

Office fédéral des routes

Précontrainte extérieure des ponts

Externe Vorspannung von Brücken

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
Institut de statique et structures – Béton Armé et Précontraint (IBAP)**

**David Benouaich
Professeur Marc Badoux
Dr. Olivier Burdet**

**Mandat de recherche 94/98 effectué à la demande du groupe de travail
Recherche en matière de ponts**

Juin 2000

Table des matières

Préface	v
Résumé	vii
Zusammenfassung	viii
Summary	ix
1 Introduction	3
<i>Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure</i>	
2 Description de l'étude comparative	7
2.1 Modèles de ponts	7
2.1.1 Système statique longitudinal	7
2.1.2 Section transversale	7
2.1.3 Configuration des câbles de précontrainte intérieure	8
2.1.4 Configuration des câbles de précontrainte extérieure	9
2.1.5 Propriétés des matériaux	11
2.2 Paramètres et outil de calcul	11
2.2.1 Paramètres	11
2.2.2 Outil de calcul informatique	12
2.3 Dimensionnement des armatures	12
2.3.1 Démarche et hypothèses	12
2.3.2 Armature de précontrainte	13
2.3.3 Armature passive longitudinale	13
2.3.4 Armature passive d'effort tranchant	14
3 Résultats de l'étude comparative	15
3.1 Quantités de précontrainte	15
3.1.1 Précontrainte intérieure	15
3.1.2 Précontrainte extérieure	16
3.2 Quantités d'armature passive longitudinale	17
3.2.1 Précontrainte intérieure	17
3.2.2 Précontrainte extérieure	18
3.3 Quantités d'armature d'effort tranchant	21
3.3.1 Précontrainte intérieure	21
3.3.2 Précontrainte extérieure	22
3.4 Comparaison des armatures des poutres précontraintes intérieurement et extérieurement	22

4	Influence d'une approche selon l'Eurocode 2	27
4.1	Influence des règles concernant les matériaux, les facteurs de résistance et l'armature minimale	27
4.1.1	Quantité de précontrainte	28
4.1.2	Choix de l'armature longitudinale passive minimale, et vérification de la sécurité structurale en flexion	28
4.1.3	Armature d'effort tranchant	30
4.1.4	Conclusions	30
4.2	Influence de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou de la résistance	31
4.2.1	Description des deux approches	31
4.2.2	Comparaison des deux approches	33
4.2.3	Utilisation de diagrammes d'interaction	38
4.2.4	Résumé	39

Partie II – Renforcement d'ouvrages existants

5	Avis d'experts	41
5.1	Points de consensus	41
5.2	Points de divergence	42
5.3	Points d'interrogation	42
5.4	Thèmes de recherche	43
6	Recherche bibliographique	45
6.1	Exemples d'application	45
6.1.1	Renforcement de ponts par précontrainte extérieure	45
6.1.2	Reconstruction du Reussbrücke Wassen	46
6.1.3	Renforcement d'un pont par câble polygonal en fibre de carbone	47
6.1.4	Suivi à long terme des déformations de ponts renforcés par la précontrainte extérieure	47
6.1.5	Renforcement du Murbrücke St. Michael en Autriche	48
6.1.6	Précontrainte additionnelle lors de la rénovation du Wangauer Achbrücke en Autriche	48
6.1.7	Élargissement du Alfenzbrücke en Autriche	49
6.1.8	Renforcement de ponts par précontrainte extérieure	49
6.1.9	Exemple de renforcement de ponts par précontrainte additionnelle	50
6.1.10	Renforcement de structures en béton au moyen de précontrainte	51
6.1.11	Confortement par précontrainte additionnelle du pont de la Seudre en France	52
6.2	Conception et recherche	53
6.2.1	Conception et dimensionnement d'un projet de renforcement au moyen de la précontrainte extérieure	53
6.2.2	Renforcement de ponts avec de la précontrainte non adhérente	53
6.2.3	La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts	54
6.2.4	L'expérience française du renforcement de ponts-caisson précontraints	55
6.2.5	Norme Française NF P95-104	56
6.2.6	Analyse et dimensionnement de poutres renforcées par la précontrainte extérieure	57
6.2.7	Effets de la configuration des câbles sur le comportement des poutres à précontrainte extérieure	57
6.2.8	Renforcement de poutres en béton par de la précontrainte extérieure	58
6.2.9	Rupture à l'effort tranchant de poutres précontraintes extérieurement	59

6.2.10	Influence de la précontrainte extérieure sur la résistance à l'effort tranchant de poutres en béton	59
6.2.11	Méthodes d'évaluation de la précontrainte résiduelle dans les ouvrages en béton précontraint	60
6.2.12	Mesure de la force de précontrainte dans des câbles de structures en béton précontraint	61
6.2.13	Mesure de la précontrainte résiduelle dans des poutres de ponts endommagées	61
6.2.14	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	62
6.2.15	Directive allemande pour le dimensionnement des ponts à précontrainte extérieure	62
7	Conclusions	65
7.1	Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure	65
7.2	Partie II – Renforcement d'ouvrages existants	66
	Références bibliographiques	69
	Annexe A - Quantité de précontrainte et degré de compensation des déformations β	73
	Annexe B – Equilibrage de la précontrainte	75
	Annexe C – Position des déviateurs	79
	Annexe D – Liste des spécialistes interrogés et liste des questions	81

PRÉFACE

L'utilisation de la précontrainte extérieure dans la construction de ponts routes connaît depuis quelques années un essor spectaculaire dans certains pays tels la France, les USA et l'Allemagne. En Suisse, la précontrainte extérieure a principalement été utilisée pour le renforcement d'ouvrages existants. La précontrainte extérieure apparaît donc comme une solution intéressante aussi bien pour la construction neuve que pour le renforcement d'ouvrages existants. L'étude présentée dans ce rapport reflète ce double intérêt et donne dans ses deux volets des éléments de réponse aux deux questions suivantes :

- Dans le cas d'ouvrages neufs, la quantité d'armature de précontrainte requise pour un pont précontraint est-elle sensiblement plus élevée que pour un pont comparable précontraint intérieurement ?
- Dans le cas d'ouvrages existants, quel est l'état des connaissances et y a-t-il des « lacunes de connaissances » (Wissenslücken) ?

Ce rapport présente une étude conduite dans le cadre du mandat de recherche 94/98 attribué en automne 1998 par l'Office fédéral des routes (OFROU) au laboratoire de Béton Armé et Précontraint (IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ce travail a été conduit à l'Institut de Statique et Structures (ISS) du Département de Génie Civil (DGC) sous la direction des soussignés. Ce travail a par ailleurs été suivi par la Commission d'accompagnement C de l'OFROU.

Nous tenons à remercier tout d'abord, et chaleureusement, l'Office Fédéral des Routes pour son aide financière, et sa commission d'accompagnement, présidée par P. Matt et composée de MM. M. Donzel, R. Favre, H. Figi, H. Fleischer et P. Wüst, pour leurs conseils avisés. Nos remerciements s'adressent aussi à l'EPFL pour les excellentes conditions de travail dont nous bénéficions. Nous remercions particulièrement le Prof. R. Favre, directeur de l'IBAP, pour sa confiance et ses encouragements et le Prof. A. Muttoni pour ses commentaires avisés. M. D. Benouaich a réalisé la grande partie de cette étude, conduisant l'étude paramétrique et dressant l'état des connaissances avec efficacité et intelligence. A ce propos, nos chaleureux remerciements vont aux ingénieurs praticiens qui ont pris le temps de répondre à nos questions (chapitre 5). Nous remercions aussi tous nos collègues de l'IBAP ayant contribué à cette recherche, en particulier M. N. Simon pour son appui scientifique précieux et sa disponibilité et Mlles S. Ferreira et D. Décosterd pour l'aide et le soin apportés à l'élaboration de ce document.

IBAP-EPFL, le 5 juin 2000

Prof. Marc Badoux & Dr Olivier Burdet

Résumé

Ce rapport présente les résultats d'une recherche en deux parties sur le thème de la précontrainte extérieure des ponts routiers.

Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure

Une étude paramétrique comparative a été conduite sur deux ponts caisson, l'un précontraint intérieurement, l'autre extérieurement (chapitres 2 & 3). Il s'agit dans les deux cas d'un modèle simplifié d'un pont autoroutier de cinq travées dont la précontrainte est choisie sur la base du critère de compensation des déformations. Cette étude montre qu'il n'est pas possible de donner une estimation quantitative simple et générale de la différence de quantité d'armature flexionnelle passive et précontrainte entre les deux types de précontrainte. On peut cependant dire en règle générale, et contrairement à ce que l'on entend parfois, que la différence est faible, ce qui implique que le choix du type de précontrainte doit être basé sur d'autres considérations, telles que la qualité, la méthode de construction, etc. Elle dépend en sus du tracé des câbles, de la portée, de l'élancement et de l'incrément de contrainte à la rupture des câbles de précontrainte extérieure. La « précontrainte d'état de service » requise est plus importante dans les poutres précontraintes extérieurement avec des travées courtes et plus faible dans les poutres à travées longues. Il faut cependant ajouter à la charge des poutres précontraintes extérieurement, qu'elles nécessitent, dans un contexte SIA, une « armature complémentaire de sécurité structurale » pour les longues travées.

L'étude de l'influence de la normalisation sur la comparaison des deux types de précontrainte (chapitre 4) montre que dans un « contexte Eurocode » le besoin d'une « armature complémentaire de sécurité structurale » disparaît largement. Ce chapitre inclut aussi une discussion sur l'influence de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou de la résistance.

Partie II – Renforcement d'ouvrages existants

Un nombre important de ponts a été renforcé par l'addition de précontrainte extérieure au cours des dernières décennies en Suisse et en Europe. Le but de ce volet de l'étude était de dresser un état des connaissances dans le domaine de l'utilisation de la précontrainte extérieure pour le renforcement des ponts (chapitres 5 et 6). Ceci a été fait sur la base d'une recherche de la littérature et d'entretiens menés avec des ingénieurs expérimentés dans la technologie de la précontrainte additionnelle ou de la conception de projets de renforcement. Au vu de ses avantages, notamment sa relative facilité de mise en œuvre, la précontrainte additionnelle continuera vraisemblablement à se développer comme l'une des techniques principales pour le renforcement d'ouvrages d'art. D'importantes divergences persistent cependant dans le domaine de la conception et du dimensionnement des éléments de reprise des forces de précontrainte, principalement les blocs d'ancrages.

Zusammenfassung

Dieser Bericht fasst die Erkenntnisse einer zweiteiligen Studie über die externe Vorspannung von Strassenbrücken zusammen.

Teil I – Vergleich mit der internen Vorspannung

Eine parametrische Vergleichsstudie wurde an zwei Hohlkastenbrücken durchgeführt, wovon eine Brücke eine externe Vorspannung und die andere eine interne Vorspannung aufweist (Kapitel 2 und 3). In beiden Fällen handelt es sich um ein vereinfachtes Modell einer Autobahnbrücke mit fünf Feldern. Die Vorspannung wurde nach Massgabe des Verformungsausgleichs bemessen. Die Studie zeigt, dass es nicht möglich ist, eine einfache und generelle quantitative Schätzung zu machen von dem Unterschied der Querschnittsfläche der schlaffen Bewehrung und der Vorspannung in Abhängigkeit des Vorspannungstyps. Jedoch ergibt die Studie, dass der Unterschied in der Regel gering ist, auch wenn man gelegentlich das Gegenteil hört, was ebenfalls bedeutet, dass andere Überlegungen, wie z. B. die Qualität, die Konstruktionsmethode usw. für die Wahl des Vorspannungstyps zu beachten sind. Ausser von der Spanngliedführung, hängt dieser Unterschied ab von der Spannweite, der Schlankheit und vom Spannungszuwachs in den externen Kabeln beim Bruch. Die für die Gebrauchstauglichkeit nötige Vorspannung ist höher in den extern vorgespannten Balken für kurze Spannweiten und niedriger für lange Spannweiten. Es muss aber dazu gesagt werden, dass zur Gewährleistung der Tragsicherheit der extern vorgespannten Balken eine zusätzliche Bewehrung nötig ist, wenn nach SIA bemessen wird.

In Kapitel 4 wurde der Einfluss der Normen auf den Vergleich zwischen intern und extern vorgespannten Balken studiert. Es zeigte sich, dass bei der Bemessung nach Eurocode der Bedarf an zusätzlicher Biegebewehrung zur Gewährleistung der Tragsicherheit weitgehend verschwindet. In diesem Kapitel wird zudem der Einfluss der Berücksichtigung der Vorspannung auf der Seite der Lasten bzw. auf Seite des Widerstands diskutiert.

Teil II – Verstärkung bestehender Bauwerke

In Europa und in der Schweiz wurden in den letzten zwei Jahrzehnten eine stattliche Anzahl Brücken mit einer zusätzlichen externen Vorspannung verstärkt. Das Ziel dieses Teils der Studie ist, den Wissenstand im Gebrauch der externen Vorspannung zur Verstärkung von Brücken aufzuzeigen. Dies geschah durch eine Literaturstudie und Befragung von Vorspannungsspezialisten und Autoren von Verstärkungsprojekten (Kapitel 5 und 6). Dank ihrer Vorteile, vor allem bei der Ausführung, wird sich die zusätzliche externe Vorspannung wahrscheinlich zu einer der wichtigsten Verstärkungsmethoden weiterentwickeln. Es bestehen jedoch weiterhin bedeutende Unterschiede auf dem Gebiet des Entwurfs und der Bemessung der Tragwerksteile zur Einleitung der Vorspannkräfte, vor allem der Verankerungsblöcke.

Summary

This report presents the results of a two-part research project on the external prestressing of highway bridges.

Part I – Comparison with internal prestressing

A comparative parametric study was conducted using two box-girder bridges, one of them internally prestressed and the other externally prestressed (Chapters 2 and 3). Both girders are simplified models of a five span continuous highway bridge with prestressing cable selected on the basis of the degree of compensation of deflections. The study shows that it is not possible to give a simple and general quantitative estimate of the difference in the amount of flexural passive and prestressed reinforcement between the two type of prestressing (internal and external). It nevertheless indicates that this difference is generally small, and that other criteria, such as quality and method of construction must be used in the choice of the type of prestressing. Aside from the cable layout, the difference is a function of the span length, slenderness and stress increment at ultimate in the external cables. The required “serviceability limit state prestressing” of the externally prestressed girder is higher for short span length and lower for long spans. This finding must be evaluated in view of the fact that the externally prestressed girder requires, in the SIA code approach, an additional “ultimate limit state reinforcement”.

The study of the influence of the design code on the comparison of both types of prestressing (Chapter 4) shows that in the Eurocode approach, the need for an additional “ultimate limit state reinforcement” is much reduced. This chapter also includes a discussion of the influence of accounting for the effect of the prestressing on the “load side” or on the “resistance side”.

Part II – Strengthening of existing bridges

In the last two decades, a significant number of bridges have been retrofitted in Switzerland and in Europe by additional external prestressing. The objective of this part of the research was to establish a state-of-the-art in the field of the strengthening of existing bridges with external prestressing (chapters 5 and 6). This was done on the basis of a review of the literature and of interviews conducted with engineers specialized in the design of strengthening projects or in prestressing cables technology. Because of its advantages, such as the relative ease of implementation, external prestressing will likely continue to develop into one of the leading strengthening techniques for bridges. In view of the diverging views among specialist on the topic, the design of the anchorage blocs for the additional prestressing appears to be an area requiring research.

1 Introduction

L'utilisation de la précontrainte extérieure dans le domaine des ponts connaît depuis quelques années un essor spectaculaire, en France et aux Etats-Unis par exemple. Un effort de recherche international a permis de développer des modèles de calculs fiables [2, 3, 5, 6, 9, 11, 13, 17, 25, 30, 33, 40, 45, 48, 53, 62]. L'évolution de la technologie, notamment la mise au point de systèmes de protection contre la corrosion ainsi que le développement de câbles de forte puissance, favorisent l'application large de la précontrainte extérieure. Par ailleurs, une directive allemande éditée en 1998 préconise l'utilisation de la précontrainte extérieure pour la réalisation des nouveaux ponts caisson en béton en Allemagne et lui confère donc une actualité accrue [32, 49, 55, 60].

Le renforcement d'ouvrages existants constitue une application parallèle intéressante de la précontrainte extérieure. C'est d'ailleurs l'expérience du renforcement d'ouvrages dans les années septante par des câbles extérieurs au béton qui a mis en évidence les avantages de la précontrainte extérieure et a conduit les projeteurs à envisager son utilisation pour la construction d'ouvrages neufs.

Les deux types de précontrainte intérieure et extérieure ont leurs avantages respectifs et distincts. La précontrainte intérieure au béton est généralement plus simple à implémenter, permet une meilleure utilisation de la résistance de l'acier de précontrainte à la rupture, et a un coût unitaire plus bas. La précontrainte extérieure permet d'optimiser la forme de la section transversale, de contrôler ultérieurement l'état et la tension dans les câbles, et éventuellement de les remplacer. L'approche suivie dans cette étude, qui consiste à comparer la quantité totale d'armature longitudinale, passive et de précontrainte requise par les deux solutions apporte une réponse partielle à la question du choix du type de précontrainte. Sur la base de la quantité totale d'armature requise, une solution peut s'avérer supérieure à une autre. Cependant les résultats de cette étude, qui d'ailleurs montrent que la différence est souvent assez faible, ne suffisent pas à eux seuls pour une comparaison complète. En effet, si c'est le coût de l'armature qui est le critère requis, alors le surcoût généralement associé avec la précontrainte extérieure (prix unitaire plus élevé) fera pencher la balance du côté de la précontrainte extérieure, alors que c'est l'inverse qui se produira si le critère prépondérant est la durabilité et la possibilité d'inspecter et de remplacer les câbles de précontrainte.

La précontrainte extérieure apparaît comme une solution intéressante aussi bien pour la construction neuve, que pour le renforcement d'ouvrages existants. L'étude présentée dans ce rapport reflète ce double intérêt puisqu'elle comprend les volets suivants :

Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure

Partie II – Renforcement d'ouvrages existants

Les chapitres 2, 3 & 4 de ce rapport constituent la partie I de cette étude, et les chapitres 5 & 6 en constituent la partie II. Les conclusions des parties I & II sont présentées dans un chapitre commun, le chapitre 7.

Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure

La partie I de l'étude concerne les ouvrages neufs. Son objectif est d'amener des éléments de réponse à la question suivante : un pont précontraint extérieurement requiert-il plus d'armature qu'un pont comparable précontraint intérieurement ? L'approche choisie consiste à établir une comparaison à l'aide d'exemples numériques réalistes. Un modèle de pont caisson autoroutier type de cinq travées précontraint intérieurement a été établi. Un modèle correspondant pour un pont semblable précontraint extérieurement a aussi été établi. Un outil informatique a été développé qui effectue un dimensionnement simplifié des principales armatures précontraintes et passives pour les deux modèles. L'outil informatique permet de faire varier les paramètres d'élançement et de longueur de travée des modèles. Les quantités d'armature obtenues pour les deux types de précontrainte peuvent être comparées et l'influence des paramètres d'élançement et de portée sur la comparaison peut être évaluée. L'étude numérique conduite constitue donc une étude paramétrique comparative.

Les calculs de dimensionnement se limitent au choix de la précontrainte et de l'armature passive dans quelques sections déterminantes sur la base de critères simples. Ils s'apparentent à des calculs de pré-dimensionnement. Par ailleurs, l'approche choisie est volontairement peu dépendante du choix de la norme. Quand il est nécessaire de recourir à un cadre réglementaire, les normes SIA font référence [51, 52].

Les modèles qui ont servi à l'étude numérique sont décrits au chapitre 2, tout comme l'outil informatique et les critères de calcul des armatures précontraintes et passives.

Les résultats de l'étude numérique pour les deux types de précontrainte sont présentés et comparés au chapitre 3. Il s'agit d'abord de la force de précontrainte requise, puis des résultats de la vérification à la sécurité structurale en flexion (besoin éventuel d'armature complémentaire à l'armature précontrainte et passive « d'aptitude au service ») et enfin de l'armature d'effort tranchant.

Dans le chapitre 4, l'influence du passage de l'approche SIA à l'approche EC sur les résultats de l'étude comparative est étudiée. La question de l'incidence de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou du côté de la résistance pour la vérification de la sécurité structurale est aussi discutée.

Partie II – Renforcement d'ouvrages existants

L'objectif de la partie II de l'étude est de dresser un état des connaissances dans le domaine du renforcement des ponts existants au moyen de câbles de précontrainte additionnelle. Il semble judicieux de tirer les principaux enseignements de l'expérience acquise dans le cadre des nombreux projets de renforcement par précontrainte extérieure effectués en Suisse et dans les pays voisins ces vingt dernières années. Il s'agit notamment de reconnaître les points de divergence entre spécialistes et d'identifier d'éventuels thèmes de recherche qui pourraient faire progresser la conception et le dimensionnement de projets de renforcement par précontrainte additionnelle. A cette fin, des ingénieurs projeteurs et des ingénieurs d'entreprises de précontrainte ont été interviewés. Le fruit de cette série d'entretiens est

présenté au chapitre 5. En parallèle, une large recherche de la littérature a été conduite. Le contenu des articles les plus significatifs pour cet état des connaissances est résumé au chapitre 6.

2 Description de l'étude comparative

2.1 Modèles de ponts

L'étude comparative a été conduite sur deux modèles de ponts poutres routiers en caisson. Les deux modèles diffèrent par le fait que le premier est précontraint intérieurement et le second extérieurement.

2.1.1 Système statique longitudinal

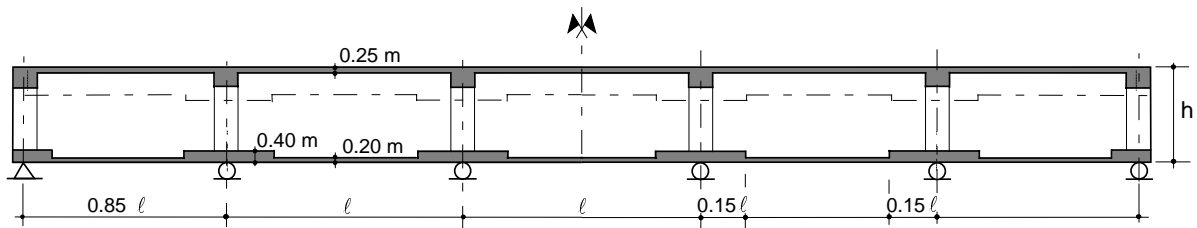


Figure 2.1: Coupe longitudinale du pont poutre routier type.

Le système statique longitudinal est identique pour les deux modèles. Les poutres ont cinq travées et sont symétriques par rapport au centre de la travée centrale (figure 2.1). La longueur des travées de rive vaut le 85 % de celle des autres travées. Dans les zones sur appui, les dalles inférieures des caissons ont une épaisseur différente de celles des parties courantes. Ces zones de changement d'inertie s'étendent sur des longueurs qui valent 15 % des portées concernées de part et d'autre de l'appui.

2.1.2 Section transversale

Précontrainte intérieure

La section transversale des poutres précontraintes intérieurement est illustrée à la figure 2.2. C'est une section symétrique simplifiée, mais représentative de ponts poutres autoroutiers construits ces dernières années en Suisse. La dalle supérieure de roulement a une largeur de 13.60 m avec des porte-à-faux de 3.50 m dont l'épaisseur varie linéairement de 0.25 m à l'extrémité à 0.40 m à la naissance des âmes. La dalle inférieure a une épaisseur variable, de 0.20 m en travée à 0.40 m sur appui pour des raisons de ductilité. La dalle inférieure des poutres précontraintes intérieurement est munie de goussets qui varient de 0.20 m à 0.40 m et s'encastrent dans des âmes de 0.50 m d'épaisseur.

Précontrainte extérieure

La section transversale des poutres précontraintes extérieurement est similaire à celle des poutres précontraintes intérieurement. Elle diffère seulement au niveau de l'épaisseur des âmes qui est réduite à 0.30 m du fait de la position des câbles de précontrainte, et des goussets de la dalle inférieure qui varient de 0.20 m à 0.30 m.

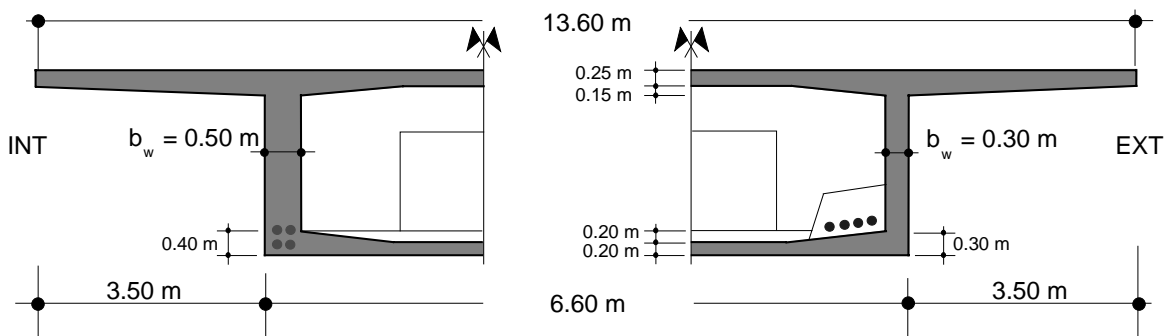


Figure 2.2: Demi-coupes transversales des poutres précontraintes intérieurement et extérieurement.

2.1.3 Configuration des câbles de précontrainte intérieure

La figure 2.3 montre le tracé parabolique des câbles de précontrainte intérieure. Le tracé des câbles est théorique et ne prend pas en considération le changement de courbure sur zone d'appui. Les câbles sont ancrés à l'axe de gravité de la section transversale aux extrémités de l'ouvrage.

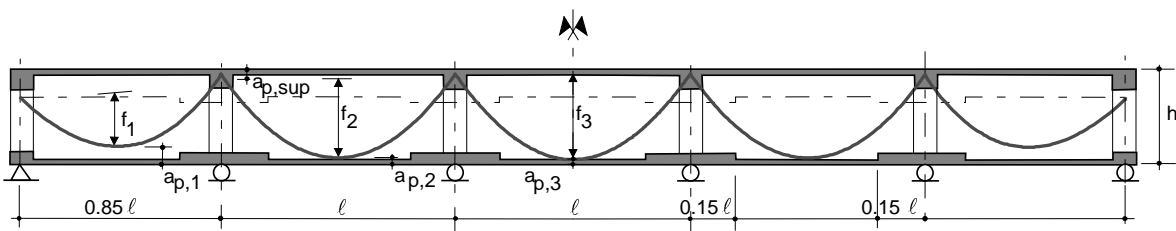


Figure 2.3: Tracé de la précontrainte intérieure.

Sur la base de 4 câbles de 19 torons de 0.6" par âme et du respect des enrobages minimaux des gaines d'armature de précontrainte, la position extrême des câbles, définie par rapport aux fibres supérieure et inférieure de béton, est de 0.18 m. La figure 2.4 montre ces positions pour les sections sur appui et en travée.

Le tracé géométrique de la précontrainte intérieure est repéré par les positions basses et hautes des câbles dans les sections transversales sur appui et en travée le long de l'ouvrage. Les positions hautes fixées par des raisonnements purement géométriques ne varient pas. Les positions basses sont par contre variables en fonction de la hauteur de la section. Elles sont repérées par $a_{p,i}$ où l'indice i ($i = 1, 2$ ou 3) représente la position de la travée.

Le choix de $a_{p,1}$, $a_{p,2}$ et $a_{p,3}$ s'est effectué de la manière suivante. La valeur de $a_{p,3}$ (position basse en travée centrale) est prise égale à la valeur minimum (position basse extrême) qui est $a_{pmin} = 0.18$ m. Quant à $a_{p,1}$ et $a_{p,2}$, ils sont choisis afin que $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3$. Ce critère fait intervenir le coefficient β qui est le degré de compensation des déformations permanentes (voir l'annexe A pour une définition de β). Il exprime l'exigence d'un tracé de la précontrainte qui donne un balancement uniforme des travées.

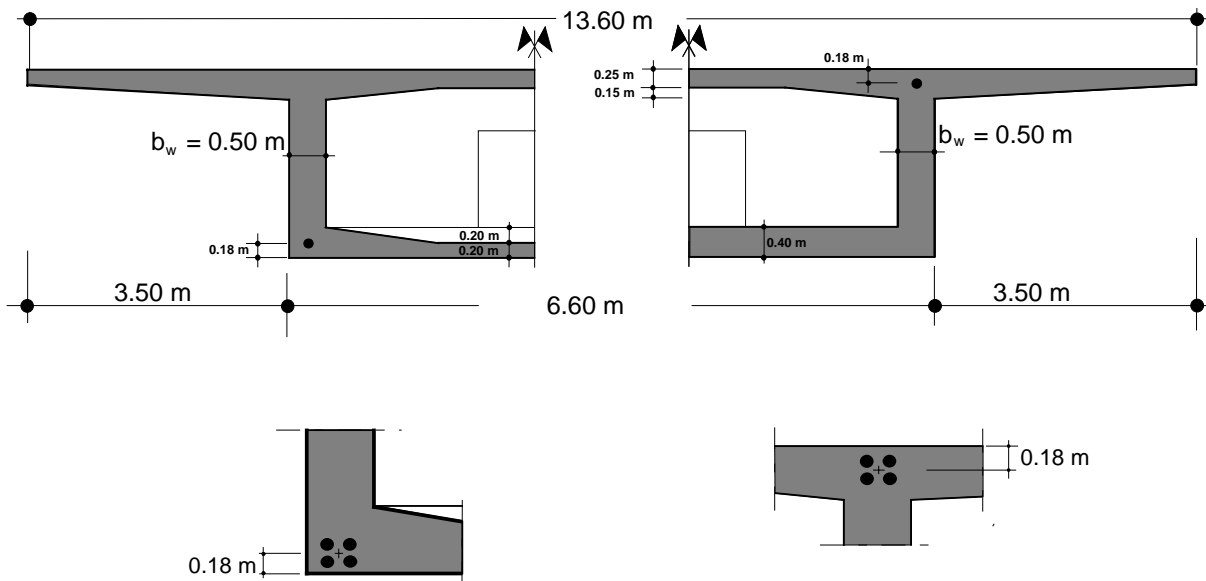


Figure 2.4: Positions de la précontrainte intérieure en travée et sur appui.

Afin que le tracé des câbles soit raisonnable et cohérent, il est désirable que $a_{p,2}$ soit proche de a_{pmin} (sans être inférieur). Une étude préliminaire a montré que pour les poutres de l'étude paramétrique, le choix d'une longueur de 0.85ℓ pour la travée de rive permet d'approcher cette condition (annexe B). Pour la précontrainte intérieure, $a_{p,2}$ a pu être fixé à a_{pmin} ($\equiv 0.18$ m). Seul $a_{p,1}$ varie en fonction de la hauteur h du tablier. Sa valeur a été trouvée selon une procédure itérative pour chaque valeur de h (annexe B).

2.1.4 Configuration des câbles de précontrainte extérieure

La figure 2.5 montre le tracé de la précontrainte extérieure. Les câbles, ancrés à l'axe de gravité à l'extrémité des travées de rive, ont un tracé polygonal et sont déviés 2 fois par travée.

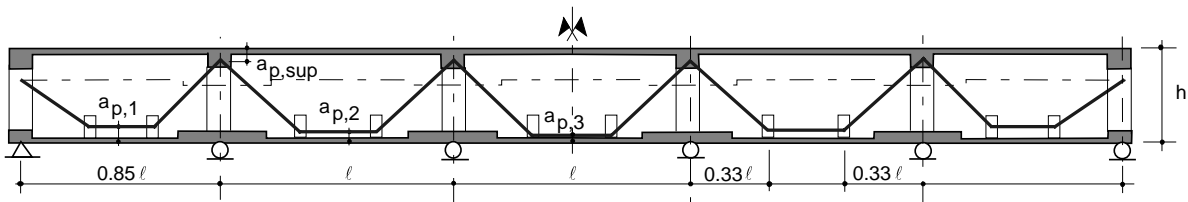


Figure 2.5: Tracé de la précontrainte extérieure.

La position des déviateurs a été choisie aux tiers des portées sur la base d'une étude paramétrique (annexe C). La figure 2.6 montre, pour une poutre avec $h = 2.5$ m et $\ell = 50$ m, la force de précontrainte nécessaire pour atteindre un degré de balancement donné en fonction de la position des déviateurs. En terme de force de précontrainte, la position optimum des déviateurs pour les poutres de cette étude se situe aux $3/8$ de la portée, indépendamment de la valeur des paramètres hauteur et portée. Comme on le voit à la figure 2.6, la courbe qui montre la force de précontrainte requise en fonction de la position des déviateurs est relativement plate autour de cet optimum. Un choix de la position des déviateurs aux tiers de

la portée assure donc une bonne efficacité de la précontrainte en terme de balancement et reste représentative de réalisations existantes.

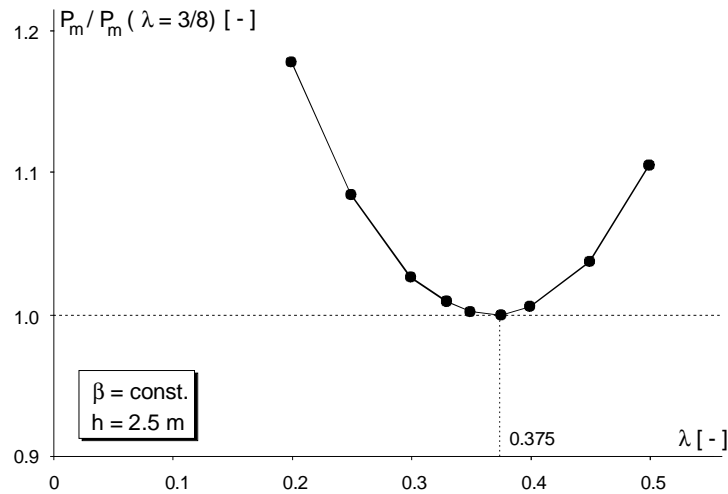


Figure 2.6: Influence de la position des déviateurs sur la force de précontrainte requise pour atteindre un degré de balancement β donné ($h = 2.5$ m, $\ell = 50$ m).

La position extrême des câbles, définie par rapport aux fibres supérieures et inférieures de béton, est de 0.35 m dans la partie inférieure du tracé, et de 0.40 m dans la partie supérieure. La figure 2.7 montre la position des câbles de précontrainte pour les sections sur appui et en travée.

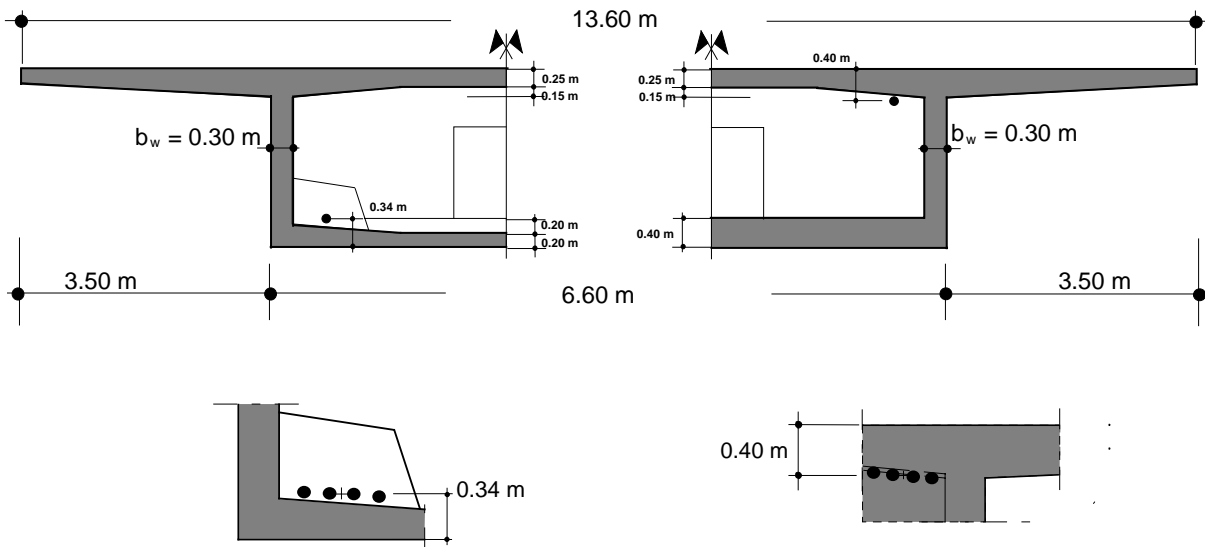


Figure 2.7: Positions de la précontrainte extérieure en section.

Le réglage des travées pour les poutres précontraintes extérieurement se fait selon la même logique que pour les poutres précontraintes intérieurement. Les valeurs trouvées pour $a_{p,1}$ et $a_{p,2}$ sont données à l'annexe B.

2.1.5 Propriétés des matériaux

Béton

La qualité de béton est la même que la précontrainte soit intérieure ou extérieure au béton. Le béton choisi est un béton de type B55/45 selon la norme SIA 162 dont les principales caractéristiques sont indiquées au tableau 2.1.

Tableau 2.1: Principales caractéristiques du béton

Type de béton	$f_{cw,min}$ [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
B55/45	45	29	2.5	35'000

Cette qualité de béton est représentative de récentes réalisations de ponts à précontrainte extérieure ; elle a été adoptée au cas de la précontrainte intérieure pour ne pas pénaliser cette dernière et par souci de simplification pour les comparaisons entre les deux types de précontrainte.

Aciers d'armature

Les aciers d'armature sont du type S500 et sont caractérisés par une limite d'élasticité de 460 N/mm² et un module d'élasticité de 210'000 N/mm².

Aciers de précontrainte

Les aciers de précontrainte sont des torons 0.6" de 150 mm² de section avec un module de 210'000 N/mm², une limite d'élasticité de 1'590 N/mm² et une résistance à la traction de 1'770 N/mm².

2.2 Paramètres et outil de calcul

2.2.1 Paramètres

Les paramètres de l'étude numérique comparative sont les suivants.

Portée

La gamme de portées pour l'étude comparative s'étend de 30 à 80 m. Cette gamme permet de couvrir une part importante des ponts poutres en caisson à hauteur constante construits en Suisse.

Elancement

L'élancement est défini comme le rapport entre la portée et la hauteur de la section. Pour l'étude comparative, les trois élancements suivants ont été choisis: 15, 20 et 25. La combinaison de la portée et des élancements permet de couvrir une large gamme de hauteurs, allant de 1.20 m à 5.33 m. Il est clair que certaines de ces hauteurs ne sont pas réalistes mais elles permettent de souligner des tendances.

Types de précontrainte

La précontrainte de par sa position dans la section transversale peut être intérieure ou extérieure au béton.

2.2.2 Outil de calcul informatique

Les études paramétriques ont été conduites au moyen d'un outil analytique simple développé pour calculer les quantités d'armature en section d'une poutre continue sous différentes combinaisons de paramètres. L'algorithme de calcul néglige la contribution de l'effort tranchant dans le calcul des déformations. Le programme de calcul a été écrit en utilisant le langage de programmation Visual Basic et est utilisé dans un tableur. Cet outil est bien adapté à une étude paramétrique ainsi qu'à la visualisation et à l'exploitation graphique des résultats.

2.3 Dimensionnement des armatures

2.3.1 Démarche et hypothèses

L'approche du dimensionnement des armatures précontraintes et passives est illustré à la figure 2.8. Les calculs effectués pour cette étude s'apparentent à des calculs de pré-dimensionnement, plutôt qu'à un dimensionnement détaillé. Cette approche correspond à l'objectif de l'étude qui était de dégager des tendances quantitatives dans la comparaison de la précontrainte intérieure et extérieure, et de mettre en évidence les principaux facteurs affectant ces tendances.

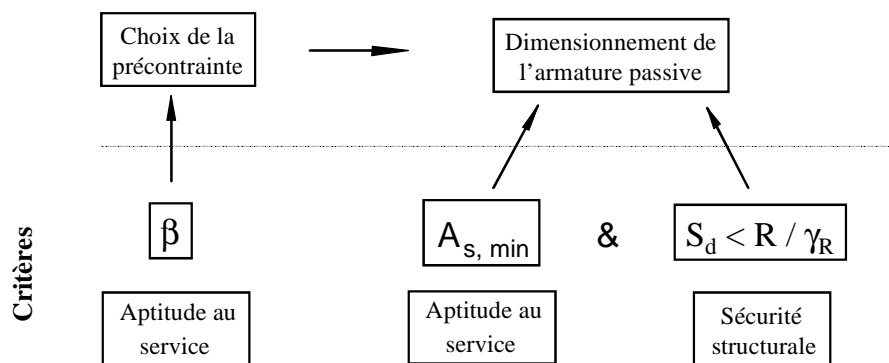


Figure 2.8: Démarche de dimensionnement des armatures.

L'étude comparative commence par le choix des quantités de précontrainte basé sur un critère d'aptitude au service relatif à la compensation des déformations sous charges permanentes β . L'avantage d'utiliser un critère global pour le choix de la précontrainte tel que β est de permettre de procéder à des études paramétriques comportant de nombreux cas, tout en garantissant une certaine consistance des résultats, le niveau de qualité, caractérisé par exemple par l'état de fissuration de l'ouvrage à l'état permanent, étant assez bien caractérisé par une même valeur de β pour toutes sortes de portées et de géométries [19, 39]. La valeur choisie pour cette étude paramétrique, $\beta = 0.8$, est assez élevée, correspondant à un ouvrage de qualité supérieure.. Il est cependant vraisemblable que les conclusions de l'étude ne sont

pas extrêmement sensible à la valeur de β , même s'il est probable que la valeur individuelle des points calculés lors de l'étude paramétrique changerait en fonction de β .

Une fois le calcul de la quantité de précontrainte effectué, l'armature minimale est déterminée pour limiter l'ouverture des fissures. Cette quantité est complétée si nécessaire lors de la vérification de la sécurité structurale pour quelques sections déterminantes.

Les principales hypothèses de calcul valables pour le dimensionnement des armatures précontraintes et passives sont les suivantes :

- précontrainte du côté de la résistance (pour les deux types de précontrainte);
- poids propre des déviateurs négligé ;
- cas de charges pour le calcul des efforts de dimensionnement selon répartition des lignes d'influence ;
- pas de prise en compte de l'effort tranchant dans le calcul de la déformée ;
- lorsque le recours à une norme est nécessaire, les normes SIA font référence [51, 52];
- une charge permanente uniformément répartie de 20 kN/m'. Les charges de trafic routier sont les charges du trafic routier selon la norme SIA 160, modèles de charges 1, 2 et 3. Dans le sens longitudinal, les charges de trafic sont placées de manière à produire les sollicitations de dimensionnement maximales. Dans le sens transversal, ces charges sont centrées et ne produisent pas de torsion.

2.3.2 Armature de précontrainte

Le calcul des quantités de précontrainte est basé sur la compensation partielle des déformations sous les charges permanentes ($\beta = 0.8$). Cette valeur a été utilisée dans l'ensemble de l'étude, pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement. Il est admis que les pertes de précontrainte instantanées (frottement et rentrée des clavettes) provoquent une diminution de la surtension initiale $\sigma_i = 0.75 f_{tk}$ à $\sigma_0 = 0.7 f_{tk}$. A ces pertes instantanées s'ajoutent les pertes à long terme (retrait, fluage et relaxation) qui sont admises égales à 15 % de la contrainte initiale (σ_0). La contrainte utilisée pour déterminer l'aire de précontrainte A_p correspondante au P_m calculé représente une moyenne dans le temps et dans l'espace : $\sigma_m = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_0 + \sigma_\infty)$. Pour les hypothèses de cette étude, cette contrainte vaut 1'150 N/mm².

2.3.3 Armature passive longitudinale

Le calcul de l'armature minimale se fait selon la norme SIA 162 (1993) pour répondre à des exigences accrues. Selon [22] ces exigences visent à garantir que l'ouverture moyenne probable des fissures n'excède pas 0.35 mm ($w_{max} \approx 0.4$ à 0.5 mm).

Cette armature minimale est complétée, si nécessaire, afin de satisfaire la vérification de la sécurité structurale. Lors de la vérification de la sécurité structurale, une redistribution des

moments de flexion a été effectuée lorsque la résistance flexionnelle sur appui était insuffisante. Un plafond de 15 % des moments sur appui a été fixé pour cette redistribution.

2.3.4 Armature passive d'effort tranchant

L'armature passive d'effort tranchant requise au voisinage des appuis a été déterminée pour satisfaire la sécurité structurale selon la norme SIA 162 (1993). Ce calcul est basé sur un modèle classique de treillis et a été effectué en posant systématiquement $\alpha = \alpha_0$ comme angle d'inclinaison des bielles de compression (α_0 est l'angle définissant les contraintes principales de compression à l'axe de la poutre). Ce choix de l'inclinaison des bielles permet de simplifier et de standardiser l'étude comparative. Il est clair que dans un dimensionnement détaillé, l'inclinaison des bielles pourrait différer sensiblement de α_0 . Pour ces hypothèses, l'armature d'effort tranchant se calcule comme suit :

$$a_{sw,nec} = \frac{1.2 \cdot V_d - |P_\infty| \cdot \sin \beta_p}{f_y \cdot z} \cdot \tan \alpha$$

avec : $a_{sw,nec}$: armature d'effort tranchant (par unité de longueur)
 V_d : valeur de dimensionnement à l'effort tranchant
 P_∞ : valeur finale de la précontrainte
 β_p : inclinaison de la précontrainte par rapport à l'axe de la poutre
 α : inclinaison des bielles de compression $\alpha = \alpha_0$

$$\tan \alpha_0 = \sqrt{1 + (P_\infty / 2V_d)^2} + P_\infty / 2V_d$$

Le dimensionnement de l'armature d'effort tranchant inclut une vérification des bielles de compression. Cette vérification a démontré que la résistance des bielles, même en les réduisant pour tenir compte de la présence des gaines de précontrainte, est suffisante pour toutes les poutres considérées.

3 Résultats de l'étude comparative

Ce chapitre présente les résultats de l'étude numérique comparative. Les armatures précontraintes et passives ont été calculées selon la démarche et sur la base des critères et hypothèses décrits au chapitre précédent. Dans un premier temps les quantités d'armature sont présentés séparément pour la précontrainte intérieure et extérieure, puis elles sont comparées à la section 3.5.

3.1 Quantités de précontrainte

Les quantités de précontrainte intérieure et extérieure ont été déterminées comme indiqué dans les sections 2.1 et 2.3 sur la base d'un critère de compensation des déformations $\beta = 0.8$.

3.1.1 Précontrainte intérieure

La figure 3.1 montre la force de précontrainte intérieure moyenne requise P_m en fonction de la portée pour les élancements ℓ/h 15, 20 et 25.

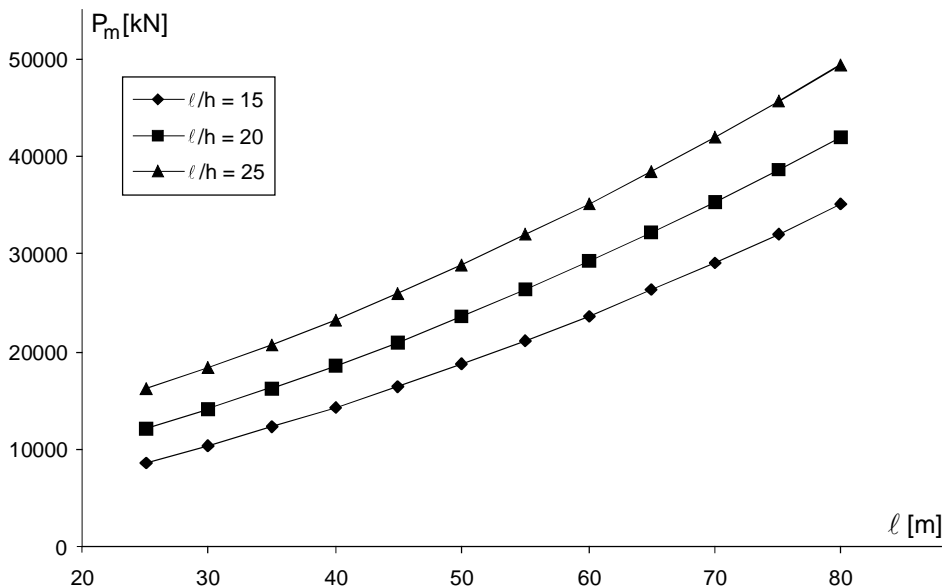


Figure 3.1: Force de précontrainte moyenne P_m en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement ($\beta = 0.8$).

Pour un élancement donné, la force de précontrainte moyenne augmente avec la portée. Cette augmentation est approximativement linéaire pour des portées entre 25 et 60 m. Pour une portée donnée, la force de précontrainte augmente avec l'élancement traduisant l'effet de diminution de la flèche des câbles de précontrainte avec l'élancement. Passer d'un élancement de 15 à 25 conduit par exemple à une augmentation de 68 % de la force de précontrainte requise pour une portée de 35 m, et de 44 % pour une portée de 70 m.

A partir de la force de précontrainte moyenne P_m , il est possible de calculer la quantité requise de précontrainte sur la base des hypothèses sur les pertes de précontrainte décrites en 2.3.2. La figure 3.2 montre l'aire de précontrainte ainsi calculée en fonction de la portée.

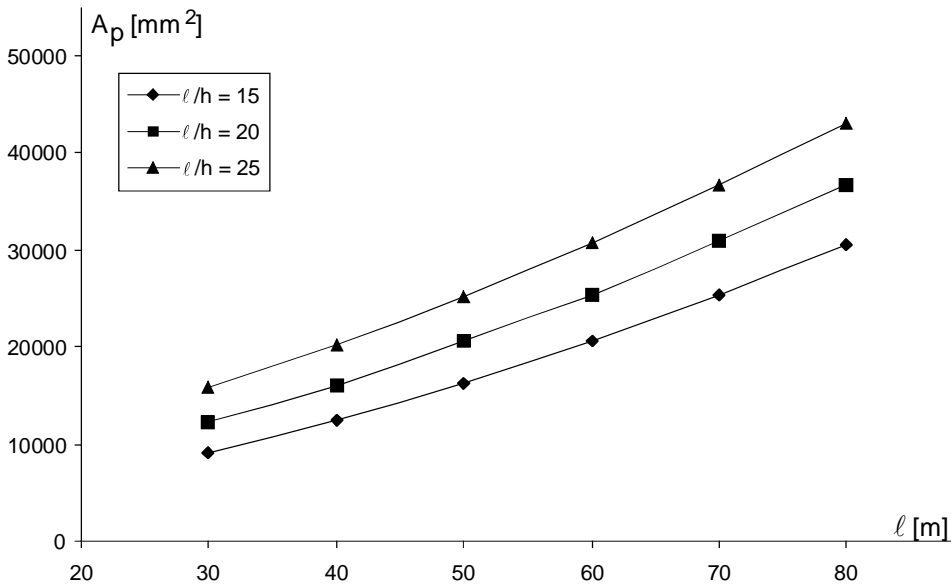


Figure 3.2: Quantité de précontrainte en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement ($\beta = 0.8$).

La figure 3.3 montre l'influence de la hauteur de la section sur la force de précontrainte. Par exemple, pour $l = 50$ m, le fait d'augmenter la hauteur de la section de 2 à 3 m permet de diminuer la quantité de précontrainte de 30 % environ.

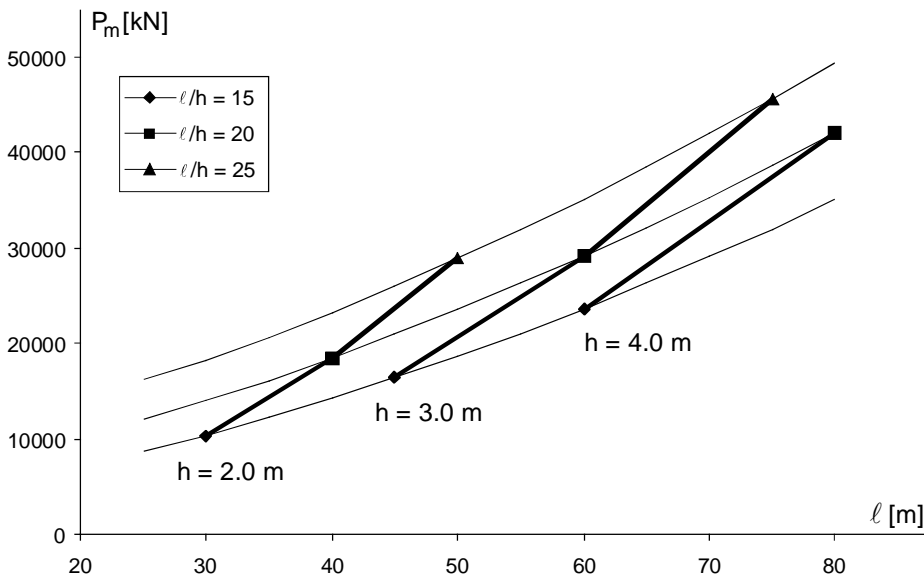


Figure 3.3: Influence de la hauteur sur la force de précontrainte moyenne P_m en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement ($\beta = 0.8$).

3.1.2 Précontrainte extérieure

La force de précontrainte P_m a été calculée pour les poutres précontraintes extérieurement sur la base des mêmes critères que pour la précontrainte intérieure. Les résultats sont présentés à la figure 3.4.

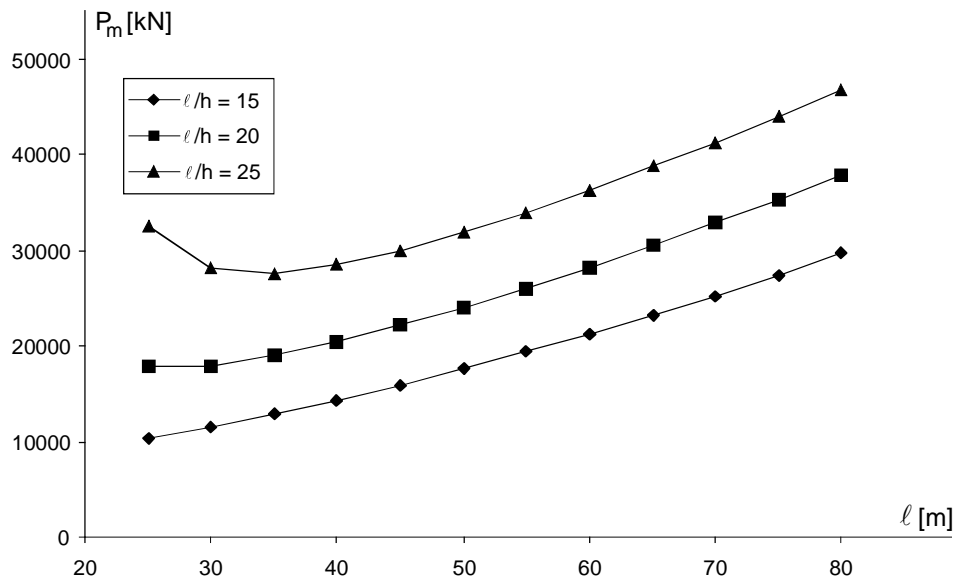


Figure 3.4: Force de précontrainte moyenne P_m en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement ($\beta = 0.8$).

Dans le domaine des faibles portées, un grand élancement requiert une quantité de précontrainte élevée. Cela est dû à la faible hauteur de la section qui implique que la flèche disponible pour les câbles est très réduite. Parce qu'elle est déterminée sur la base d'un critère de compensation des déformations, la force P_m tend vers l'infini lorsque la hauteur tend vers la valeur où la flèche est nulle. Pour un élancement donné, la précontrainte calculée a donc un minimum pour une certaine portée. C'est pour cela que la figure 3.4 montre par exemple que pour un élancement de 25 la précontrainte ne décroît guère avec la portée pour des portées inférieures à 50 m. (Il faut préciser que ce domaine est théorique, puisqu'il correspond à des hauteurs de poutre inférieures à 2 m).

3.2 Quantités d'armature passive longitudinale

3.2.1 Précontrainte intérieure

Le calcul de l'armature minimale a été fait selon la norme SIA 162. Pour le calcul, les parties tendues des dalles supérieure et inférieure incluent les goussets. Pour les poutres précontraintes intérieurement, l'aire de la partie tendue vaut 4.30 m^2 pour la dalle supérieure et 1.82 m^2 pour la dalle inférieure. Le calcul de $A_{s,min}$ selon 2.3.3 donne $21'900 \text{ mm}^2$ pour la dalle supérieure et $9'300 \text{ mm}^2$ pour la dalle inférieure. Cette armature minimale correspondrait approximativement à $\varnothing 14$, $s = 150 \text{ mm}$ pour la dalle supérieure et à $\varnothing 12$, $s = 150 \text{ mm}$ pour la dalle inférieure.

Le besoin de compléter les armatures de précontrainte et minimale pour satisfaire les exigences de la sécurité structurale à la flexion est illustré à la figure 3.5. La sécurité structurale à la flexion est évaluée par une analyse de la capacité portante en comparant la résistance à la flexion nécessaire pour la travée centrale avec sa résistance à la flexion fournie par les armatures de précontrainte et minimale. Cette évaluation se fait en utilisant le rapport

$M_{Rd,min} / M_d$ pour la travée centrale des poutres symétriques à cinq travées. M_d est égal à $|M_d^-| + |M_d^+|$, soit à la somme des moments de dimensionnement sur appui et en travée sans l'action de la précontrainte (précontrainte « du côté de la résistance »), les moments hyperstatiques dus à la précontrainte disparaissent lors de la sommation. Quand à $M_{Rd,min}$, il s'obtient en additionnant les moments résistants des sections sur appui et en travée pour les armatures de précontrainte et minimale divisés par un facteur de résistance $\gamma_R = 1.2$. Le rapport $M_{Rd,min} / M_d$ doit être égal ou supérieur à 1.0 pour satisfaire aux exigences de sécurité structurale. Cette évaluation par travée tient compte du fait qu'en général la résistance flexionnelle est excédentaire en travée et déficitaire sur appui. Elle implique qu'une redistribution des moments est possible ; il a cependant été contrôlé qu'elle n'excède pas 15 %.

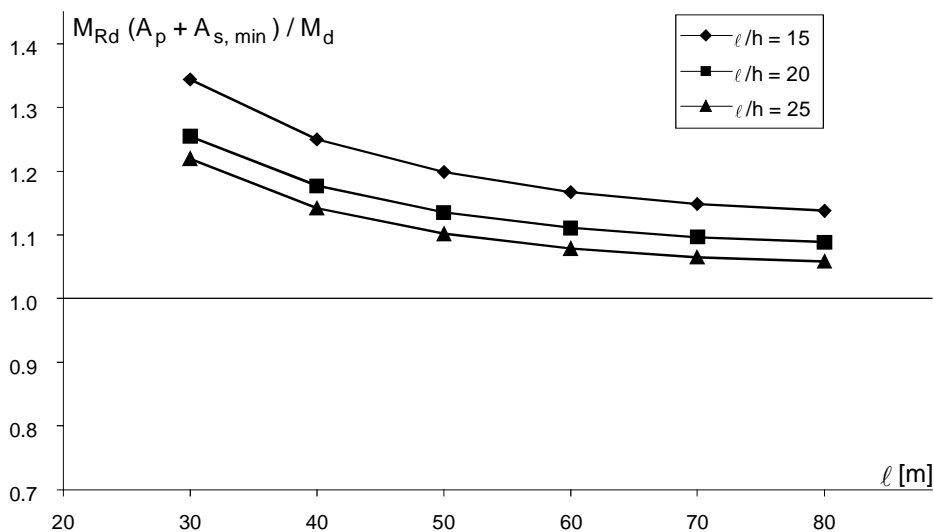


Figure 3.5: Rapport $M_{Rd} (A_p + A_{s,min}) / M_d$ en fonction de la portée pour la travée centrale de la poutre précontrainte intérieurement ($\beta = 0.8$).

La figure 3.5 montre que dans le cas de la précontrainte intérieure, les quantités d'armature de précontrainte et passive choisies sur la base de critères d'aptitude au service (compensation des déformations et armature minimale) fournissent une capacité portante flexionnelle suffisante.

La figure 3.6 montre la résistance à la flexion divisée par 1.2 en fonction de la portée pour l'élançement de 20 en mettant en évidence les contributions des armatures de précontrainte et minimale. La contribution de l'armature de précontrainte croît avec la portée, représentant de 70 à 90 % de la résistance totale à la flexion.

3.2.2 Précontrainte extérieure

Le calcul de l'armature minimale pour les poutres précontraintes extérieurement a été fait selon le même critère que pour les poutres précontraintes intérieurement. Les aires des parties tendues sont légèrement plus petites à cause de l'épaisseur réduite de l'âme. Il en découle une valeur de calcul de $A_{s,min}$ de 21'600 mm² pour la dalle supérieure et de 7'800 mm² pour la dalle inférieure. La vérification de la sécurité structurale à la flexion est conduite comme pour les

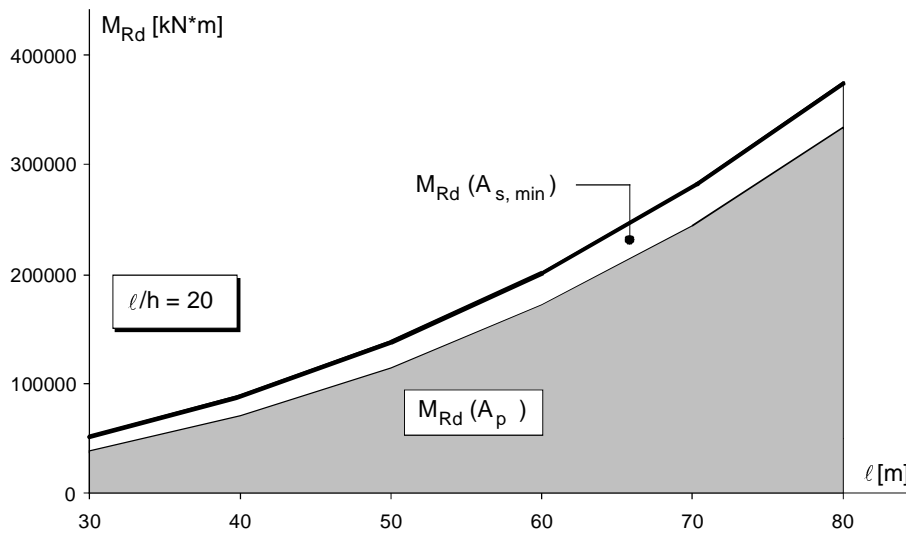


Figure 3.6: Contribution des armatures de précontrainte et passive (minimale) à la résistance à la flexion en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement ($\beta = 0.8$).

poutres précontraintes intérieurement. Le calcul de la résistance à la flexion pour la précontrainte admet un accroissement de contraintes $\Delta\sigma$ à la rupture de 100 N/mm^2 en sus de la contrainte de longue durée dans les câbles de précontrainte extérieure. Il est clair que cette valeur admise ici forfaitairement doit être vérifiée de cas en cas lors du dimensionnement. Elle peut être sensiblement plus faible suivant la longueur des câbles entre les ancrages. La figure 3.7 montre que le rapport $M_{Rd,min} / M_d$ pour les poutres précontraintes extérieurement est inférieur à 1.0 à partir de 40 m de portée quel que soit l'élancement. Cela signifie que la résistance à la flexion pour la travée centrale fournie par des considérations d'aptitude au service est insuffisante pour satisfaire la vérification de la sécurité structurale à la flexion. Ce déficit de résistance peut être comblé soit en augmentant la quantité de précontrainte, soit en ajoutant de l'armature passive complémentaire ou en combinant ces deux approches.

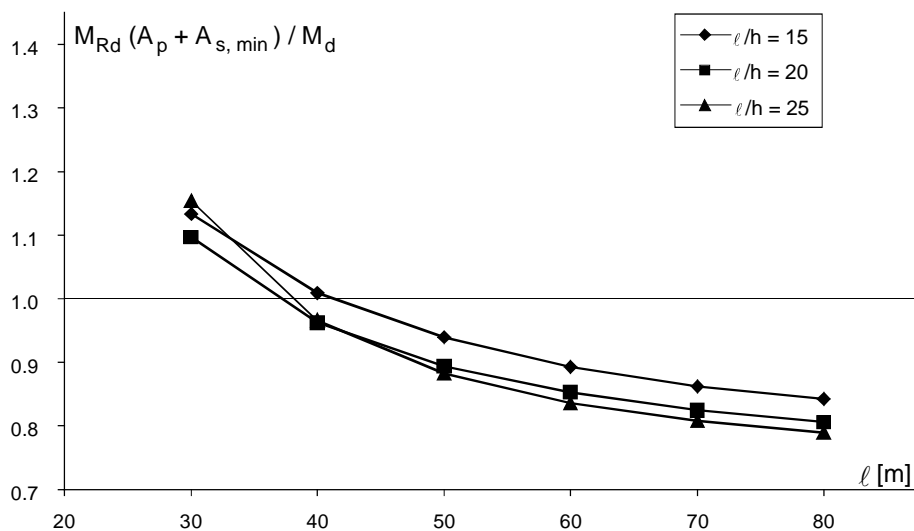


Figure 3.7: Rapport $M_{Rd}(A_p + A_{s,min}) / M_d$ en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement ($\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$) ($\beta = 0.8$).

La figure 3.8 illustre l'influence de la quantité de précontrainte sur le déficit de résistance pour l'élançement de 20. Pour un degré de compensation des déformations β allant jusqu'à 1.0, le déficit de résistance est considérablement réduit dans le domaine des portées considéré.

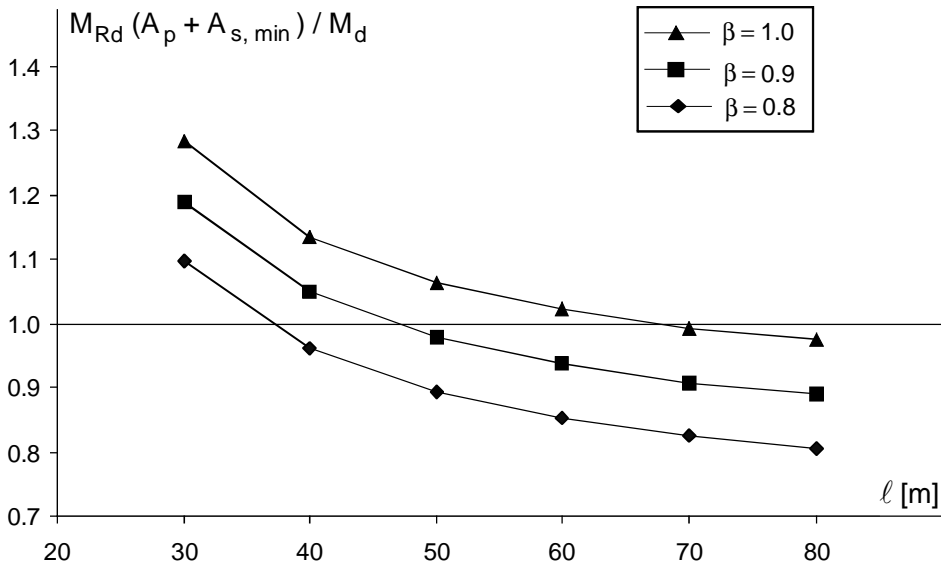


Figure 3.8: Influence du degré β de compensation des déformations sur la résistance à la flexion.

La figure 3.9 illustre la situation où le déficit de résistance est comblé par une armature passive complémentaire. Celle-ci a été calculée en admettant au maximum une redistribution de 15 % en travée du moment sur appui. Il est à noter que dans tous les cas, la résistance en travée est suffisante. Par contre, la quantité d'armature passive complémentaire peut être importante, comme le montre la figure 3.10 pour l'élançement de 20.

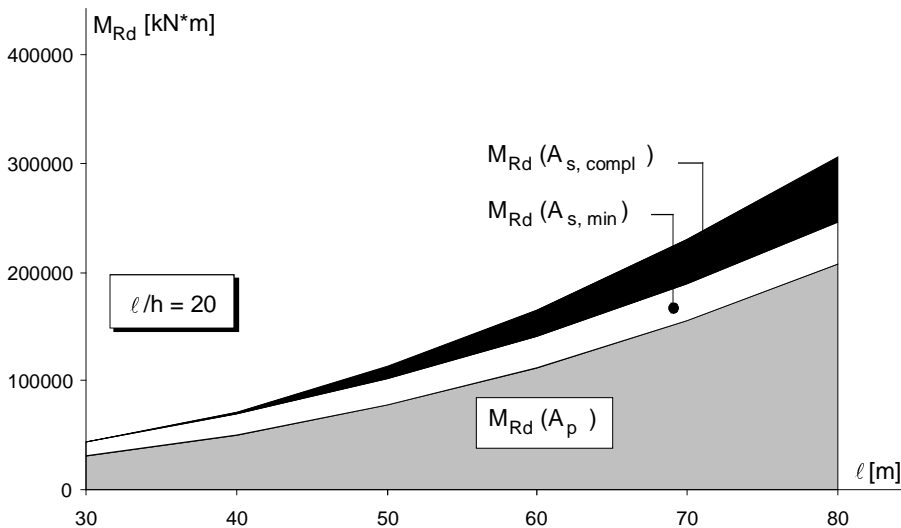


Figure 3.9: Contributions de l'armature précontrainte et passive (minimale et complémentaire) à la résistance à la flexion en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement ($\beta = 0.8$).

La valeur de calcul de la résistance à la flexion d'une poutre à précontrainte extérieure dépend de la valeur de l'accroissement de la contrainte $\Delta\sigma$ à la rupture. La figure 3.10 montre, pour un élançement moyen de 20, l'influence de la valeur de $\Delta\sigma$ sur la résistance flexionnelle.

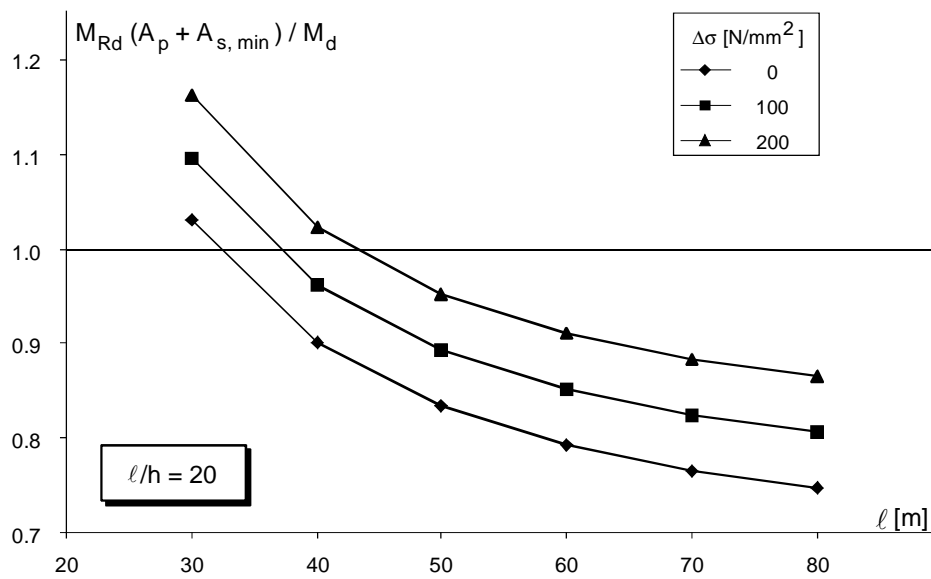


Figure 3.10: Influence de l'accroissement de contrainte $\Delta\sigma$ à la rupture sur la résistance à la flexion en fonction de la portée ($\beta = 0.8$).

3.3 Quantités d'armature d'effort tranchant

L'armature passive verticale (étriers) d'effort tranchant a été calculée sur la base des hypothèses du § 2.3.4 pour les sections d'appui de la travée centrale.

3.3.1 Précontrainte intérieure

La figure 3.11 montre la quantité d'armature d'effort tranchant en fonction de la portée pour

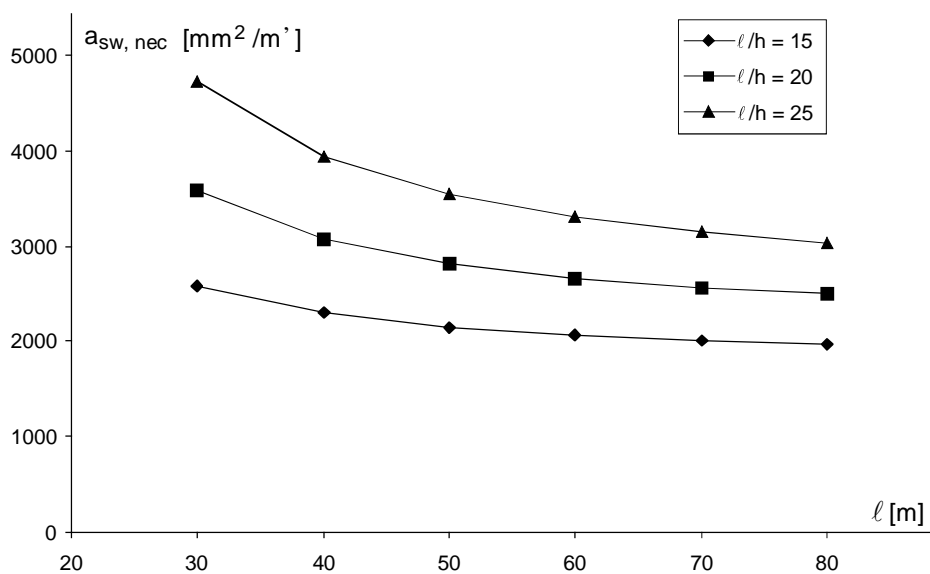


Figure 3.11: Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte intérieurement en zone d'appui ($\beta = 0.8$).

les poutres précontraintes intérieurement. Cette quantité d'armature diminue avec la portée bien que l'effort tranchant augmente. L'augmentation de l'effort tranchant avec la portée est plus que compensée par les deux effets suivants :

- Augmentation, pour un élancement donné, de la hauteur de la section avec la portée.
- Réduction de l'inclinaison α_0 résultant de l'augmentation de la force de précontrainte avec la portée.

3.3.2 Précontrainte extérieure

La figure 3.12 montre la quantité d'armature d'effort tranchant en fonction de la portée pour les poutres précontraintes extérieurement. Celle-ci montre la même tendance décroissante que pour les poutres précontraintes intérieurement.

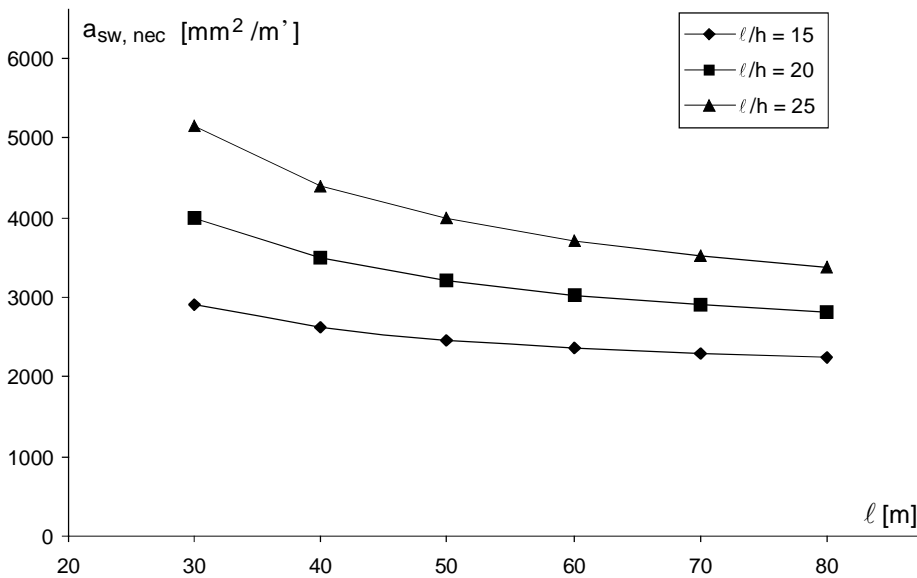


Figure 3.12: Quantité d'armature d'effort tranchant par âme en fonction de la portée pour la poutre précontrainte extérieurement en zone d'appui ($\beta = 0.8$).

3.4 Comparaison des armatures des poutres précontraintes intérieurement et extérieurement

Dans la figure 3.13, les courbes des figures 3.1 et 3.4 sont superposées pour permettre de comparer les quantités de précontrainte en fonction de la portée pour les trois élancements. La superposition montre que pour des portées inférieures à 40 m, la précontrainte extérieure exige plus de précontrainte pour tous les élancements. La différence de quantité de précontrainte augmente avec l'élancement, et peut dépasser 50 % pour une portée de 30 m. Cependant, l'avantage de la précontrainte intérieure en terme de force et de section de précontrainte diminue avec la portée, et a même tendance à s'inverser au profit de la précontrainte extérieure pour des grandes portées. Cela résulte du fait que pour des poutres de grande hauteur, l'effet pénalisant de la réduction de la flèche des câbles extérieurs est plus que compensé par le gain de poids des poutres précontraintes extérieurement (âmes plus minces).

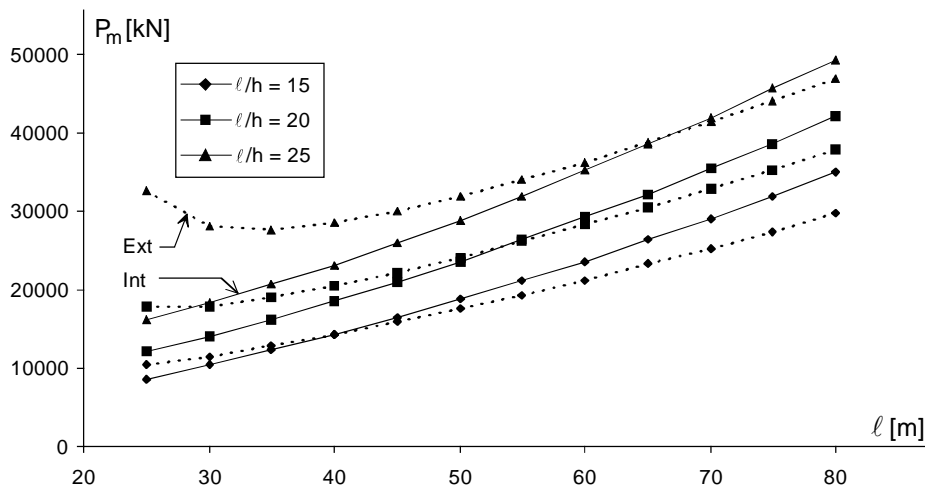


Figure 3.13: Comparaison des quantités de précontrainte en fonction de la portée ($\beta = 0.8$) pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement.

La figure 3.14 montre en fonction de l'élancement à partir de quelle portée la précontrainte extérieure devient plus efficace en terme de force que la précontrainte intérieure. Pour l'élancement moyen de 20, le point d'intersection se situe aux alentours de 55 m. Il faut noter que dans une gamme de portées allant de 40 à 75 m les écarts relatifs entre les deux types de précontrainte n'excèdent pas 10 %.

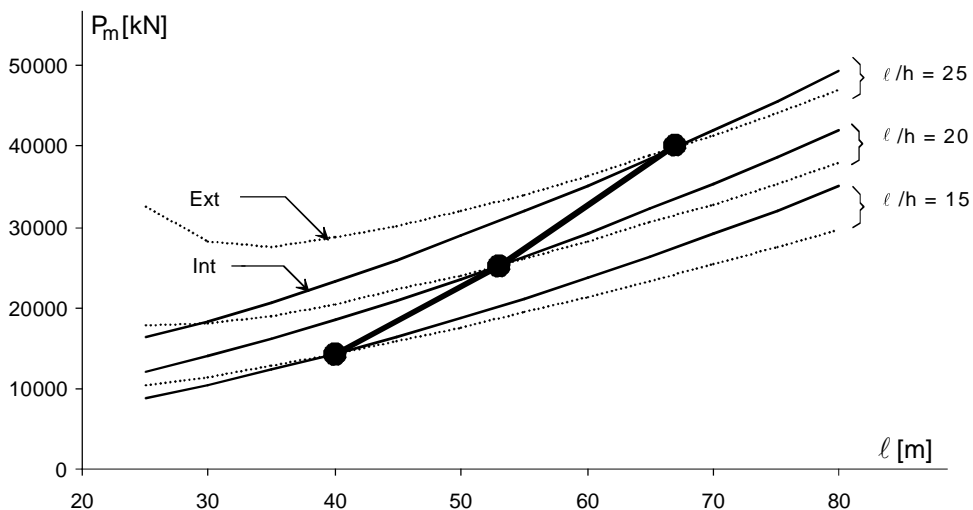


Figure 3.14: Comparaison des quantités de précontrainte ($\beta = 0.8$) - Ligne des points d'intersection de la précontrainte intérieure et extérieure.

Dans la figure 3.15, les résultats de la figure 3.3 pour les poutres à précontrainte intérieure sont comparés aux résultats correspondants pour les poutres à précontrainte extérieure. On remarque que pour les hypothèses de cette étude, la force de précontrainte requise est

similaire pour les 2 types de précontrainte pour une hauteur de section de 3.0 m. Pour des hauteurs plus faibles, la précontrainte intérieure est plus avantageuse en terme de force de précontrainte. L'inverse est vrai pour des hauteurs de section de plus de 3.0 m.

La figure 3.16 compare les poutres d'élanement $\ell/h = 20$ précontraintes intérieurement et

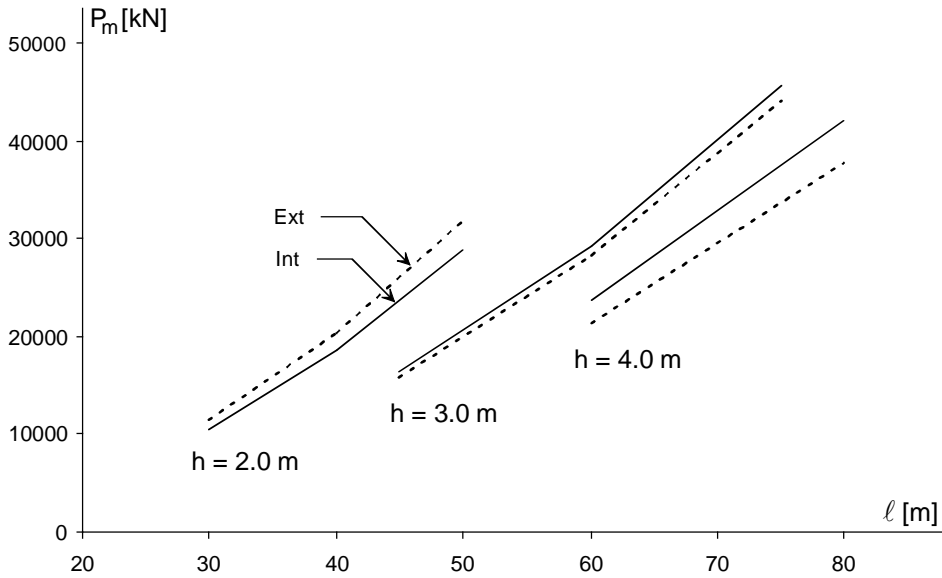


Figure 3.15: Comparaison des quantités de précontrainte en fonction de la hauteur des sections pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement.

extérieurement du point de vue de la vérification de la sécurité structurale en flexion. La précontrainte intérieure est plus avantageuse en terme de résistance à la flexion puisque l'armature d'aptitude au service (A_p et $A_{s,min}$) fournit une résistance flexionnelle suffisante pour la sécurité structurale. Les poutres précontraintes extérieurement nécessitent par contre

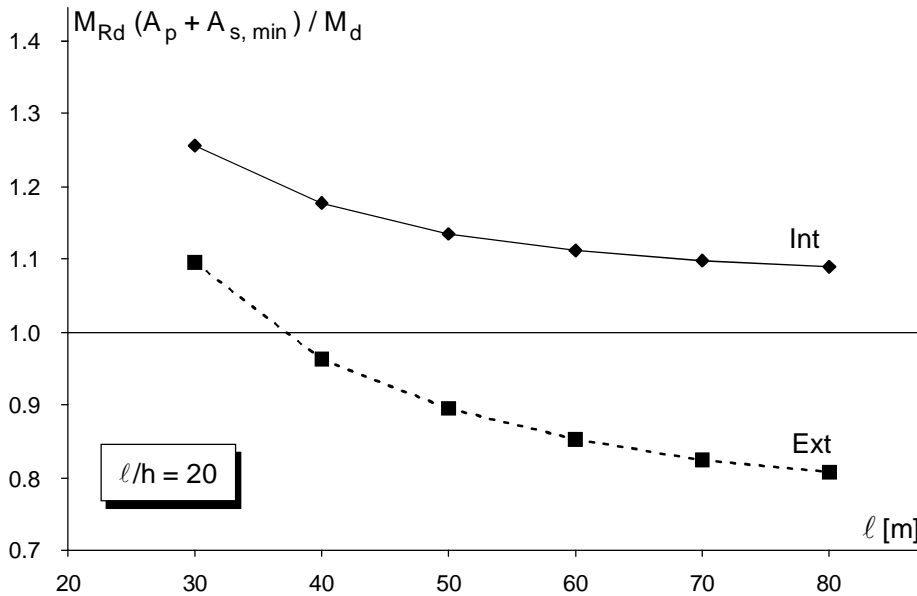


Figure 3.16: Comparaison du rapport $M_{Rd} (A_p + A_{s,min}) / M_d$ en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement ($\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$).

une armature complémentaire (précontrainte ou passive) pour satisfaire la sécurité structurale

lorsque la travée dépasse 40 m (le calcul de M_{Rd} a été effectué avec $\Delta\sigma = 100 \text{ N/mm}^2$). Cette différence s'explique par le fait que la précontrainte intérieure permet de solliciter les câbles de précontrainte jusqu'à la limite d'écoulement, ce qui n'est pas le cas pour la précontrainte extérieure.

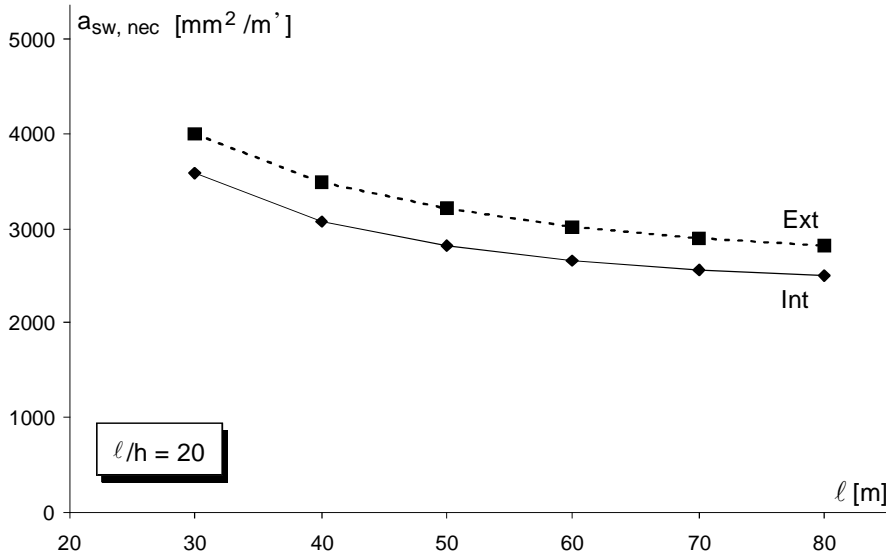


Figure 3.17: Comparaison des quantités d'armature d'effort tranchant sur appui en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement ($\beta = 0.8$).

La figure 3.17 superpose les résultats des figures 3.12 et 3.13 pour l'élançement de 20 afin de comparer les quantités d'armature d'effort tranchant pour les deux types de précontraintes. Il s'agit de l'armature passive verticale par âme nécessaire sur appui dans la travée centrale pour la sécurité structurale. L'épaisseur plus faible des âmes de la section précontrainte extérieurement a un double effet : d'une part elle réduit l'effort tranchant en diminuant le poids propre du tablier (figure 3.18), et d'autre part, elle augmente l'inclinaison des bielles de compression du modèle de treillis pour l'effort tranchant (figure 3.19). Le second de ces deux

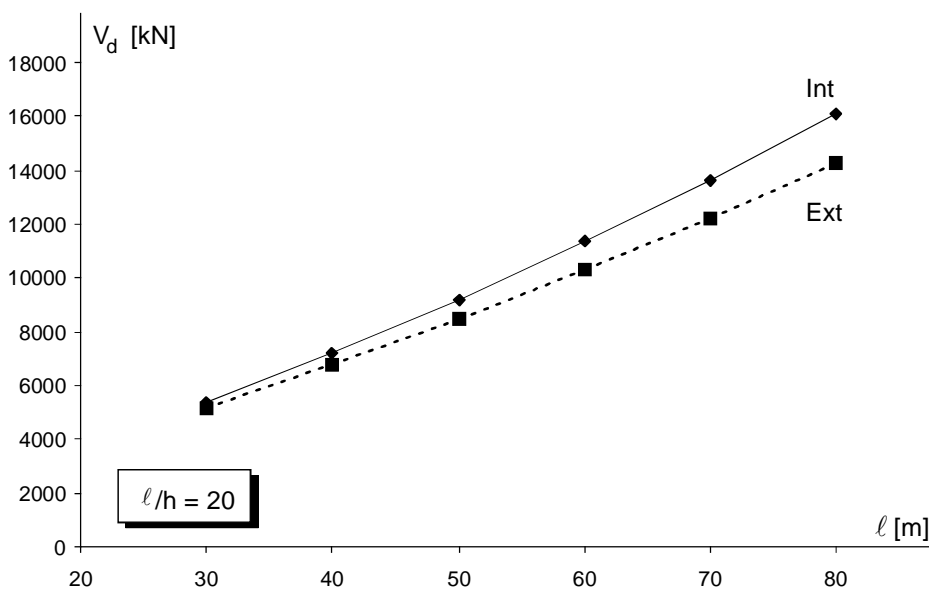


Figure 3.18: Effort tranchant de dimensionnement en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement.

effets antagonistes est dominant, ce qui explique en grande partie que dans cette étude numérique, les poutres précontraintes extérieurement nécessitent plus d'armature d'effort tranchant (environ 12 %).

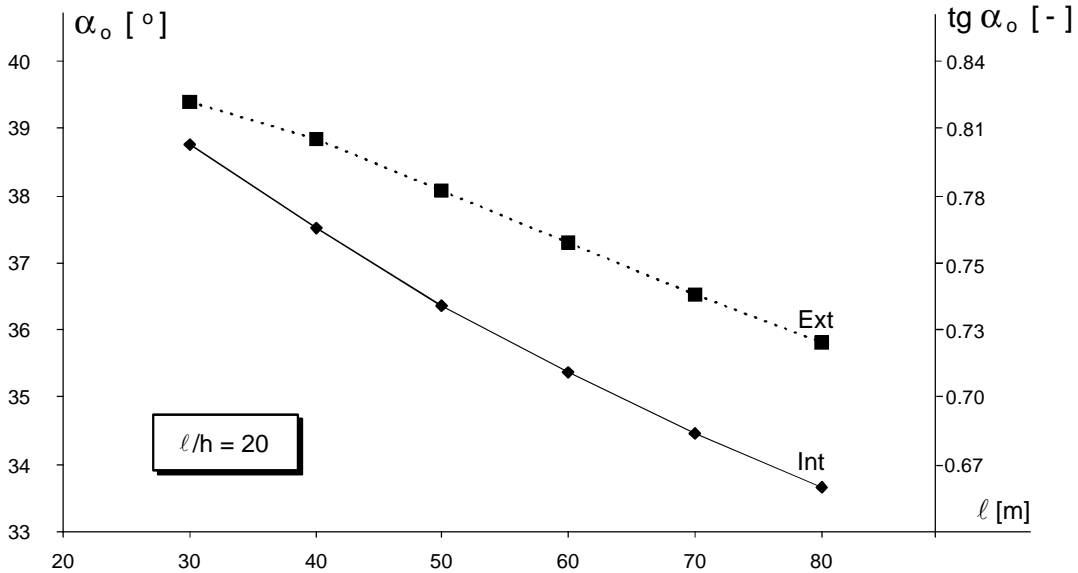


Figure 3.19: Inclinaison des bielles de béton comprimé en service en fonction de la portée pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement ($\beta = 0.8$).

4 Influence d'une approche selon l'Eurocode 2

La comparaison de la précontrainte intérieure et extérieure présentée aux chapitres 2 et 3 a été effectuée selon la philosophie et les règles des normes SIA en vigueur. Ce chapitre présente une étude limitée de l'influence de l'utilisation des règles de l'Eurocode (EC) sur cette comparaison. Il s'agit en d'autres termes de savoir si les tendances identifiées au chapitre 3 sur la base d'un « calcul SIA » sont affectées par un « calcul EC ».

La section 4.1 est consacrée à l'étude de l'influence des règles concernant les matériaux, les facteurs de résistance et l'armature minimale. La section 4.2 traite d'une différence d'une autre nature, puisqu'il s'agit de la manière dont est prise en compte l'effet de la précontrainte dans les calculs de vérifications structurales. L'EC diffère de la SIA en ce qu'elle préconise de considérer l'essentiel de la précontrainte « du côté des charges » et non « du côté de la résistance ».

4.1 Influence des règles concernant les matériaux, les facteurs de résistance et l'armature minimale

L'étude paramétrique présentée au chapitre 3 a été répétée pour des poutres dimensionnées selon les règles de l'EC. Les principaux résultats de la comparaison des « calculs SIA » et des « calculs EC » sont présentés ci-dessous, d'abord pour le choix de la précontrainte, puis pour l'armature minimale et la vérification de la sécurité structurale, et enfin pour l'armature d'effort tranchant. Les remarques suivantes s'appliquent à cette comparaison :

- Le terme « EC » décrit ici les normes Eurocodes en vigueur au moment de l'étude et ayant une pertinence pour cette étude, en particulier l'Eurocode 2 [15, 16]. Le terme « SIA », il est utilisé ici pour décrire les normes actuelles de la Société des Ingénieurs et Architectes suisses, en particulier la SIA 162 (1993) [52].
- L'objectif n'est pas de conduire une comparaison détaillée d'un dimensionnement selon la SIA et selon l'EC. Une telle étude, évaluant l'effet de la normalisation européenne sur le dimensionnement de ponts-routes en Suisse, a été menée pour l'OFROU par l'ICOM-EPFL [27]. Elle tient compte à la fois des différences au niveau des charges, et au niveau des vérifications structurales. Il s'agit ici de se limiter aux principales différences qui peuvent influencer sur la comparaison des quantités d'armature des tabliers de ponts précontraints intérieurement et extérieurement.
- Les charges de trafic utilisées dans le calcul EC sont celles du calcul SIA. Les efforts de dimensionnement sont donc identiques pour les deux calculs. Ce choix est raisonnable par rapport au but de l'étude qui est de mesurer l'influence de la réglementation concernant le dimensionnement de structures avec précontrainte intérieure et extérieure.
- Si l'on exclut les charges, les principales différences entre SIA et EC pour un pont en béton précontraint se situent au niveau des propriétés des matériaux, des facteurs de résistance et des exigences concernant l'armature passive minimale. En lieu du facteur de résistance unique $\gamma_R = 1.2$ de la SIA pour le béton de structure, l'EC applique un facteur

$\gamma_s = 1.15$ pour les armatures métalliques, et $\gamma_c = 1.5$ pour le béton. Concernant les matériaux, les valeurs caractéristiques de résistance à la traction des armatures sont généralement plus hautes pour EC. Pour les calculs EC, les classes de matériaux suivants ont été admises : béton C40/50, aciers d'armature passive B500, et acier de précontrainte $f_{tk} = 1'770 \text{ N/mm}^2$ (prEN 10138-3 4.1).

4.1.1 Quantité de précontrainte

Le calcul de la force de précontrainte sur la base d'un critère de balancement est indépendant de la norme utilisée. Par contre, la quantité d'armature de précontrainte A_p dépend de la norme. L'Eurocode 2 autorise une tension initiale à $0.8 f_{tk}$, supérieure au $0.75 f_{tk}$ de la SIA 162 (1993). Pour un taux de balancement donné, un calcul de section de précontrainte basé sur l'Eurocode donne donc une section de précontrainte inférieure à un calcul SIA. Pour une qualité d'acier donnée, et si l'on néglige la différence de prescriptions au niveau des pertes de précontrainte dues aux effets différés, cette réduction est d'environ 7%, tant pour la précontrainte intérieure que pour la précontrainte extérieure.

4.1.2 Choix de l'armature longitudinale passive minimale, et vérification de la sécurité structurale en flexion

L'Eurocode définit des classes d'exposition en fonction de l'environnement [15]. Pour la classe d'exposition 3 qui correspond à des structures exposées au gel et aux sels de déverglaçage dans un environnement humide, la quantité d'armature passive longitudinale minimale est calculée pour garantir que l'ouverture moyenne probable des fissures n'excède pas 0.2 mm. Cette condition plus restrictive que celle de la norme SIA pour des exigences accrues conduit à des quantités d'armature plus importantes. On obtient selon un calcul EC pour des poutres précontrainte intérieurement des valeurs de $A_{s,min}$ de $41'300 \text{ mm}^2$ pour la dalle supérieure, et de $17'500 \text{ mm}^2$ pour la dalle inférieure. Ces valeurs sont environ 90 % plus grandes que celles du calcul SIA (voir section 3.2). Il en va de même pour les poutres précontraintes extérieurement.

La vérification à la sécurité structurale en flexion pour le dimensionnement EC a été effectuée selon le même principe qu'à la section 3.2 (et pour les mêmes sollicitations de dimensionnement M_d). Les résultats de cette vérification conduite pour des « poutres SIA » et des « poutres EC » sont illustrés à la figure 4.1 pour une poutre précontrainte intérieurement et à la figure 4.2 pour une poutre précontrainte extérieurement. Ces figures montrent que la résistance flexionnelle fournie par la précontrainte choisie selon le critère $\beta = 0.8$ et l'armature passive longitudinale minimale est plus haute pour le dimensionnement EC.

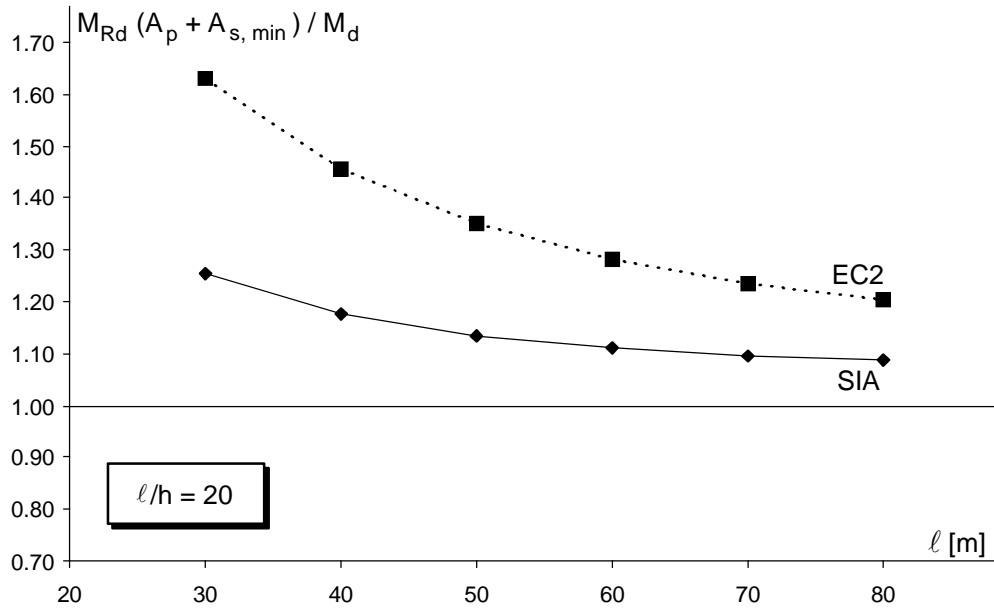


Figure 4.1: Comparaison du rapport $M_{Rd}(A_p + A_{s,min}) / M_d$ en fonction de la portée selon l'Eurocode et la norme SIA pour la précontrainte intérieure.

La figure 4.2 montre que pour la précontrainte extérieure, le déficit de résistance (§ 3.2.2) pour un calcul SIA disparaît largement dans un calcul EC pour le domaine de portées considéré et pour les sollicitations de dimensionnement d'un calcul SIA. Il en découle que dans un dimensionnement EC, la poutre précontrainte extérieurement ne nécessite pas ou peu de surcroît d'armature passive ou précontrainte afin de satisfaire la vérification de la sécurité structurale flexionnelle.

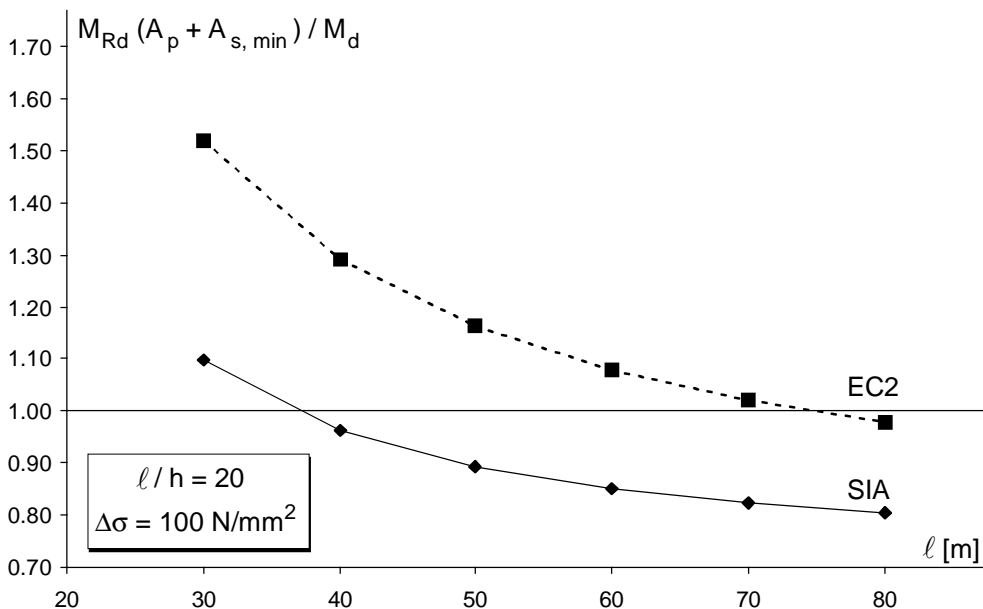


Figure 4.2: Comparaison du rapport $M_{Rd}(A_p + A_{s,min}) / M_d$ en fonction de la portée selon l'Eurocode et la norme SIA pour la précontrainte extérieure.

Les remarques suivantes concernent le surcroît de résistance flexionnelle des poutres EC mis en évidence aux figures 4.1 et 4.2 :

- Ce surcroît provient principalement du fait que l'armature passive longitudinale minimale des poutres EC est presque deux fois plus. Comme la contribution de l'armature minimale à la résistance flexionnelle diminue avec la portée (quantité croissante de précontrainte), l'écart entre les deux normes décroît avec la portée.
- La différence de résistance flexionnelle liée à l'armature précontrainte est faible pour la raison suivante. Le fait que la quantité de précontrainte des poutres SIA est plus grande (environ 7 %, voir ci-dessus) est en grande partie compensé par le fait que le facteur de résistance EC pour l'acier est plus petit. Le facteur de résistance EC pour l'acier est $\gamma_s = 1.15$, alors qu'il est $\gamma_R = 1.2$ pour la SIA.
- Quant à la différence entre la résistance flexionnelle des poutres SIA et EC liées à l'influence des caractéristiques du béton (classe de résistance, valeurs de calculs et facteur de résistance), elle est aussi faible. Cela provient notamment du fait que le Document d'Application National de l'Eurocode 2 a été calibré dans ce but.

4.1.3 Armature d'effort tranchant

Le calcul de l'armature d'effort tranchant selon l'EC se fait sur la base d'un modèle de treillis comme pour la SIA. Si l'on utilise la même hypothèse pour l'inclinaison des bielles que pour le calcul SIA (§ 3.3), la différence entre un dimensionnement SIA et EC se situe donc principalement au niveau des résistances des matériaux (valeur de calcul effective de la résistance à la traction des armatures) et des facteurs de résistance. A cela s'ajoute que la contribution de la précontrainte à la reprise des efforts tranchants prise en compte « du côté des charges », se trouve minorée par un coefficient multiplicateur de 0.9 dans un calcul EC, alors qu'elle est divisée par le facteur de résistance 1.2 dans un calcul SIA.

Les calculs montrent que pour les poutres de cette étude numérique, un dimensionnement EC requiert entre 15 et 18 % moins d'armature d'effort tranchant qu'un dimensionnement SIA. Cette réduction varie peu avec la portée et est similaire pour les poutres précontraintes intérieurement et extérieurement.

4.1.4 Conclusions

L'étude de l'influence de la réglementation (SIA et EC) sur la comparaison de la précontrainte intérieure et extérieure montre que :

- Les tendances mise en évidence au chapitre 3 sur la base d'un calcul SIA sont confirmées dans un calcul EC.
- La différence la plus importante provient du taux d'armature passive minimale qui est presque deux fois plus grand pour les poutres EC. Ce taux élevé réduit le besoin d'une armature complémentaire (en sus de l'armature précontrainte et passive nécessaire pour satisfaire aux exigences de l'aptitude au service) pour satisfaire la

sécurité structurale flexionnelle pour un niveau de sollicitation de dimensionnement donné. Cela peut favoriser la précontrainte extérieure qui a plus tendance que la précontrainte intérieure à nécessiter une armature complémentaire (passive ou précontrainte) pour satisfaire la vérification de la sécurité structurale flexionnelle.

- A sollicitations de dimensionnement égales, le dimensionnement EC tend à donner des quantités d'armature inférieures de quelques pour-cent. Cela provient des valeurs de calcul plus hautes des résistances des aciers d'armature, et au facteur de résistance plus faible pour les aciers d'armatures. Cette conclusion doit être pondérée par le fait que les sollicitations de dimensionnement pour les ponts sont plus grandes selon EC. L'étude ICOM-EPFL [27] montre qu'il en résulte en fait des quantités d'armature plus grandes que dans un dimensionnement SIA.

4.2 Influence de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou de la résistance

L'effet de la précontrainte peut être considéré de deux façons différentes pour les vérifications. Soit, et c'est l'approche suivie par la norme SIA 162, la précontrainte est considérée comme augmentant la résistance des sections, et est donc prise en compte du côté de la résistance, soit, comme c'est le cas dans l'Eurocode, la précontrainte est essentiellement considérée comme une charge soulageante agissant sur la structure, qui est donc prise en compte du côté des charges. La discussion présentée dans cette section met en évidence les différences existant entre les deux approches, ainsi que leur convergence vers un résultat final similaire.

4.2.1 Description des deux approches

A l'état limite de service, la précontrainte a pour effet d'une part de comprimer la structure et d'autre part d'induire des champs d'efforts intérieurs de flexion et d'effort tranchant. La façon la plus simple de prendre en compte l'effet de la précontrainte à l'état de service est de l'introduire comme un jeu de charges qui se superposent aux autres charges auxquelles est soumise la structure. Typiquement, l'effort normal dû à la précontrainte réduit ou empêche complètement la fissuration des sections, alors que le champ de moments dû à la précontrainte réduit en général les moments agissant sur ces mêmes sections. Il en résulte des structures qui à la fois se déforment moins et se fissurent moins. Toutes les normes suivent cette approche pour la prise en compte de la précontrainte à l'état de service.

A l'état limite de sécurité structurale, le comportement des sections précontraintes se rapproche fortement de celui de sections simplement armées au moyen d'armatures à haute résistance. En effet, les élongations dans les aciers à l'approche de la rupture sont typiquement telles que le fait de négliger que les aciers de précontrainte sont prétendus ne conduit qu'à des différences faibles, voire aucune différence comme le montre la figure 4.3, dans laquelle la zone grisée indique le niveau typique d'effort normal atteint dans une section précontrainte. La différence entre un acier à haute résistance non pré-tendu et un acier de

précontrainte avec un allongement initial ne se manifeste que pour des niveaux d'effort normal élevés. (Il est possible dans certains cas, comme celui de dalles minces, que cet effet se manifeste pour un effort normal plus faible, qui pourrait concerner des sections précontraintes).

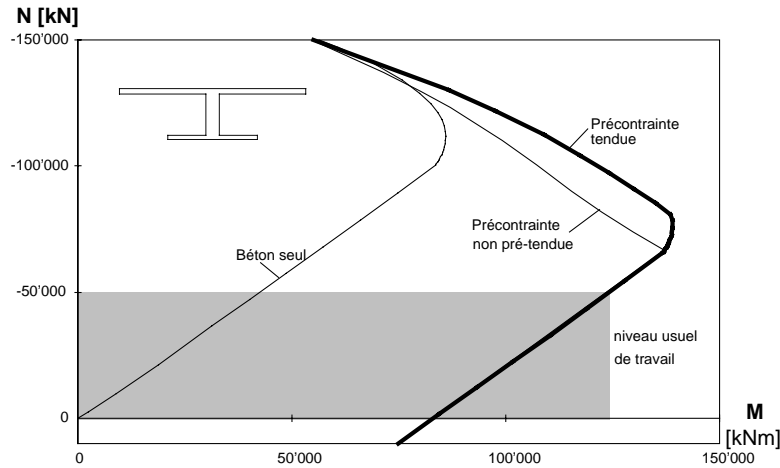


Figure 4.3: Diagramme d'interaction pour une section de pont typique avec la précontrainte avec et sans élongation initiale. (En gris : niveau habituel de travail pour les sections précontraintes soumises à la flexion).

Dès lors, deux approches sont possibles pour la prise en compte de la précontrainte à la sécurité structurale :

- **Précontrainte « du côté de la résistance »**, qui procède à un dimensionnement classique de béton armé, considérant simplement la précontrainte comme un acier à haute limite élastique avec une déformation initiale. Le calcul des efforts de dimensionnement est effectué sous la combinaison du poids propre et des charges utiles, en n'incluant pas la précontrainte. Toutes les armatures (passives et de précontrainte) contribuent à la résistance.
- **Précontrainte « du côté des charges »**, qui considère la précontrainte comme une charge (comme à l'état de service). Le calcul de dimensionnement est effectué sous la combinaison du poids propre, des charges utiles et des efforts induits par la précontrainte, qui en général diminuent les sollicitations. Par contre, seule l'armature passive contribue à la résistance de la section. L'accroissement de contrainte dans l'acier de précontrainte jusqu'à la rupture est pris également du côté de la résistance.

Tableau 4.1: Prise en compte de la précontrainte selon la SIA 162 et l'EC2

	Etat de service	Sécurité structurale
Norme SIA 162	Du côté des charges	Du côté de la résistance
Eurocode 2		Du côté des charges

Le tableau 4.1 résume les approches suivies par la norme SIA 162 et l'Eurocode pour la prise en compte de la précontrainte. En fait, les positions ne sont pas aussi tranchées : la norme SIA

recommande de considérer la précontrainte comme une charge extérieure pour les vérifications locales d'introduction des efforts, et l'Eurocode considère une partie de la contribution des câbles de précontrainte « du côté de la résistance ». En effet, la précontrainte présente dans une structure à l'état de service n'est qu'une fraction, certes importante, de l'effort de rupture des câbles de précontrainte (typiquement $P_\infty = 0.6 A_p f_{yp}$). Lorsque l'on considère la précontrainte du côté des charges, son effet est séparé en deux contributions : la précontrainte effectivement présente avant la rupture (σ_{P_∞}) est prise en compte du côté des charges, alors que l'augmentation de contrainte jusqu'à la résistance de calcul est prise en compte comme une augmentation de la résistance, qui s'ajoute à la résistance de l'acier passif. Cette augmentation vaut $\Delta\sigma = f_{yp} - \sigma_{P_\infty}$ pour la précontrainte intérieure avec adhérence et sans coefficients de sécurité, ou $\Delta\sigma_d = \frac{f_{yp}}{\gamma_R} - \gamma_P \sigma_{P_\infty}$ au niveau de dimensionnement et avec coefficients de sécurité. Elle est plus faible pour la précontrainte extérieure ou sans adhérence, dépendant de la déformation de la structure à la rupture et de la distance entre points d'ancrage.

Les deux approches ont leurs avantages et leurs inconvénients. La prise en compte de la précontrainte du côté de la résistance oblige l'ingénieur à utiliser deux modèles de calcul différents, l'un pour le calcul à l'état de service, l'autre pour la sécurité structurale. Par contre cette approche facilite le passage du béton armé au béton précontraint et l'application de la précontrainte partielle.

La prise en compte de la précontrainte du côté des charges permet de n'utiliser qu'un seul et même modèle de calcul pour l'état de service et la sécurité structurale. Par contre la nécessité de séparer l'effet de la précontrainte en une contribution à l'état de service et une autre à la sécurité structurale obscurcit la compréhension de l'effet réel de la précontrainte sur la structure (prise en compte de la contribution de la précontrainte comme charge et comme résistance avec l'acier passif).

L'approche classique en Suisse (si l'on excepte les moments hyperstatiques induits par la précontrainte), est depuis de nombreuses années de prendre en compte l'action de la précontrainte comme celle d'une armature à haute résistance. L'autre approche, qui est actuellement celle choisie dans l'Eurocode, est de considérer la précontrainte du côté des charges pour ce qui concerne sa contribution sous charges de service (P_∞) et du côté de la résistance pour le reste de sa contribution, soit pour $A_p \cdot \Delta\sigma$, où $\Delta\sigma$ est l'augmentation de précontrainte entre l'état de service permanent (σ_{P_∞}) et la contrainte lors de la rupture.

4.2.2 Comparaison des deux approches

Pour illustrer de manière qualitative la différence entre ces deux approches, les paragraphes qui suivent présentent un calcul simplifié qui montre la façon dont la précontrainte est prise en compte selon l'approche suivie. Cette illustration est inspirée de celle de Matt [42], en y ajoutant la prise en compte des coefficients de sécurité partiels.

Hypothèses de calcul

Comme il a été mentionné plus haut, l'approche la plus simple pour décrire le comportement d'une section précontrainte à l'état de service est la prise en compte de la précontrainte du côté des charges. La comparaison qui suit n'est donc effectuée que pour l'état limite de sécurité structurale. Les développements qui suivent se font d'abord sans coefficients de sécurité et avec l'hypothèse que la précontrainte est appliquée directement avec sa limite d'écoulement ($P = P_y = A_p f_{yp}$), ce qui supprime la complication induite par la nécessité de la séparer en deux contributions pour la prise en compte du côté des charges. Le cas où une partie (P_∞) de la précontrainte est prise du côté des charges, alors que le reste ($P_y - P_\infty$ ou $A_p \Delta \sigma$) est pris du côté de la résistance se résout simplement par addition des deux contributions.

La figure 4.4 montre une poutre simple soumise à des charges réparties de dimensionnement et dont la seule armature consiste en un câble de précontrainte parabolique.

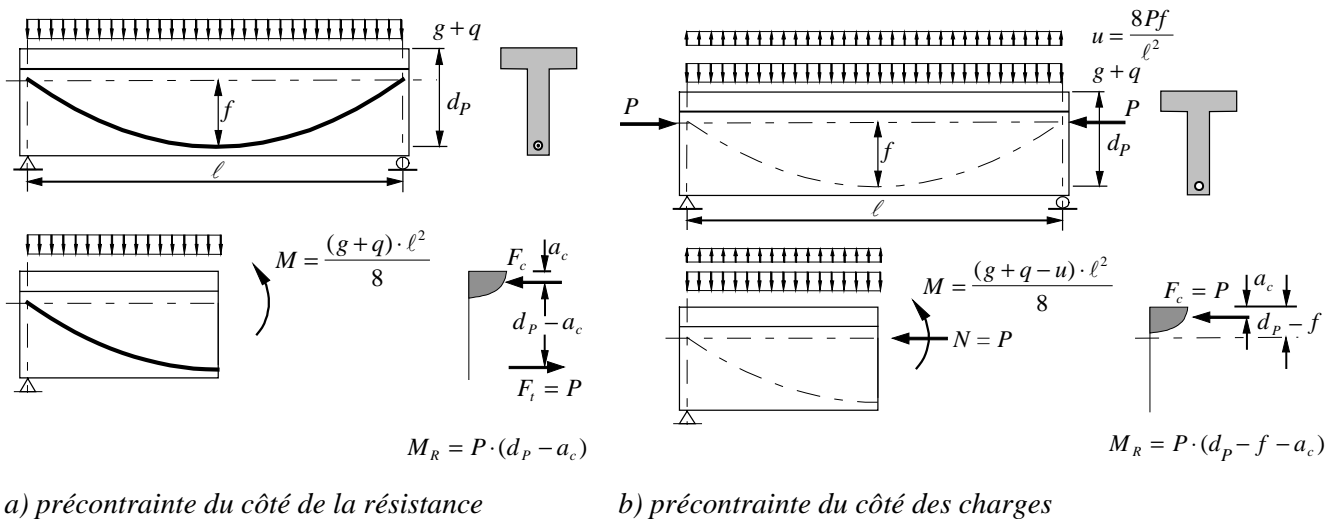


Figure 4.4: Précontrainte du côté des charges ou de la résistance pour $P = P_y = A_p f_{yp}$ et sans coefficients de sécurité

Précontrainte du côté de la résistance

La figure 4.4a montre le dimensionnement de la précontrainte du côté de la résistance. Comme dans une section de béton armé, la résistance de la section est atteinte lorsque la contrainte dans l'acier atteint la limite d'écoulement (f_{yp}), alors que la résultante de la compression dans le béton est à la distance a_c de la surface. Le moment maximal que peut reprendre la section est donné par le produit de l'effort de traction par le bras de levier des forces internes $d_p - a_c$.

Précontrainte du côté des charges

La figure 4.4b montre le dimensionnement de cette même poutre lorsque la précontrainte est considérée comme une charge. La précontrainte induit à mi-travée un effort normal et un moment de flexion qui diminue l'effort de dimensionnement. Puisque la section n'est pas armée (la précontrainte est entièrement du côté des charges), la capacité maximale en flexion est atteinte pour l'excentrement maximal de l'effort normal P . Comme cet effort normal a la même valeur que dans le cas (a), le centre de gravité du béton en compression est également à la position a_c .

Tableau 4.2: Comparaison des deux approches sans coefficients partiels
(explication des symboles : fig. 4.4)

	Précontrainte du côté de la résistance	Précontrainte du côté des charges
Moment agissant	$M = \frac{(g + q) \cdot \ell^2}{8}$	$M = \frac{[(g + q) - u] \cdot \ell^2}{8} = \frac{\left[(g + q) - \frac{8Pf}{\ell^2} \right] \cdot \ell^2}{8}$
Moment résistant	$M_R = P \cdot (d_P - a_c)$	$M_R = P \cdot (d_P - f - a_c)$
Equation de dimensionnement	$P \cdot (d_P - a_c) \geq \frac{(g + q) \ell^2}{8}$	$P \cdot (d_P - f - a_c) \geq \frac{[(g + q) - u] \cdot \ell^2}{8}$
Charge maximale	$(g + q)_{\max} = \frac{8P}{\ell^2} (d_P - a_c)$	

Le tableau 4.2 montre de façon synthétique les résultats analytiques obtenus par ces deux approches. On constate que les moments agissants et résistants sont différents, mais que la charge maximale est la même. Cet exemple montre que les deux approches sont équivalentes en termes de capacité portante, alors que toutes les autres valeurs de dimensionnement (M , M_R) sont différentes. Il importe donc lorsque l'on compare les deux approches de formuler le résultat en terme de capacité portante.

Influence des coefficients de sécurité partiels

En pratique, les normes incluent des coefficients de sécurité partiels, qui compliquent quelque peu la comparaison conduite ci-dessus. La norme SIA 162 utilise un coefficient de résistance $\gamma_R = 1.2$ qui diminue la résistance de calcul des sections, alors que l'Eurocode utilise deux coefficients de sécurité partiels sur les matériaux $\gamma_c = 1.5$ (béton) et $\gamma_s = 1.15$ (acier). Le coefficient γ_c n'a pas une influence important sur le dimensionnement des sections en béton en flexion, dans la mesure où elles sont ductiles. Le coefficient de sécurité γ_s a une valeur proche du coefficient γ_R de la norme SIA 162.

Pour ce qui concerne les charges, les deux familles de normes incluent différents coefficients de charge pour les diverses actions sur les structures. Comme la sollicitation de dimensionnement n'a pas d'influence directe sur les résultats présentés ci-après, un seul coefficient γ_Q sera utilisé pour les charges permanentes et utiles. Lorsque la précontrainte est considérée comme une charge, elle est multipliée par un facteur partiel γ_P . La norme SIA indique $\gamma_P = 1.0$ pour l'effet global de la précontrainte. L'Eurocode 2 indique les deux valeurs suivantes : 0.9 et 1.1, selon que l'effet de la précontrainte est favorable ou défavorable.

Le tableau 4.3 montre que même en présence de coefficients de sécurité partiels, et quelle qu'en soit la valeur, les deux approches donnent la même capacité portante.

Influence de l'augmentation des contraintes à la rupture

Dans le tableau 4.3, la démonstration a été faite en prenant en compte l'augmentation des contraintes jusqu'à la rupture, telle qu'elle se produit pour une précontrainte avec adhérence. Le tableau 4.4 montre un développement similaire pour le cas d'une précontrainte sans adhérence, lorsque l'augmentation des contraintes dans l'acier de précontrainte est insuffisante pour atteindre la limite élastique.

Influence des moments hyperstatiques

Les cas traités ci-dessus sont isostatiques, ce qui fait qu'il n'y a pas de moments hyperstatiques dus à la précontrainte. S'il y en a, dans le cas d'une poutre continue par exemple, ils devront être inclus dans les comparaisons. Notons que dans tous les cas les moments hyperstatiques sont introduits comme des charges dans l'équation de dimensionnement, comme le faisait l'ancienne norme SIA 162 (1968).

A la rupture, les moments hyperstatiques, comme les autres sollicitations induites par des déformations imposées ou entravées (effets de la température, retrait, tassements différentiels), finissent par disparaître. C'est pourquoi certaines normes, comme l'actuelle SIA 162, permettent de les omettre dans les vérifications basées sur la précontrainte du côté de la résistance.

D'autres normes, comme l'Eurocode, tout en permettant également de les omettre, font observer que leur inclusion conduit à un dimensionnement qui se rapproche du comportement en service de l'ouvrage, et donc à une meilleure performance en service. En effet, les moments hyperstatiques dus à la précontrainte dans les poutres continues ont généralement pour effet de diminuer les moments sur appuis et d'augmenter les moments en travée. Cela peut s'avérer un effet bienvenu, car, pour les sections courantes, notamment pour les ponts avec un câblage continu, la capacité en moment positif est souvent excédentaire (câble de précontrainte continu, table de compression plus large, etc.) Il est intéressant d'observer que les moments hyperstatiques ont un effet similaire à une redistribution plastique des moments négatifs vers les moments négatifs, qui est souvent utilisée lors du dimensionnement. Dans l'approche selon la norme SIA, on néglige les moments hyperstatiques, et on permet d'importantes redistributions plastiques des moments des appuis vers la travée, alors que dans

d'autres normes on considère les moments hyperstatiques et on ne permet que des redistributions plastiques limitées.

Tableau 4.3: Comparaison des deux approches avec coefficients de sécurité partiels
Cas où l'armature de précontrainte atteint l'écoulement (avec adhérence)

	Précontrainte du côté de la résistance	Précontrainte du côté des charges
Moment de dimensionnement	$M_d = \frac{\gamma_Q(g+q) \cdot \ell^2}{8}$	$M_d = \frac{[\gamma_Q(g+q) - \gamma_P u] \cdot \ell^2}{8}$ avec $u = \sigma_{p\infty} A_P \frac{8f}{\ell^2}$
Moment résistant	$\frac{M_R}{\gamma_R} = A_P \frac{f_{yP}}{\gamma_R} \cdot (d_P - a_c)$	$\frac{M_R}{\gamma_R} = \gamma_P \cdot \frac{A_P \sigma_{p\infty}}{\bar{P}} \cdot (d_P - a_c - f) + \left(\frac{f_{yP}}{\gamma_R} - \gamma_P \sigma_{p\infty} \right) \cdot A_P \cdot (d_P - a_c)$
Equation de dimensionnement $\frac{M_R}{\gamma_R} \geq M_d$	$A_P \frac{f_{yP}}{\gamma_R} \cdot (d_P - a_c) \geq \frac{\gamma_Q(g+q) \cdot \ell^2}{8}$	$A_P \cdot \frac{f_{yP}}{\gamma_R} \cdot (d_P - a_c) - \gamma_P A_P \sigma_{p\infty} \cdot f \geq \frac{[\gamma_Q(g+q) - \gamma_P u] \cdot \ell^2}{8}$
	$\frac{f_{yP}}{\gamma_R} A_P \cdot (d_P - a_c) \geq \frac{\gamma_Q(g+q) \ell^2}{8}$	
Charge maximale	$\gamma_Q(g+q)_{\max} = A_P \cdot \frac{f_{yP}}{\gamma_R} \cdot \frac{8}{\ell^2} (d_P - a_c)$	

Tableau 4.4: Comparaison des deux approches avec coefficients de sécurité partiels
Cas où l'armature de précontrainte n'atteint pas l'écoulement (sans adhérence)

	Précontrainte du côté de la résistance	Précontrainte du côté des charges
Moment de dimensionnement	$M_d = \frac{\gamma_Q(g+q) \cdot \ell^2}{8}$	$M_d = \frac{[\gamma_Q(g+q) - \gamma_P u] \cdot \ell^2}{8}$
Moment résistant	$\frac{M_R}{\gamma_R} = \left(\gamma_P A_P \cdot \sigma_{p\infty} + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \right) \cdot (d_P - a_c)$	$\frac{M_R}{\gamma_R} = \gamma_P \cdot \frac{A_P \sigma_{p\infty}}{\bar{P}} \cdot (d_P - a_c - f) + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \cdot A_P \cdot (d_P - a_c)$
Equation de dimensionnement $\frac{M_R}{\gamma_R} \geq M_d$	$\left(\gamma_P A_P \cdot \sigma_{p\infty} + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \right) \cdot (d_P - a_c) \geq \frac{\gamma_Q(g+q) \cdot \ell^2}{8}$	$\left(\gamma_P \cdot A_P \cdot \sigma_{p\infty} + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \right) \cdot (d_P - a_c) - \gamma_P A_P \cdot \sigma_{p\infty} \cdot f \geq \frac{[\gamma_Q(g+q) - \gamma_P u] \cdot \ell^2}{8}$
	$\left(\gamma_P A_P \cdot \sigma_{p\infty} + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \right) \cdot (d_P - a_c) \geq \frac{\gamma_Q(g+q) \ell^2}{8}$	
Charge maximale	$\gamma_Q(g+q)_{\max} = \left(\gamma_P A_P \cdot \sigma_{p\infty} + \frac{\Delta\sigma}{\gamma_R} \right) \frac{8}{\ell^2} (d_P - a_c)$	

La comparaison de résultats obtenus par les deux approches pour des structures hyperstatiques ne peut pas être effectuée section par section, et c'est une approche au travers de la capacité portante d'une travée qui doit être utilisée. Pour une travée intermédiaire, cette comparaison peut s'effectuer en comparant la somme des moments de dimensionnement en travée et sur appui avec la somme des moments résistants en travée et sur appui.

4.2.3 Utilisation de diagrammes d'interaction

Le dimensionnement d'une section soumise à l'effort normal de la précontrainte et à un moment de flexion peut également s'effectuer au moyen de diagrammes d'interaction moment-effort normal (fig. 4.5). Une telle approche est simple, dans la mesure où de tels diagrammes sont faciles à obtenir au moyen d'un programme d'ordinateur. Il importe par contre de bien distinguer les contributions à considérer :

- Précontrainte du côté des charges : la contribution de la précontrainte est introduite comme un effort normal extérieur, et ne doit pas être introduite comme armature. Dans le cas général, l'effort normal $\gamma_P P_\infty$ est utilisé pour entrer dans le diagramme d'interaction calculé en introduisant pour la précontrainte avec adhérence une limite d'élasticité fictive valant $(f_{yp} / \gamma_R) - \gamma_P \sigma_{P_\infty}$, ou $\frac{\Delta\sigma}{\gamma_R}$ pour la précontrainte sans adhérence. Le moment de dimensionnement est diminué de la valeur due au moment induit par la précontrainte (y compris les moments hyperstatiques).
- Précontrainte du côté de la résistance : il n'y a pas d'effort normal, mais toute la résistance de la précontrainte peut être introduite.

La figure 4.5 montre les diagrammes d'interaction en travée et sur appui pour le cas d'un pont-type. Les points de dimensionnement (M,N) caractéristiques de l'approche avec la précontrainte du côté de la résistance sont indiqués par les cercles à fond blanc, alors que les points de dimensionnement caractéristiques de l'approche avec la précontrainte du côté des charges sont indiqués par des cercles à fond gris. On constate que ces deux couples de points n'ont rien en commun, même s'ils correspondent aux mêmes sections.

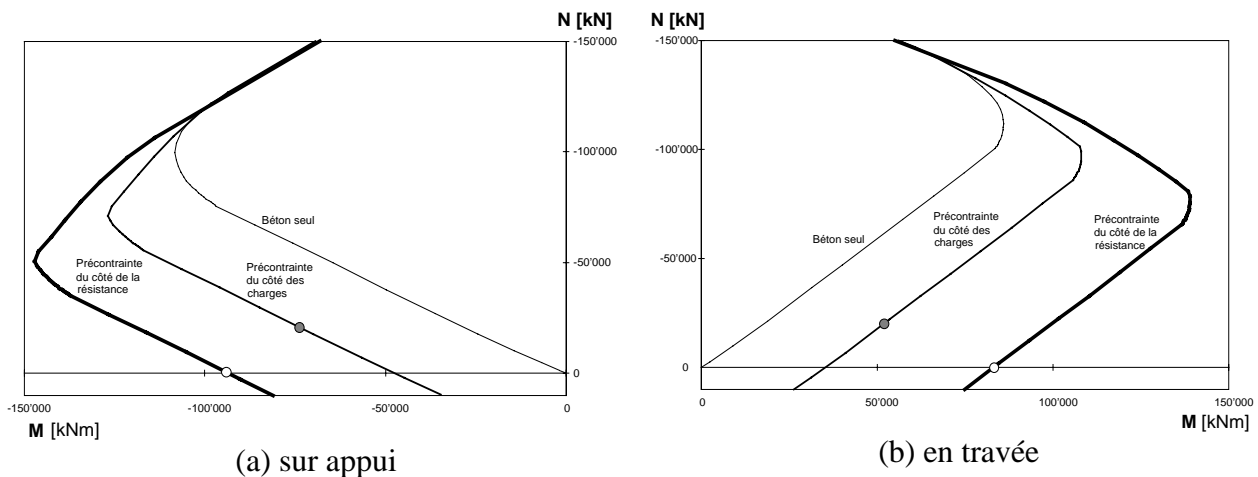


Figure 4.5: Diagrammes d'interaction sur appui et en travée pour un pont-type

4.2.4 Résumé

Les deux approches possibles pour la prise en compte de la précontrainte dans le calcul de la sécurité structurale sont de considérer la précontrainte du côté des charges ou du côté de la résistance. Ces deux approches sont physiquement équivalentes, et conduisent à la même capacité portante pour une structure donnée, pour autant que l'application des coefficients de sécurité partiels soit rigoureuse.

Une comparaison directe des moments de dimensionnement ou des moments résistants en section obtenus par les deux approches n'a pas de sens. Seule peut être effectuée une comparaison des capacités portantes travée par travée.

Chaque approche a ses avantages et ses inconvénients. L'approche actuelle selon la SIA 162 (précontrainte du côté de la résistance) est généralement la plus simple. Cependant, une formulation où la précontrainte est considérée comme une charge extérieure est souvent utile car elle a l'avantage de la consistance avec l'approche des calculs à l'état de service. Elle s'impose également dans le cas de structures mixtes acier-béton.

5 Avis d'experts

L'objectif de la seconde partie de ce rapport est de présenter un état des connaissances dans le domaine du renforcement des ponts par addition de précontrainte extérieure. Cet état des connaissances s'appuie d'une part sur une série d'entretiens menés avec des spécialistes de la précontrainte et d'autre part sur une recherche de littérature. Ce chapitre présente la synthèse des avis d'experts récoltés, organisée en points de consensus, points de divergence et points d'interrogation et conclut sur une liste de thèmes de recherche potentiellement porteurs.

La liste des spécialistes interviewés figurent en annexe D. Il s'agit d'ingénieurs projeteurs (bureaux d'études) et constructeurs (entreprises spécialisées) actifs en Suisse ou en France. (Il faut noter que cette liste n'est pas exhaustive de tous les ingénieurs suisses qui ont de l'expérience dans le domaine du renforcement des ponts par précontrainte additionnelle). En annexe D se trouve aussi la liste de questions qui a servi de canevas aux différents entretiens.

5.1 Points de consensus

Les spécialistes interrogés concordent sur les points suivants :

- D'une manière générale, il semble que les techniques de renforcement par précontrainte additionnelle sont bien maîtrisées et que leur efficacité a été démontrée à de nombreuses reprises. A côté des exemples suisses, on peut citer la France où une cinquantaine de ponts routiers ont été renforcés depuis 1970 et seuls deux de ces ouvrages ont nécessité un second renforcement.
- Il y a deux principaux scénarios qui amènent un maître de l'ouvrage à renforcer un pont par une précontrainte additionnelle. Une première famille de renforcements est liée à une augmentation des charges, une augmentation importante du trafic ou un élargissement du tablier par exemple. La seconde est liée à une déficience de la précontrainte existante, manifestée le plus souvent par une fissuration et des déformations excessives. Cette déficience peut résulter d'une sous-estimation des pertes de précontrainte, de la redistribution des efforts ou des effets thermiques. Elle peut aussi provenir de défauts d'exécution, liés par exemple à une mauvaise injection ou à un contrôle déficient des étapes de mise en tension.
- Un projet de renforcement est principalement conditionné par la place disponible et l'accessibilité. C'est souvent sur ces considérations d'encombrement que le tracé des câbles et la position des déviateurs et blocs d'ancrage sont choisis. Ainsi chaque projet de renforcement semble être unique et l'idée de standardisation difficilement applicable au domaine du renforcement sauf pour certains détails d'ancrage et de déviation.
- A l'heure actuelle, il n'existe pas de méthode simple et efficace pour évaluer la précontrainte résiduelle dans un ouvrage en béton. Les spécialistes s'accordent pour dire qu'aucune des méthodes parfois utilisées n'est suffisamment fiable et que l'information récoltée n'est pas facile à interpréter. La connaissance de la précontrainte résiduelle serait

une information intéressante pour l'évaluation des structures existantes mais n'est pas une donnée indispensable pour le projet de renforcement.

5.2 Points de divergence

Les principales divergences entre spécialistes concernent les sujets suivants : les systèmes de protection contre la corrosion des câbles de précontrainte extérieure, et la conception des blocs d'ancrage.

- Certains intervenants utilisent systématiquement l'injection au coulis de ciment alors que d'autres utilisent plus volontiers des systèmes développés plus récemment comme les torons gainés graissés avec un double système de protection. La différence de tendances est liée au choix de laisser ou non la possibilité de retendre les torons par la suite. L'injection au coulis de ciment a l'avantage, si elle est correctement effectuée, d'être très fiable et de ne pas nécessiter l'emploi d'entreprises ou de moyens spéciaux comme c'est le cas par exemple lors de l'utilisation de cire. La deuxième méthode laisse la liberté de pouvoir régler la tension dans les câbles et offre aussi de très bonnes garanties d'étanchéité et de durabilité. Une autre différence qui explique un système plutôt qu'un autre est l'habitude et la tradition du constructeur qui aime utiliser des procédés connus et meilleur marché.
- En ce qui concerne le calcul des blocs d'ancrage et leur fixation à la structure existante, il existe deux approches. Généralement, cette fixation se fait à l'aide d'une précontrainte par barres ou par monotrons gainés graissés. Le calcul de la force de serrage se fait alors sur la base de considérations de forces de frottement. Bien que le coefficient de frottement dépende des types de surfaces en présence, sa valeur de calcul est souvent admise égale à 0.5. La norme française [4] dans un chapitre consacré à la mise en œuvre des bossages d'ancrage et de déviation donne à cet égard des valeurs du coefficient de frottement couramment utilisées. La disposition longitudinale de cette armature de précontrainte varie, certains la placent de manière uniforme alors que d'autres s'appuient sur un calcul élastique de la répartition des efforts. Une attention particulière doit être apportée aux pertes de précontraintes, notamment dues au retrait différentiel, qui peuvent, si elles sont mal estimées, devenir critique pour l'ensemble du système de renforcement. Une autre possibilité consiste à mettre en place de goujons ou d'armature passive. Le modèle de calcul utilisé pour calculer la quantité d'armature de serrage est tout autre puisque la transmission des forces de précontrainte longitudinales se fait sur la base d'un modèle de treillis.

5.3 Points d'interrogation

Concernant le développement futur du renforcement de ponts par précontrainte additionnelle, les principales interrogations suivantes ressortent des entretiens avec les spécialistes :

- Une question qui suscite un grand intérêt concerne les critères de choix pour la quantité de précontrainte additionnelle. Les interrogations portent à la fois sur le tracé des câbles et sur la quantité de précontrainte à mettre en œuvre lors d'un renforcement. Pour l'instant, il semble que la quantité de précontrainte est dimensionnée principalement sur la base de considérations liées aux conditions d'encombrement et par la capacité de la structure existante à tolérer l'introduction de nouvelles forces.
- Des questions liées à l'utilisation de matériaux composites suscitent également un grand intérêt. Bien qu'il existe encore des problèmes majeurs liés notamment aux ancrages et à la fragilité des fibres aux déviations angulaires, leur utilisation dans des renforcements est étudiée.
- Concernant l'utilisation de systèmes de protection contre la corrosion à base de graisse ou de cire, certaines interrogations existent en rapport avec le caractère remplaçable d'une telle précontrainte et l'argument de vente d'un tel système semble être mis en question. Il n'y a pas d'exemple connu où le remplacement de câbles de précontrainte extérieure ait été effectué. La question reste ouverte, mais il semblerait que la réintroduction des câbles dans une gaine remplie de graisse ou de cire ne soit pas facile.
- Au niveau du calcul de la précontrainte, qu'elle soit extérieure ou intérieure, des interrogations subsistent sur la prise en compte des moments hyperstatiques à la rupture. Le flou semble persister sur cette question, et les approches diffèrent en fonction des normes utilisées.
- Une question qui revient souvent concerne l'effet d'un renforcement par une précontrainte extérieure longitudinale sur la résistance à l'effort tranchant. Le corollaire à cette question est bien sûr de savoir s'il serait envisageable de résoudre des problèmes de résistance à l'effort tranchant en appliquant sur la structure une précontrainte longitudinale.
- Il semble intéressant d'appliquer plus largement l'idée de prévoir la possibilité de l'addition d'une précontrainte de renforcement lors de la conception d'un ouvrage. Une telle question se pose même parfois lors de la conception d'un projet de renforcement de ponts existants. Au vu des incertitudes propre à certains projets de renforcement, il peut être raisonnable de ménager la possibilité d'une seconde intervention, lors du dimensionnement des blocs d'ancrage notamment.

5.4 Thèmes de recherche

Au cours des différents entretiens un certain nombre de sujets susceptibles de faire l'objet de recherche a été mentionné. D'après les spécialistes interrogés, les principaux thèmes susceptibles de bénéficier de travaux de recherche sont les suivants :

- utilisation de matériaux composites au lieu de l'acier pour les câbles extérieurs ;
- conception et dimensionnement des blocs d'ancrages et des déviateurs des câbles de précontrainte ;

- effet d'une précontrainte longitudinale additionnelle sur la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton ;
- critères pour le choix de la quantité de précontrainte additionnelle de renforcement ;
- ductilité des systèmes renforcés par de la précontrainte extérieure;
- comportement de la précontrainte extérieure sous chargement cyclique ;
- amélioration des matériaux de construction (acier et béton à haute résistance/performance) ;
- exigences pour les câbles de précontrainte extérieure remplaçables.

6 Recherche bibliographique

Une recherche bibliographique a été conduite afin de recenser les principales publications concernant le renforcement d'ouvrages d'art par la précontrainte extérieure. Elle inclut aussi certaines publications traitant des méthodes d'auscultation germaines au domaine du renforcement. Cette recherche s'est concentrée sur les publications de ces dix dernières années en français, allemand et anglais. Ce chapitre présente un résumé de certaines de ces publications dans le but de donner au lecteur une idée générale de la littérature disponible sur le sujet. Les résumés de la catégorie « exemples d'application » sont présentés dans la section 6.1, et ceux de la catégorie « conception et recherche » dans la section 6.2. Le reste des publications recensées est mentionné dans la bibliographie [1, 8, 24, 31, 35, 38, 41, 46, 50, 59, 61].

6.1 Exemples d'application

6.1.1 Renforcement de ponts par précontrainte extérieure (Hofacker et Baumann ; 1996 [34])

L'article dresse un tour d'horizon de l'application de la précontrainte extérieure pour le renforcement de ponts. Il en ressort notamment les points suivants :

- Il existe un lien direct entre le projet de renforcement et la connaissance de l'état réel de la structure à renforcer. La conduite d'un essai de charge peut s'avérer très utile pour établir cet état. La comparaison des résultats d'essais de charge avant et après le renforcement permet d'autre part d'évaluer l'efficacité du renforcement.
- La précontrainte extérieure est une technique de renforcement particulièrement bien adaptée lorsqu'il s'agit d'augmenter la résistance à la flexion d'une zone importante du tablier d'un pont. Sauf dans le cas de ponts à déformations non-stabilisées, l'objet du renforcement est d'assurer la sécurité structurale. Le dimensionnement se fait normalement avec la précontrainte du côté de la résistance. La tension dans les câbles extérieurs est prise à la valeur nominale à long terme de la tension des câbles. Les pertes de précontrainte sont seulement de l'ordre de 5 % (frottement et effets différés réduits).
- La précontrainte extérieure peut aussi être utilisée pour augmenter la résistance à l'effort tranchant d'un pont poutre en béton. La compression additionnelle dans les âmes permet de réduire l'inclinaison des bielles de compression du modèle de treillis sur lequel est basé le calcul de la résistance à l'effort tranchant. L'inclinaison éventuelle des câbles de précontrainte additionnelle constitue une seconde source d'accroissement de la valeur de calcul de cette résistance.
- En plus des exigences de la statique, les considérations géométriques, conditionnées par la configuration de l'ouvrage existant, influencent souvent considérablement le projet de renforcement par addition de câbles. L'introduction des forces (ancrages et déviations) constitue la difficulté principale d'un renforcement par précontrainte extérieure. Suivant

les cas, le calcul se fait par modèle de treillis ou par modèle de frottement. En frottement, les contraintes de cisaillement entre l'ancien béton et le nouveau béton du bloc d'ancrage ne devraient pas dépasser 0.5 N/mm^2 .

- Afin d'assurer la pérennité d'un projet de renforcement par précontrainte extérieure additionnelle, il faut garantir l'accès aux câbles extérieurs et leur protection à la corrosion. Il faut aussi que les câbles soient contrôlables (mesures de la tension) et remplaçables.

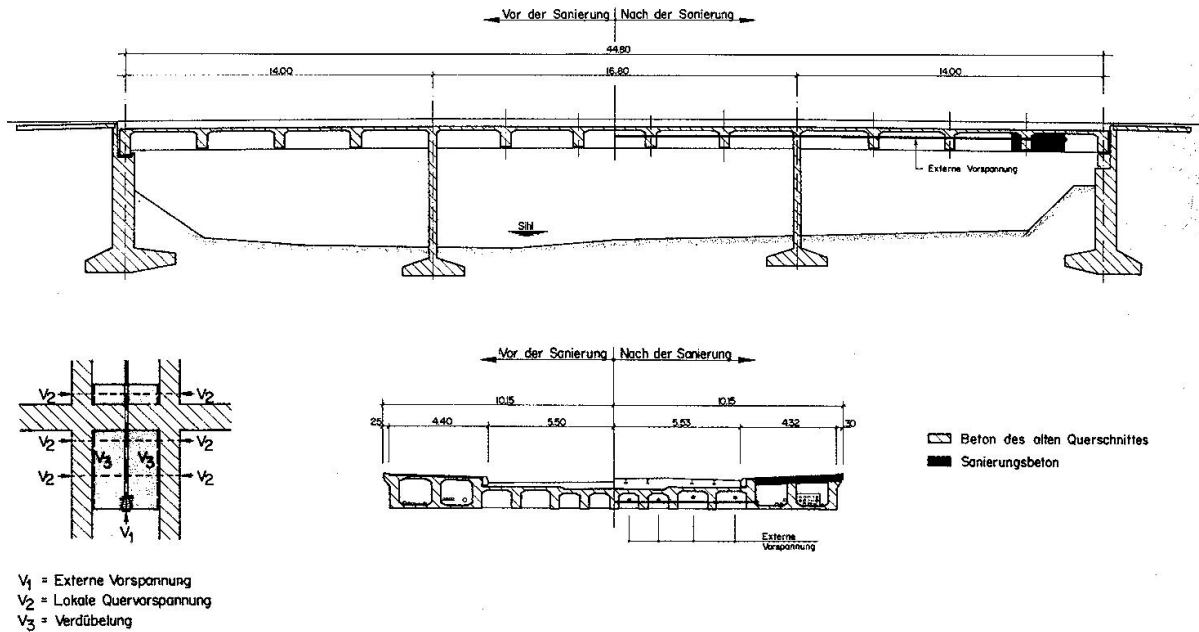


Figure 6.1 : Renforcement du pont Gessner à Zürich : coupe longitudinale (en haut), introduction des forces (en bas à gauche) et coupe transversale (en bas à droite).

L'article décrit deux exemples de renforcement :

- Le Lehnviadukt Höll situé dans le canton d'Uri et construit en 1969 est un pont d'autoroute en béton précontraint à section ouverte. Un important projet de rénovation conduit de 1990 à 1993 incluait notamment l'élargissement du pont. L'augmentation nécessaire de la résistance à la flexion en travée fut atteinte par l'addition de 4 câbles de précontrainte extérieure rectilignes.
- Le Gessnerbrücke à Zürich est un pont en béton armé datant de 1933. Afin de répondre à l'augmentation des charges de trafic, il fut renforcé en 1995 par l'addition de câbles de précontrainte rectilignes comme le montre la figure 6.1.

6.1.2 Reconstruction du Reussbrücke Wassen (Menn ; 1989 [43])

Le pont autoroutier sur la Reuss à Wassen fut gravement endommagé en 1987 suite à l'affouillement de la fondation de l'une de ses piles. La reconstruction du pont nécessita le relèvement du tablier ainsi que la mise en œuvre d'une précontrainte longitudinale additionnelle. La mise en tension de quatre câbles extérieurs polygonaux a permis de mettre en compression les fissures qui s'étaient développées et de pallier tout affaiblissement des

câbles de précontrainte existants. Ces câbles furent introduits par des petites ouvertures ménagées dans le tablier du pont.

6.1.3 Renforcement d'un pont par câble polygonal en fibre de carbone (Guidotti, Keller et al. ; 1999 [28])

L'article décrit une application pionnière de câble de précontrainte en fibre de carbone pour le renforcement d'un pont au Tessin. Le pont sur le Ri di Verdasio est un pont routier en béton construit en 1984. Des dégâts de corrosion importants à un câble de précontrainte intérieure ont conduit au renforcement illustré dans la figure ci-dessous. L'application est une première pour des câbles en fibre de carbone déviés et fait suite à des essais de l'EMPA. En comparaison avec des câbles en acier, la technologie mise en œuvre présente des avantages au niveau de la résistance à la corrosion, du rapport poids/résistance (facilité de mise en œuvre), de la relaxation, de la fatigue et du monitoring.

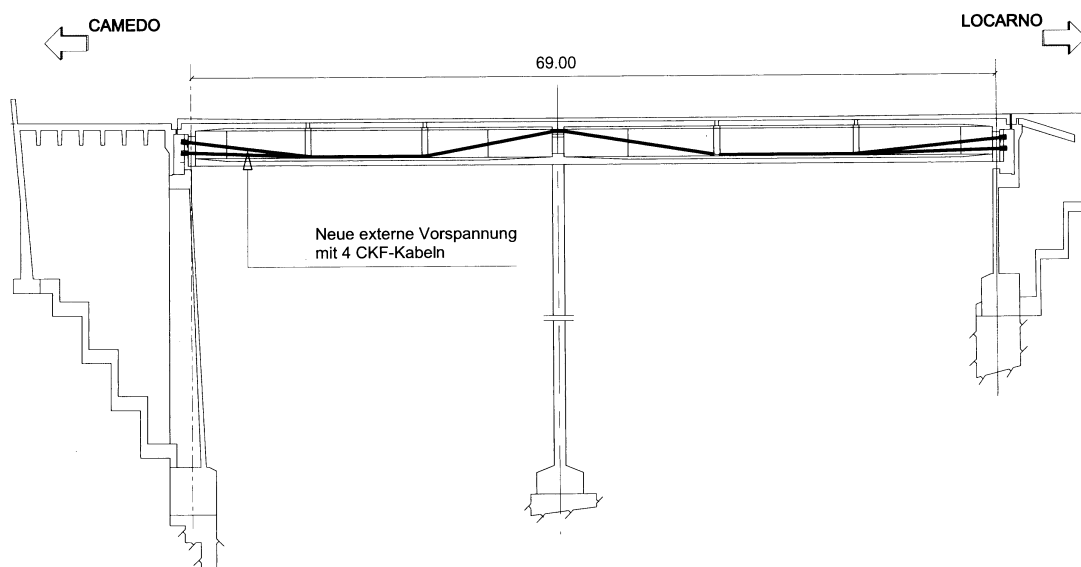


Figure 6.2 : Tracé polygonal de la précontrainte externe avec des câbles en fibres de carbone

6.1.4 Suivi à long terme des déformations de ponts renforcés par la précontrainte extérieure (Burdet, Badoux ; 1999 [7])

Cette publication présente les résultats de suivi de trois ponts depuis leur renforcement par de la précontrainte extérieure. La raison principale pour ces renforcements était le comportement à l'état de service. Ces ponts présentaient des flèches importantes qui n'étaient pas stabilisées lors de l'intervention. Il s'agit du pont de la Lutrive, du viaduc de la Fégire et du pont de Chillon. Ces trois ouvrages autoroutiers ont été construits par encorbellement successif, avec des portées variant de 80 à 140 m. La méthode de construction et le système statique sont cependant différents, puisque le pont de la Lutrive a été coulé en place, avec une articulation à la clé de chaque grande travée, alors que le pont de la Fégire, lui aussi coulé en place, n'a pas d'articulation. Le viaduc de Chillon, lui, a été réalisé par voussoirs préfabriqués. La plupart des travées sont continues, mais quatre articulations à mi-portée ont été nécessaires pour

permettre les dilatations thermiques de ce viaduc très long. Des raisons d'encombrement et de simplicité d'installation plaident souvent en faveur d'une précontrainte additionnelle rectiligne en élévation, le pont de la Fégire (figure 6.3) faisant exception.

Le suivi des déformations a démontré l'efficacité des renforcements mis en œuvre. Pour l'un des ponts du viaduc de la Lutrive il a mis en évidence le besoin d'une seconde intervention.

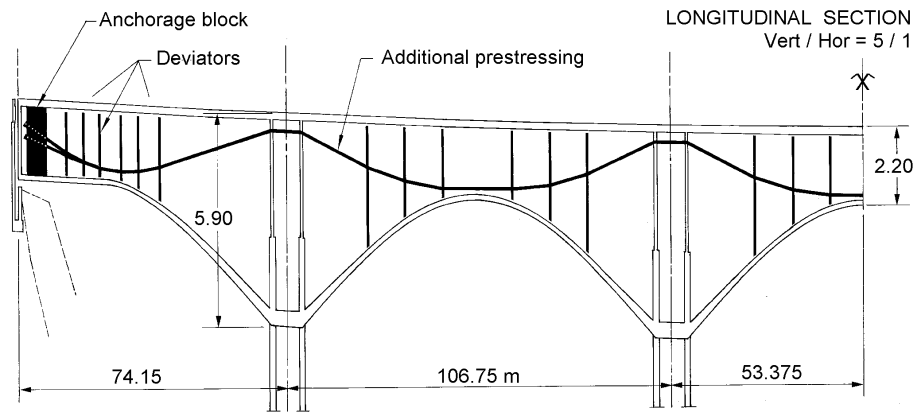


Figure 6.3 : Pont de la Fégire

6.1.5 Renforcement du Murbrücke St. Michael en Autriche (Fenz ; 1990 [23])

Ce pont d'autoroute en béton précontraint de 329 m de long fut construit en 1974 par encorbellement. Le suivi du pont mis rapidement en évidence d'importantes déformations dans la travée centrale. En 1987, l'importance des flèches mesurées et le fait qu'elle continuait de croître amena le maître de l'ouvrage à renforcer le pont à l'aide de précontrainte additionnelle. Le rôle de cette précontrainte est d'enrayer l'augmentation des déformations et de reprendre le poids d'une couche d'asphalte mise en place dans les zones de déformations excessives pour améliorer les conditions de circulation. Cette précontrainte est rectiligne. La zone des blocs d'ancrage est précontrainte verticalement et transversalement à l'aide de barres.

6.1.6 Précontrainte additionnelle lors de la rénovation du Wangauer Achbrücke en Autriche (Kirsch ; 1990 [36])

La construction de ce pont d'autoroute en béton précontraint de 385 m fut terminée en 1964. Le suivi du pont a mis en évidence le développement d'une importante fissuration dans le tablier du pont, notamment dans les zones des coupleurs des câbles. Le pont avait été dimensionné pour être en précontrainte totale (volle Vorspannung), mais la précontrainte effective était nettement inférieure à la précontrainte de dimensionnement, notamment à cause de la sous-estimation des effets différés. L'addition d'une précontrainte additionnelle a permis d'améliorer l'état de contraintes dans le tablier. L'amélioration de l'état de service était donc l'objectif principal du renforcement.

La précontrainte additionnelle est essentiellement rectiligne afin de réduire le besoin en déviateurs. Comme le montre la figure ci-jointe, cette précontrainte est placée à l'extérieur des âmes de la section ouverte. Ce positionnement simplifie grandement la construction et évite des problèmes de déviation parasite, et des difficultés d'accès et d'inspection associés à une position à l'intérieur de la section. Les câbles sont fixés à l'âme au moyen de selles métalliques. Une entretoise additionnelle précontrainte transversalement sert à l'introduction des forces de précontrainte dans le tablier.

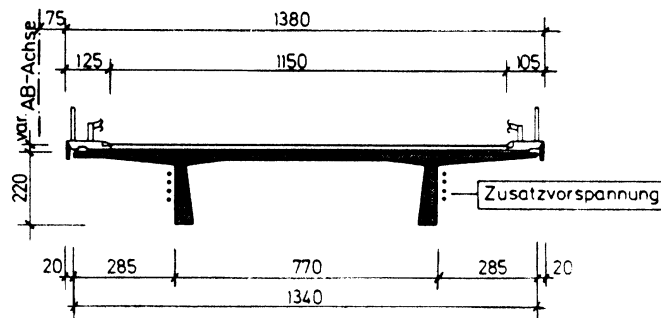


Figure 6.4: Section renforcée par une précontrainte additionnelle

6.1.7 Élargissement du Alfenzbrücke en Autriche (Wicke, Resch et Kirsch ; 1995 [64])

Ce pont caisson à trois travées en béton précontraint fut construit en 1978 et élargi au milieu des années nonante. L'augmentation des charges résultant de l'élargissement nécessita l'addition d'une précontrainte extérieure à l'intérieur du caisson. Cette précontrainte polygonale est particulière en ce que le tracé de la précontrainte additionnelle de l'âme amont est antagoniste de celui de l'âme aval. Ce tracé a été choisi afin d'introduire un couple de torsion sur les piles qui sont excentrées. La force de précontrainte additionnelle est importante et induit une compression centrée additionnelle d'environ 1.8 N/mm^2 dans la section de béton courante.

6.1.8 Renforcement de ponts par précontrainte extérieure (Wicke et Ostermann ; 1992 [63])

Cet article présente la précontrainte extérieure comme un moyen utile et courant de renforcement des ponts. Les auteurs, après avoir décrit les différents types de câbles avec leur système de protection contre la corrosion, dressent la liste des principaux dégâts qui peuvent être réparés par la précontrainte additionnelle.

En général, les problèmes de durabilité ne sont pas résolus par la précontrainte additionnelle mais son effet de compression favorise la durabilité, en refermant les fissures existantes par exemple. Concernant l'aptitude au service, la précontrainte agit activement en réduisant la fissuration ou des déformations excessives. Au niveau de la sécurité structurale, la précontrainte extérieure est moins efficace du fait qu'il est rarement possible de plastifier l'acier des câbles de précontrainte extérieure à la rupture. Cependant l'effet d'une

précontrainte parallèle à l'axe de l'ouvrage améliore non seulement le comportement à la flexion, mais aussi la résistance à l'effort tranchant et à la torsion.

L'article conclut par trois exemples où la précontrainte extérieure a été utilisée de manière efficace pour le renforcement. Le premier exemple de renforcement (Wangauer Achbrücke, voir aussi 6.1.6) traite du cas d'un pont d'autoroute construit au milieu des années 60 qui a connu des problèmes dus à une sous-estimation importante des pertes de précontrainte. Cette déficience de précontrainte s'est manifestée par la présence d'une fissuration importante. Bien que la sécurité structurale ait été suffisante, l'ajout d'une précontrainte additionnelle au tracé essentiellement rectiligne sur environ 400 m a été décidé. Pour éviter le percement des nombreuses entretoises existantes et conserver l'avantage d'un tracé rectiligne, il a été décidé de placer les câbles à l'extérieur des âmes.

Le deuxième exemple traite du cas de l'élargissement d'un pont d'autoroute construit en 1978. D'une largeur de 15.5 m, le tablier passe à une largeur de 20 m avec un élargissement symétrique qui a nécessité la mise en place d'une précontrainte transversale pour supporter 5.55 m de porte-à-faux, et d'une précontrainte longitudinale dont le rôle est d'assurer la sécurité structurale de l'ouvrage. La précontrainte de renforcement longitudinale a permis également de réduire les déformations en service.

Le troisième exemple (Murbrücke St. Michael, voir aussi 6.1.5) traite d'un pont construit entre 1973 et 1974 à double caisson dont la travée principale dépasse 100 m. La déformation initiale à mi-travée qui était de 9 cm n'a cessé d'augmenter depuis la fin de la construction atteignant près de 16 cm en 1987 et provoquant une accumulation d'eau dangereuse pour la circulation. Les autorités ont donc décidé de renforcer l'ouvrage bien que son intégrité structurale ne soit pas en question. Le projet de renforcement n'a concerné que la travée principale et les câbles dont le tracé a été choisi rectiligne sont placés le long de la dalle supérieure. Les câbles au droit des piliers sont gainés de PE et injectés. Pour éviter des fissures d'entraînement dans les âmes, une précontrainte verticale et transversale a été mise en place avec une attention particulière lors du percement des trous pour ne pas entrer en conflit avec la précontrainte existante.

6.1.9 Exemple de renforcement de ponts par précontrainte additionnelle (W. Straninger et M. Wicke ; 1995 [56])

Cet article traite de deux exemples de ponts qui ont dû être élargis et renforcés. Le premier fait état de l'élargissement symétrique d'un pont autoroutier à 6 voies de roulement par de la précontrainte injectée mise en place dans une surépaisseur de béton de 35 cm fixée aux âmes existantes par des barres Dywidag. L'injection a été souhaitée dans ce cas particulier pour des raisons de sécurité à la rupture.

Le deuxième renforcement (Alfenzbrücke, voir aussi 6.1.7) met en place une précontrainte longitudinale, et une précontrainte transversale introduite dans une couche de béton de 9 cm d'épaisseur ajoutée sur la chaussée pour compenser la déformation des porte-à-faux. Le renforcement longitudinal utilise des câbles non-adhérés situés à l'intérieur du caisson. Ces câbles courent sur la totalité de l'ouvrage, soit environ 120 m, et sont ancrés aux extrémités

du tablier. Ce type de renforcement procure à la structure une sécurité plus importante permettant de supporter l'augmentation de trafic provoquée par l'élargissement mais agit aussi de manière favorable en réduisant les contraintes dans le béton et en améliorant le comportement sous charges de service.

6.1.10 Renforcement de structures en béton au moyen de précontrainte (Staepli, Peslier, Funck et al. ; 1995 [54])

Cet article présente le renforcement de deux ponts au moyen de précontrainte extérieure. Le Viaduc d'Oléron d'une longueur totale de 2862 m construit entre 1964 et 1966 a été renforcé suite à une décision d'augmenter sa capacité portante. Il a été décidé de mettre en place un tracé polygonal dévié deux fois par travée (figures 6.5 et 6.6). La précontrainte additionnelle est constituée de deux fois deux câbles de 35 torons de 0.6 " qui courent sur plus de 300 m pour réduire le nombre de blocs d'ancrage. Dans ce projet il était essentiel de maintenir le trafic pendant les travaux car le viaduc est le seul lien entre le continent et l'île d'Oléron. Cette contrainte a nécessité l'aménagement d'une ouverture dans la dalle inférieure près des culées pour introduire tous les équipements dans l'ouvrage nécessaire au renforcement. A l'intérieur même du caisson, la présence de conduites d'approvisionnement en eau et en électricité a rendu le travail particulièrement délicat. Après repérage des câbles existants par gammagraphie, les ancrages ont été scellés et les câbles mis en place et injectés.

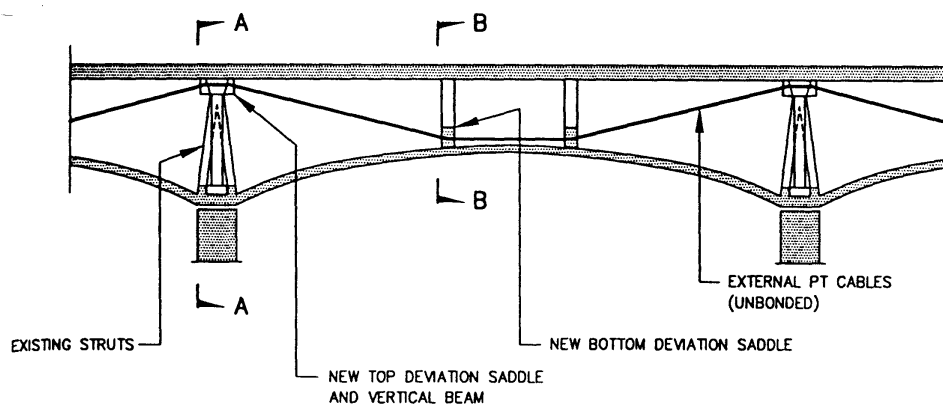


Figure 6.5: Pont d'Oléron: tracé de la précontrainte exérieure

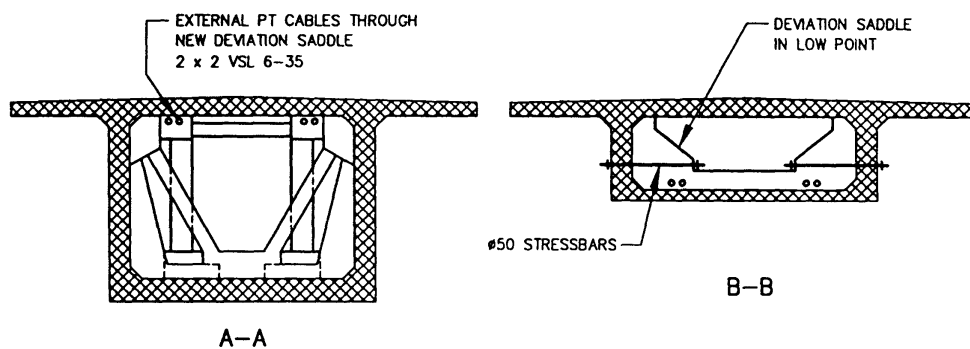


Figure 6.6 : Pont d'Oléron: bossages de déviation sur appui et à mi-travée

Le pont de Massongex sur le Rhône en Valais montre l'exemple d'un renforcement dû à des déformations non stabilisées et à des fissures de plus de 0.5 mm d'ouverture. Le renforcement a été fait à l'aide de 8 câbles de 12 torons de 0.6" gainés graissés placés dans une gaine en PEHD mise en place sur toute la longueur de l'ouvrage (232 m). Ce type de câble présente l'avantage de pouvoir être réglé et retendu si nécessaire. Les câbles sont déviés au niveau des entretoises existantes qui sont renforcées par de la précontrainte transversale. Des contreforts précontraints ajoutés aux diaphragmes des culées permettent d'ancrer les câbles et de garantir une introduction des forces de précontrainte supplémentaire sans aggraver la fissuration existante dans les sections proches des culées. Ce renforcement a permis de remonter le pont de 20 mm et surtout de stopper les déformations et l'ouverture des fissures qui ont été injectées à l'époxy.

6.1.11 Confortement par précontrainte additionnelle du pont de la Seudre en France (Delfosse, Faure et Perez ; 1998 [12])

Cet article traite du renforcement du pont de la Seudre en France par ajout de précontrainte extérieure. D'une longueur totale de 1024 m, l'ouvrage en béton précontraint construit par encorbellement en 1972 comporte 13 travées dont les principales ont une portée de 79 m. Il est découpé en 3 tronçons reliés par des articulations de type cantilever.

Le pont de la Seudre, comme beaucoup d'ouvrages construits avant 1975, souffrait d'une insuffisance de précontrainte due à la mauvaise prise en compte de certains types de sollicitations. Ce fait a conduit le maître de l'ouvrage à prendre la décision de le renforcer.

Une série d'investigations préalables a mis en évidence l'ouverture importante de certains joints. Une instrumentation du pont et un essai de charge ont permis de caler le modèle théorique qui a servi de base au projet de renforcement.

Le projet de base prévoyait une précontrainte additionnelle sur toute la longueur du pont, à raison de 4 câbles par âme, introduisant un effort total d'environ 30'000 kN. L'emplacement des câbles ainsi que le mode de protection contre la corrosion et le nombre de torons par conduit ont fait l'objet de variantes proposées par différentes entreprises. L'entreprise Freyssinet a remporté le marché en proposant 2 variantes se distinguant principalement par la longueur des câbles mis en place. La variante retenue est basée sur la mise en œuvre de câbles longs dépassant 300 m avec l'avantage par rapport à des câbles plus courts de réduire le nombre de blocs d'ancrage et de simplifier les dispositifs sur piles. La précontrainte a été réalisée par des monotorons gainés graissés mis en place dans une gaine en PEHD avec injection de coulis de ciment avant la mise en tension. Ce procédé présente de multiples avantages : la protection des armatures est quadruple (graisse, gaine extrudée, coulis de ciment et conduit extérieur), la mise en tension peut se faire toron par toron et les réglages ultérieurs sont très faciles à réaliser.

Les câbles sont ancrés au voisinage des culées et des joints cantilever. Ces câbles sont déviés sur piles, deux fois en travée centrale et une fois en travée d'extrémité. La mise en tension des câbles se fait par les deux extrémités. L'injection du coulis de ciment est réalisée après enfilage des monotorons gainés graissés. La mise en tension n'intervient qu'après

durcissement du coulis afin d'éviter un endommagement des gaines PEHD dans les zones de déviation. Conséquence de cette mise en œuvre particulière, le système portant les gaines doit supporter en plus du poids des torons et des gaines celui du coulis frais. De plus il est nécessaire que les déformations des gaines soient les plus faibles possibles car leur géométrie par rapport aux torons est bloquée après la prise du coulis. Cela nécessite de réaliser des supports relativement rapprochés, ce qui renchérit le coût du gainage. Ici les supports des gaines sont suspendus au hourdis supérieur avec l'avantage de faciliter le déplacement du personnel et des matériels. Un autre inconvénient de ce type de précontrainte est la mise en place des torons par treuillage avec des rendements assez faibles. Le coulis de ciment est un coulis retardé mis en place à la pompe à partir du tablier. Après durcissement du coulis, la mise en tension des câbles est faite au vérin monotoron de course 600 mm. Des essais de chargement ont été réalisés après le renforcement de l'ouvrage et ont permis de conclure à son efficacité.

6.2 Conception et recherche

6.2.1 Conception et dimensionnement d'un projet de renforcement au moyen de la précontrainte extérieure (Matt ; 1994 [42])

Ce document constitue un des chapitres d'un manuel suisse sur l'évaluation et le renforcement des structures porteuses. Ce document s'adresse à l'ingénieur projeteur et fait une présentation détaillée et claire des principaux aspects de la conception et du dimensionnement d'un projet de renforcement par la précontrainte additionnelle. Il débute par une description du domaine d'application (ponts, bâtiments, silos, ...) et poursuit par une discussion des principales exigences concernant les matériaux et la technologie des câbles de précontrainte. La section sur le calcul et le dimensionnement inclut une discussion sur le sujet de la prise en compte de la précontrainte comme résistance ou comme action extérieure. Elle traite aussi du comportement à la rupture d'une poutre précontrainte extérieurement et du choix du degré de précontrainte complémentaire. Un accent important est porté à la conception et aux dispositions constructives des zones de reprise des forces de précontrainte additionnelles (blocs d'ancrages et déviateurs).

6.2.2 Renforcement de ponts avec de la précontrainte non adhérente (Falkner, Huang et Teutsch ; 1995 [18])

Jusqu'ici, sur les 30'000 ponts construits en Allemagne après la seconde guerre mondiale, 5 ont été démolis et environ 25 ont été renforcés par de la précontrainte extérieure. D'après les auteurs de cet article beaucoup de ponts en Allemagne ont une capacité portante insuffisante pour absorber l'augmentation de trafic actuelle. L'article détaille dans une première partie les principales raisons de cette insuffisance et affirme que la précontrainte non adhérente est une solution simple et efficace pour répondre à ce besoin de renforcement.

La corrosion des aciers passifs et de précontrainte constitue la principale cause de détérioration des ponts en Allemagne. L'origine de cette corrosion provient de l'utilisation des sels de déverglaçage, de l'injection inadéquate des câbles de précontrainte et de la fissuration due aux déformations thermiques entravées. Les auteurs expliquent ensuite les 3 types de câbles de précontrainte extérieure utilisés en Allemagne pour le renforcement et la construction neuve, et la procédure habituelle pour le renforcement d'un ouvrage (figure 6.7). Ils indiquent ensuite quelques problèmes rencontrés lors de renforcements, comme par exemple, l'insuffisance de résistance de la section transversale pour supporter les forces dues à la précontrainte additionnelle ou la mise en place d'une précontrainte de renforcement dans un ouvrage courbe.

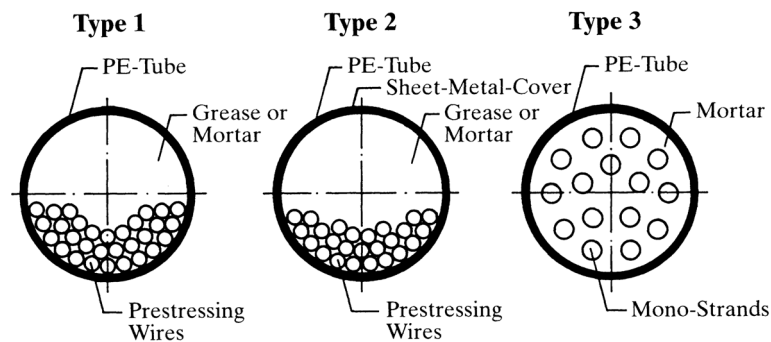


Figure 6.7: Types de gaines de précontrainte externe

6.2.3 La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts (Poineau; 1998 [47])

Après une brève introduction rappelant que la technique de la précontrainte additionnelle s'est développée en France à partir de 1973, l'auteur présente les principales causes de désordres qui se manifestent le plus souvent sous forme de fissures. Ces désordres ont souvent pour origine une insuffisance de dimensionnement de la précontrainte initialement mise en œuvre.

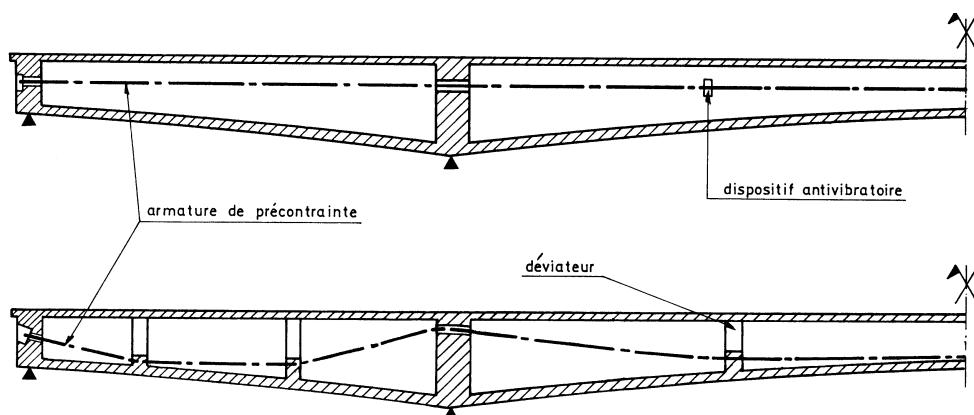


Figure 6.8: Tracés rectiligne et polygonal selon

Il présente ensuite les principaux éléments constituant un système de renforcement par précontrainte extérieure, du tracé des câbles aux dispositifs d'ancrage des armatures de précontrainte (figures 6.8, 6.9 et 6.10).

L'auteur donne également des indications sur les principes de dimensionnement de la précontrainte additionnelle en distinguant 3 types d'ouvrages en fonction de l'état de fissuration. L'intensité des efforts de serrage des bossages et massifs d'ancrage et déviateurs est discutée en s'appuyant sur des valeurs prudentes. Les matériaux, produits et composants utilisés lors d'une répartition par précontrainte additionnelle sont décrits en détaillant leurs avantages et inconvénients.

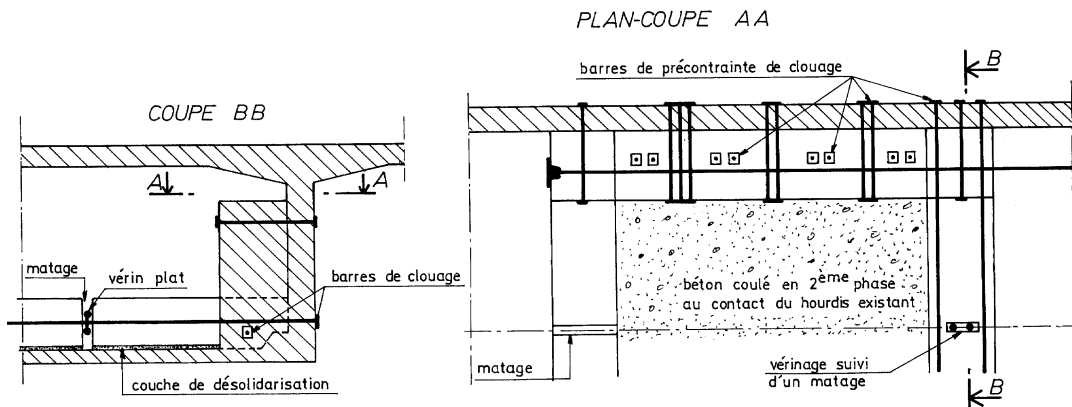


Figure 6.9 : Massif d'ancrage avec tirant buton

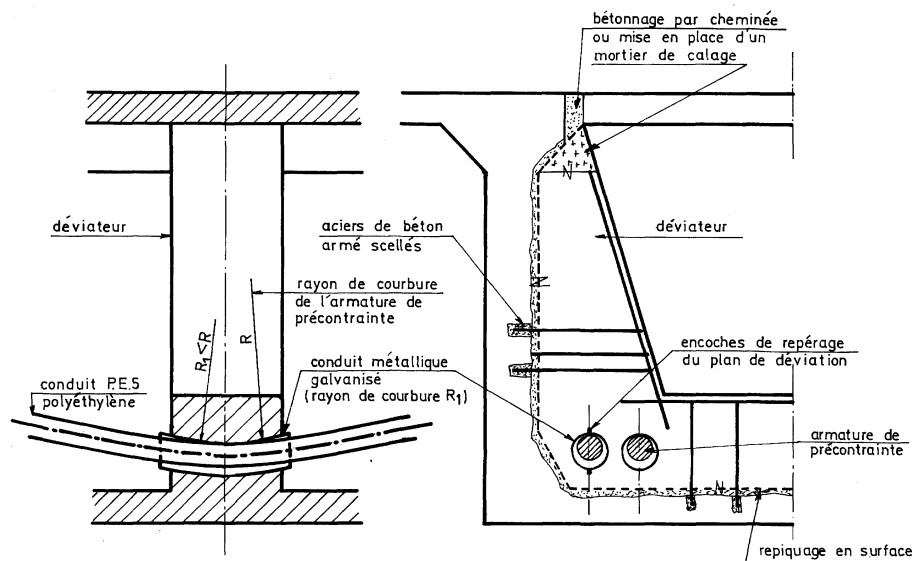


Figure 6.10 : Déviateur

6.2.4 L'expérience française du renforcement de ponts-caisson précontraints (Godart ; 1995 [26])

Une cinquantaine de ponts ont été renforcés en France par addition de précontrainte longitudinale depuis 1970. Cette technique est bien maîtrisée et s'est avérée être efficace. Le projet de renforcement dépend de la pathologie de l'ouvrage. Il doit donc être précédé d'une phase d'évaluation de l'objet. La stratégie française pour l'évaluation et le choix de la méthode de renforcement est illustré dans la figure 6.11. Dans le cas de ponts construits par encorbellement, l'état de contrainte dans l'ouvrage existant peut être évalué sur la base d'un

test de décompression aux joints. Ce test, conduit à l'aide d'un essai de charge, permet d'apprécier le déficit éventuel en flexion du pont. L'interprétation des résultats requiert la prise en compte du gradient de température effectif durant l'essai.

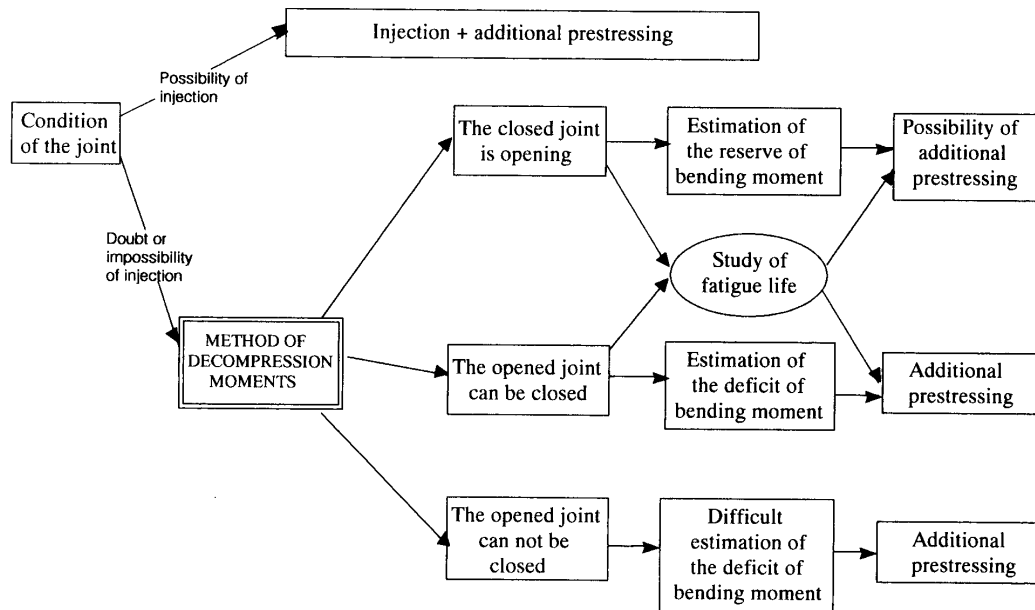


Figure 6.11 : Stratégie d'évaluation et du choix du renforcement

6.2.5 Norme Française NF P95-104 [4]

La norme française NF P95-104 traite spécifiquement de la réparation et du renforcement des ouvrages par précontrainte additionnelle. Cette norme, qui fait partie de la série des normes P95-101 à P95-107, définit les spécifications relatives aux techniques et aux matériaux utilisés par la précontrainte extérieure dans le cadre de travaux de réparation ou de renforcement.

Tableau 6.1 : Coefficient de frottement des surfaces

Désignation	Coefficient frottement φ
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien après repiquage soigné jusqu'aux armatures	1.00
Bossage en béton coulé en place contre le béton ancien simplement nettoyé	0.75
Bossage préfabriqué en béton avec interposition d'une résine	0.50
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) sur un béton frais	0.45
Bossage en acier avec préparation de surface (tôle striée) avec interposition d'une résine ou d'un mortier de calage sur le béton ancien	0.37

Elle précise en particulier la nature et la qualité de la protection des câbles de précontrainte, les taux de tension initiale et les valeurs des coefficients de frottement à prendre en compte pour la bonne tenue dans le temps des pièces d'ancrage et déviateurs soumis aux efforts liés à la mise en tension (tableau 6.1).

6.2.6 Analyse et dimensionnement de poutres renforcées par la précontrainte extérieure (Naaman ; 1992 [44])

La précontrainte extérieure est la principale méthode utilisée pour le renforcement des ponts. L'auteur s'interroge sur les effets de l'addition de précontrainte extérieure sur une structure existante dans laquelle coexistent des armatures aux propriétés différentes et notamment sur l'évaluation de la sécurité structurale d'une poutre renforcée partiellement précontrainte. L'addition de précontrainte extérieure améliore le comportement flexionnel et aussi la résistance à l'effort tranchant. Cependant ceci peut conduire à une diminution de la ductilité et à une redistribution des moments qui nécessitent une attention particulière.

D'autre part, l'analyse de poutres précontraintes avec des câbles non adhérents présente des difficultés liées au fait que l'allongement des câbles ne dépend pas de l'allongement en section. Par conséquent, une analyse sectionnelle basée sur la compatibilité des contraintes n'est pas suffisante pour fournir une solution complète. Il est généralement nécessaire de calculer les déformations de la poutre pour estimer l'allongement des câbles extérieurs. L'auteur propose une méthode analytique qui permet moyennant quelques simplifications l'analyse de poutres simples précontraintes avec des câbles adhérents et non adhérents. La méthode néglige les effets du second ordre mais prend en compte les effets de la fissuration. La méthode s'appuie sur une analyse en section qui introduit des coefficients d'équivalence qui tiennent compte du tracé des câbles et du type de chargement. Cette méthode est applicable aussi bien dans le domaine élastique, fissuré ou non, que dans le domaine de la rupture en flexion.

6.2.7 Effets de la configuration des câbles sur le comportement des poutres à précontrainte extérieure (Tan et Ng ; 1997 [58])

Cet article montre sur la base d'une série d'essais en laboratoire les effets des déviateurs et de la configuration des câbles sur le comportement à la flexion de poutres en T en béton armé renforcées par de la précontrainte extérieure. Les auteurs testent deux configurations de câbles en faisant varier pour le tracé horizontal les paramètres suivants : nombre et position des déviateurs, excentricité des câbles de précontrainte. Pour le tracé polygonal, il est simplement dévié à mi-travée. Ces auteurs comparent aussi les résultats des essais avec les prévisions données par le calcul et souligne une assez bonne concordance, aussi bien pour la résistance ultime que pour les déformations et les contraintes dans les aciers passifs et de précontrainte. Sur la base de ces essais, les auteurs tirent les conclusions suivantes :

- Les effets du deuxième ordre qui réduisent l'efficacité d'un tracé horizontal à la rupture peuvent être sensiblement minimisés par la mise en place d'un déviateur à mi-travée qui permet aussi d'améliorer le comportement en service.

- L'utilisation d'une contrainte plus faible dans les aciers de précontrainte provoque une fissuration et des déformations en service plus importantes mais améliore la ductilité à l'état ultime
- L'utilisation d'unités de précontrainte plus grosses à niveau de force équivalente donne le même comportement en service mais une plus grande résistance et moins de ductilité proche de l'état de rupture.

6.2.8 Renforcement de poutres en béton par de la précontrainte extérieure (Harajli ; 1993 [23])

Cet article fait état des résultats d'une recherche expérimentale dont le but était d'examiner les avantages de la précontrainte extérieure, utilisée comme moyen de renforcement, sur le comportement en service d'éléments en béton soumis principalement à la flexion. Dans une première phase de l'étude expérimentale, 16 poutres de section rectangulaire ($127 \times 229 \text{ mm}^2$) et de 3.0 m de portée ont été soumises à des cycles de fatigue pour simuler l'état de détérioration de poutres devant subir un renforcement (5 à 10'000 cycles de P_{min} à P_{max} représentant 30 %, respectivement 80 %, de la charge ultime à la flexion). Les poutres testées étaient de 3 types : en béton armé, en béton précontraint et des poutres partiellement précontraintes. La quantité d'armature passive est aussi variable. Pour chaque poutre, la précontrainte extérieure de renforcement a 2 tracés différents : un tracé horizontal et un tracé dévié à mi-travée. Dans une seconde phase de l'étude, les corps d'essais ont été précontraints extérieurement et chargés progressivement jusqu'à la rupture. Des mesures de déformations et de contraintes dans les aciers passifs et de précontrainte ont été faites avant et après le renforcement.

Les principales conclusions de cette campagne d'essais sont les suivantes :

- La précontrainte extérieure de renforcement permet une augmentation significative de la résistance à la flexion sans réduction excessive de la ductilité.
- Sous les hypothèses de cette étude, la précontrainte extérieure de renforcement a montré qu'elle pouvait être utilisée de manière efficace pour contrôler la fissuration et réduire de manière significative les déformations en service sous chargement cyclique.
- Le tracé de précontrainte horizontal est moins efficace pour augmenter la résistance à la flexion, par contre les déformations en service et à la rupture sont identiques pour les 2 types de tracé.
- La précontrainte extérieure de renforcement permet aussi de prolonger la durée de vie d'un élément soumis à des charges variables en réduisant considérablement le niveau de contraintes dans les aciers passifs.

6.2.9 Rupture à l'effort tranchant de poutres précontraintes extérieurement (Tan et Ng ; 1998 [57])

Cet article traite de la rupture par effort tranchant des poutres à précontrainte extérieure. Il montre, sur la base d'essais en laboratoire, l'effet de la résistance à la compression du béton et de la quantité d'armature d'effort tranchant sur le mode de rupture de poutres en T précontraintes extérieurement.

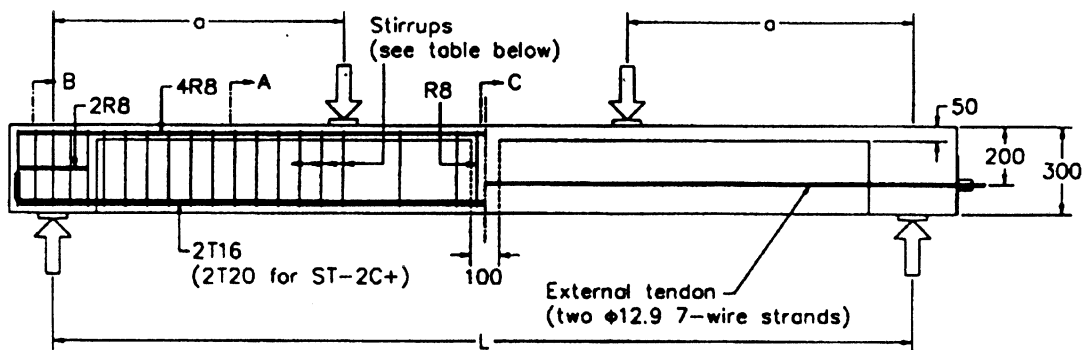


Figure 6.12 : Dimensions et détails du renforcement

Les paramètres de l'étude expérimentale, outre ceux déjà cités, sont le type de chargement (P à mi-travée ou $P/2$ aux tiers) et le rapport a/d (a et d repèrent respectivement la position de la charge ponctuelle et les câbles de précontrainte extérieure, figure 6.12). Les effets des différents paramètres ont été étudiés en comparant les courbures, les déformations, les contraintes dans les aciers, la résistance ultime et le mode de rupture des différentes poutres testées.

Les résultats de cette étude montrent qu'une rupture par effort tranchant peut se produire si la résistance à la compression d'un béton ou la quantité d'armature d'effort tranchant est faible. Cependant quand ces 2 paramètres sont choisis de manière appropriée la rupture se fait en flexion. D'après les résultats de ces essais, la résistance ultime et le mode de rupture sont prédits de manière relativement précise par le modèle de bielles et tirants développés par Tau et Naaman.

6.2.10 Influence de la précontrainte extérieure sur la résistance à l'effort tranchant de poutres en béton (Kondo et al. ; 1994 [37])

En général les poutres en béton armé ou en béton précontraint sont conçues pour se rompre en flexion. La précontrainte extérieure additionnelle a pour effet d'augmenter la résistance à la flexion, plus que la résistance à l'effort tranchant. Cela peut conduire à un changement du mode de rupture. L'article fait part des résultats d'une étude expérimentale menée au Japon sur les effets d'un renforcement par une précontrainte additionnelle longitudinale sur la résistance à l'effort tranchant. Les variables de cette étude sont la quantité d'armature d'effort tranchant et l'état initial de la poutre testée. Les résultats de cette étude expérimentale menée sur des poutres simples à section en T de faible élancement montrent que la précontrainte de

renforcement a une influence sur la résistance à l'effort tranchant, mais que cette influence est limitée.

6.2.11 Méthodes d'évaluation de la précontrainte résiduelle dans les ouvrages en béton précontraint (Zentar, Poizat ; 1995 [65])

Cet article décrit différentes méthodes d'évaluation de la précontrainte résiduelle dans les ouvrages en béton précontraint en distinguant les ouvrages non fissurés des ouvrages fissurés. Pour les ouvrages non fissurés, il existe plusieurs méthodes basées sur le principe de libération des contraintes. Les méthodes consistent à créer une entaille perpendiculaire à la direction des contraintes à mesurer qui, sous l'effet du champ de contraintes, se déforme. Pour les pièces comprimées, cette déformation entraîne un raccourcissement de la distance entre les deux points situés de part et d'autre de l'entaille. A l'aide d'un vérin, on recomprime la zone entaillée. A partir de la pression introduite dans le vérin on peut en déduire l'intensité du champ de contraintes. Pour les pont-poutres, la mesure des contraintes au niveau du centre d'inertie de la section donne l'information recherchée. Pour les structures courantes (caissons ou poutres en I), ce centre se situe dans les âmes, c'est-à-dire dans des pièces de faible épaisseur. Cette constatation a amené l'entreprise Freyssinet International à développer une méthode basée sur la réalisation de carottages dans la structure et la recompression à l'aide de vérins de forme circulaire.

Pour les ouvrages fissurés, la méthode est basée sur la recherche de la sollicitation entraînant la décompression d'une section fissurée qui n'apparaît qu'à la suite d'un certain niveau de chargement. La détermination du moment de décompression se base sur un essai de charge sur l'ouvrage (figure 6.13). Il consiste, après avoir instrumenté la section fissurée de jauges de déformations et de capteurs de déplacements, à appliquer des charges croissantes jusqu'à ce que la fissure s'ouvre. Le moment correspondant à l'ouverture de la fissure est appelé moment de décompression. L'expression donnant la contrainte à la fibre extrême en fonction de toutes les charges appliquées à l'ouvrage, y compris d'un moment supplémentaire ΔM dû à une redistribution éventuelle, s'annule pour le moment de décompression. L'instrumentation de plusieurs sections voisines permet de tracer les droites représentant le moment ΔM en fonction du coefficient des pertes de précontrainte α . Le point de concours de ces droites fournit la valeur cherchée de α . Cette méthode nécessite en parallèle une modélisation pour éléments finis de la structure à évaluer.

Ces deux méthodes ont été testées sur des ouvrages réels, notamment un pont fissuré et deux réservoirs non fissurés en béton précontraint, et les résultats ont été jugés satisfaisants.

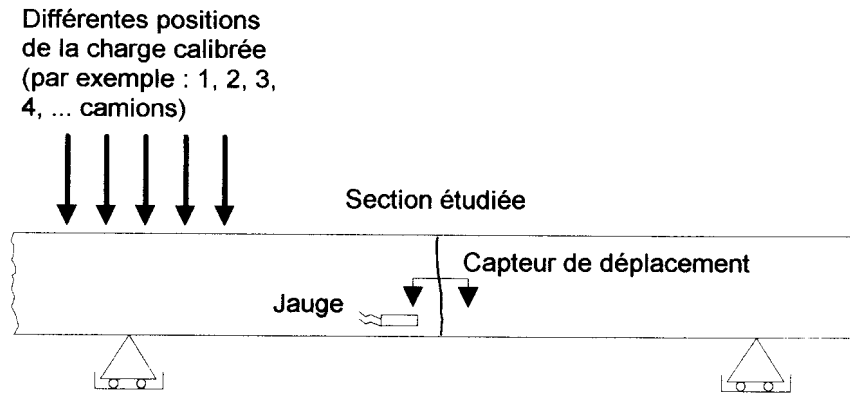


Figure 6.13 : Schéma de principe de l'essai de chargement

6.2.12 Mesure de la force de précontrainte dans des câbles de structures en béton précontraint (EMPA ; 1998 [14])

Ce rapport décrit un projet de recherche dont le but était de développer des appareils de mesure de la force de tension résiduelle dans les câbles de précontrainte de structures existantes en béton précontraint. Dans une première phase du projet, diverses méthodes non-destructives (dont les ultra-sons, l'émission acoustique, et un procédé radiologique) furent évaluées. Dans une seconde phase, une méthode brevetée sous le nom de Tensionmag par Freyssinet fut examinée. Cette méthode repose sur la corrélation entre la contrainte dans le câble et la mesure de la variation de la tension induite dans une bobine de mesure par l'excitation magnétique de l'éprouvette placée dans un champ magnétique. Une méthode et un appareil de mesures furent développés pour la détermination de la force de précontrainte de fils d'acier de précontrainte de 7 mm et de torons de 0.5" en place sur les ouvrages existants. Des essais comparatifs ont montré qu'une meilleure connaissance de plusieurs effets secondaires qui influencent les mesures serait nécessaire pour que la méthode puisse être appliquée avec la précision nécessaire. Ces effets secondaires incluent la composition chimique, le processus de fabrication, l'état de vieillissement et de relaxation et la température de l'acier et en plus, pour les torons, les différences d'état de contrainte des fils.

6.2.13 Mesure de la précontrainte résiduelle dans des poutres de ponts endommagées (Civjan, Jirsa et al. ; 1998 [10])

Cet article décrit un instrument développé pour l'évaluation de contraintes résiduelles dans la précontrainte d'une poutre en béton précontraint endommagée. L'application type est le cas de poutres de ponts préfabriquées en I avec précontrainte par fils adhérents et endommagées par l'impact d'un camion. L'instrument mesure la contrainte dans un toron préalablement mis à nu. Il est relativement simple et peu encombrant car conçu pour être utilisé dans le cadre de chantier de réparation où la longueur libre du toron est faible et où l'accessibilité aux divers torons est limitée. Il s'agit d'un cadre qui permet d'appliquer au toron une force latérale et de mesurer le déplacement correspondant. La tension dans le toron peut être déterminée à partir de cette mesure à l'aide d'un diagramme de calibration. Un programme de test en laboratoire

et dans des conditions de chantier diverses a démontré que l'appareil permet des mesures relativement rapides avec une précision de l'ordre de 10%.

6.2.14 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 (Favre, Burdet et al. ; 1995/1996 [19, 20])

Ce rapport de recherche présente les résultats de recherches conduites à l'EPFL-IBAP dans le domaine du comportement à l'état de service des ponts. Les résultats de mesures à court terme lors d'essais de charge montrent la contribution à la rigidité que peuvent avoir les divers éléments habituellement considérés comme non porteurs comme les parapets massifs ou le revêtement. Les résultats de mesures à long terme d'une dizaine de ponts, dont plusieurs ont été renforcés par de la précontrainte extérieure, sont présentés. La figure 6.14 montre l'évolution des flèches du pont sur la Lutrive, côté Sud, qui ne se stabilisent pas dans la période 1973 – 1988, ce qui a conduit à son renforcement par une précontrainte extérieure rectiligne à fin 1988. Il est intéressant de constater que les mesures par nivellement hydrostatique, régulières dès 1988 indiquent que les déformations du pont ne sont toujours pas stabilisées (§ 6.1.4).

Le rapport introduit également le degré de compensation des déformations β qui est utilisé comme critère pour le choix de la précontrainte. Les valeurs de β varient de 0.6 à 0.9, avec une recommandation pour des valeurs entre 0.8 et 0.9.

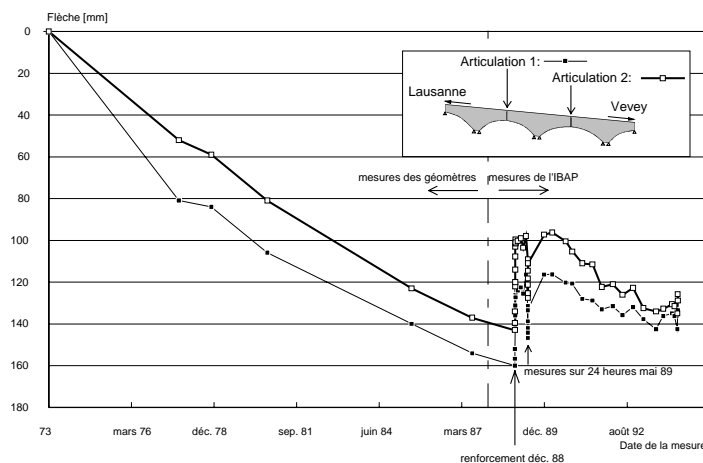


Figure 6.14 : Déformations à long terme des viaducs de la Lutrive.

6.2.15 Directive allemande pour le dimensionnement des ponts à précontrainte extérieure (Thormählen und Peuckert; 1998 [57])

Le « Bundesministerium für Verkehr » allemand a décidé que dans un avenir rapproché les nouveaux ponts caissons de son ressort devront (sauf exceptions) être précontraints extérieurement et dimensionnés selon cette directive (lettre du 21 janvier 1998). La directive complète la réglementation DIN en vigueur et s'applique aux ponts caisson en béton à précontrainte partiellement ou entièrement extérieure. Elle définit les bases pour la conception et le dimensionnement de la précontrainte extérieure. Elle prescrit que les câbles

doivent pouvoir être « retendus » ou remplacés, et que l'addition ultérieure de câbles supplémentaires doit être prévue. Elle pose des exigences techniques et constructives, comme par exemple une limitation de la longueur des câbles de précontrainte extérieure à 200 m. Concernant les bases de calcul, elle exige une précontrainte totale sous la combinaison des charges de précontraintes, des charges permanentes et du tiers des effets différés. Pour la vérification à l'aptitude au service, la contrainte dans les câbles est limitée à 0.80 de la résistance à la traction. Elle préconise de négliger $\Delta\sigma$ (augmentation de la contrainte dans les câbles à la rupture) pour la vérification à la sécurité structurale. Elle précise aussi que les blocs d'ancrage et les déviateurs doivent être dimensionnés avec des modèles basés sur la théorie de l'élasticité.

7 Conclusions

7.1 Partie I – Comparaison avec la précontrainte intérieure

L'objectif de la Partie I (chap. 2, 3 & 4) était de mesurer, par le biais d'une étude numérique, l'influence du type de précontrainte (intérieure ou extérieure) sur les quantités d'armatures précontraintes et passives requises pour un pont caisson autoroutier type. Le but premier de cette étude était d'évaluer en termes quantitatifs si la précontrainte extérieure requiert une quantité de précontrainte substantiellement supérieure à la précontrainte intérieure. Cette étude paramétrique comparative (dans le contexte SIA) est décrite dans les chapitres 2 & 3 de ce rapport. Pour les modèles de ponts et les hypothèses de calculs de cette étude, on peut en tirer les conclusions suivantes :

- Le principal enseignement de cette étude est que, contrairement à ce que l'on entend parfois, la différence de quantité d'armature de précontrainte ou passive entre une solution précontrainte extérieurement et une solution précontrainte intérieurement est faible. Pour les portées et les élancements courants en règle générale, et au vu de l'importance d'autres critères, tels que la facilité de construction, la durabilité ou la possibilité de remplacer les câbles, la quantité d'armature ne devrait donc pas déterminer le choix du type de précontrainte. Il y a cependant lieu de rappeler que quantité semblable ne signifie pas nécessairement coût identique, car le coût unitaire de la précontrainte extérieure est généralement plus élevé.
- En ce qui concerne la quantité de précontrainte requise pour assurer une aptitude au service adéquate ($\beta = 0.8$), le principal paramètre influant sur la comparaison entre les deux types de précontrainte est la hauteur de la section. Pour une hauteur de 2 m, la poutre précontrainte intérieurement requiert environ 10 % moins de précontrainte que la poutre précontrainte extérieurement correspondante. Pour une hauteur de section dépassant 3.0 m, l'avantage de la précontrainte intérieure disparaît, et ce sont les poutres précontraintes extérieurement qui nécessitent moins de précontrainte (8 % de moins par exemple pour une portée de 70 m et un élancement de 20).
- Alors que les armatures précontraintes et passives calculées sur la base des critères d'aptitude au service (contrôle des déformations et de la fissuration) sont généralement suffisantes pour assurer la sécurité structurale flexionnelle des poutres précontraintes intérieurement (si l'on accepte une redistribution des moments plafonnée à 15 %), les poutres précontraintes extérieurement requièrent une armature complémentaire. Cette armature complémentaire « de sécurité structurale » (passive et/ou précontrainte) dépend de la valeur de l'accroissement à la rupture de la contrainte $\Delta\sigma$ dans les câbles de précontrainte extérieure. Elle augmente avec la portée et peut devenir importante. Pour une portée de 70 m, un élancement de 20 et un $\Delta\sigma$ de 100 N/mm² par exemple, l'armature complémentaire, si elle est ajoutée sous forme d'armature passive dans la dalle sur appui, représente près du double de l'armature minimale de la dalle.

- La combinaison des deux effets décrits ci-dessus amène à la conclusion qu'il n'est pas possible de donner une estimation quantitative simple et générale de la différence de quantité d'armature flexionnelle passive et précontrainte entre les deux types de précontrainte. En sus du tracé des câbles, cette différence dépend de la portée, de l'élançement et de la valeur de calcul de $\Delta\sigma$. La « précontrainte d'état de service » est plus importante dans les poutres précontraintes extérieurement avec des travées courtes et plus faible dans les poutres à travées longues. Pour des portées et des élançement courants et pour les hypothèses de l'étude, l'écart se situe dans une bande de plus ou moins 10 %. Il faut ajouter à cette première constatation que pour les longues travées, les poutres précontraintes extérieurement nécessitent une « armature complémentaire de sécurité structurale ». Cette armature complémentaire (par exemple une armature passive dans la zone sur appui) peut être significative. Les figures 3.14 et 3.17, complétées des figures 3.9 et 3.11 donnent une indication, valable pour les hypothèses de calculs de l'étude et dans le contexte SIA, de la quantité d'armature complémentaire requise.

Dans le chapitre 4, l'influence du passage du contexte des normes SIA à celui des normes EC sur les résultats de l'étude comparative est étudiée. Il en ressort que :

- A sollicitations de dimensionnement égales (donc à charges égales), la différence la plus importante entre un dimensionnement EC et un dimensionnement SIA provient du taux d'armature minimale qui est presque deux fois plus grand pour l'EC. Ce taux élevé réduit, voire annule, le besoin d'une armature complémentaire flexionnelle pour satisfaire la sécurité structurale des poutres précontraintes extérieurement. L'un des avantages comparatifs de la précontrainte intérieure dans le contexte SIA se trouve donc sensiblement réduit dans le contexte EC et la précontrainte extérieure apparaît même comme une solution attractive en terme de quantité de précontrainte pour les poutres de 50 m et plus.
- L'utilisation parallèle des normes SIA et EC pose la question de la prise en compte de la précontrainte du côté des charges ou du côté de la résistance dans le calcul de la sécurité structurale. Ces deux approches sont physiquement équivalentes, et conduisent à la même capacité portante pour une structure donnée, pour autant que l'application des coefficients de sécurité partiels soit rigoureuse.

7.2 Partie II – Renforcement d'ouvrages existants

L'état des connaissances dressé aux chapitres 5 & 6 de ce rapport dans le domaine du renforcement d'ouvrages par la précontrainte extérieure a mis en évidence les éléments suivants.

- Un nombre important de ponts routiers a été renforcé par l'addition de précontrainte extérieure en Europe au cours de la dernière décennie. La vingtaine d'applications recensées en Suisse concerne des ponts autoroutiers et des ponts des routes cantonales. La précontrainte extérieure va vraisemblablement continuer à se développer comme l'une des techniques principales pour le renforcement d'ouvrages d'art existants. Ce développement

se fera en parallèle à celui de l'application de la précontrainte extérieure dans la construction d'ouvrages neufs. Un certain nombre de nouveaux ponts sont même conçus pour permettre l'addition ultérieure aisée de câbles de précontrainte extérieure de renforcement.

- La précontrainte additionnelle est une technique de renforcement utile pour des situations diverses (défaillances, augmentation des charges, élargissement de la chaussée, ...). Une partie des renforcements concerne des ouvrages avec des problèmes d'aptitude au service, principalement des ponts en encorbellement des années 1960-70 subissant des déformations excessives. Dans d'autres cas, la précontrainte extérieure est ajoutée pour augmenter la résistance de l'ouvrage, principalement en flexion (sécurité structurale).
- Les entretiens avec des ingénieurs responsables de projets de renforcements et des ingénieurs des entreprises de précontrainte ont montré que les principales divergences de vue concernent d'une part la conception et le dimensionnement des éléments de reprise des forces de précontrainte (en particulier les blocs d'ancrages), et d'autre part la technologie des câbles, au premier chef la protection contre la corrosion. Certains préconisent l'utilisation de torons gainés graissés qui permettent de retendre les torons, alors que d'autres préfèrent la simplicité d'une injection de coulis de ciment. Concernant les blocs d'ancrage, il y a différence d'opinion quant à l'opportunité de la mise en œuvre d'une précontrainte transversale pour la réalisation de la liaison du bloc à la structure existante et le calcul des dimensions du bloc d'ancrage.
- Au niveau du dimensionnement et de la réglementation, différentes approches existent. En France, l'application de la précontrainte extérieure pour le renforcement et pour les ouvrages neufs tend à être traitée dans les mêmes documents. En Allemagne, une directive spécifique est en cours d'introduction pour la précontrainte des ouvrages neufs. Au niveau européen, la précontrainte sans adhérence est traitée spécifiquement dans l'annexe 105 de l'Eurocode 2 Partie 2 [16]. En Suisse, la réglementation SIA actuelle ne donne pas d'indications particulières pour le dimensionnement des structures linéaires à précontrainte non-adhérée. Il n'existe par ailleurs pas encore de catalogue reconnu des exigences particulières pour les câbles de précontrainte extérieure qui puisse servir lors de la mise en soumission des projets de renforcement par précontrainte additionnelle.

La recherche menée dans le domaine du renforcement d'ouvrages par précontrainte additionnelle est limitée en comparaison avec le volume important de la recherche consacrée à la précontrainte extérieure des ouvrages neufs. Au vu de l'état des connaissances qui a été dressé, il semble que les principaux thèmes de recherche d'intérêt sont les suivants :

- Il semble important de préciser les modèles et les règles sur lesquels s'appuie l'ingénieur qui conçoit et dimensionne les blocs d'ancrages et leur liaison à la structure existante. Il est crucial pour le succès d'un projet de renforcement de pouvoir concevoir des blocs d'ancrage fiables et efficaces. Leur construction est généralement difficile et constitue une part substantielle du coût du projet.

- Le renforcement de ponts poutres en béton avec une résistance inadéquate à l'effort tranchant constitue une application potentielle intéressante de la précontrainte additionnelle de renforcement. Au vu de ses avantages constructifs et qualitatifs, elle pourrait en effet constituer une alternative intéressante aux techniques traditionnelles pour le renforcement d'ouvrages à l'effort tranchant. Il n'y a cependant guère d'application de cette idée, et il semble qu'une réflexion de fond soit nécessaire afin d'identifier les conditions dans lesquelles un renforcement à l'effort tranchant par précontrainte extérieure pourrait être opportun.
- L'utilisation de câbles en matériaux composites suscite beaucoup d'intérêt. La Suisse fait œuvre de pionnier en la matière, notamment grâce aux recherches et réalisations de l'EMPA et du Prof. T. Keller (DA-EPFL).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ABDUNUR C., GODART B.**, *Méthodes d'auscultation pour l'évaluation des ponts*, Annales du bâtiment et des travaux publics, 6, 35-50, France, **1998**.
- [2] **ALKHAIRI F.M., NAAMAN A.E.**, *Analysis of beams prestressed with unbonded internal or external tendons*, Journal of Structural Engineering, 119, 2680-2700, **1993**.
- [3] **ARAVINTHAN T., FUJIOKA A., MUTSUYOSHI H., HISHIKI Y.**, *Flexural behavior of two span continuous segmental PC beams with external tendons*, transaction of the Japan Concrete Institute, 18, 229-234, **1996**.
- [4] **ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (AFNOR)**, *Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie*, Norme française NF P 95-104, France, **1992**.
- [5] **BADOUX M., BURDET O., BENOUAICH D.**, *Comparison of the amount of reinforcement for a box-girder bridge prestressed with Internal or external cables*, fib Symposium 1999, Prague, **1999**.
- [6] **BRITISH HIGHWAYS AGENCY, SETRA, TRANSPORT RESEARCH LABORATORY, LCPC**, *Post-tensioned concrete bridges*, Thomas Telford Publications, Proceedings of the conference Design and Management of Post-Tensioned Concrete Bridges, 176 p., London, UK, **1999**.
- [7] **BURDET O., BADOUX M.**, *Long-term deflection monitoring of prestressed concrete bridges retrofitted by external post-tensioning - examples from Switzerland*, IABSE Rio 1999, Rio de Janeiro, Brazil, **1999**.
- [8] **CHABERT A., CRETON B., JARTOUX P.**, *Des matériaux nouveaux pour la précontrainte et le renforcement des ouvrages d'art*, Annales de L.I.T.B.T.P, 496, 87-111, France, **1991**.
- [9] **CHAKRABARTI P.R.**, *Ultimate stress for unbonded post-tensioning tendons in partially prestressed beams*, ACI Structural Journal, 92, 689-697, **1995**.
- [10] **CIVJAN S.A., JIRSA J.O., CARRASQUILLO R.L., FOWLER D.W.**, *Instrument to evaluate remaining prestress in damaged prestressed concrete bridge girders*, PCI Journal, 43, 62-71, **1998**.
- [11] **CONTI E., FOURE B.**, *External prestressing in structures*, proceedings of the workshop on behavior of external prestressing in structures, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France, **1993**.
- [12] **DELFOSSÉ G., FAURE P., PEREZ G.**, *Confortement par précontrainte additionnelle du pont de la Seudre en Charente - Maritime*, Travaux, 739, France, **1998**.
- [13] **EIBL J.**, *Externe Vorspannung und Segmentbauweise*, Vorträge anlässlich des Workshops Externe und verbundene Vorspannung-Segmentbrücken an der Uni Karlsruhe vom 5. Bis 7. Oktober 1998, Karlsruhe, Allemagne, allemand/anglais, **1998**.
- [14] **EMPA**, *Messungen der vorhandenen Vorspannkraft in Spanngliedern von Spannbeton -Bauwerk*, EMPA Forschungsauftrag Nr. 29/88, Allemand, **1998**.
- [15] **EUROCODE 2**, *Calcul des structures en béton, partie 1: Règles générales et règles pour le bâtiment*, Prénorme européenne SIA V 162.001, Zürich, **1993**.
- [16] **EUROCODE 2**, *calcul des structures en béton, partie 2: Ponts en béton*, Prénorme européenne SIA V 162.008, Zürich, **1996**.

- [17] **FALKNER H., TEUTSCH M., HUANG Z.**, *Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft*, Dt. Ausschuss für Stahlbeton, 472, **1997**.
- [18] **FALKNER H., ZHEN H., TEUTSCH M.**, *Strengthening bridges with unbonded prestressing*, Structural Engineering International, 2, 76-77, **1995**.
- [19] **FAVRE R., BURDET O., CHARIF H., HASSAN M., MARKEY I.F.**, *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*, Rapport OFR n°514, VSS, Zürich, **1995**.
- [20] **FAVRE R., BURDET O., HASSAN M., MARKEY I.F.**, *Beurteilung von Massivbrücken aufgrund von Belastungsversuchen und Langzeitbeobachtungen Empfehlung für die Vorspannung*, Mandat de recherche de l'Office Fédéral des Routes, Rapport n° 522, VSS, Zürich, **1996**.
- [21] **FAVRE R., BURDET O., CHARIF H.**, *Critères pour le choix d'une précontrainte : Application au cas d'un renforcement*, Colloque international "Gestion des ouvrages d'art", Paris, France, **1994**.
- [22] **FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O., CHARIF H.**, *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*, Presse Polytechnique et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 586 pages, Lausanne, nouvelle édition, **1997**.
- [23] **FENZ M.**, *Strengthening of the Mur Bridge near St. Michael / Austria by use of additional external prestressing*, 11e Congrès de la fib - Hamburg, **1990**.
- [24] **GANZ H.R.**, *Post-tensioning for innovative strengthening of bridges*, Reunion del concreto 1996 Cartagena – Colombia, VSL, **1996**.
- [25] **GAUVREAU D.P.**, *Ultimate limit state of concrete girders prestressed with unbonded tendons*, ETHZ-IBK, Birkhäuser Verlag Basel, 198, Zürich, **1993**.
- [26] **GODART B.**, *Strengthening prestressed concrete box girder bridges. The French experience*, Structural Engineering International, 2, 81-84, **1995**.
- [27] **GOMEZ M., BAILEY S. F.**, *Etude de l'effet de la normalisation européenne en Suisse*, Mandat de recherche 87/94 de l'Office Fédéral des Routes, Rapport EPFL-ICOM 352, **1998**.
- [28] **GUIDOTTI N., KELLER T., COMO G., HALDEMANN C.**, *Konzentriert umgelenkte Karbonkabel - erstmaliger Einsatz*, Schweizer Ingenieur und Architekten, 17, 342-346, **1999**.
- [29] **HARAJI M.H.**, *Strengthening of concrete beams by external prestressing*, PCI Journal, 76-88, **1993**.
- [30] **HARAJI M.H., KANJ M.Y.**, *Ultimate flexural strength of concrete members prestressed with unbonded tendons*, ACI Structural Journal, 88, 663-673, **1991**.
- [31] **HASSAN M., CHARIF H., FAVRE R.**, *Post-tensioning level criterion for bridge design and rehabilitation*, IABSE Symposium San Fransisco, **1995**.
- [32] **HAVERESCH K.H.**, *Talbrücke Rümmecke, Vorspannung durch externe Spannglieder bei Bau auf Vorschubrüstung*, Beton- und Stahlbetonbau, 94, 295-305, **1999**.
- [33] **HINDI A., MACGREGOR R., KREGER M.E., BREEN J.E.**, *Enhancing strength and ductility of post-tensioned segmental box girder bridges*, ACI Structural Journal, 92, 33-44, **1995**.

- [34] **HOFACKER H., BAUMANN K.**, *Brückenverstärkung durch aussenliegende Vorspannung*, Schweizer Ingenieur und Architekten, 23, 485-488, **1996**.
- [35] **KENNETH W.**, *Strengthening concrete box girder bridges*, Journal of Structural Engineering, 116, 1734-1742, **1990**.
- [36] **KIRSCH P.**, *Zusätzliche Vorspannung ohne Verbund bei der Erneuerung der Wangauer Achbrücke*, Fortbildungsveranstaltungen des österreichischen, Autriche, Allemand, **1986**.
- [37] **KONDO E., TAKAHASHI H., MUTSUYOSHI H., SANO M.**, *Influence of external prestressing force on shear strength of PC beams*, Transaction of the Japan Concrete Institute, 16, 395-402, **1994**.
- [38] **KRUMBACH G.**, *Die Ertüchtigung von Spannbetonbauwerken durch Einbau zusätzlicher Spannbewehrung ohne Verbund*, iBMB, Fachseminar: Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten, TU Braunschweig, 94, 159-170, Braunschweig, **1991**.
- [39] **LAURENCET P., ROTILIO J.-D., JACCOUD J.-P., FAVRE R.**, *Influence des actions variables sur l'état permanent des ponts en béton précontraint*, Rapport OFROU n° 537, 171 pages, VSS, Zürich, **1999**.
- [40] **MAISSEN A.**, *Spannbeton mit Spanngliedern aus CFK-Litzen*, Schweizer Ingenieur und Architekten, 29, Suisse, **1997**.
- [41] **MASSICOTTE B., PICARD A.**, *Monitoring of a prestressed segmental box girder bridge during strengthening*, PCI Journal, 39, 66-80, **1994**.
- [42] **MATT P.**, *Evaluation des structures porteuses - Systèmes de renforcement, chapitre 8 : Renforcement au moyen de la précontrainte*, PI BAT - Entretien et rénovation des constructions, **1995**.
- [43] **MENN C.**, *Reussbrücke Wassen - Schadenanalyse und Rekonstruktionskonzept*, Schweizer Ingenieur und Architekten, 25, 678-684, Zürich, **1989**.
- [44] **NAAMAN A.E.**, *External prestressing for rehabilitation : analysis and design implications*, 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, Darmstadt, **1992**.
- [45] **PICARD A., MASSICOTTE B., BASTIEN J.**, *Relative efficiency of external prestressing*, Journal of Structural Engineering, 1832-1841, **1995**.
- [46] **PISANI M.A.**, *Strengthening by Means of External Prestressing*, Journal of Bridge Engineering, **1999**.
- [47] **POINEAU D.**, *Methodes de réparation et de renforcement*, Coopération franco-anglaise ponts en béton précontraint par post-tension (SETRA), chapitre 9, France, **1998**.
- [48] **RAMOS G., APARICIO A.-C.**, *Ultimate analysis of monolithic and segmental externally prestressed concrete bridges*, Journal of Bridge Engineering, 10-17, **1996**.
- [49] **SCHNETZER H., MENN C.**, *Zustandsermittlung, Zustandsbeurteilung und Verstärkung bei Stahlbetonbrücken, Teil 2: Vorspannung ohne Verbund*, Mandat de recherche de l'Office Fédéral des Routes, Rapport n° 525, **1996**.

- [50] **SCHOLZ U.**, *Anwendung externer Spannglieder am Beispiel der Isarbrücke Unterföhring*, Bauingenieur, 68, 152-158, **1993**.
- [51] **SIA 160**, *Actions sur les structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes – Norme, Vol. 160, Zürich, **1989**.
- [52] **SIA 162**, *Ouvrages en béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes - Norme, Vol. 162, Zürich, révision partielle, Zürich **1993**.
- [53] **SRINIVASA RAO P., MATHEW G.**, *Behavior of externally prestressed concrete beams with multiple deviators*, ACI Journal, 93, 387-396, **1996**.
- [54] **STAEHLI E., PESLIER J.C., FUNCK P.**, *Repair and strengthening of concrete structures by post-tensioning*, IABSE Symposium San Francisco 1995, 73/2, 961-966, **1995**.
- [55] **STANDFUSS F., ABEL M., HAVERESCH K.H.**, *Erläuterungen zur Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern*, Beton-und Stahlbetonbau, 93, 264-272, **1998**.
- [56] **STRANINGER W., WICKE M.**, *Bridge strengthening with additional prestressing*, Structural Engineering International, 2, 78-80, **1995**.
- [57] **TAN K.H., NG C.K.**, *Effets of deviators and tendon configuration on behavior of externally prestressed beams*, ACI Structural Journal, 94, 13-22, **1997**.
- [58] **TAN K.H., NG C.K.**, *Effect of shear in externally prestressed beams*, ACI Structural Journal, 95, 116-128, **1998**.
- [59] **TENG S, KONG F.K., POH S.P., GUAN L.W., TAN K.H.**, *Performance of strengthened concrete deep beams predamaged in shear*, ACI Structural Journal, 93, 159-171, **1996**.
- [60] **THORMÄLEN, PEUCKERT L.**, *Richtlinie für die externe Vorspannung von Betonbrücken, Version vom 16.01.1998*, Bundesministerium für Verkehr, Beton - Verein, Bonn, Allemagne, **1998**.
- [61] **VEJVODA M.F.**, *Strengthening of existing structures with post-tensioning*, Concrete International, 14, 38-43, **1992**.
- [62] **VIRLOGEUX M., CHAUSSIN R., JARTOUX P.**, *Précontrainte extérieure*, Annales de l'ITBTP, France, **1990**.
- [63] **WICKE M., OSTERMANN M.**, *Bridge rehabilitation with external prestressing*, 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, 495-506, Darmstadt, Allemagne, **1992**.
- [64] **WICKE M., RESCH J., KIRSCH P.**, *Widening of a box girder utilizing advanced construction methods*, Bauingenieur, 70, 297-303, **1995**.
- [65] **ZENTAR R., POIZAT E.**, *Méthodes d'évaluation de la précontrainte résiduelle dans les ouvrages en béton précontraint*, Annales de L.I.T.B.T.P, Paris, France, **1995**.

Annexe A : Quantité de précontrainte et degré de compensation des déformations β

Dans toute étude relative à la précontrainte, il est essentiel de définir la quantité de précontrainte utilisée. Plusieurs critères de dimensionnement ont été proposés pour qualifier la précontrainte présente dans un ouvrage : précontrainte partielle ou totale, taux d'armature mécanique, taux de balancement. Les études paramétriques de la présente étude se basent sur la critère du **degré de compensation des déformations** β . Ce paramètre, qui est proche du taux de balancement permet de quantifier par une seule valeur le système de précontrainte de toute une travée. Il est applicable à tout type de section transversale et tout système statique (figure A.1). Il présente l'intéressante propriété que les valeurs de β couramment appliquées pour la plupart de ponts sont dans une fourchette allant de 0.6 à 1.0. Les ponts poussés dans lesquels une partie substantielle de la précontrainte est centrée, et n'induit donc pas de déformations, font exception. Leur degré de compensation des déformations est usuellement aux alentours de 0.5.

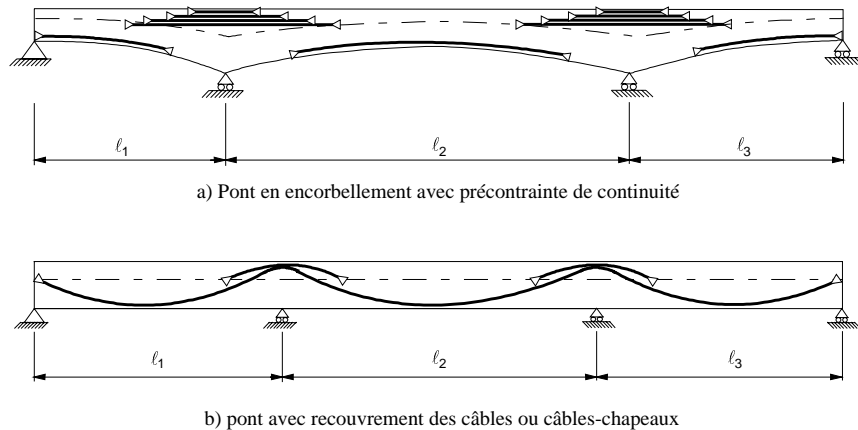


Figure A.1 : Types de géométries où le degré de compensation des déformations est applicable

Le degré de compensation des déformations β est défini comme le rapport des flèches engendrées par la précontrainte aux flèches engendrées par le poids propre, auquel on ajoute généralement les charges permanentes, comme le montre l'équation A.1.

$$\beta = -\frac{a_c(P_m)}{a_c(g)} \quad (\text{A.1})$$

Avec a_c : flèche élastique à mi-travée (le fluage ne joue pas de rôle, car il apparaîtrait des deux côtés de l'équation.)

P_m : précontrainte moyenne dans le temps $P_m = \frac{P_o + P_\infty}{2}$

β : degré de compensation des déformations

g : poids propre et charges permanentes

Par simplicité, ce rapport est calculé à mi-travée, car il varie de point en point le long de la structure, comme le montre la figure A.2.

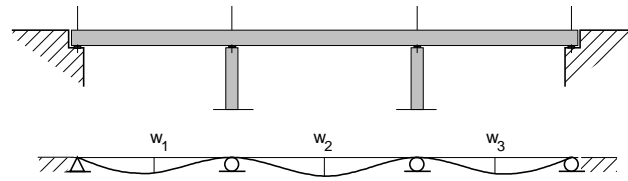


Figure A.2 : Application du degré de compensation des déformations

Dans le rapport OFR 514/522 [19, 20] des degrés de compensation des déformations compris entre 0.7 et 0.9 sont recommandés. En pratique, il a été observé que les valeurs les plus courantes pour les ponts routiers se situent aux alentours de 0.8. Des problèmes à l'état de service observés sur plusieurs ouvrages plus anciens présentant des degrés de compensation β inférieurs à 0.7 confirment que des valeurs basses de β ne permettent pas de garantir un comportement satisfaisant à l'état de service.

L'étude paramétrique présentée dans le cadre de ce projet de recherche a été effectuée pour un degré de compensation des déformations $\beta = 0.8$. La même valeur a été choisie pour les ponts avec précontrainte intérieure et extérieure.

Annexe B : Equilibrage de la précontrainte

Le choix du tracé des câbles de précontrainte intérieure et extérieure a été fait selon un critère d'équilibrage de l'effet de la précontrainte dans les travées des poutres. L'objectif était de se rapprocher autant que possible, en gardant un tracé réaliste d'un point de vue constructif, de la condition $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3$ (où β_i est le degré de compensation des déformations de la travée i , avec $i = 1$ correspondant à la travée de bord et $i = 3$ à la travée centrale, voir figures 2.3 et 2.5). Cette condition d'équilibrage exprime la recherche d'un tracé de précontrainte qui produise une compensation des déformations identique dans toutes les travées.

La détermination du tracé des câbles s'effectue de la manière suivante : les câbles sont placés en position haute « extrême » sur les appuis intermédiaires et à l'axe de la poutre aux appuis de bord. Ils sont aussi placés en position basse « extrême » au milieu de la travée centrale. Il s'agit ensuite de définir la position basse du tracé dans les autres travées. Les poutres étant symétriques, cela revient à définir $a_{p,1}$ et $a_{p,2}$ (figures 2.3 et 2.5), ce qui nécessite un calcul itératif.

La géométrie qui répond au critère d'équilibrage des travées dépend du rapport entre la portée de la travée de rive et des travées principales. Les calculs ont permis de fixer ce rapport de telle sorte que les câbles de précontrainte gardent un tracé cohérent avec la géométrie de la section transversale quelle que soit la hauteur de la section. Les figures B-1 et B-2 sont représentatives du fait que la valeur $\ell_r / \ell = 0.85$ permet pour les poutres de cette étude l'équilibrage désiré, tant pour les poutres à précontrainte intérieure que pour les poutres à précontrainte extérieure.

Pour la précontrainte intérieure, $\ell_r / \ell = 0.85$ permet même de fixer $a_{p,2} = a_{p,3} = a_{p,min} = 0.18$ m, c'est à dire que le tracé passe dans la position inférieure extrême dans la travée centrale et dans la seconde et la quatrième travée. Le réglage du tracé de la précontrainte peut donc se faire en ne faisant varier que $a_{p,1}$. Le tableau B-1 donne les résultats des calculs de $a_{p,1}$ pour les paramètres géométriques considérés dans l'étude numérique. Le tableau montre que, s'il est choisi sur la base du critère d'équilibrage du degré de compensation des déformations décrit plus haut, le tracé des câbles de précontrainte ne dépend que de la hauteur de la section, et non de la portée.

Pour les poutres à précontrainte extérieure, la géométrie de la poutre est légèrement moins favorable, et il a fallu, en plus de $a_{p,1}$, faire varier un peu $a_{p,2}$ afin de pouvoir satisfaire la condition d'équilibrage.

Tableau B-1 : Valeurs calculées de la position inférieure du tablier travée de rive $a_{p,1}$ pour les poutres à précontrainte intérieure telles que $\beta_1 = \beta_2 = \beta_3$ (où β_i est le degré de balancement de la travée i)

l/h [-]	15		20		25	
l [m]	h [m]	$a_{p,1}$ [mm]	h [m]	$a_{p,1}$ [mm]	h [m]	$a_{p,1}$ [mm]
25	1.67	316	1.25	278	1.00	254
30	2.00	344	1.50	301	1.20	274
35	2.33	369	1.75	323	1.40	292
40	2.67	395	2.00	344	1.60	310
45	3.00	419	2.25	363	1.80	327
50	3.33	442	2.50	383	2.00	344
55	3.67	463	2.75	402	2.20	360
60	4.00	484	3.00	420	2.40	375
65	4.33	504	3.25	436	2.60	390
70	4.67	523	3.50	453	2.80	405
75	5.00	542	3.75	469	3.00	420
80	5.33	561	4.00	485	3.20	433

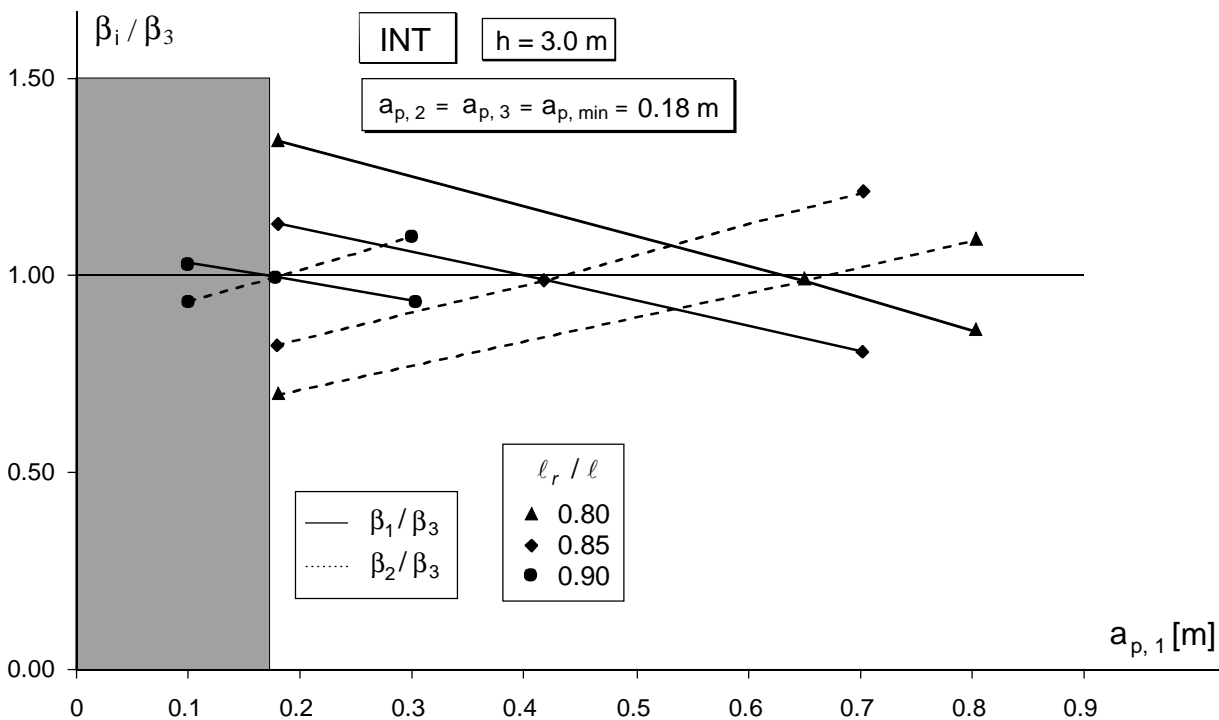


Figure B-1 : Degré de compensation des déformations β_1 , β_2 et β_3 en fonction de $a_{p,1}$ et du rapport l_r/l pour la poutre à précontrainte intérieure avec $h = 3$ m (l_r est la longueur de la travée de rive)

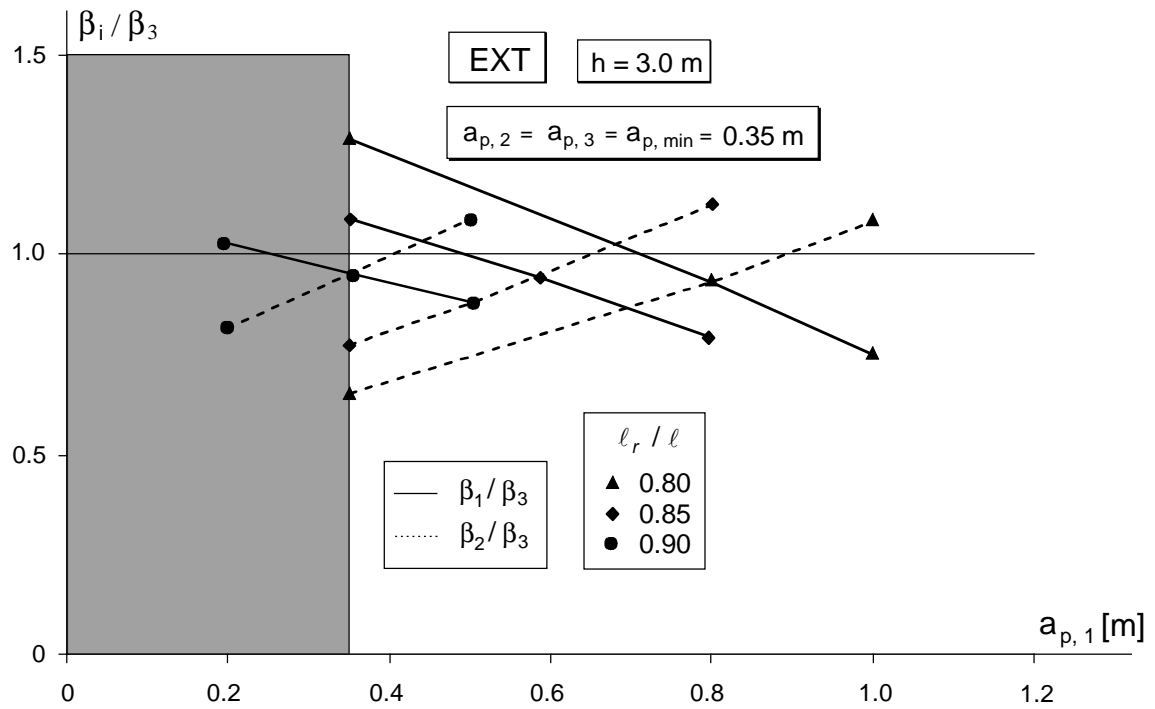


Figure B-2 : Degré de compensation des déformations β_1 , β_2 et β_3 en fonction de $a_{p,1}$ et du rapport l_r / l pour la poutre à précontrainte extérieure avec $h = 3 \text{ m}$ (l_r est la longueur de la travée de rive)

Annexe C : Position des déviateurs

Une étude de sensibilité a été effectuée pour aider au choix de la position des déviateurs dans les poutres à précontrainte extérieure. La figure C-1 montre les résultats de cette étude pour une poutre d'une hauteur de 2.5 m et une portée de 50 m. Le paramètre λ décrit la position des déviateurs: $\lambda = a / \ell$ où a est la distance entre l'appui le plus proche et le déviateur (figure 2.5). Par exemple, $\lambda = 0.33$ indique une position des déviateurs au tiers de la travée. Quand à β , il décrit le degré de compensation des déformations atteint par la précontrainte (Annexe A). La courbe de la figure C-1 indique le degré de compensation obtenu en fonction de la position des déviateurs pour une force de précontrainte constante. Cette force a été choisie afin d'obtenir une valeur de $\beta = 0.8$ pour la « position optimale » des déviateurs ($\lambda = 3/8$). On voit que la précontrainte est 8 % moins efficace en terme de compensation des déformations si les déviateurs sont situés au quart de la travée plutôt qu'à la « position optimale ». Cette étude de sensibilité a montré que pour les poutres considérées:

- La position optimale des déviateurs en terme d'efficacité de la précontrainte (valeur maximale de β) est donnée par $\lambda = 3/8$, indépendamment de la portée ou de la hauteur des poutres.
- La courbe $\beta(\lambda)$ telle qu'elle est représentée en figure C-1 dépend principalement de la valeur de h . Pour un h donné, cette courbe varie très peu lorsque la portée dépasse 30 m.

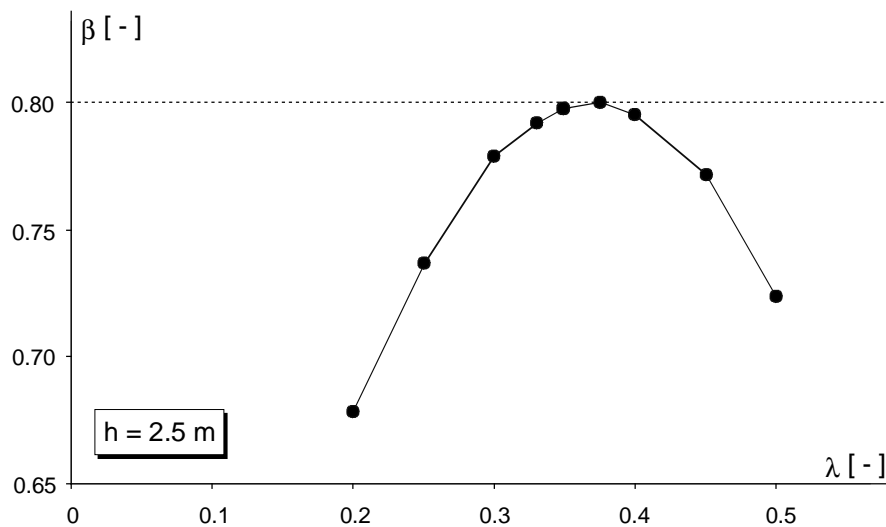


Figure C-1 : Degré de compensation des déformations β en fonction de la position des déviateurs ($\lambda = a/\ell$)

Annexe D : Liste des spécialistes interrogés et liste des questions

Les spécialistes suivants ont été interviewés dans le cadre de l'établissement de l'état de connaissance du renforcement de ponts par addition de précontrainte additionnelle :

- M. Uldry, Freyssinet Suisse, le 25/11/98 à Moudon ;
- M. Ganz, VSL International, le 14/12/98 à Lyssach ;
- Messieurs Palle et Tonello, Bureau d'Ingénieurs Conseils Tonello, le 02/02/99 à Aix-les-Bains, France ;
- M. Doghri, Freyssinet International, le 04/02/99 à Vélizy, France ;
- M. Apt, Bureau d'Ingénieurs Conseils Schmidt et Partner, le 03/03/99 à Bâle ;
- M. Matt, Ingénieur Conseil, Président de la commission accompagnante OFROU, le 04/05/99 à Berne ;
- M. Beylouné, Bureau d'Ingénieurs Conseils Réalini et Bader et Associés, le 06/05/99 à Lausanne ;
- M. Hofacker, Bureau d'ingénieurs Stucki, Hofacker + Partner, le 21/06/99 à Zürich.

En règle générale, les entretiens incluaient les questions types suivantes :

- Quelles sont, selon votre expérience, les principales raisons qui amènent un maître d'ouvrage à décider de renforcer un pont en service ?
- Quelle est la situation du renforcement par précontrainte extérieure en Suisse et ailleurs ?
- Quels sont les projets de renforcement par précontrainte extérieure actuellement en cours de réalisation en Suisse ou à l'étranger dont vous avez connaissance ?
- Quelles méthodes utilisez-vous pour fixer les blocs d'ancrage à la structure existante ? Selon quel modèle calculez-vous ces blocs d'ancrage ? Même question au niveau des déviateurs ?
- Quels critères de choix utilisez-vous pour choisir la quantité de précontrainte additionnelle ?
- Quelles sont les principales contraintes ou difficultés que vous rencontrez lors d'un projet de renforcement au niveau de la conception et de la réalisation ? Quels sont les principaux problèmes que vous avez rencontrés lors des renforcements que vous avez effectués ?
- Quels sont les systèmes de protection des câbles contre la corrosion que vous avez utilisés ? Quels sont leurs avantages et leurs inconvénients ?
- Quelles méthodes utilisez vous pour mesurer la tension dans les câbles de précontrainte extérieure ?
- Quel type de câble mettez-vous en place en général (quelles unités de préférence) ?
- Quelle est la longueur maximale des câbles mis en place ? Quelle est la longueur libre maximale mise en place ?
- Comment évaluez-vous la précontrainte résiduelle ? Qu'en est-il des ouvrages fissurés ?
- Quels sont les contrôles que vous effectuez pendant la mise en tension ?
- Quels sont les contrôles que vous effectuez pour juger de l'efficacité d'un renforcement à court terme et à long terme ?
- Quels sont les domaines où le niveau de connaissances vous paraît insuffisant et qui pourraient bénéficier d'une recherche ?
- Quel est le futur du renforcement de ponts au moyen de la précontrainte extérieure ?