$.

² Armature minimale calculée à l'aide de l'équation de l'art. 3.33.42 de la norme SIA 162 [202], avec $\alpha = 1.2$ (correspondant à un espacement des barres de 200 mm), $\beta = 0.85$ et $f_y = 460$ MPa.

L'épaisseur de l'élément valant 0.25 m, la section effective égale la section totale (voir figure 7.2). De plus, on a cherché à mettre en œuvre un pourcentage d'armature de 0.45 %, ce qui correspond au critère de non-écoulement des aciers sous sollicitation de déformation imposée au sens de l'Eurocode 2. Afin de demeurer dans des proportions raisonnables, nous avons choisi ensuite comme taux d'armature minimale pour nos essais $\rho = 0.20 \%$, et comme taux d'armature maximale $\rho = 0.62 \%$.

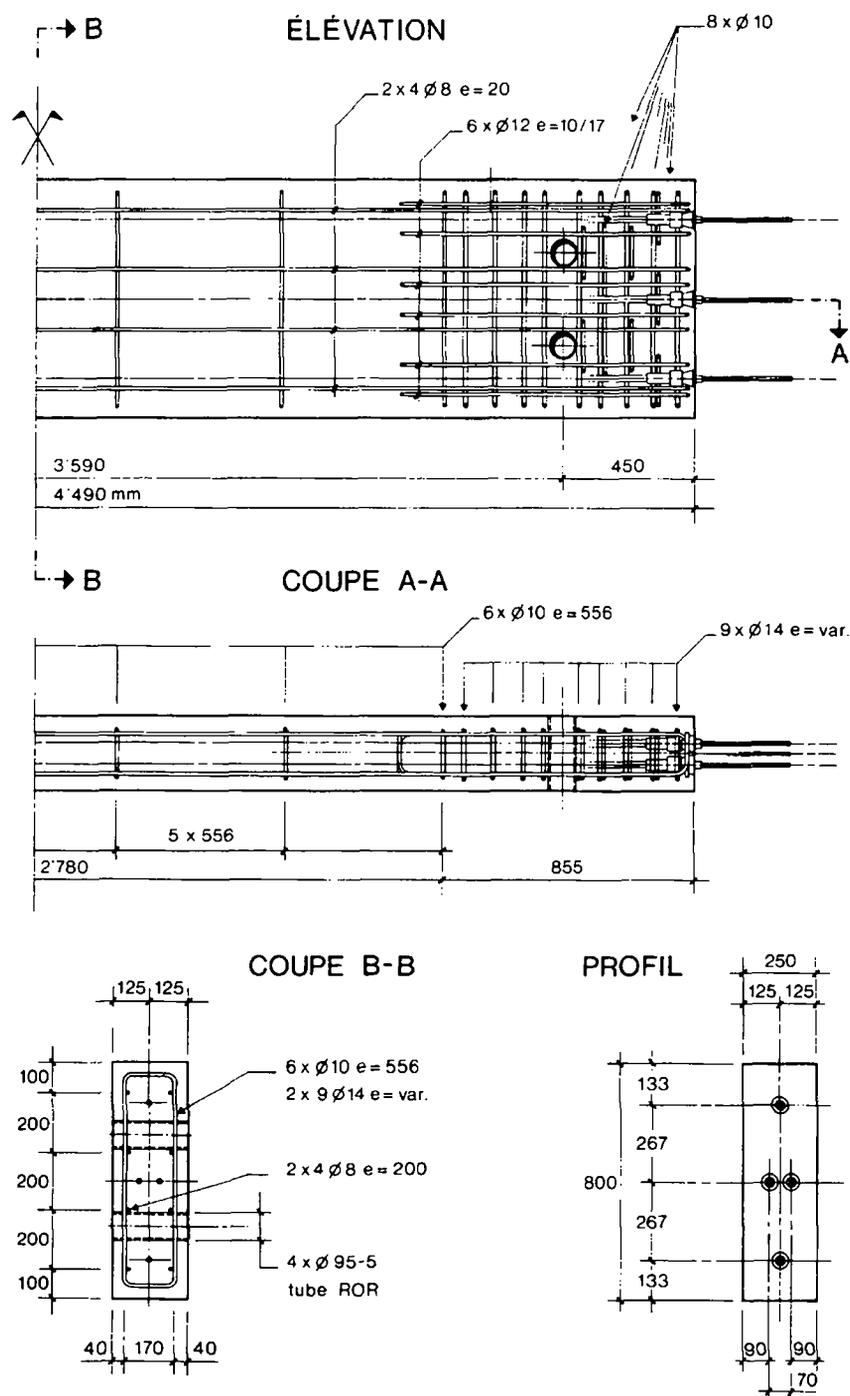


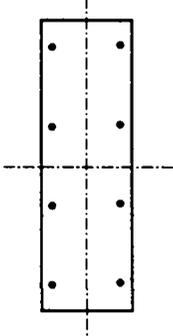
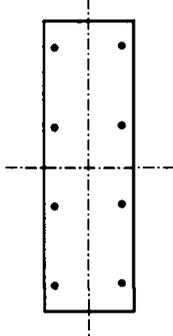
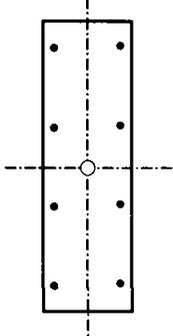
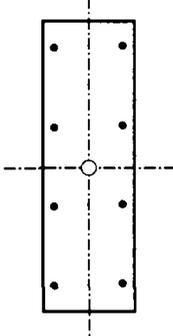
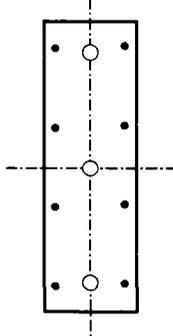
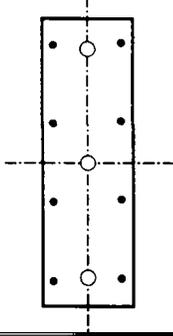
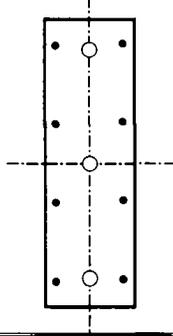
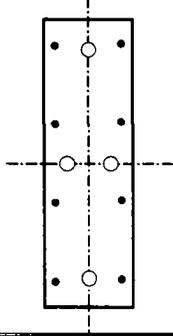
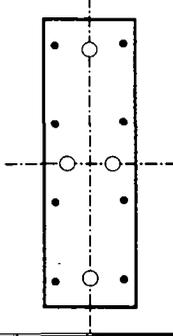
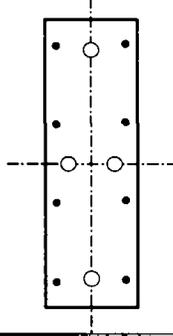
Figure 4.5: Plan d'armature de l'élément P34 ($\rho = 0.20 \%$, $\sigma_{perm} = -3.5 \text{ MPa}$, voir tableau 4.4)

4.3.3 Précontrainte

La précontrainte est exercée de manière centrée au moyen de monotorons AVT de 150 mm^2 en acier de classe de relaxation 2 mis en place dans des gaines de polyéthylène non-injectées ($f_{tk} = 1770 \text{ MPa}$). Un plan d'armature est présenté en figure 4.5.

Outre le cas du béton armé pour lequel il est nul, le niveau de contrainte dans le béton à l'état permanent σ_{perm} varie entre -0.5 et -3.5 MPa pour nos éléments d'essais. La valeur maximale retenue de -3.5 MPa correspond à une valeur fréquemment observée dans les ponts, bien qu'elle puisse être dépassée dans un certain nombre de cas (voir § 2.1.2). De plus, pour des raisons d'ordre technique (capacité du vérin, nombre de monotorons limités dans les pièces) il s'est avéré difficile de dépasser la valeur de -3.5 MPa sans modifier notablement la conception des éléments d'essais.

Tableau 4.3: Sections transversales des éléments testés

<p>S01</p> <p>8 \varnothing 14, s = 250 mm</p> 	<p>S02</p> <p>8 \varnothing 12, s = 250 mm</p> 	<p>P12</p> <p>8 \varnothing 12, s = 250 mm</p> <p>1 monotoron 150 mm^2</p> 	<p>P14</p> <p>8 \varnothing 8, s = 250 mm</p> <p>1 monotoron 150 mm^2</p> 	<p>P21</p> <p>8 \varnothing 14, s = 250 mm</p> <p>3 monotorons 150 mm^2</p> 
<p>P22</p> <p>8 \varnothing 12, s = 250 mm</p> <p>3 monotorons 150 mm^2</p> 	<p>P23</p> <p>8 \varnothing 10, s = 250 mm</p> <p>3 monotorons 150 mm^2</p> 	<p>P32</p> <p>8 \varnothing 12, s = 250 mm</p> <p>4 monotorons 150 mm^2</p> 	<p>P33</p> <p>8 \varnothing 10, s = 250 mm</p> <p>4 monotorons 150 mm^2</p> 	<p>P34</p> <p>8 \varnothing 8, s = 250 mm</p> <p>4 monotorons 150 mm^2</p> 

Les faibles valeurs de -2 MPa et surtout -0.5 MPa ont été souhaitées par la commission accompagnante de l'OFROU, afin d'étendre les résultats de cette recherche à d'autres ouvrages du génie civil tels des murs et des galeries.

Tableau 4.4: Paramètres et désignation des tirants d'essai

PRECONTRAINTE σ_{perm} [MPa]		ARMATURE PASSIVE LONGITUDINALE			
		ρ [%]			
		0,62 %	0,45 %	0,31 %	0,20 %
- 0.0	S 01	S 02			
- 0.5		P 12		P 14	
- 2.0	P 21	P 22	P 23		
- 3.5		P 32	P 33	P 34	

4.4 Moyens de mesures

La lecture de toutes les mesures est gérée via une centrale de mesure (UPM 100) par un logiciel (BEAM) installé sur un ordinateur. Les poutres sont instrumentées de la façon suivante (voir figures 4.6 et 4.7) :

- Un capteur de pression permettant de mesurer l'effort de traction développé par le vérin ;
- Deux capteurs inductifs de déplacement directement reliés au système de pilotage du vérin (désignés par « Pilotage ») et permettant de diriger l'essai en déformation, placés au milieu de chaque face latérale ;
- Quatre capteurs inductifs de déplacement disposés aux quatre angles de l'élément permettant de juger de l'uniformité des allongements relatifs moyens imposés sur la section transversale ;
- Des capteurs de force placés à chaque tête d'ancrage des câbles et mesurant l'évolution de l'effort de traction dans les monotrons ;
- Septante jauges Ω fixées sur l'élément par l'intermédiaire de taquets collés sur une base de 100 mm sur chaque face de l'élément mesurant l'allongement relatif du béton et, après fissuration, l'ouverture des fissures. Les jauges sont disposées en continu sur la partie supérieure de l'élément et seulement au droit de chaque étrier dans la partie inférieure, c'est-à-dire là où les fissures sont susceptibles d'apparaître.

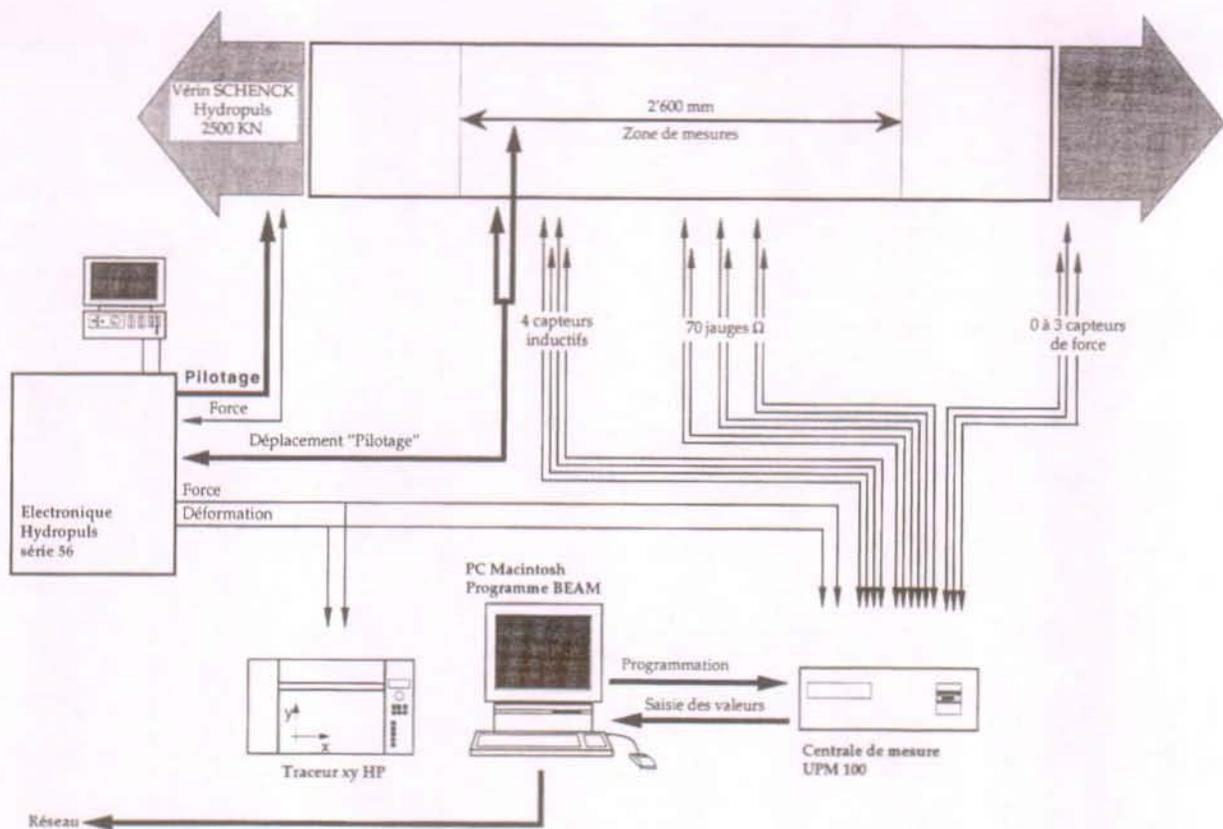


Figure 4.6: Chaîne de mesures

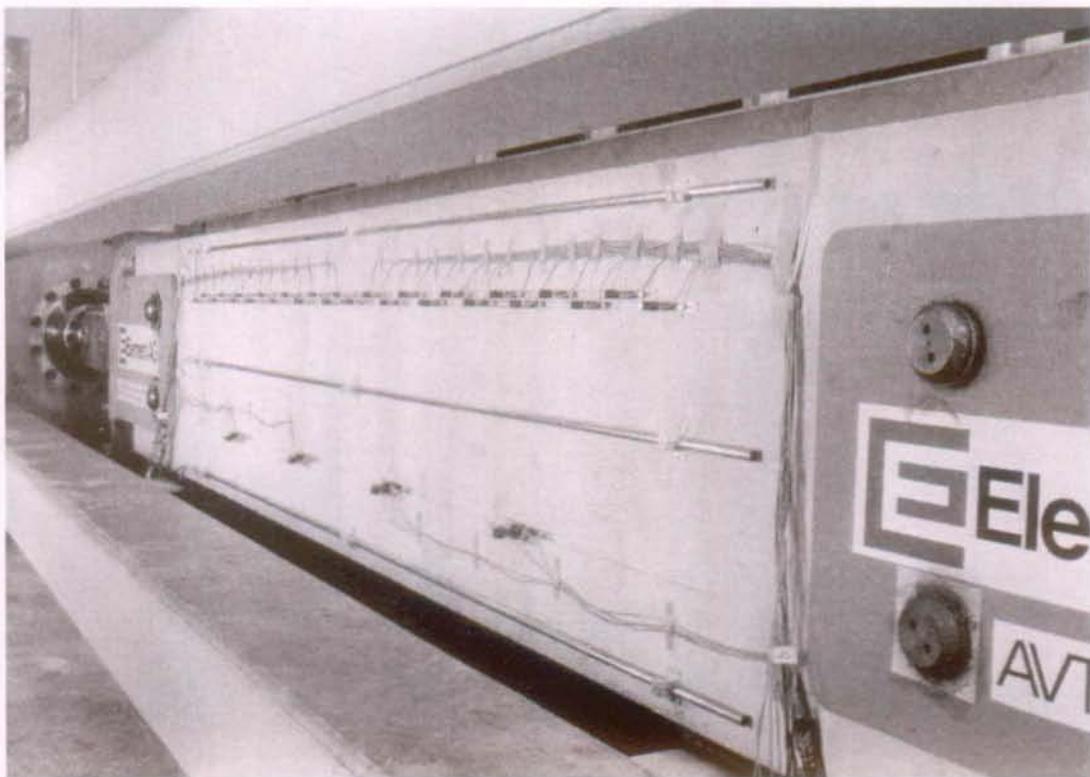


Figure 4.7: Face ouest d'un élément instrumenté

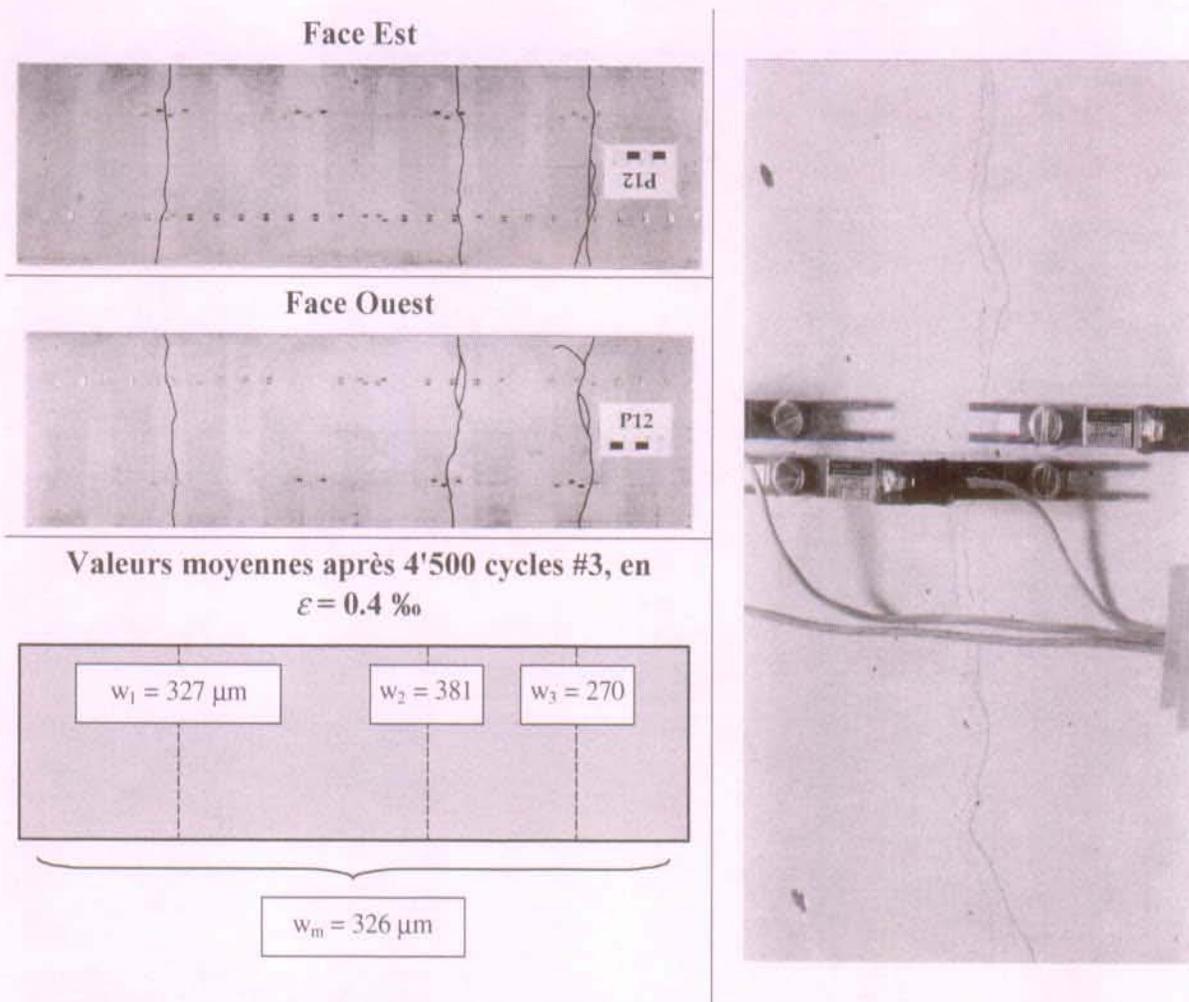


Figure 4.8: Relevé des fissures d'un élément (schéma de fissuration en fin de l'essai P12, après 4'500 cycles #3, en $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$) et observation d'une fissure au moyen de jauges Ω

4.5 Principaux résultats

4.5.1 Introduction

Les résultats complets et détaillés sont disponibles dans un rapport des essais [109]. Nous nous contentons ici, de façon succincte, d'exposer quelques-uns des résultats majeurs de la campagne.

Les ouvertures des fissures ont été principalement mesurées en fonction de la contrainte de compression dans le béton à l'état permanent, du pourcentage d'armature passive et du nombre de cycles, sous les principaux niveaux de sollicitation suivants :

- L'état permanent (σ_{perm}), c'est-à-dire sous le seul effet de la précontrainte $\Rightarrow w_{res}$;
- Sous la valeur maximale d'une sollicitation variable de manière cyclique $\Rightarrow w_{max}$;

- Sous l'état de décompression défini par $\sigma_c = 0 \Rightarrow w_{res(déc.)}$.

Sous les niveaux de sollicitations examinés on a observé l'apparition de 1 à 4 fissures traversantes par élément.

4.5.2 Ouvertures résiduelles des fissures w_{res} à l'état permanent

4.5.2.1 Influence de ρ et σ_{perm} sur w_{res}

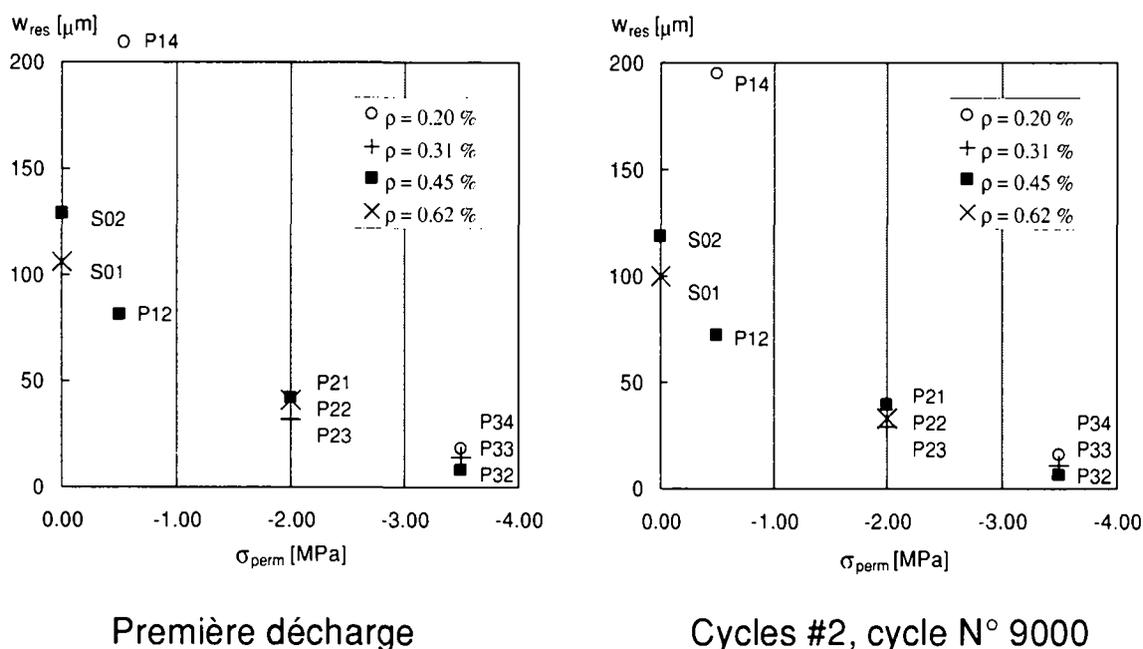


Figure 4.9: Valeurs moyennes des ouvertures résiduelles des fissures mesurées en fonction de la contrainte permanente et du taux d'armature après la première décharge et après 9'000 cycles entre σ_{perm} et $\varepsilon = 0.2\%$ (cycles #2).

Comme illustré en figure 4.9, compte tenu de la dispersion des résultats, l'ouverture résiduelle w_{res} ne semble guère dépendre du pourcentage d'armature passive ρ . Cette constatation semble d'autant plus vraie que la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est élevée en valeur absolue, sous réserve que le taux d'armature soit supérieur au pourcentage minimal correspondant à l'écoulement de l'acier sous la valeur maximale des sollicitations (voir figure 4.12, élément N° P34). Par contre, l'ouverture résiduelle des fissures est fortement dépendante du taux de précontrainte à l'état permanent σ_{perm} , et elle est d'autant plus faible que cette contrainte est élevée en valeur absolue.

4.5.2.2 Influence des cycles et de l'histoire de chargement sur w_{res}

Sous sollicitations cycliques, l'ouverture résiduelle des fissures correspondant à l'état permanent n'évolue pratiquement pas en fonction du nombre de cycles exercés (voir figure 4.10, pour un pourcentage d'armature maintenu constant $\rho = 0.45\%$)

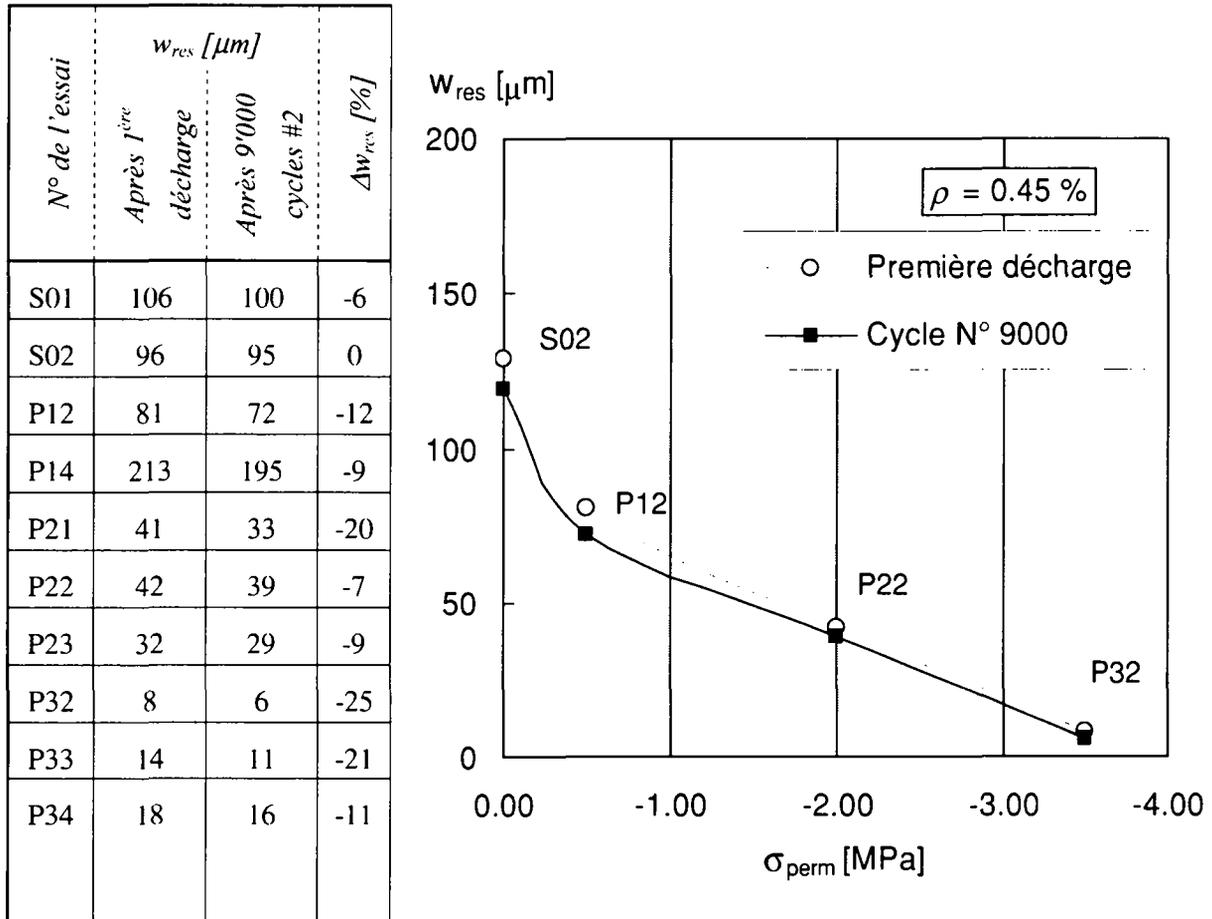


Figure 4.10: Variation de w_{res} entre la première décharge et après 9'000 cycles #2.

Avec le nombre de cycles, l'ouverture des fissures w_{res} a tendance à diminuer légèrement. Ceci s'explique par le fait que la poussière dégagée lors de l'apparition d'une fissure met du temps à s'en aller, et qu'ainsi, les cycles « nettoient » la fissure et rendent plus aisé sa refermeture.

L'ouverture résiduelle des fissures w_{res} sous actions cycliques ne progresse de manière significative que dans la mesure où la sollicitation maximale durant un cycle se rapproche, atteint et surtout dépasse le niveau extrême observé lors d'un cycle précédent. Ainsi, une succession de très nombreux cycles de faible amplitude n'accroîtront pas (ou extrêmement peu) l'ouverture des fissures mesurée après le précédent chargement d'amplitude supérieure (voir figure 4.11). Il ressort de nos essais, lors d'application de cycles d'amplitude supérieure (cycles #3 et #4) une augmentation de l'ouverture des fissures sous chargement minimal ne dépassant pas 20 %, et ayant lieu durant les premiers cycles (~ 100 premiers cycles). Cette

observation est en accord avec des résultats émanant d'essais sur des éléments fléchis (voir Rotilio [160], en particulier figure 5.23, chapitre 5).

Le mécanisme de propagation de l'ouverture résiduelle décrit ci-dessus est à peu de choses près applicable à l'ouverture des fissures sous chargement maximal (w_{max}) et à son évolution avec le nombre de cycles.

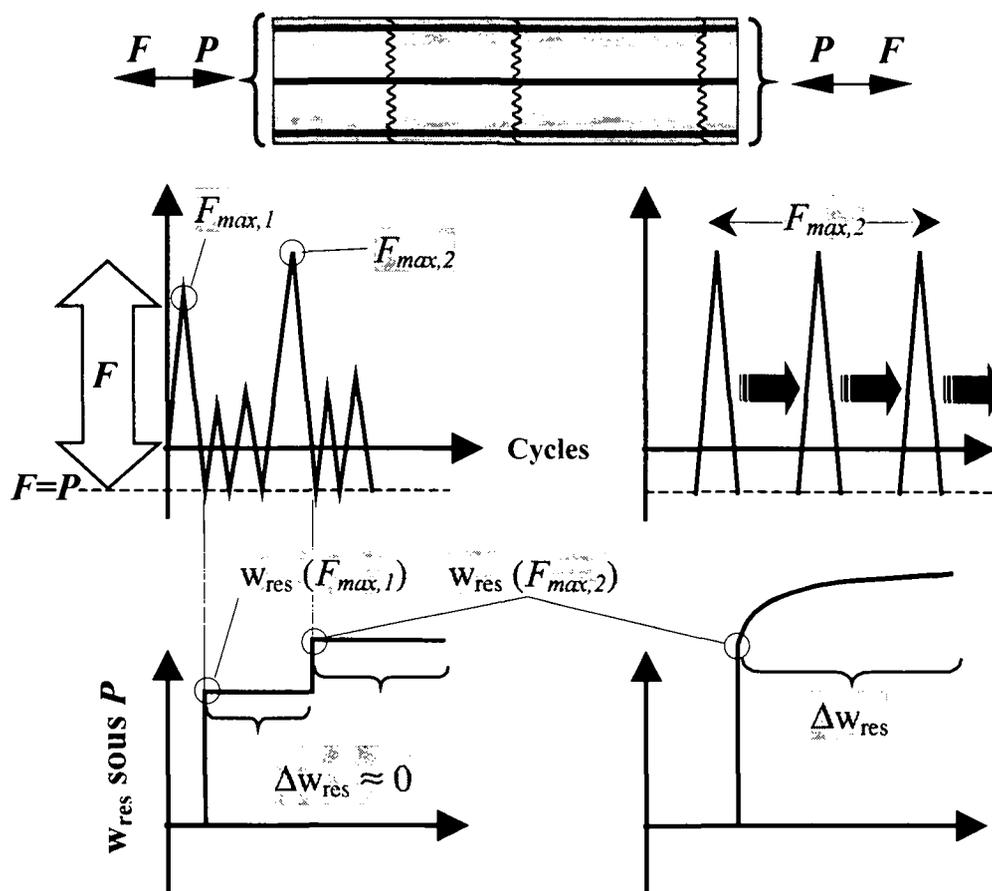


Figure 4.11: Mécanisme de propagation de l'ouverture résiduelle des fissures sous sollicitations cycliques aléatoires.

4.5.3 Ouvertures des fissures sous sollicitations maximales w_{max}

4.5.3.1 Influence de ρ et σ_{perm} sur w_{max}

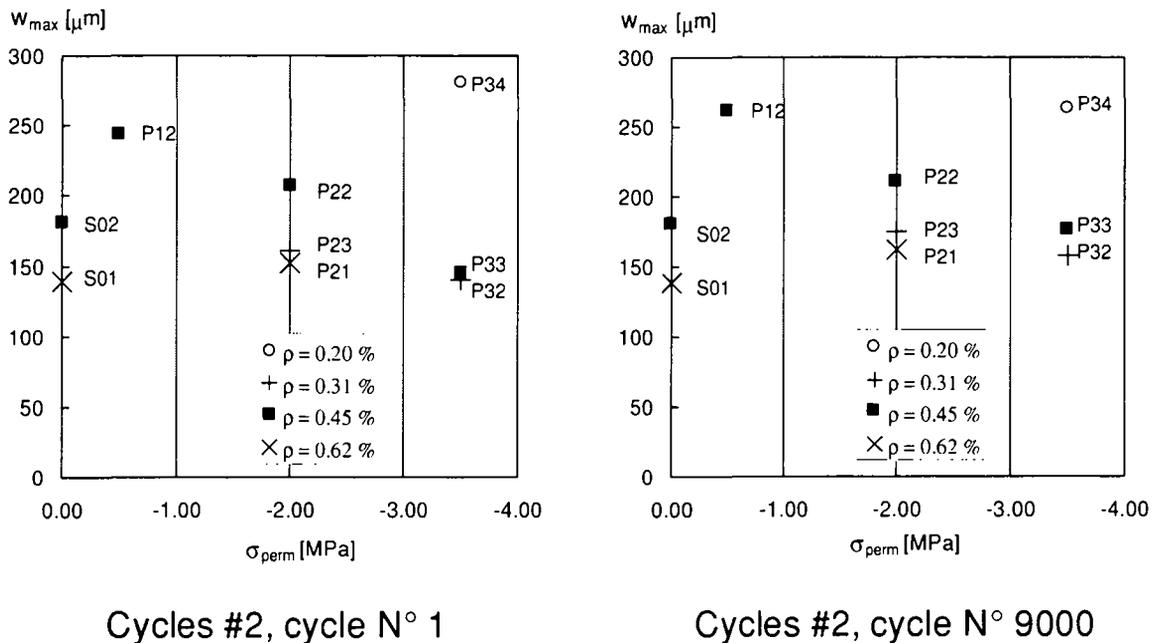


Figure 4.12: Ouvertures moyennes des fissures sous sollicitation maximale en fonction de la contrainte permanente et du taux d'armature pendant le premier cycle et pendant le 9'000^{ème} cycle entre σ_{perm} et $\epsilon = 0.2 \text{ ‰}$ (cycles #2).

Sous sollicitations maximales $\epsilon = 0.20 \text{ ‰}$ et $\epsilon = 0.40 \text{ ‰}$, nous observons également une certaine diminution de l'ouverture maximale des fissures w_{max} lorsque σ_{perm} augmente (voir figure 4.12), sous réserve que les aciers d'armature passive ne soient pas plastifiés ce qui est le cas des essais P14 et P34.

Notons également que w_{max} semble plus grand pour des éléments faiblement précontraints (par exemple P12, pour lequel σ_{s2} sous 0.4 ‰ est élevé), que pour des éléments de béton armé (S02), toutes choses par ailleurs égales. Ceci n'est qu'apparent, et s'explique de par le fait que, pour l'élément P12, la montée en charge en $\epsilon = 0.4 \text{ ‰}$ a pris fin juste avant l'apparition d'une nouvelle fissure, ce qui n'est pas le cas des éléments simplement armés.

Dans le cas du béton armé il est admis et vérifié que cette ouverture est à peu près inversement proportionnelle à la quantité d'armature mise en œuvre (voir Farra [59] et Favre et al. [62]). Les résultats de nos essais d'éléments précontraints avec $\sigma_{perm} = -2.0$ et -3.5 MPa pour lesquels on a fait varier le taux d'armature passive n'indiquent toutefois aucune tendance nette.

4.5.3.2 Influence des cycles sur w_{max}

L'ouverture des fissures semble augmenter très légèrement lorsque le nombre de cycles augmente (voir figure 4.13), si l'on excepte l'essai P34 pour lequel on a au contraire constaté une faible diminution. Il faut noter que cette légère progression se fait durant les premières centaines de cycles.

N° de l'essai	w_{max} [μm]		Δw_{max} [%]
	Après le 1 ^{er} cycle #2	Après 9'000 cycle #2	
S01	139	139	0
S02	144	158	9
P12	244	261	7
P14	477	486	2
P21	152	162	7
P22	207	210	1
P23	161	175	9
P32	145	176	21
P33	140	158	13
P34	281	263	-6

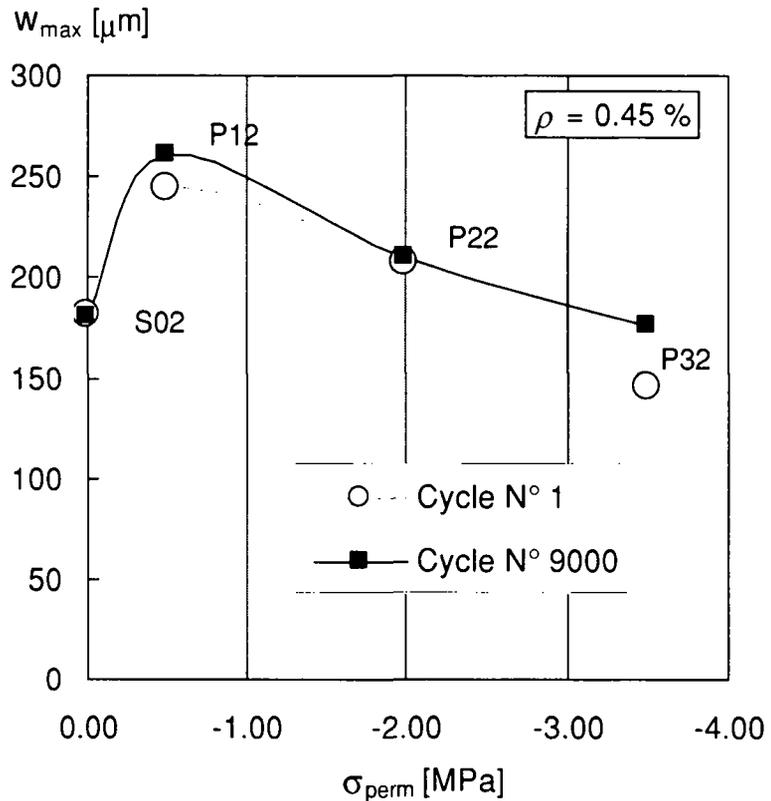


Figure 4.13: Variation de w_{max} entre le premier cycle et le cycle N° 9'000 (cycles #2).

La figure 4.14 synthétise l'ensemble des résultats (en $\varepsilon = 0.2$ et 0.4%), montrant l'évolution des ouvertures maximales des fissures, en fonction de la contrainte permanente σ_{perm} , de l'intensité de la déformation imposée ε et de sa nature (pendant la montée en charge, ou en fin des cycles). Chaque point de ce graphique est représentatif de la moyenne des résultats obtenus sur plusieurs éléments avec différentes valeurs de ρ , ou est représentatif d'un seul élément en cas d'essai unique. Cette manière de procéder ne devrait pas avoir de répercussions trop importantes sur nos conclusions, étant donné la faible influence du pourcentage d'armature passive ρ constatée sur la fissuration des éléments précontraints.

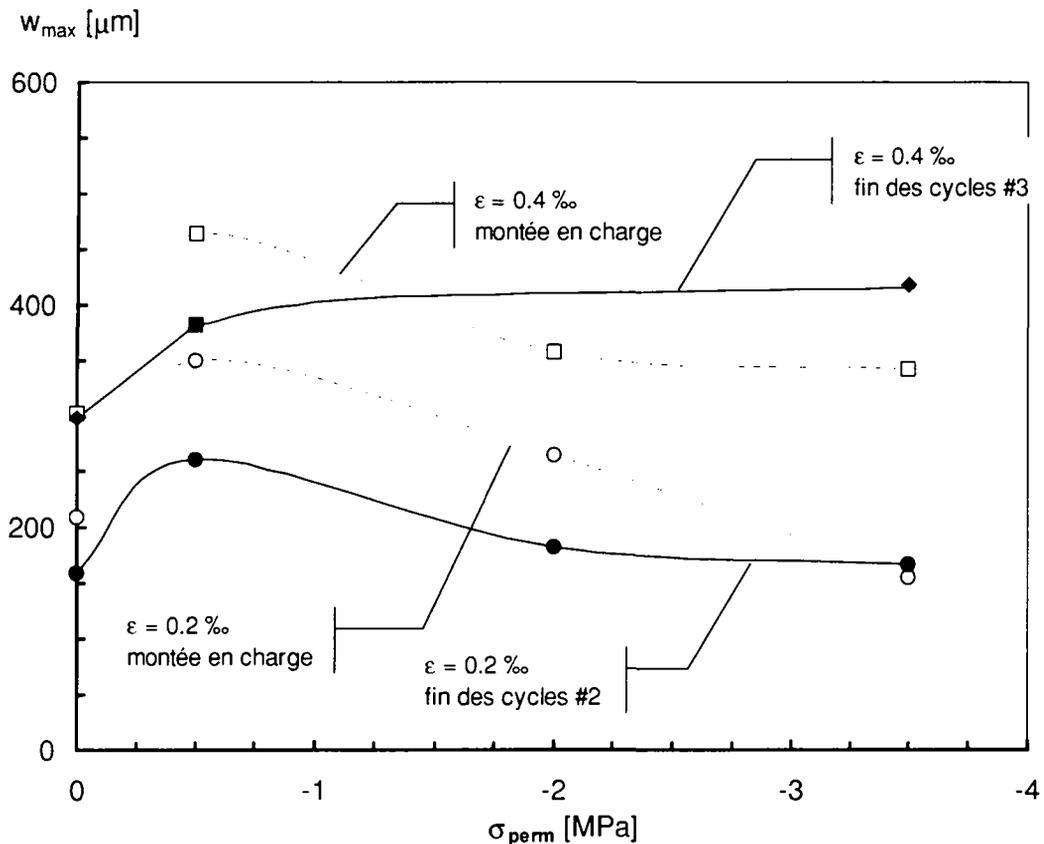


Figure 4.14: Ouvertures des fissures sous divers allongement imposés lors de la montée en charge et lors du dernier cycle (cycles #2 et #3) en fonction de la contrainte permanente.

Il paraît intéressant de constater que, contrairement à ce qui est usuellement admis, l'ouverture des fissures semble dépendre de l'intensité de la déformation imposée dans le cas de nos essais, que ce soit lors de la montée en charge ou sous sollicitations cycliques. En phase de formation des fissures résultant d'une déformation imposée croissant de manière monotone, il est en général observé que l'ouverture des fissures n'augmente que dans une faible mesure, pratiquement négligeable ; tant que la fissuration stabilisée n'est pas atteinte, c'est le nombre de fissures qui augmente progressivement avec l'accroissement de la déformation imposée. Nos essais montrent au contraire que le nombre de fissures n'augmente pas ou peu et que c'est plutôt l'ouverture des fissures qui augmente quasi-proportionnellement à la valeur de la déformation imposée.

La figure 4.14 indique encore que lors d'un premier chargement statique, l'ouverture maximale des fissures dépend dans une assez large mesure de la contrainte permanente (c'est-à-dire de l'intensité de la précontrainte). Elle diminue sensiblement lorsque σ_{perm} augmente en valeur absolue. Cette tendance s'atténue fortement et semble même s'annuler sous sollicitations élevées ($\epsilon_{imp} = 0.4\text{‰}$) après quelques milliers de cycles en cas de sollicitations variables. Le nombre de résultats d'essais est toutefois insuffisant pour permettre de tirer des conclusions générales et définitives à cet égard.

4.5.4 État de décompression

Sous l'état de décompression $\sigma_c = 0$, on observe une certaine ouverture résiduelle des fissures $w_{res(déc)}$ qui, en première approximation, semble faiblement dépendre de l'état de contrainte à l'état permanent (σ_{perm}) et du pourcentage d'armature (ρ) (voir figure 4.15). Cette ouverture résiduelle des fissures sous état de décompression est comprise entre 0.1 et 0.2 mm.

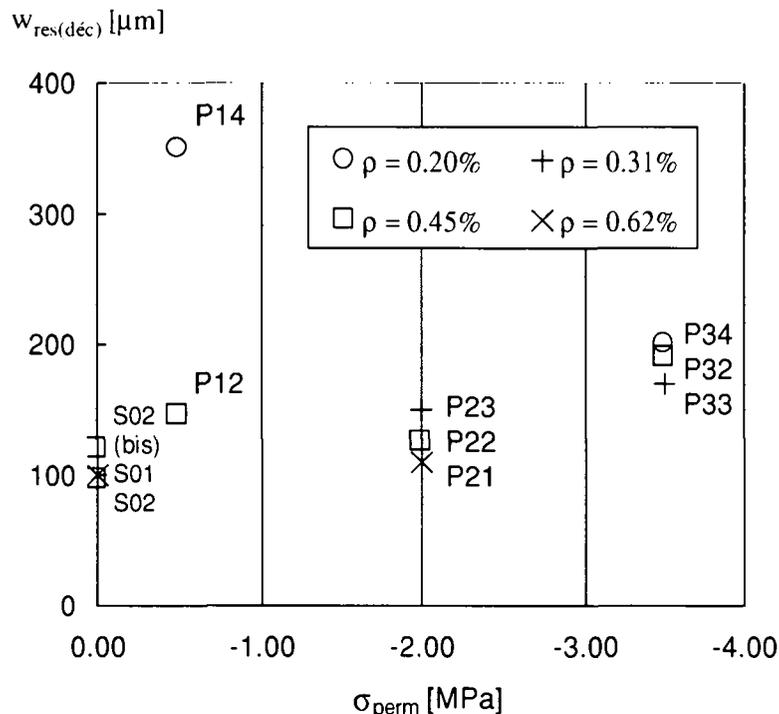


Figure 4.15: Ouverture résiduelle des fissures sous l'état de décompression ($\sigma_c = 0$)

4.5.5 Mesure de l'évolution de l'endommagement par un indice d'endommagement

La valeur I_d , appelée indice d'endommagement est un indicateur simplifié permettant d'estimer l'endommagement des éléments. Il représente le rapport entre la déformation absorbée par la zone endommagée D' (fissure et zone de transmission) et la déformation totale imposée D . Ce rapport tend vers 1, c'est-à-dire 100 % lorsque la fissuration, et par conséquent l'endommagement sont très avancés. Quand il est inférieur à 1, la différence de ce rapport avec l'unité représente la part de la déformation totale incombant au béton tendu entre les fissures (\approx tension stiffening).

Dans la figure 4.16, ℓ_r représente la longueur de transmission entre les fissures et les sections en stade I, α est l'angle de diffusion admis à 30° , s_m l'espacement moyen des fissures, m le nombre de barres superposées et n le nombre de fissures.

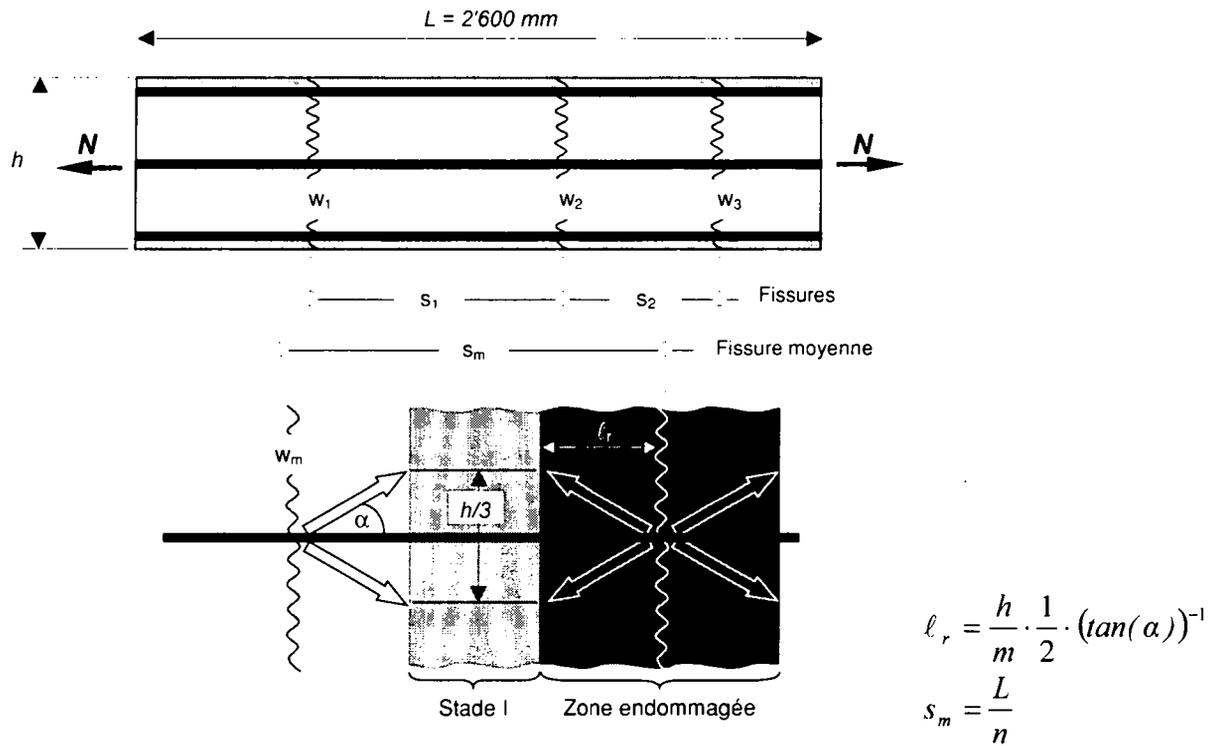


Figure 4.16: Calcul de l'indice d'endommagement d'un tirant en béton armé.

L'allongement de l'élément entre deux fissures sous un effort de traction résultant d'une déformation imposée peut être exprimé comme suit :

$$D = D' + D''$$

$$D = s_m \cdot \varepsilon_{imp}$$

$$D' = w_m + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{s,l} \cdot \ell_r = w_m + \varepsilon_{s,l} \cdot \ell_r$$

$$D'' = (s_m - 2 \cdot \ell_r) \cdot \varepsilon_{c,l} \tag{4.1}$$

$$\varepsilon_{s,l} = \varepsilon_{c,l} = \varepsilon_{ct} + \varepsilon_{cp}$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c}$$

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\sigma_{perm}}{E_c}$$

Avec :

D' : contribution de la partie endommagée du béton (ouverture de fissure (w) + longueur de transmission (ℓ_r) de part et d'autre) [mm] ;

- D'' : contribution de la partie non endommagée du béton (partie travaillant en stade I) [mm] ;
- s_m : espacement moyen des fissures [mm] ;
- m : nombre de barres superposées ;
- n : nombre de fissures ;
- ε_{imp} : déformation imposée à l'élément [‰] ;
- w_m : ouverture moyenne des fissures [mm] ;
- $\varepsilon_{s,I}, \varepsilon_{c,I}$: déformations de l'acier et du béton en stade I [‰] ;
- f_{ct} : résistance à la traction du béton [MPa] ;
- σ_{perm} : contrainte de compression due à la précontrainte [MPa] ;
- E_c : module d'élasticité du béton [MPa] ;

Enfin, l'indice d'endommagement de l'élément considéré I_d peut être défini de la façon suivante :

$$I_d = \frac{D'}{D} \quad (4.2)$$

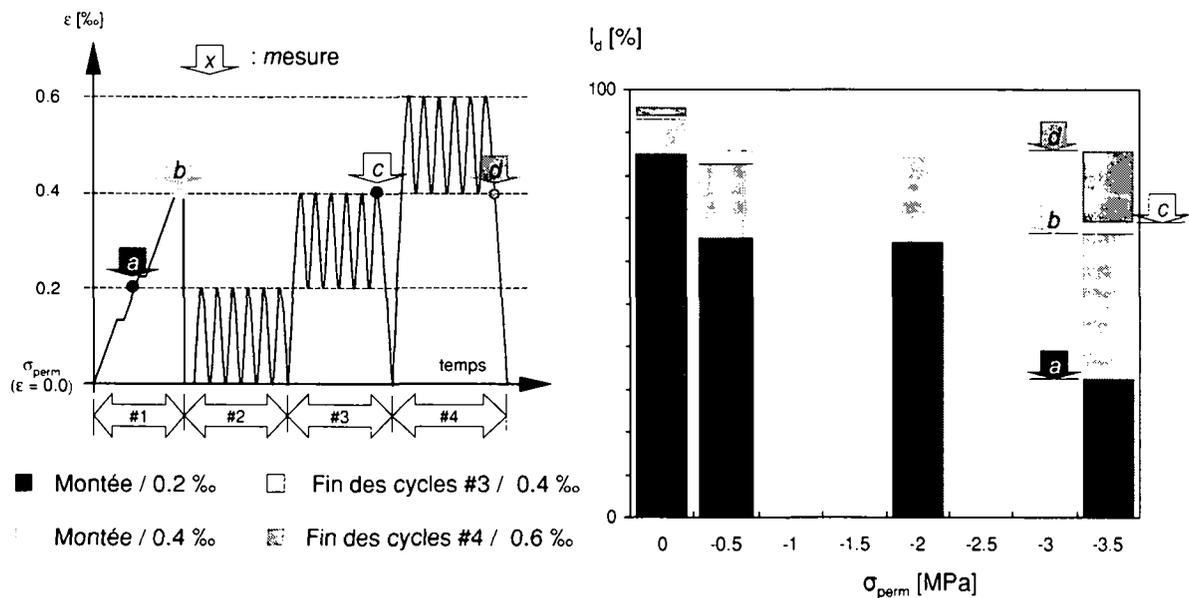


Figure 4.17: Evolution de l'indice d'endommagement I_d avec l'historique de l'essai, en fonction de la précontrainte

Suite à un premier chargement en $\varepsilon = 0.2$ ‰, l'endommagement des éléments fortement précontraints est nettement plus faible que l'endommagement des éléments faiblement précontraints ou simplement armés (voir figure 4.17). A cet instant de l'historique de chargement, la quasi totalité du potentiel d'endommagement des éléments faiblement précontraints ou simplement armés a été utilisée, de telle sorte que le potentiel d'endommagement restant pour des chargements futurs (fin de la montée en charge ou cycles) est faible. Dans le cas des éléments fortement précontraints, une faible partie du potentiel d'endommagement initial a été absorbée. Il en résulte dès lors un accroissement de cet

endommagement lors de la fin de la montée en charge en $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ et lors de l'application de charges répétées. En fin d'essai, l'endommagement de tous les éléments est comparable, quelle que soit l'intensité de la précontrainte.

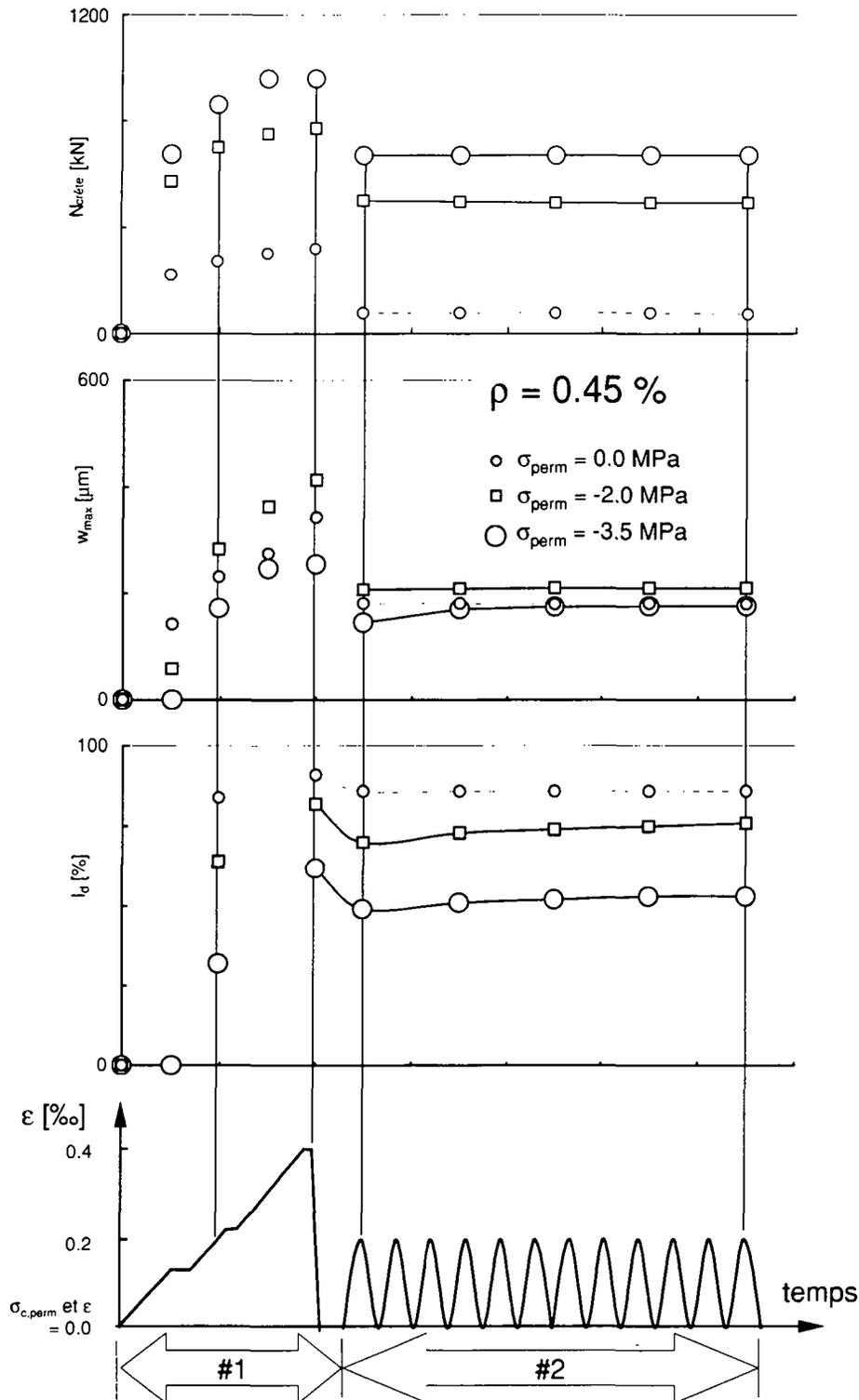


Figure 4.18: Comportement de 3 éléments différemment précontraints avec le même taux d'armature passive, $\rho = 0.45 \%$.

La figure 4.18 illustre le comportement de 3 éléments différemment précontraints durant la première montée en charge (#1) et la première série de cycles #2 entre σ_{perm} et $\varepsilon = 0.2 \text{ ‰}$. On

observe tout d'abord une importante chute de la valeur de crête de l'effort normal $N_{(\varepsilon = 0.2\text{‰})}$ sous sollicitation $\varepsilon = 0.2\text{‰}$, entre la fin de la première montée en charge #1 et le premier cycle #2 qui suit (ou $N_{\text{crête}}$ est l'effort normal extérieur de traction, auquel correspond une contrainte dans le béton valant $\sigma_c = (N_{\text{crête}} + P)/A_c$, ou P est de signe négatif). Cette relaxation est proportionnellement d'autant plus importante que la précontrainte est faible, c'est-à-dire que la contrainte à l'état permanent σ_{perm} est faible en valeur absolue. Durant la phase de cycles #2 entre 0 et 0.2 ‰ la valeur de $N_{(\varepsilon = 0.2\text{‰})}$ ne diminue par contre pratiquement pas, et cela quelle que soit la valeur de σ_{perm} .

En ce qui concerne l'ouverture maximale des fissures (w_{max}) on constate sur la figure 4.18 que, quelle que soit la précontrainte, l'ouverture maximale des fissures $w_{(\varepsilon = 0.2\text{‰})}$ évolue peu après la première montée en charge ainsi que durant les cycles, sous le niveau de déformation imposée $\varepsilon = 0.2\text{‰}$. De plus, l'ouverture des fissures $w_{(\varepsilon = 0.2\text{‰})}$ dépend peu de la précontrainte appliquée, ce que nous avons déjà observé (voir figure 4.12).

La différence la plus significative entre les éléments simplement armé ($\sigma_{\text{perm}} = 0$), faiblement précontraint ($\sigma_{\text{perm}} = -2.0$ MPa) ou fortement précontraint ($\sigma_{\text{perm}} = -3.5$ MPa) est visible sur le graphique de la figure 4.18 montrant l'évolution du rapport I_d et exprimant le niveau d'endommagement de l'élément. Ce rapport est d'emblée très élevé et proche de 100 % pour l'élément en béton armé, alors que pour l'élément fortement précontraint, il progresse jusqu'à la fin de la montée en charge à $\varepsilon = 0.4\text{‰}$. Par contre, on observe aucune augmentation significative lors des cycles entre 0 et 0.2 ‰, et ce quel que soit le degré de précontrainte (voir également figure 4.17, entre les mesures *b* et *c*).

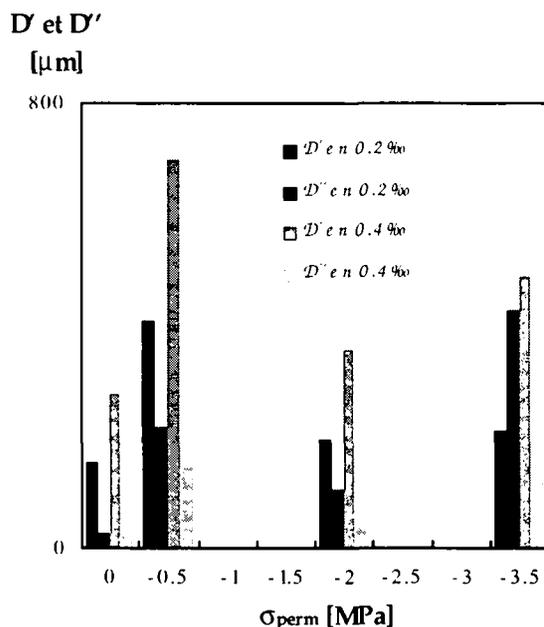


Figure 4.19: Evolution de D' et D'' lors de la montée en charge (#1).

Pour un niveau de déformation imposée faible ($\varepsilon = 0.2\text{‰}$) et donc pour un faible nombre de fissures, le potentiel de déformation de la zone homogène D'' revêt un caractère très important dans le calcul de l'indice d'endommagement I_d .

Le potentiel de déformation de la zone homogène D'' est directement fonction de la contrainte de compression, et d'autant plus important que σ_{perm} est grand en valeur absolue :

$$D'' = (s_m - 2\ell_r)\varepsilon_{c,l} \quad (4.3)$$

$$\text{avec } \varepsilon_{c,l} = \varepsilon_{ct} + \varepsilon_{cp} = \frac{f_{ct} + \sigma_{\text{perm}}}{E_c}$$

Plus l'élément est précontraint, plus $\varepsilon_{c,l}$ et donc D'' seront importants, à nombre de fissures équivalent (voir figure 4.19). La plus grande part de la propagation de l'endommagement a

lieu lors de la fin de la montée en charge, entre $\varepsilon = 0.2 \text{ ‰}$ et $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ (voir figure 4.17, évolution de I_d , et figure 4.19, évolutions de D' et D''). Il n'est pas surprenant d'observer une forte augmentation de l'endommagement des pièces fortement précontraintes.

En effet, lorsque la sollicitation ε est multipliée par 2, le terme :

- D' croit dans les mêmes proportions (soit le nombre de fissures augmente, soit l'ouverture des fissures augmente), indépendamment de la compression σ_{perm} induite par la précontrainte (voir équations (4.1)).
- D'' , pour autant que le nombre de fissures n'évolue pas, reste figé, et son importance relative (pour le calcul de D) diminue sensiblement lorsque la sollicitation augmente. D'' n'est pas fonction du niveau de sollicitation. Il dépend uniquement de la résistance à la traction du matériau, du degré de précontrainte, ainsi que du nombre de fissures (voir équation (4.3)). La différence entre éléments différemment précontraints, dans le cadre de nos essais, est de surcroît fortement accentuée par le fait que, pour les éléments simplement armés, le nombre de fissures n'a guère augmenté, alors que pour les éléments fortement précontraints le nombre de fissures a doublé, ce qui se manifeste par une chute de D'' (voir figure 4.19).

Lors des cycles entre des niveaux de chargement demeurant inférieurs au niveau de chargement maximal rencontré lors de la montée en charge $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ (typiquement les cycles #2) il ne se passe rien de significatif, et l'endommagement ne progresse que très peu, indépendamment du niveau de précontrainte σ_{perm} . Il en va par contre autrement lorsque le niveau de chargement $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ est dépassé, c'est-à-dire lorsque les cycles se font entre $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ et $\varepsilon = 0.6 \text{ ‰}$ (cycles #4). L'endommagement progresse à nouveau de façon marquée, quel que soit le degré de précontrainte, pour atteindre, à la fin de l'essai, des valeurs situées entre 85 % et 100 % (voir figure 4.17).

Tout ce qui précède est en accord avec des recherches précédentes (voir § 3.4.3). Il est nécessaire, pour que l'endommagement d'un élément fissuré progresse, que le niveau de sollicitation maximal rencontré préalablement lors de la vie de l'élément soit atteint ou dépassé (voir également figure 4.11). Tant que ce niveau n'est pas dépassé, même un grand nombre de cycles ne parvient pas (ou que peu) à endommager d'avantage l'élément.

Pour conclure et en résumé, la différence significative de comportement entre les éléments armés et précontraints, à nombre de fissures équivalent, réside principalement dans le fait que les zones en stade I ont une capacité de déformation d'autant plus importante que σ_{perm} est important en valeur absolue

4.5.6 Prise en compte des aciers de précontrainte

Les observations effectuées et les conclusions tirées de cette étude expérimentale quant à l'effet favorable de la précontrainte ne prennent pas en compte l'effet bénéfique de l'adhérence de la précontrainte sur la répartition de la fissuration, du fait que les aciers de précontrainte étaient non injectés dans nos essais.

Rappelons qu'au sens de l'Eurocode 2 (partie 2 [198], § 4.4.2.2.3, armature minimale), il est possible de tenir compte d'une précontrainte adhérente pour le contrôle de la fissuration pour autant qu'elle soit disposée à moins de 300 mm de l'armature passive de la zone tendue (voir équation (7.6) § 7.6.4.1). En première approximation, la précontrainte adhérente ne joue plus aucun rôle sur la répartition de la fissuration d'un élément de structure dès qu'elle s'en trouve éloignée de plus de deux fois son épaisseur. Or, c'est le cas des éléments les plus vulnérables à la fissuration, que sont les porte-à-faux et le centre des dalles supérieure et inférieure (voir § 3.7).

5 Modèle numérique

5.1 Objectifs

Dans le but d'étudier correctement la fissuration d'un élément de structure en béton précontraint sollicité par un effort de traction variant de manière cyclique, il est indispensable de mettre au point un modèle physique. Ce dernier doit être capable de prédire la refermeture des fissures sous un effort de compression donné (précontrainte), en fonction des sollicitations maximales rencontrées auparavant, des caractéristiques géométriques et mécaniques de la section et des divers matériaux la constituant, ainsi que de leur liaison (adhérence).

5.2 Lois fondamentales retenues

Le béton, l'acier d'armature et l'adhérence entre l'acier d'armature et le béton sont décrits par un ensemble de lois constitutives permettant de tenir compte du comportement iso-adoucissant du béton au voisinage des fissures (tension softening), et de l'évolution de la liaison acier-béton, aussi bien pendant la première montée en charge que lors de la décharge et de chargements cycliques ultérieurs.

5.2.1 Acier

L'acier d'armature est caractérisé par un comportement élasto-plastique (figure 5.1). Dans ce qui suit, la plastification des barres d'armature constitue une limite supérieure à partir de laquelle notre modèle n'est plus applicable. Cette restriction ne pose aucun problème étant donné que dans les normes et les applications pratiques on ne tolère généralement pas l'écoulement des aciers d'armature, sous sollicitations de service.

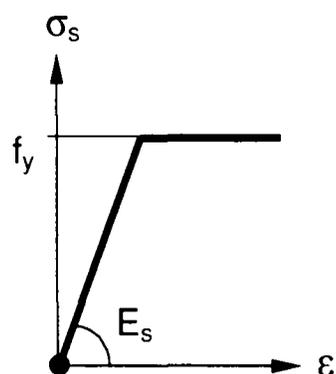


Figure 5.1: Loi constitutive caractérisant le comportement de l'acier d'armature en traction

5.2.2 Câbles de précontrainte

Dans cette étude nous négligeons l'adhérence entre les câbles de précontrainte et le béton, essentiellement pour la raison suivante : La précontrainte est généralement concentrée dans les âmes d'une section de pont (sauf pour les ponts en encorbellement), et son adhérence avec le béton ne joue aucun rôle sur la limitation de la fissuration des zones éloignées des âmes que sont les porte-à-faux ainsi que le centre des dalles supérieure et inférieure (voir § 3.7).

5.2.3 Béton

Afin de clairement définir le comportement du béton tendu, il s'agit de faire la distinction entre le béton homogène (c'est-à-dire non fissuré) admis ici élastique linéaire (figure 5.2 a)) et le béton au voisinage d'une fissure admis iso-adoucissant (softening, voir figure 5.2 b)).

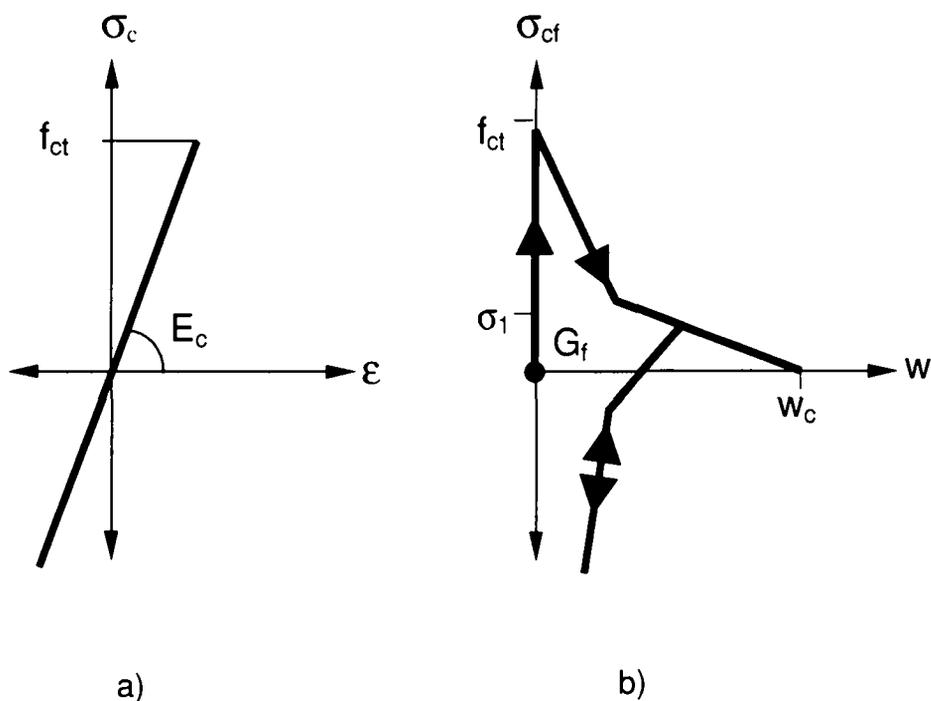
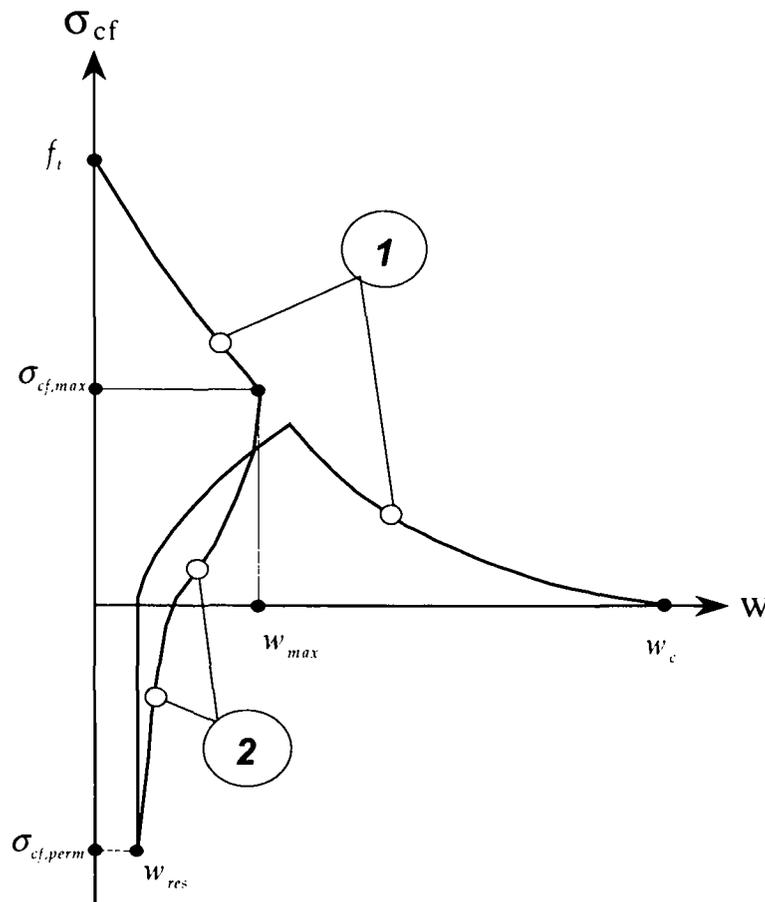


Figure 5.2: Lois constitutives caractérisant le comportement du béton :

a) non fissuré

b) fissuré

Le modèle de Hordijk [92] (voir § 3.5.2, figure 3.51, et figure 5.3) permet de reproduire de façon satisfaisante le comportement du béton fissuré lors de la montée en charge et lors de la décharge. C'est ce modèle que nous avons choisi pour caractériser le comportement du béton au droit de la fissure.



$$\textcircled{1} \quad \frac{\sigma_{cf}}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot \exp(-c_2)$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{\sigma_{cf}}{f_t} = \frac{\sigma_{cf,max}}{f_t} + \left(\frac{1}{3(w_{max}/w_c) + 0.4} \right) \cdot \left\{ 0.014 \cdot \left[\ln \left(\frac{w}{w_{max}} \right) \right]^5 - 0.57 \cdot \sqrt{1 - \frac{w}{w_{max}}} \right\}$$

- avec :
- σ_{cf} : contrainte dans le béton fissuré au droit de la fissure [MPa] ;
 - w : ouverture de la fissure [mm] ;
 - w_c : ouverture à partir de laquelle $\sigma_{cf} = 0$ dans le béton, avec $w_c = 5.14 \cdot G_f / f_t$ [mm], où G_f représente l'énergie de rupture ;
 - c_1, c_2 : paramètres adimensionnels, avec : $c_1 = 3$ et $c_2 = 6.93$;
 - $\sigma_{cf,max}$: contrainte dans le béton fissuré avant décharge [MPa] ;
 - w_{max} : ouverture de la fissure avant décharge [mm] ;
 - $\sigma_{cf,perm}$: contrainte permanente dans le béton fissuré [MPa] ;
 - w_{res} : ouverture résiduelle de la fissure [mm] ;

Figure 5.3: Modèle de Hordijk [92] caractérisant le comportement du béton fissuré sous chargement cyclique.

Commentaire:

La prise en compte du comportement iso-adoucissant du béton lors de la montée en charge est primordiale lorsqu'il s'agit de problèmes de flexion, c'est-à-dire lorsque

l'ouverture des fissures varie entre la valeur nulle et la valeur maximale mesurée à la fibre extrême. Sous sollicitations maximales de service, en traction pure, l'ouverture des fissures est souvent voisine de w_c ($w_c \approx 0.2 \div 0.3$ mm) et la contribution iso-adoucissante du béton est très faible (voire négligeable, c'est-à-dire $\sigma_{cf} \approx 0$). Elle ne l'est par contre plus lorsque la sollicitation de traction diminue, s'annule, voire change de signe.

5.2.4 Adhérence acier-béton

Lorsqu'il s'agit d'un élément de structure sollicité en traction pure, l'adhérence entre l'acier et le béton est le facteur principal influençant la valeur des ouvertures des fissures, lors de la montée en charge et de la décharge, ainsi que leur évolution sous un chargement cyclique (voir figure 5.4). Pour plus de détails concernant l'adhérence, nous renvoyons le lecteur au § 3.4.

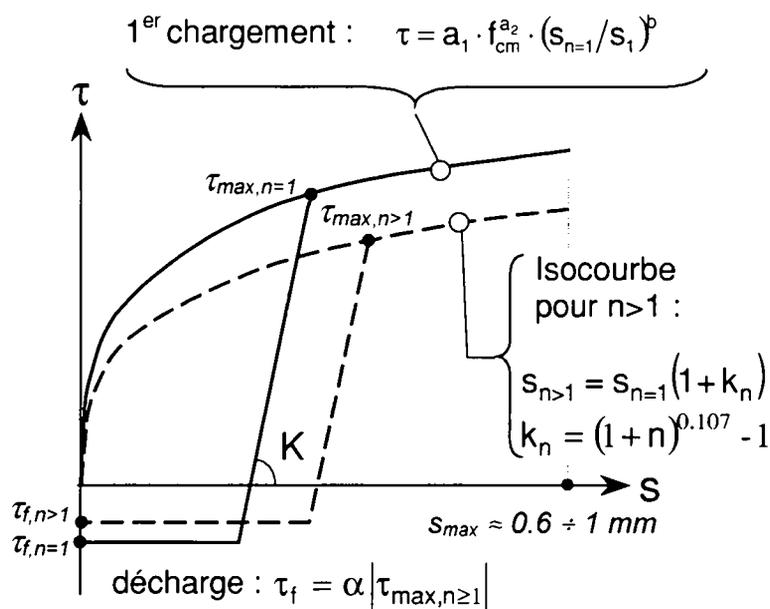


Figure 5.4: Loi d'adhérence sous sollicitations variables, pour la montée en charge d'après le CEB [190, 191] et proposition pour la décharge.

La partie ascendante de la loi d'adhérence, lors de la montée en charge, sous sollicitations de service, conformément à une extension du Code Modèle CEB – FIP 1990 [190], peut être définie au moyen de la relation suivante :

$$\tau = a_1 \cdot f_{cm}^{a_2} \cdot (s_{n=1}/s_1)^b \quad (5.1)$$

où, dans cette relation,

τ est la contrainte d'adhérence [MPa] ;

s est le glissement acier-béton [mm] ;

- a_1, a_2 et b sont des coefficients numériques qui valent 0.22, 1 et 0.21 dans le cas d'un béton confiné [191] ;
- s_f est le glissement correspondant à la contrainte d'adhérence ultime τ_{bu} , au-delà duquel l'équation (5.1) n'est plus applicable. Sa valeur est généralement admise comme égale à 1 mm dans le cas d'un béton confiné ;
- n est le nombre de cycles.

Commentaire:

La loi de comportement que nous proposons néglige la contribution des zones sans discontinuité dans lesquelles l'adhérence n'a pas été rompue (voir figure 5.5 a), l'allure des τ au-delà de la zone de transmission ℓ_r , ou le stade I est retrouvé). De plus, nous n'avons pas incorporé de modification de la loi permettant de tenir compte d'une diminution progressive des contraintes d'adhérence τ au voisinage immédiat d'une fissure (voir figure 5.5 a) du § suivant, la distribution des τ à proximité de la section fissurée).

En tenant compte au mieux des principales observations faites ces dernières décennies [183, 184, 192], nous proposons de décomposer, de façon simplifiée, la décharge en deux phases (voir § 3.4.3). Une première droite de décharge très raide, de pente K , et un palier horizontal à contrainte d'adhérence constante appelée contrainte d'adhérence de friction τ_f (voir figure 5.4).

Nous proposons, pour la décharge, la relation suivante :

$$\tau = \tau_{max} - K \cdot (s_{max} - s), \text{ avec } \tau \nless \tau_f = -\alpha \cdot \tau_{max} \quad (5.2)$$

où, dans cette relation,

- K est la pente de la décharge élastique, admise à 400 [MPa/mm] ;
- α est le coefficient de friction, admis à 0.25 [-] ;
- τ_{max} est la contrainte d'adhérence maximale juste avant décharge [MPa] ;
- s_{max} est le glissement maximal juste avant décharge, correspondant à τ_{max} [mm].

Commentaire:

Il est primordial de relever ici que le domaine des glissements négatifs ne nous intéresse pas. En effet, conformément à nos essais (Laurentet et al.[109]), et en accord avec la loi de décharge retenue pour le béton fissuré (Hordjik [92]), les fissures ne se referment jamais complètement, et, en conséquence, les glissements ne changent pas de signe. Cela sous-entend également qu'à aucun moment nous nous préoccupons du stade de fissuration stabilisée, c'est-à-dire lorsque les fissures sont distante de moins de $2 \cdot \ell_r$!

Il est tenu compte de l'endommagement de la liaison acier-béton résultant d'une succession de cycles dans le domaine de l'aptitude au service (partie ascendante de la loi d'adhérence,

§ 3.4.2) au moyen d'un facteur k_n , fonction du nombre de cycles n . Cette approche, reprise par le Code Modèle CEB – FIP 1990 [190] provient de travaux réalisés par Rehm et al. [154]. Le glissement sous sollicitations cycliques ($s_{n>1}$) s'exprime de la façon suivante :

$$\begin{aligned} s_{n>1} &= s_{n=1} (1 + k_n) \\ k_n &= (1 + n)^{0.107} - 1 \end{aligned} \quad (5.3)$$

Commentaire:

Cette façon de procéder n'est strictement applicable qu'au cas où la sollicitation cyclique est d'amplitude constante et non pas aléatoire. Comme montré au § 3.4.3, au cas où l'amplitude des cycles diminue, l'endommagement de la liaison acier-béton est beaucoup plus complexe à modéliser [16, 17] et, surtout, beaucoup moins important, ce qui est en accord avec les résultats d'essais de traction (Laurencet et al. [109], chapitre 4) et de flexion (Rotilio et al. [160], figure 5.23).

5.3 Discrétisation

Pour mettre en évidence l'effet des propriétés du béton et de l'adhérence acier-béton sur l'ouverture des fissures, il est indispensable de calculer celles-ci par une méthode adéquate permettant d'appréhender le comportement de l'élément entre la zone fissurée et la zone fonctionnant en stade homogène (stade I). La zone transitoire entre la fissure et le stade I est appelée zone ou longueur de transmission ℓ_r . C'est dans cette zone que l'armature transmet les efforts au béton (voir figure 5.5).

L'établissement de l'équation fondamentale d'adhérence et sa résolution se font à partir de considérations d'équilibre et de comptabilité des déplacements sur la longueur de transmission ℓ_r (voir § 3.6.2).

Le modèle que nous proposons est un modèle aux différences finies. Une résolution analytique eut été plus élégante. Mais devant la complexité des lois intervenant, principalement lors de la décharge, la discrétisation de la longueur de transmission (ℓ_r) simplifie grandement la résolution de l'équation différentielle d'adhérence qui, rappelons-le, s'exprime comme suit (voir § 3.6.2 pour plus de détails) :

$$\frac{d^2 \sigma_s(x)}{dx^2} = \left(\frac{4}{\emptyset \cdot E_s} + \frac{4 \cdot \rho}{\emptyset \cdot E_c} \right) \cdot \tau(x) \quad (5.4)$$

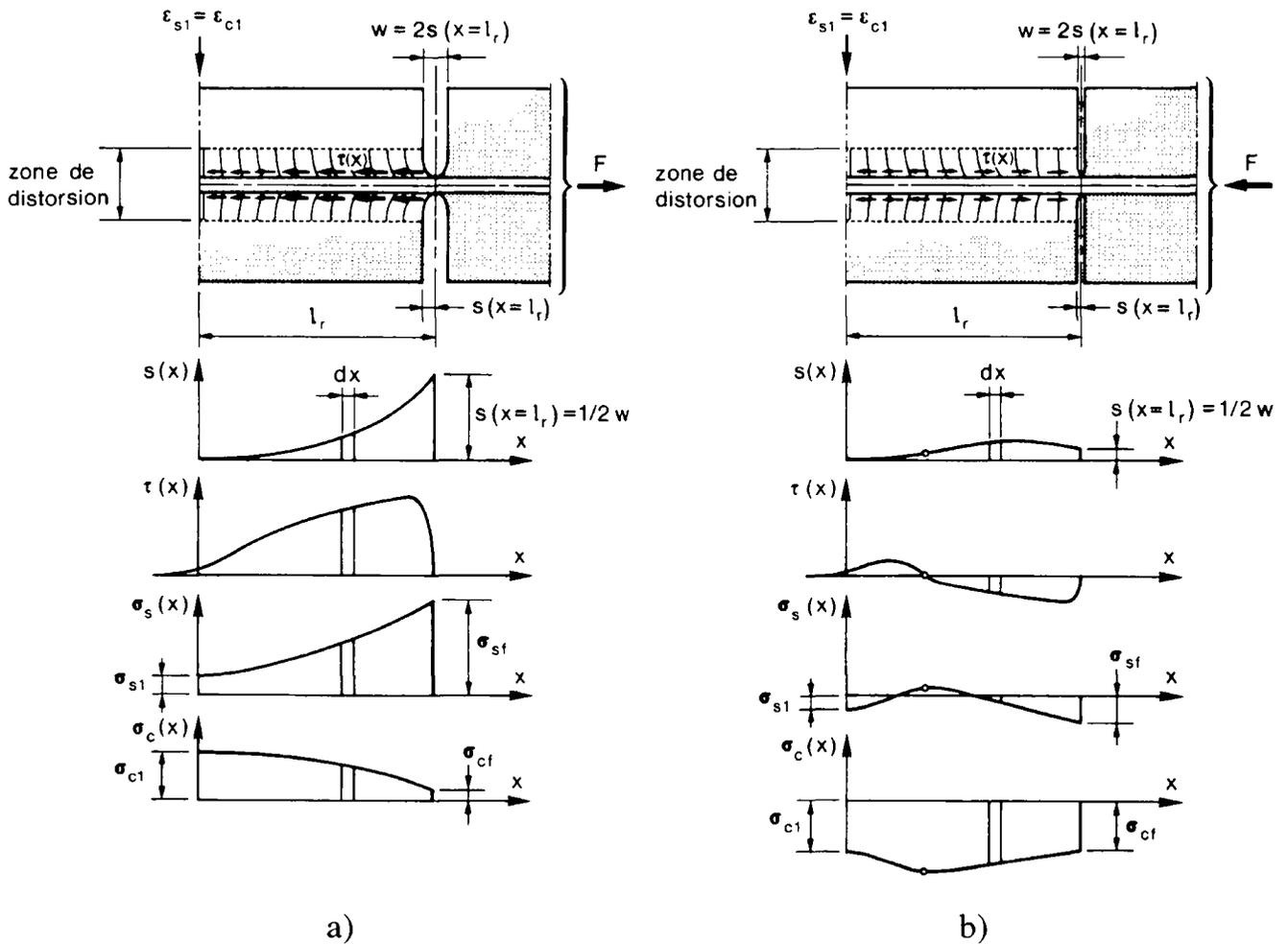


Figure 5.5: Comportement de la zone de transmission l_r entre la fissure et le stade homogène, pour un tirant en phase de formation des fissures :

- a) lors de la montée en charge
- b) lors de la décharge

Tassios [170] fut le premier à discrétiser la zone de transmission l_r afin d'en étudier le comportement et de calculer la répartition du glissement acier-béton s , de la contrainte d'adhérence τ , de la contrainte dans le béton σ_c et de la contrainte dans l'acier σ_s le long de cette zone. Dans le cadre de son étude, il admettait pour connues soit la longueur de transmission l_r , soit l'espacement des fissures. L'intérêt de la démarche décrite ci-dessus réside dans le fait qu'elle permet l'obtention de la longueur de transmission l_r (et de sa variation sous chargements cycliques) ainsi que la prise en compte du comportement isoadouccissant (ou softening) du béton. Notons d'emblée, et nous en reparlerons plus tard (voir § 5.6), que cette démarche n'est strictement valable que dans le cas où l'espacement des fissures est supérieur à $2 \cdot l_r$, c'est-à-dire en phase de formation des fissures. Ceci n'est toutefois nullement restrictif pour la prédiction ou l'étude du comportement de structures en béton sous sollicitations de service, car, dans la grande majorité des cas, on n'atteint pas le stade de fissuration stabilisée.

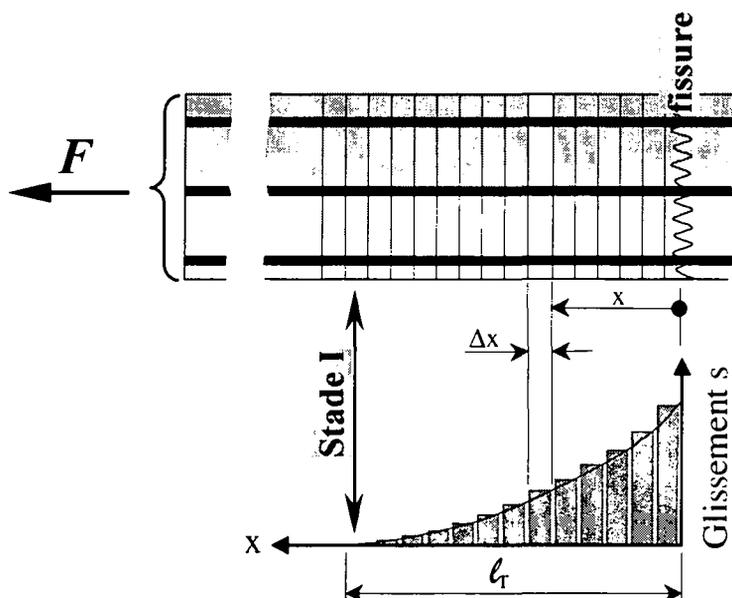


Figure 5.6: Discretisation de la longueur de transmission (l_t)

Admettons un tronçon de longueur Δx , situé à la cote x_i entre les sections i et $i-1$. La section $i = 0$ correspondant au lieu de la fissure ($x_i = 0$).

Le passage de la formulation analytique à la formulation aux différences finie s'opère de la façon suivante :

– Pour l'équilibre :

$$d\sigma_s(x) \cdot A_s = \pi \cdot \emptyset \cdot \tau(x) \cdot dx = -d\sigma_c(x) \cdot A_c \quad \xrightarrow{\text{(discrétisation)}} \quad \Delta\sigma_{si} \cdot A_s = \pi \cdot \emptyset \cdot \tau_i \cdot \Delta x = -\Delta\sigma_{ci} \cdot A_c \quad (5.5)$$

avec : $\tau_i = f(s_{i-1})$

– Pour la compatibilité des déformations :

$$s(x) = \int_0^x (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) dx \quad \xrightarrow{\text{(discrétisation)}} \quad \begin{aligned} s_i &= s_{i-1} + \Delta s_i \\ \Delta s_i &= \varepsilon_{si} \Delta x - \varepsilon_{ci} \Delta x = \Delta u_{si} - \Delta u_{ci} \end{aligned} \quad (5.6)$$

Ou, dans ces relations,

- A_s et A_c sont respectivement les aires d'acier et de béton [mm^2] ;
- σ_s et σ_c sont les contraintes dans l'acier et le béton [MPa] ;
- ou ε_s et ε_c sont les déformations relatives de l'acier et du béton [%] ;
- E_s et E_c sont les modules d'élasticité de l'acier et du béton [MPa] ;
- \emptyset est le diamètre des barres d'armature [mm] ;
- i indice relatif à la section située à la distance x_i de la fissure.

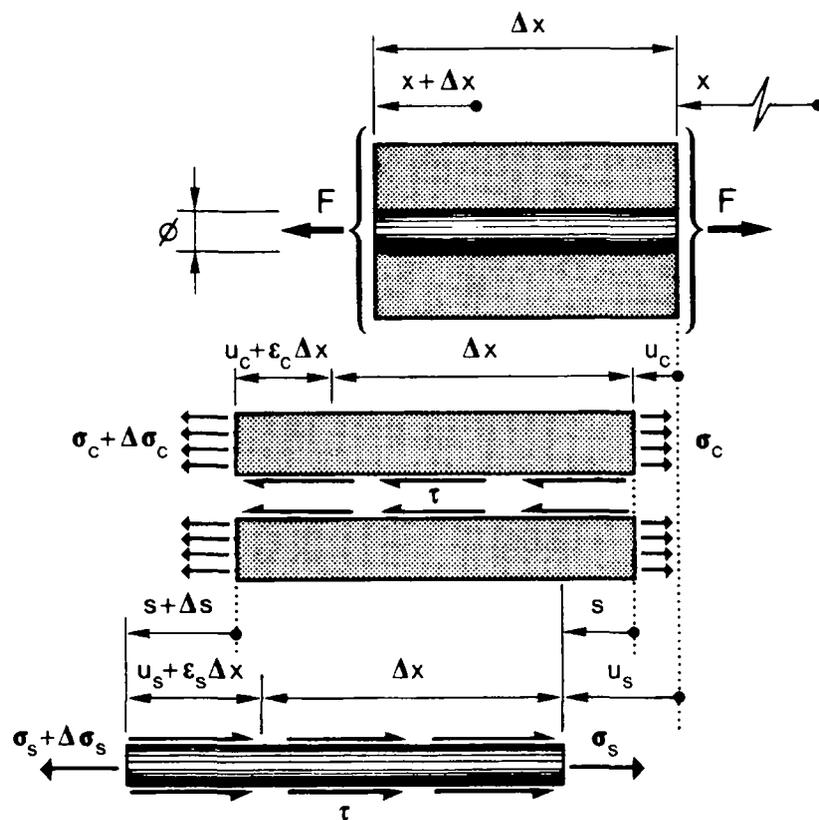


Figure 5.7: Equilibre d'un tronçon de longueur élémentaire Δx situé à la distance x de la fissure, le long de la zone de transmission ℓ_r

Au droit de la fissure le glissement ($s(x = \ell_r)$) égale la moitié de l'ouverture de la fissure w [mm] :

$$s(x = \ell_r) = w/2$$

En figure 5.8 nous montrons succinctement l'organigramme de calcul du modèle numérique.

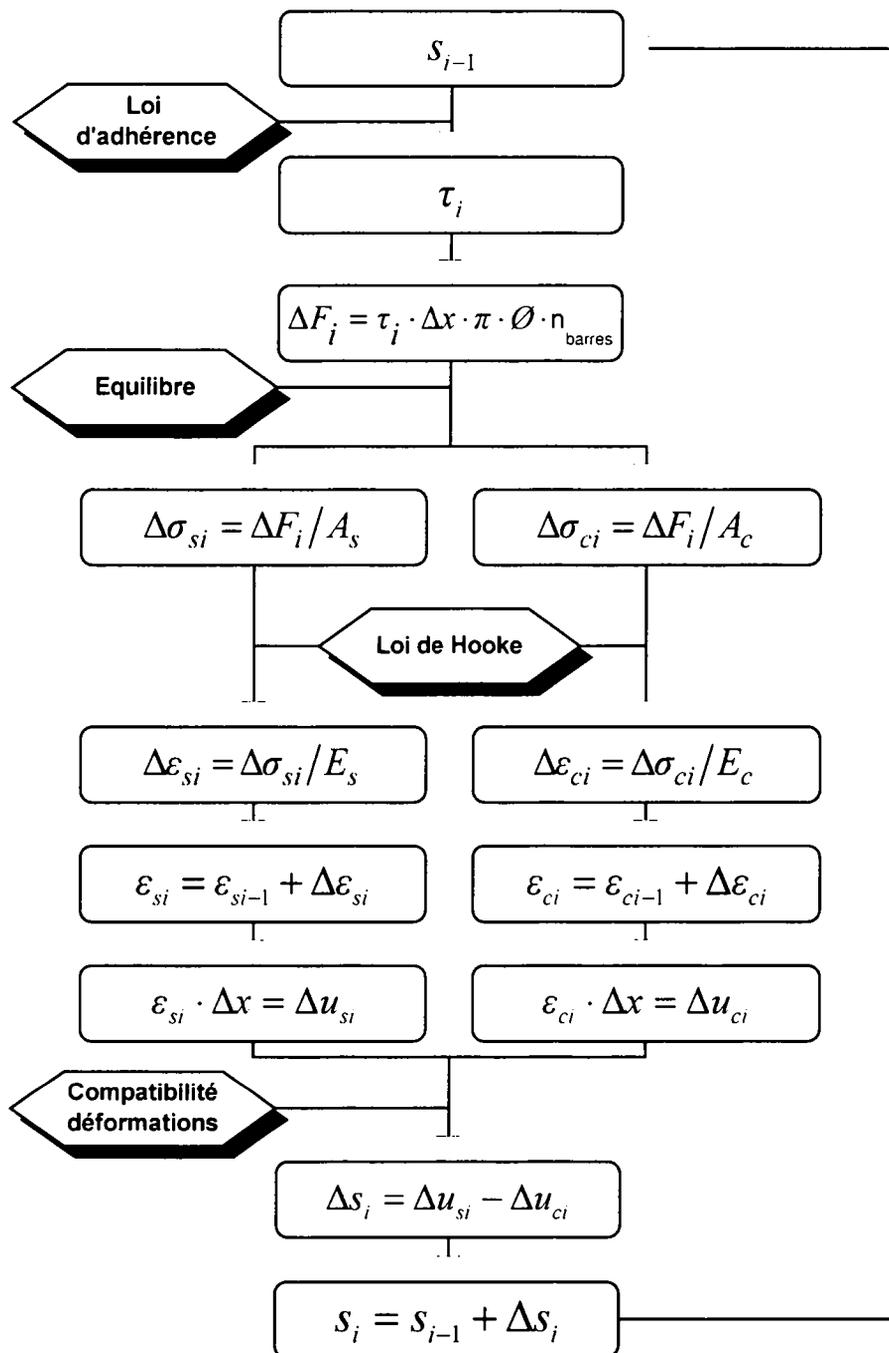


Figure 5.8: Organigramme de résolution numérique de l'équation différentielle d'adhérence.

Compte tenu des conditions de bord à l'endroit de la fissure, il est possible de déterminer en chaque point (i) de la barre le glissement s_i , la contrainte d'adhérence τ_i , la contrainte normale dans les aciers σ_{si} et dans le béton σ_{ci} .

Lors de la montée en charge, ces conditions de bord sont, pour une force extérieure F s'appliquant sur la section (voir figure 5.5 a)):

$$\sigma_{cf} = f(w) \quad (\text{Hordijk [92], figure 5.3});$$

$$\sigma_s = (F - \sigma_{cf} A_c) / A_s;$$

$$s = w/2 ;$$

En procédant par dichotomie, il est aisé de déterminer le couple (F, w) qui satisfait aux conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations le long de la zone de transmission (ℓ_r), et aux conditions de bord au droit de la fissure.

Note : Lors de la montée en charge il est possible de déterminer l'ouverture des fissures à l'aide de l'équation (3.22) (voir § 3.6.2), à la condition que l'ouverture de la fissure soit supérieure ou égale à $w_c \approx 0.2 \div 0.3$ mm, c'est-à-dire lorsque le softening du béton n'a plus lieu d'être considéré

Lors de la décharge, la procédure est la même, au choix des conditions de bord près. Celles-ci sont, toujours au droit de la fissure (voir figure 5.5 b)):

$$\sigma_{cf} = f(w) \quad (\text{Hordijk [92], figure 5.3});$$

$$\sigma_s = (F - \sigma_{cf} A_c) / A_s;$$

$$s = w/2.$$

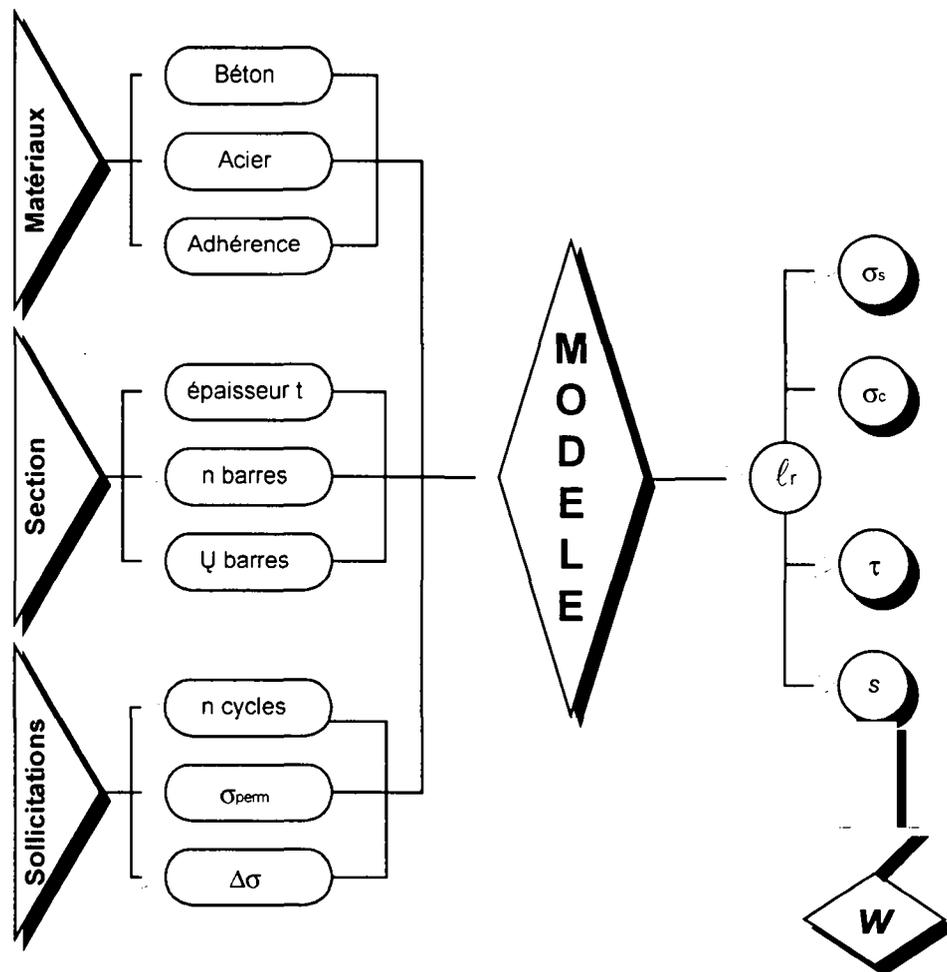


Figure 5.9: Paramètres d'entrées et de sorties permettant au modèle de déterminer l'ouverture de fissure.

5.4 Comportement le long de la zone de transmission ℓ_r

Dans ce qui suit regardons à l'aide du modèle numérique décrit ci-dessus les distributions le long de ℓ_r des valeurs que sont :

- Le glissement s ;
- La contrainte d'adhérence τ ;
- La contrainte dans l'acier d'armature passive σ_s ;
- La contrainte dans le béton σ_c .

Ces résultats, que ce soit pour un cycle charge – décharge ou pour une succession de cycles d'amplitude constante, vont nous permettre de vérifier le bon comportement du modèle.

5.4.1 Premier cycle charge - décharge

Voyons, à l'aide du modèle numérique présenté ci-dessus, comment nous reproduisons le comportement de la zone de transmission ℓ_r , pendant la montée en charge et, surtout, la décharge (voir également figure 5.5)

Pour le cas étudié, nous avons choisi: $\rho = 0.45 \%$; $\varnothing = 12 \text{ mm}$; $\sigma_{perm} = -2.0 \text{ MPa}$ ¹. Les figures 5.10 à 5.13 illustrent, dans ce cas, les résultats obtenus. Ceux-ci représentent, en abscisse, la distance à laquelle on se trouve de la section fissurée, et, en ordonnée, les valeurs qui nous intéressent, c'est-à-dire le glissement acier-béton s , la contrainte d'adhérence τ , la contrainte dans le béton σ_c et la contrainte dans l'acier σ_s .

Chacune des courbes correspond à un certain niveau de sollicitation lors de la première décharge (voir historique).

Le glissement au droit de la fissure équivaut à la moitié de l'ouverture de fissure. Il en résulte que, même sous un effort de compression important, l'ouverture résiduelle de la fissure (w_{res}) est non nulle. Le modèle indique qu'à l'état de décompression ($\sigma_{dec} \rightarrow F = 0$) , l'acier d'armature est encore tendu ($\sigma_{s,dec} \approx 50 \text{ MPa}$ à la fissure), alors que le béton aux lèvres de la fissure est comprimé ($\sigma_{c,dec} \approx -0.2 \text{ MPa}$).

¹ Il s'agit d'un tirant dont la section transversale est celle des essais (voir chapitre 4), à savoir $h = 0.80 \text{ m}$ et

$$b = 0.25 \text{ m. Il en résulte } \sigma_{perm} = \frac{-400 \text{ kN}}{0.80 \text{ m} \cdot 0.25 \text{ m}} = -2.0 \text{ MPa}$$

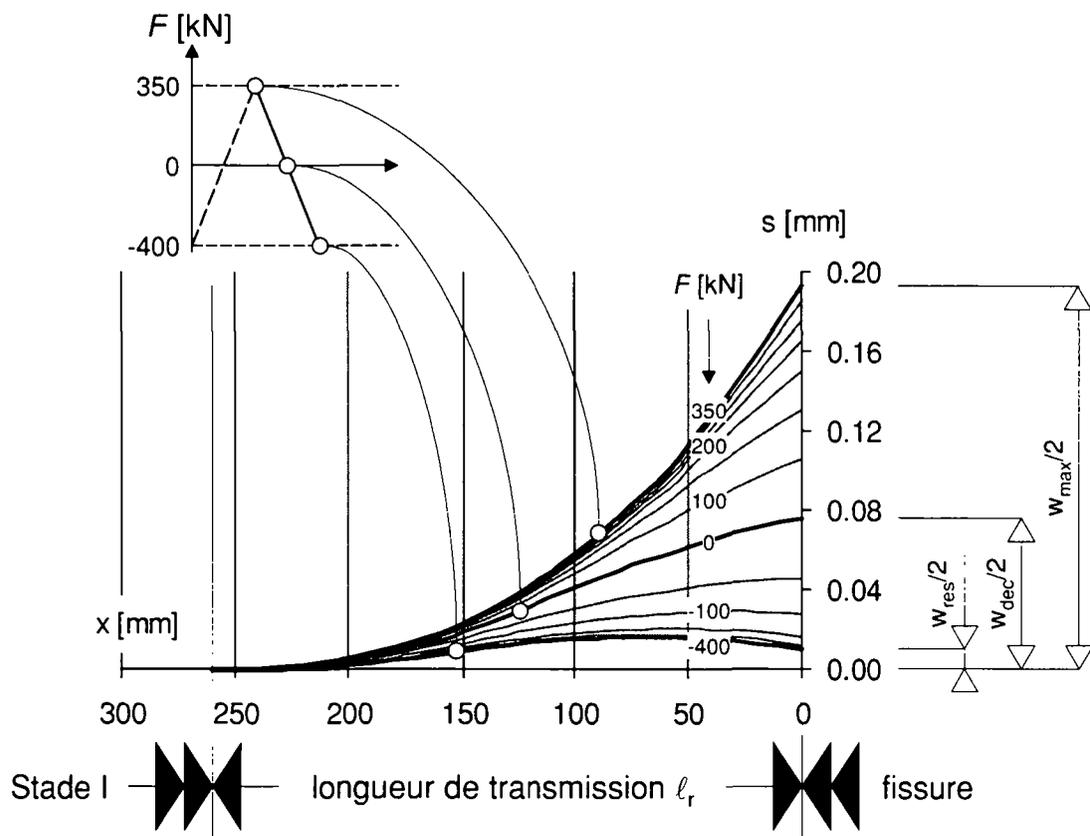


Figure 5.10: Glissement s le long de ℓ_r , entre la fissure et la zone fonctionnant en stade homogène (stade I) lors d'un cycle de charge - décharge.

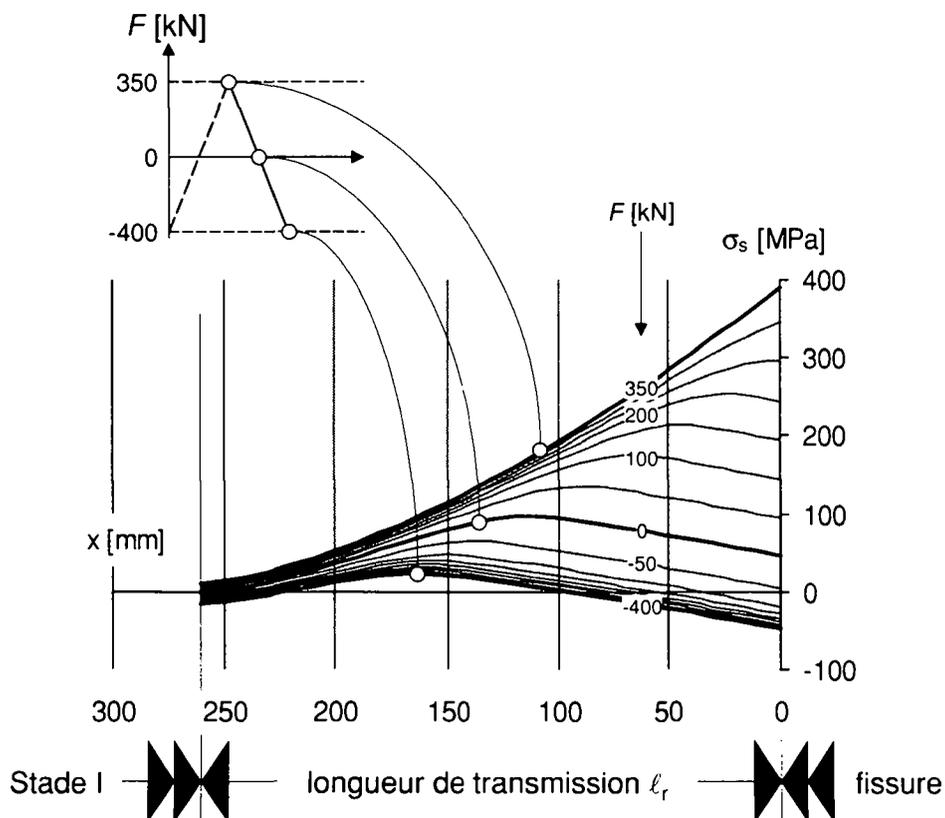


Figure 5.11: Contrainte dans les aciers σ_s , le long de ℓ_r , lors d'un cycle de charge - décharge.

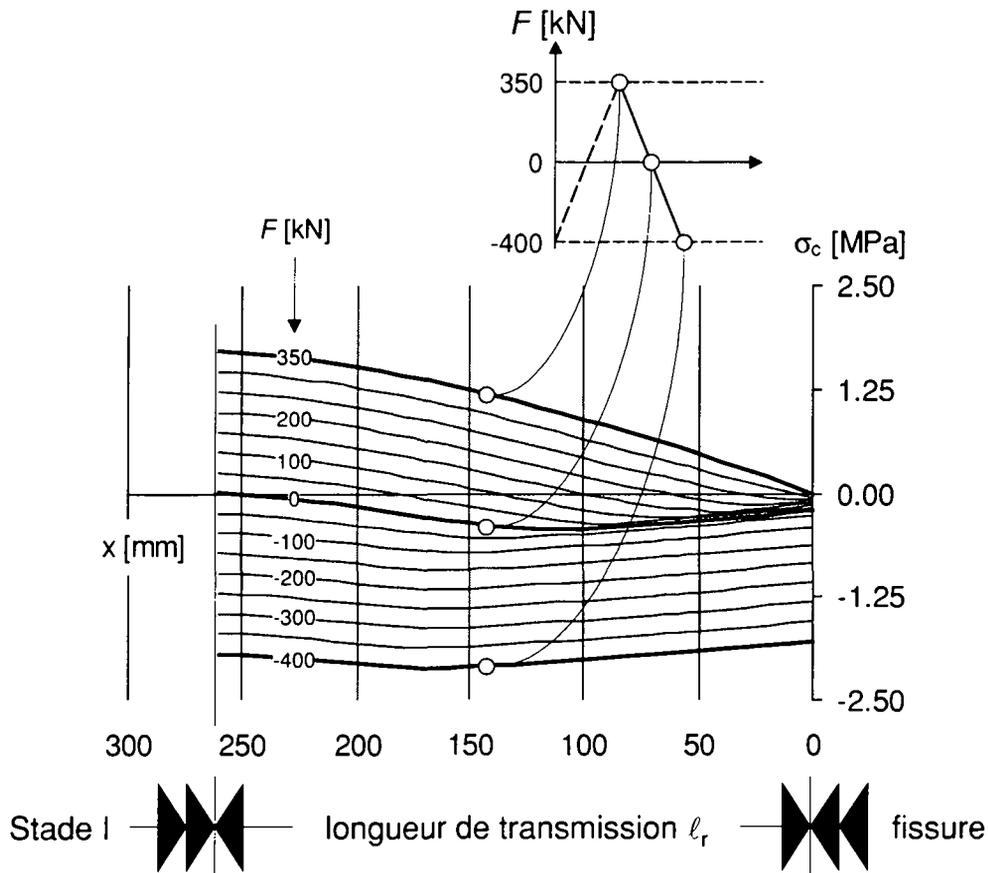


Figure 5.12: Contrainte dans le béton σ_c le long de l_r lors d'un cycle de charge - décharge.

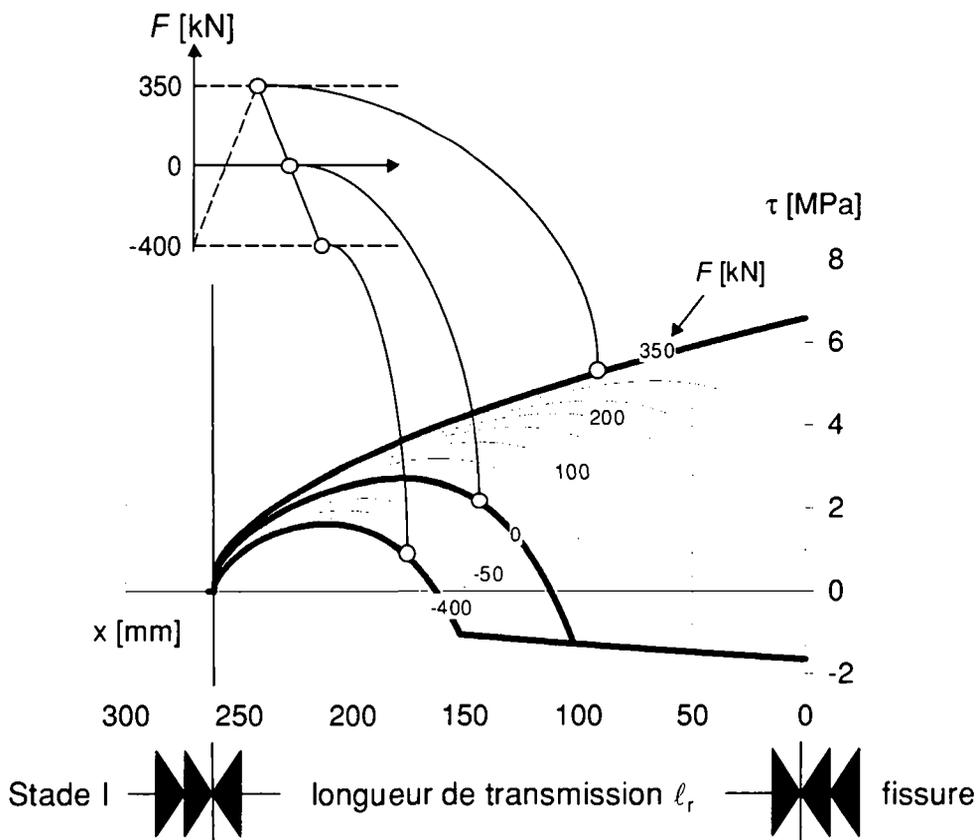


Figure 5.13: Contrainte d'adhérence τ le long de l_r lors d'un cycle de charge - décharge.

Avant de poursuivre, rappelons sous la forme différentielle, les lois de base du processus d'ancrage discrétisées plus haut (voir § 5.3), et basées sur la loi de Hooke et sur l'équilibre d'un petit élément de longueur dx situé dans la zone de transmission ℓ_r (voir, pour d'avantage de détails, le § 3.6.2):

$$\begin{aligned}\frac{d\sigma_s(x)}{dx} &= \frac{4}{\emptyset} \cdot \tau(x) \\ \frac{d\sigma_c(x)}{dx} &= \frac{-4 \cdot \rho}{\emptyset} \cdot \tau(x) \\ \frac{d^2\sigma_s(x)}{dx^2} &= \left(\frac{4}{\emptyset \cdot E_s} + \frac{4 \cdot \rho}{\emptyset \cdot E_c} \right) \cdot \tau(x)\end{aligned}\tag{5.7}$$

Durant la décharge, dès que l'effort devient inférieur à $F \approx 250$ kN, on observe le long de la longueur de transmission ℓ_r que les contraintes dans l'acier σ_s et le béton σ_c passent respectivement par un maximum et un minimum pour ensuite tendre asymptotiquement vers le stade I. Ces valeurs ($\sigma_s \approx 100$ MPa pour l'acier et $\sigma_c \approx -0.4$ MPa pour le béton, sous effort de décompression) correspondent au changement de signe de la contrainte τ . En effet, la contrainte τ (multipliée par un coefficient qui est fonction des matériaux considérés) correspond aux dérivées des contraintes dans les aciers et le béton par rapport à la distance x à la fissure. Au point de cisaillement nul ($\tau = 0$) correspond également le point d'inflexion de la courbe des glissements acier-béton pour le cas de charge considéré. Ceci s'explique par le fait que la dérivée d'ordre 2 du glissement est définie par une constante multipliant la contrainte τ (voir équations (5.7)).

Cette façon de procéder nous permet de juger de la fidélité des résultats de notre modèle aux lois de base fondamentales, sous leur forme différentielle, régissant le comportement d'un élément de béton armé fissuré.

Notons enfin que sous l'effort de compression maximal (ici $F = -400$ kN) l'acier d'armature, comprimé au voisinage de la fissure, se retrouve localement en traction, comme si, sous l'effet de l'adhérence, il y avait une « mise en précontrainte » localisée du béton par l'armature.

5.4.2 Cycles d'amplitude constante

Voyons, à l'aide du modèle numérique, de quelle façon évolue le comportement de la longueur de transmission ℓ_r lors de l'application d'une charge répétée. Nous nous limitons dans ce qui suit à présenter ce qu'il se passe sous sollicitations maximales (figures 5.14 et 5.15).

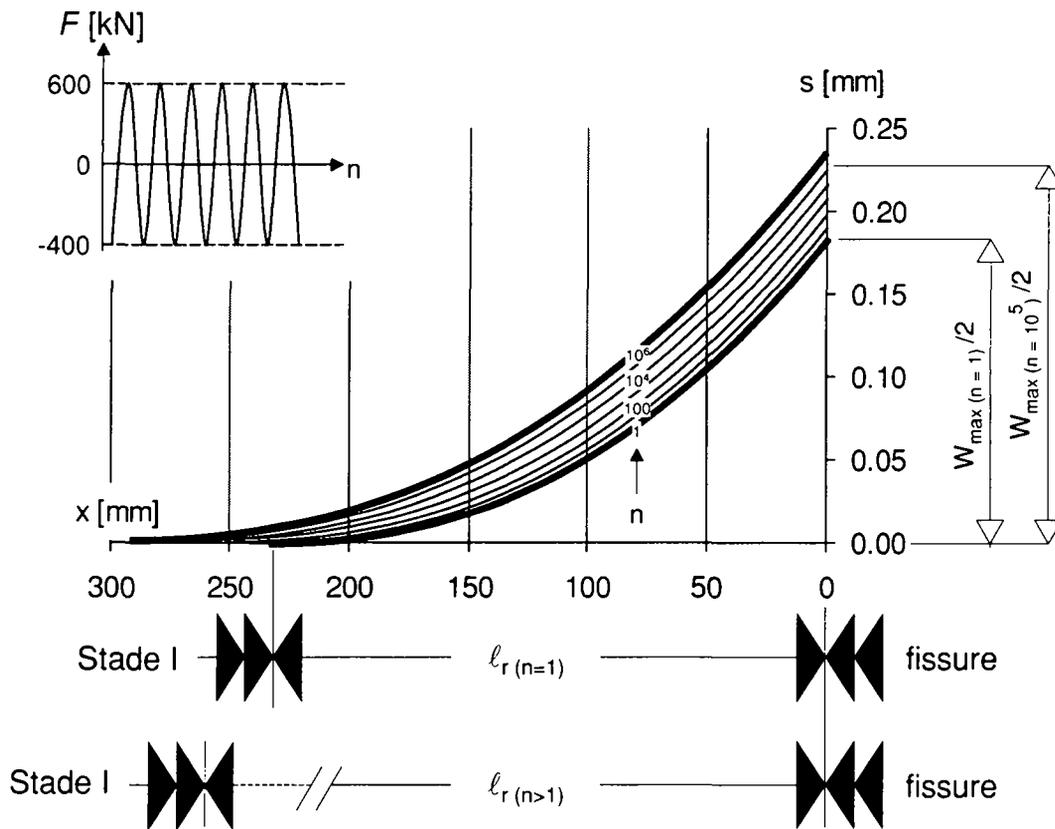


Figure 5.14: Evolution du glissement s sur la longueur de transmission ℓ_r sous sollicitation maximale en fonction du nombre de cycles n

Il ressort de la figure 5.14 que l'endommagement provenant de charges répétées, c'est-à-dire de cycles (n), se manifeste non seulement par un accroissement de l'ouverture des fissures w_{max} , mais encore par une augmentation de la longueur de transmission ℓ_r . Dans le cas d'élément fléchi, ce phénomène contribue à expliquer l'augmentation des courbures en fonction des cycles constatée en stade II [159]. En fait, de façon simplifiée, la propagation de l'endommagement faisant suite aux cycles se manifeste, au niveau de la structure :

- de façon « visible », par l'augmentation de l'ouverture de fissure ;
- de façon « non-visible », par l'augmentation de la longueur de transmission.

A titre d'exemple, pour le cas proposé dans la figure 5.14 ($\rho = 0.80 \%$, $\sigma_{perm} = -2.0 \text{ MPa}$), pour l'application de 10^4 cycles, la longueur de transmission passe de $\ell_{r(n=1)} \approx 240 \text{ mm}$ lors de la première montée en charge à $\ell_{r(n=10^4)} \approx 260 \text{ mm}$ après l'application de 10'000 cycles, ce qui correspond à environ 10 % d'augmentation de ℓ_r .

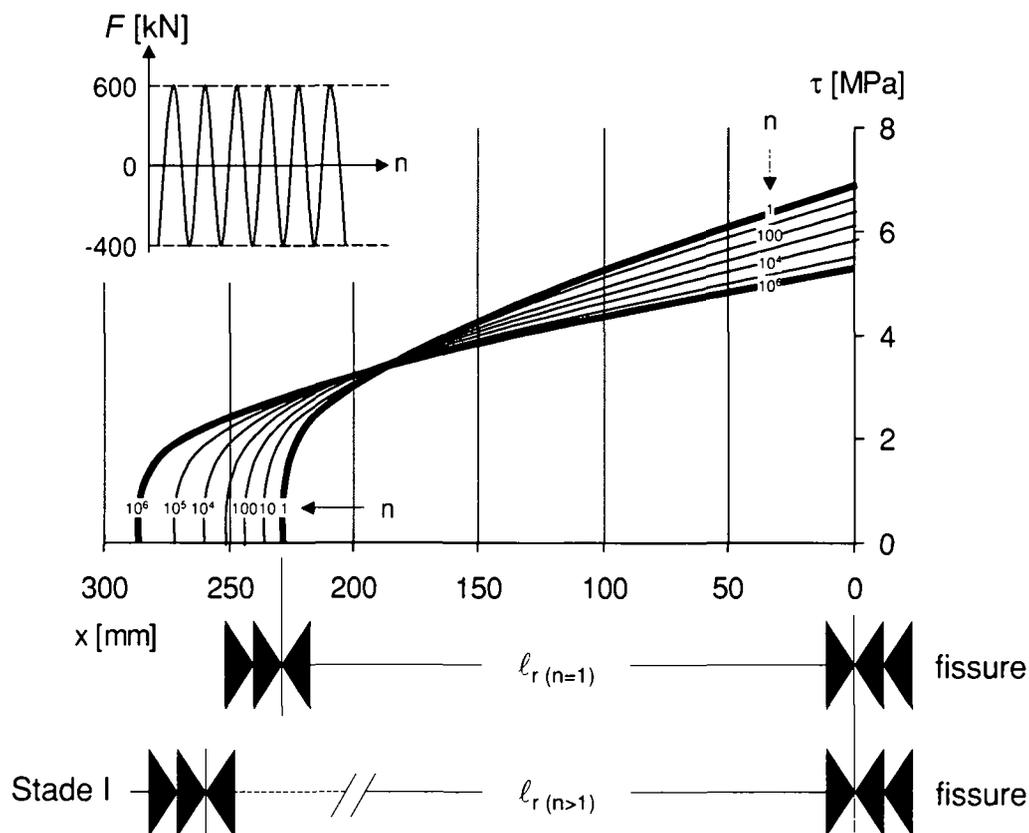


Figure 5.15: Evolution de la contrainte d'adhérence τ sur la longueur de transmission ℓ_r sous sollicitation maximale en fonction du nombre de cycles n

La figure 5.15 montre l'évolution de la distribution de la contrainte d'adhérence τ avec le nombre de cycles n . La force sous sollicitation maximale restant la même, du fait de l'équilibre, l'intégrale des $\tau \cdot dx$ sur ℓ_r est constante, quelque soit le nombre de cycles appliqués. Dès lors, afin de satisfaire aux conditions de compatibilité des déformations, à la loi de Hooke, et aux modifications de la loi d'adhérence avec le nombre de cycles, l'équilibre nécessite la mise à contribution d'une plus importante longueur de barre d'armature, et donc une augmentation de la longueur de transmission ℓ_r . En fait, il s'agit d'une redistribution des efforts d'adhérence des zones les plus sollicitées (et donc les plus endommagées) vers les zones les moins sollicitées. Pour plus de détails, nous renvoyons le lecteur au § 3.6.3, et à la figure 3.55.

5.5 Validation du modèle

5.5.1 Premier cycle charge - décharge

5.5.1.1 Allure générale

Les tests réalisés dans nos laboratoires [109] ont permis de valider le modèle. La figure 5.16 représente une comparaison directe entre les résultats mesurés et ceux calculés au moyen du modèle, pour l'essai N° P22 ($\rho = 0.45\%$, $\sigma_{perm} = -2$ MPa, voir chapitre 4). En abscisse, nous représentons l'ouverture de fissure w et en ordonnée la force extérieure F . On remarque que la courbe obtenue par le modèle reproduit bien les observations expérimentales lors du premier chargement et en particulier lors de la décharge. Nous nous sommes limités à ne représenter que le premier cycle charge - décharge afin de ne pas encombrer la figure.

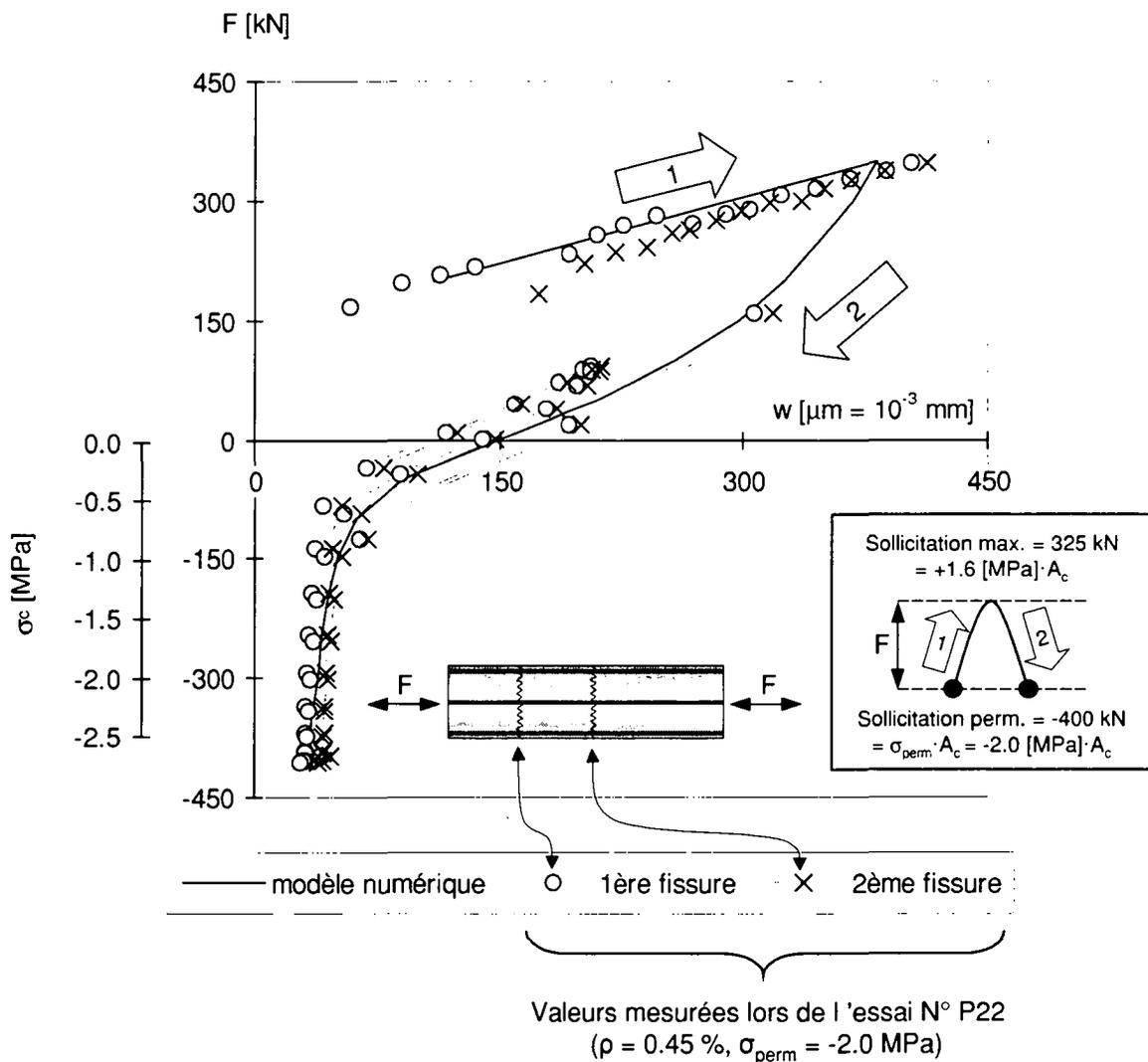


Figure 5.16: Comparaison entre un essai, le P22 avec $\rho = 0.45\%$ et $\sigma_{perm} = -2$ MPa [109], et le modèle numérique proposé.

5.5.1.2 Ouvertures moyennes des fissures sous sollicitations maximales

Pour autant que la discrétisation soit assez fine (≥ 100 éléments le long de ℓ_r), et pour autant que la phase d'initiation de la fissure soit achevée ($w \geq w_c \approx 0.25$ mm), notre modèle numérique donne, lors d'un chargement croissant de façon monotone, les mêmes résultats que l'équation (3.22), qui résulte de l'intégration numérique de l'équation différentielle d'adhérence (voir § 3.6.2).

$$w = 2 \cdot \left(\frac{(1+b) \cdot \varnothing \cdot \sigma_{sr}^2}{8 \cdot a \cdot E_s \cdot (1 + \rho \cdot E_s / E_c)} \right)^{\frac{1}{1+b}}$$

La validité de cette équation n'est plus à montrer. Farra [59] a montré son excellente correspondance avec des mesures effectuées sur des petits éléments sollicités en traction croissant de façon monotone.

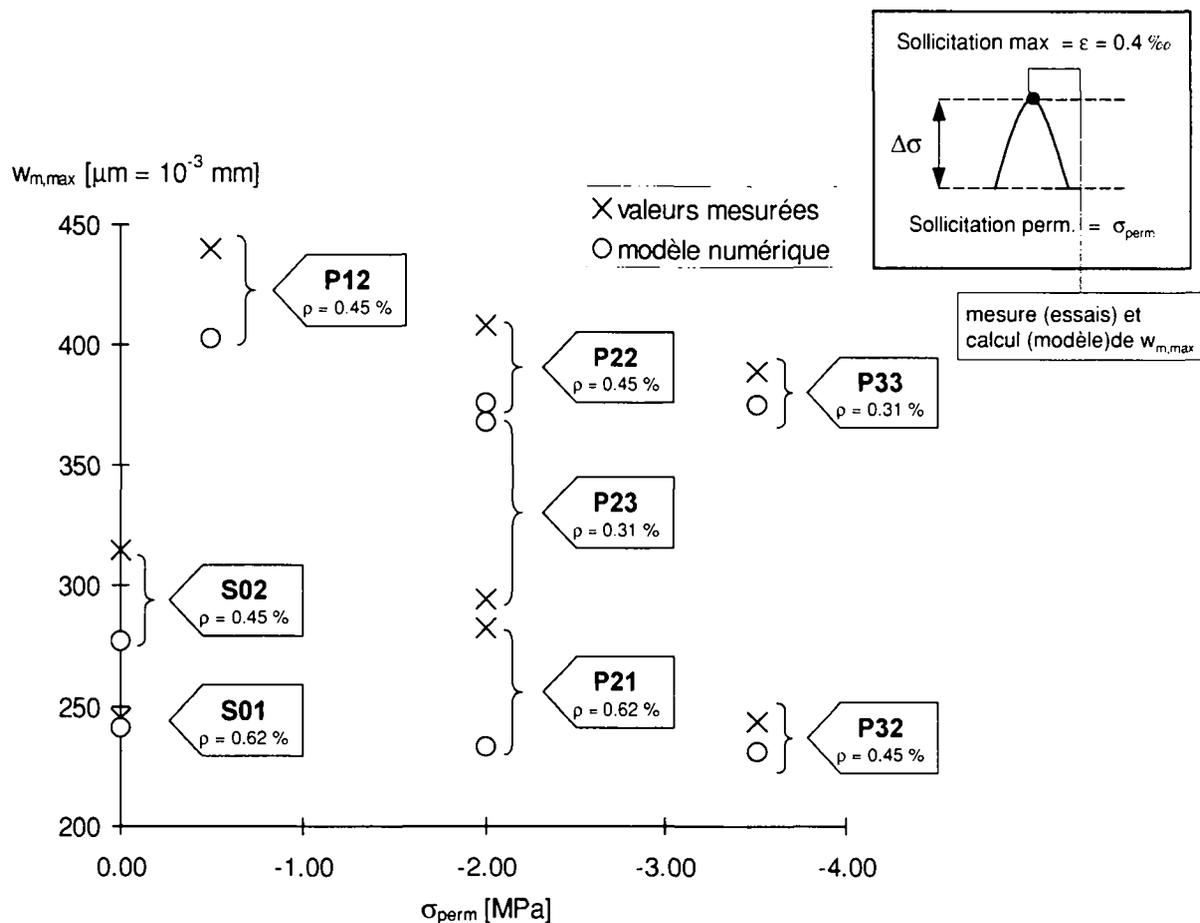


Figure 5.17: Valeurs moyennes des ouvertures maximales des fissures $w_{m,max}$ suite aux cycles #3, en $\epsilon = 0.4 \text{‰}$: Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale et calculées à l'aide du modèle numérique.

Comme illustré en figure 5.17, nos essais confirment la validité de cette équation par l'intermédiaire de notre modèle numérique, dans le cas de tirants de plus grandes dimensions², représentatifs d'éléments de structure réelle.

La correspondance entre les valeurs mesurées et calculées est dans l'ensemble excellente. Elle est de l'ordre de 5 % pour les éléments armés, faiblement et fortement précontraint, et de l'ordre de 20 % pour deux éléments précontraints de façon intermédiaire, avec -2.00 MPa (P21 et P23). Cette valeur n'a cependant rien d'alarmant, compte tenu des grandes incertitudes liées à la mesure de l'ouverture des fissures, et ce d'autant plus que les éléments sont de grandes dimensions et le nombre de fissures faible.

Tableau 5.1: Valeurs moyennes des ouvertures maximales des fissures $w_{m,max}$ suite aux cycles #3 (voir § 4.1, figure 4.3), en $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$: Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale (w_{Ω}) et calculées à l'aide du modèle numérique (w_{num}), et comparaison (Δw).

N° ESSAIS	σ_{perm} [MPa]	$W_{m,max}$		
		Mesures w_{Ω} [μm]	Modèle w_{num} [μm]	Erreurs Δw [%]
S01	0	245	241	2
S02	0	315	307	3
P12	-0.50	440	403	8
P21	-2.00	282	233	17
P22	-2.00	408	376	8
P23	-2.00	294	368	25
P32	-3.50	244	231	5
P33	3.50	389	375	4

5.5.1.3 Ouvertures moyennes des fissures sous sollicitation de décompression

La figure 5.18 montre que le modèle reconstitue fidèlement les valeurs des ouvertures des fissures sous l'effort de décompression, $\sigma_{dec} = 0$. Nous ne voyons pas dans l'écart de 28 % entre les valeurs mesurées et calculées, pour l'élément P32, une autre explication que celle liée à l'incertitude du calcul et de la lecture de l'ouverture des fissures. Relevons enfin que le modèle confirme que lorsqu'une sollicitation de traction correspondant à $\varepsilon = 0.4 \text{ ‰}$ a fissuré un élément, l'état de décompression referme les fissures jusqu'à concurrence d'une ouverture de l'ordre de 0.1 ÷ 0.2 mm. Ceci contredit des codes et normes actuelles [190, 197] qui sous-entendent, dans certaines de leurs closes, que l'ouverture des fissures sous charges de décompression est voisine de 0 mm.

² $L = 4.50 \text{ m}$, $h = 0.80 \text{ m}$ et $b = 0.25 \text{ m}$ (voir chapitre 4)

Tableau 5.2: Valeurs moyennes des ouvertures des fissures $w_{m,dec}$ pour l'effort de décompression faisant suite à 9'000 cycles du type #2 : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale (w_{Ω}) et calculées à l'aide du modèle numérique (w_{num}), et comparaison (Δw).

N° ESSAIS	σ_{perm} [MPa]	$W_{m,dec}$		
		Mesures w_{Ω} [μm]	Modèle w_{num} [μm]	Erreurs Δw [%]
S01	0	100	111	10
S02	0	129	141	9
P12	-0.50	145	164	13
P21	-2.00	110	105	5
P22	-2.00	125	146	17
P23	-2.00	150	173	15
P32	-3.50	190	136	28
P33	3.50	170	170	0

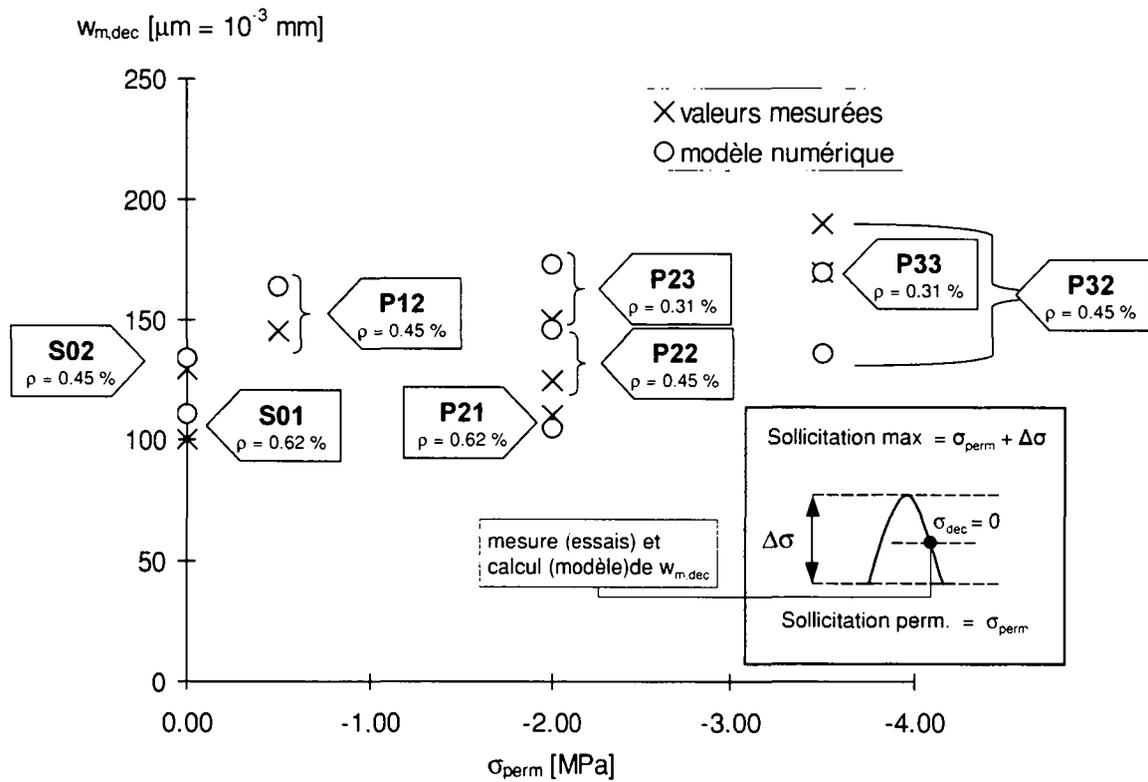


Figure 5.18: Valeurs moyennes des ouvertures des fissures $w_{m,dec}$ pour l'effort de décompression faisant suite à 9'000 cycles du type #2 : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale et calculées à l'aide du modèle numérique

5.5.1.4 Ouvertures moyennes des fissures à l'état permanent

Le modèle reproduit également de façon satisfaisante les valeurs des ouvertures résiduelles des fissures mesurées pour l'ensemble des essais. Ceci est visible sur la figure 5.19 qui indique pour chaque essai la valeur moyenne de l'ouverture résiduelle ($w_{m.res}$) correspondant à la contrainte de compression permanente (σ_{perm}) mesurée et calculée après la décharge faisant suite au premier chargement. Il apparaît néanmoins que, lorsqu'une compression est appliquée à l'élément à l'état permanent, les valeurs calculées sont systématiquement plus élevées que les valeurs mesurées. La différence qui certes peut apparaître importante en terme de pourcentage (tableau 5.3), n'est cependant que de quelques microns du fait des faibles valeurs de w_{res} .

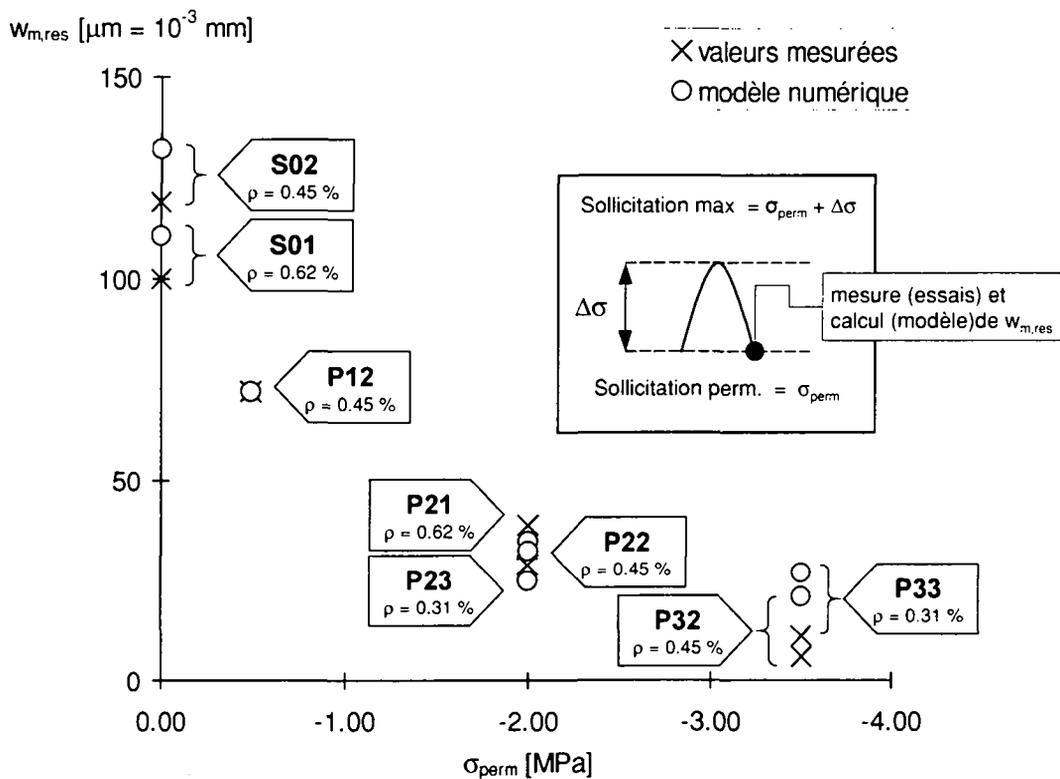
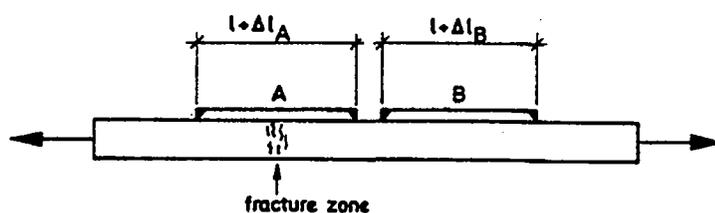


Figure 5.19: Valeurs moyennes des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m.res}$ après 9'000 cycles de charge – décharge : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale et calculées à l'aide du modèle numérique.

Tableau 5.3: Valeurs moyennes des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ après 9'000 cycles de charge – décharge : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale (w_{Ω}) et calculées à l'aide du modèle numérique (w_{num}), et comparaison (Δw).

N° ESSAIS	σ_{perm} [MPa]	$W_{m,res}$		
		Mesures w_{Ω} [μm]	Modèle w_{num} [μm]	Erreurs Δw [%]
S01	0	100	110	10
S02	0	117	141	12
P12	-0.50	72	72	0
P21	-2.00	33	25	24
P22	-2.00	39	33	15
P23	-2.00	29	35	20
P32	-3.50	6	21	250
P33	3.50	11	27	145

Cette différence entre valeurs mesurées et valeurs calculées peut néanmoins s'expliquer. Rappelons que notre modèle calcule des ouvertures de fissures fictives au sens de Hillerborg [88] (voir § 3.5.1.2). Les valeurs mesurées lors des essais, à l'aide de jauges Ω , sont voisines de l'ouverture de fissure fictive, pour autant que la déformation élastique du tronçon de mesure soit négligeable. C'est évidemment le cas sous effort de décompression, et généralement sous sollicitations de traction, du fait du faible pouvoir de déformation du béton en traction. Ce n'est par contre plus le cas sous sollicitations de compression, et la part de la déformation élastique n'est plus négligeable. Reprenons les notations de Hillerborg (voir § 3.5.1.2, équation 3.15 et figure 3.44) :



$$w_{fict} = \ell_A - \ell_B$$

$$\ell_A = \ell + \Delta \ell_A$$

$$\ell_B = \ell + \Delta \ell_B$$

$$\Delta \ell_B = \text{allongement élastique du béton} = \varepsilon \cdot \ell$$

$$\Delta \ell_A = \text{allongement mesuré sur la zone endommagée}$$

Pour nos mesures d'ouverture des fissures en laboratoire, ℓ représente la longueur de la jauge Ω , $\ell = 100$ mm, et $\Delta \ell_A$ la valeur mesurée par la jauge Ω , c'est-à-dire $\Delta \ell_A = w_{\Omega}$. Dès lors, pour pouvoir strictement comparer les valeurs des ouvertures des fissures mesurées à l'aide de jauges Ω (w_{Ω}) et calculées à l'aide du modèle (w_{num}) qui, rappelons-le, sont fidèles à la notion d'ouverture de fissure fictive, il faut retrancher aux valeurs mesurées la contribution incombant à la déformation élastique du béton, $\Delta \ell_B$. Il vient :

$$w_{\Omega, corrigée} = w_{\Omega} - \Delta \ell_B = w_{\Omega} - \varepsilon \cdot \ell = w_{\Omega} + \frac{|\sigma_{perm}|}{E_c} \cdot \ell$$

La comparaison ensuite s'effectue au niveau suivant :

$$w_{\Omega, \text{corrigée}} \longleftrightarrow w_{\text{num}}$$

Tableau 5.4: Ouvertures de fissures fictives : Valeurs moyennes des ouvertures résiduelles des fissures ($w_{m, \text{res}}$) après 9'000 cycles de charge – décharge : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale et corrigées ($w_{\Omega, \text{corrigée}}$) et calculées à l'aide du modèle numérique (w_{num}), et comparaison (Δw).

N° ESSAIS	σ_{perm} [MPa]	Δl_B [μm]	$W_{m, \text{res}}$		
			Mesures $w_{\Omega, \text{corrigée}}$ [μm]	Modèle w_{num} [μm]	Erreurs Δw [%]
S01	0	0	100	110	10
S02	0	0	117	141	20
P12	-0.50	2	74	72	3
P21	-2.00	6	39	25	36
P22	-2.00	5	44	33	25
P23	-2.00	6	35	35	0
P32	-3.50	11	17	21	24
P33	3.50	11	22	27	23

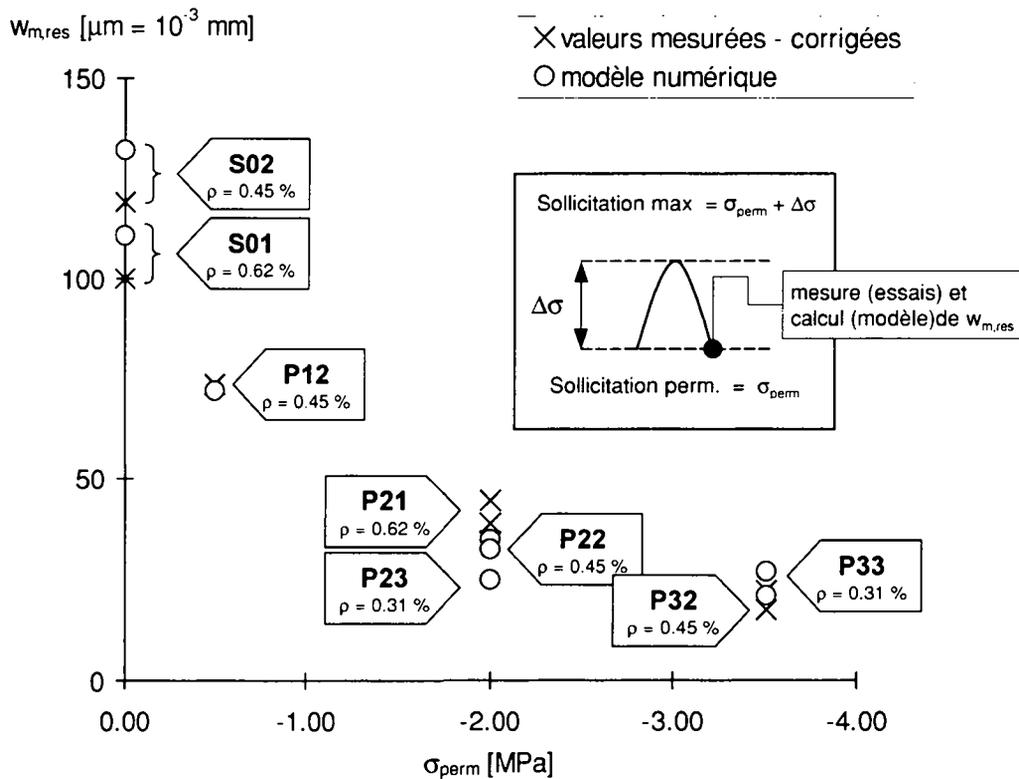


Figure 5.20: Ouvertures de fissures fictives: Valeurs moyennes des ouvertures résiduelles des fissures ($w_{m, \text{res}}$) après 9'000 cycles de charge – décharge : Valeurs mesurées lors de la campagne expérimentale et corrigées et calculées à l'aide du modèle numérique.

En procédant de la sorte, et en introduisant pour module d'élasticité E_c le module mesuré sur petites éprouvettes pour chacun des essais [109], on parvient à améliorer sensiblement la correspondance entre valeurs mesurées - corrigées et valeurs calculées, en particulier pour les éléments fortement précontraints (comparer les tableaux 5.3 et 5.4, ainsi que les figures 5.19 et 5.20).

5.5.2 Cycles d'amplitude constante

L'endommagement sous actions cycliques ne progresse de manière significative que dans la mesure où la sollicitation maximale durant un cycle se rapproche, atteint et surtout dépasse le niveau extrême observé lors d'un cycle précédent (voir figure 4.11 du § 4.5.2.2). Or, lors de nos essais [109], le niveau maximal des cycles était inférieur au niveau de chargement imposé lors de la première montée en charge (voir figure 5.21 et figure 4.3 du § 4.1), ce qui explique que l'augmentation des ouvertures des fissures observée sous chargement cyclique soit demeurée très faible. A cet égard, nos essais confirment certains résultats connus d'études antérieures (voir [17], avec des essais effectués sur de petits éléments (pull-out-test), ainsi que le § 3.4.3.2).

Afin de valider le modèle numérique sous sollicitations cycliques *d'amplitude constante*, nous le comparons avec des résultats d'essais sur éléments sollicités par des cycles d'amplitude constante (voir figure 5.21).

Note : Nous entendons par cycles d'amplitude constante des cycles dont la borne supérieure n'a jamais été dépassée lors de la vie de l'ouvrage, en opposition aux cycles appliqués lors de nos essais (voir figure 5.21). Pour plus de détails au sujet des différents types de chargements cycliques, lire le § 3.4.3.

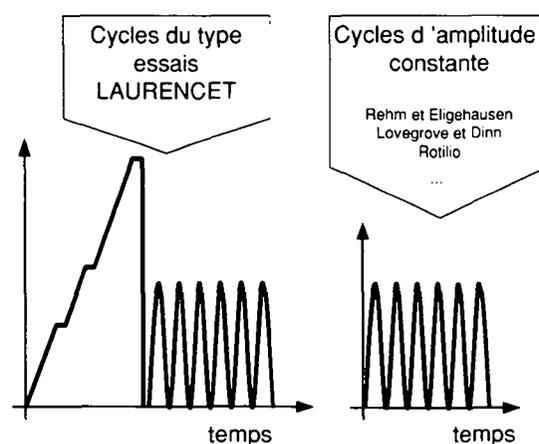


Figure 5.21: Cycles du type essais « Laurencet [109] », dont le niveau de chargement maximal a été dépassé lors de l'histoire de l'élément et cycles « d'amplitude constante », dont le niveau de chargement maximal n'a jamais été dépassé lors de l'histoire de l'élément.

Rehm et Eligehausen [154] ont sollicité des éléments différemment armés à la flexion de façon cyclique (amplitude constante) entre un niveau maximal (M_{max}) correspondant à une

contrainte dans les aciers de 270 MPa et un niveau minimal (M_{min}) correspondant à $33 \div 50 \%$ de M_{max} . La figure 5.22 montre l'augmentation avec le nombre de cycles de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales ($M_{max} \rightarrow w_{max}$). Cette augmentation semble être d'autant plus importante que le taux d'armature passive (ρ) est faible. Pour un taux d'armature de l'ordre de $\rho = 0.5 \%$, l'ouverture maximale des fissures augmente de moins de 30 % après 10'000 cycles, alors que pour $\rho = 1.5 \%$, elle augmente d'environ 15 %. Après 1'000'000 de cycles, ces augmentations passent à 42 % pour $\rho = 0.5 \%$ et à 25 % pour $\rho = 1.5 \%$.

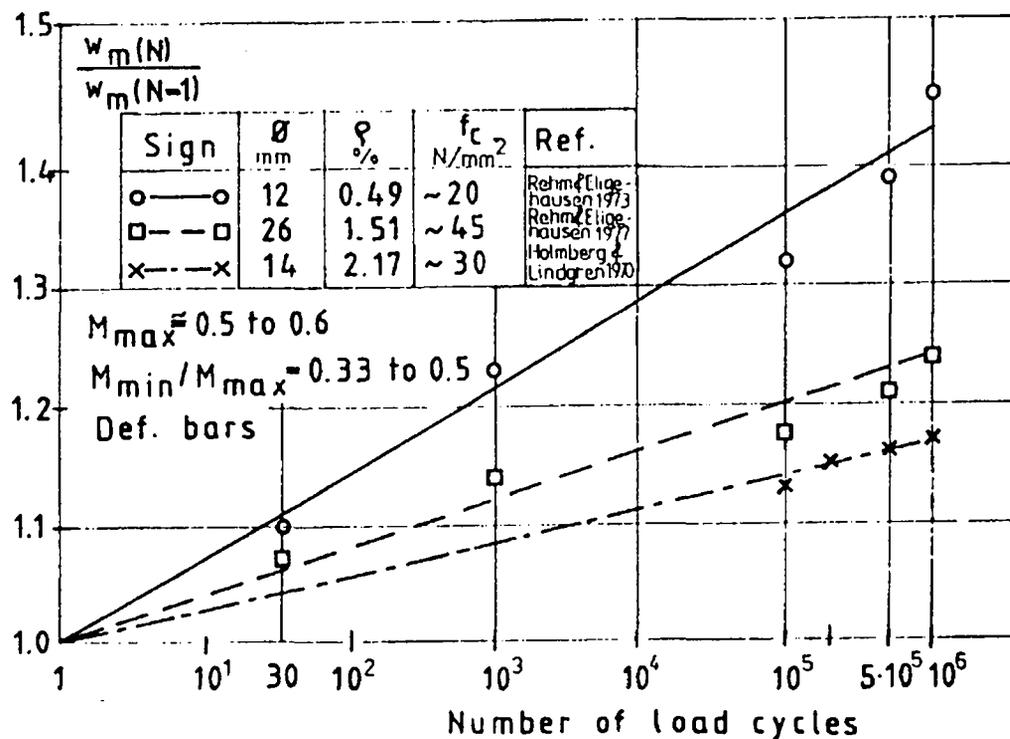


Figure 5.22: Augmentation de la valeur moyenne de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales en fonction du nombre de cycles de chargement (entre M_{max} et M_{min}); Rehm et Eligehausen [154].

Sur la base d'essais du même type Lovegrove et Din [121] proposent la loi empirique suivante pour estimer l'augmentation de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales suite à un grand nombre de cycles ($10^5 \leq n \leq 10^8$):

$$(0.382 - 0.0227 \cdot \log n) \cdot \log n \leq w_{max,n} / w_{max} \leq (0.315 - 0.0227 \cdot \log n) \cdot \log n$$

Cette formulation est indépendante du taux d'armature, et donne :

- pour $n = 100'000$ cycles $1.34 \leq w_{max,n}/w_{max} \leq 1.01$;
- pour $n = 1'000'000$ cycles $1.47 \leq w_{max,n}/w_{max} \leq 1.07$

Enfin, les essais de Rotilio [160] montrent que l'augmentation de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales après 7'000 cycles est voisine de 10 % pour la poutre G00 en béton armé, avec $\rho = 0.76 \%$ et $\beta = 0$, et qu'elle est de l'ordre de 20 % pour la poutre G03 en béton précontraint, avec $\rho = 0.41 \%$ et $\beta = 0.3$ (figure 5.23). Les éléments G06 et G10, avec $\beta = 0.6$ et 1.0 respectivement, ne permettent de tirer aucune conclusion (grande variation du nombre de fissures pour G06, aucune fissure pour G10).

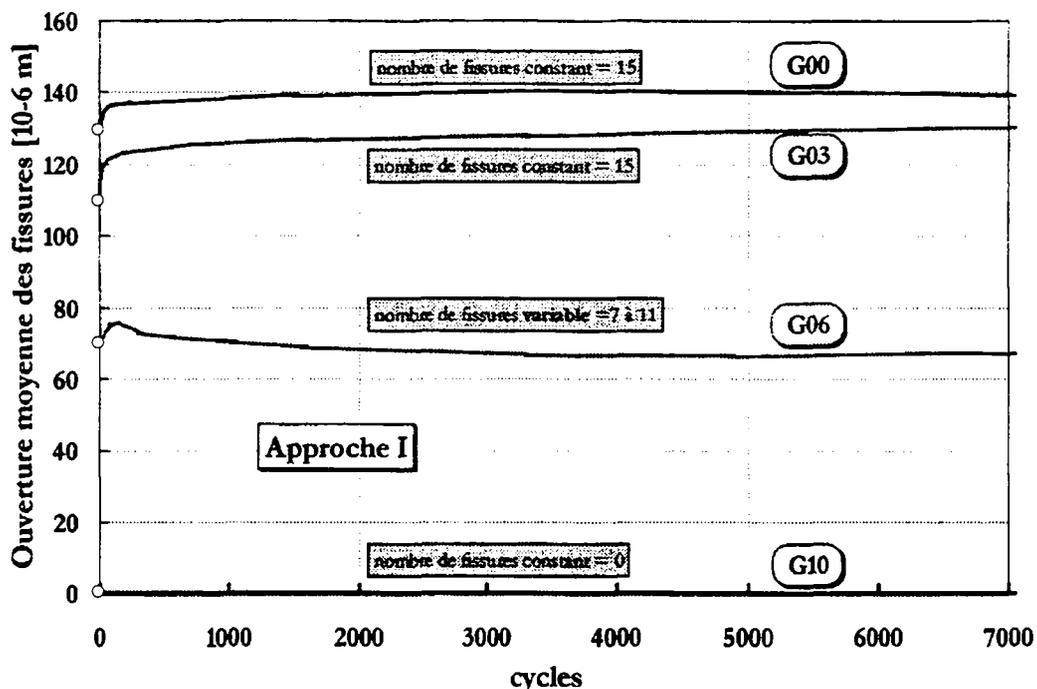


Figure 5.23: Augmentation de l'ouverture moyenne des fissures sous sollicitations maximales en fonction du nombre de cycles de chargement (entre M_{max} et M_{min}): Rotilio [160].

L'augmentation de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales dépend d'un grand nombre de facteurs (ρ , qualité de l'adhérence, niveaux de chargement maximal et minimal, nombre de cycles n , ...).

La figure 5.24 montre que notre modèle reproduit de façon fidèle la cinétique de l'augmentation des ouvertures maximales des fissures $w_{m,max}$ sous sollicitations cycliques d'amplitude constante. Relevons cependant que nous n'avons pas trouvé dans la littérature des mesures d'augmentation des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ sous sollicitations cycliques d'amplitude constante.

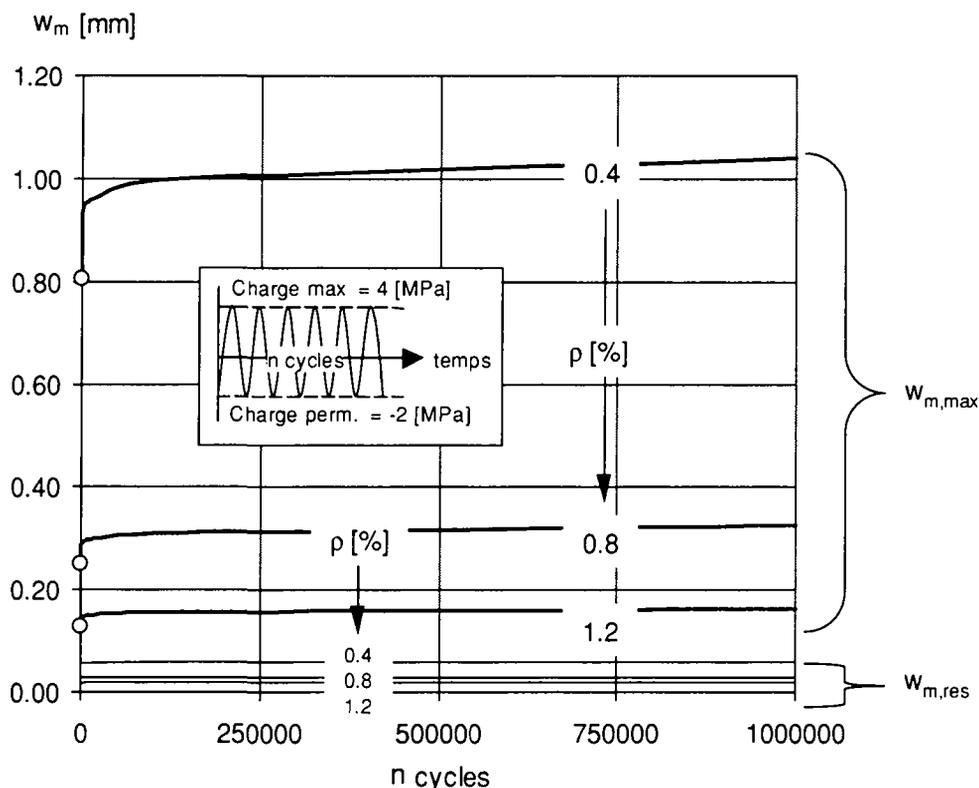


Figure 5.24: Modèle numérique: augmentation de la valeur moyenne des ouvertures des fissures sous sollicitations maximales $w_{m,max}$ et résiduelles $w_{m,res}$ en fonction du nombre de cycles n , pour divers taux d'armature passive ρ ; $\Delta\sigma = 6$ MPa et $\sigma_{perm} = -2$ MPa.

Il ressort du modèle numérique qu'une succession de cycles de même amplitude conduit à une augmentation de l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales $w_{m,max}$ et, dans une moindre mesure, une augmentation de l'ouverture résiduelle $w_{m,res}$, c'est-à-dire sous sollicitations permanentes ou minimales (voir figures 5.24 et 5.25). Ainsi, après 10'000 cycles (ordre de grandeur vraisemblable à retenir pour les valeurs maximales des actions variables déterminantes sur le comportement en service d'un pont routier), l'augmentation de l'ouverture maximale des fissures est de l'ordre de 20 % tandis que l'augmentation de l'ouverture résiduelle des fissures est de l'ordre de 15 %. Après 1'000'000 de cycles ces augmentations passent à environ 30 % et 20 % respectivement.

L'influence du taux d'armature ρ est extrêmement faible sur l'augmentation de $w_{m,max}$, et, en première approximation, négligeable. En réalité, on observe une très légère tendance vers une diminution de l'accroissement de $w_{m,max}$ lorsque le taux d'armature augmente. Concernant l'accroissement de $w_{m,res}$, la tendance est inversée, et il semble augmenter très légèrement lorsque ρ augmente.

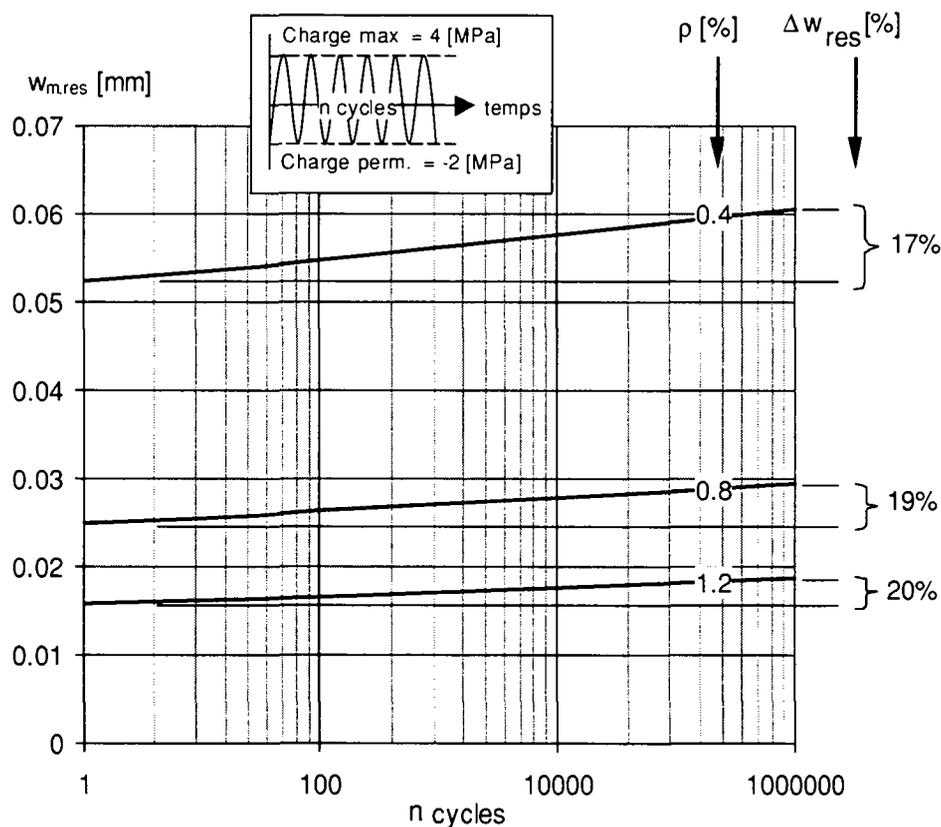


Figure 5.25: Modèle numérique: accroissement de l'ouverture résiduelle des fissures $w_{m,res}$ avec le nombre de cycles (n), pour différents taux d'armature ρ ; $\Delta\sigma = 6$ MPa et $\sigma_{perm} = -2$ MPa.

Notons enfin que, conformément aux résultats des campagnes expérimentales présentés ci-dessus (voir figures 5.22 et 5.23), la majeure partie de l'augmentation de l'ouverture des fissures a lieu lors des premières centaines, voire seulement lors des premières dizaines de cycles (voir figure 5.24). Notons au demeurant que, comme illustré en figure 5.22 pour les essais de Rehm et Eligehausen [154] et en figure 5.25 pour le modèle numérique, en reportant le nombre de cycles sur une échelle logarithmique, l'augmentation de l'ouverture des fissures ne semble pas tendre asymptotiquement vers une borne supérieure.

Note : Ce modèle ne peut pas tenir compte du « nettoyage » de la fissure au cours des cycles, qui engendre une réduction de l'ouverture résiduelle quand le nombre de cycles augmente (voir § 4.4.2.2). Ce phénomène est surtout observé lorsque les fissures se situent dans des plans verticaux, ce qui est généralement le cas dans les tabliers de pont fissurés.

En conclusion, l'augmentation des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ avec des cycles d'amplitude constante est relativement faible. En tous les cas, elle demeure inférieure à 15 % après 10'000 cycles, et, dans la majeure partie des cas rencontrés dans la pratique, il y a tout lieu de penser qu'une succession de cycles ne va pas contribuer grandement à l'augmentation de l'ouverture résiduelle des fissures sous chargement permanent. Compte-tenu de tous les autres facteurs affectant la grande variabilité de l'ouverture des fissures, nous nous permettrons donc dans cette étude de négliger cette influence du nombre de cycles et de ne

considérer que l'endommagement correspondant au 1^{er} cycle, qui est de loin le plus important. Quant à l'augmentation, inférieure à 15 %, découlant de la répétition des cycles, il en sera tenu compte par une évaluation prudente des sollicitations maximales (valeurs $\Delta\sigma$) pendant la durée d'utilisation possible de l'ouvrage.

5.6 Domaine de validité

Le modèle présenté ci-dessus admet que de part et d'autre de la fissure il existe, au-delà de la longueur de transmission ℓ_r , au minimum une section travaillant en stade homogène (stade I), c'est-à-dire où la déformation du béton égale la déformation des aciers ($\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{cl}$). C'est dans cette section qu'est calculée la contrainte de référence dans le béton, en fonction de l'état de sollicitation qui nous intéresse : Par exemple à l'état permanent, $\sigma_{cl} = \sigma_{perm}$, à l'état de décompression, $\sigma_{cl} = \sigma_{dec} = 0$, sous sollicitations variables $\sigma_{cl} = \sigma_{perm} + \Delta\sigma$ (où $\Delta\sigma$ est calculé en admettant un comportement élastique linéaire du béton, voir § 2.2), ou sous déformation imposée $\sigma_{cl} = f_{ct,ef}$, où $f_{ct,ef}$ est la résistance effective du béton à la traction (voir § 3.1, équation (3.2)).

Cette façon de procéder sous-entend que l'espacement des fissures s_r est au minimum égal à 2 fois la longueur de transmission ($s_r \geq 2 \ell_r$), ce qui est strictement vrai en phase de *formation des fissures* uniquement, phase dans laquelle il est généralement admis que l'on se trouve sous une sollicitation usuelle de *déformation imposée* (retrait empêché et/ou variation de température).

Montrons dans ce qui suit que notre modèle demeure applicable sous charges imposées, et, qu'en ce cas, il nous fournit des valeurs prudentes des ouvertures des fissures.

Il est usuellement admis que, *sous charges imposées*, un élément de béton armé fissuré se trouve en phase de *fissuration stabilisée*, état pour lequel à mi-distance entre les fissures la section ne se trouve pas en stade I ($\varepsilon_s \neq \varepsilon_c$), du fait que l'espacement entre fissures voisines s_r est compris entre une et deux fois la longueur de transmission ℓ_r :

$$\ell_r \leq s_r \leq 2 \ell_r \quad (5.8)$$

A niveau de chargement équivalent, plus l'espacement des fissures s_r est faible (dans les limites de l'équation 5.8), plus les fissures seront nombreuses et de faibles ouvertures. Si l'espacement des fissures augmente, le nombre de fissures diminue et leurs ouvertures augmentent. En général, il est admis un espacement moyen entre les fissures valant :

$$s_{rm} = 1.33 \ell_r \quad (5.9)$$

Dès lors, en admettant $s_r = 2 \ell_r$, comme le fait notre modèle, la valeur de l'ouverture des fissures obtenue correspond théoriquement à la valeur la plus importante que l'on puisse obtenir sous charges imposées, en phase de fissuration stabilisée. La valeur la plus faible de

l'ouverture des fissures est obtenue pour $s_r = \ell_r$, alors que pour $s_{rm} = 1.33 \ell_r$ on obtient une ouverture moyenne des fissures.

En conclusion, bien qu'il ne soit strictement applicable qu'à la phase de *formation des fissures (sous déformations imposées)*, le modèle présenté ici est néanmoins apte à fournir une *valeur prudente* de l'ouverture des fissures en phase de *fissuration stabilisée (sous charges imposées)*.

6 Étude paramétrique

6.1 Introduction

Afin de pouvoir juger de l'influence des divers paramètres intervenant dans le contrôle de la fissuration d'un élément de structure en béton armé précontraint sollicité par des actions variables, nous avons procédé à une analyse paramétrique à l'aide du modèle présenté dans le chapitre précédent.

Dans cette section, nous montrons de façon succincte quels sont les facteurs influençant l'ouverture résiduelle des fissures à l'état permanent, ainsi que l'ouverture maximale sous le cumul des actions variables à l'état de service. On examinera successivement deux cas. Dans le premier, on considère l'effet des variations de contraintes de traction $\Delta\sigma$ résultant des actions variables (en général une combinaison de charge de trafic avec un gradient de température concomitant). Dans le second cas, on examine l'effet de déformations imposées seules. Ce dernier cas de figure pouvant se révéler déterminant lorsque ces déformations sont élevées et totalement empêchées (parapet de pont bétonné ultérieurement, par exemple).

6.2 Fissuration sous contraintes de traction $\Delta\sigma$ résultant d'actions variables

Comme indiqué au § 2.2.3, les valeurs maximales des contraintes de traction $\Delta\sigma$ dans un tablier de pont-poutre en béton sont généralement de l'ordre de 2 à 5 MPa, exceptionnellement jusqu'à 6 MPa. Rappelons que ces valeurs de contrainte de traction $\Delta\sigma$ ont été estimées sous des combinaisons d'actions variables comprenant les charges de trafic et des gradients de température. Elles sont en principe applicables à l'effet d'actions résultant de charges et/ou de déformations imposées, que la structure se trouve en phase de formation des fissures ($s_{rm} \geq 2 \ell_r$) ou en phase de fissuration stabilisée ($\ell_r < s_{rm} < 2 \ell_r$). Rappelons que dans ce dernier cas, plutôt exceptionnel pour un ouvrage sous conditions usuelles de service, le modèle à la base de cette étude paramétrique fournit des résultats légèrement plus conservateurs (voir § 5.6).

Par ailleurs, il se peut que les contraintes de traction $\Delta\sigma$ calculées élastiquement et en supposant le béton homogène sous l'effet de déformations imposées seules, dépassent exceptionnellement les valeurs indiquées ci-dessus. C'est notamment le cas d'éléments de structure en béton précontraint de grande longueur dont le raccourcissement par suite du retrait est totalement empêché. Dans un tel cas, on peut :

- utiliser les indications du présent paragraphe (si nécessaire en les extrapolant quelque peu) en estimant la contrainte de traction $\Delta\sigma$ comme suit :

$$\Delta\sigma = -\sigma_{perm} + f_{ct,ef}$$

- soit se rapporter aux indications du § 6.3 ci-après, qui aboutissent en principe à des résultats équivalents à ceux présentés dans le présent paragraphe pour des valeurs de $\Delta\sigma$ identiques.

L'étude paramétrique dont les résultats sont présentés ici n'est strictement valable que pour des parois minces, c'est-à-dire que pour les parties d'un tablier de pont dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 0.30 m ; ceci est notamment le cas de la dalle de roulement. Ces résultats sont néanmoins applicables dans le cas d'éléments plus épais moyennant la modification suivante.

En cas d'éléments d'ouvrage dont l'épaisseur est supérieure à 0.30 m, les résultats présentés sur tous les graphiques dans ce paragraphe demeurent valables, à la condition de remplacer le pourcentage d'armature ρ (rapporté à l'aire totale de la zone tendue de béton A_c) par le pourcentage « effectif » d'armature ρ_{ef} (rapporté à l'aire de la zone « effective » de béton tendu $A_{c,ef}$, voir figure 7.2, chapitre 7). Concernant la résistance effective à la traction du béton $f_{ct,ef}$ dans de tels éléments, on l'évaluera si nécessaire en tenant compte des indications données au § 3.1.

6.2.1 Paramètres influençant faiblement l'ouverture résiduelle des fissures

6.2.1.1 Qualité du béton

Il ressort de la figure 6.1 que les ouvertures maximales des fissures $w_{m,max}$ sont influencées de façon importante par la qualité du béton, et, sous un même niveau de sollicitations, sont d'autant plus importantes que la qualité du béton est médiocre.

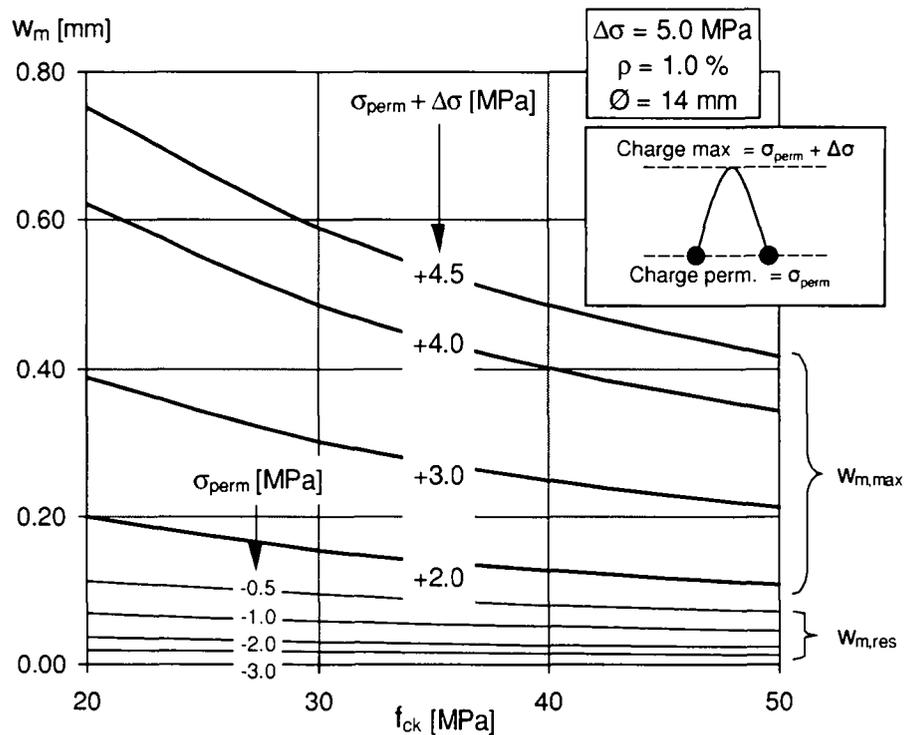


Figure 6.1: Influence de la résistance du béton sur les valeurs moyennes des ouvertures des fissures (f_{ck} = valeur caractéristique à la compression sur cylindre telle que définie dans l'Eurocode 2 [197])

En revanche, les ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ ne sont que faiblement tributaires de la qualité du béton. Ceci est d'autant plus vrai que la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est grande en valeur absolue.

6.2.1.2 Répartition de l'armature passive (\varnothing)

La figure 6.2 montre que la répartition des barres d'armature (ou le diamètre \varnothing , à taux d'armature ρ constant) joue un rôle majeur pour le contrôle des ouvertures des fissures sous sollicitations maximales ($w_{m,max}$). Elles sont d'autant plus faibles que le diamètre est faible pour un même taux d'armature ρ [62]. Cependant, les ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ ne sont que faiblement dépendantes de la répartition des barres d'armature. Ceci est d'autant plus vrai que la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est grande en valeur absolue.

Sur la figure 6.2 on a également indiqué la courbe correspondant à la résistance à la traction du béton admise égale à $f_{ctm} = 2.8$ MPa pour un béton de classe C 30/37 selon l'Eurocode 2 (\approx B 45/35 selon la norme SIA 162 [202]). Cette valeur correspondant au seuil théorique de fissuration est à considérer avec prudence. La résistance effective du béton à la traction dans les ouvrages est dans de nombreux cas inférieure à la valeur conventionnelle f_{ctm} , mesurée sur petites éprouvettes, en raison des auto-contraintes dues à l'exécution et aux effets différés

(voir § 2.2.2). C'est la raison pour laquelle il sera renoncé à indiquer cette limite du seuil de fissuration dans la plupart des graphiques qui suivent.

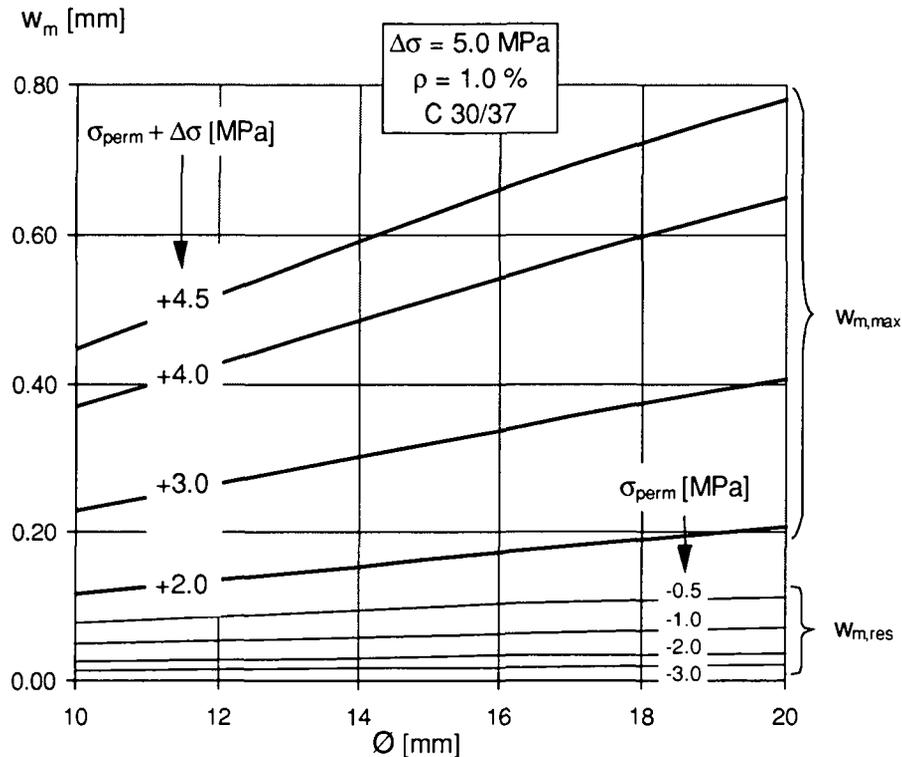


Figure 6.2: Influence de la répartition des barres d'armature (ou du choix de \varnothing) sur les valeurs moyennes des ouvertures des fissures sous sollicitations maximales ($w_{m,max}$) et permanentes ($w_{m,res}$).

Ainsi, si la qualité du béton et la répartition des barres sont des paramètres importants lorsqu'il s'agit des ouvertures des fissures sous sollicitations maximales, elles jouent un faible rôle lorsqu'il s'agit des ouvertures résiduelles des fissures, à l'état permanent. Pour une contrainte de compression à l'état permanent (due à la précontrainte) dépassant en valeur absolue 2 MPa leur rôle est pratiquement insignifiant.

6.2.2 Paramètres influençant fortement l'ouverture résiduelle des fissures

6.2.2.1 Taux d'armature passive ρ

L'influence du taux d'armature passive ρ sur l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales $w_{m,max}$, en particulier lorsqu'il s'agit de structures en béton armé, a fait l'objet de nombreuses études, et son importance n'est plus à démontrer (voir par exemple [59,62]). En première approximation, l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales est inversement proportionnelle au taux d'armature disposé dans l'élément.

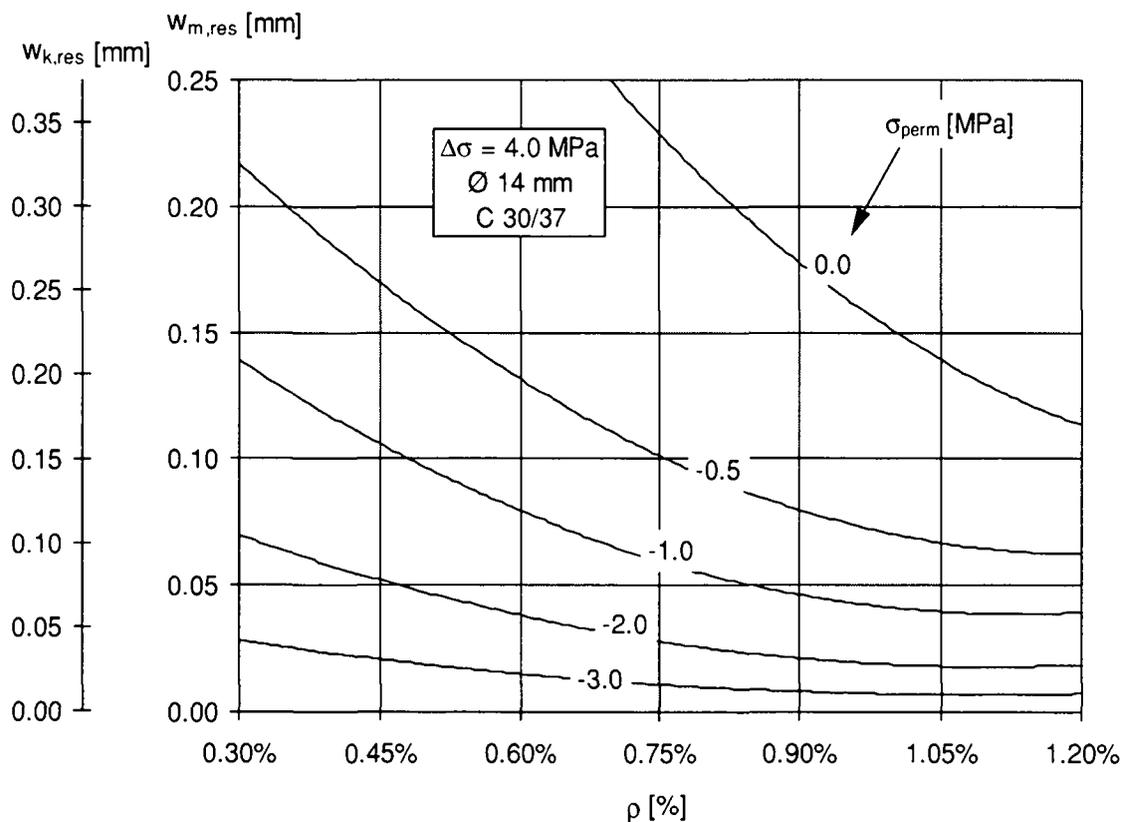


Figure 6.3: Influence du taux d'armature passive ρ sur la valeur moyenne des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ pour diverses contraintes de compression à l'état permanent σ_{perm} .

Le rôle de l'armature passive sur l'ouverture résiduelle des fissures est différent. La figure 6.3 montre que le taux d'armature joue un rôle d'autant plus faible sur l'ouverture résiduelle des fissures que la contrainte de compression à l'état permanent est élevée. Dès que l'on atteint des contraintes de compression à l'état permanent σ_{perm} élevées, de l'ordre de 2 MPa en valeur absolue, l'ouverture résiduelle des fissures diminue, en première approximation, linéairement quand le taux d'armature passive augmente.

La figure 6.4 montre l'influence du taux d'armature passive sur la valeur moyenne des fissures sous l'effort de décompression correspondant à $\sigma_{dec} = 0$ MPa. Il en ressort que l'ouverture des fissures de décompression $w_{m,dec}$ varie quasi-linéairement avec ρ , et ce d'autant mieux que la traction $\Delta\sigma + \sigma_{perm}$ est importante. Les normes européennes, et plus spécifiquement l'Eurocode 2 [197, 198] stipulent que dans un environnement agressif pour la structure il est primordial de garantir sous sollicitations quasi-permanentes l'état de décompression en présence de précontrainte. Il y est sous-entendu que de la sorte l'ouverture des fissures est largement inférieure à 0.2 mm ($w_{k,dec} \ll 0.2$ mm), voisine en fait de la valeur nulle. Or, dans le cas d'un acier d'armature à résistance très élevée (c'est-à-dire pour lequel la limite d'écoulement n'est pas atteinte : $\sigma_{s,max} = (\Delta\sigma + \sigma_{perm})/\rho \leq f_y$), soyons conscients, qu'à l'état de décompression correspond les ouvertures des fissures suivantes (voir figure 6.4) :

- pour de très fortes valeurs de la contrainte de traction ($\Delta\sigma + \sigma_{perm}$) sous chargements extrêmes, de l'ordre de $\Delta\sigma + \sigma_{perm} = 5 \div 6$ MPa :
 - # faible armature passive ($\rho = 0.4 \%$) $\rightarrow w_{m,dec} \approx 0.45$ mm $\rightarrow w_{k,dec} \approx 0.7$ mm
 - # forte armature passive ($\rho = 1.0 \%$) $\rightarrow w_{m,dec} \approx 0.25$ mm $\rightarrow w_{k,dec} \approx 0.4$ mm
- pour de plus faibles valeurs de la contrainte de traction ($\Delta\sigma + \sigma_{perm}$) sous chargements extrêmes, de l'ordre de $\Delta\sigma + \sigma_{perm} = 2 \div 3$ MPa :
 - # faible armature passive ($\rho = 0.4 \%$) $\rightarrow w_{m,dec} \approx 0.3$ mm $\rightarrow w_{k,dec} \approx 0.4$ mm
 - # forte armature passive ($\rho = 1.0 \%$) $\rightarrow w_{m,dec} \approx 0.1$ mm $\rightarrow w_{k,dec} \approx 0.15$ mm

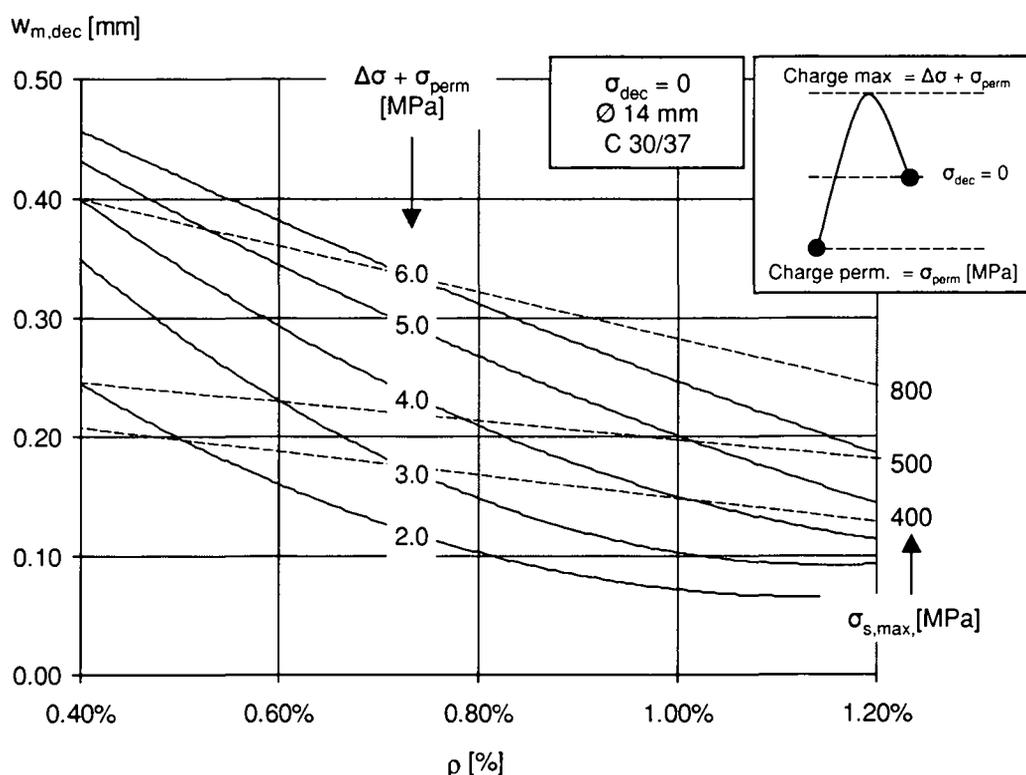


Figure 6.4: Influence du taux d'armature passive ρ sur la valeur moyenne des ouvertures résiduelles des fissures de décompression $w_{m,dec}$ pour diverses sollicitations de traction extrêmes ($\Delta\sigma + \sigma_{perm}$).

Les règlements actuels exigent la limitation des contraintes dans les aciers sous sollicitations maximales de service ($\sigma_{s,max}$). L'Eurocode 2 [197] fixe pour valeur limite $(0.8 \div 1) f_y$, en fonction du type de sollicitations (§ 3.3.2.1). Il en résulte, pour un acier d'armature couramment utilisé dans la pratique, du type S 500, une limitation des contraintes à $\sigma_{s,max} \leq 400 \div 500$ MPa.

Compte tenu de cette limite, comme illustré en figure 6.4, il en résulte pour l'état de décompression des ouvertures moyennes des fissures de l'ordre de $w_{m,dec} = 0.1 \div 0.2$ mm, en fonction du pourcentage d'armature passive (ρ) et de la contrainte de traction maximale ($\Delta\sigma + \sigma_{perm}$), c'est-à-dire des ouvertures caractéristiques de $w_{k,dec} = 0.15 \div 0.3$ mm.

En conclusion, le critère de décompression sous charges permanentes n'est pas un critère suffisant et adapté lorsqu'il s'agit de limiter les ouvertures des fissures à des valeurs faibles, et ce d'autant plus que l'acier est de résistance élevée.

6.2.2.2 Compression à l'état permanent σ_{perm}

Les figures 6.5 et 6.6 montrent que la contrainte de compression à l'état permanent revêt un rôle capital dans la valeur des ouvertures des fissures. En première approximation, l'ouverture des fissures sous sollicitations maximales décroît linéairement lorsque la compression à l'état permanent augmente. Ceci est logique compte tenu que l'ouverture moyenne des fissures sous sollicitations maximales $w_{m,max}$ dépend directement de la contrainte dans les aciers.

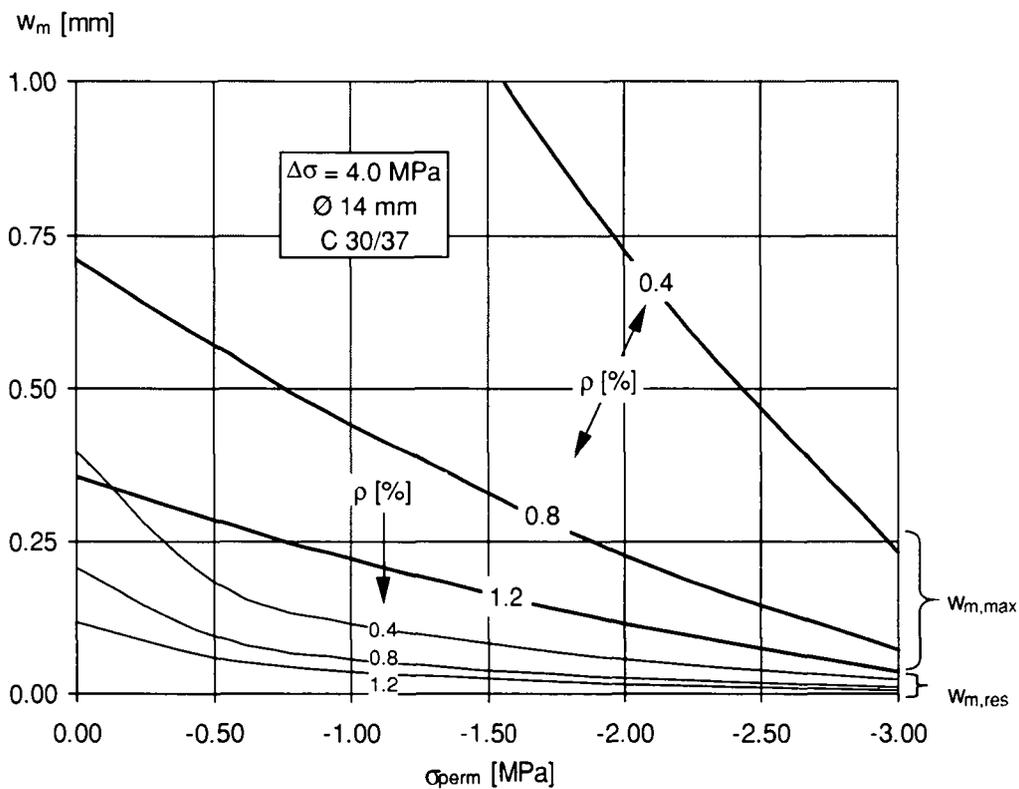


Figure 6.5: Influence de la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} sur les valeurs moyennes des ouvertures des fissures w_m sous sollicitations maximales ($w_{m,max}$) et permanentes ($w_{m,res}$), pour différents taux d'armature ρ .

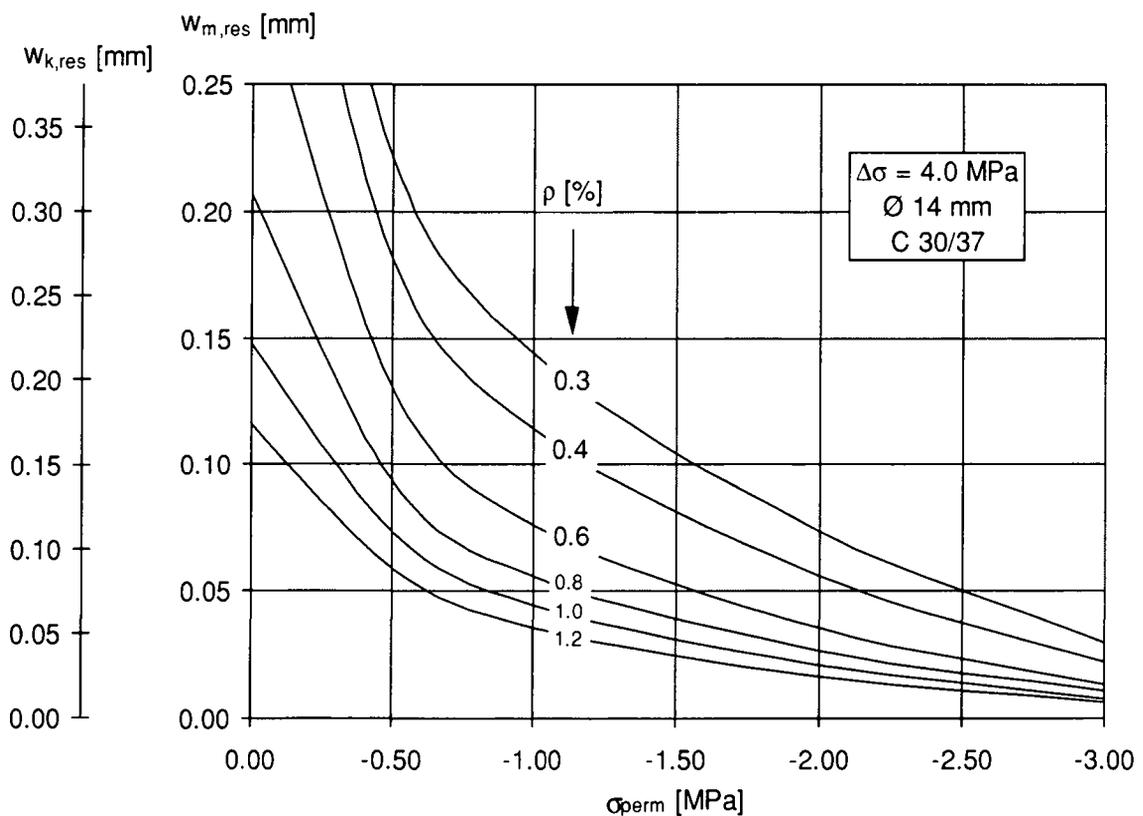


Figure 6.6: Influence de la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} sur la valeur moyenne des ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$, pour différents taux d'armature ρ .

La contrainte de compression σ_{perm} est le paramètre déterminant en ce qui concerne l'ouverture résiduelle des fissures. Son influence est d'autant mieux marquée que le taux d'armature est faible. En première approximation, l'ouverture résiduelle est inversement proportionnelle à la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} .

6.2.2.3 Intensité des contraintes de traction $\Delta\sigma$ résultant des actions variables

Les figures 6.7 et 6.8 indiquent l'influence du chargement maximal atteint sur l'ouverture des fissures résiduelle $w_{m,res}$ pour deux états permanents différents : $\sigma_{perm} = -0.5$ MPa et -3.0 MPa.

En première approximation, l'ouverture résiduelle augmente linéairement avec la sollicitation maximale. La pente de la droite est d'autant plus importante que le taux d'armature passive est faible.

La valeur des ouvertures résiduelles des fissures sous sollicitations permanentes sont principalement dépendantes de la contrainte de compression induite par la précontrainte. L'armature passive joue également un rôle important. Cependant, ce rôle s'amenuise lorsque la contrainte de compression devient importante, à savoir supérieure à $2 + 3$ MPa en valeur absolue.

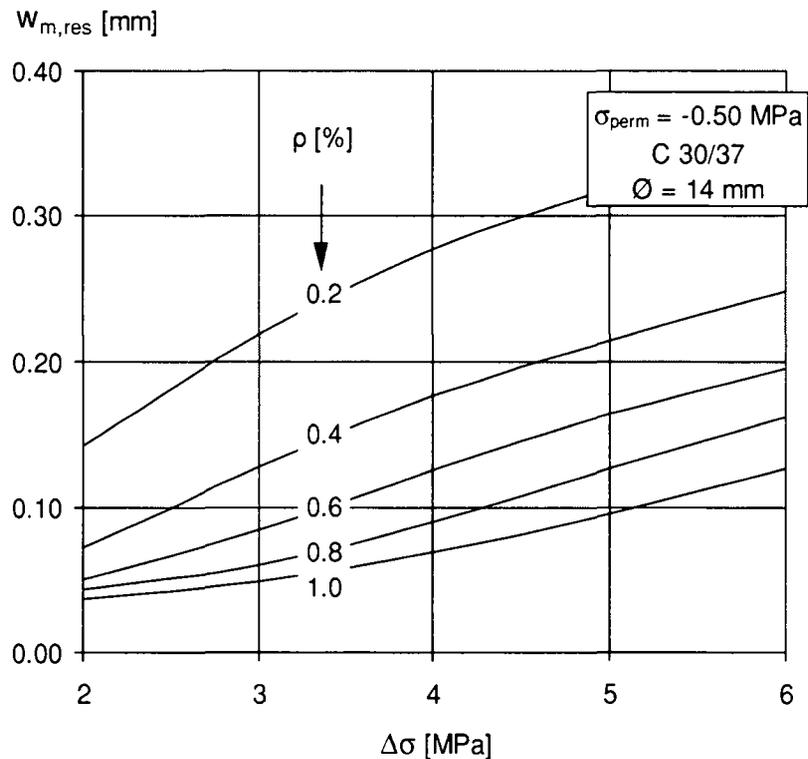


Figure 6.7: Influence de l'intensité des sollicitations $\Delta\sigma$ sur les ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ en fonction du taux d'armature ρ , pour une faible contrainte à l'état permanent valant $\sigma_{perm} = -0.5$ MPa.

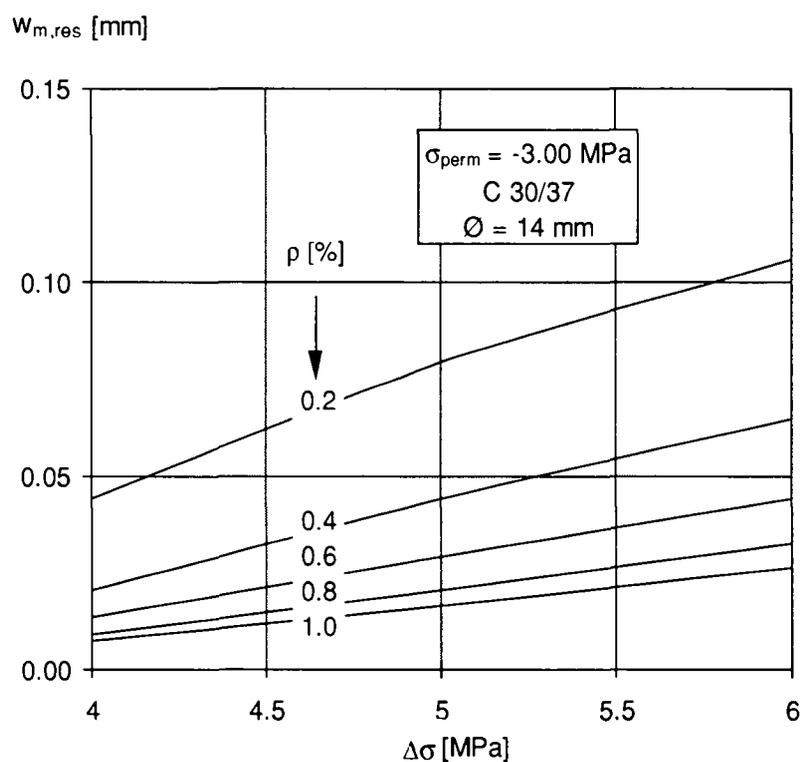


Figure 6.8: Influence de l'intensité des sollicitations $\Delta\sigma$ sur les ouvertures résiduelles des fissures $w_{m,res}$ en fonction du taux d'armature ρ , pour une contrainte élevée à l'état permanent valant $\sigma_{perm} = -3.0$ MPa.

La grandeur de la sollicitation variable $\Delta\sigma$ influence également fortement la valeur des ouvertures résiduelles des fissures. Toutefois, cette influence diminue quelque peu lorsque la contrainte à l'état permanent σ_{perm} et/ou lorsque le taux d'armature passive ρ augmentent (voir figures 6.7 et 6.8).

Les figures 6.9 à 6.12 montrent quelle est la relation entre la sollicitation variable $\Delta\sigma$, la contrainte à l'état permanent due à la précontrainte σ_{perm} et le taux d'armature ρ pour trois valeurs caractéristiques de l'ouverture résiduelle des fissures admises égales à ($w_{k,res} = 1.5 w_{m,res}$) :

- $w_{k,res} = 0.20$ mm (figures 6.9 et 6.10)
- $w_{k,res} = 0.10$ mm (figure 6.11)
- $w_{k,res} = 0.05$ mm (figure 6.12)

Pour une ouverture résiduelle des fissures et un taux d'armature donnés, la relation reliant $\Delta\sigma$ à σ_{perm} est quasi linéaire dans le cas d'éléments comprimés à l'état permanent (figures 6.10 à 6.12). La pente de cette relation dépend de la valeur admise pour l'ouverture résiduelle souhaitée des fissures et du taux d'armature.

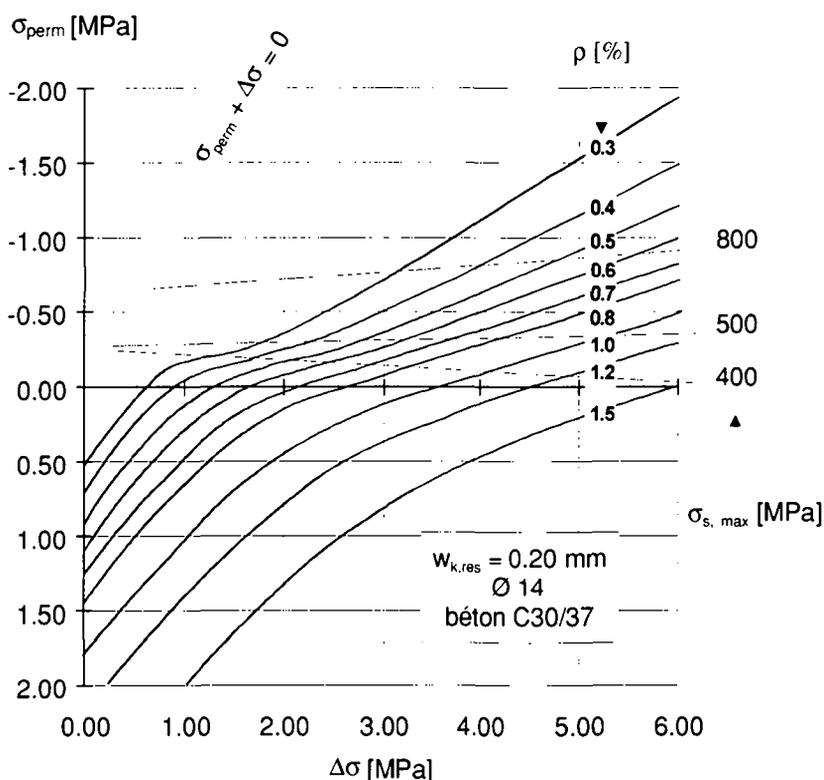


Figure 6.9: Relation entre sollicitations variables $\Delta\sigma$, contrainte à l'état permanent σ_{perm} et taux d'armature ρ pour une ouverture résiduelle caractéristique souhaitée valant $w_{k,res} = 0.20$ mm ($w_{k,res} = 1.5 w_{m,res}$).

En cas de sollicitations de traction à l'état permanent, la figure 6.9 montre qu'il n'est possible de satisfaire à des exigences élevées en matière de limitation des ouvertures résiduelles des

fissures qu'à la condition de placer une armature importante, correspondant aux pourcentages usuellement requis pour les structures en béton armé. De telles situations peuvent notamment être rencontrées dans des ponts-poutres en béton avec une faible précontrainte ($\beta \leq 0.6$), dans des structures en béton dont le retrait est fortement empêché ou encore dans la dalle en béton de ponts-mixtes (acier/béton) sur appuis intermédiaires.

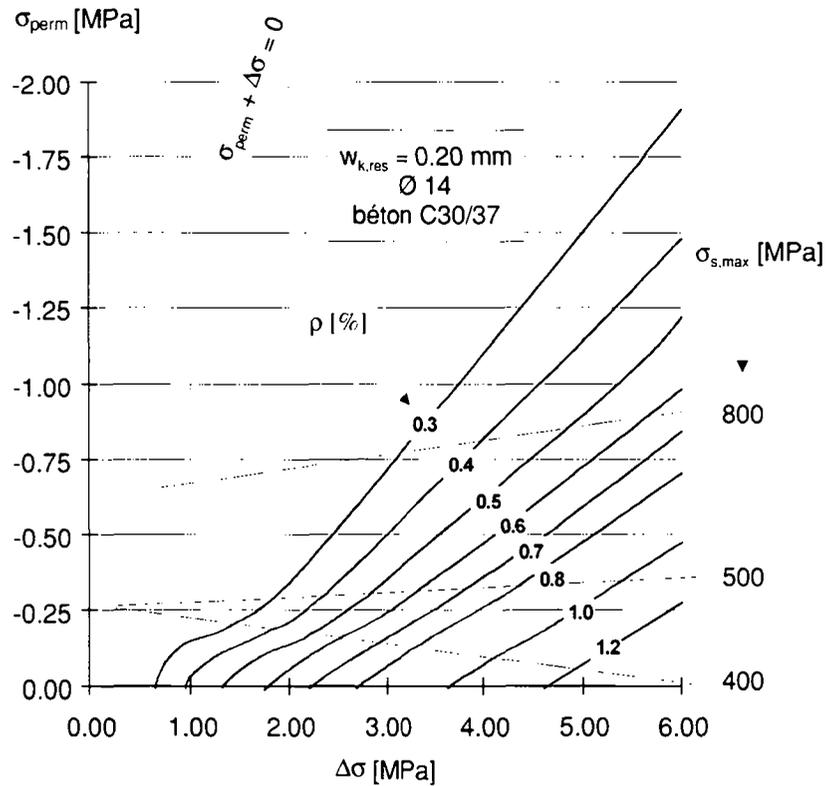


Figure 6.10: Relation entre sollicitations variables $\Delta\sigma$, contrainte à l'état permanent σ_{perm} et taux d'armature ρ pour une ouverture résiduelle caractéristique souhaitée valant $w_{k,res} = 0.20 \text{ mm}$ ($w_{k,res} = 1.5 w_{m,res}$): détail de la zone correspondant à un état permanent de compression de la figure 6.9.

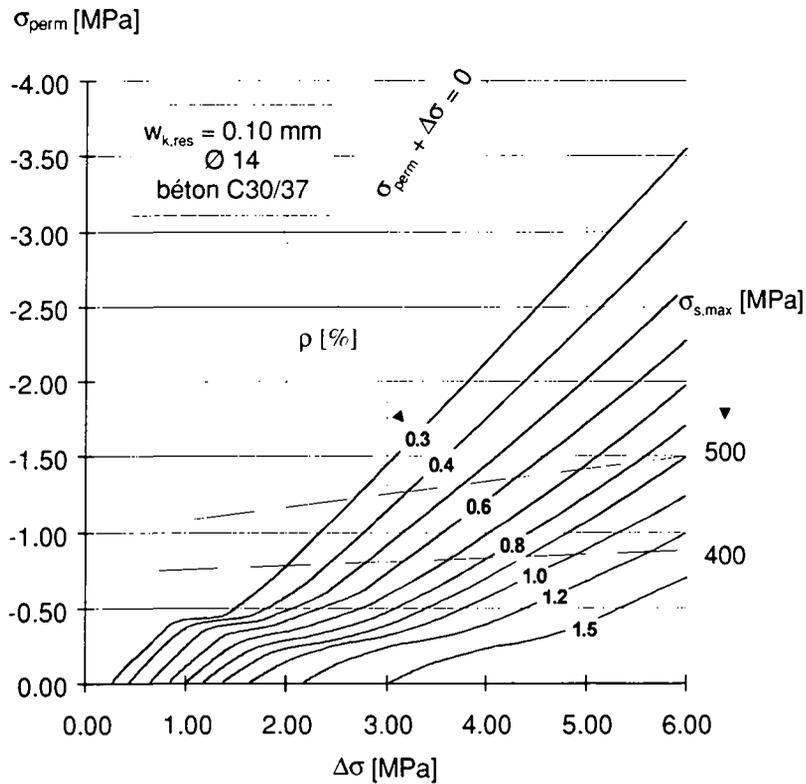


Figure 6.11: Relation entre sollicitations variables $\Delta\sigma$, contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} et taux d'armature ρ pour une ouverture résiduelle caractéristique souhaitée valant $w_{k,res} = 0.10 \text{ mm}$ ($w_{k,res} = 1.5 w_{m,res}$).

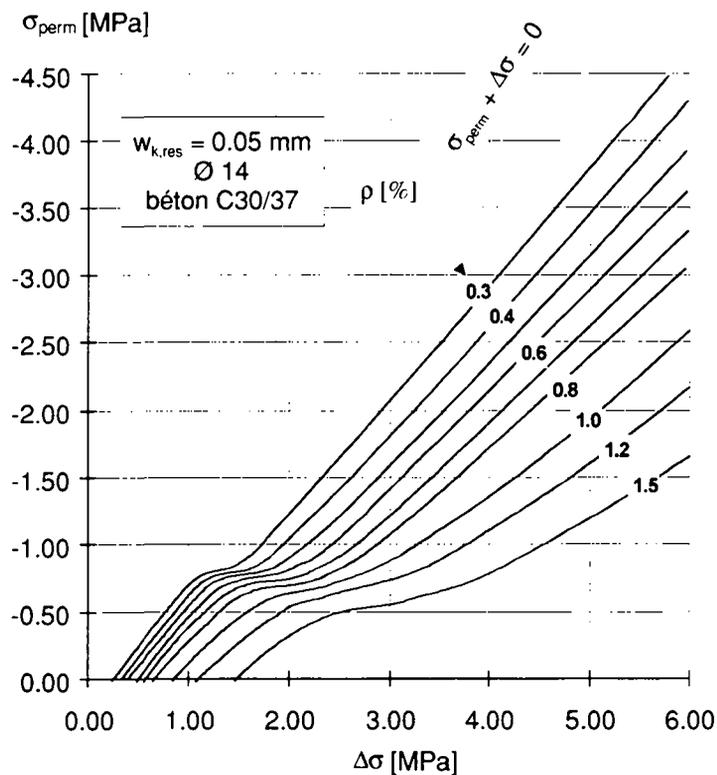


Figure 6.12: Relation entre sollicitations variables $\Delta\sigma$, contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} et taux d'armature ρ pour une ouverture résiduelle caractéristique souhaitée valant $w_{k,res} = 0.05 \text{ mm}$ ($w_{k,res} = 1.5 w_{m,res}$).

Toutes les courbes tracées sur ces graphiques sont en principe valables sous réserve que les aciers d'armature ne s'écoulent pas sous un niveau maximal de sollicitations à l'état de service (voir § 3.3.2.1). Cette condition se manifeste concrètement sur ces graphiques par les courbes limites indiquées en traitillés pour différentes valeurs de $\sigma_{s,max}$ (voir figures 6.9 à 6.11). Rappelons toutefois qu'une telle limitation n'est pas forcément nécessaire dans tous les cas : en particulier si la fissuration est contrôlée et, par conséquent, si l'écoulement des aciers est empêché par des conditions géométriques (§ 3.7).

Toutes les figures de ce paragraphe ont été établies pour une seule classe de béton (C 30/37 selon l'Eurocode 2 [197], correspondant à B 45/35 selon la norme SIA 162 [202]) et pour un seul diamètre de barres d'armature ($\varnothing = 14$ mm). La validité de ces figures et les conclusions qui en découlent sont néanmoins très générales et s'appliquent à des valeurs différentes de la classe de résistance du béton ou du diamètre des barres d'armature, étant donné la faible influence de ces deux paramètres (voir § 6.2.1).

L'un des buts recherchés par la réduction de l'ouverture résiduelle des fissures w_{res} étant une meilleure étanchéité de l'élément fissuré, il eut été possible de conduire toute l'étude paramétrique avec la notion de débit résiduel q_{res} en lieu et place de w_{res} . Le débit variant avec le cube de w_{res} ($q_{res} = f(w_{res}^3)$), voir § 3.2.3.3) il en aurait résulté des graphiques du type de ceux présentés en figure 6.13.

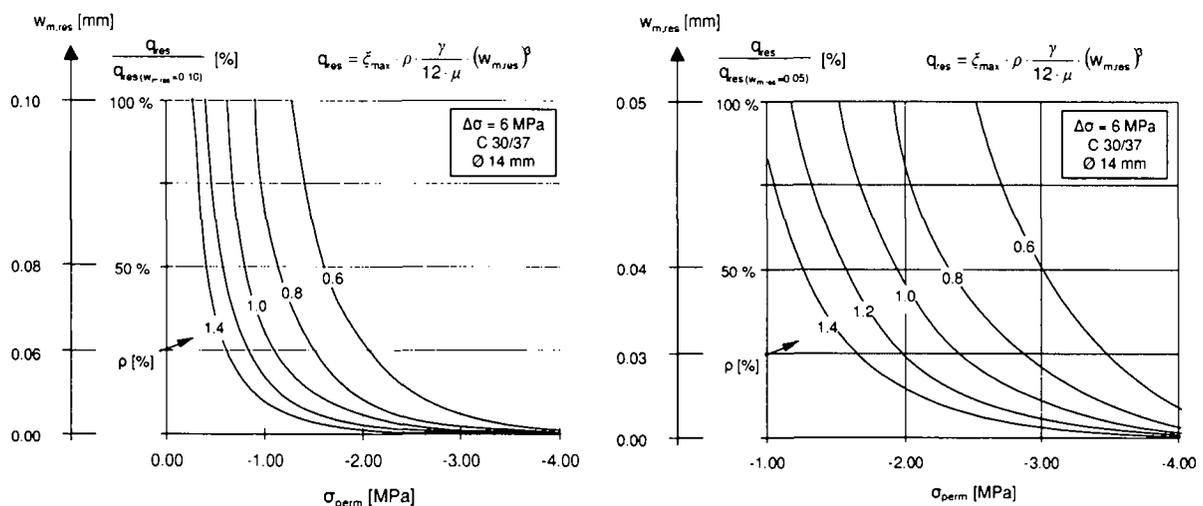


Figure 6.13: Débits résiduels q_{res} à travers une fissure en fonction de la contrainte à l'état permanent σ_{perm}

Sur cette dernière nous avons reporté en abscisse la contrainte à l'état permanent σ_{perm} , et en ordonnée la réduction du débit résiduel q_{res} en pourcentage de ce dernier correspondant à $w_{res} = 0.10$ mm (a) et $w_{res} = 0.05$ mm. Ce type de présentation confirme bien évidemment ce qui est dit plus haut dans ce chapitre, et montre quelle réduction du débit accompagne l'augmentation de σ_{perm} en valeur absolue. Ainsi, les gains en matière de réduction de débit sont considérables si σ_{perm} passe de 0 à -1 MPa. Ces gains sont moindres si σ_{perm} passe de -1 à -2 MPa, et diminuent d'autant plus que les valeurs de σ_{perm} sont élevées en valeur absolue.

D'où l'intérêt de disposer ne serait-ce même qu'une faible précontrainte dans un élément si l'on souhaite y réduire les débits d'infiltration q_{res} .

L'augmentation du pourcentage d'armature ρ joue un rôle bénéfique sur la diminution de q_{res} . Ajoutons que son influence diminue rapidement lorsque σ_{perm} augmente en valeur absolue.

6.3 Fissuration sous déformations imposées, en phase de formation des fissures

Bien qu'en principe ce type de sollicitation soit également couvert par les indications données au paragraphe précédent, il est néanmoins utile de présenter certains résultats des études paramétriques sous une forme différente et parfois plus appropriée. Ceci d'une part afin de montrer l'influence des divers paramètres, et, d'autre part, afin de mieux mettre en évidence les conséquences sur le dimensionnement au cas où ce type de sollicitation est prépondérant et de grande intensité. Une telle situation peut par exemple se présenter lorsque le raccourcissement par suite du retrait d'éléments de structures en béton est fortement ou totalement empêché (bordures ou parapets de ponts, bétonnés ultérieurement).

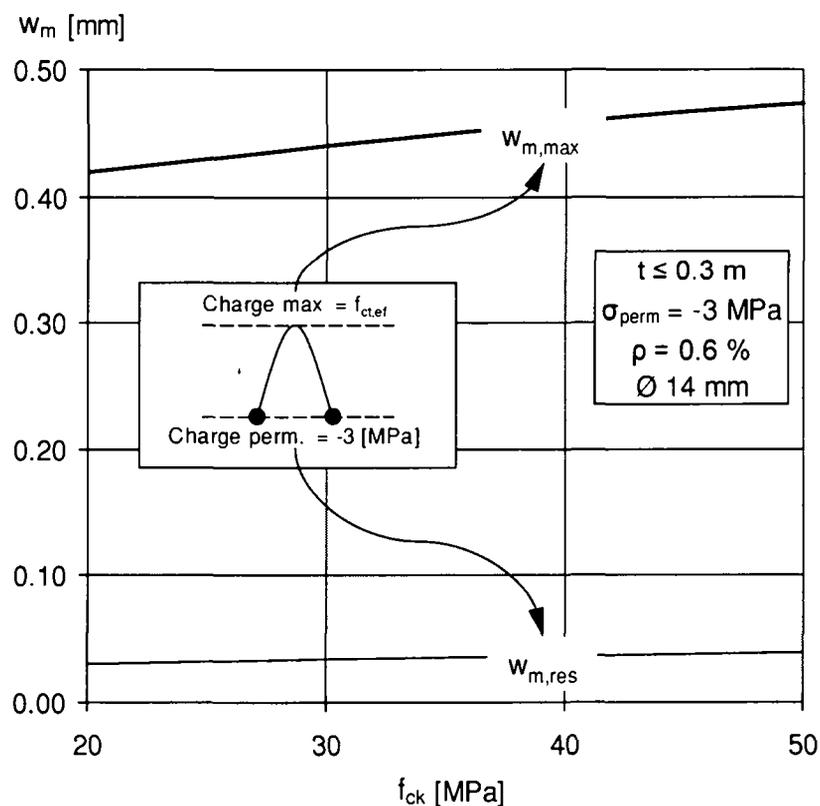


Figure 6.14: Influence de la résistance du béton sur les valeurs moyennes des ouvertures des fissures maximales $w_{m,max}$ et résiduelles $w_{m,res}$ sous une déformation imposée provoquant la fissuration.

Les ouvertures moyennes des fissures, dans ce qui suit, sont calculées sur la base de la résistance effective à la traction du béton, $f_{ct,ef}$, qui permet, basée sur la résistance moyenne du béton, f_{cm} , de tenir compte de l'épaisseur et de l'âge de l'élément de structure fissuré (voir § 3.1).

Il est bien connu que, sous déformation imposée, l'ouverture maximale des fissures $w_{m,max}$ augmente légèrement lorsque la résistance du béton augmente (figure 6.14). En première approximation, il est généralement admis que cette augmentation est négligeable (voir [59, 62]).

Comme représenté à la figure 6.15, cette constatation s'applique également à l'ouverture résiduelle des fissures, que la contrainte à l'état permanent soit une compression ($\sigma_{perm} < 0$) ou une traction ($\sigma_{perm} > 0$). Rappelons que des contraintes de traction à l'état permanent peuvent notamment être rencontrées dans des ponts-poutres en béton avec une faible précontrainte ($\beta < 0.6$), dans des structures en béton dont le retrait est fortement empêché ou encore dans la dalle en béton de ponts-mixtes (acier/béton) sur appuis intermédiaires.

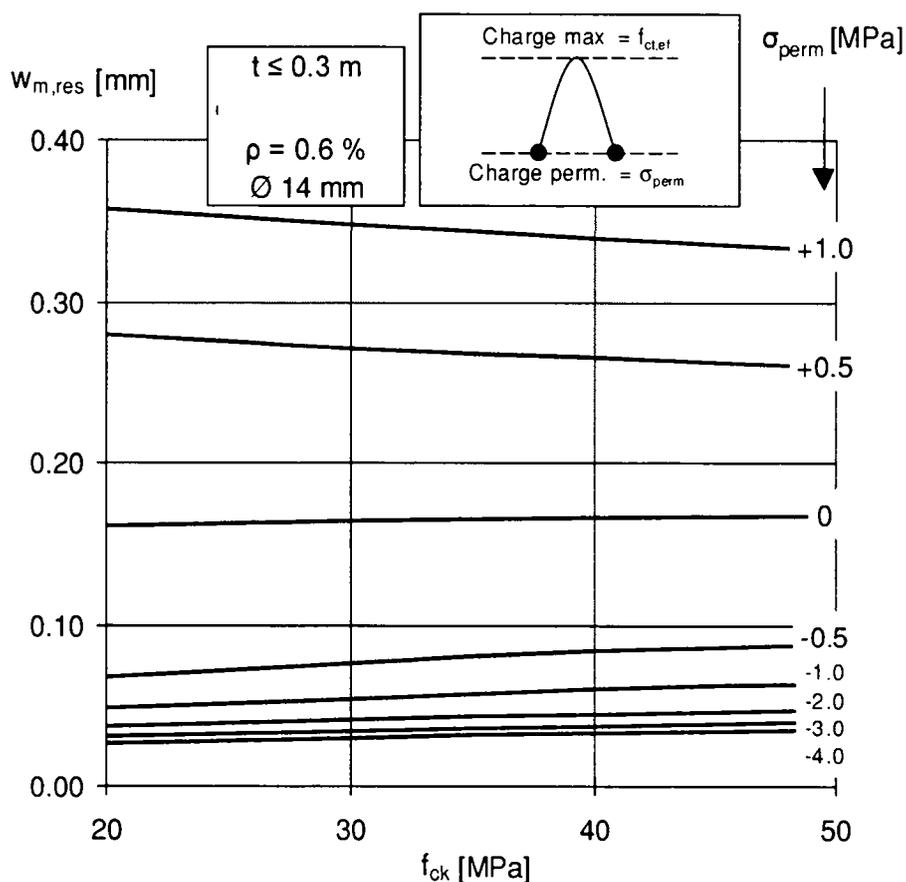


Figure 6.15: Influence de la qualité du béton sur l'ouverture résiduelle des fissures $w_{m,res}$ en cas de déformations imposées.

La figure 6.15 montre clairement l'influence prépondérante de la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} sur la valeur de l'ouverture résiduelle des fissures. Cette tendance est

également visible sur les figures 6.16, 6.17 et 6.18, pour trois contraintes de compression à l'état permanent différentes, soit $\sigma_{perm} = 0 / -0.5 / -3.0$ MPa.

Pour l'état de décompression (figure 6.16), la qualité du béton ne joue plus aucun rôle sur la valeur de l'ouverture résiduelle des fissures. Le taux d'armature passive ρ a par contre une forte influence sur l'ouverture résiduelle des fissures. Cette dernière est d'autant plus faible que le taux d'armature passive ρ est important. Toutefois, l'influence du taux d'armature diminue lorsque la contrainte de compression à l'état permanent augmente en valeur absolue (figures 6.17 et 6.18). On notera également que la qualité du béton a une influence mineure sur l'ouverture résiduelle des fissures et que, en première approximation, on peut la négliger.

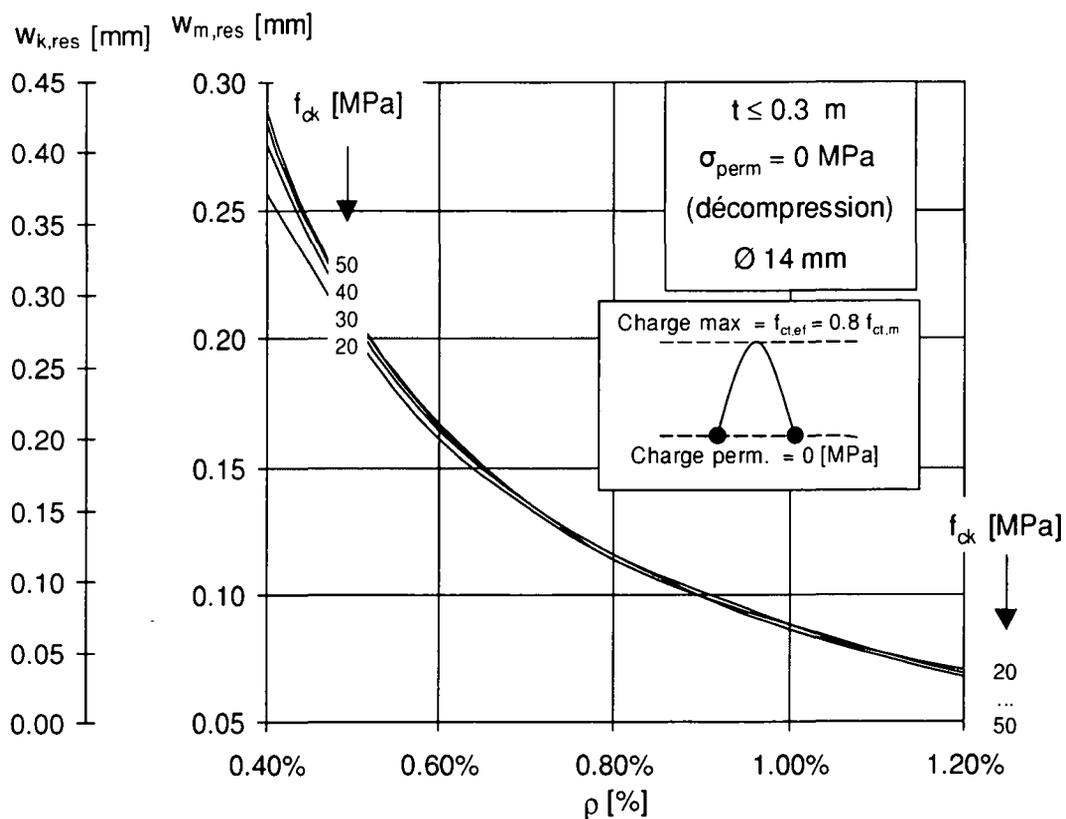


Figure 6.16: Influence de la qualité du béton sur l'ouverture résiduelle des fissures sous déformations imposées pour un état permanent correspondant à la décompression ($\sigma_{perm} = 0$ MPa).

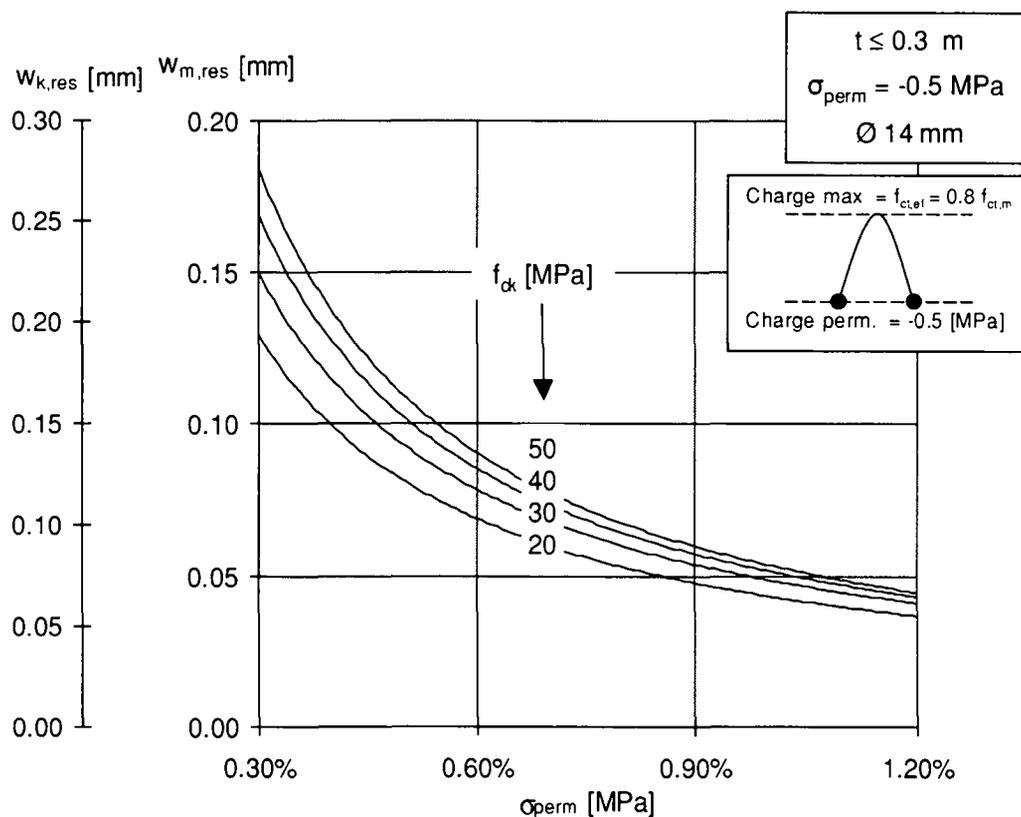


Figure 6.17: Influence de la qualité du béton sur l'ouverture résiduelle des fissures sous déformations imposées pour une faible contrainte de compression à l'état permanent ($\sigma_{perm} = -0.5$ MPa).

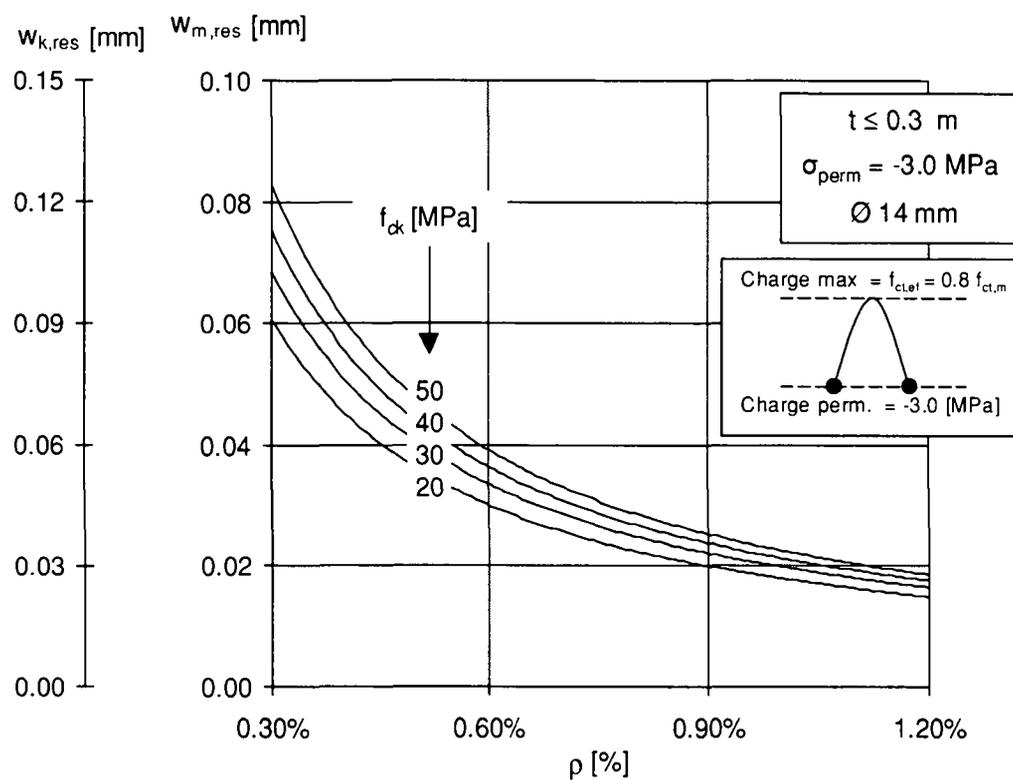


Figure 6.18: Influence de la qualité du béton sur l'ouverture résiduelle des fissures sous déformations imposées pour un état de compression à l'état permanent ($\sigma_{perm} = -3.0$ MPa).

Au cas où ce sont les déformations imposées qui sont déterminantes, examinons quelles sont les quantités d'armature à mettre en œuvre pour satisfaire aux exigences en matière d'ouverture résiduelle des fissures ($t \leq 0.3$ m) :

- pour de faibles valeurs de la contrainte de compression à l'état permanent ($\sigma_{perm} \approx -0.5$ MPa, figure 6.17) :

#	$w_{k,res} \leq 0.20$ mm	→	$\rho_{néc} \approx 0.4$ %
#	$w_{k,res} \leq 0.10$ mm	→	$\rho_{néc} \approx 0.75$ %
#	$w_{k,res} \leq 0.05$ mm	→	$\rho_{néc} \geq 1.5$ %

- pour de fortes valeurs de la contrainte de compression à l'état permanent ($\sigma_{perm} \approx -3.0$ MPa, figure 6.18) :

#	$w_{k,res} \leq 0.20$ mm	→	$\rho_{néc} \leq 0.3$ %
#	$w_{k,res} \leq 0.10$ mm	→	$\rho_{néc} \approx 0.4$ %
#	$w_{k,res} \leq 0.05$ mm	→	$\rho_{néc} \approx 0.6$ %

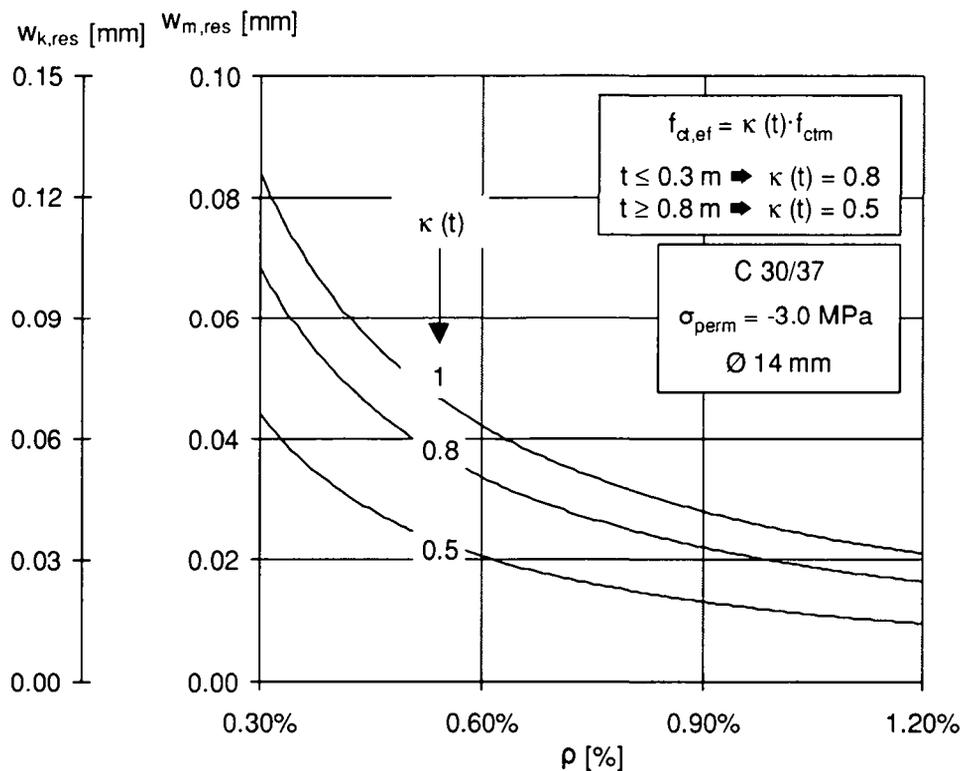


Figure 6.19: Influence de l'épaisseur de l'élément t (ou de la résistance à la traction effective du béton $f_{ct,ef}$) sur la valeur de l'ouverture résiduelle des fissures sous déformations imposées.

La figure 6.19 montre l'influence qu'a l'épaisseur t de l'élément considéré sur la valeur de l'ouverture résiduelle des fissures. Il est usuellement admis que la résistance effective à la traction d'un élément de béton $f_{ct,ef}$ vaut la résistance moyenne à la traction du béton mesurée

sur éprouvettes f_{cm} minorée par un facteur $\kappa(t)$ tenant compte de l'épaisseur de l'élément (voir § 3.1) :

- $\kappa(t) = 0.8$ si $t \leq 0.30$ m ;
- $\kappa(t) = 0.5$ si $t \geq 0.80$ m.

Il apparaît très clairement que la résistance effective à la traction revêt un rôle capital sur l'ouverture résiduelle des fissures. Cette dernière est d'autant plus faible que la résistance à la traction effective de l'élément est faible. En première approximation, l'ouverture résiduelle des fissures est proportionnelle à $f_{ct,ef}$, et donc à $\kappa(t)$.

6.4 Résumé des principaux résultats

L'influence des divers facteurs dans le processus de fissuration de structures en béton armé (résistance du béton, armature, sollicitations variables en force ou en déformation imposées) sur l'ouverture maximale des fissures w_{max} a fait l'objet de nombreuses recherches et est relativement bien connue (voir par exemple [59, 62]). L'objet de ce chapitre était de déterminer l'influence de ces mêmes facteurs sur la refermeture des fissures w_{res} sous l'effet d'une contrainte de compression induite par une précontrainte à l'état permanent σ_{perm} .

Il ressort de l'étude paramétrique conduite avec le modèle décrit dans le chapitre 5 les enseignements suivants :

- **Effet des cycles**

Une *succession de cycles* engendre une augmentation de l'ouverture résiduelle des fissures comprise entre 0 et 15 % (pour $n = 10'000$ cycles) pour autant que le niveau maximum d'une sollicitation cyclique soit voisin du chargement maximal rencontré préalablement lors de l'histoire de la structure. Si le niveau de sollicitation demeure nettement inférieur, la répétition de cycles de chargement ne joue pour ainsi dire aucun rôle.

- **Fissuration sous contraintes de traction $\Delta\sigma$ résultant d'actions variables**

- La résistance du béton ($f_{ck}, f_{ct,ef}$) et la répartition de l'armature passive (\emptyset) ne jouent pratiquement aucun rôle sur l'ouverture résiduelle des fissures $w_{m,res}$. Ceci est d'autant plus vrai que la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est élevée en valeur absolue ;
- L'augmentation du taux d'armature passive ρ joue un rôle bénéfique sur la valeur de l'ouverture résiduelle des fissures $w_{m,res}$. Cependant, ce rôle diminue lorsque la contrainte de compression σ_{perm} augmente en valeur absolue ;

- La contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est le *facteur prépondérant* en matière d'ouverture résiduelle des fissures $w_{m,res}$. En première approximation, l'ouverture résiduelle des fissures est inversement proportionnelle à σ_{perm} . Plus σ_{perm} est élevé en valeur absolue, moins l'influence des autres paramètres se fait ressentir ;
- Le niveau de la contrainte de traction sous actions variables ($\Delta\sigma$) joue un rôle important sur l'ouverture résiduelle $w_{m,res}$. Son influence diminue également lorsque la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} augmente en valeur absolue ;
- Dans tous ce qui précède, il est admis que la sollicitation de traction dans les aciers d'armature n'entraîne pas leur écoulement sous chargement maximal :

$$\sigma_{s,max} = (\sigma_{perm} + \Delta\sigma) / \rho \leq f_{yk}$$

- Contrairement à ce que stipulent certains règlements européens, la décompression n'est pas un critère raisonnable pour parvenir à limiter les ouvertures des fissures à des valeurs inférieures à 0.2 mm, proches de la valeur nulle. En effet, sous effort de décompression, dans le cas d'un acier d'utilisation fréquente (S 500), il correspond à l'état de décompression une ouverture des fissures caractéristique de l'ordre de 0.15 ÷ 0.30 mm. Dans le cas de l'utilisation d'un acier à très haute limite d'écoulement, il peut sous certaines conditions correspondre à l'état de décompression une ouverture des fissures caractéristique de l'ordre de 0.8 mm.

- **Fissuration sous déformations imposées**

- A toutes autres choses égales, sous déformations imposées, la classe de résistance du béton joue un faible rôle sur la refermeture des fissures $w_{m,res}$. En première approximation, ce rôle peut être négligé ;
- Le taux d'armature passive ρ a par contre une forte influence sur l'ouverture résiduelle des fissures, qui diminue lorsque ce dernier augmente. Ce rôle a toutefois tendance à s'amenuiser lorsque la contrainte de compression à l'état permanent augmente en valeur absolue ;
- La contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est le facteur prépondérant en matière d'ouverture résiduelle des fissures sous déformations imposées ;
- L'épaisseur t de l'élément qui a une répercussion sur la résistance à la traction effective $f_{ct,ef}$, sans pour autant modifier les propriétés intrinsèques du béton ($f_{cm} / f_{ct,m} / E_c / etc.$), joue également un rôle très important. En première approximation, l'ouverture résiduelle des fissures est proportionnelle à $f_{ct,ef}$, et donc inversement proportionnelle à l'épaisseur de l'élément considéré ;

En résumé, plus le degré de compression à l'état permanent σ_{perm} est élevé, moins l'influence des autres paramètres se fait sentir, que la sollicitation soit une charge ou une déformation. L'armature passive ρ joue également un rôle important et doit être suffisante, afin d'éviter

l'écoulement des barres d'armature ($\sigma_{s,max} \leq 0.8 \div 1.0 \cdot f_y$) sous le cumul des sollicitations à l'état permanent et des sollicitations variables, que ces dernières soient dues à des charges ($\Delta\sigma$) ou à des déformations imposées (ε correspondant à $f_{ct,ef}$). En cas de déformations imposées, la résistance à la traction effective (ou l'épaisseur de l'élément) joue également un rôle majeur sur l'ouverture résiduelle des fissures.

Enfin, en cas de contraintes de traction à l'état permanent ($\sigma_{perm} > 0$), il n'est pas possible de satisfaire à des exigences très élevées en matière d'ouverture résiduelle des fissures ($w_{k,res} \leq 0.05$ mm). Il apparaît cependant possible, moyennant une forte armature ρ ou une faible sollicitation $\Delta\sigma$, de satisfaire à des exigences élevées en matière d'ouverture résiduelle des fissures ($w_{k,res} \leq 0.20$ mm).

7 Recommandations pour l'armature minimale en fonction de la précontrainte

7.1 Prélude

Cette section constitue une proposition d'extension aux structures précontraintes des règles de dimensionnement de l'armature minimale valables essentiellement pour les structures en béton armé et figurant dans les normes récentes (voir § 3.3.3). Les résultats de cette recherche ont en effet principalement établi qu'il est justifié, à ouverture des fissures équivalente, de réduire les quantités d'armature passive à mettre en œuvre dans les structures en béton précontraint. Sous réserve des conditions de non-écoulement des aciers sous sollicitations maximales, il a été démontré que cette réduction de l'armature minimale nécessaire est d'autant plus importante que la contrainte de compression à l'état permanent est grande en valeur absolue.

Rappelons qu'il est question dans ce chapitre, comme dans tout ce rapport, de considérations portant sur l'état de service. Les sollicitations variables ($\Delta\sigma$) et l'armature passive en découlant sont donc relatives à l'état de service. Il va sans dire que cette armature doit faire l'objet de vérifications ultérieures, de telle sorte qu'elle satisfasse une sécurité structurale suffisante à l'approche de la ruine.

Les abaques d'aide au dimensionnement présentés dans les sections 7.3.3 et 7.4 constituent les pièces maîtresses quant à une application pratique du contenu de ce rapport. Ils résultent directement de l'étude paramétrique synthétisée dans le chapitre 6, et sont présentés sous une forme simplifiée afin d'en rendre plus aisée leur utilisation. Le § 7.3.3.2 présente une tentative de mise en équation des abaques généraux présentés dans le § 7.3.3.1. Les formules en résultant doivent permettre une estimation rapide des quantités d'armature et de précontrainte à disposer dans une partie d'ouvrage.

Rappelons toutefois que les valeurs découlant tant des abaques que des formules simplifiées sont approximatives (pour des valeurs exactes, voir le chapitre 6). Cela n'a cependant que peu d'importance, compte tenu des grandes incertitudes liées à la détermination d'une valeur caractéristique de l'ouverture résiduelle des fissures.

7.2 Limitation de la contrainte dans les aciers d'armature sous sollicitations maximales

Il n'est généralement pas toléré que les aciers d'armature dépassent leur limite d'écoulement (f_{yk}) sous sollicitations exceptionnelles de service (voir § 3.3.2.1).

En tous les cas, au niveau national (norme SIA 162 [202]) ou international (Eurocode 2 [197, 198]), il est demandé de limiter les contraintes de traction dans les aciers d'armature ($\sigma_{s,max}$), calculées en stade II sous sollicitations maximales de service. L'Eurocode 2 prescrit comme valeurs limites de la contrainte dans les aciers (§ 3.3.2.1) :

- sous les combinaisons rares du cumul des actions directes (charges) et indirectes (déformations entravées) correspondant à $\sigma_{perm} + \Delta\sigma_{(trafic + température + retrait)}$:

$$(\sigma_{perm} + \Delta\sigma_{(trafic + température + retrait)}) / \rho_{ef} \approx \sigma_{s,max} \leq f_{yk} \quad (7.1)$$

- sous les combinaisons rares d'actions directes seules correspondant à $\sigma_{perm} + \Delta\sigma_{(trafic)}$:

$$(\sigma_{perm} + \Delta\sigma_{(trafic)}) / \rho_{ef} \approx \sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} \quad (7.2)$$

- ou, lorsque ces contraintes résultent essentiellement de l'entrave à des déformations imposées susceptibles d'engendrer des contraintes de traction atteignant la résistance effective du béton à la traction $f_{ct,ef}$:

$$f_{ct,ef} / \rho_{ef} \approx \sigma_{s,max} \leq f_{yk} \quad (7.3)$$

où, dans ces relations,

f_{yk} est la limite d'écoulement des barres d'acier d'armature [MPa] ;

ρ_{ef} est le taux effectif d'armature tendue [-], (voir figure 7.2) ;

ρ est le taux total d'armature tendue [-] ;

$f_{ct,ef}$ est la résistance effective à la traction du béton [MPa] (voir § 3.1) .

Note : en raison des difficultés inhérentes à la superposition des actions directes et indirectes, la vérification de $\sigma_{s,max}$ au sens de l'équation (7.2) est généralement préférée à la vérification selon l'équation (7.1) (voir § 3.3.2.1, en particulier figure 3.20)

De par le fait qu'elles permettent d'éviter l'écoulement de l'acier d'armature, le respect des conditions (7.1), (7.2) ou (7.3) sous sollicitations maximales devrait permettre d'éviter l'apparition de fissures isolées et largement ouvertes. Ajoutons que, comme montré dans le § 2.2, il peut résulter du passage d'un convoi exceptionnel des variations de contraintes valant $\Delta\sigma = 4.7$ MPa dans la dalle inférieure en travée et $\Delta\sigma = 2$ MPa dans la dalle supérieure sur appuis. Dès lors, à défaut d'un calcul plus précis, nous sommes légèrement du côté de la sécurité en introduisant les valeurs limites de la contrainte dans les aciers suivantes :

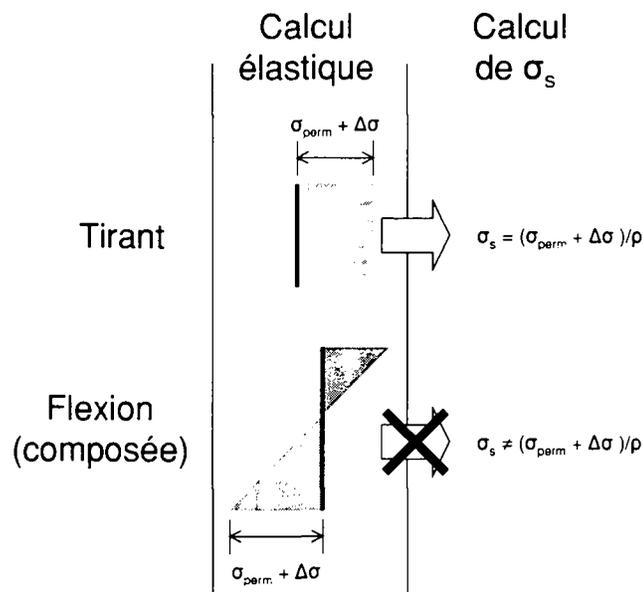
- dalle supérieure sur appuis : $(\sigma_{perm} + 2.6 \text{ MPa}) / \rho_{ef} \approx \sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$

- dalle inférieure à mi-travée : $(\sigma_{perm} + 5 \text{ MPa}) / \rho_{ef} \approx \sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk}$

Les abaques généraux (§ 7.3.3) pour le choix de la précontrainte (σ_{perm}) et de l'armature minimale (ρ) tiennent compte de ces conditions de limitation de la contrainte dans les aciers d'armature sous sollicitations maximales.

Remarque :

Dans le cas d'espèce d'une section de pont sollicitée en flexion composée, il va sans dire que les contraintes dans les aciers σ_s doivent résulter d'un calcul en phase fissurée (stade 2) tenant dûment compte de la redistribution d'efforts dans la section au moment de la fissuration (\rightarrow modification de la position de l'axe neutre) et de la précontrainte si elle est injectée.



7.3 Méthode générale pour le choix de la précontrainte (σ_{perm}) et de l'armature minimale (ρ)

7.3.1 Paramètres d'entrée ou exigences

Afin d'effectuer le choix de la précontrainte et de l'armature minimale nécessaires et afin d'entrer dans les abaques de dimensionnement, il est tout d'abord nécessaire de fixer des valeurs pour les différences de contraintes $\Delta\sigma$ dues aux actions variables et pour l'ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$ à l'état permanent. Ces valeurs peuvent être imposées par le maître de l'ouvrage au moyen de directives ou d'un cahier des charges. Si tel n'est pas le cas, il appartient à l'auteur d'un projet de pont de les fixer, d'entente avec le maître de l'ouvrage, et de mentionner dans le plan d'utilisation les valeurs convenues.

Contraintes variables $\Delta\sigma$

Des indications générales afin de calculer ces contraintes $\Delta\sigma$ dues aux actions variables pour n'importe quel type de pont sont données au § 2.2. Des valeurs indicatives sur l'intensité de ces contraintes sous les différentes actions variables (trafic normal, transport exceptionnel, gradient de température) sont par ailleurs données au § 2.2.3.

Dans le cas de ponts routiers, dont le système statique est une poutre continue à section constante, il a été montré au § 2.2.3 que l'on peut admettre les valeurs approximatives suivantes pour ces contraintes, estimées selon la théorie élastique linéaire, à 100 mm de la fibre extrême tendue (voir figure 2.16) :

- $\Delta\sigma \approx 2.6$ MPa dans la dalle supérieure, sur appui intermédiaire ;
- $\Delta\sigma \approx 5$ MPa dans la dalle inférieure d'un pont à section en caisson ou dans la partie inférieure des poutres d'un pont à section ouverte.

Ces dernières valeurs de $\Delta\sigma$ sont, en première approximation, valables pour toute combinaison plausible d'actions variables (trafic normal ou transport exceptionnel + gradient de température concomitant). Quoiqu'il en soit, les abaques donnés au § 7.3.3 permettent d'effectuer un dimensionnement pour différentes valeurs de $\Delta\sigma$ comprises entre 2 et 6 MPa.

Dans le cas particulier où les sollicitations variables résultent principalement de déformations fortement entravées (§ 6.3), il s'agira de choisir pour entrer dans les abaques du § 7.3.3 : $\Delta\sigma = f_{ct,ef} - \sigma_{perm}$, où σ_{perm} est à considérer avec son signe (positif en traction).

Ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$

Par ouvertures résiduelles des fissures $w_{k,res}$ on entend les valeurs maximales ou caractéristiques des ouvertures des fissures à l'état permanent. Ces valeurs sont extrêmement difficiles à fixer (voir § 3.2). Elles doivent faire à tout prix l'objet de réflexions et de discussions de fond entre l'auteur du projet et le maître de l'ouvrage. Néanmoins, à titre purement indicatif, et selon les indications du § 3.2.5, nous proposons de graduer les exigences en matière d'ouverture résiduelle admissible de la manière suivante pour les ponts en béton précontraint :

- $w_{k,res} \leq 0.20$ mm en cas d'exigences « élevées », ce qui correspond aux exigences actuellement requises pour les structures précontraintes pour des motifs de durabilité et ce qui correspond dans les cas usuels (utilisation d'un acier du type S 500, voir § 6.2.2.1, figure 6.4) environ à l'état-limite de décompression ;
- $w_{k,res} \leq 0.05$ mm en cas d'exigences « très élevées » recommandées pour la dalle supérieure (de roulement) si un comportement quasi-étanche du béton est recherché, permettant de pallier les défauts ou dégradations d'un revêtement étanche.

Les valeurs recommandées de ces deux exigences ($\Delta\sigma$ et $w_{k,res}$) pour un tablier de pont routier en béton précontraint à section constante sont synthétisées sur la figure 7.1.

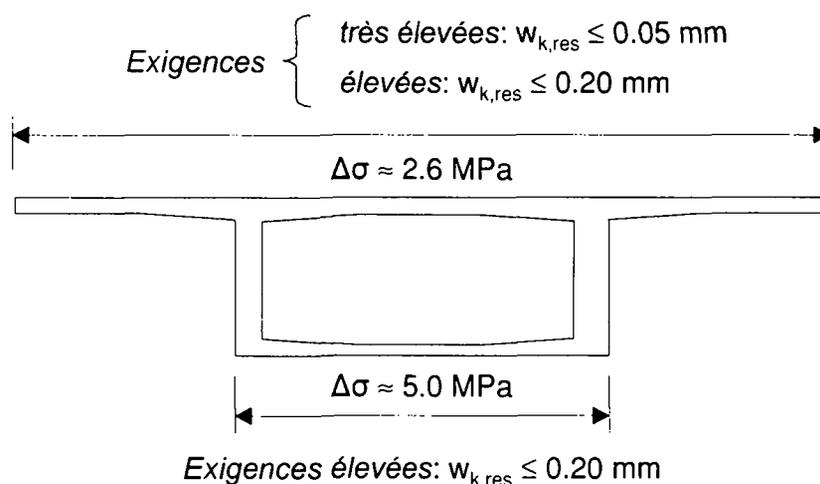


Figure 7.1: Valeurs indicatives des contraintes variables $\Delta\sigma$ et niveaux d'exigences recommandés pour la conception et le dimensionnement de tabliers de ponts routiers en béton précontraint (à section constante).

Résistance du béton à la traction

La résistance effective à la traction du béton $f_{ct,ef}$ n'intervient pas comme paramètre dans les abaques. Dans la plupart des cas il est en effet plus prudent de ne pas en tenir compte. Cette résistance effective dans un ouvrage ou certaines de ses parties est souvent aléatoire et peut se révéler extrêmement faible, voire nulle, en raison des états de contraintes auto-équilibrées résultant de l'histoire de la construction (étapes) et de retraits différentiels (voir § 2.1.2.2). En cas d'importantes déformations entravées, il est toutefois nécessaire d'en tenir compte et l'on se référera aux indications du § 6.3.

7.3.2 Paramètres de sortie ou résultats

Les abaques et les formules donnés au paragraphe suivant (§ 7.3.3) permettent de choisir des couples de valeurs pour la précontrainte (σ_{perm}) et pour l'armature minimale ρ à placer dans un tablier de pont de manière à satisfaire aux exigences fixées. Les abaques permettent de surcroît d'estimer les ouvertures des fissures à l'état permanent $w_{k,res}$ au cas où il s'avère nécessaire de les déterminer lors de l'évaluation du comportement d'un ouvrage existant, c'est-à-dire connaissant l'armature passive ρ et la précontrainte (σ_{perm}).

A partir de la valeur découlant de ces abaques (ou des formules simplifiées) pour la contrainte dans le béton à l'état permanent σ_{perm} (qui est négative en cas de compression), il est possible de déterminer la force moyenne de précontrainte P_m qui lui correspond (§ 2.1). De cas en cas, l'ingénieur pourra se poser la question s'il ne serait pas judicieux de majorer d'environ 10 % la valeur de la force de précontrainte ainsi trouvée pour le choix des câbles, compte tenu des indications données au § 2.1.2.1 (équation (2.3), tirée de l'Eurocode 2 [197, 198]).

Les abaques et les formules simplifiées ont été établis pour des parties de section de faible épaisseur ($t \leq 0.30$ m). Les pourcentages d'armature minimale ρ qui en résultent sont des pourcentages totaux, rapportés à l'aire totale de la zone de béton tendu $A_{c,t}$. Ceci est en particulier valable pour la dalle supérieure ou inférieure d'un tablier de pont. Pour les parties de ces dalles s'épaississant à l'approche des âmes on appliquera les indications du § 7.5.3 (voir figure 7.4). Dans le cas de dalles ou de parties de ponts d'épaisseur supérieure à 0.30 m, on pourra néanmoins appliquer ces abaques. Les pourcentages d'armature minimale qui en découlent dans ce cas sont à interpréter comme des pourcentages effectifs ρ_{ef} rapportés à l'aire de la zone effective de béton tendu $A_{c,ef}$ telle que définie à la figure 7.2.

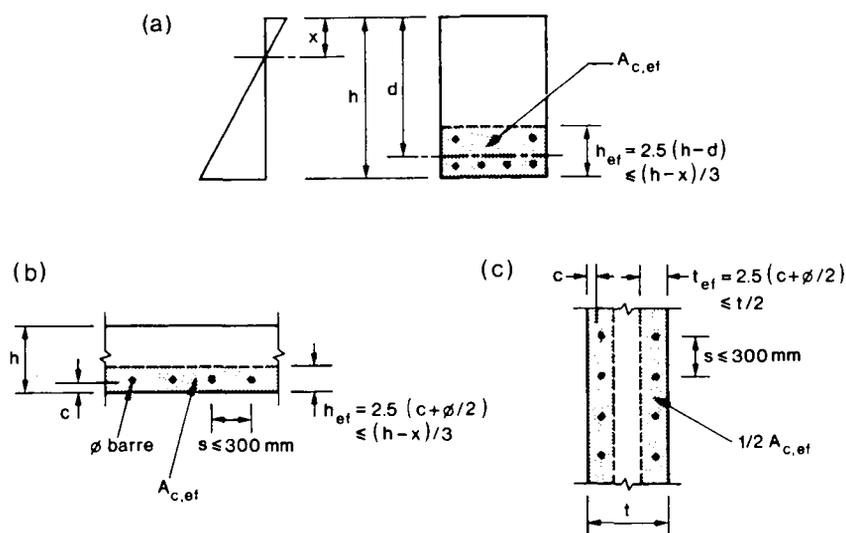


Figure 7.2: Définition de la zone effective de béton tendu conformément au Code Modèle 90 [190], dans le cas : (a) d'une poutre fléchie; (b) d'une dalle fléchie; (c) d'une paroi, d'une âme de pont ou d'une dalle, sollicitée à la traction centrée ou excentrée.

7.3.3 Méthode générale de dimensionnement

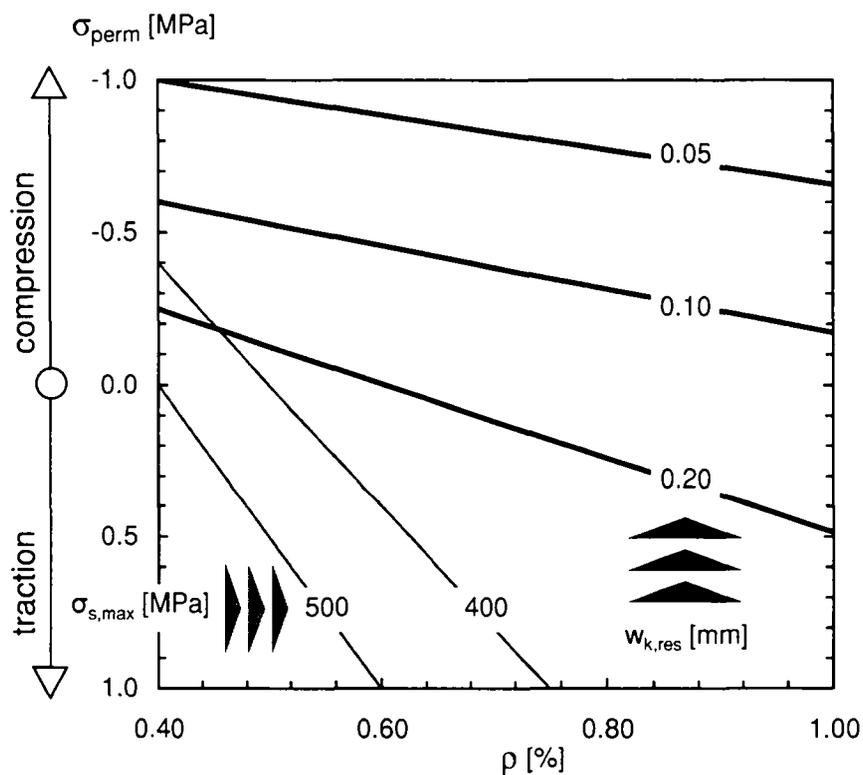
7.3.3.1 Abaques généraux de dimensionnement

Dans ce paragraphe nous présentons une famille d'abaques de dimensionnement ($\rho - \sigma_{perm}$). Cette famille est d'un usage très général; elle s'applique à tout type de ponts en béton précontraint (ponts poutres sur cintres, ponts poussés, ponts en encorbellement, aux ponts en béton simplement armé ainsi qu'aux dalles de ponts mixtes).

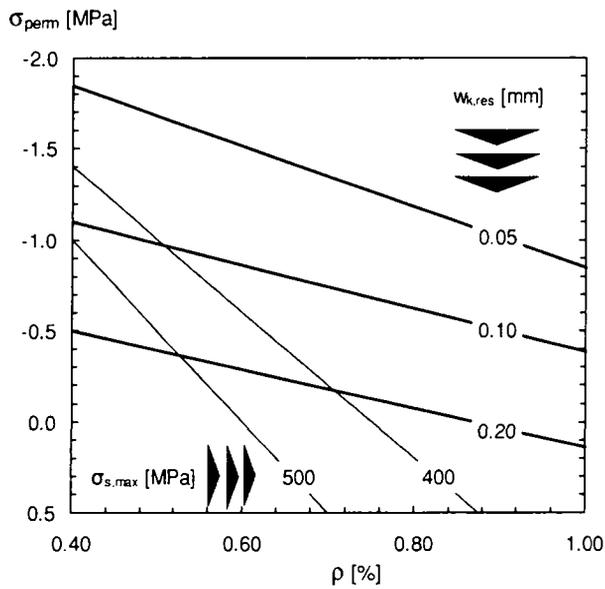
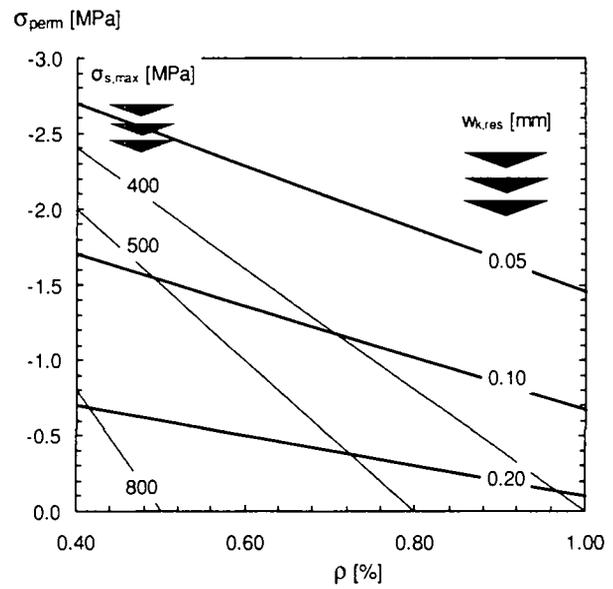
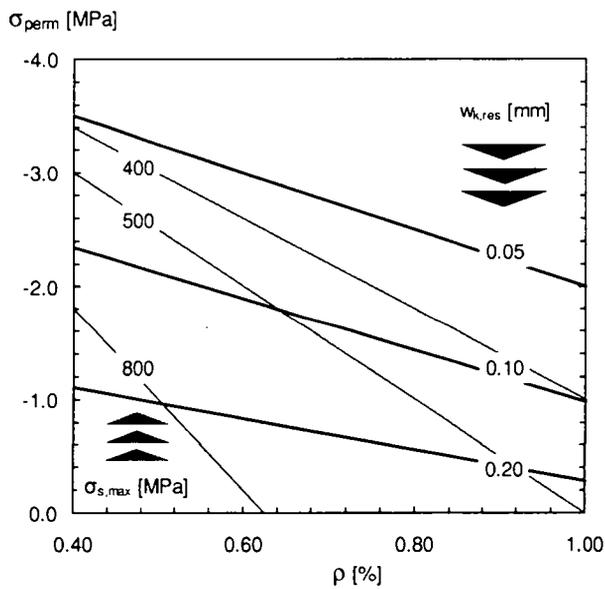
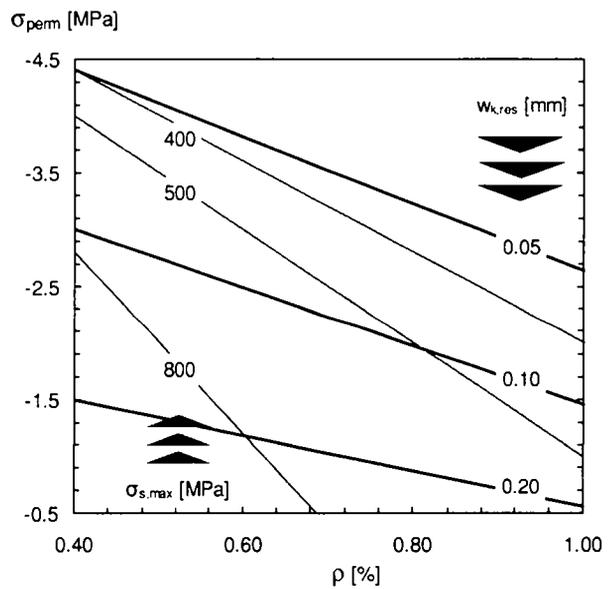
Cette famille résulte directement de l'étude paramétrique résumée dans le chapitre 6. Du fait de leur allure générale et par souci de simplification, les courbes exactes reliant σ_{perm} à ρ connaissant $\Delta\sigma$ et $w_{k,res}$ ont été linéarisées. Les résultats qui en découlent sont en principe très légèrement du côté de la sécurité.

Cette famille est constituée de 5 abaques se référant chacun à un niveau de sollicitation $\Delta\sigma$. Ils mettent en évidence l'influence sur le dimensionnement de la valeur limite adoptée pour l'ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$.

On y a également fait figurer les limites correspondant à différentes valeurs de la contrainte $\sigma_{s,max}$ dans les aciers d'armature sous sollicitation maximale ($\sigma_{perm} + \Delta\sigma$). Le choix d'une valeur appropriée pour $\sigma_{s,max}$ sera effectué au moyen des équations (7.1), (7.2) ou (7.3) en fonction du type d'acier utilisé pour l'armature passive. Les droites, correspondant aux différentes valeurs indiquées pour $\sigma_{s,max}$ délimitent les taux d'armature minimale ρ en dessous desquels il ne faut pas descendre si l'on veut éviter l'écoulement des aciers sous sollicitation maximale de service.



Abaque général : $\Delta\sigma = 2$ MPa

Abaque général : $\Delta\sigma = 3$ MPaAbaque général : $\Delta\sigma = 4$ MPaAbaque général : $\Delta\sigma = 5$ MPaAbaque général : $\Delta\sigma = 6$ MPa**Remarque :**

Concernant la valeur limite de la contrainte dans les aciers $\sigma_{s,max}$, il est intéressant de remarquer que, pour les exigences très élevées ($w_{k,res} \leq 0.05$ mm), pour autant que l'on adopte la valeur $\sigma_{s,max} \geq 400$ MPa, ces limites ne sont pas déterminantes. Au contraire, pour les exigences élevées ($w_{k,res} \leq 0.20$ mm), ces limites peuvent s'avérer déterminantes, et ce d'autant plus que la sollicitation $\Delta\sigma$ est importante.

7.3.3.2 Méthode numérique directe

Pour chacun des abaques présentés ci-dessus, à $\Delta\sigma$ constant, les différentes droites exprimant σ_{perm} en fonction de ρ à $w_{k,res}$ fixé sont quasi-parallèles. Basé sur ces abaques et en simplifiant davantage (en admettant que ces droites sont effectivement parallèles), il est possible de déduire la méthode numérique suivante, permettant le calcul direct de σ_{perm} (ou de ρ) connaissant les sollicitations ($\Delta\sigma$), les exigences en matière de $w_{k,res}$ et la valeur de ρ (ou de σ_{perm}). Afin de les rendre adimensionnelles et cohérentes, il y est introduit sous la forme de coefficients les valeurs correspondant à un cas d'espèce ($\rho_I = 0.4 \%$, $\sigma_{perm,I} = 0.1$ MPa, $\Delta\sigma_I = 2$ MPa et $w_{k,res,I} = 0.20$ mm). L'ouverture résiduelle caractéristique des fissures ($w_{k,res}$) y est introduite à l'aide d'un coefficient adimensionnel Ω .

Soyons conscient que ces formules permettent d'approcher les abaques présentés ci-dessus, eux-mêmes résultant d'une linéarisation des courbes obtenues à l'aide du modèle numérique développé dans ce rapport (chapitre 5). Les résultats qui en découlent sont donc approximatifs, mais donnent néanmoins une excellente indication quant aux quantités de précontrainte et d'armature à mettre en œuvre compte tenu d'une ouverture résiduelle des fissures souhaitée et des incertitudes qui lui sont liées.

$$\sigma_{perm} = \Delta\sigma \cdot \frac{20 \cdot \sigma_{perm,I}}{3 \cdot \Delta\sigma_I} \cdot (2 \cdot \Omega - 5.9 + 125 \cdot \rho) + \Omega \quad (7.4)$$

$$\rho = \frac{1}{125} \cdot \left\{ \frac{3 \cdot (\sigma_{perm} - \Omega)}{\Delta\sigma} - 6 \cdot \Omega + 5.9 \right\} \quad (7.5)$$

ou, dans ces équations :

$\sigma_{perm,I}$, $\Delta\sigma_I$, et $w_{k,res,I}$ sont des valeurs de référence permettant de rendre les équations adimensionnelles. Il leur correspond le pourcentage d'armature $\rho_I = 0.004$ et elles sont à introduire avec les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{perm,I} &= 0.1 \text{ MPa ;} \\ \Delta\sigma_I &= 2 \text{ MPa ;} \\ w_{k,res,I} &= 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ω est une fonction sans dimension de l'ouverture de fissure résiduelle $w_{k,res}$ valant :

$$\Omega = \frac{1}{3} \cdot \left\{ -0.8 \cdot \left(\frac{w_{k,res}}{w_{k,res,I}} \right)^2 + 1.8 \cdot \frac{w_{k,res}}{w_{k,res,I}} + 1.1 \right\}$$

$$\text{pour } w_{k,res} = 0.05 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \Omega = 0.5 \text{ [-]}$$

$$\text{pour } w_{k,res} = 0.10 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \Omega = 0.6 \text{ [-]}$$

pour $w_{k,res} = 0.20$ mm \rightarrow $\Omega = 0.7$ [-]

ρ est le pourcentage d'armature, à introduire sans unité, et tel que : $0.004 \leq \rho \leq 0.01$;

σ_{perm} est la contrainte à l'état permanent [MPa]; (< 0 en cas de compression)

$w_{k,res}$ est l'ouverture résiduelle de fissure souhaitée [mm], et tel que 0.05 mm $\leq w_{k,res} \leq 0.20$ mm ;

$\Delta\sigma$ est la sollicitation résultant des actions variables [MPa], et valant, dans le cas de déformations fortement entravées et déterminantes :

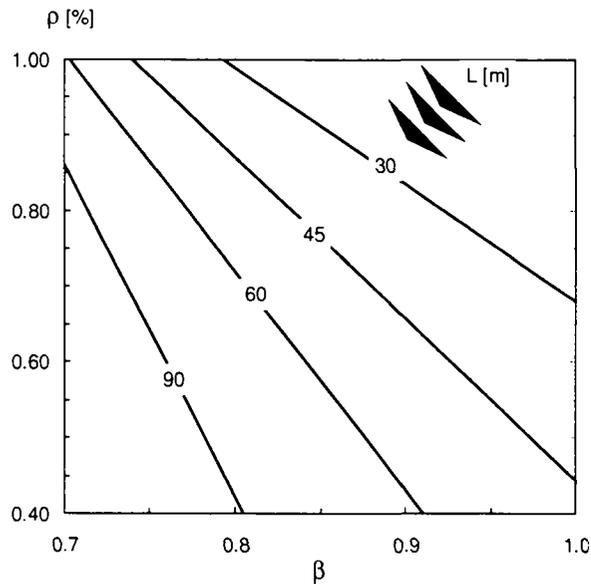
$$\Delta\sigma = f_{ct,ef} - \sigma_{perm}, \text{ où } \sigma_{perm} \text{ est à introduire avec son signe (positif en traction, négatif en compression).}$$

Les formules (7.4) et (7.5) sont applicables indépendamment du type d'acier utilisé. Il convient donc impérativement de vérifier le respect des limites édictées pour la contrainte dans les aciers sous sollicitations maximales, soit l'équation (7.1), (7.2) ou (7.3).

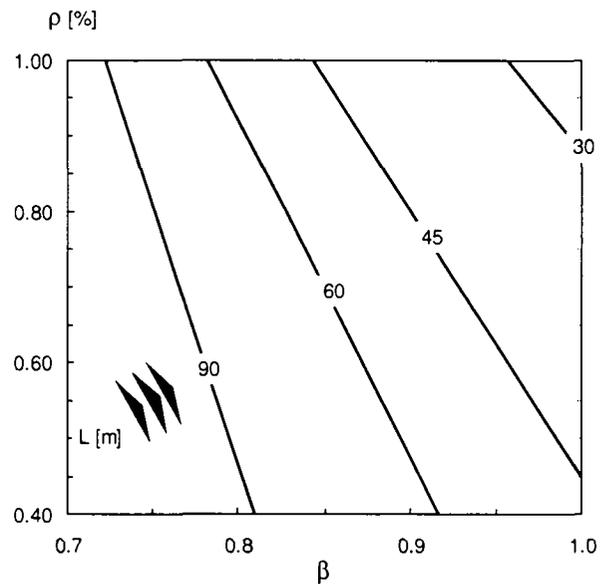
7.4 Méthode simplifiée pour le choix de la précontrainte (β) et de l'armature minimale (ρ)

Dans le cas fréquent en Suisse de ponts routiers dont le système statique est une poutre continue de hauteur constante (voir figure 2.4), il peut être commode de caractériser l'intensité de la précontrainte au moyen du degré de compensation des déformations β (§ 2.1.1.1). Rappelons succinctement, que pour un pont à section constante dont le tracé des câbles est parabolique, il correspond à la valeur de $\beta = 1$ une compensation totale des déformations à l'état permanent par la précontrainte. La valeur de $\beta = 0$ correspond à une structure simplement armée et à la valeur de $\beta \approx 0.6$ correspond une contrainte à l'état permanent $\sigma_{perm} = 0$ à la fibre extrême des éléments les plus sollicités (dalle supérieure sur appuis et inférieure à mi-travée). Pour ce type de ponts et si la précontrainte est constante (aux pertes près) sur la longueur de l'ouvrage et suit dans chaque travée un tracé parabolique, il est possible de déterminer β en fonction de σ_{perm} , de la portée L et de la hauteur de la section H au moyen de l'équation (2.6) (voir § 2.1.2.1). Ceci permet d'établir une nouvelle série d'abaques simplifiés pour le choix de l'armature minimale en fonction de la précontrainte ($\rho - \beta$). Dans cette famille d'abaques nous avons introduit comme contrainte limite dans les aciers la valeur de $\sigma_{s,max} = 400$ MPa, ce qui correspond à $0.8 \cdot f_y$ d'un acier du type S 500.

Hormis les restrictions susmentionnées quant au type de pont et de précontrainte, les indications données aux § 7.3.1 et § 7.3.2 sont également valables pour utiliser les abaques de cette seconde série.

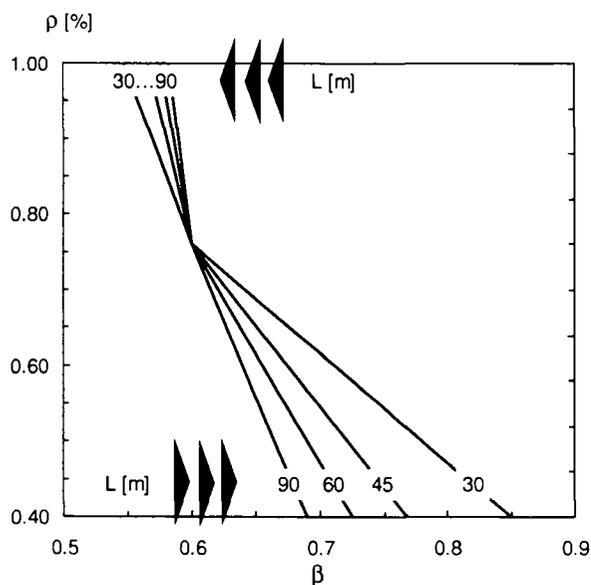


Abaque simplifié : $w_{k,res} \leq 0.20 \text{ mm}$,

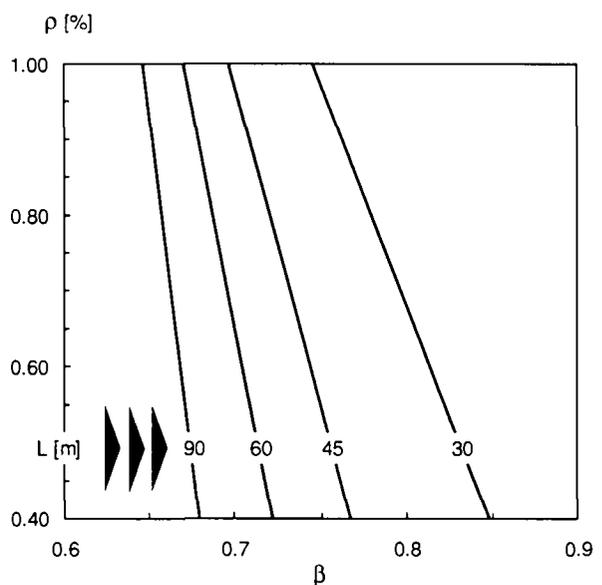


Abaque simplifié : $w_{k,res} \leq 0.05 \text{ mm}$

$\Delta\sigma = 5 \text{ MPa}$



Abaque simplifié : $w_{k,res} \leq 0.20 \text{ mm}$,



Abaque simplifié : $w_{k,res} \leq 0.05 \text{ mm}$

$\Delta\sigma = 2.6 \text{ MPa}$

Remarque : En cas d'exigences très élevées vis-à-vis de la fissuration ($w_{k,res} \leq 0.05 \text{ mm}$) on notera la grande influence qu'a une faible variation du facteur β sur les quantités d'armature ρ à disposer. Cette grande sensibilité du facteur β est

d'autant plus marquée que la portée du pont L est importante et les sollicitation résultant des actions extérieures $\Delta\sigma$ sont faibles.

Tous ces abaques, généraux ou simplifiés, mettent en évidence l'importante marge de manœuvre à disposition de l'ingénieur concepteur d'un ouvrage pour choisir la précontrainte et l'armature minimale satisfaisant aux mêmes conditions ($\Delta\sigma$ et $w_{k,res}$). L'ingénieur peut en effet opter pour une précontrainte modérée ($\beta = 0.65 \div 0.75$) et des pourcentages relativement élevés d'armature minimale ($\rho = 0.8 \div 1.0 \%$); ou au contraire, il peut opter pour une précontrainte plus importante ($\beta = 0.8 \div 1.0$) et de faibles pourcentages d'armature minimale ($\rho = 0.4 \div 0.6 \%$); toutes les solutions intermédiaires sont évidemment également possibles. Pour des ponts de faible portée ($L \leq 40$ m), une précontrainte importante ($0.8 \leq \beta \leq 1.0$) est vivement recommandée, quelle que soit l'armature minimale disposée.

Les abaques ont été volontairement limités à des valeurs de l'armature minimale comprises entre 0.4 % et 1.0 %. Des pourcentages d'armature plus élevés que 1.0 \div 1.5 % ne nous semblent en effet pas présenter d'intérêts pratique et économique pour une structure en béton. Quant à la limite inférieure, elle est certainement arbitraire et discutable. Pour des raisons constructives et de ductilité suffisante à l'approche de la ruine, il ne paraît cependant pas raisonnable de disposer une armature passive plus faible que $\rho = 0.4 \%$.

7.5 Distribution de l'armature minimale dans le tablier d'un pont

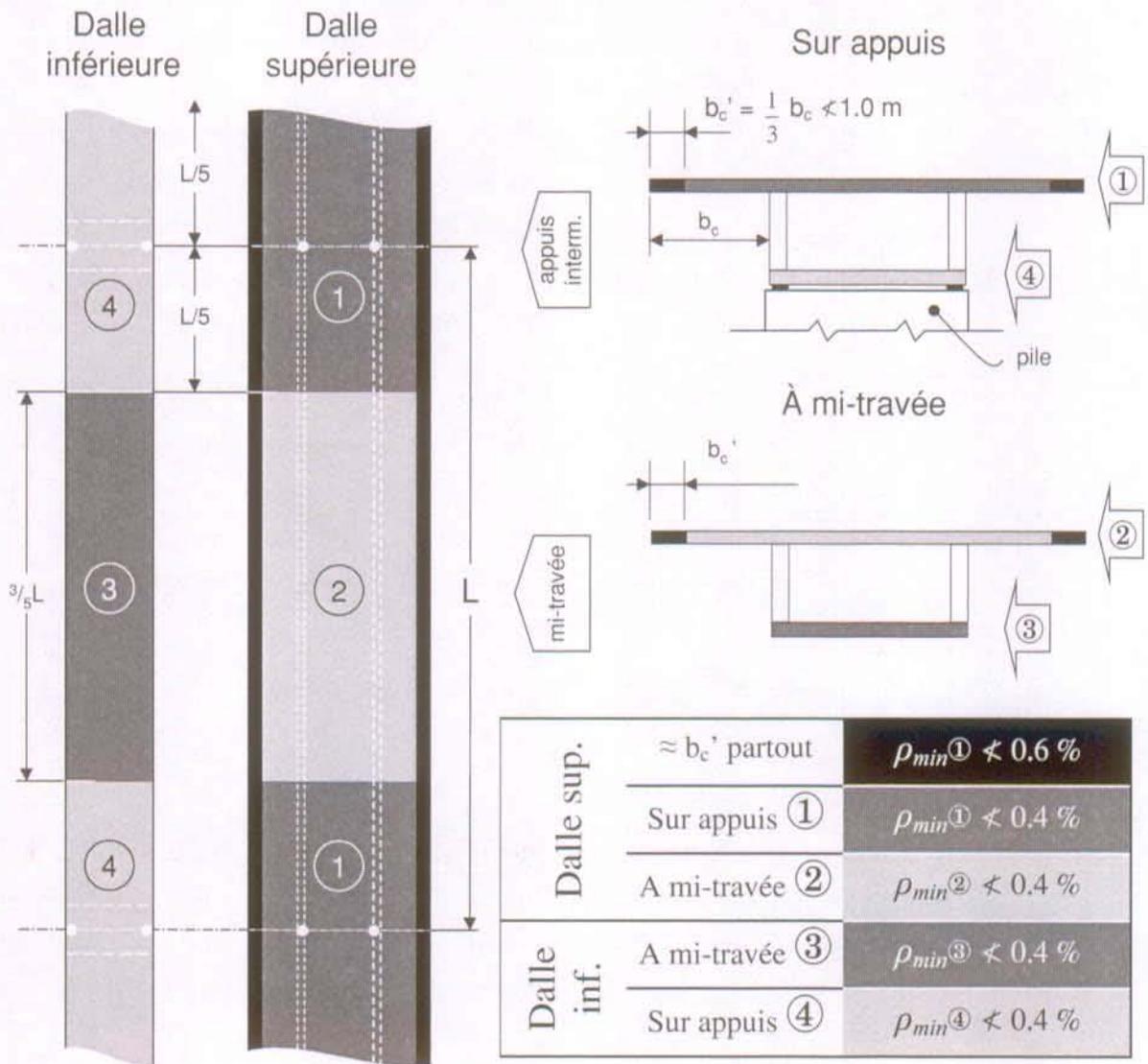


Figure 7.3: Répartition de l'armature minimale ρ_{min} longitudinale recommandée dans les dalles supérieure et inférieure d'un tablier de pont en caisson, où $\rho_{min} = \rho(\sigma_{perm}, \Delta\sigma, w_{k,rev}) \leq 0.4$ ou 0.6% .

La figure 7.3 montre comment répartir au mieux l'armature minimale de fissuration dans un tablier de pont.

7.5.1 Dalle supérieure

- Les extrémités des porte-à-faux sont fortement vulnérables au risque de fissuration provenant du retrait empêché (accentué du fait qu'elles sont souvent bétonnées ultérieurement) ou d'un gradient thermique, en particulier dans le sens horizontal, dû à l'ensoleillement, et dont il n'a pas été tenu compte lors de l'évaluation des valeurs $\Delta\sigma$ au § 2.2.3. Dès lors, en bout des porte-à-faux, sur une bande de largeur valant le tiers de leur portée, et au minimum 1 mètre, l'armature minimale ne devra pas être inférieure à 0.6 %.
- ① : Sur appuis, sur une bande de $2 \cdot L/5$, l'armature minimale doit être calculée pour $w_{k.res} = 0.05$ ou 0.20 mm (voir figure 7.1), $\Delta\sigma = 2.6$ MPa, et $\sigma_{perm①}$, où $\sigma_{perm①}$ est la contrainte à l'état permanent caractéristique s'appliquant sur la dalle supérieure sur appuis calculée selon les indications du § 2.1. Pour des raisons constructives et de ductilité à l'approche de la ruine, l'armature minimale ne devra pas être inférieure à 0.4 % :

$$\rho_{min①}(w_{k.res}, \Delta\sigma = 2.6, \sigma_{perm①}) \nless 0.4 \% ;$$

- ② : En travée, sur la longueur restante, soit $3 \cdot L/5$, l'armature minimale sera calculée pour $w_{k.res} = 0.05$ ou 0.20 mm (voir figure 7.1), $\Delta\sigma = 2.6$ MPa (valeur conservatrice), et $\sigma_{perm②}$, où $\sigma_{perm②}$ est la contrainte à l'état permanent s'appliquant sur la dalle supérieure à mi-travée :

$$\rho_{min②}(w_{k.res}, \Delta\sigma = 2.6, \sigma_{perm②}) \nless 0.4 \% .$$

7.5.2 Dalle inférieure

- ③ : En travée, sur une bande de $3 \cdot L/5$, l'armature minimale doit être calculée pour $w_{k.res} = 0.20$ mm (voir figure 7.1), $\Delta\sigma = 5.0$ MPa, et $\sigma_{perm③}$, où $\sigma_{perm③}$ est la contrainte à l'état permanent caractéristique s'appliquant sur la dalle inférieure à mi-travée calculée selon les indications du § 2.1. Pour des raisons constructives et de ductilité à l'approche de la ruine, l'armature minimale ne devra pas être inférieure à 0.4 % :

$$\rho_{min③}(w_{k.res}, \Delta\sigma = 5.0, \sigma_{perm③}) \nless 0.4 \% ;$$

- ④ : Sur appuis, sur la longueur restante, soit $L/5$ de part et d'autre de l'appui, l'armature minimale sera calculée pour $w_{k.res} = 0.20$ mm (voir figure 7.1), $\Delta\sigma = 5.0$ MPa (valeur conservatrice), et $\sigma_{perm④}$, où $\sigma_{perm④}$ est la contrainte à l'état permanent s'appliquant sur la dalle inférieure sur appuis :

$$\rho_{min④}(w_{k.res}, \Delta\sigma = 5.0, \sigma_{perm④}) \nless 0.4 \% .$$

7.5.3 Zones plus épaisses des dalles (jonctions avec les âmes)

L'armature minimale déterminée au moyen des abaques précédents (§ 7.3 et § 7.4) est strictement valable dans les zones du tablier sollicitées en traction presque centrée, à la manière d'un tirant. Il s'agit essentiellement des zones médianes des dalles inférieure et

supérieure, ainsi que de l'extrémité des porte-à-faux (voir § 3.7). L'armature minimale sera donc dimensionnée pour ces zones dont l'épaisseur est généralement plus faible, tout en respectant les conditions énumérées à la figure 7.3. Il en résultera dès lors un pourcentage total d'armature moins important à proximité des âmes, du fait de l'augmentation de l'épaisseur des dalles (voir figure 7.4).

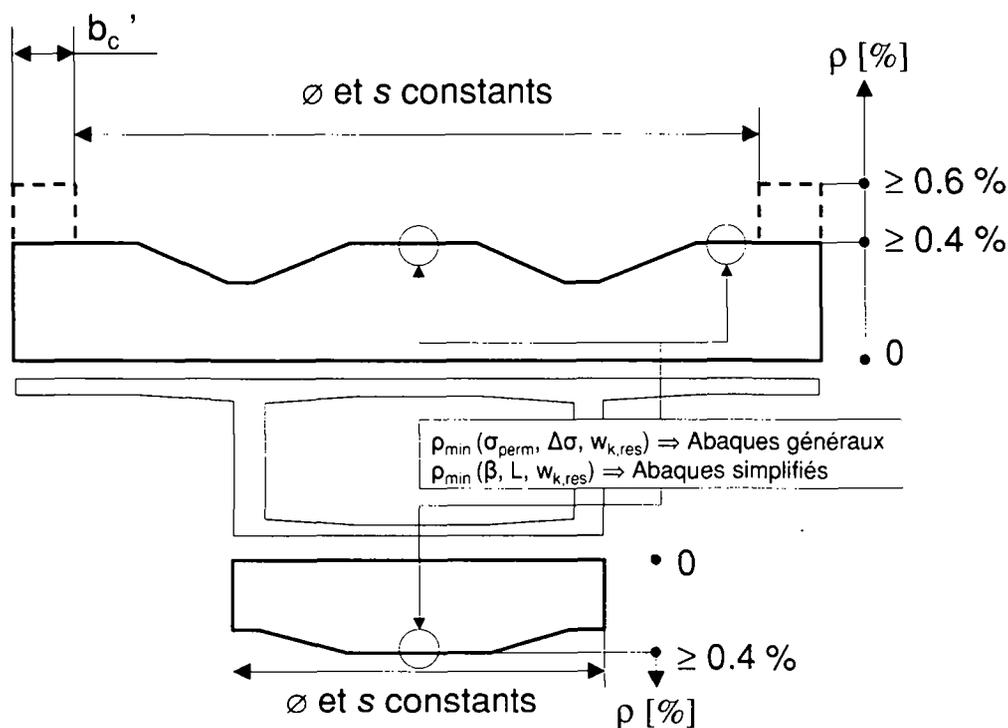


Figure 7.4: Disposition de l'armature minimale: Dimensionnement dans les zones de plus faible épaisseur et prolongement des mêmes \varnothing et du même espacement s dans les zones de plus grande épaisseur (voir § 3.7).

Outre la prise en compte des phénomènes inhérents au contrôle géométrique de l'espacement des fissures par la proximité de l'axe neutre (exposés au § 3.7), cette façon de procéder permet implicitement de tenir compte, de façon pratique et simplifiée, de la zone effective de béton tendu (ou du ρ_{ef}) à considérer dans les parties plus épaisses (figure 7.2).

On prendra cependant garde de ne pas appliquer cette règle aux zones éventuellement plus épaisses en bout des porte-à-faux (parapets, bordures). Outre le fait que ces zones ne sont plus sujettes au contrôle géométrique de l'espacement des fissures, elles sont fortement vulnérables au risque de fissuration provenant du retrait empêché (accentué du fait qu'elles sont souvent bétonnées ultérieurement) et de gradients thermiques horizontaux, dont il n'a absolument pas été tenu compte dans l'évaluation des $\Delta\sigma$ (§ 2.1.2.2).

7.6 Exemple d'application et comparaison entre les approches de l'EUROCODE 2, de la norme SIA 162 et selon LAURENCET

7.6.1 Données

Soit un pont poutre continue en caisson, de section constante sur toutes les travées de portée $L = 50$ m, et dont l'élancement $L/H = 20$ (le renforcement de la dalle inférieure au voisinage des appuis est négligé). La précontrainte qui y est disposée suit un tracé parabolique. Ajoutons que le degré de compensation des déformations β est calculé sur la base d'une précontrainte moyenne P_m , et qu'il n'est pas tenu compte d'un facteur partiel de charges relatif à la précontrainte ($\gamma_p = 0.9$ à 1.1 , voir § 2.1.2.1, équation (2.3)).

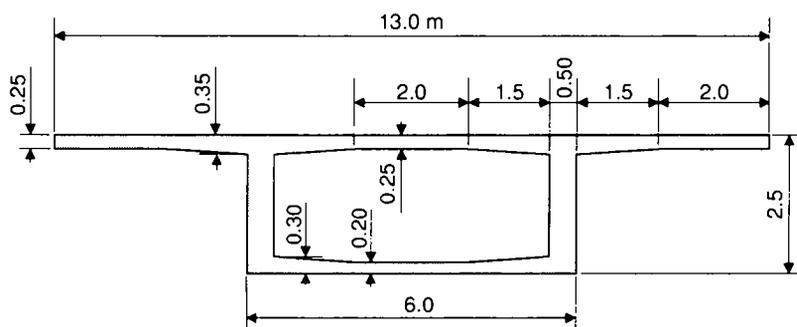


Figure 7.5: Section d'un pont en béton précontraint, d'un élancement $L/H = 20$ et d'un grand nombre de travées de portée $L = 50$ m.

Ce pont est réalisé en béton du type B 45/35 au sens de la norme SIA 162 (C 30/37 pour l'EUROCODE 2). L'acier d'armature est un acier courant de type S 500, dont la valeur caractéristique de la limite d'écoulement égale $f_{yk} = 500$ MPa.

On se propose de déterminer, en fonction de différents β compris entre $0.6 \div 1.0$, l'armature passive nécessaire selon trois différentes approches : Celle de l'EUROCODE 2, part. 2 [198], celle de la norme SIA 162 (exigences accrues) [202] (voir § 3.3) et celle proposée dans ce document. Dans cet exemple, pour le choix de l'armature passive, à aucun moment n'interviennent de considérations faisant appel à la sécurité structurale. L'armature dimensionnée ici est une armature dont le seul rôle est de garantir un comportement en service satisfaisant. Il est évident qu'en parallèle, un calcul ad hoc, non effectué ici, doit garantir que cette armature est suffisante au respect de critères de ruine de la structure.

7.6.2 États permanents considérés

Les caractéristiques géométriques du pont nous permettent d'estimer les contraintes à l'état permanent à l'aide des indications fournies dans le § 2.1.2.1. Compte tenu du tableau 2.1 et de l'équation (2.4), pour le cas étudié ($L = 50$ m ; $L/H = 20$) il vient :

Tableau 7.1: Contraintes de compression à l'état permanent (σ_{perm}) dans la dalle supérieure sur appuis et inférieure à mi-travée en fonction de β pour un pont de portée $L = 50$ m et d'élanement $L/H = 20$.

β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
σ_{perm} [MPa]	0.9 MPa	0.0 MPa	-0.9 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa

7.6.3 Sollicitations variables

Dans le § 2.2.3, nous avons montré quelles sont les contraintes de traction susceptibles d'apparaître en section d'un pont sous les combinaisons déterminantes d'actions variables (trafic et température).

Il ressort du tableau 2.4 que, pour un pont en caisson tel que celui défini dans notre exemple, en adoptant pour la dalle supérieure sur appuis $\Delta\sigma = +2.6$ MPa et pour la dalle inférieure dans le champ $\Delta\sigma = +5$ MPa, nous couvrons toutes les combinaisons d'actions les plus défavorables (trafic 40 t ou transports exceptionnels + gradient concomitant ΔT).

7.6.4 Détermination de l'armature passive nécessaire pour le contrôle de la fissuration

Dans ce paragraphe nous procédons au calcul de l'armature minimale à disposer dans l'exemple d'ouvrage retenu (§ 7.6.1), compte tenu des valeurs caractéristiques des matériaux le constituant, de sa géométrie, des sollicitations s'y appliquant (σ_{perm}/β et $\Delta\sigma$) et des exigences requises en matière d'ouverture des fissures caractéristiques w_k qui varient fortement d'une approche à l'autre. Nous avons choisi d'effectuer ce calcul selon trois approches différentes, soit en nous conformant aux prescriptions de l'EUROCODE 2 [197, 198], soit à celles de la norme SIA 162 [202], soit encore à notre approche, dénommée « LAURENCET », telle que développée dans le présent document. Rappelons que ces méthodes requièrent deux calculs :

- (A) le premier consiste en la détermination d'une armature minimale permettant de garantir sous certaines conditions une ouverture des fissures caractéristique admissible ;
- (B) le second consiste en la vérification du non-écoulement de cette armature sous une combinaison défavorable d'actions (directe et indirecte). De façon générale, compte tenu des difficultés inhérentes aux cumuls des actions directes et indirectes, il est choisi de limiter la contrainte dans les aciers à une certaine valeur sous les actions directes seules, tout en garantissant à l'acier une réserve de déformation suffisante pour qu'il ne risque pas de s'écouler sous le cumul des actions directes et indirectes (voir § 3.3.2.1 et § 7.2). Dans ce qui suit nous proposons de calculer la contrainte dans les aciers $\sigma_{s,max}$ sur la base des $\Delta\sigma$ (+2.6 MPa et +5 MPa dans la dalle supérieure sur appuis respectivement inférieure à mi-travée) résultant de raisonnement en phase

élastique linéaire. Soyons néanmoins conscients que ces valeurs sont quelque peu pessimistes puisqu'elles ne tiennent pas compte des redistributions d'efforts en section provenant de la fissuration.

Dans le § 7.6.4.4 nous effectuons une comparaison entre ces trois approches. Cette comparaison sera effectuée dans un premier temps sans aucune considération quant à la valeur limite de la contrainte dans les aciers (calcul (A)), cette contrainte n'étant que rarement déterminante dans le calcul d'un pont (voir § 3.3.2.1). Cas échéant, cette manière de calculer (A) est correcte quelle que soit la valeur de σ_{perm} (ou de β) pour autant que l'on utilise un acier à haute résistance. Cette façon de procéder nous permettra de vérifier si les objectifs en matière d'ouverture caractéristique des fissures w_k sont atteints pour l'EUROCODE 2 et la norme SIA 162 en fonction de β . Dans un second temps la comparaison entre les trois approches sera réalisée en considérant la limitation de la contrainte dans les aciers (\rightarrow maximum de (A) et (B)). Dans ce cas, on ne retiendra que les valeurs maximales de ρ résultant des calculs selon (A) et (B).

7.6.4.1 EUROCODE 2 [197, 198]

(A) **Armature minimale** \rightarrow Equation (4.194), Art. 4.4.1.1 -106- [198]

Note : Exigences requises : Limiter l'ouverture des fissures ($w_k \leq 0.20$ mm sous combinaison de charges quasi-permanentes ou fréquentes à long terme dans le cas du béton précontraint)

$$\rho_{s,min} + \xi_1 \cdot \rho_p = \frac{\kappa_c \cdot \kappa \cdot f_{ctm}}{\sigma_{s2}} \quad (7.6)$$

$f_{ctm} = 2.8$ MPa (Béton C 30/37) ;

$\sigma_{s2} = 200$ MPa pour des barres d'armature $\varnothing 16$ mm (tableau 4.11 de l'Eurocode 2 [198], voir également figure 3.22) ;

ρ_p est le pourcentage d'acier de précontrainte injectée et disposée à **moins de 300 mm** de l'armature passive dans la zone tendue, et n'ayant en conséquence aucune influence sur la fissuration des porte-à-faux et du centre des dalles supérieure et inférieure.

$$\rho_{s,min} = \frac{0.9 \cdot 0.8 \cdot 2.8}{200} = 1.0 \%$$

(B) **Limitation des contraintes dans l'acier** \rightarrow Article 4.4.1.1 (105) [197]

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_y = 400 \text{ MPa} \quad (7.7)$$

$\sigma_{s,max}$ est calculée sous une combinaison rare d'actions, correspondant à $\sigma_{perm} + \Delta\sigma$.

$$\rho_{min} = \frac{\sigma_{perm} + \Delta\sigma}{\sigma_{s,max}} = \frac{\sigma_{perm} + \Delta\sigma}{400 \text{ MPa}}$$

Tableau 7.2: Armature à mettre en œuvre dans le pont étudié ($L = 50 \text{ m}$, $L/H = 20$) au sens de l'EUROCODE 2 en fonction de la précontrainte choisie β .

(A) valeurs découlant de l'équation (7.6)

(B) valeurs découlant de l'article (7.7)

	$\beta \rightarrow$	0.6	0.8	0.9	1.0
	$\sigma_{perm} \rightarrow$	0 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa
Dalle sup. ($\Delta\sigma = 2.6 \text{ MPa}$)	(A)	1.0 %	1.0 %	1.0 %	1.0 %
	(B)	0.65 %	0.2 %	-	-
Dalle inf. ($\Delta\sigma = 5 \text{ MPa}$)	(A)	1.0 %	1.0 %	1.0 %	1.0 %
	(B)	1.25 %	0.8 %	0.55 %	0.35 %

7.6.4.2 SIA 162 [202]

(A) **Armature minimale** \rightarrow Article 3 33 42 [202]

Note: Exigences accrues: Limiter l'ouverture des fissures ($w_k \leq 0.4 \div 0.5 \text{ mm}$ sous combinaison de charges quasi-permanentes ou fréquentes à long terme)

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_{s,mm}} = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot f_{ctm}}{f_y} \quad (7.8)$$

$f_{ctm} = 2.5 \text{ MPa}$ (Béton B 45/35) ;

$f_y = 460 \text{ MPa}$ pour de l'acier S 500

$$\rho_{min} = \frac{1.1 \cdot 0.85 \cdot 2.5}{460} = 0.5 \%$$

(B) **Limitation des contraintes dans l'acier** \rightarrow Article 3 33 57 [202]

$$\sigma_{s,max} \leq 0.95 \cdot f_y - 100 \text{ MPa} = 337 \text{ MPa} \quad (7.9)$$

$\sigma_{s,max}$ est calculée sous une combinaison rare d'actions, correspondant au cumul des charges permanentes (en tenant compte de la précontrainte) et d'une charge variable de courte durée (Q_{court}). Or, il est utile de rappeler que les convois exceptionnels peuvent à eux seuls fortement solliciter l'ouvrage, et engendrer des sollicitations voisines de celles calculées sous le cumul de charges de trafic et de la température. Dès lors, en optant pour $\Delta\sigma$ correspondant à une **combinaison** d'actions exceptionnelles ($\Sigma Q_{court} \leftrightarrow \Delta\sigma$), nous sommes très légèrement du côté de la sécurité :

$$\sigma_{s,max} = \frac{\sigma_{perm} + \Delta\sigma}{\rho}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sigma_{perm} + \Delta\sigma}{\sigma_{s,max}} = \frac{\sigma_{perm} + \Delta\sigma}{337 \text{ MPa}}$$

Tableau 7.3: Armature à mettre en œuvre dans le pont étudié ($L = 50 \text{ m}$, $L/H = 20$) au sens de la norme SIA 162 en fonction de la précontrainte choisie β .

(A) valeurs découlant de l'équation (7.8)

(B) valeurs découlant de l'article (7.9)

		$\beta \rightarrow$	0.6	0.8	0.9	1.0
		$\sigma_{perm} \rightarrow$	0 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa
Dalle sup. ($\Delta\sigma = 2.6 \text{ MPa}$)	(A)		0.5 %	0.5 %	0.5 %	0.5 %
	(B)		0.8 %	0.25 %	-	-
Dalle inf. ($\Delta\sigma = 5 \text{ MPa}$)	(A)		0.5 %	0.5 %	0.5 %	0.5 %
	(B)		1.5 %	0.95 %	0.65 %	0.4 %

7.6.4.3 Méthode LAURENCET

Pour les ponts en béton précontraint, nous recommandons deux niveaux d'exigences (voir § 3.2.5 et figure 7.1) :

- exigences très élevées $w_{k,res} \leq 0.05 \text{ mm}$;
- exigences élevées $w_{k,res} \leq 0.20 \text{ mm}$.

Il appartient au maître d'ouvrage de choisir et de prescrire le niveau d'exigence à satisfaire en matière d'ouverture résiduelle des fissures (élevée ou très élevée).

Dans le cadre de cet exemple académique, il est implicitement admis que les fissures naissant en section lors de l'exécution, et plus spécialement faisant suite au retrait thermique entravé lors de la prise de certains éléments, sont inférieures à celles résultant de la combinaison défavorable d'actions extérieures ($\Delta\sigma$). Néanmoins, afin de tenir compte d'un certain état d'auto-contrainte et d'éventuelles fissures résultant de la réalisation de l'ouvrage, il a été admis une valeur nulle pour la résistance à la traction du béton.

A l'aide des abaques de dimensionnement présentés dans le § 7.3 (ou des formules simplifiées), et ayant déterminé les contraintes variables $\Delta\sigma$ et les exigences requises en matière d'ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$, il est possible de choisir un couple formé de la valeur du degré de compensation des déformations β et de l'armature minimale ρ . Rappelons que pour les abaques généraux, concernant la limitation des contraintes dans les aciers, il convient de se référer à la droite $\sigma_{s,max} = 400 \text{ MPa}$ qui correspond à $0.8 f_y$ d'un acier S 500. Cette limitation sous sollicitations maximales ($\sigma_{perm} + \Delta\sigma$) est directement introduite dans les courbes des abaques simplifiés. Enfin, en cas d'utilisation de la formule simplifiée

(7.5), il conviendra de s'assurer par un second calcul que la limitation des contraintes dans les aciers est vérifiée par les équations (7.1), (7.2) ou (7.3).

Il en résulte, en fonction de divers degrés de compensation des déformation β ou de contraintes dans le béton à l'état permanent σ_{perm} dus à la précontrainte le tableau suivant :

Tableau 7.4: Pourcentage d'armature à mettre en œuvre dans le pont étudié ($L = 50$ m, $L/H = 20$) afin de satisfaire les exigences vis-à-vis de l'ouverture des fissures en fonction de la précontrainte choisie β , en admettant $\rho \leq 0.4$ %.

		$\beta \rightarrow$	0.6	0.8	0.9	1.0
		$\sigma_{perm} \rightarrow$	0 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa
Dalle sup. ($\Delta\sigma = 2.6$ MPa)	Ⓐ	$w_{k,res} \leq 0.20$ mm	0.8 %	0.4 %	0.4 %	0.4 %
		$w_{k,res} \leq 0.05$ mm	>> 1.0 %	0.4 %	0.4 %	0.4 %
	Ⓑ		0.65 %	0.2 %	-	-
Dalle inf. ($\Delta\sigma = 5$ MPa)	Ⓐ	$w_{k,res} \leq 0.20$ mm	1.3 %	0.4 %	0.4 %	0.4 %
	Ⓑ		1.25 %	0.8 %	0.55 %	0.35 %

7.6.5 Synthèse

Ⓐ En ne considérant que l'armature minimale

Le tableau 7.5 et la figure 7.6 résument les quantités d'**armature minimale** (indépendamment de la limitation des contraintes dans les aciers) à disposer dans les dalles supérieure sur appuis et inférieure à mi-travée de l'ouvrage considéré selon trois approches différentes : l'approche européenne (EUROCODE 2, part. 2), l'approche suisse (SIA 162) et l'approche proposée dans cette thèse (LAURENCET). Il en ressort de nombreux enseignements.

- Notons d'emblée que les quantités d'armature minimale au sens de l'EUROCODE 2 et de la norme SIA 162 sont indépendantes de la sollicitation $\Delta\sigma$. Cela conduit aux mêmes quantités d'armature minimale ρ_{min} à disposer dans les dalles supérieure et inférieure, à savoir 1.0 % pour l'EUROCODE 2 et 0.5 % pour la norme SIA 162.
- Le calcul de l'armature minimale selon l'approche de l'EUROCODE 2 et de la norme SIA 162 ne tient absolument pas compte de l'effet bénéfique résultant de la présence d'un effort normal de compression dû à la précontrainte. Dans les deux cas, le calcul de ρ_{min} résulte de considérations émanant d'essais sur des éléments simplement armés [62] et est calibré de telle sorte à limiter l'ouverture caractéristique des fissures à des valeurs voisines de $0.4 \div 0.5$ mm en cas d'exigences accrues pour la norme SIA 162 et 0.2 mm dans le cas d'éléments précontraints selon l'EUROCODE 2. C'est la raison pour laquelle l'armature minimale à disposer au sens de l'EUROCODE 2 est beaucoup plus importante qu'au sens de la norme SIA 162 :

dans les dalles supérieure et inférieure (indépendamment de $\Delta\sigma$ et de β ou σ_{perm}) :

$$\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{SIA}} = 2$$

- Les exigences accrues de la norme SIA 162 et l'approche que nous proposons conduisent sensiblement aux mêmes quantités d'armature minimale pour de fortes valeurs de β c'est-à-dire de fortes valeurs de σ_{perm} . Par contre, pour de plus faibles quantités de précontraintes ($\beta \leq 0.7 \div 0.75$) il résulte de notre approche des quantités d'armature minimale supérieures à celles requises par la norme SIA 162.

dans la dalle inférieure à mi-travée :

- $\beta > 0.7$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 1.25$;
- $\beta = 0.6$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 0.4$;

dans la dalle supérieure sur appuis, pour $w_{k,res} \leq 0.2$ mm :

- $\beta > 0.7$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 1.25$;
- $\beta = 0.6$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 0.65$;

dans la dalle supérieure sur appuis, pour $w_{k,res} \leq 0.05$ mm :

- $\beta > 0.75$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 1.25$;
- $\beta = 0.67$ $\frac{\rho_{SIA}}{\rho_{Laurentet}} = 0.5$;

- Pour $\beta > 0.65 \div 0.7$, les quantités d'armature à mettre en œuvre selon notre approche sont systématiquement plus faibles que celles résultant de l'approche de l'EUROCODE 2. Pour $\beta < 0.65$ il résulte de notre approche des quantités d'armature supérieures à celles recommandées par l'EUROCODE 2 dans la dalle inférieure à mi-travée. C'est également le cas si il est recherché $w_{k,res} \leq 0.05$ mm dans la dalle supérieure et que $\beta < 0.67$.

dans la dalle inférieure à mi-travée :

- $\beta > 0.7$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurentet}} = 2.5$;
- $\beta = 0.6$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurentet}} = 0.75$;

dans la dalle supérieure sur appuis, pour $w_{k,res} \leq 0.2$ mm :

- $\beta > 0.7$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurentet}} = 2.5$;
- $\beta = 0.6$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurentet}} = 1.25$;

dans la dalle supérieure sur appuis, pour $w_{k,res} \leq 0.05$ mm :

- $\beta > 0.75$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurencet}} = 2.5$;
- $\beta = 0.67$ $\frac{\rho_{EC2}}{\rho_{Laurencet}} = 1.0$;

Tableau 7.5: Armature minimale à mettre en œuvre dans le pont étudié ($L = 50$ m, $L/H = 20$) au sens de l'EUROCODE 2 (partie 2), de la norme SIA 162 (exigences accrues), et selon LAURENCET, en fonction de la précontrainte choisie β .

		$\beta \Rightarrow$	0.6	0.8	0.9	1.0
		$\sigma_{perm} \Rightarrow$	0 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa
Dalle sup. ($\Delta\sigma = 2.6$ MPa) Ⓐ	EUROCODE 2	1.0 %				
	SIA 162	0.5 %				
	LAURENCET	0.8 % (0.20 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	
Dalle inf. ($\Delta\sigma = 5$ MPa) Ⓐ	EUROCODE 2	1.0 %				
	SIA 162	0.5 %				
	LAURENCET	1.3 %	0.4 %	0.4 %	0.4 %	

* Exigences satisfaites en matière d'ouverture résiduelle

Regardons, à l'aide du modèle numérique développé dans le cadre de cette thèse (chapitre 5), à quelles ouvertures résiduelles des fissures correspondent les pourcentages d'armature minimale prescrits par l'EUROCODE 2 :

dans la dalle supérieure : $w_{k,res} \approx 0.15$ mm pour $\beta = 0.6$

$w_{k,res} \ll 0.05$ mm pour $\beta = 1$

dans la dalle inférieure : $w_{k,res} \approx 0.25$ mm pour $\beta = 0.6$

$w_{k,res} \ll 0.05$ mm pour $\beta = 1$

Dès lors, l'objectif qui est, rappelons-le, de satisfaire une ouverture caractéristique des fissures inférieure à 0.2 mm sous charges fréquentes dans les structures précontraintes n'est pas atteint pour de faibles valeurs de β puisque, sous charges permanentes, cette ouverture est déjà approchée ou dépassée. Ajoutons que les quantités d'armature ne sont pas adaptées aux exigences requises en matière d'ouverture des fissures pour de fortes valeurs de β , et pourraient être sensiblement réduites. En ce sens, l'EUROCODE 2 pénalise fortement les structures avec une précontrainte élevée. Nous en concluons que le modèle de calcul proposé dans l'EUROCODE 2 n'est pas adapté au dimensionnement de l'armature minimale dans le tablier d'un pont en béton précontraint dans le sens qu'il ne permet pas une prise en compte intelligente et efficace de l'effet bénéfique résultant de l'effort normal de compression induit par de la précontrainte.

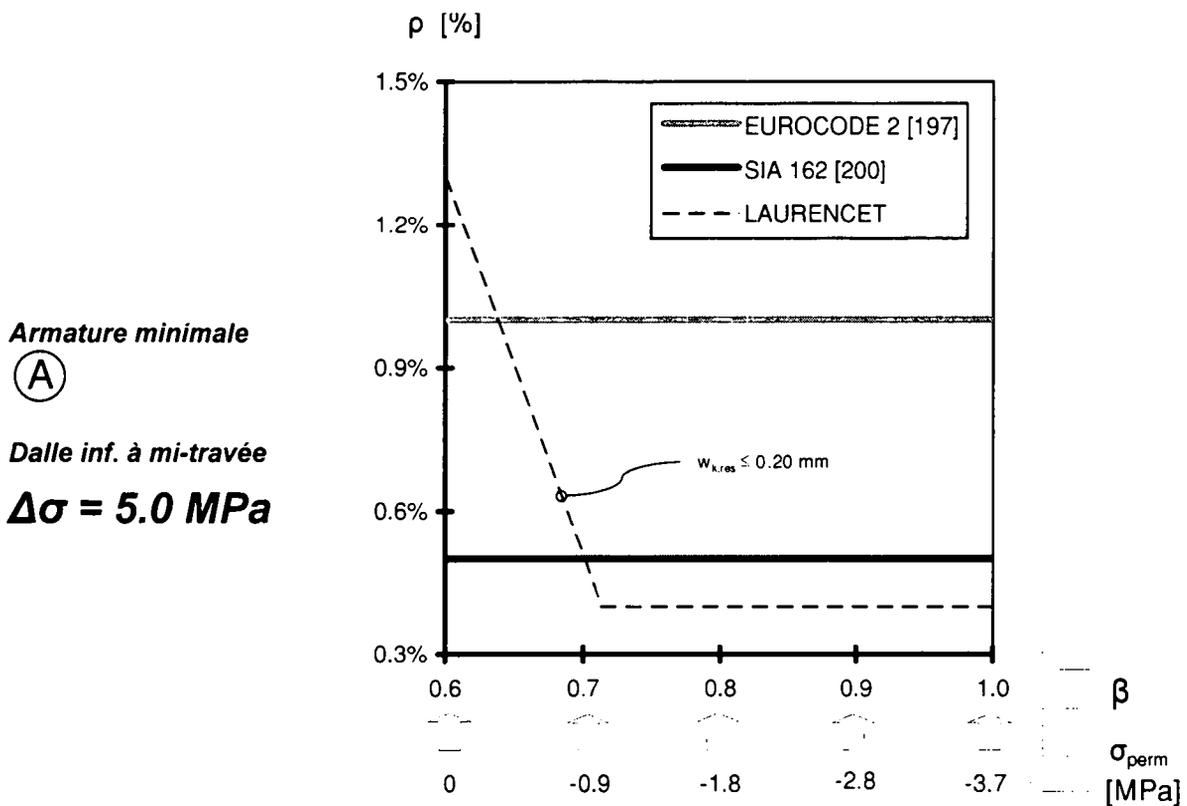
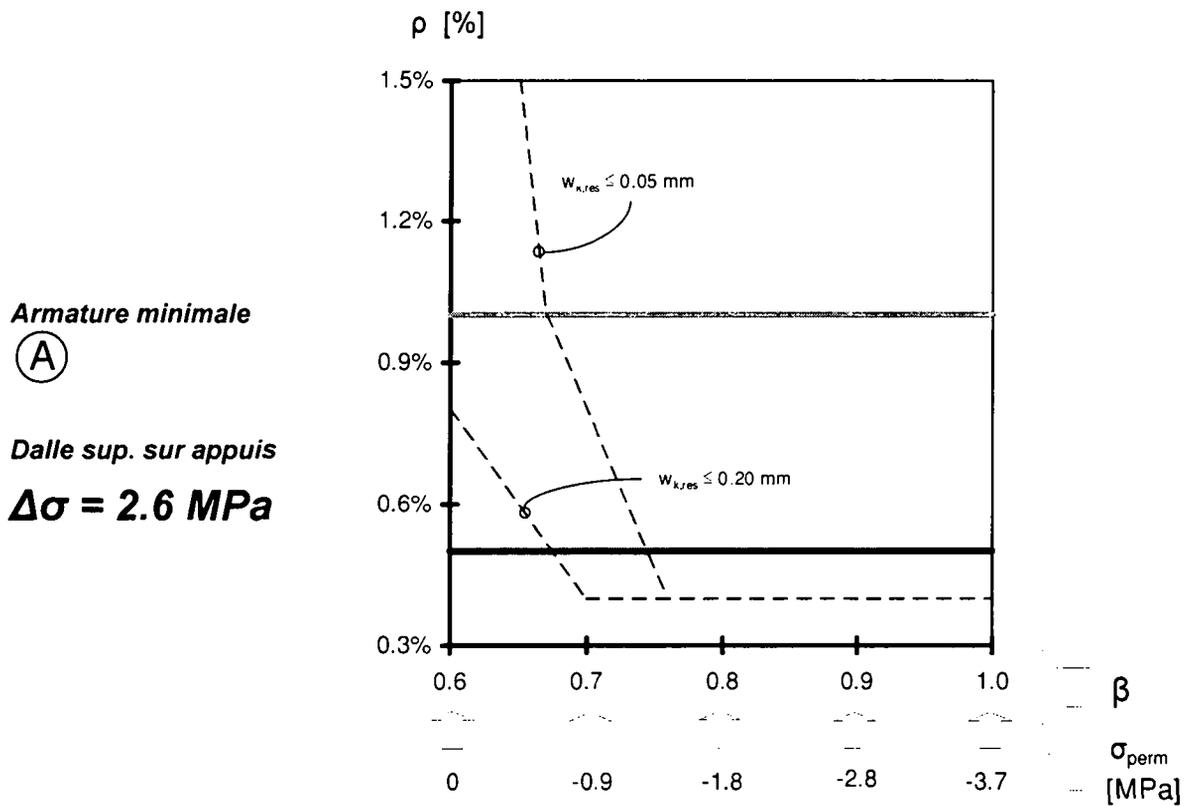


Figure 7.6: Comparaison graphique des trois approches permettant de déterminer l'armature minimale longitudinale dans un tablier de pont en béton précontraint en fonction de β . Cas d'un pont poutre à section en caisson constante avec $L = 50 \text{ m}$ et $L/H = 20$ (précontrainte à tracé parabolique)

Le constat fait pour l'EUROCODE 2 dans le paragraphe précédent s'applique également à la norme SIA 162. Ainsi, il résulte des quantités d'armature minimale prescrites :

dans la dalle supérieure : $w_{k,res} \approx 0.3 \text{ mm}$ pour $\beta = 0.6$

$w_{k,res} < 0.05 \text{ mm}$ pour $\beta = 1$

dans la dalle inférieure : $w_{k,res} \approx 0.4 \text{ mm}$ pour $\beta = 0.6$

$w_{k,res} \approx 0.05 \text{ mm}$ pour $\beta = 1$

L'objectif qui est selon cette norme de garantir une ouverture caractéristique des fissures inférieure à $0.4 \div 0.5 \text{ mm}$ est largement atteint. Cependant, il apparaît que le modèle est également inadapté aux structures précontraintes et que les quantités d'armature minimale pourraient être relâchées lorsque β augmente, à qualité équivalente ($\rightarrow w_{k,res}$ dans une structure fortement précontrainte $\approx w_{k,res}$ dans une structure faiblement précontrainte).

(A) et (B) En considérant l'armature minimale et la limitation de la contrainte dans les aciers

Le tableau 7.6 et la figure 7.7 résument les quantités d'armature dimensionnées sous sollicitations de service compte tenu de la mise en œuvre d'une armature minimale (\rightarrow limitation de w_k) et de la limitation de la contrainte dans les aciers (\rightarrow non-écoulement de l'armature) selon trois approches différentes : l'approche européenne (EUROCODE 2, part. 2), l'approche suisse (SIA 162) et l'approche proposée dans cette thèse (LAURENCET).

Tableau 7.6: Armature à mettre en œuvre dans le pont étudié ($L = 50 \text{ m}$, $L/H = 20$) au sens de l'EUROCODE 2 (partie 2), de la norme SIA 162 (exigences accrues), et selon LAURENCET, en fonction de la précontrainte choisie β .

		$\beta \rightarrow$	0.6	0.8	0.9	1.0
		$\sigma_{perm} \rightarrow$	0 MPa	-1.8 MPa	-2.8 MPa	-3.7 MPa
Dalle sup. ($\Delta\sigma = 2.6 \text{ MPa}$) (A) et (B)	EUROCODE 2	1.0 %				
	SIA 162	0.8	0.5 %			
	LAURENCET	0.8 % (0.20 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	0.4 % (0.05 mm)*	
Dalle inf. ($\Delta\sigma = 5 \text{ MPa}$) (A) et (B)	EUROCODE 2	1.25 %	1.0 %			
	SIA 162	1.5 %	0.95 %	0.65 %	0.5 %	
	LAURENCET	1.3 %	0.8 %	0.55 %	0.4 %	

* Exigences satisfaites en matière d'ouverture résiduelle

Il paraît intéressant de constater que la close visant à limiter la contrainte dans les aciers n'est déterminante au sens de l'EUROCODE 2 qu'en cas d'une relativement faible précontrainte ($\beta \leq 0.7$) pour la dalle inférieure ($\Delta\sigma = 5 \text{ MPa}$), alors que, pour la dalle supérieure, moins

sollicitée ($\Delta\sigma = 2.6$ MPa), elle n'est jamais déterminante pour les cas étudiés dans le cadre de cet exemple ($\beta \geq 0.6$).

Ce n'est par contre plus le cas lorsque l'approche choisie est celle de la norme SIA 162. Compte tenu de ce qui a été dit plus tôt au sujet des sollicitations considérées ($\Delta\sigma = 5$ MPa dans la dalle inférieure à mi-travée et $\Delta\sigma = 2.6$ MPa dans la dalle supérieure sur appuis ; valeurs prudentes, puisque tenant compte de la température, mais pouvant être approchées sous le seul effet d'un convoi exceptionnel comme illustré dans le § 2.2, voir également § 7.2) il apparaît que la limitation de la contrainte dans les aciers est fréquemment déterminante.

Ainsi, concernant les quantités d'armature à disposer au sens des exigences accrues de la norme SIA 162 (voir figure 7.8), remarquons qu'elles résultent :

– sur appuis ($\Delta\sigma = 2.6$ MPa) pour :

$\beta < 0.7$: de la limitation de la contrainte dans les aciers sous sollicitations maximales $\sigma_{s,max}$ selon l'équation (7.9) ;

$\beta > 0.7$: de la mise en œuvre d'une armature minimale selon l'équation (7.8).

– à mi-travée ($\Delta\sigma = 5$ MPa) pour :

$\beta < 0.95$: de la limitation de la contrainte dans les aciers sous sollicitations maximales $\sigma_{s,max}$ selon l'équation (7.9) ;

$\beta > 0.95$: de la mise en œuvre d'une armature minimale selon l'équation (7.8).

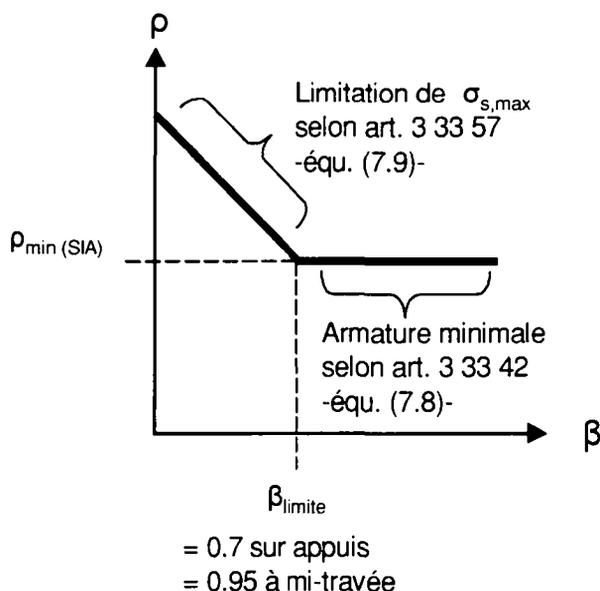


Figure 7.7: Critère déterminant pour le choix de l'armature passive d'aptitude au service à disposer en fonction de β , au sens des exigences accrues de la norme SIA 162 [202]. Cas d'un pont poutre à section en caisson constante avec $L = 50$ m et $L/H = 20$ (précontrainte à tracé parabolique)

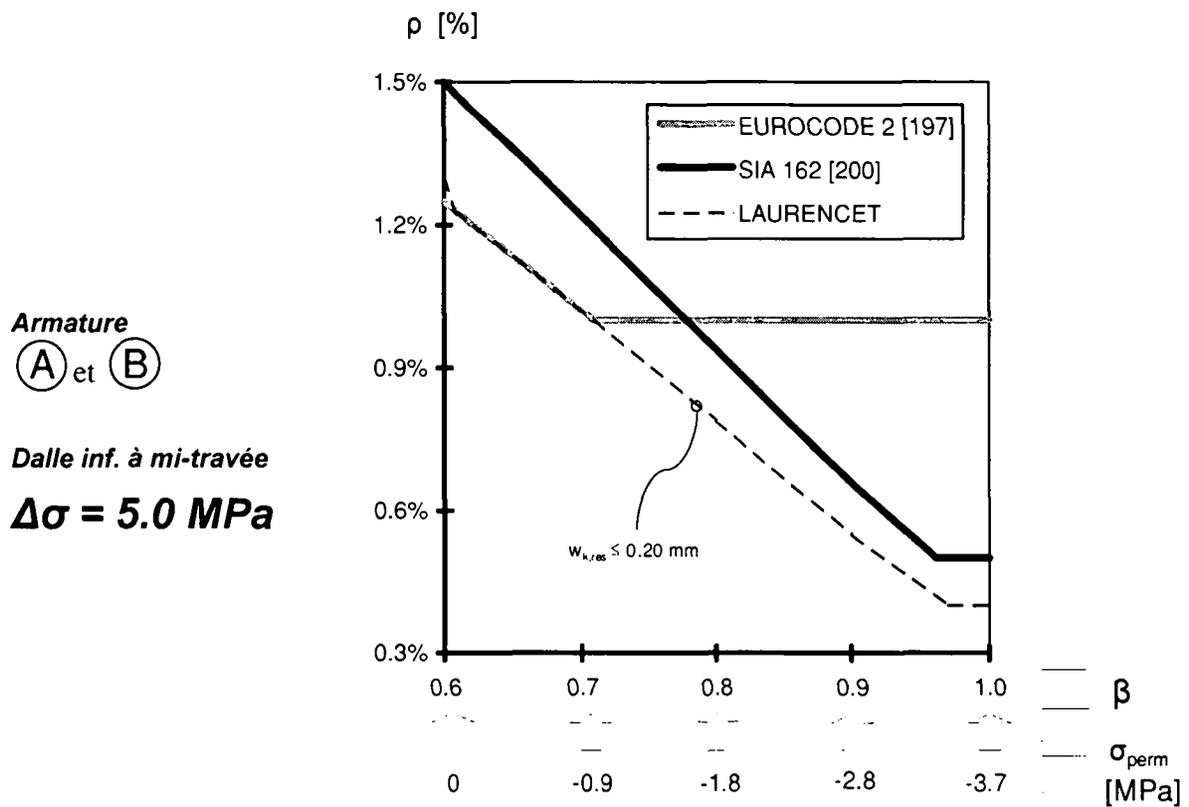
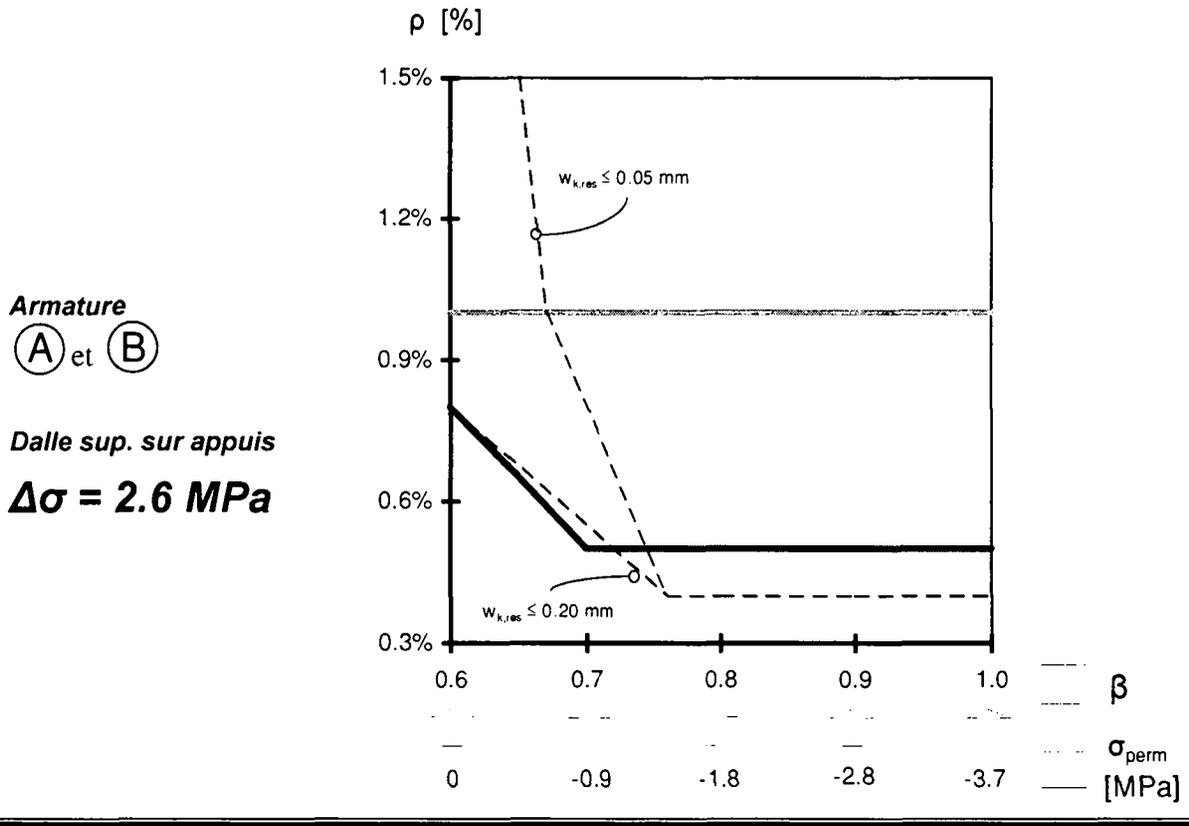


Figure 7.8: Comparaison graphique des trois approches permettant de déterminer l'armature d'aptitude au service longitudinale dans un tablier de pont en béton précontraint en fonction de β . Cas d'un pont poutre à section en caisson constante avec $L = 50 \text{ m}$ et $L/H = 20$ (précontrainte à tracé parabolique)

Compte tenu de son modèle qui ne tient pas compte de l'effet favorable de la précontrainte, la norme SIA 162 (calibrée en principe pour des exigences accrues avec $w_k \leq 0.4 \div 0.5$ mm) conduit par hasard à exiger à peu près les mêmes quantités d'armature passive que celles résultant du modèle LAURENCET tenant dûment compte de l'effet bénéfique de la précontrainte et satisfaisant à des exigences plus élevées ($w_{k,res} \leq 0.05 \div 0.2$ mm).

Ainsi, bien que l'approche de la norme SIA 162 (exigences accrues) soit fondamentalement différente de celle que nous proposons, elle conduit néanmoins à satisfaire aux exigences que nous recommandons dans ce document :

- $w_{k,res} \leq 0.05$ mm dans la dalle supérieure (pour $\beta \geq 0.7$) ;
- $w_{k,res} \leq 0.20$ mm dans la dalle inférieure ;

Ceci principalement en raison de la limitation des contraintes dans les aciers (article 3 33 57 [202]) qui permet la prise en compte d'un effort normal de compression (σ_{perm}).

En conséquence, le recours aux exigences sévères selon la norme SIA 162, comme c'est encore parfois le cas, qui consiste à augmenter l'armature minimale (A) d'environ 30 % par rapport à celle définie par l'équation (7.8) ne semble pas nécessaire pour garantir un comportement satisfaisant de l'ouvrage.

Pour clore ces considérations, rappelons néanmoins que lors du dimensionnement d'un pont en béton, le respect d'un coefficient de sécurité à la ruine global de l'ordre de $\gamma_{global} = 1.7$ impose, sous charges de ruptures (qui sont plus importantes que les actions considérées lors de vérifications d'aptitude au service) une limitation de la contrainte dans les aciers plus sévère que celle prescrite par les équations (7.1), (7.2) et (7.3), de l'ordre de $\sigma_{s,max} \leq f_y/1.7$.

Aussi, dans la majeure partie des cas et pour autant que les redistributions de moments admises pour les calculs de la sécurité structurale (ELU) n'excèdent pas 20 ÷ 25 %, les vérifications de la sécurité structurale prennent le pas sur des raisonnements d'aptitude au service en matière d'armature à mettre en œuvre dès que la limitation des contraintes dans les aciers selon les équations (7.1), (7.2) ou (7.3) devient déterminante dans le contrôle de l'aptitude au service.

Dans la figure 7.9 nous montrons quelle est l'armature qu'il convient de disposer dans le champ des porte-à-faux et des dalles, pour deux sections sur appuis et à mi-travée, pour un degré de compensation des déformations valant $\beta = 0.8$. Enfin, nous montrons dans la figure 7.10 comment disposer l'armature passive dans les sections sur appuis et à mi-travée selon la méthode LAURENCET. Bien que cela n'ait pas été fait pour cet exemple, l'armature passive aux extrémités des porte-à-faux devrait encore être renforcée conformément aux indications de § 7.5 (figure 7.3).

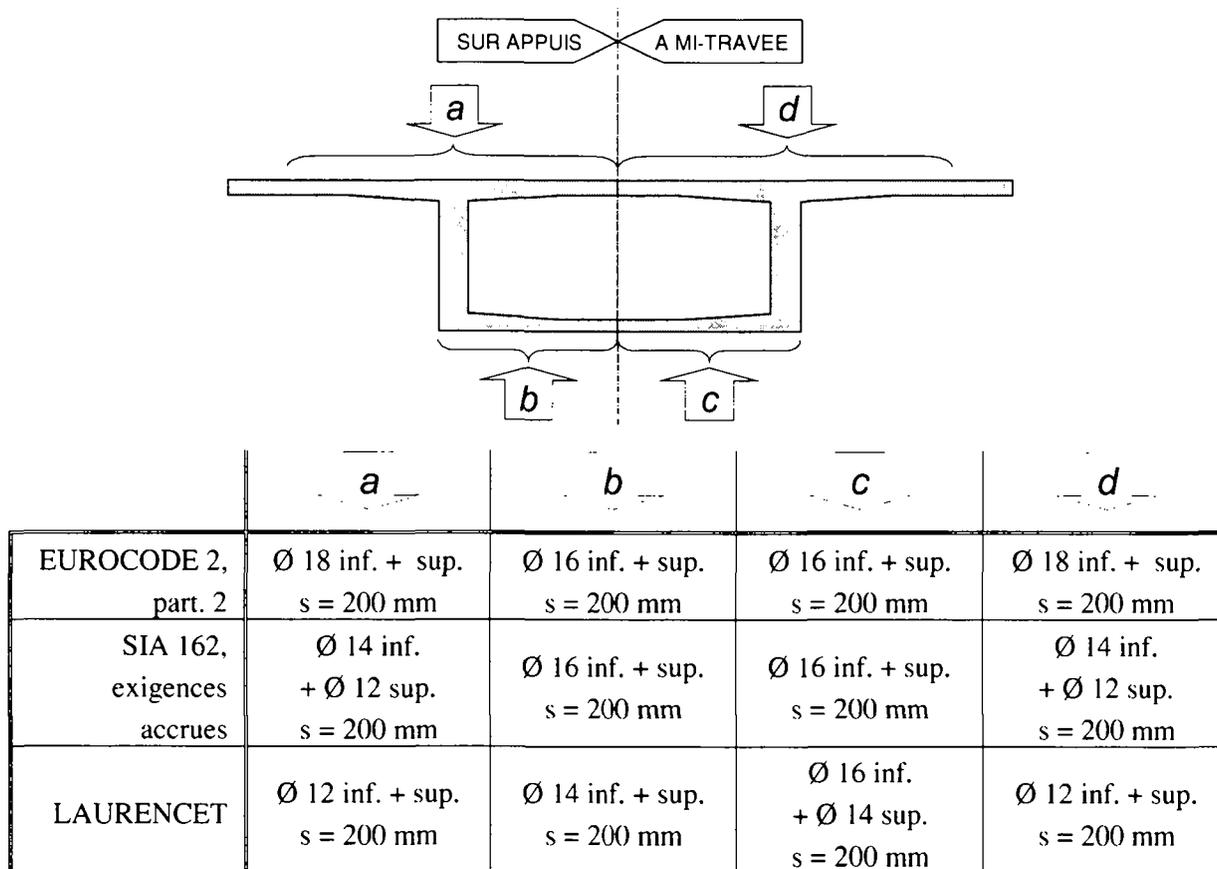


Figure 7.9: Disposition de l'armature minimale longitudinale choisie dans la section du pont pour le degré de compensation des déformations $\beta = 0.8$, au sens de l'EUROCODE 2 [197, 198], de la norme SIA 162 (exigences accrues) [202] et selon LAURENCET.

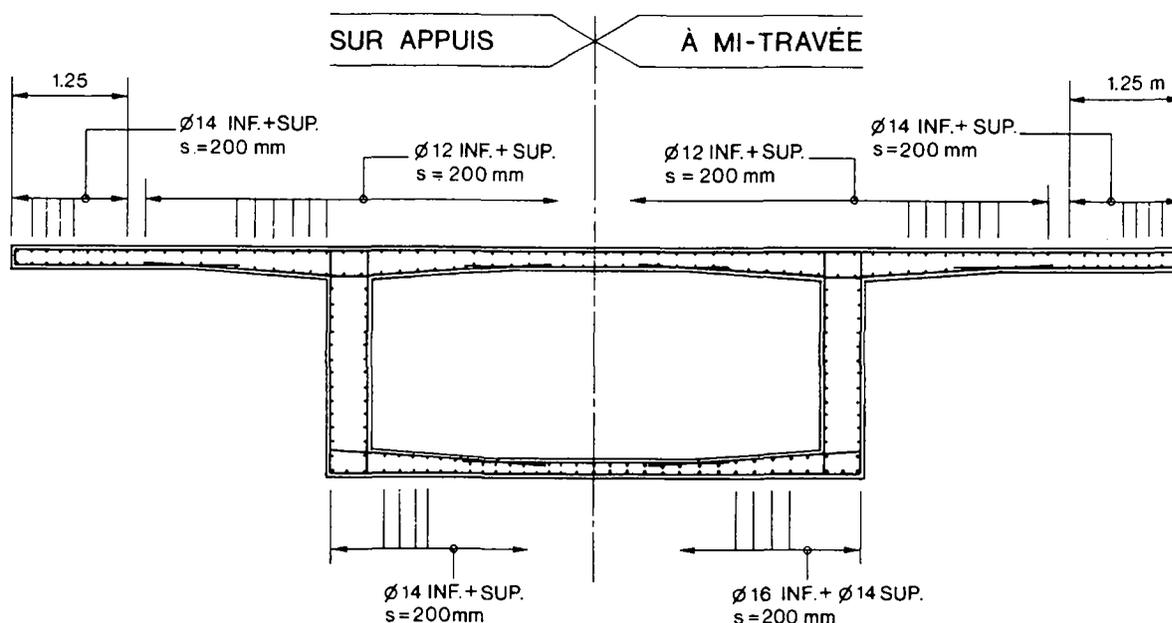


Figure 7.10: Disposition de l'armature minimale longitudinale choisie dans la section du pont selon LAURENCET, pour le degré de compensation des déformations $\beta = 0.8$.

8 Synthèse et conclusions

8.1 Synthèse

Ce paragraphe présente la synthèse des principaux résultats de la présente recherche. Ces derniers apportent une contribution à la conception et vérification d'un pont en béton précontraint en se basant sur des critères d'aptitude au service. Ces résultats s'appliquent aussi bien à un nouveau pont qu'à un pont existant. Les critères pour la conception et la vérification sont basés sur l'état de fissuration à l'état permanent, tout en tenant compte de l'endommagement subi sous les actions variables (trafic et gradient de température). Cet endommagement est d'autant plus grand que la fissuration qui en découle est momentanément élevée et pas suffisamment réversible malgré l'effet de la précontrainte et de l'armature passive.

Ainsi il est indispensable de prévoir une précontrainte et une armature passive dite minimale suffisantes dans tous les cas où il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures traversantes permanentes dans la dalle du tablier d'un pont, fissures préjudiciables à l'étanchéité et donc à la durabilité.

Afin de limiter l'ouverture des fissures telles que présentes à l'état permanent, la valeur des contraintes permanentes σ_{perm} joue évidemment un rôle déterminant. En effet, les fissures susceptibles de s'ouvrir sous l'effet de contraintes variables $\Delta\sigma$, se refermeront d'autant mieux que σ_{perm} est une contrainte de compression élevée. Quant à l'armature minimale longitudinale à mettre en place, elle contribue également à rendre acceptable l'ouverture des fissures traversantes et doit être suffisante pour éviter tous risques d'écoulement sous sollicitations maximales, c'est-à-dire sous le cumul de σ_{perm} et $\Delta\sigma$. Plus il y aura de précontrainte, plus σ_{perm} sera donc élevé et moins il faudra d'armature minimale.

8.1.1 Actions sur une structure porteuse

Puisqu'il s'agit de limiter les fissures traversantes présentes à l'état permanent dans les dalles du tablier d'un pont (par exemple dalles supérieure et inférieure d'une section à caisson), les contraintes σ_{perm} et $\Delta\sigma$ sont calculées à 0.10 m de la fibre extrême d'une section. Ainsi le problème d'une flexion composée peut être ramené à celui de la traction pure. En effet, la résultante des contraintes trapézoïdales de traction dans une dalle de 0.25 à 0.35 m d'épaisseur se situe environ à cette profondeur.

- **Contrainte σ_{perm} dans le béton à l'état permanent**

Pour concevoir et caractériser un ouvrage en béton précontraint nous utilisons le facteur β . Ce facteur β est conventionnellement défini pour chaque travée comme étant le degré de compensation des déformations dû à la précontrainte moyenne P_m (correspondant à la moyenne arithmétique dans le temps entre la précontrainte initiale P'_o , compte tenu des pertes par frottement, et la précontrainte finale P_∞).

La contrainte dans le béton à l'état permanent σ_{perm} est principalement fonction du facteur β . La contrainte de compression σ_{perm} est d'autant plus grande en valeur absolue que β est élevé. La valeur maximale de β correspond à un balancement total ($\beta = 1 \rightarrow$ déformations nulles du pont à l'état permanent). Dans le cas d'un pont poutre continu à section constante et avec une précontrainte à tracé parabolique, σ_{perm} diminue en valeur absolue lorsque β diminue, s'annule pour $\beta \approx 0.6$ et change même de signe pour $\beta < 0.6$, ce qui signifie que l'ouvrage est sollicité par des contraintes de traction à l'état permanent pour de faibles valeurs de β . La valeur de σ_{perm} est extrêmement sensible à toute variation du facteur β de compensation des déformations, donc à tout écart des forces effectives de précontrainte par rapport à celles calculées. Si, par suite d'erreurs et de contrôles insuffisants lors de la mise en tension ou de pertes plus importantes que celles estimées, l'intensité réelle de la précontrainte est par exemple inférieure de 10 % à celle prévue, la contrainte de compression σ_{perm} à l'état permanent est réduite de 0.5 à 1 MPa en valeur absolue pour un pont d'environ 50 m de portée. Il est montré dans le § 2.1 comment calculer la valeur de σ_{perm} , et comment l'approcher de façon simplifiée dans la plupart des cas courants, connaissant le facteur β , la portée du pont L ainsi que son élancement L/H .

- **Différence de contraintes $\Delta\sigma$ résultant des actions variables**

Les actions variables sur les ponts routiers consistent essentiellement en les actions du trafic courant, celles de transports exceptionnels ou celles de gradients de température. Les études théoriques et numériques ainsi que les essais en laboratoire réalisés dans le cadre de ce mandat de recherche ont démontré que ce qui est déterminant pour l'aptitude au service et le comportement à long terme de l'ouvrage (fissuration et déformations), ce sont les **valeurs extrêmes** des actions variables n'intervenant que peu fréquemment à l'état de service. Au contraire, les actions variables de plus faible amplitude intervenant très fréquemment, par exemple quotidiennement, n'ont pratiquement aucune répercussion. De façon simplifiée, on peut affirmer que l'endommagement d'un ouvrage faisant suite au passage d'un convoi exceptionnel extrêmement lourd est supérieur à l'endommagement résultant, par exemple, de 100 passages d'un convoi deux fois moins lourd. Ainsi, l'endommagement à long terme d'un ouvrage en béton dépend essentiellement des quelques pics de sollicitation y étant appliqués. De plus, si ces pics se répètent, ils n'engendreront qu'une faible progression de l'endommagement ou de l'ouverture des fissures ($\approx 0 \div 15$ % d'augmentation de $w_{k,res}$). Dès lors, il s'agit de quantifier l'ordre de grandeur de ces sollicitations extrêmes qui peuvent se

produirent soit durant la réalisation de l'ouvrage (par exemple pont poussé) soit durant son utilisation (trafic, température, convois exceptionnels, etc.).

Il appartient en principe au maître de l'ouvrage de fixer dans un cahier des charges ou dans des directives l'intensité des actions variables à considérer.

Pour ce faire, il tiendra compte du type de route dont fait partie l'ouvrage, ainsi que de la nature et de l'importance du trafic. Les valeurs maximales des contraintes de traction $\Delta\sigma$ qui en résultent sous les combinaisons déterminantes d'actions variables pourront être calculées dans chaque cas, au moyen des indications du § 2.2.1.

En l'absence de valeurs déterminées selon cette procédure, le maître d'ouvrage – ou, par défaut, l'auteur d'un projet de pont – pourra adopter les valeurs forfaitaires suivantes pour ces contraintes $\Delta\sigma$, représentatives de combinaisons vraisemblables d'actions variables déterminantes (voir § 2.2.3.) :

- $\Delta\sigma \approx 2.6$ MPa dans la dalle supérieure, sur appui intermédiaire ;
- $\Delta\sigma \approx 5$ MPa dans la dalle inférieure d'un caisson ou dans la partie inférieure des poutres, à mi-portée.

Ces valeurs tiennent compte des conditions de trafic européen (40 t). Sous les conditions actuelles du trafic suisse le plus sévère (28 t, Goeschenen), les valeurs de $\Delta\sigma$ sont environ de 10 à 20 % inférieures dans le cas des ponts en caisson mais ne diminuent guère pour les ponts à section ouverte.

8.1.2 Exigences concernant l'ouverture résiduelle des fissures $w_{k,res}$ à l'état permanent

Les risques de fissuration faisant suite aux sollicitations en service ainsi que les mesures à prendre pour y faire face dépendent essentiellement de σ_{perm} et de $\Delta\sigma$. L'ouvrage sera fissuré dès que la somme algébrique de σ_{perm} (négative en cas de compression) et de $\Delta\sigma$ est supérieure ou égale à la résistance effective $f_{ct,ef}$ du béton à la traction. Ainsi, sous charges de service, les risques de fissuration sont d'autant plus importants que la contrainte de compression σ_{perm} est faible en valeur absolue (ou surtout s'il s'agit d'une contrainte de traction) et que la sollicitation variable $\Delta\sigma$ est élevée.

Afin que l'ouvrage satisfasse à toutes les exigences spécifiées ou normalement attendues durant son utilisation, il est nécessaire de prendre des mesures appropriées afin de contrôler la fissuration. Le § 3.2 montre de façon générale quels sont les dommages encourus en présence de fissures. Il y apparaît qu'il est extrêmement délicat de se prononcer sur les effets néfastes résultant de la présence de fissures en matière de durabilité. Néanmoins, il semble que la durabilité d'un élément soit corrélée à la capacité qu'a l'eau à le traverser, c'est-à-dire à son étanchéité. Dès lors, il s'agit de savoir si les fissures sont traversantes ou non. Si elles sont traversantes, le débit d'eau les traversant dépendra en premier lieu de leur ouverture, et, en second lieu, de leur nombre ou densité. Ajoutons qu'en fonction de mesures prises (mise en

œuvre d'une étanchéité extérieure durable, fiabilité de cette étanchéité, possibilités de traitement des fissures, ...) il se peut qu'il ne soit pas nécessaire de limiter la densité et/ou l'ouverture des fissures traversantes.

Lorsqu'il s'agit de prendre garde à l'ouverture des fissures, en ce sens que des ouvertures de fissures trop importantes seraient préjudiciables à la bonne tenue dans le temps de l'ouvrage, il s'agit principalement de limiter leur ouverture à l'état permanent. Des fissures occasionnellement plus importantes sous certaines combinaisons d'actions variables en service ($\sigma_{perm} + \Delta\sigma$) ne sont généralement pas ou seulement peu préjudiciables. Ceci toutefois, à la condition de s'assurer que la contrainte dans les aciers demeure inférieure à leur limite d'écoulement f_{yk} sous sollicitations maximales à l'état de service.

Compte tenu des indications du § 3.2.5, nous proposons, à titre indicatif, de graduer de la manière suivante les exigences en matière d'ouverture résiduelle (= à l'état permanent) des fissures dans les ponts en béton précontraint :

- $w_{k,res} \leq 0.20$ mm en cas d'exigences « élevées », ce qui correspond aux exigences normalement requises des structures précontraintes pour des motifs de durabilité et ce qui correspond en général à peu près à l'état-limite de décompression à l'état permanent lors de l'utilisation d'acier d'armature courant (S 500) ;
- $w_{k,res} \leq 0.05$ mm en cas d'exigences « très élevées », recommandées pour la dalle supérieure (de roulement) si une étanchéité et, par conséquent, une durabilité élevées sont recherchées, même en cas d'absence, de défaut ou de dégradation d'un revêtement étanche.

Ces valeurs $w_{k,res}$ des ouvertures de fissures tolérables à l'état permanent constituent des valeurs maximales ou caractéristiques correspondant approximativement à une fois et demie les valeurs moyennes observables.

Il est du ressort du maître d'ouvrage de fixer clairement les exigences en matière de fissuration et en particulier concernant la valeur limite $w_{k,res}$ pour les ouvertures résiduelles des fissures traversantes à l'état permanent.

Si la valeur limite $w_{k,res} \leq 0.20$ mm ne semble guère être controversée (voir Eurocode 2 partie 2 et Code Modèle CEB – FIP 1990), il n'en est pas de même en ce qui concerne une limitation plus sévère pour la dalle supérieure. Pour cette dalle, indépendamment de la présence ou non d'une couche d'étanchéité, nous recommandons de satisfaire aux exigences très élevées ($w_{k,res} \leq 0.05$ mm). Ceci, afin d'éliminer pratiquement toute infiltration d'eau, envisageable à long terme en cas d'altération et de défaillance du revêtement étanche. De cas en cas, si la probabilité d'une telle défaillance est très faible et si ses conséquences néfastes sont limitées et demeurent sous contrôle, il pourra être justifié que le maître d'ouvrage fixe des exigences moins sévères également pour la dalle supérieure.

8.1.3 Choix de la précontrainte et de l'armature minimale

Afin d'assurer un comportement satisfaisant à long terme des ponts routiers en béton précontraint, tenant compte de l'effet des actions variables, nous recommandons les valeurs minimales de β indiquées dans le tableau 8.1. Ces valeurs ont été établies pour des poutres continues à section constante et avec un tracé parabolique des câbles.

Tableau 8.1: Valeurs minimales du degré de compensation des déformations β dû à la précontrainte en fonction de la quantité moyenne d'armature minimale entre les dalles supérieure sur appui et inférieure à mi-portée, nécessaire pour satisfaire à des exigences très élevées d'aptitude au service pour la dalle supérieure de roulement avec $w_{k,res} \leq 0.05$ mm et à des exigences élevées pour la dalle inférieure du tablier avec $w_{k,res} \leq 0.20$ mm.

Portée (L)	Selon choix de l'armature minimale (ρ)			
	1 %	0.8 %	0.6 %	0.4 %
90 m	$\beta \geq 0.65$	0.70	0.75	0.80
60 m	$\beta \geq 0.70$	0.75	0.80	0.90
45 m	$\beta \geq 0.75$	0.80	0.90	~ 1
30 m	$\beta \geq 0.80$	0.90	~ 1	(> 1)

Les indications données dans ce tableau montrent que les valeurs nécessaires de β sont d'autant plus grandes que les portées sont courtes. Les faibles portées nécessitent une précontrainte relativement élevée ($0.8 \leq \beta \leq 1$). L'armature minimale nécessaire pour satisfaire aux exigences en matière de fissuration est fortement dépendante du choix de β , c'est-à-dire de la quantité de précontrainte.

Plus la contrainte de compression à l'état permanent σ_{perm} est grande en valeur absolue (ce qui correspond à des valeurs élevées de β), moins l'ouverture résiduelle des fissures et, par conséquent, la qualité et la durabilité de l'ouvrage sont dépendantes de la quantité d'armature passive disposée. Afin de pouvoir satisfaire aux performances requises en matière de fissuration avec une armature minimale raisonnable ($\rho_{min} \leq 1$ %), la valeur de β ne devrait en aucun cas être inférieure à 0.65 ou 0.70 afin d'assurer une étanchéité satisfaisante de la dalle supérieure ($w_{k,res} \leq 0.05$ mm), pour des ponts de portées moyennes à élevées ($L \geq 50$ m).

Une augmentation de ces valeurs minimales de β d'environ 20 à 30 % permet de réduire considérablement, jusqu'à un facteur deux environ, l'armature minimale nécessaire. Si l'on choisit en effet des valeurs élevées de β comprises entre 0.8 et 1.0 selon les portées d'un pont, il s'ensuit que de faibles quantités d'armature minimale, jusqu'à $\rho_{min} = 0.4$ %, sont suffisantes pour satisfaire aux exigences très élevées en matière de fissuration de la dalle supérieure ($w_{k,res} \leq 0.05$ mm). Pour des ouvrages de portées courantes ($L \leq 40$ m), une précontrainte importante ($0.8 \leq \beta \leq 1$) est vivement recommandée quelle que soit l'armature minimale disposée.

Il appartient à l'ingénieur chargé de la conception et de l'étude du pont de choisir une quantité judicieuse de précontrainte ou, autrement dit, de choisir la valeur β du degré de compensation des déformations.

Compte-tenu de ce qui précède, il sera en général préférable de choisir des valeurs suffisamment élevées pour la précontrainte ($0.8 \leq \beta \leq 1.0$) dans le but de :

- réduire l'ouverture résiduelle des fissures à l'état permanent, afin d'assurer l'étanchéité et la durabilité de l'ouvrage ;
- limiter à des valeurs économiquement acceptables les quantités d'armature passive à disposer en plus de la précontrainte.

L'armature minimale nécessaire en fonction du facteur β adopté pour la précontrainte pourra être calculée précisément selon la procédure du § 7.4 et grâce aux abaques qui s'y trouvent. Cette armature devra être répartie dans les sections en respectant les indications de la figure 8.1 ainsi que celles beaucoup plus détaillées données au § 7.5.

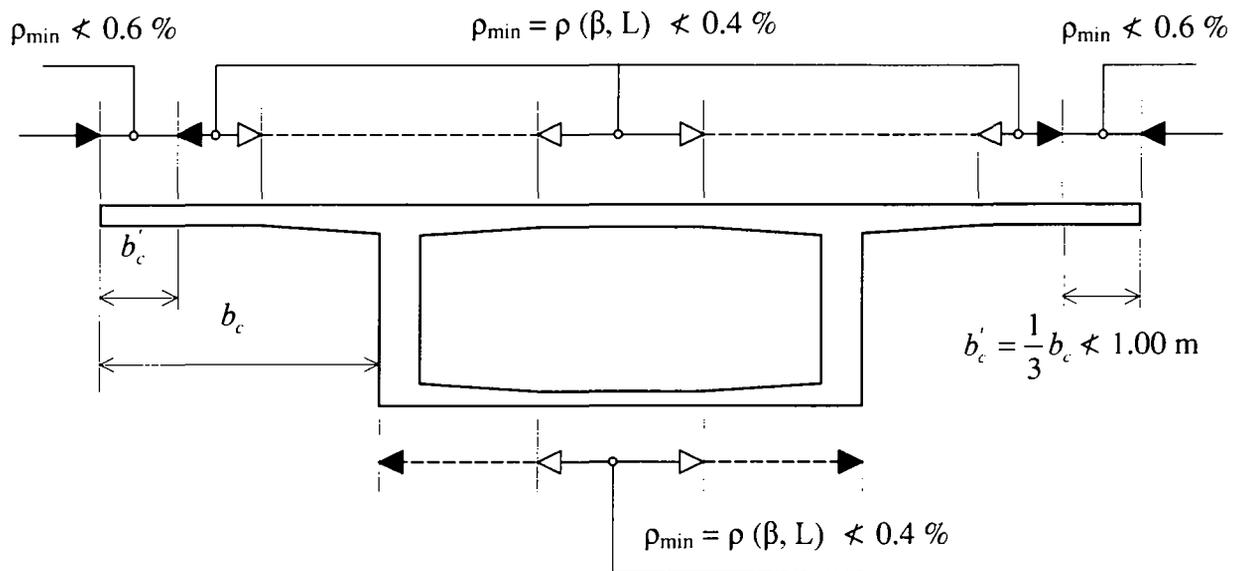


Figure 8.1: Valeurs minimales recommandées de l'armature passive ρ à disposer dans les dalles d'un tablier de pont en béton précontraint. Les pourcentages minimaux $\rho_{\min} = \rho(\beta, L)$ dans les différentes zones sont ceux indiqués dans le tableau 8.1 ou résultent de calculs plus détaillés, selon le § 7.4. Pour les zones de dalle plus épaisses, l'armature sera maintenue constante (voir figure 7.4). Pour la répartition longitudinale de l'armature, voir figure 7.3.

Les résultats et les indications résumés ci-dessus ne s'appliquent en principe qu'aux ponts en béton précontraint ayant fait l'objet des études présentées dans cette thèse. Rappelons qu'il s'agit de ponts à section transversale en caisson ou à section ouverte, dont le système statique est une poutre continue de hauteur constante et d'élancement $L/H = 20$, quel que soit le nombre de travées supérieur ou égal à trois, et dont le système de précontrainte a un tracé parabolique. Ces résultats ne peuvent donc pas être utilisés sans certaines modifications pour

d'autres types d'ouvrage et de précontrainte (par exemple ponts poussés ou ponts en encorbellement).

Pour les cas plus généraux, ce rapport fournit toutefois également des indications pratiques, en particulier des abaques, pour le dimensionnement ou la vérification détaillée, section par section, de ponts en béton, à effectuer lors des études d'exécution (voir § 7.3). On y trouvera des abaques pour le choix de la précontrainte (σ_{perm}) et de l'armature minimale ρ_{min} correspondant aux niveaux requis de sollicitations variables $\Delta\sigma$ et de limitation des ouvertures résiduelles de fissures $w_{k,res}$. Ces indications pratiques pour une vérification détaillée permettent de traiter n'importe quel ouvrage en béton, pour autant que les contraintes de traction apparaissant dans le béton durant l'exécution n'excèdent pas celles dues aux sollicitations variables $\Delta\sigma$ dans l'ouvrage en service. Ces indications permettent également de traiter les ouvrages en béton armé sans précontrainte ainsi que la dalle de roulement des ponts mixtes.

Rappelons une fois encore l'un des résultats majeurs de cette étude : Le choix d'une précontrainte élevée ($\beta \geq 0.8$ ou contrainte de compression à l'état permanent $\sigma_{perm} \geq 2.5$ à 3.0 MPa en valeur absolue) permet de réduire sensiblement les taux d'armature minimale requis selon les normes actuelles, en particulier l'Eurocode 2. De façon simplifiée, en regard des exigences des normes actuelles en matière de qualité, exprimées en terme d'ouverture des fissures, il apparaît clairement qu'une augmentation des quantités de précontrainte dans un ouvrage conduit :

- à qualité égale ($w_{k,res}$ égale) \rightarrow diminution de ρ ;
- à ρ égal \rightarrow augmentation de la qualité (diminution de $w_{k,res}$)

Concernant l'Eurocode 2, les résultats de notre recherche indiquent clairement :

- que le modèle qu'il utilise est inadapté à la mise en œuvre d'une armature minimale économique dans des ponts fortement précontraints. Les prescriptions de l'Eurocode 2 conduisent à des taux d'armature qui, en première approximation, sont 2 fois plus importants que nécessaire dans les ponts fortement précontraints ($\beta \geq 0.9$).
- que l'état de décompression sous charges quasi-permanentes ne permet pas de garantir $w_{k,res} \approx 0$, au contraire de ce que laisse entendre le tableau 4.118 de la partie 2 de l'Eurocode 2.

Aussi, sommes-nous d'avis que l'Eurocode 2 (et plus particulièrement sa partie 2), malgré une tentative de prise en compte de l'armature de précontrainte, est fondamentalement inadaptée aux structures précontraintes et que le modèle proposé doit absolument et rapidement faire l'objet de réflexions de fond et de modifications.

Bien que son modèle soit fondé sur des considérations de béton armé seul, l'approche de la norme SIA 162, en cas d'exigences accrues vis-à-vis de la fissuration, conduit à des quantités d'armature d'aptitude au service (principalement compte tenu de la limitation de la contrainte dans les aciers) proches de celles découlant de la méthode que nous proposons. En effet, il

correspond aux exigences accrues de la norme SIA des valeurs (calculées selon notre modèle) de l'ouverture résiduelle des fissures faibles, de l'ordre de 0.05 mm pour la dalle supérieure d'un pont sur appuis, et de l'ordre de 0.2 mm pour la dalle inférieure à mi-travée. Dès lors, le recours aux exigences sévères selon cette norme (majoration d'environ 30 % de l'armature minimale selon les exigences accrues) ne semble pas nécessaire.

8.2 Extension de l'étude

L'impact de la fissuration sur la bonne tenue d'un ouvrage dans le temps, malgré le grand nombre d'études réalisées sur le sujet à ce jour, doit être mieux cerné. Il s'agit entre autre de savoir quand il est réellement nécessaire de limiter la fissuration. De plus, dans les règlements actuels, la fissuration n'est envisagée que sous l'angle des ouvertures des fissures. On ne se préoccupe que rarement de savoir quelle est la densité de fissuration (c'est-à-dire le nombre de fissures) et quels seraient les moyens de la réduire. Il serait utile d'introduire la notion d'**indice de fissuration**. Cet indice grouperait les paramètres de fissuration suivants : Nature des fissures (traversantes ou pas), ouverture probable des fissures et densité de fissuration, affublés de coefficients de pondération permettant, en fonction de la nature du problème, d'accorder plus de poids à l'un ou l'autre des paramètres de fissuration. De la sorte, les exigences requises en matière de fissuration ne seraient plus rattachées à la seule ouverture des fissures, mais à l'indice de fissuration. Nous avons montré dans le cadre de cette recherche qu'il est possible de réduire les quantités d'armature à mettre en œuvre si l'on prend pour mesure de précontraindre un élément. De la même manière, il devrait être possible de prendre en compte par une réduction de l'armature minimale d'autres mesures réduisant les risques de fissuration (mesures prises lors de l'exécution, choix des matériaux, réalisation de joints, ...).

Dans le cadre de notre étude, nous ne nous sommes pas intéressés au comportement transversal d'un tablier de pont. Les fissures qui en découlent sont généralement non-traversantes, mais fortement préjudiciables à l'armature longitudinale, qui leur est parallèle (la réciproque est également vraie). Au sens des règlements actuels il n'existe rien d'efficace qui permette de garantir une aptitude au service satisfaisante dans le sens transversal, du fait que l'armature minimale flexionnelle $\rho_{min,flex}$ est beaucoup plus faible que l'armature de rupture à mettre en œuvre transversalement. Néanmoins, de façon générale, l'expérience a montré qu'une précontrainte dimensionnée de telle sorte qu'elle annule sous charges permanentes la rotation du nœud liant la dalle supérieure à l'âme du caisson ($\beta_{trans.} = 1 \rightarrow \alpha_g + \alpha_p = 0$) permet de garantir un bon comportement de l'ouvrage.

Nous avons abordé de façon succincte l'influence d'effets géométriques (largeur de participation) et mécaniques (retraits différentiels, fluage différentiel) qui peuvent affecter

substantiellement l'état de contraintes en section d'un pont à l'état permanent (σ_{perm}). Il conviendrait cependant de mieux cerner ces phénomènes que nous n'avons pu qu'effleurer dans le cadre de ce travail (§ 2.1.2.2). Cette constatation s'applique également au schéma réel de fissuration d'un tablier de pont. Dans le § 3.7 nous avons montré l'importance d'effets géométriques sur le schéma de fissuration d'un élément. Ces effets régissent de façon trop importante la fissuration de bien des ouvrages pour qu'ils puissent être ignorés, et doivent impérativement faire l'objet d'études approfondies. Problème corollaire, il s'agit de savoir si le modèle du tirant, tel qu'utilisé dans le cadre de cette étude, est réellement le plus à même de reproduire de façon fidèle l'état de fissuration d'un élément d'ouvrage. Nous sommes d'avis que, dans le cas spécifique d'un tablier de pont, la réponse est affirmative lors de l'étude d'éléments éloignés des âmes (extrémités de porte-à-faux, centres des dalles). Ce n'est certainement plus le cas pour les âmes et les éléments horizontaux au voisinage de ces dernières.

L'objectif de ce projet était de déterminer les réductions possibles en matière d'armature minimale dans les ponts en béton précontraint. En ce sens, le contenu de ce rapport est orienté sur les ponts en béton précontraint. Il va au demeurant sans dire que les résultats de la présente étude, en particulier les abaques généraux présentés dans le chapitre 7, sont sans autre applicables aux cas de structures dont les sollicitations se rapprochent de celles s'exerçant sur un tirant.

Néanmoins, il est des cas où la mise en œuvre d'une précontrainte ne constitue pas la mesure la plus appropriées lorsqu'il s'agit de lutter contre les effets néfastes résultant de la fissuration. A cet égard, est-il judicieux de prévoir une précontrainte longitudinale dans un ouvrage enterré ou immergé du type tranchée, tunnel ou conduite afin d'y limiter les ouvertures des fissures ? La réponse à cette question n'est pas aisée. Néanmoins, outre le fait que la mise en œuvre d'une précontrainte longitudinale dans un ouvrage enterré nécessite la réalisation d'étapes rapprochées et de mises en tension successives pour qu'elle soit réellement efficace, les principaux risques de fissuration de tels ouvrages ne résultent pas de charges de service, mais sont inhérents à leur réalisation, en particulier au retrait thermique entravé de parties d'éléments. Or, la précontrainte n'étant généralement appliquée qu'ultérieurement, elle ne peut empêcher l'apparition de telles fissures. De nombreuses mesures (composition du béton, refroidissement dans la masse, etc, voir § 2.1.2.2) permettent de réduire les risques de fissuration résultant de la réalisation en étapes d'un élément. En outre, au cas où l'apparition de fissures ne peut être totalement évitée, des moyens modernes et performants permettent le traitement des fissures, de telle sorte que la structure retrouve son étanchéité, voir dans certains cas son monolithisme (voir § 3.2.3.4). En conclusion, nous sommes d'avis que le recours à la précontrainte n'est de loin pas la solution la plus rationnelle et efficace lorsqu'il s'agit de garantir la durabilité et l'aptitude au service de structures immergées ou enterrées.

Références bibliographiques

- [1] **ACKER P.**, *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique*, Rapport de recherche LPC n°152, 1, 1-121, Paris, **1988**.
- [2] **ACKER P.**, *Les retraits du béton*, Service d'études techniques des routes et autoroutes, Ponts mixtes - recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles, 71-84, Paris, **1995**.
- [3] **ADROUCHE K.**, *Contribution à l'étude de l'endommagement de la liaison acier-béton sous chargement cyclique de faible fréquence*, Thèse de doctorat - INSA, Toulouse, **1987**.
- [4] **AKUTAGAWA S.**, *Effects of loading history on fracture properties of concrete*, ACI Materials Journal, 88-M22, 170-180, Detroit, **1991**.
- [5] **AL-SULAIMANI G. J., KALEEMULAH M., BASUNDUL I. A., RASHEEDUZZAFAR.**, *Influence of corrosion on bond behavior and strength of reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, 87-M1, 220-231, Detroit, **1990**.
- [6] **ALDEA C.-M., SHAH S. P., KARR A.**, *Permeability of cracked concrete*, Materials and Structures, RILEM Publications, Paris, **2000** (à paraître).
- [7] **ALMUSALLAM A. A., AL-GAHTANI A. S., RAUF AZIZ A., RASHEEDUZZAFAR.**, *Effects of reinforcement corrosion on bond strength*, Construction and building materials, vol. 10 n°2, 123-129, London, **1996**.
- [8] **ARLIGUIE G., FRANÇOIS R., OLLIVIER J.-P.**, *Prédiction de la pénétration des chlorures dans les structures en béton armé*, Revue Française du Génie Civil, vol. 1 n°3, 483-502, Paris, **1997**.
- [9] **ARYA C., OFORI-DARKO F. K.**, *Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete*, Cement and Concrete Research, 26, 345-353, USA, **1996**.
- [10] **BAILEY S.**, *Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing bridges*, Thèse de doctorat - EPFL, 1467, Lausanne, **1996**.
- [11] **BALAGURU P., SHAH S. P.**, *A method of prediction crack widths and deflections for fatigue loading*, Fatigue of concrete structures symposium, ed. Surendra P. Shah, 153-175, **1982**.
- [12] **BALAGURU P.**, *Prediction of the effect of fatigue loading on the serviceability of reinforced and prestressed concrete members*, International Symposium on Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, 521-535, **1991**.
- [13] **BALÁZS G. L.**, *Bond model with non-linear bond-slip law*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 9, 157-180, Milan, **1979**.
- [14] **BALÁZS G. L.**, *Bond behaviour under repeated loads*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 8, 395-430, Milan, **1986**.
- [15] **BALÁZS G. L.**, *bond softening under reversed load cycles*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 11, 503-524, Milan, **1989**.

- [16] **BALÁZS G. L.**, *Fatigue of bond*, ACI Materials Journal, 99-M64, 620-629, Detroit, **1991**.
- [17] **BALÁZS G. L., KOCH R.**, *Influence of load history on bond behaviour*, CEB, International Conference, 7.1-7.10, Riga, Léthonie, **1992**.
- [18] **BALÁZS G. L.**, *Cracking analysis based on slip and bond stresses*, ACI Materials Journal, 90-M1, 340-348, Detroit, **1993**.
- [19] **BALÁZS G. L., KOCH R.**, *Bond behaviour under random cyclic loading*, Otto-Graf-Journal, vol. 5, 52-67, Allemagne, **1994**.
- [20] **BALÁZS G. L., KOCH R., HARRE W.**, *Verbund von Stahl in Beton unter Betriebsbedingungen - Teilprojekt Verbund*, Forschungskolloquium, 167 - 176, Stuttgart, **1994**.
- [21] **BARON J., SAUTEREY R.**, *Le béton hydraulique: connaissance et pratique*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 560 pages, Paris, **1982**.
- [22] **BARTON F. W., BABER T. T., YEN W.-H., MC KEEL W. T.**, *Dynamic field test of a flexible simple span bridge*, Canadian Society for Civil Engineering, Developments in short and medium span bridge engineering '90, 521-530, Charlottesville, **1990**.
- [23] **BASSETTI A., BAILEY S.**, *Dépouillement et analyse des mesures du trafic routier*, Rapport EPFL-ICOM, Lausanne, **1997**.
- [24] **BAZANT Z., OH B.**, *Deformation of progressively cracking reinforced concrete beams*, ACI Journal, 268-278, Detroit, **1984**.
- [25] **BEEBY A. W.**, *An investigation of cracking in slabs spanning one way*, technical report, cement and concrete association, 433, London, **1970**.
- [26] **BEEBY A. W.**, *An investigation of cracking on the side faces of beams*, Technical report, cement and concrete association, 42.466, London, **1971**.
- [27] **BEEBY A. W.**, *The prediction of crack widths in hardened concrete*, The structural engineer, 57A, 9 - 17, London, **1979**.
- [28] **BEZ R.**, *Modélisation des charges dues au trafic routier*, Thèse de doctorat n°793, EPFL-ICOM, Lausanne, **1989**.
- [29] **BRAAM C. R.**, *Control of crack width in deep reinforced concrete beams*, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, **1990**.
- [30] **BRAUER N., SCHIESSL P.**, *Durchlässigkeit von überdrückten Tennrissen im Beton bei Beaufschlagung mit wassergefährdenden Flüssigkeiten*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 457, Berlin, **1996**.
- [31] **BRÜHWILER E., ROELFSTRA P.E.**, *Tensile softening properties and structural response of a concrete member*, Elsevier applied science publishers, Cardiff, **1989**.
- [32] **BRÜHWILER E., ESKOLA L., HAJDIN R., KUNZ P., REBER J. J.**, *Ermüdung von Betonbauten*, Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein, SIA Dokumentation, D1033, Zürich, **1996**.
- [33] **BRÜHWILER E.**, *Maintenance des ouvrages*, Cours EPFL, Lausanne, **1998**.

- [34] **BRÜHWILER E.**, *Short course on engineering applications of fracture mechanics of concrete structures*, Publication EPFL-MCS, Lausanne, **1998**.
- [35] **BRÜHWILER E., MIVELAZ P.**, *From corrosion to durability of new concrete structures*, IABSE Symposium Structures for the future - the search for quality, Rio de Janeiro, **1999**.
- [36] **BRULS A., CALGARO J.-A., MATHIEU H., PRAT M.**, *ENV 1991 Part. 3: The main models of traffic loads on road bridges-Background studies*, IABSE Colloquium, 74, 215-227, Delft, **1996**.
- [37] **CALGARO J.-A.**, *La maintenance des ouvrages en béton*, CAST: Centre d'Appuis Scientifique et Technologique (EPFL), Lausanne, **1997**.
- [38] **CALGARO J.-A., LACROIX R.**, *Maintenance et réparation des ponts*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 666 pages, Paris, **1997**.
- [39] **CHARIF H.**, *Réduction des déformations des structures en béton grâce à l'utilisation de bétons à hautes performances*, thèse de doctorat n°844, EPFL - IBAP, 220, Lausanne, **1990**.
- [40] **CHARIF H., MIVELAZ P.**, *Synthèse sur la problématique et la conception des tranchées couvertes et autres ouvrages enterrés en béton*, rapport d'étude pour l'OFROU 497.003.1 - 1, ESM - Sarrasin Ingénieurs SA, Saint-Sulpice, **1998**.
- [41] **CHARIF H., MIVELAZ P.**, *Maîtrise de la fissuration des tranchées couvertes et autres ouvrages enterrés en béton*, rapport d'étude pour l'OFROU 497.003 2- 1, ESM - Sarrasin Ingénieurs SA, Saint-Sulpice, **1999** (à paraître).
- [42] **CIAMPI V., ELIGEHAUSEN R., BERTERO V., POPOV E.**, *Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations*, IABSE report 34, 34, 53-66, Delft, **1981**.
- [43] **CORNELISSEN H. A. W., REINHARDT H. W.**, *Fatigue of plain concrete in uniaxial tension and in alternating tension-compression loading*, IABSE Report, 37, 273-282, Zürich, **1982**.
- [44] **CORNELISSEN H. A. W.**, *Fatigue failure of concrete in tension*, Heron, University of Technology, 29, Delft, **1984**.
- [45] **CORNELISSEN H. A. W., REINHARDT H. W.**, *Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading*, Magazine of Concrete Research, 36, 216-226, **1984**.
- [46] **COSTAZ J.-L., TRINH J.-L.**, *Fissuration et durabilité du béton: Durabilité du béton partiellement précontraint*, Revue Française du Génie Civil, 2, 202-213, Paris, **1998**.
- [47] **COWELL A. D., BERTERO V., POPOV E.**, *An investigation of local bond slip under variation of specimen parameters*, Earthquake engineering research center, report n° UCB/EERC 82/23, Berkeley, **1982**.
- [48] **COWIE J., GLASSER F. P.**, *The reaction between cement and natural waters containing dissolved carbon dioxide*, Advanced in cement research 4 (1991/1992), n°15, 119 - 134, **1992**.
- [49] **CUR**, *Scheurvorming door krimp en temperatuurwisseling in wanden - Cracking due to shrinkage and temperatures variation in wall (in dutch)*, CUR Report, 85, Amsterdam, **1978**.

- [50] **DARWIN D., MANNING D. G., HOGNESTAD E., BEEBY A. W., RICE P. F., GHORWAL A. Q.**, *Debate: Crack width, cover and corrosion*, Concrete International, 20 - 35, Detroit, **1985**.
- [51] **DUDA H., KÖNIG G.**, *Rheological model for the stress-crack-width relation of concrete under monotonic and cyclic tension*, ECF 8 Fracture behavior and design of materials and structures, 585-594, **1992**.
- [52] **DUVAL R.**, *Durabilité des bétons*, Collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, **1992**.
- [53] **EDVARSEN C.**, *Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Tennrissen in Beton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 455, Berlin, **1996**.
- [54] **EDWARDS A. D., YANNOPOULOS P. J.**, *Local bond-stress-slip relationships under repeated loading*, Magazine of concrete research, vol.30 n°103, 62-72, London **1978**.
- [55] **EDWARDS A. D., YANNOPOULOS P. J.**, *Local bond-stress-slip relationships under repeated loading*, Magazine of Concrete Research, vol. 30 n°103, London, **1978**.
- [56] **ELBADRY M.**, *Serviceability of reinforced concrete structures*, University of Calgary (Alberta), Departement of Civil Engineering, Calgary, **1988**.
- [57] **ELIGEHAUSEN R., POPOV P., BERTERO V.**, *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, UCB/EERC, 83/23, Berkeley, **1983**.
- [58] **ELIGEHAUSEN R., KAZIC M., SIPPEL T.**, *Creep and fatigue analysis of reinforced concrete structures*, CEB, International Conference, 7.49-7.58, Riga, Léthonie, **1992**.
- [59] **FARRA B.**, *Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration*, thèse de doctorat n°1359, EPFL - IBAP, Lausanne, **1995**.
- [60] **FAVRE R., BURDET O., CHARIF H., HASSAN M., MARKEY I.**, *Enseignements tirés d'essais de charge et d'observations à long terme pour l'évaluation des ponts en béton et le choix de la précontrainte*, Mandat de recherche n° 83/90 de l'Office fédéral des routes, Rapport VSS n°514, Zurich, **1995**.
- [61] **FAVRE R., ANDREY D., SUTER R.**, *Maintenance des ouvrages d'art - Méthodologie de surveillance*, Mandat de recherche de l'OFR 32/82, Berne, **1987**.
- [62] **FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O., CHARIF H.**, *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil de l'EPFL, vol. 8, 586 pages, Lausanne, nouvelle édition, **1997**.
- [63] **FAVRE R., LAURENCET P.**, *L'autoroute du Rhône à Sierre: Viaduc Ile Falcon, le point de vue de l'expert*, Ingénieurs et architectes suisses, 22, 372 - 377, Lausanne, **1998**.
- [64] **FAVRE R., LAURENCET P.**, *Poussage cadencé d'un grand pont à géométrie variable: Viaduc Ile Falcon*, Publication n°146, EPFL-IBAP, Lausanne, **1998**.
- [65] **FEHLING E., KÖNIG G.**, *Crack width control in prestressed concrete*, Darmstadt Concrete, 2, 49-63, Darmstadt, **1987**.

- [66] **FEHLING E., KÖNIG G.**, *Crack width control in prestressed concrete*, Darmstadt Concrete, vol 2, 49-62, Darmstadt, **1987**.
- [67] **FEHLING E.**, *Bond behavior under cyclic loading and its influence on damping of RC members*, Darmstadt Concrete, 4, 43-54, Darmstadt, **1989**.
- [68] **FILIPPOU F. C.**, *A simple model for reinforced bar anchorages under cyclic actions*, ASCE-Journal of Structural Engineering, 112, 1639-1659, New York, **1986**.
- [69] **FRANÇOIS R., ARLIGUIE G., MASO J.-C.**, *Durabilité du béton armé soumis à l'action des chlorures*, Cahiers de l'Association Française pour la Construction, n°310, Paris, **1994**.
- [70] **FRANÇOIS R., DUBOSC A., YSSORCHE-CUBAYNES M.-P.**, *Incidences sur le dimensionnement des ouvrages en béton armé des nouvelles avancées en matière de durabilité*, Annales du bâtiment et des travaux publics, n°3, 5-12, Paris, **1998**.
- [71] **FROLI M., HARIGA N., NATI G., ORLANDINI M.**, *Longitudinal thermal behaviour of a concrete box girder bridge*, Structural engineering international, vol 6-4, 237-242, Zürich, **1996**.
- [72] **GAMBAROVA P., PAOLO ROSTASI G., ZASSO B.**, *Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration*, Materials and Structures, vol. 22 n°131, 347-356, RILEM Publications, Paris, **1989**.
- [73] **GAMBAROVA P., ROSATI G., SUFI G.**, *Aderenza armatura-calcestruzzo e fessurazione longitudinale per barre di piccolo diametro*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, vol. 14, 1-27, Milan, **1993**.
- [74] **GAMBAROVA P., IORI I., VALLINI G.**, *Correlazione tra curvatura media e curvatura locale di elementi monodimensionali in conglomerato armato*, Commissione di Studio per le Opere in C.A. e C.A.P., Rome, **1998**.
- [75] **GHALI A., FAVRE R.**, *Concrete structures - stresses and deformations*, E & FN SPON, Second Edition, London, **1994**.
- [76] **GIURIANI E.**, *Experimental investigation on bond-slip law of deformed bars in concrete*, IABSE Colloquium, 121-142, Delft, **1981**.
- [77] **GIURIANI E.**, *On the effective axial stiffness of a bar in cracked concrete*, Bond in Concrete : proceedings of the international conference 12-14 june 1982 /ed. Peter Bartos, 107-126, Milan, **1982**.
- [78] **GIURIANI E., MIGLIACCI A., RIVA P.**, *Experimental investigation on the local bond-slip law in structural lightweight concrete*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 6, 203-230, Milan, **1982**.
- [79] **GIURIANI E., ROSATI G.**, *Comportamento di elementi tesi di calcestruzzo in fase fessurata*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 8, 65-82, Milan, **1986**.
- [80] **GOMEZ M., BAILEY S.**, *Etude de l'effet de la normalisation européenne sur le dimensionnement des ponts-routes en Suisse*, Mandat de recherche n°87/94 de l'Office fédéral des routes, Rapport VSS n°533, Berne, **1998**.
- [81] **GOTO Y.**, *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*, ACI Journal, 68-M26, 244-251, Detroit, **1971**.

- [82] **GRAF W. H., ALTINAKAR M. S.**, *Hydrodynamique: Une introduction*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil de l'EPFL, vol. 14, 481 pages, Lausanne, nouvelle édition, **1995**.
- [83] **HASSAN M.**, *Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation du comportement des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte*, Thèse de doctorat n°1296, EPFL-IBAP, Lausanne, **1994**.
- [84] **HAWKINS M.**, *Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings. Bond in concrete*, P. Bartos (ed.), Applied Science Publishers Ltd., 151 - 161, London, **1982**.
- [85] **HAWKINS N. M., SHAW SURENDRA P.**, *American concrete institute considerations for fatigue*, IABSE Report, 37, pp 41-50, Zürich, **1982**.
- [86] **HELD A.**, *Influence de la précontrainte sur le comportement en service des ponts en béton*, Travail pratique de diplôme, EPFL- IBAP, Lausanne, **1998**.
- [87] **HILLERBORG A., MODEER M., PETERSSON P.**, *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and Concrete Research, vol. 6 n°6, 773-781, Lund, Suède, **1976**.
- [88] **HILLERBORG A.**, *Analysis of a single crack*, Fracture mechanics of concrete edited by F.H.Wittmann, Elsevier science Publishers B.V., 223-249, Amsterdam, **1983**.
- [89] **HOLMBERG A., LINDGREN S.**, *Crack spacing and crack widths due to normal force or bending moment*, National swedish building research, Document D2, Stockholm, **1970**.
- [90] **HORDIJK D. A., REINHARDT H. W.**, *A constitutive model for crack cyclic behaviour of plain concrete*, Fracture behaviour and design materials and structures, 2, Delft, **1990**.
- [91] **HORDIJK D. A.**, *Local approach to fatigue of concrete*, Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft, **1991**.
- [92] **HORDIJK D. A.**, *Local approach to fatigue of concrete*, Technische Universiteit Delft, Thesis, ed. W. D. Meinema, Delft, **1991**.
- [93] **HORDIJK D. A.**, *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*, Heron, Sterin Lab. Delft University of Technology, 37/1, Delft, **1992**.
- [94] **HUANG Z., ENGSTRÖM B., MAGNUSSON J.**, *Experimental and analytical studies of the bond behaviour of deformed bars in high strength concrete*, 4th International Symposium on Utilisation of High-strength/High-performance concrete, 1115 - 1124, Paris, **1996**.
- [95] **JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Flèche des structures en béton armé*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, n°406, 66 pages, Paris, **1982**.
- [96] **JACCOUD J.-P.**, *Gradients de température dans les ponts - Résumé des connaissances actuelles et indications pour le dimensionnement*, Ingénieurs et architectes suisses, 23, Lausanne, **1982**.
- [97] **JACCOUD J.-P., CHARIF H., FARRA B.**, *Cracking behaviour of HSC Structures and practical consequences for design*, Publication IBAP n°139, Lausanne, **1993**.

- [98] **JACCOUD J.-P., FARRA B., LECLERCQ A.**, *Improvement of existing codes for their application to crack control of HSC/HPC structures*, 4th International Symposium on Utilisation of High-strength/High-performance concrete, Paris, **1996**.
- [99] **JACCOUD J.-P.**, *Téchnologie du béton: Bases pour la spécification et la formulation du béton en fonction des performances*, Cours de Matériaux 2, EPFL-IBAP, Lausanne, **1998**.
- [100] **KARIHALOO B.**, *Fracture mechanics & structural concrete*, Concrete Design and Construction, Longman scientific & technical, Sydney, **1995**.
- [101] **KÄSER M., MENN C.**, *Dauerhaftigkeit von Stahlbeton tragwerken – Auswirkung der Rissbildung*, Bericht IBK-ETH Zürich, n°160, Birkhäuser Verlag, Basel, **1988**.
- [102] **KELLER T.**, *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken – Transportmechanismen und Auswirkung von Rissen*, Bericht IBK-ETH Zürich, n°184, Birkhäuser Verlag, Basel, **1991**.
- [103] **KOCH R., BALÁZS G. L.**, *Influence of preloading on bond strength and related slip*, CEB, International Conference, 7.11-7.20, Riga, Léthonie, **1992**.
- [104] **KOCH R., BALÁZS G. L.**, *Slip increase under cyclic and long term loads*, Otto-Graf-Journal, vol. 4, 160-191, Allemagne, **1993**.
- [105] **KÖNIG G., FEHLING E.**, *Zur Rissbreitenbeschränkung bei voll oder beschränkt vorgespannten Betonbrücken*, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 84 n°7, 161-166, Berlin, **1989**.
- [106] **KÖNIG G., NGUYEN T.**, *Method to solve bond differential-equation system in prestressed concrete*, Journal of Engineering Mechanics, vol. 119 n°7, 2194-2206, **1993**.
- [107] **KÖNIG G., BERGNER H.**, *Hochfester Beton - Teil 2: Bemessung und Konstruktion*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 438, Berlin, , **1994**.
- [108] **KRISHNA MOHAN RAO S. V., WALTER H. D.**, *Control of flexural crack width in cracked prestressed concrete members*, ACI Structural Journal, 89-2, 127138, Detroit, **1992**.
- [109] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint sous l'effet d'actions cycliques - Rapport des essais*, Publication n°145, EPFL-IBAP, Lausanne, **1997**.
- [110] **LAURENCET P.**, *Serviceability behaviour of RC & PC road bridges under cyclic actions - Residual crack (part II)*, Progress Report of CEB Working Group 2/4, XIII FIP Congress and Exhibition, II 1-13, Amsterdam, **1998**.
- [111] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Residual crack widths of RC & PC structures under cyclic actions*, Proceedings of the 2nd Int. Ph.D. Symposium in Civil Engineering, 78 - 85, Budapest, **1998**.
- [112] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint : modélisation, validation & interprétation*, Materials and Structures, vol. 32 n°217, RILEM Publications, Paris, **1999**.

- [113] **LAURENCET P., ROTILIO J.-D., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Influence des actions variables sur l'état permanent des ponts en béton précontraint*, Mandat de recherche n°88/94, Rapport VSS, 171 pages, Berne, **1999** (à paraître).
- [114] **LAURENCET P., JACCOUD J.-P.**, *Design of minimum reinforcement to control cracking in prestressed concrete bridges*, FIB Symposium 1999 : Structural Concrete – The Bridge between People, Proceedings, paper n°49, Prague, **1999** (à paraître).
- [115] **LEA F. M., WATKINS C. M.**, *The durability of reinforced and concrete in sea water*, Research Paper n°30, National Building Studies, Department of Scientific and Industrial Research, Her Majesty's Stationery Office, London, , **1960**.
- [116] **LEONHARDT F.**, *Risschäden an Betonbrücken - Ursachen und Abhilfe*, Beton- und Stahlbetonbau, 2, 36 - 44, Berlin, **1979**.
- [117] **LEONHARDT F.**, *Cracks and crack control at concrete structures*, IABSE Periodica, proceedings P-109/87, 25-44, Allemagne, **1987**.
- [118] **LÉVY M., BILLANGEON R., ACKER P., MOREAU D., POITEVIN P., JENSEN P., NGUYEN V. L.**, *Le tunnel sous la manche, voussoirs et revêtements*, Cahiers de l'Association Française pour la Construction, n° 295, Paris, **1992**.
- [119] **LOHMEYER G.**, *Weisse Wannen-einfach und sicher*, Beton Velag, 2ème édition, Düsseldorf, **1991**.
- [120] **LORRAIN M., ADROUCHE K.**, *Contribution à l'étude de l'endommagement de la liaison acier-béton sous chargement cycliques lents*, Annales de L'I.T.B.T.P, n°466, 54-64, Toulouse, **1988**.
- [121] **LOVEGROVE J. M., DIN S. E.**, *Deflection and cracking of reinforced concrete under repeated loading and fatigue*, ACI SP-75: Fatigue of Concrete Structures (ed. Shah), 133-150, Detroit, **1982**.
- [122] **LUTZ A. L., GERGELY P.**, *Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete*, ACI Materials Journal, 64, 711-721, Detroit, **1967**.
- [123] **LUTZ A. L., SHARMA N. K., GERGELY P.**, *Increase in crack width in reinforced concrete beams under sustained loading*, ACI Journal, 538-546, Detroit, **1967**.
- [124] **MARKEY I.**, *Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaires*, Thèse de doctorat n°1194, EPFL-IBAP, Lausanne, **1994**.
- [125] **MARTI P., SIGRIST V., ALVAREZ M.**, *Mindestbewehrung von Betonbau*, Mandat de recherche n°82/95 de l'Office fédéral des routes, Rapport VSS n°529, Zurich, **1997**.
- [126] **MARTI P., ALVAREZ M., KAUFMANN W., SIGRIST V.**, *Tension chord model for structural concrete*, Structural Engineering International, 8-4, 287-298, Zürich, **1998**.
- [127] **MARTIN H., SCHIESSL P.**, *Zeitschwingfestigkeit von geschweissten Betonstahlmatten*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, 12, 733-738, Germany, **1981**.
- [128] **MARTIN H., SCHIESSL P.**, *Zeitschwingfestigkeit von geschweissten Betonstahlmatten, Teil 2*, Betonwerk und Fertigteil-Technik, 1, 33-38, Germany, **1982**.

- [129] **MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G.**, *Continuum damage theory - application to concrete*, Journal of Engineering Mechanics, 115 n°2, 345-365, Cachan, Paris, **1989**.
- [130] **MAZARS J., PIJAUDIER-CABOT G., SAOURIDIS C.**, *Size effect and continuous damage in cementitious materials*, International Journal of Fracture, vol. 51 n°2, 159-173, Dordrecht, Pays-Bas, **1991**.
- [131] **MEYER G.**, *Limitation of crack widths*, Beton-verlag, Altenau, Allemagne, **1989**.
- [132] **MIRZA M. S., HOUDE J.**, *Study of bond stress-slip relationship in reinforced concrete*, ACI Journal, 76-M2, 19-46, Detroit, **1979**.
- [133] **MIVELAZ P.**, *Etanchéité des structures en béton armé - Fuites au travers d'un élément fissuré*, Thèse de doctorat n°1539, EPFL-IBAP, Lausanne, **1996**.
- [134] **MIVELAZ P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Experimental study of air and water flow through cracked reinforced concrete tension members*, 4th International Symposium on Utilization of High-strength / High-performance Concrete, Paris, **1996**.
- [135] **MORITA S., KAKU T.**, *Local bond stress-slip relationship under repeated loading*, IABSE Symposium, Lisbon. Resistance and ultimate Deformability of Structures acted on by well defined repeated Loads, 221-226, Lisbonne, **1973**.
- [136] **MORO M., OGAWA J.**, *Bond behaviour of anchored deformed bar under high-stressed reversal loading*, CEB, International Conference, 7.39-7.48, Riga, Léthonie, **1992**.
- [137] **NAAMAN A. E., FOUNAS M.**, *Partially prestressed beams under random-amplitude fatigue loading*, Journal of structural engineering, vol. 117 n°12, 3742-3761, USA, **1991**.
- [138] **NAAMAN A. E.**, *Fatigue in partially prestressed concrete beams: Summary of ten years of research*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, Editor A.A. Balkema, 2, 1513-1521, Rotterdam, **1992**.
- [139] **NEVILLE A.**, *Chloride attack of reinforced concrete : an overview*, Materials and Structures, 28, 63-70, RILEM Publications, Paris, **1995**.
- [140] **NEVILLE A.**, *Properties of concrete*, Adison Wesley Longman Limited, 4th edition, London, **1995**.
- [141] **NILSSON L.-O.**, *Interaction between microclimate and concrete - a prerequisite for deterioration*, Construction and building materials, vol. 10 n° 5, 301 - 308, London, , **1996**.
- [142] **ONET T., MAGUREANU C.**, *The influence of long-term loading upon the behaviour of partially prestressed concrete elements subjected to repeated loads*, II International Scientific Conference, Poznan, Poland, **1994**.
- [143] **PARK Y. J.**, *Fatigue of concrete under random loadings*, Journal of Structural Engineering, 116, 3228-3235, **1990**.
- [144] **PEEKER E., BAILEY S., BEZ R.**, *Dépouillement et analyse des mesures du trafic routier*, Rapport EPFL-ICOM, Lausanne, **1995**.

- [145] **PLAINES P., TASSIOS T., VINTZELEOU E.**, *Bond relaxation and bond-slip creep under monotonic and cyclic actions*, Proceedings of the international conference, Paisley 14 to 16 June 1982, Paisley, **1982**.
- [146] **PLIZZARI G., SCHUMM C., GIURIANI E.**, *The effect of residual tensile strength of cracked concrete on the local bond-slip law after splitting*, Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, 9, 129-155, Milan, **1987**.
- [147] **PLIZZARI G., CANGIANO S., ALLERUZZO S.**, *The fatigue behaviour of cracked concrete*, Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, vol 20 n°8, 1195-1206, Angleterre, **1997**.
- [148] **POCHANART S., HARMON T.**, *Bond-slip model for generalized excitations including fatigue*, ACI Materials Journal, 86-M42, 465-476, Detroit, **1989**.
- [149] **POPOV E.**, *Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading*, ACI Journal, 81, 340-349, Detroit, **1985**.
- [150] **PRIESTLEY M. J. N.**, *Design of concrete bridges for temperature gradients*, ACI Journal, vol 75 n°5, 209-217, Nouvelle-Zélande, **1978**.
- [151] **RADHAKRISHNAN R., PRASAD B. V., KRISHNA G.**, *Fatigue resistance of partially prestressed concrete beams*, Fatigue and Fracture in Steel and Concrete Structures, ISFF'91 (Int. Symposium of Fatigue and Fracture) Proceedings, ed. A.A. Balkema, 1, 507-519, Rotterdam, **1992**.
- [152] **RAUPACH M.**, *Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete - Part I*, Materials and Structures, 29, 174-184, RILEM Publications, Paris, **1996**.
- [153] **RAUPACH M.**, *Investigations on the influence of oxygen on corrosion of steel in concrete - Part II*, Materials and Structures, 29, 226-232, RILEM Publications, Paris, **1996**.
- [154] **REHM G., ELIGEHAUSEN R.**, *Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads*, ACI Journal, 76-15, 297-310, Detroit, **1979**.
- [155] **REINHARDT H. W.**, *Interpretation of the post-peak cyclic behavior of concrete in tension*, Darmstadt Concrete, 2, 157-163, Darmstadt, **1987**.
- [156] **ROELFSTRA P. E., WITTMANN F. H.**, *A numerical model to link strain softening with fracture in concrete*, Fracture toughness and fracture energy of concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier science Publishers B.V., 163-175, Amsterdam, **1986**.
- [157] **ROSSIER S.**, *Analyse non-linéaire des structures en béton à parois minces*, thèse de doctorat, EPFL - IBAP, Lausanne, **1999** (en préparation).
- [158] **ROSTASY F. S., HENNING W.**, *Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundamenten*, Beton- und Stahlbetonbau, 84, 208-214, Berlin, **1989**.
- [159] **ROTILIO J.-D., CHARIF H., FAVRE R.**, *Irreversible deformations of post-tensioned structures under cyclic loads*, Proceedings of the 1st International Ph.D Symposium, 1-6, Budapest, **1996**.
- [160] **ROTILIO J.-D., CHARIF H., FAVRE R.**, *Comportement irréversible des structures en béton précontraint sous actions cycliques de faible fréquence*, Publication n°144, EPFL - IBAP, Lausanne, **1997**.

- [161] **ROTILIO J.-D.**, *Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton*, Thèse de doctorat n°1870, EPFL-IBAP, Lausanne, **1998**.
- [162] **SCHIESSL P.**, *Zeit und Dauerschwingfestigkeit von geschweissten Bewehrungsgittern*, IABSE Report, 37, 255-264, Zürich, **1982**.
- [163] **SCHIESSL P.**, *Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 370, Berlin, Allemagne, **1986**.
- [164] **SCHIESSL P., REUTER C.**, *Durchlässigkeit von gerrissenem Beton gegenüber Flüssigkeiten und Gasen. Sachstandbericht teil 2*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 416, Berlin, **1991**.
- [165] **SCHIESSL P., RAUPACH M.**, *Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete*, ACI Materials Journal, 94-M1, 56-62, Detroit, **1997**.
- [166] **SHAH S. P., CHUNG L.**, *Effect of cyclic loading rate on response of model beam-column joints and anchorage bond*, Proceedings of the US National conference on earthquake engineering, 1, 1.529-1.541, San Francisco, **1986**.
- [167] **SHAH S. P.**, *Wither fracture mechanics for concrete*, Elsevier applied science publishers, 1-4, Cardiff, **1989**.
- [168] **SOMALAYAJI S., SHAH S. P.**, *Bond stress versus slip relationship and cracking response of tension members*, ACI Journal, 78-M20, 217-225, Detroit, **1981**.
- [169] **TASSIOS T., YANNOPOULOS P. J.**, *Fundamental computer studies on axially loaded and flexural members under cyclic loading*, AICAP-CEB Symp. Structural Concrete under seismic actions, Rome, **1979**.
- [170] **TASSIOS T., YANNOPOULOS P. J.**, *Analytical studies on reinforced concrete members under cyclic loading based on bond stress-slip relationships*, ACI Journal, 78, 206-216, Detroit, **1981**.
- [171] **TASSIOS T., KORONEOS E.**, *Local bond-slip relationships by means of the Moiré method*, ACI Journal, 81, 27-M34, Detroit, **1984**.
- [172] **TUUTI K.**, *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute Ed., Stockholm, **1982**.
- [173] **VIWATHANATEPA. S.**, *Effects of generalized loading on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks*, Earthquake engineering research center, report n° UCB/EERC 79/22, **1979**.
- [174] **WALRAVEN J.**, *Temperature stresses in concrete bridges*, 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, 591-600, Darmstadt, **1992**.
- [175] **WITTMANN F. H.**, *Matériaux de construction II*, Cours EPFL-DMX (Laboratoire des Matériaux de construction), Lausanne, **1984**.
- [176] **WITTMANN F. H., ROELFSTRA P. E., MIHASHI H., HUANG Y., ZHANG X., NOMURA N.**, *Influence of age loading, water-cement ratio and rate of loading on fracture energy of concrete*, Materials and Structures, 20, 103-110, RILEM Publications, Paris, **1987**.

- [177] **YANKELEVSKY D. Z., REINHARDT H. W.**, *Focal points model for uniaxial cyclic behaviour of concrete*, IABSE Colloquium, 99-106, Delft, **1987**.
- [178] **YANNOPOULOS P. J.**, *Fatigue, bond and cracking characteristics of R. C. tension members*, Ph. D. thesis, Imp. College, London, **1976**.

Normes, règlements et recommandations

- [179] **ACI**, *Building code requirements for reinforced concrete*, ACI Committee 318, ACI 318-89, Detroit, **1989**.
- [180] **ACI**, *State-of-the-art report on bond under cyclic loads*, ACI Committee 408, ACI 408.2R-92, Detroit, **1992**.
- [181] **ACI**, *Effects of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete*, ACI Committee 207, ACI 207.2R-95, Detroit, **1995**.
- [182] **CEB**, *Einfluss von Dauerlast und Ermüdungsbeanspruchung auf das Rissverhalten von Stahlbetonbauteilen unter überwiegender Biegebeanspruchung*, Bulletin d'information n°89, Lausanne, **1973**.
- [183] **CEB**, *CEB State-of-the-art report : Structures en béton sous actions sismiques*, Bulletin d'information n°131, Lausanne, **1979**.
- [184] **CEB**, *Bond action and bond behaviour of reinforcement*, Bulletin d'information n°151, Paris, **1982**.
- [185] **CEB**, *Response of R.C. critical regions under large amplitude reversed actions*, Bulletin d'information n°161, Lausanne, **1983**.
- [186] **CEB**, *Cracking and deformations*, Bulletin d'information n°158-E, Lausanne, **1985**.
- [187] **CEB**, *Fatigue of concrete structures*, CEB Bulletin d'information n°188, Lausanne, **1988**.
- [188] **CEB**, *behavior and analysis of Structures under alternate actions inducing inelastic response*, Bulletin d'information n°210, Lausanne, **1991**.
- [189] **CEB**, *CEB Design guide : Durable concrete structures*, Bulletin d'information n°183, Thomas Telford, London, **1992**.
- [190] **CEB**, *CEB Design guide : CEB-FIP Model code 1990*, Bulletin d'information n°213-214, Thomas Telford, London, **1993**.
- [191] **CEB**, *High performance concrete - Recommended extensions to the Model code 90 - Research Needs*, Bulletin d'information n°228, Lausanne, **1995**.
- [192] **CEB**, *CEB State-of-the-art report : RC elements under cyclic loading*, Bulletin d'information n°230, Thomas Telford, London, **1996**.

- [193] **CEB**, *Serviciability models : Behaviour and modelling in serviciability limit states including repeated and sustained loads*, Bulletin d'information n°235, Lausanne, **1997**.
- [194] **EUROCODE 1**, *Bases du calcul et actions sur les structures-Partie 1: Bases du calcul*, Prénorme européenne: SIA V 160.001, Zürich, **1995**.
- [195] **EUROCODE 1**, *Bases du calcul et actions sur les structures-Partie 2-5 : Bases du calcul*, Prénorme européenne SIA V 160.007, Zürich, **1998**.
- [196] **EUROCODE 1**, *Bases de calcul et actions sur les structures-Partie 3: Charges sur les ponts dues au trafic*, Prénorme européenne SIA V 160.011, Partie 3, Zürich, **1997**.
- [197] **EUROCODE 2**, *Calcul des structures en béton-Partie 1: Règles générales et règles pour le bâtiment*, Prénorme européenne SIA V 162.001, Zürich, **1992**.
- [198] **EUROCODE 2**, *Calcul des structures en béton-Partie 2: Ponts en béton*, Prénorme européenne SIA V 162.008, Zürich, **1997**.
- [199] **EUROCODE 2**, *calcul des structures en béton-Partie 4: Structures de soutènement et réservoirs*, CEN European committee for standardization, Version provisoire ENV 1992-4, Brussels, , **1998**.
- [200] **RILEM**, *Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton - Essais par traction*, Recommendation RILEM/CEB/FIP - RC6, Matériaux et Constructions, vol. 6 n°32, **1978**.
- [201] **SIA 160**, *Actions sur les structures porteuses*: Société suisse des ingénieurs et architectes - Norme, vol. 160, Zürich, **1989**.
- [202] **SIA 162**, *Ouvrages en béton*, S Société suisse des ingénieurs et architectes - Norme, vol. 162, révision partielle, Zürich, **1993**.
- [203] **SIA 162/5**, *Conservation des structures en béton*, Société suisse des ingénieurs et architectes - Recommandation, vol 162/5, Zürich, **1997**.

Curriculum vitae

Pierre LAURENCET

Né le 15 mai 1969 à Zürich

De nationalité Suisse, originaire de Genève



Formation

Scolarité obligatoire à Monthey (VS) 1974-1984

Collège cantonal de la Royale Abbaye de Saint-Maurice (VS) 1984-1989

Maturité fédérale type C (scientifique)

École Polytechnique Fédérale de Lausanne 1990-1995

Diplôme d'ingénieur civil

Activités professionnelles

Assistant à l'IBAP-Béton Armé et Précontraint dirigé par le Professeur R. Favre à l'Institut de Statique et Structures (ISS) du Département de Génie Civil (DGC) de l'EPFL depuis juin 1995.

Participation à plusieurs mandats dans le domaine de l'auscultation des ouvrages et réalisation d'une base de données sur le sujet ;

Participation aux charges d'enseignements ;

Participation à de nombreuses expertises (Viaduc Ile Falcon à Sierre, dégâts dans des structures plissées,...) ;

Rédaction d'un chapitre du Traité de Génie Civil vol. 8 ;

Collaboration à un projet de recherche traitant de la contribution des actions variables à l'endommagement des structures sous charges de service.

Administrateur depuis janvier 1999 du Bureau ESM – Sarrasin Ingénieurs SA à Saint-Maurice.

Publications

- LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint sous l'effet d'actions cycliques - Rapport des essais*, Publication n°145, EPFL-IBAP, 306 pages, Lausanne, **1997**.
- LAURENCET P.**, *Serviceability behaviour of RC & PC road bridges under cyclic actions - Residual crack (part II)*, Progress Report of CEB Working Group 2/4, XIII FIP Congress and Exhibition – Challenges for Concrete in the next Millenium, II 1-13, Amsterdam, **1998**.
- FAVRE R., LAURENCET P.**, *Poussage cadencé d'un grand pont à géométrie variable: Viaduc Ile Falcon*, Publication n°146, EPFL-IBAP, 36 pages, Lausanne, **1998**.
- FAVRE R., LAURENCET P.**, *L'autoroute du Rhône à Sierre: Viaduc Ile Falcon, le point de vue de l'expert*, Ingénieurs et architectes suisses, 22, 372 - 377, Lausanne, **1998**.
- LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Residual crack widths of RC & PC structures under cyclic actions*, Proceedings of the 2nd Int. Ph.D. Symposium in Civil Engineering, 78 - 85, Budapest, **1998**.
- FAVRE R., LAURENCET P.**, *Poussage cadencé d'un grand pont à géométrie variable: Viaduc Ile Falcon*, Studi e ricerche, vol. 19, 135-167, Milano, **1998**.
- FAVRE R., BADOUX M., BURDET O., LAURENCET P.**, *Incremental Launching of the Ile Falcon Bridge*, Concrete International, ACI, vol 21 n°2, 46-51, Detroit, **1999**.
- LAURENCET P., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Fissuration des structures en béton précontraint : modélisation, validation & interprétation*, Materials and Structures, vol. 32 n°217, RILEM Publications, 360-369, Paris, **1999**.
- FAVRE R., BADOUX M., BURDET O., LAURENCET P.**, *Design of Incrementally Launched Bridge*, Structural Engineering International, SEI vol. 9 n°2, 128-132, Zürich, **1999**.
- FAVRE R., LAURENCET P.**, *Pont poussé à géométrie complexe: Cas des Viaduc de l'Ile Falcon en Suisse*, Travaux n°754, 57-64, Paris, **1998**.
- LAURENCET P., ROTILIO J.-D., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Influence des actions variables sur l'état permanent des ponts en béton précontraint*, Mandat de recherche n°88/94, Rapport VSS, 171 pages, Berne, **1999** (à paraître).
- LAURENCET P., JACCOUD J.-P.**, *Design of minimum reinforcement to control cracking in prestressed concrete bridges*, FIB Symposium 1999: Structural Concrete – The Bridge between People, Proceedings, paper n°49, Prague, **1999** (à paraître).