



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la  
communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle  
comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes à âme mince**

**Querkraftwiderstand von vorgespannten  
Trägern mit dünnen Stegen**

**Shear strength of thin-webbed post-tensioned girders**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne  
Laboratoire de construction en béton**

**Dr M. Fernández Ruiz  
Dr E. Hars  
Prof. Dr A. Muttoni**

**Mandat de recherche AGB2001/486 sur demande du  
groupe de travail Recherche en matière de ponts (AGB)**

**Décembre 2006**



## Avant-propos

La recherche présentée dans ce rapport a comme but l'étude de la résistance des poutres en béton armé avec d'âmes minces traversées par des câbles de précontraintes. Ce problème est actuel dans le cadre de la vérification des structures construites surtout dans les années '60 – '80. En effet, les normes de l'époque ne tenaient pas compte de l'effet négatif des câbles de précontrainte qui peuvent affaiblir les bielles comprimées. Les normes actuelles préconisent par contre une réduction assez importante de la résistance, de sorte que les structures précontraintes anciennes à âme mince sont souvent classées comme problématiques selon les nouvelles méthodes de vérification.

Ce rapport présente les résultats d'une recherche expérimentale et théorique sur ce sujet. L'interprétation des essais et le travail théorique qui l'accompagne montrent que la diminution de résistance préconisée par les nouvelles normes, et en particulier par la SIA 262 de 2003, est justifiée. Dans le cas des vérifications des ponts existants, l'approche selon la SIA 262 représente un bon point de départ. Si la résistance estimée selon la norme est insuffisante, des méthodes plus raffinées avec des champs de contraintes sont proposées.

Les auteurs tiennent à remercier :

- le Canton du Tessin, Département du Territoire, Division des Constructions pour le soutien à la réalisation des essais sur poutres ;
- l'entreprise VSL International, Subingen pour le soutien à la réalisation des essais sur prismes ;
- l'Office fédéral des routes et les membres de la commission accompagnante C de son groupe de travail « Recherche en matière de ponts » (M. P. Matt, président, M. M. Donzel, M. H. Figi, M. W. Schuler, Dr D. Somaini) pour leur soutien et leurs précieux commentaires

Lausanne, le 20 décembre 2006

Dr Miguel Fernández Ruiz

Dr Eckart Hars

Prof. Dr Aurelio Muttoni



## Résumé

La plupart des ponts suisses de moyenne portée sont des ponts-poutres avec une section ouverte ou en caisson en béton armé précontraint. L'évolution dans leur utilisation, les exigences concernant leur résistance et l'état des connaissances de ce type de structures ont soulevé la question de savoir si certains des ponts existants répondent aux exigences en matière d'effort tranchant de la norme actuelle SIA 262 (2003).

En particulier, l'influence sur la résistance à l'effort tranchant de la présence de câbles de précontrainte dans les âmes a été négligée dans les normes suisses jusqu'à l'introduction de la norme actuelle SIA 262. Selon cette norme de 2003, il est nécessaire de tenir compte d'une réduction de la résistance à la compression des bielles qui se développent dans les âmes, ceci en fonction du rapport entre le diamètre des câbles présents et la largeur de l'âme.

Le présent rapport détaille les résultats d'une recherche effectuée dans le but de mieux comprendre la réponse structurale des éléments à âme mince avec câbles de précontrainte. Cette recherche vise aussi à déterminer si la norme SIA 262 conduit à une estimation conservatrice et suffisamment précise de la résistance de ces éléments.

Une campagne d'essais a été effectuée pour étudier certains aspects qui n'étaient pas encore couverts par la littérature scientifique en ce domaine. Sa première partie s'intéresse au comportement de panneaux munis de divers types de câbles (dans des gaines en acier ou en plastique avec injection ou dans des gaines en acier non injectées). Les résultats démontrent que la SIA 262 (2003) conduit à des dimensionnement adéquats pour les câbles dans des gaines métalliques injectées ou non. Par contre, les solutions ne sont pas conservatrices pour les gaines en matière plastique. Une formulation tenant compte de ce type particulier de gaine est proposée.

La seconde partie de la campagne d'essais explore le comportement de poutres précontraintes extraites d'un pont existant. Leur mode de rupture a été par écrasement du béton de l'âme le long des câbles sous l'effet de l'effort tranchant. Ces résultats d'essais sont utilisés pour comprendre les divers mécanismes de reprise des charges qui se développent dans les poutres et pour examiner l'adéquation des approches proposées par les normes de dimensionnement et la méthode des champs de contrainte pour estimer la résistance à l'effort tranchant de tels éléments de structure. Toutes les versions de la SIA 162 donnent des résultats non conservateurs, car cet effet n'est pas considéré. Par contre, la SIA 262 et la méthode des champs de contrainte donnent des résultats suffisamment précis et conservateurs.

En conséquence, pour le dimensionnement de poutres précontraintes à âme mince, l'approche suivie par la version actuelle de la SIA 262 peut être appliquée, ce qui conduit à des solutions suffisamment précises et conservatrices. Par contre, pour la vérification de la capacité de structures existantes, il peut s'avérer nécessaire, si l'approche de la SIA 262 indique une résistance insuffisante, de développer divers modèles de champs de contraintes, avec une précision grandissante pour estimer la résistance à l'effort tranchant de l'élément considéré.

## Zusammenfassung

Die meisten Brücken mittlerer Spannweite in der Schweiz sind vorgespannte Betonbalkenbrücken mit offenem oder Kastenquerschnitt. Die Entwicklung der Nutzung, Anforderungen an den Tragwiderstand und die Kenntnisse über diese Tragwerke haben kürzlich die Frage aufgeworfen, ob manche bestehende Brücken die Schubtragfähigkeit nach aktueller Schweizer Norm SIA 262 (2003) auch tatsächlich erreichen.

Insbesondere der Einfluss der Grösse der Spannglieder im Steg auf die Schubtragfähigkeit war bis zur Einführung der aktuellen Norm SIA 262 vernachlässigt worden. Nach SIA 262 in 2003 muss der Druckwiderstand der im Steg entstehenden Druckstreben als Funktion des Verhältnisses Hüllrohrdurchmesser zu Stegdicke bestimmt werden.

Dieser Bericht gibt im Detail die Ergebnisse einer Forschung wieder, die auf das bessere Verständnis des Tragwerksverhaltens von vorgespannten Trägern mit dünnen Stegen abzielt. Diese Forschung klärt auch die Frage, ob die aktuelle Schweizer Norm für Tragwerksbeton SIA 262 zu einer sicheren und ausreichend genauen Einschätzung des Widerstands solcher Träger führt.

Eine Versuchsserie wurde durchgeführt, um gewisse Aspekte, die von der betreffenden Literatur nicht behandelt werden, zu untersuchen. Der erste Teil konzentriert sich auf das Verhalten von Prismen unter Druckbelastung mit verschiedenen Typen von Spanngliedern (injizierte Stahl- und Kunststoff-Hüllrohre sowie nichtinjizierte Stahlhüllrohre). Die Ergebnisse zeigen, dass unter Benutzung der SIA 262 angemessene Ergebnisse für injizierte und nichtinjizierte Stahl-Hüllrohre erzielt werden. Für Kunststoff-Hüllrohre werden allerdings Werte auf der unsicheren Seite erzielt. Ein angemessener Wert für Kunststoff-Hüllrohre passend zum Format der SIA 262 wird vorgeschlagen.

Der zweite Teil der Versuchsserie untersucht das Verhalten von vorgespannten Trägern, die aus einer bestehenden Brücke ausgebaut worden waren. Die Träger versagten auf Schub durch Stegdruckbruch entlang der Spannglieder. Die Versuchsergebnisse werden benutzt, um die einzelnen Tragmechanismen, die sich im Träger entwickeln, zu verstehen, und um die Angemessenheit der Ansätze von Bemessungsnormen und der Spannungsfeldmethode zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit solcher Träger zu ermitteln. Die SIA 162 liefert Ergebnisse auf der unsicheren Seite. Auf der anderen Seite ergeben SIA 262 und die Spannungsfeldmethode ausreichend genaue und sichere Resultate.

Demzufolge kann für die Bemessung von vorgespannten Trägern mit dünnen Stegen der Ansatz der aktuellen Norm SIA 262 verfolgt werden, was zu ausreichend genauen und auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führt. Andererseits erscheint bei der Überprüfung bestehender Bauwerke ein inkrementeller Ansatz angemessener, in Fällen wo unzureichender Widerstand nach SIA 262 gefunden wird. In solchen Situationen wird es notwendig sein, mehrere Spannungsfelder zu entwickeln, und dabei progressiv die Genauigkeit der Schubtragfähigkeitsabschätzung zu erhöhen.

## Summary

Most concrete bridges in Switzerland covering medium spans are post-tensioned concrete girder bridges with open or box-shaped cross-sections. The evolution in the use, strength requirements, technology and structural knowledge of these structures have recently raised the question whether some existing post-tensioned bridges may not satisfy the shear strength requirements of the current Swiss code SIA 262 (2003).

In particular, the influence on the shear strength due to post-tensioning tendons in the web was neglected in the Swiss code until the introduction of the current SIA 262. According to SIA 262 (2003) a reduction in the compressive strength of the struts developing in the web has to be considered as a function of the duct size to web thickness ratio.

The present report details the results of a research performed with the aim of better understanding the structural response of post-tensioned members with thin webs in the presence of post-tensioning tendons. This research also aims at determining whether the Swiss Code for structural concrete SIA 262 leads to a safe and sufficiently accurate estimate of the strength of such members.

An experimental campaign has been conducted to explore some aspects not covered by the current literature of the subject. The first part focuses on the behaviour of panels loaded in compression with various types of tendons (injected steel and plastic ducts and non-injected steel ducts). The results show that adequate designs are obtained using SIA 262 for injected and non-injected steel ducts. However, unsafe results are obtained for plastic ducts. A suitable value for plastic ducts according to SIA 262 format is proposed.

The second part of the campaign investigates the behaviour of post-tensioned girders extracted from an existing bridge. The girders failed in shear by crushing of the web along the post-tensioning tendons. The test results are used to understand the various load-carrying mechanisms developed in the girder and to investigate the suitability of the approaches proposed by design codes and the stress field method to estimate the shear strength of such members. All versions of SIA 162, which do not consider this effect, provide unsafe results. On the other hand, SIA 262 and the stress field method give sufficiently accurate and conservative results.

Consequently, for the dimensioning of post-tensioned girders with thin webs, the approach followed by the current SIA 262 can be followed, leading to sufficiently accurate and conservative designs. For the checking of existing structures on the other hand, an incremental approach seems more appropriate in cases where an insufficient strength is found with the SIA 262 formulae. In such situations, it becomes necessary to develop various stress fields, progressively improving their accuracy to estimate the shear strength of the member.



# Table des matières

1.	Introduction et but de la recherche .....	1
	Objectifs de la recherche.....	2
2.	Influence de la précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé. 5	
	Composante verticale de la force de précontrainte .....	5
	Influence de la force de précontrainte sur l'inclinaison des bielles et sur la résistance effective du béton.....	6
	Réduction de la section utile et perturbation du flux des contraintes.....	7
	Gaines non-injectées .....	7
	Gaines injectées .....	7
3.	Effet du type de gaine sur la résistance à l'effort tranchant des âmes minces .....	11
	Résumé des résultats de la littérature.....	11
	Programme expérimental .....	13
	Résultats expérimentaux .....	15
4.	Essais à échelle réelle sur des poutres précontraintes à âme mince.....	19
	Campagne expérimentale.....	19
	Analyse détaillée d'un échantillon représentatif.....	24
5.	Analyse des éléments à âme mince par des champs de contraintes.....	29
	Analyse de la poutre SH3 par un champ de contraintes non dévié.....	30
	Analyse de la poutre SH3 par un champ de contraintes dévié.....	31
	Discussion sur l'adéquation des champs des contraintes discontinus.....	33
	Analyse par champs de contraintes continus .....	36
	Comparaison des résistances calculées avec divers champs de contraintes et normes de dimensionnement.....	38
6.	Conclusions .....	41
7.	Annexe A: Essais sur des panneaux munis de gaines.....	43
	Résumé des essais trouvés dans la littérature scientifique .....	43
	Résultats pour les gaines en acier injectées.....	44
	Résultats pour les gaines non-injectées.....	47
8.	Annexe B: Résistance à l'effort tranchant de l'âme d'une poutre précontrainte .....	49
	Conditions d'équilibre .....	49
	Compatibilité des déformations .....	51
	Comportement des matériaux .....	52
	Résistance de l'âme .....	53
	Résistance de l'âme – résistance d'une poutre.....	57
9.	Annexe C: Vérification des poutres du Viaduc « Sopra le Cantine » selon la SIA 262 .....	61
10.	Annexe D: Articles cités de la norme SIA 262.....	63
11.	Références .....	65
12.	Symboles .....	67



## 1. Introduction et but de la recherche

La plupart des ponts de moyenne ou longue portée du réseau autoroutier suisse est constituée de ponts-poutre en béton armé précontraint avec une section en caisson ou ouverte. Dans la quasi-totalité des cas, la précontrainte est disposée dans les âmes et les gâines sont injectées avec du coulis de ciment.

La vérification des ponts existants construits en grande partie dans les années '60-'80 montre que souvent la reprise de l'effort tranchant par les âmes est jugée insuffisante selon les normes actuelles. En effet la norme SIA 262 de 2003 est plus prudente que la SIA 162 de 1968 et 1989 pour la prise en compte de la précontrainte. En outre, la nouvelle norme considère pour la première fois l'affaiblissement des âmes par la présence des gâines de précontrainte. Cet effet est illustré dans la fig. 1.1 où les gâines des câbles de précontrainte traversent les bielles comprimées qui résultent de l'effort tranchant. Ce problème a déjà été évoqué dans Matt [1990].

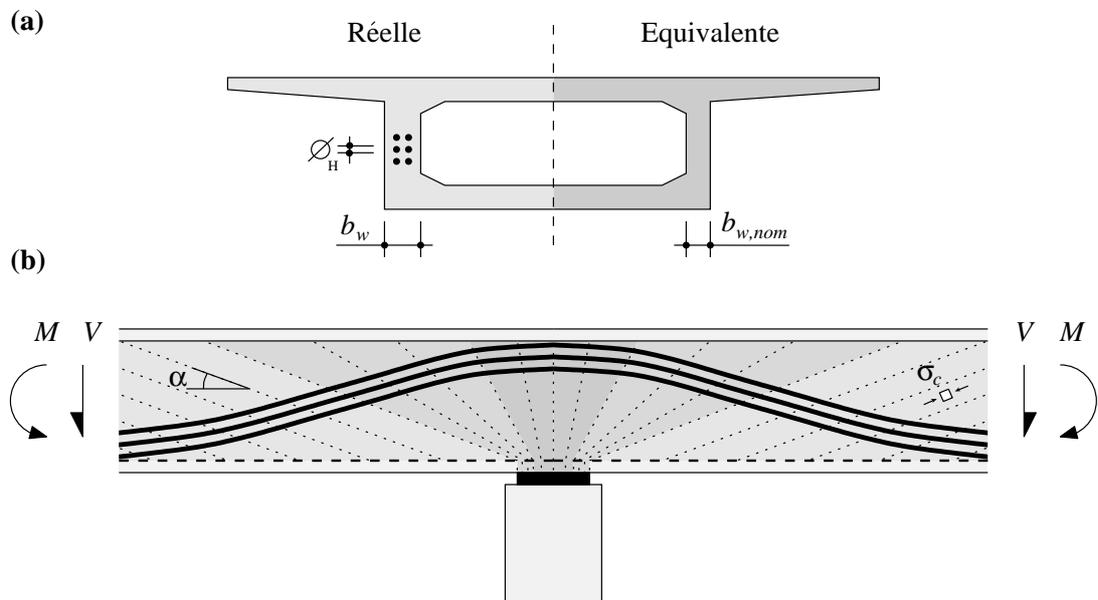


Figure 1.1: Ames d'une poutre précontrainte: (a) épaisseur réelle ( $b_w$ ) et effective ( $b_{w,nom}$ ); (b) champ de contraintes non dévié normalement admis pour déterminer la contrainte dans les bielles ( $\sigma_c$ ) et son angle d'inclinaison ( $\alpha$ )

La réduction de la résistance du champ de compression dépend essentiellement de la largeur occupée par les gâines par rapport à la largeur totale de l'âme (mesuré avec le rapport  $\delta = \Sigma \varnothing_H / b_w$ ) et le type de gaine ainsi que le d'injection. Pour ce dernier effet on distingue essentiellement trois cas :

- gâines métalliques injectées par coulis de ciment
- gâines synthétiques injectées par coulis de ciment
- gâines non injectées (situation pendant la construction) ou injectées avec une substance très souple par rapport au béton (graisse ou cire).

L'affaiblissement est généralement considéré en réduisant l'épaisseur de calcul de l'âme selon la relation suivante :

$$b_{w,nom} = b_w - k \cdot \Sigma \varnothing_H \quad (1)$$

où  $k$  est un facteur qui dépend du type de gaine et d'injection (voir SIA 262 [2003] chiffre 4.3.3.3.5). Une approche alternative équivalente consiste à réduire la résistance effective du béton des bielles inclinées par le facteur

$$\eta_D = 1 - k \cdot \delta \quad (2)$$

Selon la SIA 262 [2003] la valeur  $k$  vaut 0.5 pour les gaines injectées et 1.2 pour les gaines non injectées. Aucune considération n'est faite sur le type de gaine (métallique ou synthétique).

La résistance du champ de compressions incliné est également influencée par l'état de fissuration de l'âme. C'est pourquoi un second coefficient de réduction de résistance à la compression (appelé  $k_c$ ) tenant compte de ce phénomène doit être introduit. La valeur typique de ce coefficient est de 0.60 (SIA 262 [2003] chiffre 4.2.1.7).

L'interaction entre ces deux phénomènes ( $\eta_D$  et  $k_c$ ) est normalement considérée en admettant une formulation multiplicative (par conséquent, la résistance à la compression de l'âme est finalement réduite par un facteur égal à  $\eta_D \cdot k_c$ ). Cette approche est simple et permet d'obtenir avec uniquement des conditions d'équilibre la contrainte et l'angle d'inclinaison des bielles de l'âme (voir fig. 1.1b).

L'adéquation de ces deux coefficients ainsi que l'approche multiplicative (adoptée par la norme SIA 262 [2003]) pour l'analyse des structures précontraintes à âme mince seront étudiées dans ce rapport.

## Objectifs de la recherche

Le présent rapport décrit les résultats de cette recherche, entreprise pour satisfaire les trois buts suivants :

1. Comprendre le comportement des éléments à âme mince.
2. Établir une méthode rationnelle pour l'évaluation de leur capacité porteuse.
3. Analyser les résultats obtenus lors de l'application de la norme SIA 262 [2003] au dimensionnement et à la vérification des éléments à âme mince avec une discussion des hypothèses principales qu'elle comporte.

Pour atteindre ces trois buts, une étude théorique et expérimentale a été effectuée. Deux séries d'essais (sur des panneaux avec gaines et sur des poutres précontraintes en vraie grandeur) ont été conçues et réalisées afin de compléter les résultats répertoriés dans la littérature scientifique.

L'étude propose tout d'abord une introduction au problème dans le chapitre 2. Dans ce chapitre, les différents paramètres physiques et mécaniques sont présentés ainsi que les relations qui les lient. Un modèle physique est également présenté pour analyser le comportement d'un panneau d'âme précontrainte, ceci permettant de mettre en valeur le rôle des différents paramètres.

Dans le chapitre 3, une étude sur l'affaiblissement induit par une gaine de précontrainte sur un panneau comprimé est présentée. Dans cette étude, les résultats des essais tirés de la littérature scientifique ainsi que ceux d'une campagne expérimentale effectuée dans le cadre de ce projet sont analysés. Plusieurs conclusions pratiques sur l'application de la norme SIA 262 [2003] sont obtenues.

Le comportement des poutres précontraintes par post-tension est ensuite étudié dans les chapitres 4 et 5. Les résultats principaux d'une recherche expérimentale développée dans le cadre de cette étude sont tout d'abord présentés. Cinq poutres, prélevées du viaduc « Sopra le Cantine » (Autoroute A2, Capolago, TI) dont le tablier a été remplacé, ont été testées sous différents chargements menant à la rupture par écrasement de l'âme. Ces résultats ont permis d'investiguer en détail la problématique de ces éléments.

Par la suite, ces résultats ont été utilisés pour développer une approche théorique présentée dans le chapitre 5, qui modélise les éléments précontraints à âme mince selon la méthode des champs de contraintes. Une approche par étapes est proposée, permettant d'améliorer progressivement la précision et la connaissance de la réponse structurale de ces éléments. Finalement, une comparaison entre les résultats obtenus suivant l'application des champs de contraintes, des normes SIA 262 [2003], SIA 162 [1989,1993] et d'autres normes internationales est présentée. De ce fait, diverses conclusions sur l'applicabilité de l'approche suivie par la norme SIA 262 [2003] ont été obtenues.



## 2. Influence de la précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé

Préalablement à la description quantitative de l'influence de la dimension de la gaine sur la résistance des bielles comprimées du béton, il est utile de considérer les autres effets que la précontrainte peut avoir sur la résistance d'une poutre en béton armé à âme mince.

### Composante verticale de la force de précontrainte

Le tracé géométrique de la précontrainte est normalement choisi de sorte qu'une partie de l'effort tranchant soit reprise directement par l'inclinaison des câbles. Si la précontrainte est considérée comme une action externe, un effet favorable correspond à l'effort tranchant découlant des forces de déviation. Par contre, si la précontrainte est considérée comme un état d'autocontraintes, cet effet correspond à la composante transversale de la force de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre. Les deux approches mènent bien entendu à des résultats identiques. L'effort tranchant repris par les câbles vaut:

$$V_{p,d} = \gamma_p \cdot P_d \cdot \sin \beta \quad (3)$$

où  $\gamma_p$  est le facteur partiel de la précontrainte (1.0 selon SIA 260 [2003]) et  $\beta$  est l'angle entre le câble et l'axe de la poutre.

Dans le cas de la précontrainte avec adhérence, la force dans le câble augmente sous l'effet des charges extérieures, de sorte que l'effort tranchant repris par les câbles augmente aussi. Cet effet est souvent négligé puisque son ordre de grandeur est normalement faible et qu'une analyse détaillée, faisant appel à des champs de contraintes, est alors nécessaire (fig. 2.1). Le chapitre 5 de ce rapport est dédié à l'approfondissement de ce sujet.

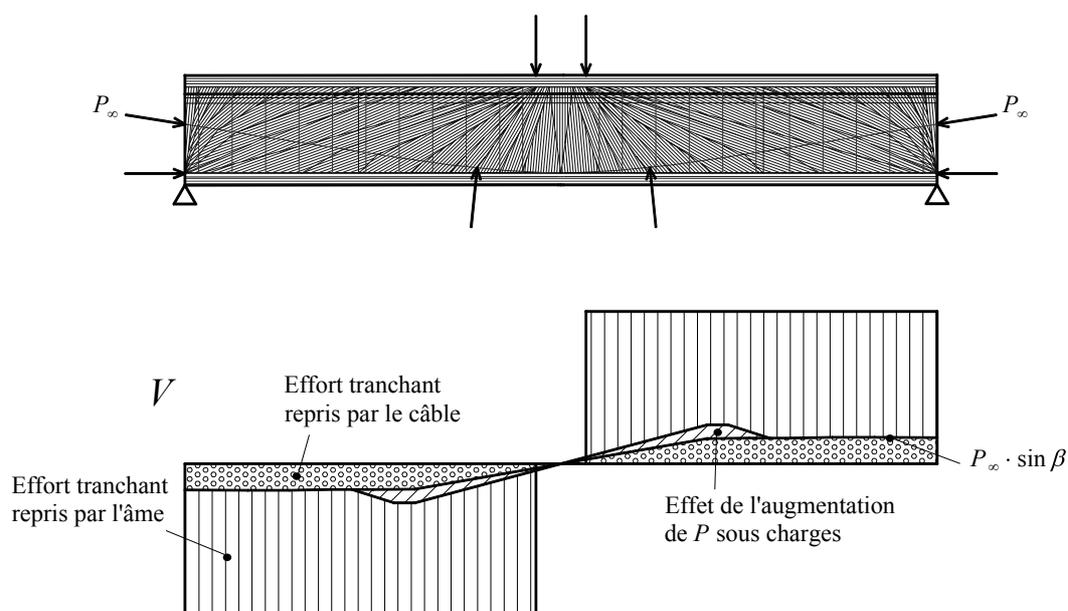


Figure 2.1: Analyse d'une poutre simple et diagramme de l'effort tranchant

## Influence de la force de précontrainte sur l'inclinaison des bielles et sur la résistance effective du béton

Dans l'âme des poutres, le béton est comprimé dans la direction des bielles. Les étriers et l'armature longitudinale, sollicités à la traction, introduisent des déformations transversales dans le béton, approximativement perpendiculaires aux bielles. Ces déformations, concentrées au droit des fissures, sont défavorables pour le comportement du béton et mènent à une diminution de la résistance à la compression des bielles. La résistance effective du béton dans l'âme est donc exprimée par la relation

$$f_{ce} = k_c \cdot f_c \quad (4)$$

où  $k_c$  est un facteur qui décrit l'influence de la déformation transversale. Selon Vecchio et Collins [ASCE, 1998], le facteur  $k_c$  peut être déterminé à partir de la relation suivante,

$$k_c = \frac{1}{1.05 + 80 \cdot \varepsilon_1} \leq 0.8 \quad (5)$$

où  $\varepsilon_1$  est la déformation principale maximale. Dans la norme SIA 262 [2003], le facteur  $k_c$  est fixé à 0.60. La précontrainte engendre une diminution de la déformation longitudinale, ce qui est généralement favorable par l'instauration d'une inclinaison plus faible des bielles (un nombre plus élevé d'étriers peut être activé) et par la diminution de l'ouverture des fissures (déformation transversale plus faible et par conséquent réduction plus faible de la résistance du béton). Les relations entre les phénomènes impliqués sont complexes. Les figs. 2.2 et 2.3 montrent l'influence de la déformation longitudinale moyenne  $\varepsilon_x$  d'une poutre sur la résistance relative à l'effort tranchant  $\tau / f_c$  (où  $\tau = V/(b_w \cdot z)$ ) et sur le facteur  $k_c$ . Le développement des relations ainsi que l'évaluation de l'influence de la force de précontrainte sur la déformation longitudinale sont présentés dans l'annexe B. Le paramètre variable entre les courbes est le taux mécanique d'armature transversale  $\omega_z$ , défini par :

$$\omega_z = \frac{f_y \cdot A_{sw}}{f_c \cdot b_w \cdot s} \quad (6)$$

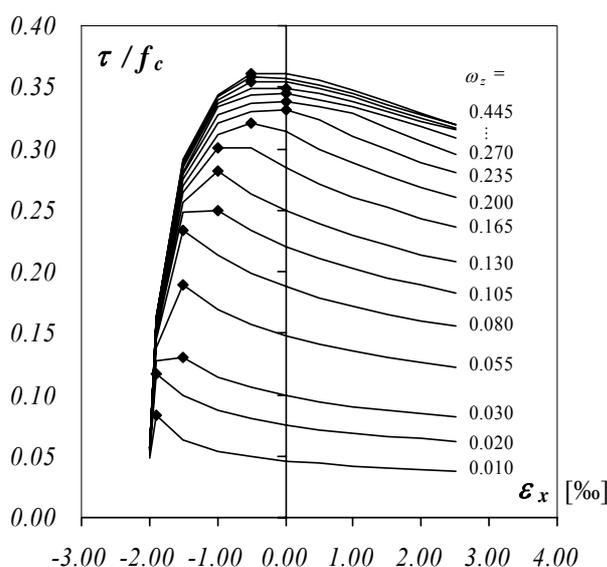


Figure 2.2: Relation entre la résistance à l'effort tranchant relative  $\tau / f_c$  de l'âme et la déformation longitudinale  $\varepsilon_x$

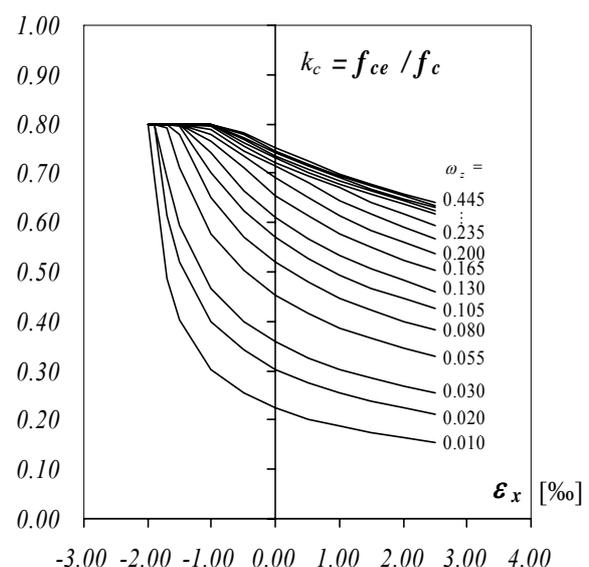


Figure 2.3: Relation entre la diminution de la résistance à la compression du béton  $k_c$  et la déformation longitudinale  $\varepsilon_x$

La fig. 2.2 montre qu'en général la précontrainte a un effet positif sur la résistance à l'effort tranchant ( $\varepsilon_x$  réduite par la précontrainte). La fig. 2.3 met en évidence que la résistance à la compression augmente aussi en présence d'une précontrainte.

### Réduction de la section utile et perturbation du flux des contraintes

Dans les ponts en béton armé précontraint, les âmes des poutres maîtresses sont souvent traversées par les câbles de précontrainte. Principalement lorsque les poutres sont préfabriquées et que les dimensions de la section sont réduites pour limiter le poids des éléments, le diamètre de la gaine  $\varnothing_H$  représente souvent une partie importante de l'épaisseur de l'âme  $b_w$  et peut donc l'affaiblir lorsque l'effort tranchant est important, fig. 2.4a. Le même problème peut être observé lorsque plusieurs câbles sont disposés au même niveau et que la somme des diamètres  $\Sigma\varnothing_H$  devient importante par rapport à  $b_w$ , fig. 2.4b.

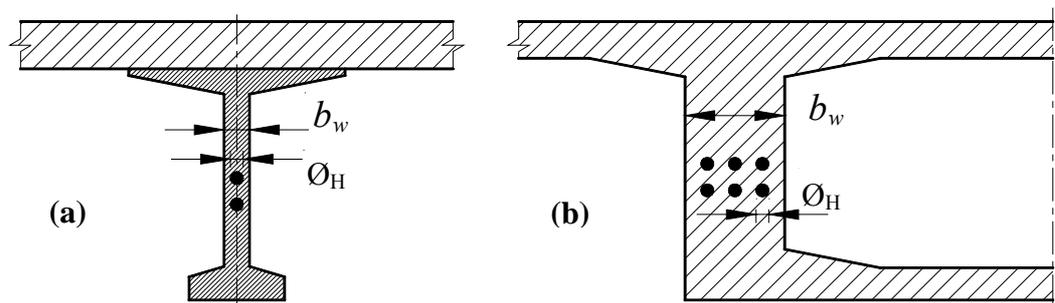


Figure 2.4: (a) poutre préfabriquée à âme mince avec un seul câble par niveau et (b) poutre à âme plus épaisse avec plusieurs câbles disposés au même niveau

### Gaines non-injectées

Lorsque les gaines ne sont pas injectées, l'effet de la présence du câble est comparable à une réduction de la section. L'analogie du treillis, dans lequel l'effort tranchant est repris par des bielles inclinées comprimées en équilibre avec les étriers sollicités en traction, montre que les gaines vides peuvent avoir un effet important sur le comportement à la rupture dans le cas où la résistance du béton des bielles est déterminante. Dans ce cas le rapport,

$$\delta = \frac{\sum \varnothing_H}{b_w} \quad (7)$$

représente le paramètre le plus important puisqu'il définit directement le facteur de réduction de la surface utile par laquelle l'effort des bielles doit être repris.

### Gaines injectées

L'affaiblissement de l'âme est moins important lorsque les gaines sont injectées avec un matériau dont les caractéristiques mécaniques sont similaires à celle du béton, comme par exemple du coulis de ciment. Néanmoins, les recherches expérimentales conduites jusqu'à présent montrent que dans ce cas aussi la résistance des bielles comprimées peut être sensiblement réduite. Cette réduction découle des effets suivants.

### Câble moins rigide que le béton (a)

Le coulis d'injection a habituellement un module d'élasticité plus petit que celui du béton, de sorte que le flux des efforts de compression dans les bielles est dérangé. L'état de contrainte se situe donc entre l'état sans câble et celui à proximité d'une gaine non-injectée. Les contraintes transversales de traction qui résultent de la déviation locale des bielles peuvent réduire la résistance du béton, fig. 2.5a. Un effet similaire peut être produit par un retrait différentiel entre le câble et le béton adjacent.

### Câble plus rigide que le béton (b)

Si le câble contient une grande quantité d'armature de précontrainte, il peut être plus rigide que le béton adjacent. Dans ce cas également il en résulte une perturbation de l'état de contrainte avec des contraintes transversales de traction qui peuvent réduire la résistance du béton, fig. 2.5b.

### Défauts du béton en dessous du câble (c)

Pour des raisons liées à sa mise en place, le béton situé immédiatement en dessous des câbles est souvent particulièrement poreux et a une résistance plus faible, fig. 2.5c. En outre, la rigidité plus faible de cette zone conduit à une situation similaire à celle décrite au point a).

### Injection imparfaite (d)

Ce même phénomène, avec des conséquences similaires au point (c), peut se produire si l'injection n'est pas parfaite, fig. 2.5d.

### Glissement sur la surface du câble (e)

La surface de la gaine peut favoriser un glissement local de sorte que la résistance locale des bielles est diminuée, fig. 2.5e. Cet effet peut devenir important pour des gaines très lisses (par exemple gaines en polyéthylène).

### Variation de force dans le câble (f)

De manière similaire au phénomène de l'adhérence entre une barre d'armature et le béton, la variation de la force dans le câble engendre des efforts transversaux de traction susceptibles de diminuer la résistance des bielles, fig. 2.5f.

### Déviation du câble (g)

Lorsque la géométrie d'un câble est courbe, les forces de déviation sont reprises par les bielles. L'introduction locale de ces forces peut également engendrer des tractions transversales et diminuer la résistance à la compression, fig. 2.5g.

Pour ce dernier mode de rupture, qui se présente aussi dans le cas de gaines non-injectées, les paramètres les plus importants sont le rayon de courbure du câble et la force de précontrainte. Par contre, pour tous les autres phénomènes le rapport  $\delta$  est le paramètre le plus important.

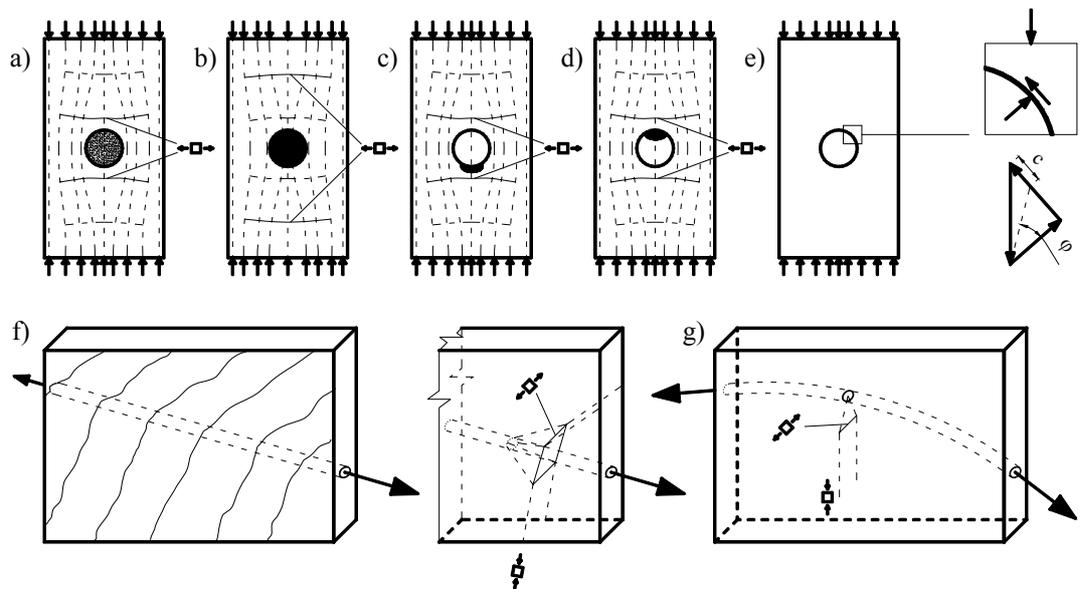


Figure 2.5: Influence de la gaine injectée sur le flux des efforts : a) coulis de ciment moins rigide que le béton b) gaine contenant beaucoup de torons, plus rigide que le béton c) béton poreux et peu résistant sous la gaine d) injection imparfaite provoquant des vides d'air, causant une résistance réduite e) glissement de la bielle près du bord de la gaine f) variation de la force provoquant des contraintes transversales de traction g) courbure de la gaine provoquant des contraintes de traction



### 3. Effet du type de gaine sur la résistance à l'effort tranchant des âmes minces

Comme il a été mentionné dans le chapitre précédent, la présence de gaines dans les poutres en béton diminue la résistance à la compression des âmes. Cet effet est pris en compte dans les normes actuelles.

A ce jour, la majorité des essais expérimentaux concernent les gaines lisses ou ondulées en acier, lesquelles sont remplacées de plus en plus par des gaines en plastique (en polypropylène PP ou en polyéthylène de haute densité HDPE). Dans cette optique, ce chapitre présente des informations sur le comportement des âmes de poutres précontraintes munies de gaines en acier ou en plastique. Pour ces dernières, des gaines en HDPE ont été choisies. Il sera montré dans la suite que le remplacement des gaines en acier par des gaines en plastique diminue la résistance des âmes minces.

Ce chapitre étudie également l'effet combiné de la fissuration des âmes et de la présence de gaines de précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant des poutres, étude basée sur des essais effectués sur des échantillons prélevés sur une poutre de pont existant.

Pour compléter les résultats disponibles dans la littérature scientifique, une série de 16 éprouvettes de panneaux d'âme de  $600 \times 600 \times 125 \text{ mm}^3$  a été testée en compression afin de déterminer l'effet induit par la présence de divers types de gaines de précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant des âmes de poutre. La plupart des éprouvettes ont été produites en laboratoire, toutefois quelques panneaux ont été également prélevés sur l'âme d'un pont poutre existant pour étudier l'effet de la fissuration sur la résistance ultime.

#### Résumé des résultats de la littérature

L'effet de la gaine sur la résistance des panneaux est souvent exprimé par un coefficient appelé  $\eta_D$ . Ce coefficient indique le rapport entre la résistance d'un panneau muni d'une gaine et la résistance du même panneau sans gaine. Physiquement, le rapport  $\eta_D$  représente le facteur de réduction de la résistance qui doit être appliqué à la résistance du béton en combinaison avec d'autres facteurs (effet de la fissuration, effet de taille et de l'élançement).

Dans l'annexe A de ce document, un résumé des essais réalisés par plusieurs chercheurs est présenté. Les résultats de  $\eta_D$  obtenus pour différentes valeurs de  $\delta$  (où  $\delta = \Sigma \emptyset_H / b_w$ ) sont résumés dans la fig. 3.1.

Les normes actuelles (SIA 262 [2003]; AASHTO LRFD [2004]; BS 5400 [1990]; CEB-FIP MC-90 [1993] et EC2 [2004]) sont également représenté dans la fig. 3.1. La formulation actuelle des normes prend la forme de l'éq. (2), où le coefficient  $k$  de correction du diamètre est indiqué dans le tableau 3.1 pour différentes normes.

Comme le montre la fig. 3.1, une réduction significative de la résistance est observée pour des grandes valeurs de  $\delta$ . Cette réduction est encore plus importante pour les gaines non-injectées que pour celles qui le sont. Dans la plupart des cas, les réductions spécifiées dans les normes actuelles sont en accord avec les résultats expérimentaux, avec une exception notable pour la norme AASHTO qui sous-estime l'effet de la présence des gaines.

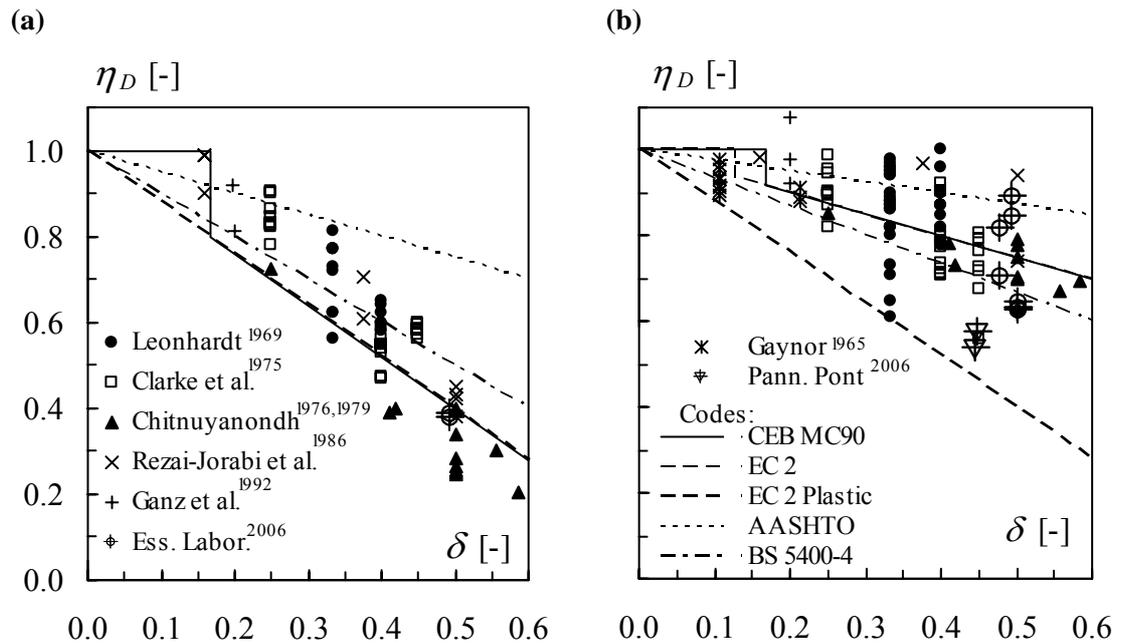


Figure 3.1: Coefficient  $\eta_D$  de réduction de la résistance à la compression pour panneaux avec gaines de précontrainte ( $\delta = \Sigma \Delta_H / b_w$ ) et propositions de différentes normes: (a) gaines non-injectées et (b) gaines en acier injectées

Tableau 3.1: Valeurs du coefficient  $k$  selon différentes normes

Norme	Année	$k$		
		Non-injectée	Acier	Plastique
AASHTO	2004	0.5	0.25	
BS 5400-4	1990	1.0	0.67	
CEB MC - 90	1993	1.2	0.5	
CEB MC - 78	1978	0.5	0.5	
EC2	2004	1.2	0.5	1.2
EC2	1992	-	0.5	
SIA 162	1993	1.0	1.0	
SIA 262	2003	1.2	0.5	

La norme SIA 162 [1993] ne prenait pas en compte cet effet et admettait donc un  $\eta_D$  constant et égal à 1, ce qui était très clairement non conservateur. Des autres normes tenaient compte seulement d'une réduction d'un demi diamètre de gaine lorsque les gaines non-injectées n'était pas mentionnés [EC2, 1992] ou considérées comme les gaines injectées [MC-78, 1978].

Seule la dernière version de la norme EC2 [2004] tient compte de la diminution de la résistance résultant de l'utilisation de gaines en plastique avec une valeur conservatrice. Ce paramètre devrait être pris en compte dans les futures versions des normes.

L'annexe A de ce document présente une étude statistique sur 163 panneaux avec gaines non-injectées et avec gaines en acier injectées. Cette étude montre que l'approche et les valeurs proposées actuellement dans la SIA 262 [2003] (égales à celles de CEB MC-90

[1993] et EC2 [2004]) pour ces types de gaines donne une très bonne estimation (légèrement conservatrice) de sa résistance. L'effet de gaines en plastique est étudié dans le programme expérimental de ce chapitre.

## Programme expérimental

Dans le cadre de la présente recherche, deux séries d'essais ont été effectuées sur des échantillons de panneaux (fig. 3.2). Un rapport détaillé de ces essais se trouve dans [Muttoni et al., 2006; Hars et Muttoni, 2006].

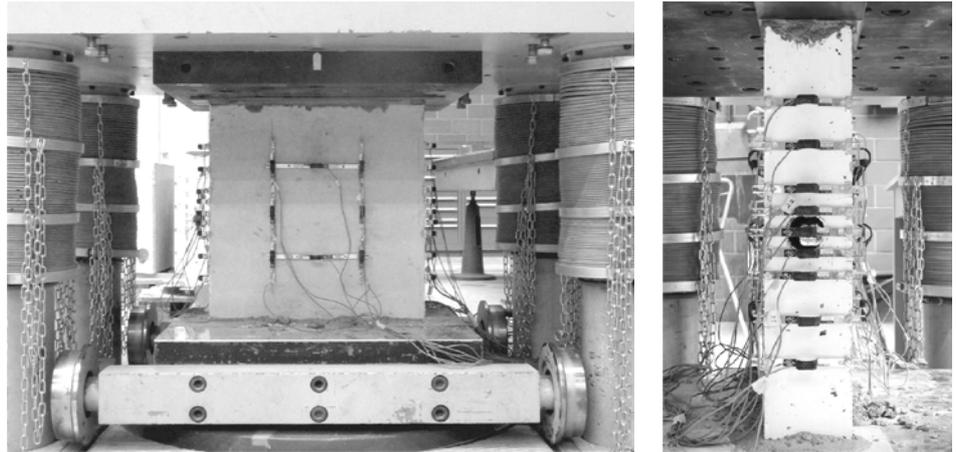


Figure 3.2: Essai d'un panneau

Le but de cette recherche est double :

1. Premièrement, des essais sur des panneaux avec gaines en polyéthylène (pratiquement inexistantes dans la littérature scientifique) ont été développés pour étudier l'effet de ce type de gaine. Ces essais permettent de contrôler si la valeur admise dans la norme SIA 262 [2003] (actuellement  $k = 0.50$ ) est adéquate ou si elle devrait être modifiée.
2. Deuxièmement, l'effet d'une préfissuration des échantillons sur leur résistance à la compression a été étudié avec une deuxième série des panneaux.

La première série est constituée de 12 éprouvettes produites en laboratoire. La seconde série est constituée de 4 panneaux d'âme prélevés sur les poutres d'un pont existant datant de 1967 et remplacé en 2003 (qui avaient été testées précédemment). Les résultats principaux figurent dans le tableau 3.2.

La première série d'éprouvettes contient des types de gaines différentes (fig. 3.3) : gaines non-injectées (W7 et W8), gaines injectées en acier (W5 et W6), gaines injectées en plastique (W1, W2, W9 et W10), gaines (et câbles) prélevées sur le pont susmentionné (gaines en acier de 1967) nettoyées et bétonnées dans de nouvelles éprouvettes (W11 et W12).

Deux éprouvettes de références sans gaine ont également été testées (W3 et W4). Chaque éprouvette mesure  $600 \times 600 \times 125 \text{ mm}^3$ . De l'armature passive a été incluse dans les éprouvettes produites en laboratoire pour obtenir un taux d'armature similaire à celui présent dans les échantillons prélevés du pont existant, afin de permettre une comparaison directe des résultats. Toutes les éprouvettes ont été produites horizontalement dans le même coffrage avec un béton de résistance normale ( $f_{cm} = 36 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 31500 \text{ MPa}$ ). La taille maximum des agrégats utilisés est de 16 mm et le rapport eau-ciment ( $e/c$ ) de 0.55. Toutes les éprouvettes ont été testées entre le 14<sup>ème</sup> et le 30<sup>ème</sup> jour après la fabrication. Sept

câbles de 7 torons  $\text{Ø}15.2$  mm ont été insérés dans les gaines. Trois jours après le coulage, les gaines ont été injectées avec du coulis de ciment sans retrait, exception faite des éprouvettes W7 et W8 non – injectées.

Tableau 3.2: Essais sur des panneaux réalisés dans cette recherche

Echantillon	Premier série : panneaux exécution en laboratoire												Deuxième série : Panneaux du. Pont			
	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11	W12	W21	W22	W23	W24
Gaine	Plastique		Pas		Acier		Acier		Plastique		Acier 1967		Acier 1967		-	
	Injectée		-		Injectée		Non-Injectée		Injectée		Injectée		Injectée		-	
$\text{Ø}_D$ [mm]	63	63	0	0	62	62	62	62	63	63	60	60	60	60	0	0
$\delta$ [-]	0.50	0.50	0	0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.48	0.48	0.45	0.45	0	0
Injection	Oui	Oui	-	-	Oui	Oui	Non	Non	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	-	-
$f_c$ [Mpa]	36.4	37.6	36.2	37.3	35	35.5	36.9	35.3	37.5	36.6	34.4	36.7	53.9	47.2	48	47.2
$t$ [jours]	22	30	21	28	16	18	25	17	29	23	14	24	36 an.	36 an.	36 an.	36 an.
$\beta$ [°]	0	0	-	-	0	0	0	0	34	34	0	0	52	50	-	-
$N_R$ [kN]	1718	1763	2700	2790	2228	2393	1103	1013	1733	1725	1838	2258	2066	1924	3200	3276
$\eta_D$ [-]	0.63	0.62	1.00	1.00	0.84	0.89	0.38	0.38	0.63	0.64	0.71	0.82	0.54	0.57	0.99	1.01

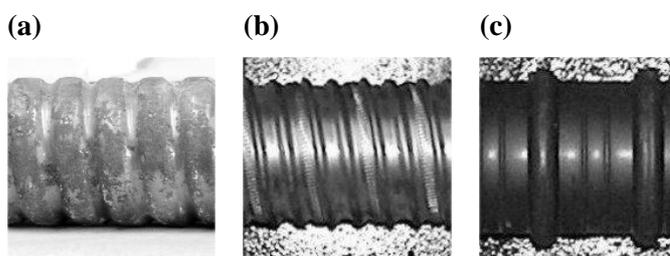


Figure 3.3: Gains des panneaux testés: (a) acier 1967 ( $\text{Ø}_D = 60$  mm) ; (b) acier ( $\text{Ø}_D = 62$  mm) et (c) polyéthylène ( $\text{Ø}_D = 63$  mm)

Les échantillons W11 et W12, avec les câbles et gaines du pont existant, ont été réalisés pour déterminer l'influence des anciens types de gaines sur la capacité des âmes minces à supporter les charges et comme référence pour comparer les résultats des panneaux directement prélevés sur les poutres du pont existant.

La seconde série (panneaux du pont existants) consiste en deux panneaux fissurés contenant deux câbles (gaines et câbles en acier de 1967) placés l'un au dessus de l'autre avec un espacement entre les gaines de plus d'un diamètre de gaine (W21 et W22) et deux panneaux de référence sans câbles et sans fissures apparentes (W23 et W24) également prélevés sur les poutres du pont existant. Les panneaux munis de câbles ont été prélevés sur les poutres du pont après que celles-ci ont été testées en laboratoire (voir chapitre 4). Les panneaux étaient par conséquent considérablement fissurés bien que la poutre ait atteint la ruine par effort tranchant à un autre endroit. L'orientation des panneaux W21 et W22 a été choisie de sorte que les fissures d'effort tranchant soient parallèles à la future direction de chargement (fig. 3.4). Les panneaux de références non fissurés W23 et W24 ont été

prélevés dans une orientation verticale par rapport à la poutre de manière à ce que leur armature passive soit comparable avec celle des éprouvettes de laboratoire.

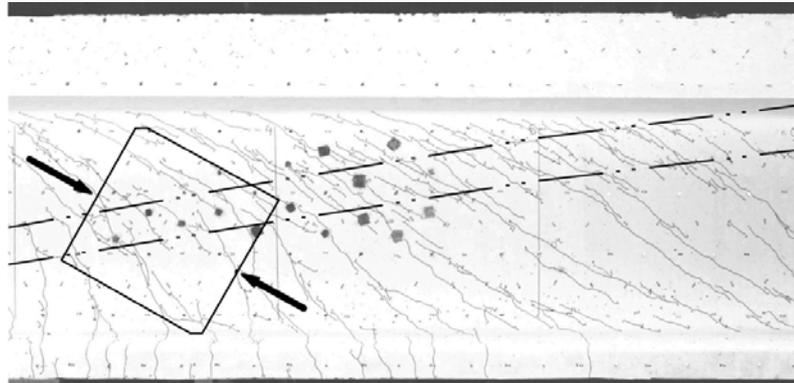
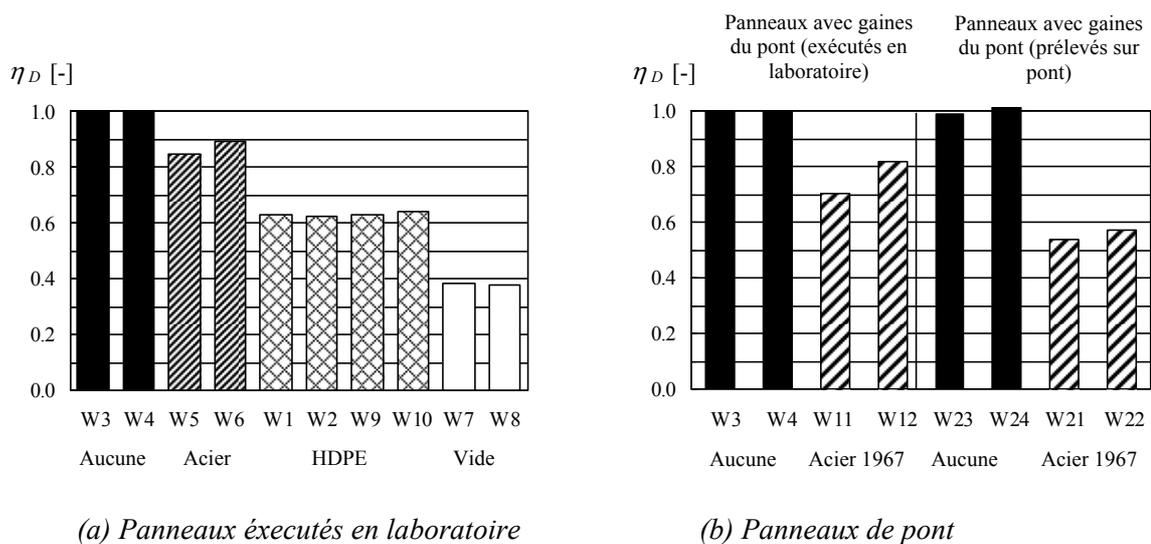


Figure 3.4: Echantillons prélevés sur un pont prefissuré (W21 et W22)

### Résultats expérimentaux

La fig. 3.5 indique le rapport  $\eta_D$  entre la charge ultime de chaque éprouvette (après déduction de l'armature de renforcement) et la résistance moyenne des deux éprouvettes de référence (également après déduction de l'armature de renforcement). Aucune réduction pour l'armature de renforcement n'a été appliquée aux échantillons W21 et W22 prélevés sur le pont existant, car l'armature passive était inclinée et par conséquent sans contribution significative à la reprise des charges.

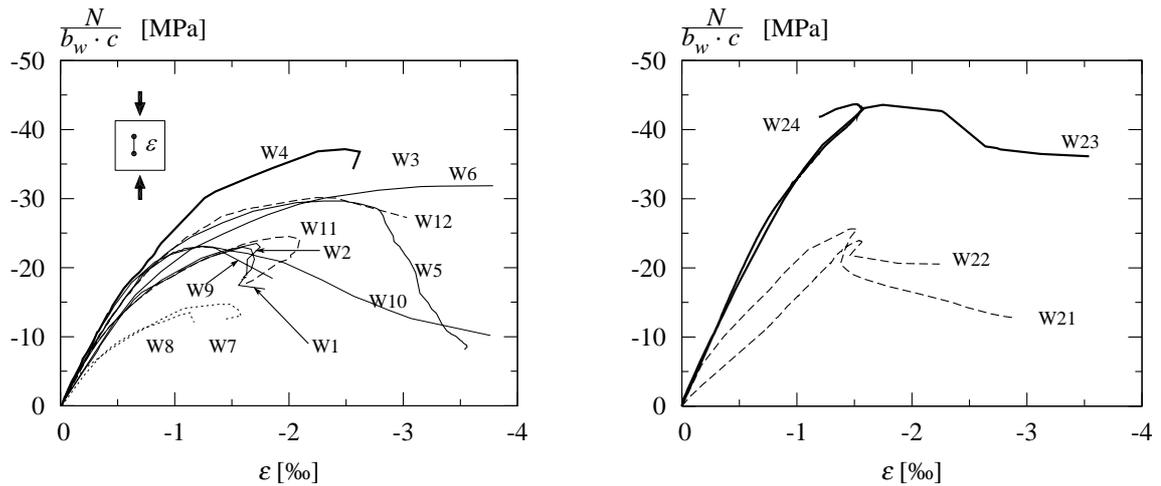
La fig. 3.6 montre les courbes contrainte-déformation pour toutes les éprouvettes testées. Ces résultats sont basés sur la moyenne des déformations mesurées. La partie initiale de la courbe effort-déplacement est linéaire pour toutes les éprouvettes, linéarité suivie d'une perte de rigidité jusqu'à l'atteinte de la charge maximum. Dans la plupart des cas, la rupture est soudaine et suivie ou non d'une faible résistance résiduelle.



(a) Panneaux exécutés en laboratoire

(b) Panneaux de pont

Figure 3.5: Valeurs du coefficient  $\eta_D$  pour les différents essais



(a) Panneaux de laboratoire

(b) Panneaux du pont

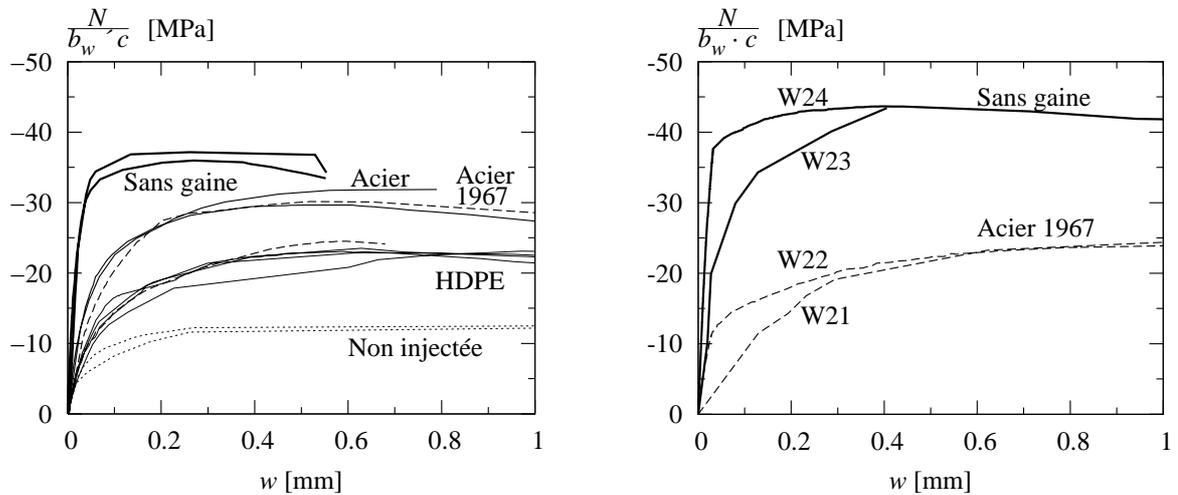
Figure 3.6: Courbes charges-déformation pour les divers essais

### Résultats des éprouvettes façonnées au laboratoire

Les principales observations des résultats expérimentales sont :

1. Les éprouvettes W3 et W4, sans gaines, ont atteint la plus grande capacité de charge, correspondant à 92% de la résistance à la compression du béton. Cette réduction résulte de l'élançement des éprouvettes et indique que la résistance des éprouvettes n'est pas augmentée par un effet de confinement local (friction avec les plaques de chargement).
2. Les éprouvettes W7 et W8 munies de gaines vides ont atteint la plus faible valeur de charge (37% de la résistance moyenne des éprouvettes de référence W3 et W4). La plus grande valeur de charge des éprouvettes munies de gaines injectées a été atteinte par les spécimens munies de gaines en acier (W5 et W6, approximativement 87%). Au contraire, les éprouvettes munies de gaines en plastique ont atteint la résistance la plus faible (W1, W2, W9 et W10 ; 63%).
3. Une influence significative de l'angle d'inclinaison  $\beta$  des gaines sur la résistance n'a pas été constatée (64% contre 63%). Par contre, une influence significative de l'inclinaison  $\beta$  a été constatée sur la ductilité des échantillons observée dans la courbe contrainte-déformation (W9 et W10).
4. Une des éprouvettes munies des gaines récupérées du pont existant a atteint une valeur de chargement significativement plus petite que les éprouvettes avec des gaines en acier (W11 ; 71%), probablement à cause à la pré-fissuration du coulis d'injection produite par les chargements précédents et par le processus d'extraction. Par contre, la seconde éprouvette munie d'une gaine et d'un câble du pont existant a atteint une valeur de chargement considérable (W12 ; 82%).
5. Les mesures du gonflement transversal au niveau des câbles donnent de précieuses informations au sujet du déroulement de la fissuration, et ceci bien que la plus grande partie de la fissuration reste invisible à l'œil nu jusqu'à un niveau de chargement élevé. Comme le montre la fig. 3.6, les éprouvettes sans gaine affichent un gonflement latéral limité jusqu'à un niveau de chargement très important. Le gonflement étant principalement provoqué par le coefficient de Poisson. Les éprouvettes avec gaine ont pour leur part un comportement différent de celui des éprouvettes de référence et ceci pour un faible niveau de chargement. Un gonflement latéral de 0.15 mm à 0.30 mm, principalement à cause de la fissuration, pour un chargement de 80% de la résistance

ultime, a été observé. Le comportement des éprouvettes contenant des gaines en HPDE est clairement différent de celui des gaines en acier, avec un développement plus rapide de la fissuration interne. Le comportement est également différent de celui des éprouvettes munies de gaines non-injectées.



(a) Panneaux de laboratoire

(b) Panneaux du pont

Figure 3.6: Gonflement lateral mesuré pour les divers essais

La fissuration sur les faces coupant le câble ne devient visible à l'œil nu que peu avant l'atteinte de la charge ultime. A la rupture, les échantillons sont le plus souvent sectionnés en deux morceaux (fig. 3.7). Sur la face latérale, aucune fissure n'est observable avant la charge ultime, exception faite pour les éprouvettes munies de gaines non-injectées, pour lesquelles les fissures apparaissaient approximativement à 70% de la charge ultime.

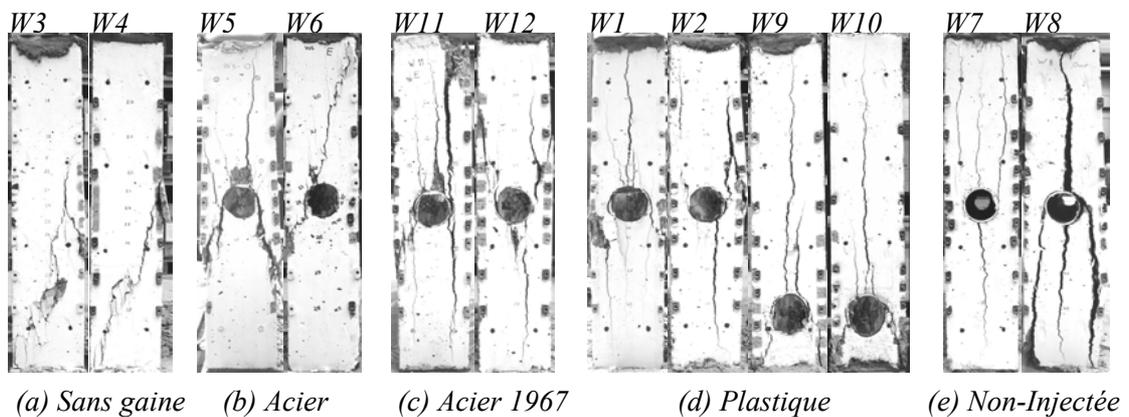


Figure 3.7: Etat après rupture

### Résultats des panneaux du pont existant

Le comportement des panneaux du pont existant est comparable à celui des éprouvettes produites en laboratoire. Les deux échantillons fissurés et munis de câbles ont atteint 56% de la résistance mesurée sur les panneaux de référence. La résistance des panneaux prélevés sur le pont est plus faible que celle des échantillons produits en laboratoire avec des gaines injectées en acier.

Cette réduction est principalement provoquée par les précédents chargements par effort tranchant qui ont causé des fissures parallèles au champ de compression (fig. 3.4). En

utilisant le facteur de réduction  $k_c$  proposé par l'éq. (5), on peut estimer la réduction de la résistance provoquée par les déformations transversales provenant des chargements antérieurs. Ces déformations ont été mesurées approximativement à 3.5%. Si on admet que la même déformation soit imposée aux éprouvettes W11 et W12, leur résistance serait réduite par un facteur 0.75, réduisant la valeur de  $\eta_D$  à 0.53 et respectivement à 0.61, ce qui se compare bien avec la mesure moyenne du rapport  $\eta_D$  de 0.56 mesuré sur les échantillons fissurés W21 et W22.

Les mesures du gonflement transversal des panneaux de référence du pont existant W23 et W24 sont similaires à celles des éprouvettes de référence produites en laboratoire. Les panneaux extraits du pont montrent toutefois un comportement plus doux, conséquence de la pré-fissuration imposée par les chargements précédents (fig. 3.4). La fissuration transversale typique après les tests des éprouvettes W21 et W22 est similaire à celle des éprouvettes W11 et W12. Le fait que deux câbles soient présents dans l'éprouvette n'a pas eu un effet significatif.

### Propositions pour l'amélioration de la norme

Les auteurs proposent, suite à l'observation et à l'analyse du comportement des éprouvettes, que le chiffre 4.3.3.3.5 de la norme SIA 262 [2003] soit complété pour les gaines en plastique par l'équation :

$$b_{w,nom} = b_w - 0.8 \cdot \Sigma \emptyset_H \quad (8)$$

Cette réduction est seulement valable pour les éléments de béton de résistance ordinaire. Les effets de la formulation d'exigences accrues qui découlent des résultats de la présente recherche sont atténués dans les cas pratiques par le fait que la résistance à l'effort tranchant des âmes des poutres précontraintes n'est pas nécessairement limitée par la résistance en compression des bielles mais souvent par la résistance en traction des étriers. Dans les nouveaux ponts, la disposition d'une armature transversale appropriée dans l'âme peut prévenir ce mode de rupture et ceci sans recours à d'autres changements de conception.

## 4. Essais à échelle réelle sur des poutres précontraintes à âme mince

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette recherche lors d'essais sur des poutres précontraintes à âmes minces. Les résultats de ces essais permettent de comprendre la réponse structurale de ces éléments et d'étudier l'interaction entre les câbles et la poutre.

### Campagne expérimentale

Six essais ont été effectués sur des poutres provenant du viaduc « Sopra le Cantine » au Tessin, Suisse. Ce pont a été construit en 1967 (fig. 4.1) en utilisant des moyens de construction limités et ceci à cause du positionnement du pont. C'est pourquoi le poids des poutres a dû être réduit au maximum. Les âmes des poutres, munies de deux câbles de précontrainte placés dans des gaines de  $\text{Ø}60$  mm, avaient seulement une épaisseur de 125 mm.

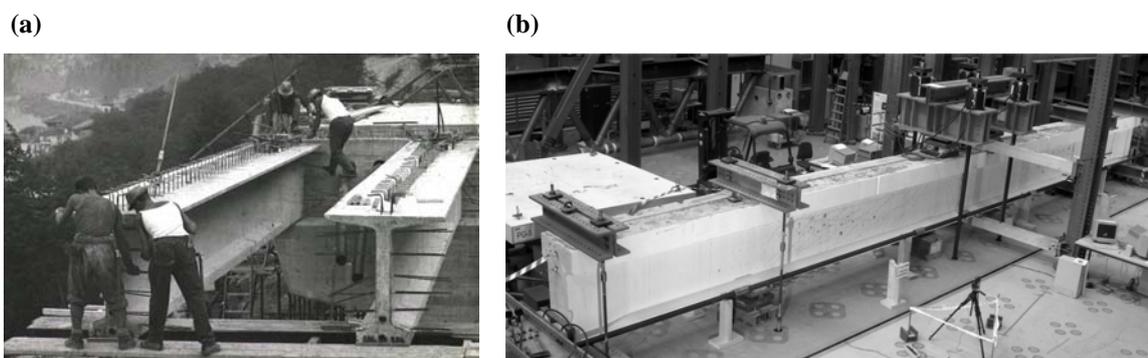


Figure 4.1: Poutres du viaduc de Cantine: (a) Construction, Capolago (TI), 1967; (b) essais à l'EPFL, 2004

Pour réduire le poids lors de la construction, chaque poutre a été assemblée à partir de deux éléments préfabriqués. Chaque élément mesurait dix mètres (ce qui correspond à la moitié de la portée du pont) et a été précontrainte par 12 fils rectilignes de  $\text{Ø}7$  mm, situés dans l'aile inférieure. Une fois l'élément préfabriqué mis en place, la dalle de roulement et les entretoises ont été coulées sur place et deux câbles de précontrainte (constitués chacun de 27 fils de  $\text{Ø}7$  mm) ont été mis en tension pour obtenir la continuité entre les différents éléments. Les câbles de précontrainte étaient par conséquent le seul renforcement continu à mi-travée. Le tracé des câbles présente une courbure plus grande à mi-travée que sur les appuis. L'objectif de ce tracé particulier était de réduire les moments hyperstatiques dus à la précontrainte (moments parasites selon la terminologie utilisée à l'époque).

Lors du remplacement du tablier en 2003, cinq poutres ont été extraites (fig. 4.2a) puis testées à la rupture. Ces essais, réalisés au laboratoire de construction en béton (IS-BETON) à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, ont été effectués pour étudier le comportement et la résistance à l'effort tranchant des poutres de ce pont sous divers chargements (fig. 4.1b). Un schéma général des poutres testées et des essais effectués est présenté à la fig. 4.2. Des informations détaillées sur les tests et les résultats principaux de cette campagne expérimentale sont disponibles dans [Hars et Muttoni, 2006].

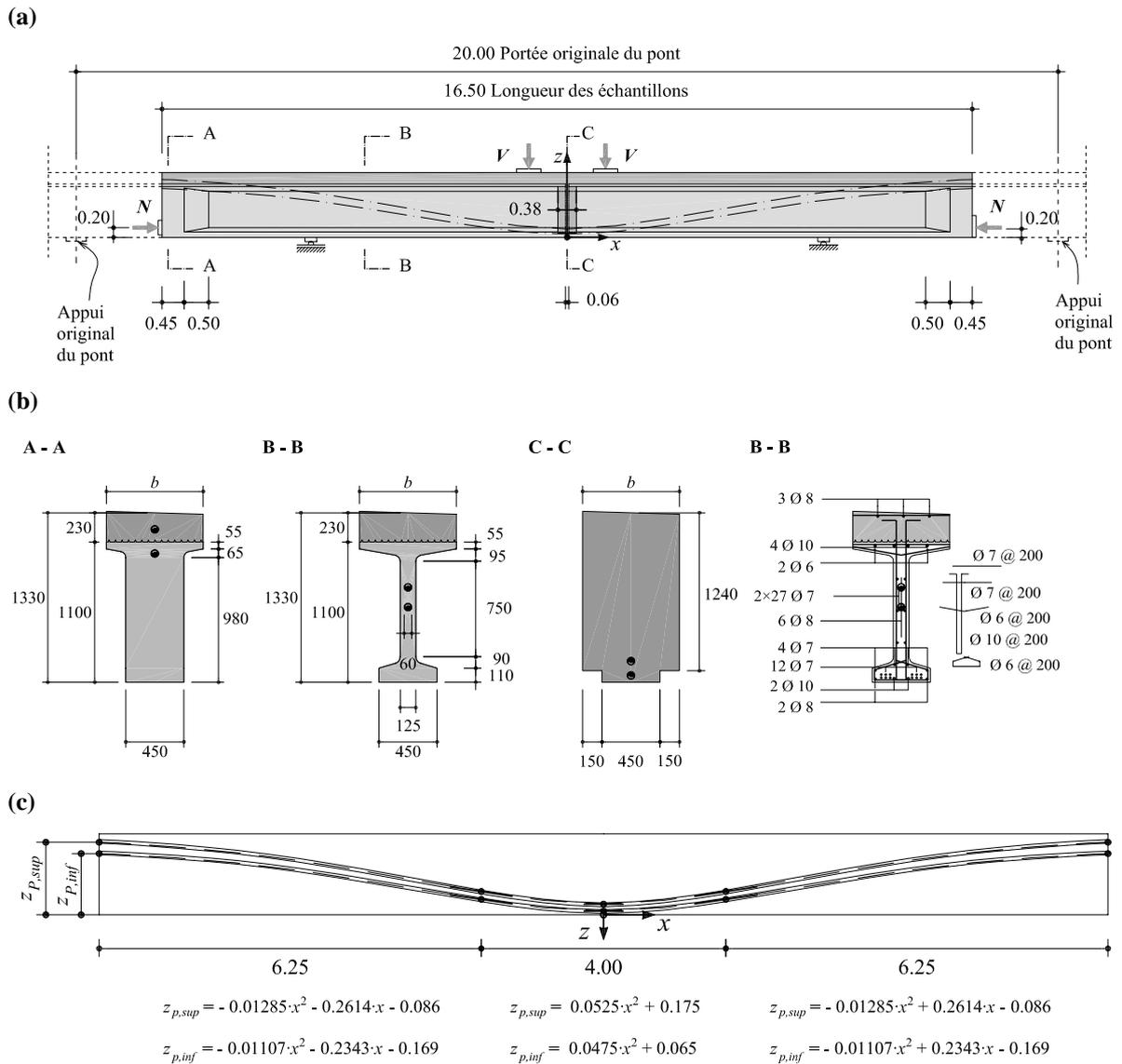


Figure 4.2: Géométrie, disposition des armatures et de la précontrainte: (a) élévation (dimensions en [m]); (b) coupe transversale et détail de l'armature de la poutre dans la section B-B (dimensions en [mm], largeur de l'aile supérieure  $b = 745$  mm pour tous les échantillons sauf pour le SH4 où  $b = 705$  mm); et (c) disposition de la précontrainte (axes en [m])

## Matériaux

Les propriétés du béton des éléments préfabriqués et de la dalle de roulement ont été testées sur des prélèvements en forme de cylindre ou prismes pour chaque poutre testée. Un résumé des résultats obtenus est présenté dans le tableau 4.1.

Plusieurs nuances d'acier ont été utilisées dans les éléments préfabriqués, dans la dalle de roulement et pour les câbles de précontrainte. Un résumé des propriétés les plus importantes est présenté dans le tableau 4.2. La fig. 4.3 montre deux courbes représentatives contrainte-déformation pour les aciers des éléments préfabriqués et pour les fils des câbles de précontrainte.

Tableau 4.1: Propriétés moyennes mesurées pour le béton des poutres testées (en parenthèses le nombre d'essais)

Test	SH1	SH2	SH3	SH4a	SH4b	SH5
Élément préfabriqué : Prismes $h/b_w/d$ [mm] = 240/125/120						
$f_{cm}$ [MPa] (#)	53.4 (4)	52.3 (4)	55.8 (2)	49.5 (3)	60.0 (2)	47.2 (4)
Dalle de roulement : Cylindres $h/\varnothing_H$ [mm] = 200/100						
$f_{cm}$ [MPa] (#)	48.2 (3)	44.9 (3)	53.7 (3)	59.2 (2)	59.2 (2)	46.2 (3)
$E_{cm,sec}$ [MPa] (#)	33500 (1)	36000 (1)	35500 (1)	37000 (1)	37000 (1)	36200 (1)

Tableau 4.2: Propriétés mesurées de l'acier d'armature et de la précontrainte

Type	$\varnothing_H$ [mm]	$f_{sm,0.2\%}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$\varepsilon_u$ [%]	#
Ame et aile inférieure					
Tor (étiré à froid)	8	624	747	5.7	5
Tor (étiré à froid)	10	582	730	4.9	5
Dalle de roulement					
Box (dureté naturelle)	12	392	544	15.2	3
Box (dureté naturelle)	20	374	521	11.5	1
Box (dureté naturelle)	26	371	560	15.5	1
Acier de précontrainte					
Câbles de précontraint	7	1457	1738	4.5	3
Fils adhérents	7	1340	1707	4.6	5

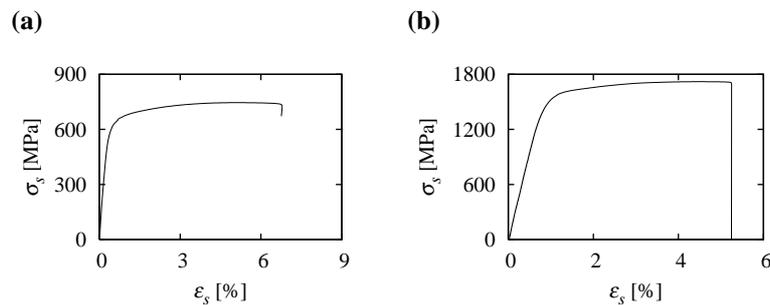


Figure 4.3: Lois contrainte-déformation: (a) acier Tor étiré à froid  $\varnothing 10$  mm; et (b) fils des câbles de précontrainte

## Essais

L'installation utilisée lors des essais est schématisée à la fig. 4.2a. On peut noter qu'une force extérieure de précontrainte ( $N$ ) été appliquée pour assurer une résistance flexionnelle suffisante afin d'obtenir une rupture par effort tranchant dans l'âme. Cette précontrainte

extérieure était rendue nécessaire parce que les échantillons testés étaient des poutres simplement appuyées tandis que les poutres du pont étaient des poutres continues.

La disposition des six essais est donnée dans la fig. 4.4. On peut noter que la poutre SH4 a été testée deux fois (le changement des charges et des conditions d'appuis a conduit à une rupture par effort tranchant de l'âme dans les deux éléments préfabriqués de la poutre). Les charges appliquées lors de la ruine de chaque test sont résumées dans le tableau 4.3.

Essai	$b_N$ [m]	$a_N$ [m]	$c$ [m]	$a_S$ [m]	$b_S$ [m]
SH1	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03
SH2	1.83	4.44	3.96	4.44	1.83
SH3	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03
SH4a	1.00	3.23	0.84	10.73	0.70
SH4b	4.25	8.38	0.84	2.33	0.70
SH5	2.43	4.80	2.04	3.60	3.63

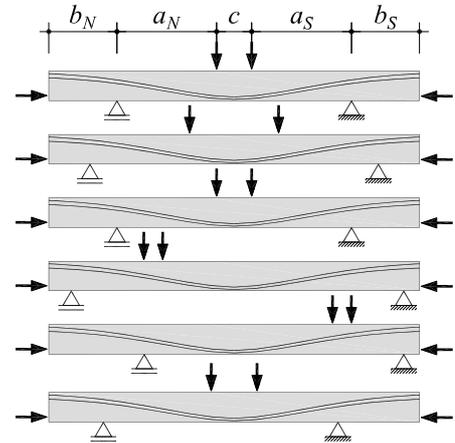


Figure 4.4 : Disposition des charges lors des divers tests et zones de rupture (en gris dans le tableau)

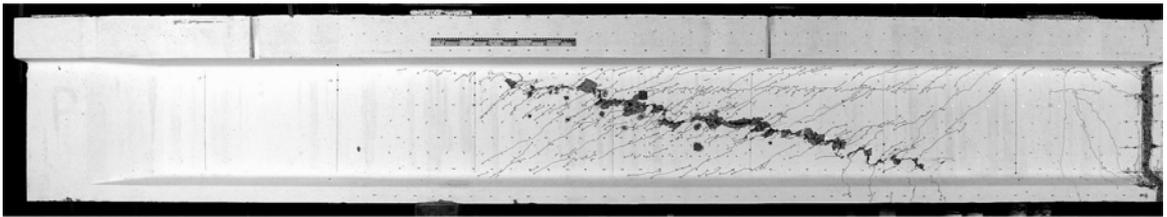
Table 4.3: Charges appliquées à la ruine

Essai	$V$ [MN]	$N$ [MN]
SH1	1.49	3.58
SH2	1.26	2.02
SH3	1.53	3.76
SH4a	1.12	0.693
SH4b	1.67	2.45
SH5	1.66	2.98

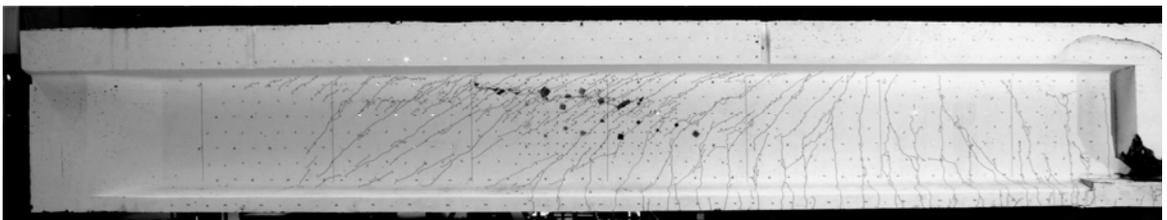
### Mode de rupture

Le mode de rupture de tous les échantillons a été l'écrasement de l'âme avec éclatement de l'enrobage le long du câble. La fig. 4.5 montre la fissuration et la zone de rupture pour les différentes poutres.

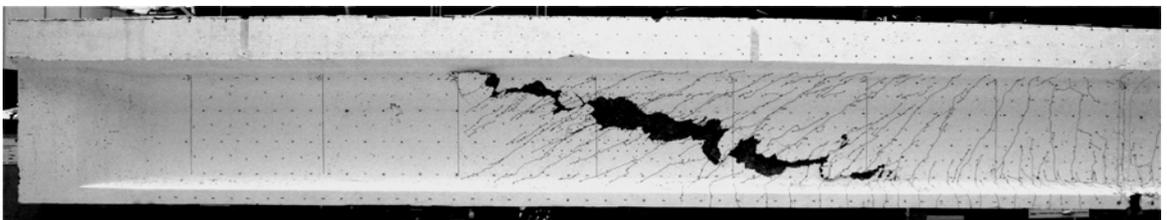
SH1



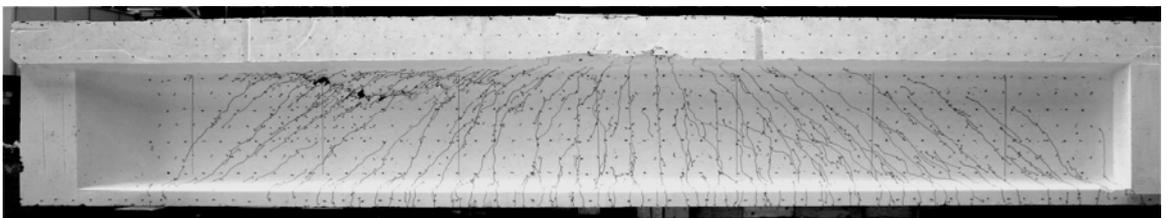
SH2



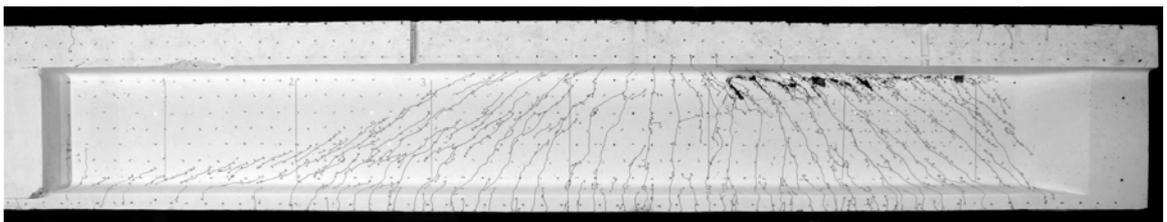
SH3



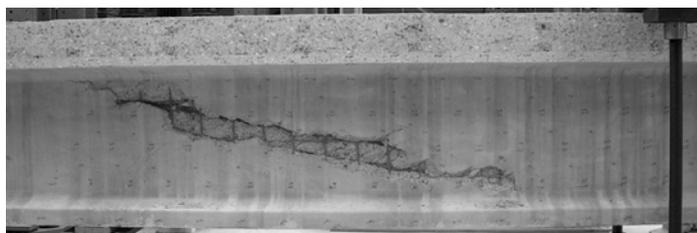
SH4a



SH4b



SH5



*Figure 4.5: Fissuration et zone de rupture pour les différentes poutres*

## Analyse détaillée d'un échantillon représentatif

Dans cette section, les résultats de l'échantillon SH3 sont présentés en détail en tant que poutre représentative de la campagne. Les résultats de toutes les poutres sont présentés dans [Hars et Muttoni, 2006].

La courbe qui décrit l'histoire de chargement et la courbe charge-flèche à mi-travée sont représentées à la fig. 4.6. Au début, seul un effort tranchant ( $V$ ) a été appliqué. Dès  $V = 0.81$  MN, une force de précontrainte extérieure ( $N$ ) a été graduellement appliquée afin d'éviter une rupture par flexion.

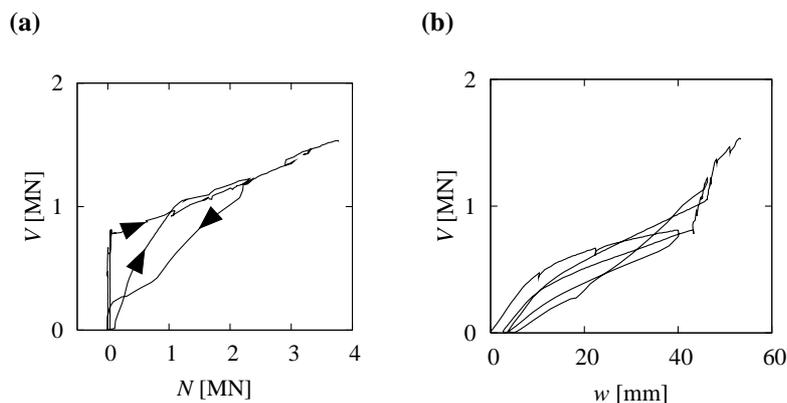


Figure 4.6 : Poutre SH3: (a) histoire de chargement  $V$ - $N$  (avec un cycle de décharge-recharge); et (b) charge-flèche à mi-travée

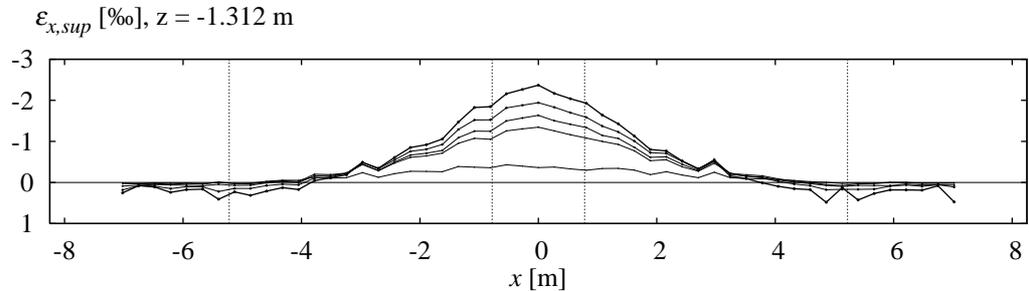
A la ruine, des déformations très importantes ont été mesurées sur les deux ailes et sur l'âme. Dans l'aile supérieure, les déformations de compression étaient de plus de 2‰ (fig. 4.7a). Dans l'aile inférieure (fig. 4.7b) une ouverture de fissure de 11 mm a été mesurée au niveau du joint entre les éléments préfabriqués. Des déformations de traction de plus de 2‰ ont été constatées dans les éléments préfabriqués. Dans l'âme, des déformations verticales supérieures à 5‰ ont été mesurées, ce qui indique une plastification intense des étriers (fig. 4.7c). Il faut remarquer que toutes les déformations ont été mesurées par rapport au début de l'essai. Les déformations dues à la précontrainte en 1967 et tous les effets différés depuis la construction n'ont pas pu être considérés.

La fig. 4.8 montre les profils de déformations longitudinales et verticales pour la poutre SH3 pour différentes étapes de chargement. La planéité des sections (fig. 4.8a) était raisonnable à l'exception des zones proches des câbles, où des incréments très importants de déformation longitudinale ont été observés. Les déformations verticales (fig. 4.8b) ne sont pas uniformes pour une section donnée, des valeurs différentes en dessus et en dessous du câble ont été constatées. Ces résultats (confirmées par les autres poutres de la série) indiquent une localisation des déformations au niveau du câble et l'influence du câble sur la réponse de l'élément.

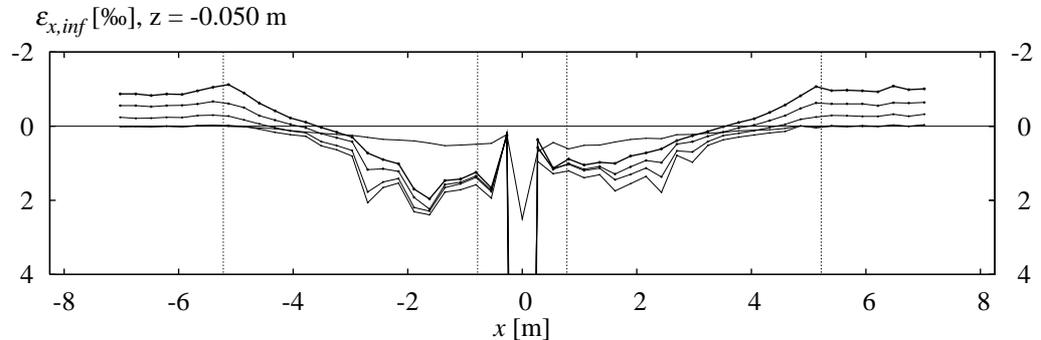
Cette influence est également visible à la fig. 4.9, où la direction de la déformation principale de compression est représentée pour deux niveaux de chargement. La fig. 4.9a présente l'état avant l'application de la force de précontrainte extérieure. Un changement significatif dans la direction des déformations est alors observé au niveau du câble. La fig. 4.9b représente les mêmes mesures mais juste avant la rupture, alors qu'un très grande précontrainte extérieure était appliquée. Dans ce cas, la déviation relative au niveau du câble est plus faible. Il est intéressant de remarquer l'inclinaison des déformations dans l'aile supérieure, qui indique qu'une partie de la transmission de l'effort tranchant est effectuée dans cette membrure ainsi que l'inclinaison des angles des bielles de l'âme (inférieure à 20° en dessus des câbles).

En plus des mesures effectuées dans le plan de l'âme, une série de mesures du gonflement transversal ont été prises dans la zone de rupture. Les figs 4.10a,b montrent le positionnement de ces mesures. Les mesures (fig. 4.10c) montrent que le développement des déformations transversales a eu un rythme similaire au développement des déformations dans le plan de l'âme. Ce résultat est en accord avec le comportement observé lors des essais sur les panneaux, discutés dans le chapitre 3 du présent rapport.

(a)



(b)



(c)

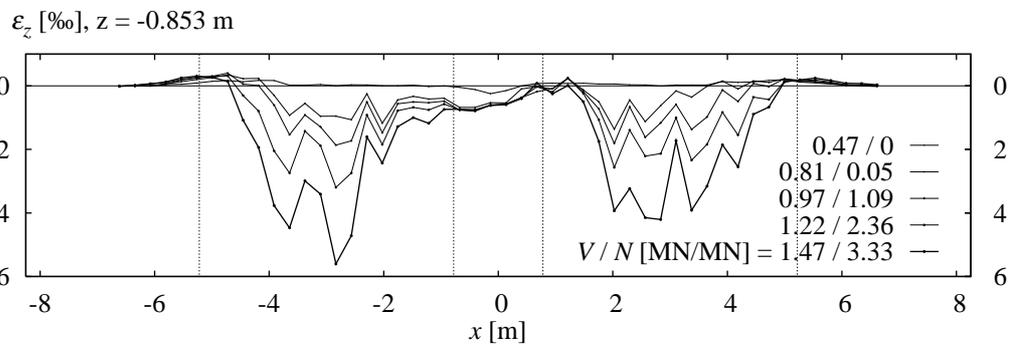


Figure 4.7 : Déformations mesurées pour la poutre SH3 (à différents niveaux de charge indiqués en [MN/MN]) : (a)  $\varepsilon_x$  dans l'aile supérieure; (b)  $\varepsilon_x$  dans l'aile inférieure; et (c)  $\varepsilon_z$  le long d'une ligne à 2/3 de l'hauteur de la poutre

Au niveau des câbles, divers mesures ont été prises. La contrainte moyenne avant les essais a été estimée, à partir de mesures, à  $\sigma_{p,0} \approx 530$  MPa. Compte tenu de la valeur initiale ( $\sigma_{p,0} \approx 1190$  MPa), seulement 45% de la précontrainte initiale était encore disponible après les pertes. Ces pertes significatives sont explicables par le haut degré de précontrainte des poutres (précontrainte par prétension et par post-tension). La contrainte d'adhérence des câbles a également été étudiée à l'aide des mesures d'élongation réalisées dans les poutres, voir fig. 4.11.

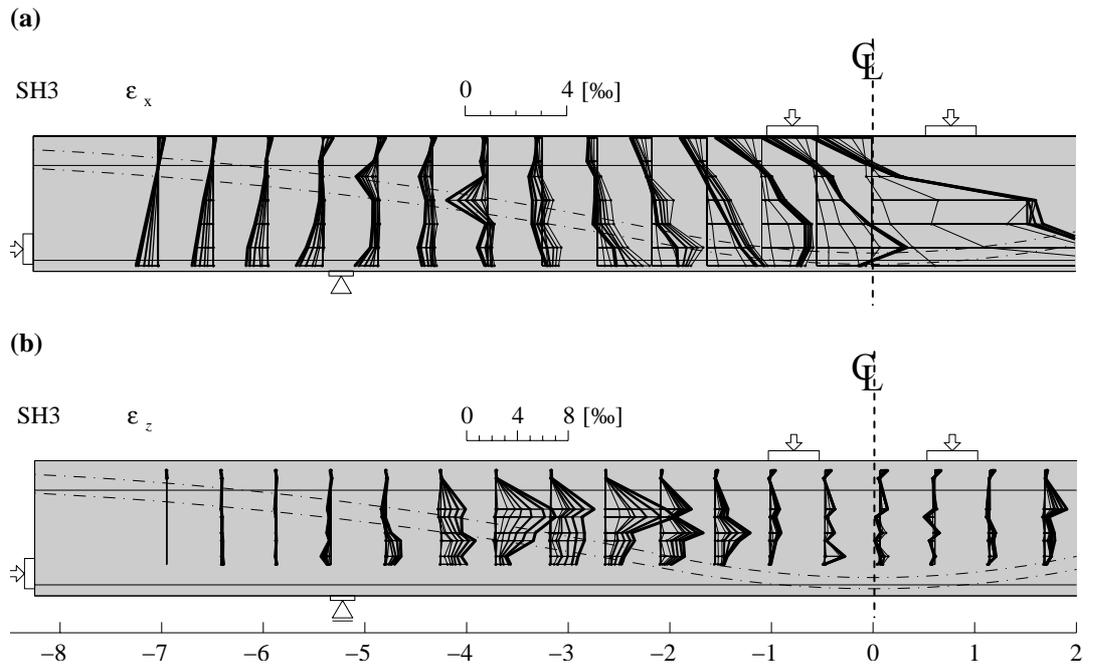


Figure 4.8 : Déformations mesurées dans la poutre SH3 à différents niveaux de charge, dimensions en [m]: (a)  $\epsilon_x$ ; et (b)  $\epsilon_z$

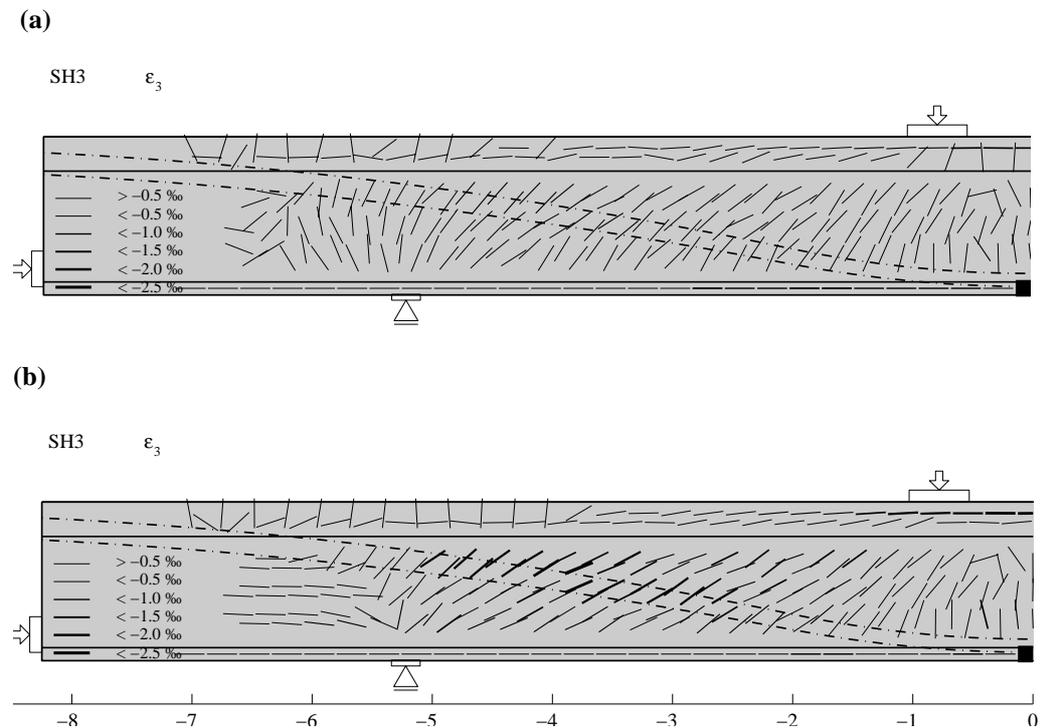


Figure 4.9: Direction de la déformation principale de compression ( $\epsilon_3$ ) dans la poutre SH3 pour divers niveaux de chargement [MN/MN], dimensions en [m]: (a)  $V/V_{\max} = 0.54$ , sans précontrainte extérieure; et (b)  $V/V_{\max} = 0.98$ ,  $N=3.68$  MN

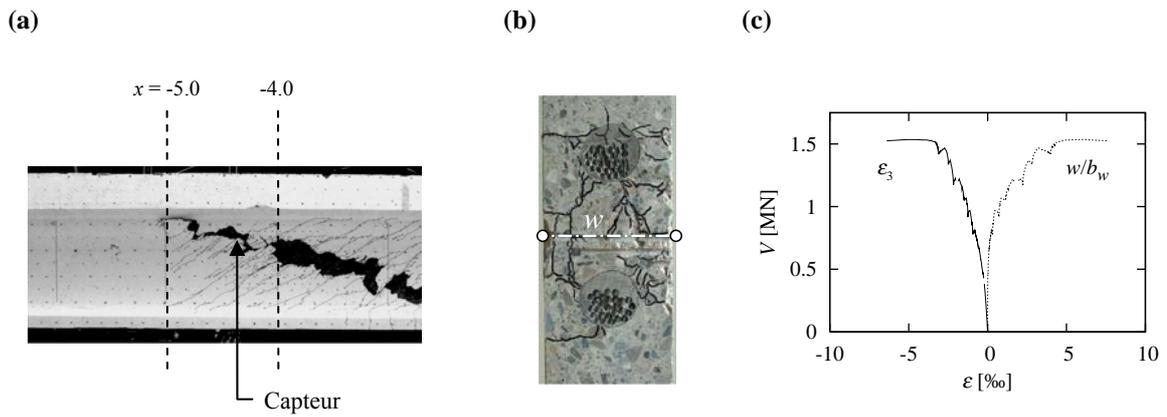


Figure 4.10: Gonflement de l'âme: (a) position du capteur (dimensions en [m]); (b) mesure du gonflement ( $w$ ); et (c) évolution du gonflement ( $w/b_w$ ) et de la déformation principale de compression dans le plan ( $\varepsilon_3$ ) pendant l'essai

Les mesures des déformations du câble de précontrainte pendant l'essai et les mesures des déformations résiduelles (après avoir coupé les fils) permettent d'estimer la contrainte d'adhérence. Les points mesurés (fig. 4.11) se situent sur une droite passant par  $\sigma_p = 0$  à l'extrémité de la poutre où le câble avait été coupé. Cela indique que la contrainte d'adhérence est approximativement constante. La pente cette droite équivaut à  $4 \cdot \tau_{bp} / \varnothing_{p,id}$ , où  $\varnothing_{p,id}$  est le diamètre équivalent de la précontrainte ( $\varnothing_{p,id} = (4 \cdot A_p / \pi)^{1/2}$ ). Avec cette hypothèse, la valeur obtenue pour la contrainte moyenne d'adhérence vaut  $\tau_{bp} = 0.15 \cdot f_{cm}^{2/3}$  (ligne traitillée dans la fig. 4.11). Cette valeur est faible par rapport aux valeurs usuelles pour ce genre de cas (par exemple,  $\tau_{bp} = 1/3 \cdot f_{cm}^{2/3}$  est proposée par [Zwicky, 2002]). Cependant, cette valeur est justifiable par le fait que des fils lisses étaient utilisés.

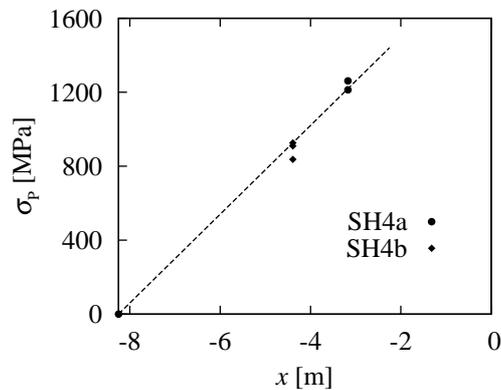


Figure 4.11: Contraintes dans le câble obtenues à partir des mesures réalisées pour les poutres SH4a et SH4b et approximation par une loi linéaire (adhérence constante)



## 5. Analyse des éléments à âme mince par des champs de contraintes

Les champs de contraintes constituent une solution d'équilibre basée sur le théorème de la limite inférieure de la théorie de la plasticité et sont adéquats pour le dimensionnement des éléments en béton armé et précontraint [Muttoni et al., 1997]. Des bielles distribuées sont utilisées dans les champs de contraintes, ce qui permet d'obtenir directement les contraintes.

L'application de cette méthode à l'analyse des poutres précontraintes par post-tension est présentée dans ce chapitre. La méthode des champs de contraintes est particulièrement avantageuse dans ce cas, puisque le mode de rupture étudié correspond à l'écrasement de l'âme et que les contraintes du béton sont directement obtenues par les champs de contraintes. De plus, l'application des champs de contraintes permet une bonne compréhension du comportement structural des poutres précontraintes.

Des champs de contraintes très simples permettent souvent de dimensionner une poutre avec une précision suffisante. Une précision accrue peut être atteinte avec des champs de contraintes plus détaillés qui nécessitent néanmoins un effort d'analyse majeur (voir fig. 5.1). Une démarche avec précision grandissante est suivie dans ce chapitre.

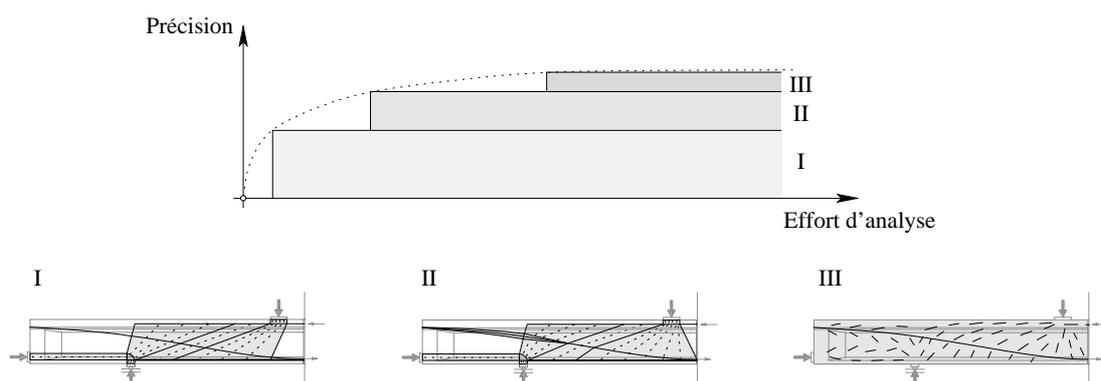


Figure 5.1 : Analyse des poutres précontraintes avec champs de contraintes. Approche par étapes: (I) champ de contraintes discontinu non dévié; (II) champ de contraintes discontinu dévié; et (III) champ de contraintes continu

Dans une première phase, deux champs de contraintes discontinus sont étudiés, un champ non dévié (I, fig. 5.1) et un champ dévié (II). Les champs discontinus sont basés exclusivement sur des conditions d'équilibre et peuvent être développés à la main. Une certaine expérience est toutefois requise, puisque des conditions sur la compatibilité des déformations ne sont pas explicitement introduites et que des déviations par rapport au comportement réel peuvent suivre.

L'étude est complétée par le développement d'un champ de contraintes continu (III), où les conditions de compatibilité sont respectées. Ce champ est développé à l'aide de la méthode des éléments finis et permet également d'étudier l'adéquation des champs discontinus précédemment développés.

## Analyse de la poutre SH3 par un champ de contraintes non dévié

Le comportement de la poutre SH3 (poutre représentative de la série, voir chapitre 4) est analysé dans cette section à l'aide d'un champ de contraintes non dévié. La force dans le câble considérée est celle après toutes les pertes ( $P_\infty$ , fig. 5.2).

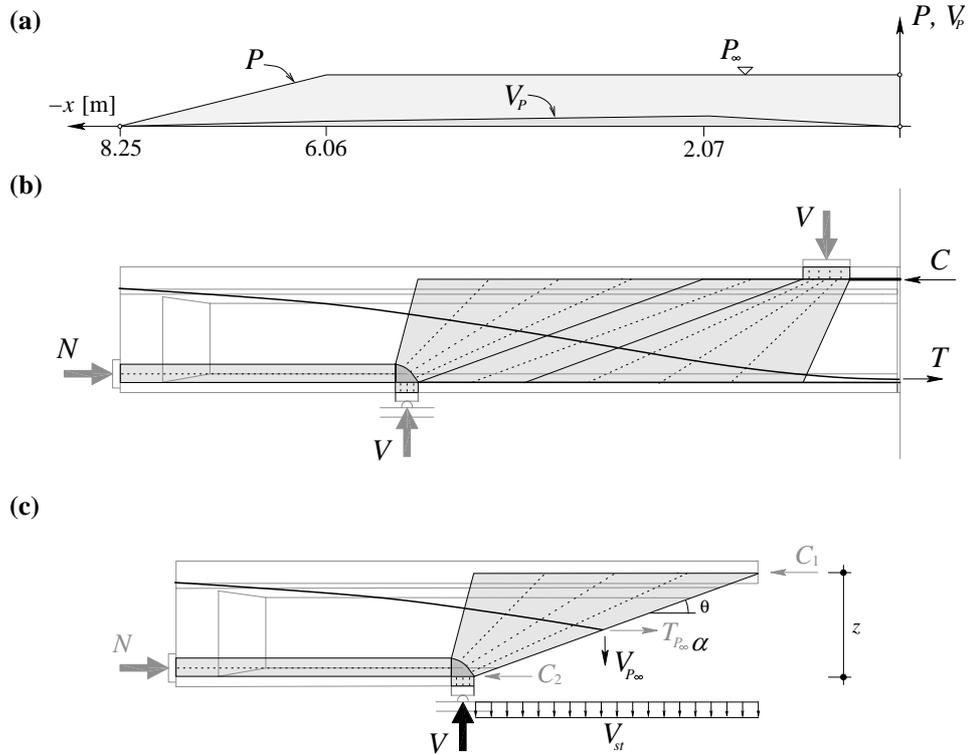


Figure 5.2 : Analyse de la poutre SH3 par un champ de contraintes non dévié: (a) force dans le câble ( $P$ ), force de précontraint après pertes ( $P_\infty = 1.10$  MN) et composante verticale de l'effort tranchant reprise par le câble ( $V_p$ ); (b) champ de contraintes résultant; et (c) équilibre du sous-système

L'équilibre de forces verticales de la fig. 5.2c donne :

$$V = V_{st} + V_{P,\infty} \quad (9)$$

La valeur de l'angle des bielles  $\alpha$  peut être calculée en admettant que les étriers sont plastifiés :

$$V_{st} = V - V_{P,\infty} = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot \cot(\alpha) \cdot f_{yd} \rightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{\rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yd}}{V - V_{P,\infty}}\right) \quad (10)$$

Avec cette valeur, la contrainte dans le béton est donnée par :

$$\sigma_c = \frac{V - V_{P,\infty}}{b_w \cdot z \cdot \sin(\alpha) \cos(\alpha)} \quad (11)$$

expression proposé par plusieurs normes (voir chiffre 4.3.3.4.5 de la norme SIA 262 [2003]).

L'éq.(10) donne pour la poutre SH3 (avec un effort tranchant  $V = 1.54$  MN, et un bras de levier  $z = 1100$  mm) un angle  $\alpha = 20^\circ$  et une contrainte de compression dans le béton de 31.2 MPa.

Il faut noter qu'un champ de contraintes non dévié ne permet pas d'augmenter la force dans le câble, force qui reste donc égale à  $P_\infty$ . Ainsi, une inconsistance est trouvée par rapport à la résistance à la flexion à mi-travée, où la somme des moments dus à la force de précontrainte extérieure ( $N$ ) et intérieure ( $P_\infty$ ) n'est pas en équilibre avec les moments dus aux charges extérieures. De plus, pour que la compatibilité des déformations soit respectée, la déformation, et par conséquent la contrainte dans le câble, devrait augmenter au fur et à mesure que la poutre se déforme.

Une solution plus consistante, qui satisfait l'équilibre des forces et des moments, peut être développée en considérant une augmentation de la contrainte au long du câble.

### Analyse de la poutre SH3 par un champ de contraintes dévié

L'augmentation de la force des câbles peut être prise en compte lorsque d'autres champs de contraintes sont considérés. Par exemple, la fig. 5.3 montre deux possibilités présentées dans [Muttoni et al., 1997]. La première possibilité (fig. 5.3b) considère uniquement le câble et les étriers. Par contre, la deuxième possibilité (fig. 5.3c) inclue également l'armature longitudinale de l'aile tendue dans le mécanisme résistant. Par conséquent, l'augmentation de la force dans le câble dans le deuxième cas résulte de la déviation des bielles de l'âme.

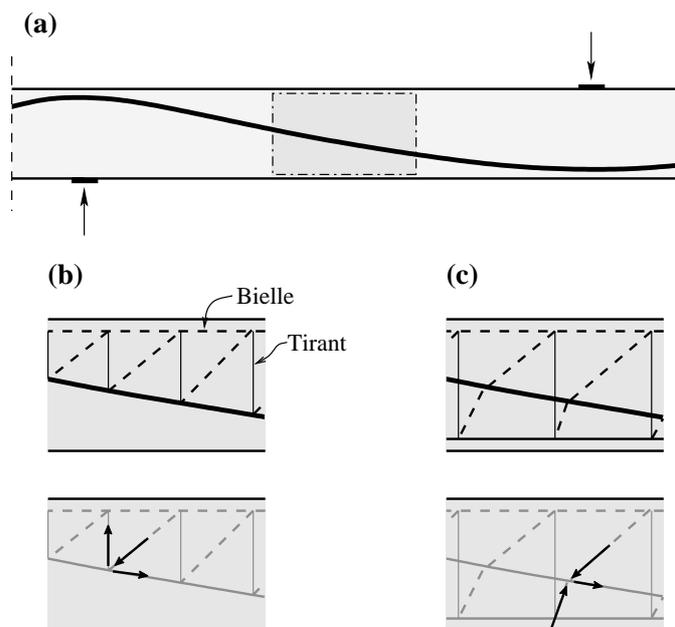


Figure 5.3 : Augmentation de la force du câble: (a) poutre précontrainte et élément d'âme étudié; et (b,c) modèles du treillis qui permettent une augmentation de la force du câble : avec les étriers (b), et avec la déviation des bielles de l'âme (c)

La fig. 5.4 propose un champ de contraintes basé sur le deuxième mécanisme résistant pour la poutre SH3. La valeur de la force dans le câble (fig. 5.4a) est obtenue à mi-travée de manière à satisfaire l'équilibre des moments. A partir de cette valeur, la force dans le câble est déterminée en tenant compte de sa contrainte d'adhérence (voir chapitre 4). Il faut noter que la contrainte d'adhérence est réduite approximativement de moitié dans la zone où l'acier est plastifié [Marti et al., 1998].

L'augmentation de la force dans les câbles diminue l'effort tranchant à reprendre par l'âme. Par conséquent, cette augmentation peut être considérée comme un effet bénéfique (des bielles moins inclinées sont obtenues avec des contraintes plus faibles). En revanche, l'augmentation de la force dans le câble implique une diminution de l'inclinaison des

bielles en dessus du câble (bielles plus plates), ce qui est défavorable puisque la contrainte dans les bielles augmente. Les deux phénomènes ont tendance à se compenser et le bilan final dépend de la géométrie de la poutre ainsi que des charges appliquées.

Le calcul complet du champ de contraintes (fig. 5.4b,d) est assez long. Cependant, la zone critique du champ de contraintes (où  $\alpha$  est minimale) peut être analysée facilement. La fig. 5.4c montre l'équilibre de cette région avec les forces obtenues par l'équilibre des sous-systèmes droite et gauche. Avec ces valeurs, l'angle critique résultant est de  $\alpha = 19^\circ$ , valeur légèrement plus faible que l'angle obtenu avec le champ non dévié. La contrainte dans l'âme augmente et vaut 34.4 MPa.

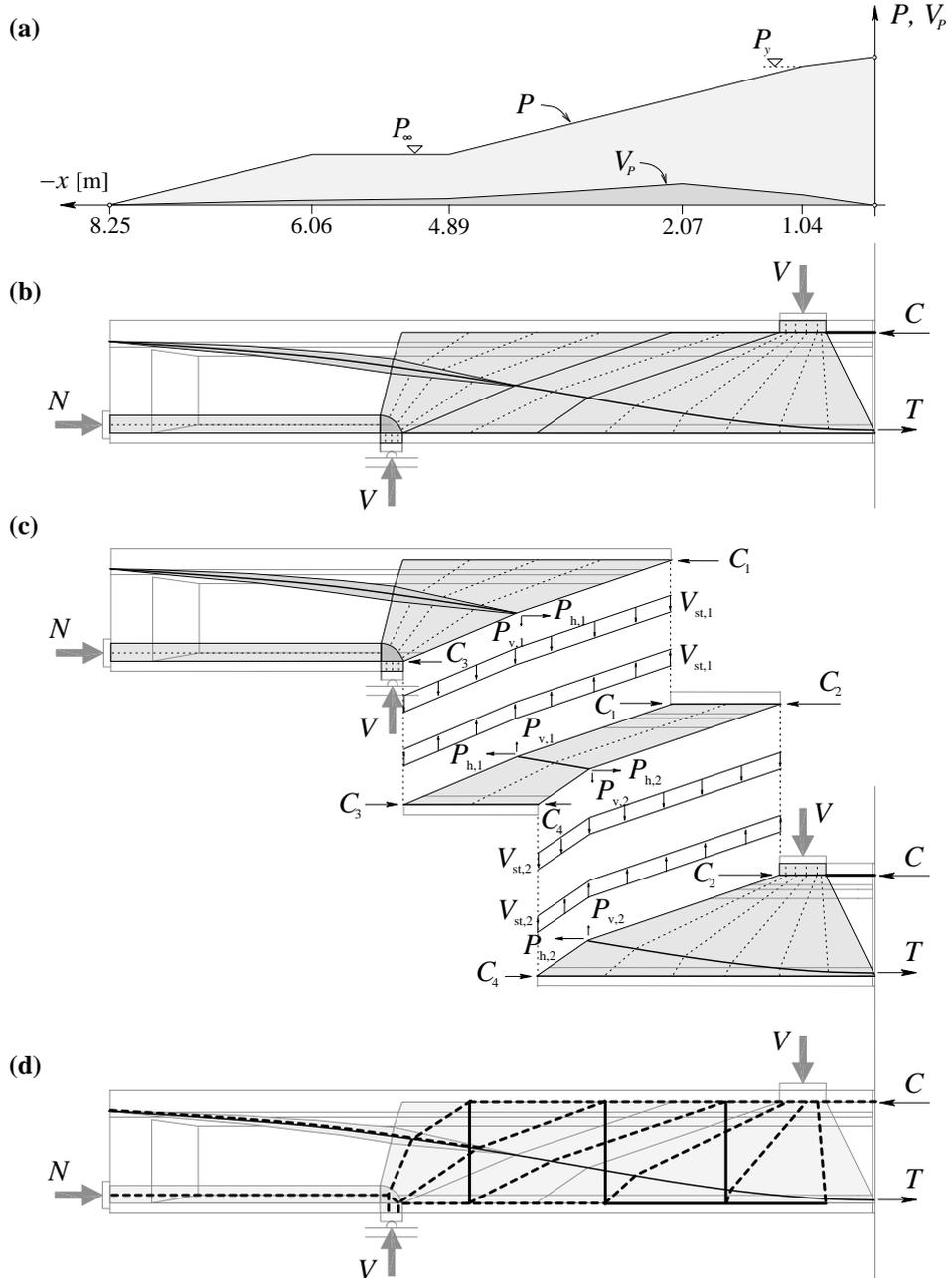


Figure 5.4 : Champ de contraintes dévié pour la poutre SH3: (a) force de précontrainte ( $P$ ) et composante verticale de l'effort tranchant repris par le câble ( $V_p$ ); (b) champ de contraintes adopté; (c) analyse de la zone critique; et (d) modèle de treillis équivalent

## Discussion sur l'adéquation des champs des contraintes discontinus

### Direction de la déformation principale de compression

L'angle  $\alpha$  des champs de contraintes précédemment développés est comparé dans la fig. 5.5 aux mesures effectuées sur la poutre SH3 avant rupture (inclinaison de la déformation principale). Une bonne concordance est constatée entre les deux. La présence des éventails sous les plaques d'introduction des charges concentrées est confirmée par les mesures d'angle, de même que la valeur dans la zone de rupture.

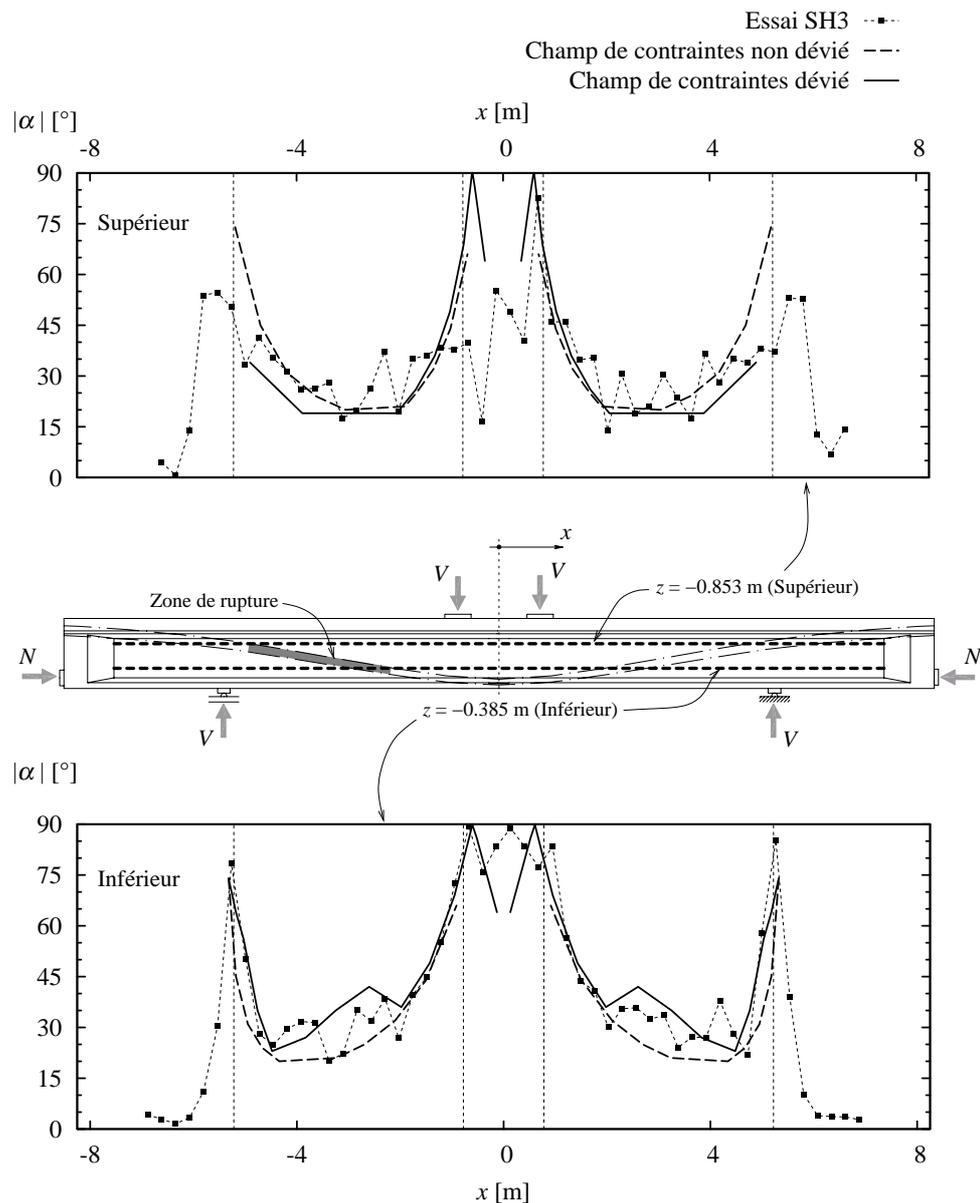


Figure 5.5 : Angle de la déformation principale de compression mesuré et calculé par les champs de contraintes. Lignes du comparaison:  $z = -0.853$  m et  $z = -0.385$  m

### Résistance à l'effort tranchant

Dans la théorie des champs de contraintes, la résistance effective de l'âme à la compression  $f_{ce}$  peut être estimée comme :

$$f_{ce} = f_c \cdot \eta_{fc} \cdot \eta_D \cdot k_c \quad (12)$$

où  $f_c$  est la résistance à la compression du béton (56 MPa dans ce cas).

$\eta_{fc}$  est un facteur de réduction qui permet d'obtenir une résistance plastique équivalente. Il peut être estimé [Muttoni et al., 1997] par :

$$\eta_{fc} = \left( \frac{f_{c0}}{f_c} \right)^{1/3} \quad (13)$$

où  $f_{c0}$  est 30 MPa [SIA 262, 2003]. Pour la poutre SH3, on obtient  $\eta_{fc} = 0.81$ .

$k_c$  est un facteur de réduction de la résistance pour tenir compte de la déformation transversale (la valeur normalement admise dans cette situation est de 0.60 pour l'âme [SIA 262, 2003]).

$\eta_D$  est un facteur de réduction de la résistance pour tenir compte de la présence de la gaine. Comme expliqué précédemment, sa valeur peut être estimée par l'équation suivante :

$$\eta_D = \frac{b_w - k \cdot \Sigma \emptyset_H}{b_w} = 0.76 \quad (14)$$

où  $k$  est admis égale à 0.50 selon [SIA262, 2003 et EC2, 2004] (des valeurs similaires ont été obtenues pour des gaines en acier dans le chapitre 3 et l'annexe A de ce rapport).

Avec ces valeurs, la résistance effective vaut  $f_{ce} = 20.7$  MPa. Cette valeur est plus petite que les contraintes obtenues préalablement. On peut donc constater que les champs de contraintes donnent une solution conservatrice.

## Effets négligés

Les résultats conservateurs des champs de contraintes discontinus sont justifiés car cette méthode est une borne inférieure de la théorie de la plasticité. Quelques mécanismes résistants (ou effets physiques) ont été négligés.

### 1. Inclinaison de la membrure comprimée

Les ailes de la poutre, et dans ce cas particulièrement l'aile supérieure, ont une certaine capacité à transmettre des efforts tranchants. En effet, dans la fig. 4.9, une inclinaison dans la direction des déformations principales de compression a été mesurée pour l'aile supérieure. En tenant compte des forces dans la membrure comprimée, un pourcentage de l'effort tranchant total peut être transmis par ce mécanisme. Cependant, il est conseillé de négliger cet effet lors du développement de champs de contraintes discontinus, car il est difficilement estimable.

### 2. Contribution de la résistance à la traction du béton

La méthode de champ des contraintes néglige la contribution du béton tendu dans la transmission de l'effort tranchant. Cependant, ce mécanisme résistant est souvent considérés dans d'autres approches, par exemple dans la pratique nord-américaine (ACI 318-05 [ACI 318-05, 2005]). Cette contribution (appelée  $V_c$ ) tient compte de l'effet d'engrènement des agrégats, de l'effet goujon de l'armature ainsi que de l'inclinaison de la membrure comprimée (discutée précédemment) de manière additionnelle. Les résultats de cette approche ( $V_R = V_c + V_{st}$ ) seront discutés postérieurement.

### 3. Couplage entre les facteurs de réduction de la résistance

La formulation multiplicative de l'éq. (12), qui considère un couplage entre les deux composantes de la réduction de résistance du béton des bielles ( $k_c$  et  $\eta_D$ ), n'est pas nécessairement exacte. Pour tous les échantillons testés lors de la campagne expérimentale sur des poutres (chap. 4), l'éclatement de l'enrobage a eu lieu lors de la rupture. Cependant, lors des essais sur panneaux (chap. 5), aucun éclatement d'enrobage n'a été détecté. Dans les panneaux, la rupture a eu lieu à la suite de la formation d'une fissure à mi-épaisseur des panneaux dans de plan de la gaine.

Ces observations indiquent l'existence de deux zones de rupture différenciées. La première, où l'éclatement se produit, est principalement affectée par les déformations des étriers ( $k_c$ ). La deuxième est par contre principalement affectée par la présence de la gaine ( $\eta_D$ ), voir fig. 5.6. Dans ce cas, la multiplicativité admise entre les deux phénomènes ( $k_c \cdot \eta_D$ ) semble conservatrice, puisque les deux zones affectées sont différentes. Cependant, un certain degré de couplage est toujours présent, le flux de contraintes dans l'âme étant affecté par la présence de la gaine. Cette affirmation est également confirmée par les essais réalisés sur les panneaux du pont présentés dans le chapitre 3. De plus, d'autres modes de rupture par écrasement, où l'éclatement d'enrobage n'est pas déterminant ou reste limité, font que l'approche multiplicative reste conseillée. Lorsque le couplage entre les deux effets est déterminant, le placement d'une armature transversale autour de la gaine est une solution efficace pour améliorer le comportement de l'âme. Dans ces cas, une valeur  $\eta_D = 1$  peut être adoptée, le deuxième mode de rupture étant maîtrisé.

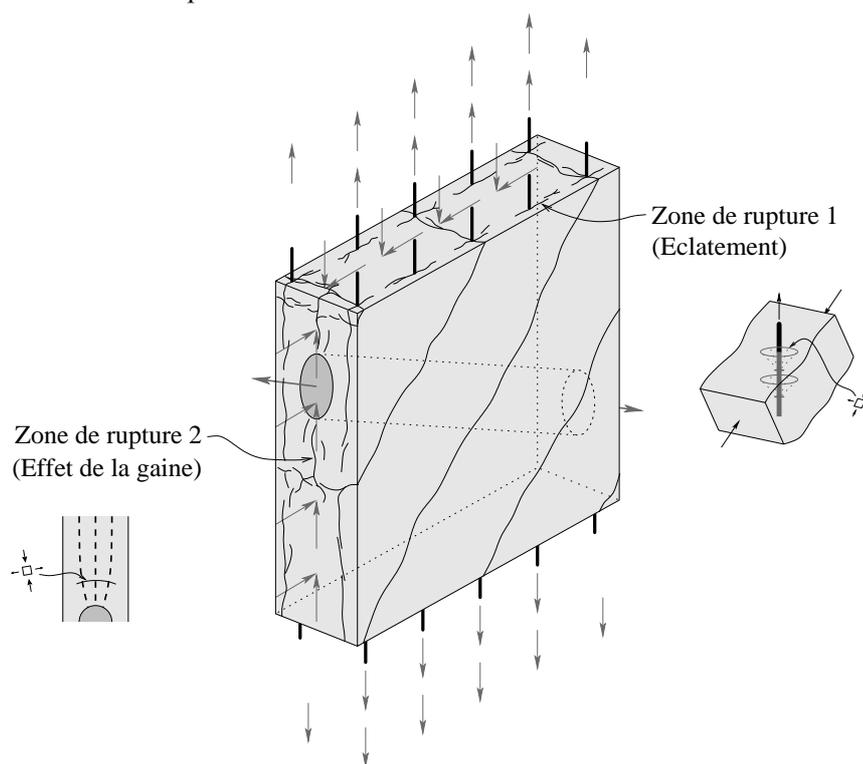


Figure 5.6 : Zones de rupture dans l'âme d'une poutre précontrainte

Les trois effets discutés précédemment expliquent les différences entre le comportement réel et le comportement prédit par les champs de contraintes. Dans tout les cas, négliger ces effets lors du développement d'un champ de contraintes est prudent compte tenu de la difficulté à les estimer. De plus, la marge de sécurité qui en résulte est adéquate.

## Analyse par champs de contraintes continus

La capacité d'un champ de contraintes de décrire le comportement et la résistance réelles d'un élément est significativement influencé par la compatibilité des déformations [Muttoni et al., 1997]. Les champs de contraintes les plus compatibles sont les champs de contraintes à variation continue des contraintes entre bielles adjacentes, appelés champs de contraintes continus.

Les hypothèses pour le développement des champs de contraintes continus peuvent être implémentées de façon très efficace par la méthode des éléments finis [Fernández Ruiz et Muttoni, 2006]. La résistance à la compression du béton est dans ce cas considérée de la façon suivante :

$$f_{ce} = f_c \cdot \eta_{fc} \cdot k_c \quad (15)$$

où  $\eta_{fc}$  est obtenu de l'éq.(13). Le facteur  $k_c$  peut être calculé et introduit localement sur la base de lois comme l'éq. (5), traitée dans le chapitre 2.

Les auteurs proposent d'appliquer la méthode des éléments finis aux poutres précontraintes par post-tension en réduisant l'épaisseur de l'âme dans la zone où les câbles sont placés (pour tenir compte de l'effet d'affaiblissement dû aux gaines,  $\eta_D$ ). L'épaisseur après réduction (figs 5.7a,b) pour la poutre SH3 est estimée à :

$$b_{w,nom} = b_w \cdot \eta_D = 0.095 \text{ m} \quad (16)$$

L'analyse de la poutre SH3 à l'aide de champs de contraintes continus donne une résistance  $V = 1.61 \text{ MN}$ . Cette valeur est légèrement supérieure à la résistance mesurée dans l'essai ( $V = 1.54 \text{ MN}$ ) mais reste assez proche. Quelques constatations intéressantes peuvent être tirées de cette analyse :

1. La zone critique présente une inclination des bielles de  $19.6^\circ$  degrés. Cette valeur est proche de celles évaluées avec des champs de contraintes discontinus.
2. Un facteur de réduction de la résistance résultant de la déformation transversale  $k_c = 0.59$  (fig. 5.7c) est trouvé dans la zone critique. La valeur usuellement admise pour des éléments soumises à l'effort tranchant ( $k_c = 0.60$ ) est donc confirmée.
3. La région critique est située en dehors des éventails développés par l'introduction des charges, et ceci en conséquence des différentes valeurs de  $k_c$  dans les deux régions (fig. 5.7c). Par conséquent, la validité de la zone typiquement admise comme critique pour les champs de contraintes discontinus est confirmée.
4. L'effort tranchant transmis par les divers éléments de la poutre (âme, ailes et câbles) peut être étudié à l'aide des résultats des champs de contraintes continus. La fig. 5.7d montre les différentes contributions et permet de constater l'importance de la contribution de l'aile supérieure.
5. Une bonne correspondance est constatée entre les mesures et le calcul des angles des déformations principales de compression (fig. 5.8).

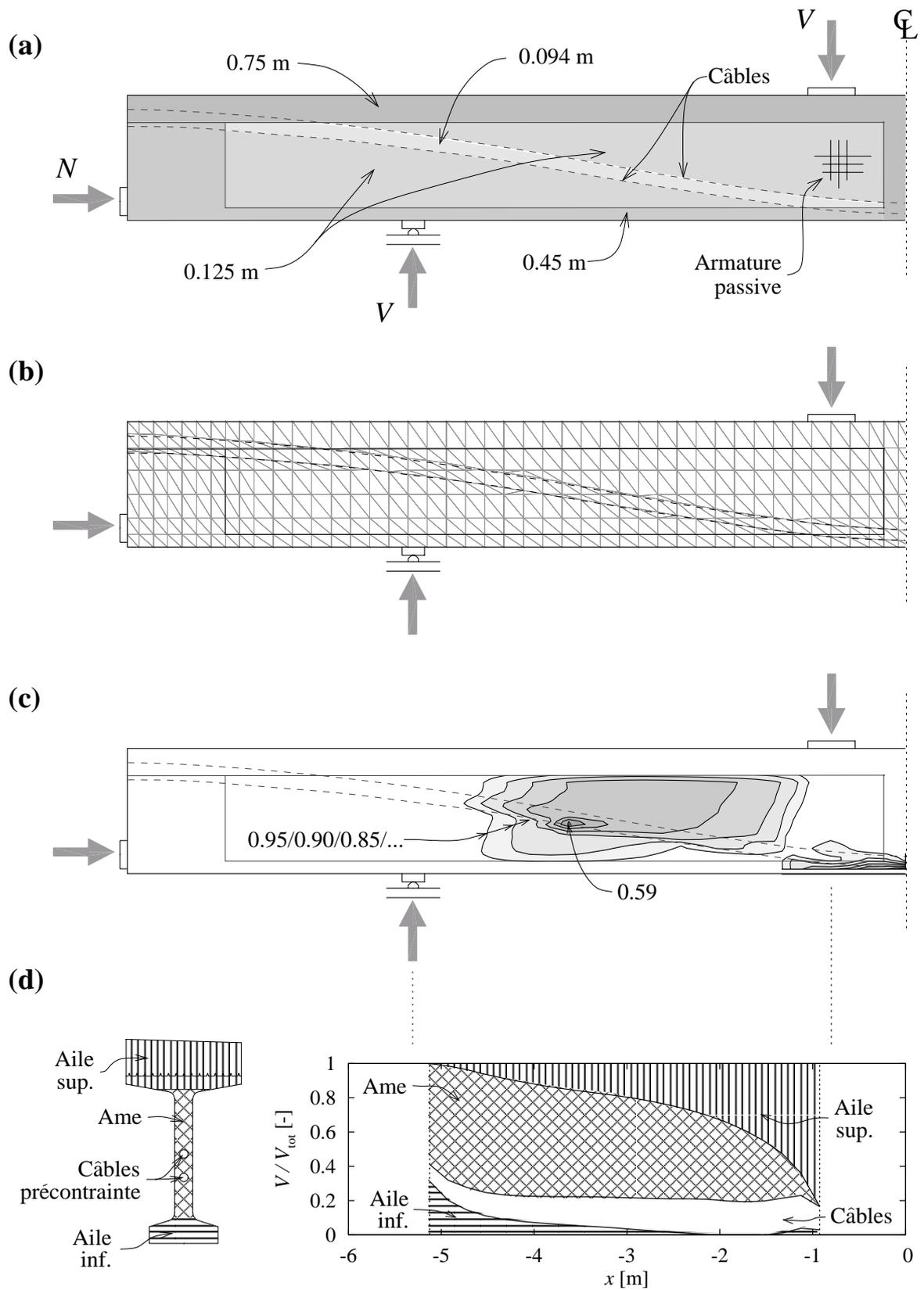


Figure 5.7 : Résultats du champ de contraintes continu: (a) épaisseur des éléments; (b) réseau des éléments fins; (c) coefficient  $k_c$ ; et (d) répartition de l'effort tranchant entre les éléments de la section transversale.

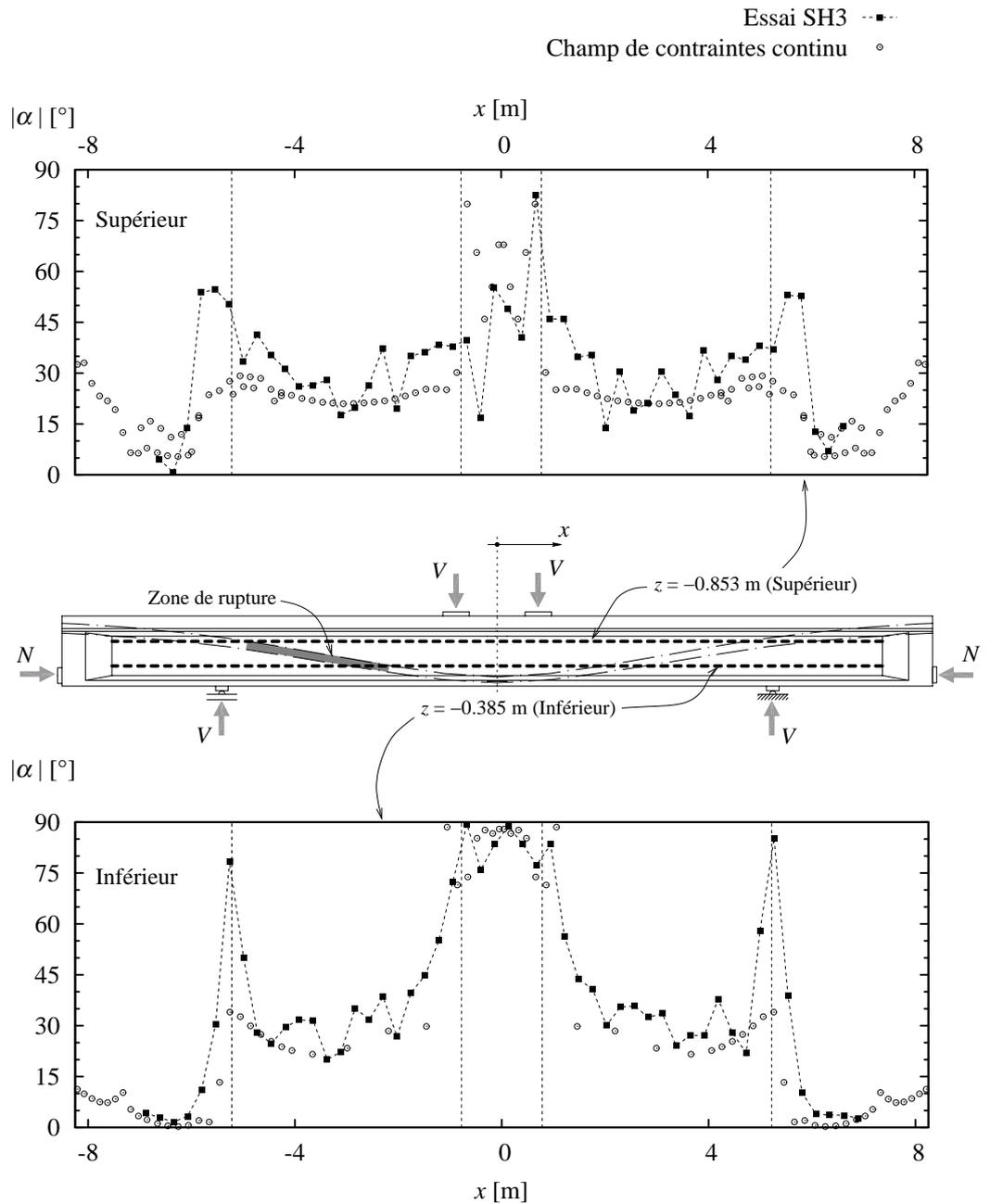


Figure 5.8 : Angle de la déformation principale de compression mesuré et calculé avec le champs de contrainte continu. Lignes du comparaison à  $z = -0.853$  m et à  $z = -0.385$  m

### Comparaison des résistances calculées avec divers champs de contraintes et normes de dimensionnement

Le développement d'un champ de contraintes droit (fig. 5.2) pour la poutre SH3 en respectant la résistance de l'âme ( $f_{ce}$ ) donne une valeur égale à  $\alpha = 24.8^\circ$  dans la zone critique. La charge de rupture ainsi obtenue est de 1.25 MN, et donc :

$$\frac{V_{\text{test}}}{V_{\text{S-SF}}} = 1.23 \quad (17)$$

Un champ de contraintes discontinu meilleur est présenté à la fig. 5.9. L'angle dans la zone critique est également de  $\alpha = 24.8^\circ$ , sans déviation des bielles dans la région critique. Une charge de rupture égale à 1.33 MN est obtenue :

$$\frac{V_{\text{test}}}{V_{\text{D-SF}}} = 1.15 \quad (18)$$

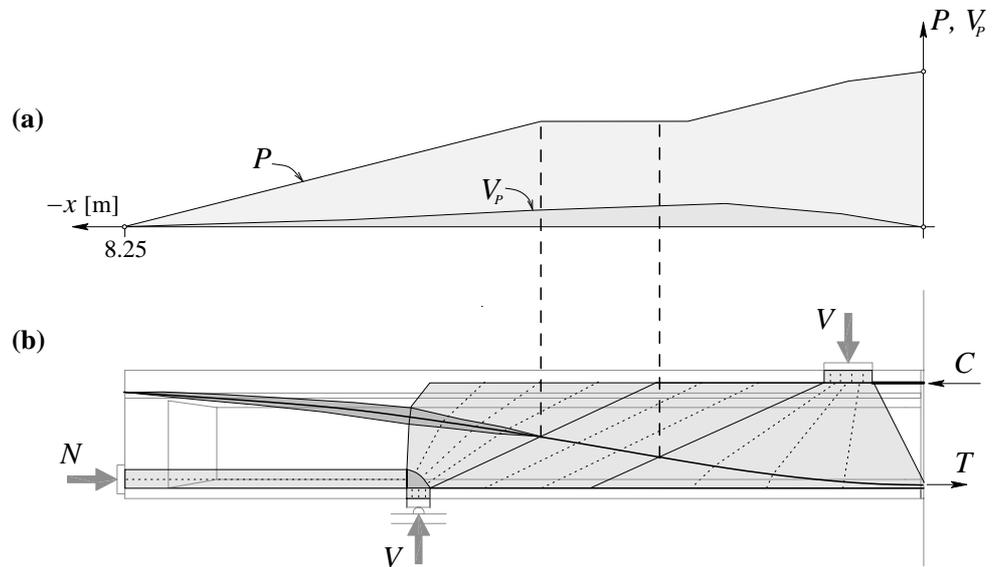


Figure 5.9: Champ de contraintes dévié avec un angle constant dans la zone de rupture:  
 (a) force de précontrainte ( $P$ ) et effort tranchant repris par le câble ( $V_p$ ); et  
 (b) champ de contraintes adopté

La différence entre la résistance des deux champs de contraintes est due à l'augmentation de la longueur ancrée du câble, plus importante dans le deuxième cas, qui permet d'augmenter l'effort dans le câble et par conséquent la part d'effort tranchant qu'il reprend.

Les charges de rupture calculées pour les poutres testées avec les deux champs de contraintes précédents, les champs de contraintes continus et les propositions de différentes normes suisses [SIA162, 1993; SIA262, 2003] et nord-américaines [AASHTO, 2004; ACI 318-05, 2005], dont les hypothèses principales sont présentées dans le tableau 5.1, sont indiquées dans le tableau 5.2.

Cette comparaison montre que :

1. Les résultats obtenus avec la norme SIA 162 [1993] sont du côté de l'insécurité. Ceci est justifié car la norme ne considère pas la réduction de la résistance due à la présence d'une gaine de précontrainte.
2. La norme Américaine ACI 318-05 [2005] donne des résultats très conservateurs.
3. Les normes suisse SIA 262 [2003] et nord-américaine AASHTO LRFD [2004] sont élaborées sur des théories dotées d'une base physique solide (les champs de contraintes et le « modified compression field theory » respectivement) et donnent une bonne estimation de la résistance à l'effort tranchant de ces éléments.
4. La précision obtenue avec la formulation proposée dans la norme SIA 262 [2003], basée sur un champ de contraintes discontinu non dévié, peut être améliorée à

l'aide d'une analyse par des champs de contraintes plus raffinés (cette possibilité est autorisée par la présente norme).

Il faut noter que les calculs précédents ont été effectués avec les résistances moyennes effectives des matériaux et sans considérer les facteurs partiels de résistance. Un calcul selon SIA 262 [2003] en considérant les actions de projet, les résistances caractéristiques et les facteurs partiels est présentée dans l'annexe C de ce rapport.

Tableau 5.1: Comparaison des hypothèses

Paramètre	S-SF	D-SF	C-SF	SIA 162 [1993]	SIA 262 [2003]	ACI 318-05 [2005]	AASHTO LRFD [2004]
Théorie	DSF	DSF	CSF	DSF	DSF	MTA	MCFT
$\alpha$	vble.	vble.	vble.	vble.	vble.	45°	vble.
$\alpha_{lim}$	-	-	-	Eq.(19)	25°	45°	21.8°
$k_c$	0.6	0.6	Eq.(5)	0.62	0.6	-	Eq(5)
$k = (1-\eta_D)/\Sigma\sigma_H$	0.5	0.5	0.5	0.0	0.5	0.0	0.25
$\eta_c$	Eq.(13)	Eq.(13)	Eq.(13)	1.0	Eq.(13)	1.0	1.0

Notation : S-SF: champ de contraintes discontinu non dévié (fig. 5.2); D-SF: champ de contraintes discontinu dévié (fig. 5.10); C-SF: champ de contraintes continu; DSF: Champ de contraintes discontinu; CSF: champ de contraintes continu; MTA: analogie du treillis modifiée; MCFT: modified compression field theory

Equation de la SIA 162 [1993] pour l'angle minimal des bielles:

$$\tan(\alpha_{lim}) = \sqrt{1 + \left(\frac{N_w}{2 \cdot V}\right)^2} + \frac{N_w}{2 \cdot V} \quad (19)$$

Tableau 5.2: Comparaison entre la résistance réelle et calculée

Essai	$\frac{V_{test}}{V_{S-SF}}$	$\frac{V_{test}}{V_{D-SF}}$	$\frac{V_{test}}{V_{C-SF}}$	$\frac{V_{test}}{V_{SIA 162}}$	$\frac{V_{test}}{V_{SIA262}}$	$\frac{V_{test}}{V_{ACI 318-05}}$	$\frac{V_{test}}{V_{AASHTO}}$
SH1	1.21	1.07	0.95	0.94	1.21	1.62	1.16
SH2	1.06	1.00	1.05	0.81	1.06	1.37	1.06
SH3	1.23	1.08	0.96	0.94	1.23	1.65	1.18
SH4a	0.92	0.91	0.92	0.72	0.92	1.16	1.02
SH4b	1.29	1.28	0.96	0.96	1.32	1.65	1.29
SH5	1.40	1.22	1.02	1.09	1.40	1.85	1.33
<b>MOYENNE</b>	1.19	1.09	0.98	0.91	1.19	1.55	1.17
<b>COV</b>	0.14	0.13	0.05	0.14	0.15	0.16	0.10

Notation : voir tableau 5.1; COV : coefficient de variation

## 6. Conclusions

Les essais réalisés dans le cadre de cette recherche sur des panneaux munis de gaines de précontrainte ainsi que des résultats similaires obtenus de la littérature scientifique ont montré que :

1. La réduction de l'épaisseur réelle à une épaisseur efficace pour tenir compte des gaines selon la norme SIA 262 [2003] (chiffre 4.3.3.3.5) montre un bon comportement pour des gaines non injectées ( $k = 1.2$ ) et pour les gaines en acier injectées ( $k = 0.5$ ).
2. Pour les gaines injectées en polyéthylène (qui sont de plus en plus utilisées), le coefficient proposé dans la norme SIA 262 [2003] n'est pas conservateur. Une valeur prudente ( $k = 0.8$ ) est proposée pour ce cas.

Plusieurs conclusions pratiques ont également été tirées de l'étude expérimentale et théorique développé sur des poutres précontraintes à âme mince :

1. L'étude de ces éléments par des champs de contraintes, admis selon la norme SIA 262 [2003], chiffre 4.3.1.1, donne de bons résultats, légèrement conservateurs.
2. Une approche multiplicative pour tenir compte du couplage entre les affaiblissements induits par la fissuration de l'âme et par la présence de la gaine est raisonnable et donne des résultats conservateurs pour une analyse par champs de contraintes. Cette approche est adoptée par la SIA 262 [2003], chiffre 4.3.3.3.5.
3. La méthode proposée par la SIA 162 [1993], où l'affaiblissement dû à la présence d'une gaine étant négligé, donne des résultats clairement non conservateurs.
4. La méthode proposée par la SIA 262 [2003], chiffre 4.3.3.3, pour estimer la résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes correspond à un champ de contraintes non dévié et donne des résultats satisfaisants, légèrement conservateurs.
5. La précision du calcul proposé par la méthode décrit dans la SIA 262 [2003] peut être améliorée si des champs de contraintes discontinus déviés ou des champs de contraintes continus sont développés. Les champs de contraintes continus sont également un excellent outil pour étudier l'effort tranchant qui peut être transmis par les ailes, effet non négligeable selon les cas.
6. La valeur du facteur de réduction de la résistance en compression du béton dû à la fissuration de l'âme ( $k_c$ ) normalement admis égal à 0.60, chiffre 4.2.1.7 dans la SIA 262 [2003], est confirmée par les analyses des champs de contraintes continus développés. De même, la zone de rupture indiquée dans le chiffre 4.3.3.3.4 de la norme SIA 262 [2003], en dehors des éventails, a été confirmée par les essais et analyses faites à l'aide de champs de contraintes continus.
7. La limite inférieure de  $25^\circ$  pour l'angle des bielles de compression admise dans la norme SIA 262 [2003], chiffre 4.3.3.3.2, est prudente et assez réaliste. Cependant, des angles plus faibles ont été mesurés dans les essais. La valeur de  $21.8^\circ$  ( $\cot(\theta) = 2.5$ ) admise par d'autres normes pourrait même être adoptée. Par contre, l'expression proposée par la SIA 162 [1993] pour cette limite donne des valeurs trop faibles lorsqu'une force élevée de précontrainte est appliquée.
8. Le dimensionnement des éléments précontraints à âmes minces peut être développé sur la base d'un champ de contraintes non dévié ou à l'aide des formules suggérées par la SIA 262 [2003]. Un dimensionnement raisonnable et conservateur en résulte.

9. La vérification des éléments de ce type peut être effectuée avec une approche par étapes. Au premier abord une analyse par champ de contraintes non dévié (ou également avec les formules de la norme SIA 262 [2003]) peut être réalisé. Si la résistance obtenue est insuffisante, une analyse par champ de contraintes dévié peut suivre. Finalement, si la résistance est toujours insuffisante mais proche de celle requise, un champ de contraintes continu peut être développé. Un tel développement nécessite un travail non négligeable, il est néanmoins justifié en cas de ponts existants critiques.

## 7. Annexe A: Essais sur des panneaux munis de gaines

Cette annexe présente un résumé des résultats expérimentaux obtenus par plusieurs chercheurs sur des panneaux munis de gaines. Ces essais, ainsi que les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de la présente recherche, sont utilisés afin d'analyser statistiquement la valeur du coefficient  $k$  de réduction de l'épaisseur des âmes lorsque une gaine est présente, éq. (2).

### Résumé des essais trouvés dans la littérature scientifique

Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet de la présence de gaines (injectées ou non) dans les âmes des poutres. La majorité des essais ont été effectués sur des éprouvettes soumises à de la compression, ces éprouvettes représentant une section d'âme soumise à l'effort tranchant, c'est-à-dire faisant partie d'une bielle de compression inclinée. Les chercheurs ont constaté lors de ces études que le paramètre le plus important est généralement le rapport  $\delta (= \Sigma \varnothing_H / b_w)$ , qui définit directement le facteur de réduction de la surface utile par laquelle l'effort des bielles doit être repris.

Gaynor [1965] a testé 66 cylindres en béton, avec des rapports  $\delta$  compris entre 0.1 et 0.2, contenant des sections d'acier pleines en lieu et place des gaines. Lors de ces essais, il a été constaté une réduction de la résistance par rapport aux cylindres pleins.

Leonhardt [1969] a testé 52 panneaux, certains avec une excentricité latérale de la gaine et d'autres avec une gaine inclinée par rapport à la direction de chargement. Ces essais ont montré que ces deux paramètres n'ont qu'une faible influence sur la résistance. La présence côte à côte de deux gaines dans le panneau conduit à une réduction moindre de la résistance par rapport à la présence d'une gaine unique de diamètre double. Cette considération n'est valable que si l'espacement entre les deux gaines est au minimum égal à un diamètre. Les mesures de la distribution des contraintes de compression à travers l'épaisseur du panneau au niveau de la gaine indiquent que les contraintes parallèles à la charge sont plus importantes à proximité de la gaine que sur les faces latérales et ceci que la gaine soit injectée ou non.

Leonhardt a également testé des éprouvettes avec des barres d'acier en lieu et place des gaines injectées. Les résultats n'ont pas été significativement différents, ceci a démontré que la rigidité de l'injection n'est pas un paramètre principal pour la réduction de la résistance.

Clarke et Taylor [1975] ont conduit une série d'essais pour vérifier les propositions de Leonhardt. Les essais ont été effectués sur 64 échantillons où le diamètre, l'inclinaison ainsi que la rigidité des gaines ont été variés. Les résultats ont confirmés les constatations de Leonhardt.

Chitnuyanondh [1976], Campbell et al. [1979], et Campbell et Batchelor [1981] ont testé 52 éprouvettes. Chitnuyanondh [1976] report que la résistance des éprouvettes avec des cavités injectées ne présentent pas de différences significatives par rapport à celles avec des gaines en acier injectées. Les échantillons testés contenaient une ou deux gaines placées l'une au dessus de l'autre, renforcés par une spirale pour 16 échantillons et sans spirale pour les autres. Par contre, aucun renforcement passif n'a été introduit. Les auteurs ont constaté que l'augmentation de l'espacement entre les deux gaines augmente la résistance de l'éprouvette. Toutefois, lorsque l'espacement dépasse une fois le diamètre de la gaine, la réduction de la résistance comparée avec un échantillon comportant une seule gaine est

négligeable pour les gaines injectées. Le placement d'une spirale de renforcement augmente la résistance, avec un effet plus prononcé pour les gaines non – injectées. Les échantillons non renforcés avec une gaine non injectée et un rapport  $\delta > 0.5$  atteignent une résistance de 30% inférieure à la formule proposée par Leonhardt [1969]. Pendant le chargement, la rupture s'est produite sur l'entièreté de la largeur ; les deux parties atteignant la ruine par flambage. L'auteur attribue cette différence au rapport  $\delta$  élevé, en dehors de ceux testés par Leonhardt.

Rezai-Jorabi et Regan [1986] ont testé 15 panneaux en variant le diamètre des gaines. Les mesures faites sur la distribution des déformations sont en accord à celles de Leonhardt [1969].

Ganz et al. [1992] ont testé 14 éprouvettes avec des gaines en acier ou en plastique (HDPE). Les auteurs ont observé que l'utilisation des gaines en plastique réduit de manière plus importante la résistance ultime par rapport aux gaines en acier, mais seulement un peu, de l'ordre de grandeur de la dispersion des essais. Il faut noter que le rapport  $\delta$  était seulement de 0.2 dans cette série.

Quelques auteurs ont effectué des essais comparatifs de poutres munies de câbles (précontraints ou non) en modifiant l'inclinaison des câbles. La présence de câbles de précontrainte inclinés produit une compression favorable de la section et diminue l'effort tranchant dans l'âme en reprenant une fraction de l'effort, cet effet modifie de manière significative le comportement observé et rend difficile la comparaison entre les structures avec et sans précontrainte. De plus, les auteurs ont constaté que la réduction de la résistance est plus faible pour les poutres que pour les éprouvettes. Il a également été constaté que quelques poutres munies de gaines injectées ont atteint une plus grande résistance que la poutre de référence non précontrainte.

## Résultats pour les gaines en acier injectées

Le tableau A.1 présente les résultats des 100 essais sur prismes avec gaines en acier injectées (tirés des références précédentes ainsi que des essais faites dans cette recherche). Les différents paramètres géométriques sont définis dans la fig. A.1.

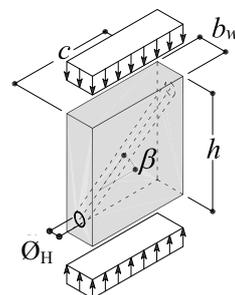


Figure A.1: Paramètres géométriques des panneaux

Tableau A.1: Valeurs des essais pour gaines en acier

Reference	Specimen	$b_w$ [mm]	$h$ [mm]	$c$ [mm]	$\varnothing_H$ [mm]	$\delta$ [-]	$\beta$ [°]	$\sigma_c$ [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\eta_D$ [-]
Gaynor [1965]	1/2-1.A	152	305	152	12.7	0.11	0	35.4	37.6	0.94
	1/2-1.B	152	305	152	12.7	0.11	0	34.2	38.1	0.90
	1/2-1.C	152	305	152	12.7	0.11	0	35.5	39.3	0.90
	1/1-1.A	152	305	152	25.4	0.21	0	34.6	37.8	0.91
	1/1-1.B	152	305	152	25.4	0.21	0	33.1	37.1	0.89
	1/1-1.C	152	305	152	25.4	0.21	0	33.8	38.4	0.88
	1/2-3.A	152	305	152	12.7	0.11	0	36.0		0.96
	1/2-3.B	152	305	152	12.7	0.11	0	34.8		0.91
	1/2-3.C	152	305	152	12.7	0.11	0	36.1		0.92
	1/1-3.A	152	305	152	12.7	0.11	0	35.3		0.93
	1/1-3.B	152	305	152	12.7	0.11	0	36.2		0.98
	1/1-3.C	152	305	152	12.7	0.11	0	37.1		0.97
Leonhardt [1969]	(1)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.73
	(2)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.95
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.88
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.98
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.86
	(1)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.71
	(2)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.94
	(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.88
	(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.97
	(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.82
	(1)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.86
	(2)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.82
	(1)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	1.00
	(2)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.78
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.87
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.87
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.82
	(1)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.85
	(2)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.90
	(1)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.79
	(2)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.90
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.87
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.96
	(3)	250	680	300	2 × 50	0.40	0		26.8	0.87
	(1)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.65
	(2)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.90
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.88
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.87
	(3)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.89
	(1)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.61
	(2)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.82
	(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.96
(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.96	
(3)	150	680	300	50	0.33	30		26.8	0.95	
(2)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.94	
(1)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.80	
(2)	150	680	300	50	0.33	0		26.8	0.87	
Clarke and Taylor [1975]	2.3	100	500	100	25	0.25	0	26.3		0.91

	2.4	100	500	100	25	0.25	0	27.5		0.95
	2.5	100	500	100	25	0.25	15	28.7		0.99
	2.6	100	500	100	25	0.25	15	26.2		0.90
	2.7	100	500	100	25	0.25	30	27.7		0.95
	2.8	100	500	100	25	0.25	30	23.8		0.82
	2.9	100	500	100	25	0.25	45	25.3		0.87
	2.10	100	500	100	25	0.25	45	26.0		0.90
	4.3	100	500	100	40	0.40	0	20.8		0.71
	4.4	100	500	100	40	0.40	0	21.6		0.73
	4.5	100	500	100	40	0.40	15	21.0		0.71
	4.6	100	500	100	40	0.40	15	27.2		0.93
	4.7	100	500	100	40	0.40	30	20.8		0.71
	4.8	100	500	100	40	0.40	30	22.7		0.77
	4.9	100	500	100	40	0.40	45	23.2		0.79
	4.10	100	500	100	40	0.40	45	21.2		0.72
	6.3	100	500	100	45	0.45	0	24.3		0.79
	6.4	100	500	100	45	0.45	0	23.5		0.76
	6.5	100	500	100	45	0.45	15	24.8		0.81
	6.6	100	500	100	45	0.45	15	17.2		0.56
	6.7	100	500	100	45	0.45	30	20.8		0.68
	6.8	100	500	100	45	0.45	30	24.3		0.79
	6.9	100	500	100	45	0.45	45	22.1		0.72
	6.10	100	500	100	45	0.45	45	22.3		0.73
	7.3	100	500	100	40	0.40	0	19.9		0.81
	7.4	100	500	100	40	0.40	0	19.6		0.80
	7.5	100	500	100	40	0.40	0	22.2		0.90
	7.6	100	500	100	40	0.40	0	22.2		0.90
Chitnuyanondh [1976]		152	406	152	62.5	0.41	0			0.79
		152	406	152	64.0	0.42	0			0.73
		152	406	152	89.1	0.59	0			0.70
		102	305	102	25.4	0.25	0			0.86
		102	305	102	50.8	0.50	0			0.64
		102	305	102	56.6	0.56	0			0.67
	B.1	152	610	152	76.2	0.50	0	20.7	32.2	0.70
	B.2	152	610	152	76.2	0.50	0	23.3	32.2	0.79
	B.3	152	610	152	76.2	0.50	0	22.9	32.2	0.78
	D.1	152	610	152	76.2	0.50	0	19.8	34.8	0.70
	F.1	152	610	152	76.2	0.50	0	18.7	26.5	0.75
Rezai-Jorabi and Regan [1986]	C5.G	200	200	200	100	0.50	0	35.0	47.2	0.94
	D1.G	200	600	200	100	0.50	0	26.4	48.5	0.74
	D2.G	200	600	200	75	0.38	0	29.6	41.6	0.97
	D3.G	200	600	200	32	0.16	0	30.0	41.6	0.98
Ganz et al. [1992]	1.4	249	500	251	50	0.20	0	41.1	43.1	1.14
	2.4	251	500	253	50	0.20	0	40.7	49.6	0.98
	1.5	252	500	250	50	0.20	0	38.9	43.1	1.07
	2.5	250	500	254	50	0.20	0	38.4	49.6	0.92
Essais de cette recherche	W5	125	600	600	62	0.50	0	27.2	35.0	0.84
	W6	125	600	600	62	0.50	0	29.2	35.5	0.89
	W11	125	600	600	60	0.48	0	22.3	34.4	0.71
	W12	125	600	600	60	0.48	0	27.7	36.7	0.82

Le tableau A.2 montre les résultats d'une analyse statistique du rapport  $\eta_{D,essai}/\eta_{D,calc}$  (où  $\eta_{D,calc} = 1 - k \cdot \delta$ ) pour les différents essais.

Tableau A.2: Analyse statistique des valeurs du coefficient  $k$  pour gaines en acier

$k$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
<b>MOYENNE</b>	0.94	0.98	1.02	1.07	1.12
<b>COV</b>	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11

La valeur de  $k$  pour obtenir une moyenne égale à 1 se situe entre  $k = 0.4$  et  $k = 0.5$ . La valeur admise par la norme SIA 262 [2003] pour gaines injectées ( $k = 0.5$ ) semble donc pertinente, et ceci compte tenu que  $k = 0.5$  donne une estimation légèrement conservatrice tandis que 0.40 est légèrement non conservatrice.

### Résultats pour les gaines non-injectées

Le tableau A.3 présente les résultats des 63 essais sur prismes avec gaines non-injectées (tirés des références précédentes ainsi que des essais faits dans cette recherche).

Tableau A.3: Valeurs des essais pour gaines non-injectées

Reference	Specimen	$b_w$ [mm]	$h$ [mm]	$c$ [mm]	$\varnothing_H$ [mm]	$\delta$ [-]	$\beta$ [°]	$\sigma_c$ [MPa]	$f_c$ [MPa]	$\eta_D$ [-]
Leonhardt [1969]		150	680	300	50	0.33	0	13.3	27.0	0.62
		150	680	300	50	0.33	0	16.4	27.0	0.77
		150	680	300	50	0.33	0	17.2	27.0	0.81
		150	680	300	50	0.33	0	15.3	27.0	0.72
		150	680	300	50	0.33	30	13.3	27.0	0.62
		150	680	300	50	0.33	30	16.4	27.0	0.77
		150	680	300	50	0.33	30	16.4	27.0	0.77
		150	680	300	50	0.33	30	15.5	27.0	0.73
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	13.9	27.0	0.60
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	12.7	27.0	0.55
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	13.4	27.0	0.58
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	15.0	27.0	0.65
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	14.8	27.0	0.64
		250	680	300	2 × 50	0.40	0	14.3	27.0	0.62
		150	680	300	50	0.33	0	12.0	27.0	0.56
Clarke et al. [1975]	1.3	100	500	100	25	0.25	0	30.0	47.1	0.78
	1.4	100	500	100	25	0.25	0	34.7	47.1	0.90
	1.5	100	500	100	25	0.25	15	33.2	47.1	0.86
	1.6	100	500	100	25	0.25	15	31.8	47.1	0.83
	1.7	100	500	100	25	0.25	30	31.9	47.1	0.83
	1.8	100	500	100	25	0.25	30	31.6	47.1	0.82
	1.9	100	500	100	25	0.25	45	32.6	47.1	0.85
	1.10	100	500	100	25	0.25	45	34.8	47.1	0.90
	3.3	100	500	100	40	0.40	0	22.4	48.7	0.56
	3.4	100	500	100	40	0.40	0	21.8	48.7	0.55
	3.5	100	500	100	40	0.40	15	21.4	48.7	0.54
	3.6	100	500	100	40	0.40	15	18.7	48.7	0.47
	3.7	100	500	100	40	0.40	30	23.4	48.7	0.59
	3.8	100	500	100	40	0.40	30	21.8	48.7	0.55
	3.9	100	500	100	40	0.40	45	21.1	48.7	0.53
	3.10	100	500	100	40	0.40	45	18.9	48.7	0.47
	5.3	100	500	100	45	0.45	0	18.4	37.7	0.60
	5.5	100	500	100	45	0.45	15	18.3	37.7	0.59
5.6	100	500	100	45	0.45	15	17.9	37.7	0.58	

	5.7	100	500	100	45	0.45	30	17.6	37.7	0.57
	5.9	100	500	100	45	0.45	45	18.0	37.7	0.58
	5.10	100	500	100	45	0.45	45	17.3	37.7	0.56
Chitnuyanondh [1976]		152	406	152	62.4	0.41	0			0.39
		152	406	152	64.0	0.42	0			0.40
		152	406	152	89.1	0.59	0			0.21
		102	305	102	25.4	0.25	0			0.73
		102	305	102	50.8	0.50	0			0.34
		102	305	102	56.6	0.56	0			0.30
	A.1	152	305	152	76.2	0.50	0	7.8	30.0	0.25
	A.2	152	305	152	76.2	0.50	0	7.7	30.0	0.25
	A.3	152	305	152	76.2	0.50	0	8.8	30.0	0.28
	C.1	152	305	152	76.2	0.50	0	7.4	34.8	0.26
C.2	152	305	152	76.2	0.50	0	7.2	34.8	0.26	
E.1	152	305	152	76.2	0.50	0	9.9	26.5	0.40	
E.2	152	305	152	76.2	0.50	0	9.8	26.5	0.39	
Rezai-Jorabi et al. [1986]	C1	200	200	200	32	0.16	0	21.7	25.3	0.99
	C2	200	200	200	75	0.38	0	15.5	25.3	0.71
	C3.1	200	200	200	100	0.50	0	9.9	25.3	0.45
	C3.2	200	200	200	100	0.50	0	9.2	25.3	0.42
	C4	200	200	200	32	0.16	9.93	21.6	25.3	0.99
	C5	200	200	200	100	0.50	0	16.0	47.2	0.43
	D1	200	600	200	100	0.50	0	13.6	48.5	0.38
	D2	200	600	200	75	0.38	0	18.6	41.6	0.61
	D3	200	600	200	32	0.16	0	27.5	41.6	0.90
Ganz et al. [1992]	1.2	254	500	251	50	0.20	0	33.4	43.1	0.92
	2.2	251	500	253	50	0.20	0	33.7	49.6	0.81
Essais de cette recherche	W7	125	600	600	62	0.50	0	13.1	36.9	0.38
	W8	125	600	600	62	0.50	0	12.3	35.3	0.38

Le tableau A.4 montre les résultats d'une analyse statistique du rapport  $\eta_{D,essai}/\eta_{D,calc}$  (où  $\eta_{D,calc} = 1 - k \cdot \delta$ ) pour les différents essais.

Tableau A.4: Analyse statistique des valeurs du coefficient  $k$  pour gaines non-injectées

$k$	0.8	1.0	1.2	1.4
<b>MOYENNE</b>	0.83	0.94	1.07	1.28
<b>COV</b>	0.25	0.21	0.18	0.15

La valeur de  $k$  pour obtenir une moyenne égale à 1 se situe entre  $k = 1.0$  et  $k = 1.2$ . La valeur admise par la norme SIA 262 [2003] pour gaines injectées ( $k = 1.2$ ) semble donc pertinente, et ceci compte tenu que  $k = 1.2$  donne une estimation légèrement conservatrice tandis que 1.00 est légèrement non conservatrice.

## 8. Annexe B: Résistance à l'effort tranchant de l'âme d'une poutre précontrainte

Cette annexe contient un modèle d'analyse permettant de calculer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé précontrainte par des câbles rectilignes parallèles à l'axe de la poutre et situés dans les ailes. L'effet de l'affaiblissement de l'âme dû à la présence des câbles n'est donc pas considéré. Ce modèle est basé sur le principe d'équilibre, sur la compatibilité des déformations et sur une loi de matériau du béton qui tient compte de la fissuration (trois variantes sont évaluées). Le mode de rupture admis dans le modèle est l'écrasement du béton de l'âme. La résistance de l'âme est mise en relation avec la résistance flexionnelle de la poutre à la fin de l'annexe. A titre d'exemple, une combinaison de paramètres est calculée.

### Conditions d'équilibre

Les conditions d'équilibre permettent de déterminer les contraintes dans le béton et dans les étriers ainsi que dans l'armature longitudinale en fonction de l'effort de cisaillement et de l'inclinaison des bielles comprimées. Les hypothèses qui permettent une approche simplifiée sont les suivantes :

- l'effort tranchant est uniquement repris par l'âme (« dowel action » de l'armature longitudinale négligé et force de compression dans la membrure supérieure admise comme horizontale) ;
- inclinaison des bielles constante sur la hauteur de l'âme ;
- contrainte uniaxiale dans les bielles et direction principale parallèle aux fissures ;
- contrainte dans les étriers constante dans une coupe qui suit la direction des bielles.

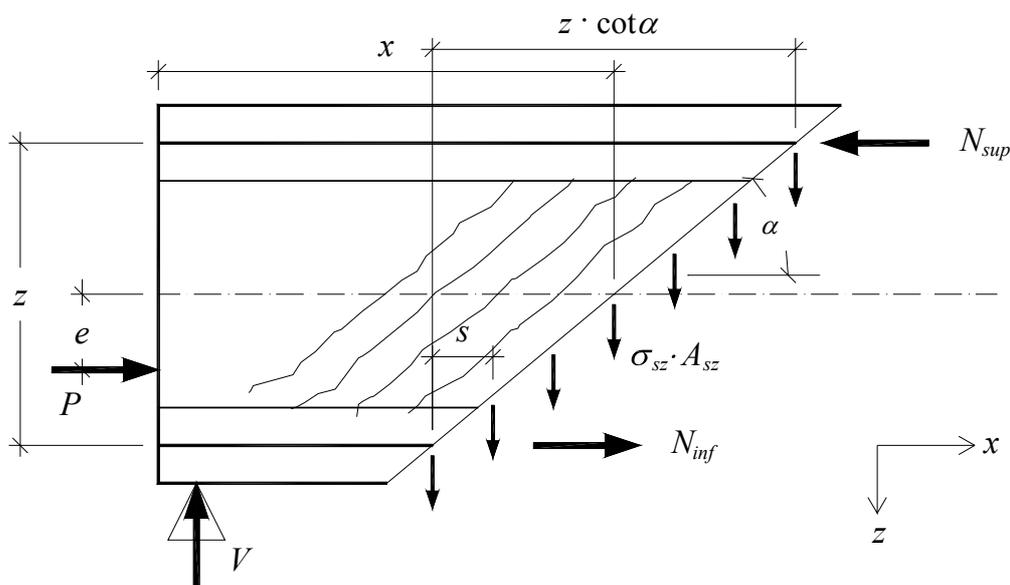


Figure B.1: Equilibre d'un tronçon de poutre découpé parallèlement aux fissures

La fig. B.1 montre un élément de poutre en équilibre avec les forces externes et internes, selon les hypothèses faites. La somme des forces verticales sur l'élément de la poutre fournit l'équation (20) :

$$V = \sigma_{sz} \cdot \frac{A_{sz} \cdot z \cdot \cot \alpha}{s} \quad (20)$$

En admettant que les contraintes de cisaillement sont également réparties, la formule (21) est trouvée. En égalant (20) et (21), l'équation (22) peut être établie.

$$V = b_w \cdot z \cdot \tau \quad (21)$$

$$b_w \cdot z \cdot \tau = \sigma_{sz} \cdot \frac{A_{sz} \cdot z \cdot \cot \alpha}{s}$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\sigma_{sz} \cdot A_{sz}}{f_c \cdot b_w \cdot s} \cdot \frac{1}{\tan \alpha} \quad (22)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\sigma_{sz}}{f_y} \cdot \omega_z \cdot \frac{1}{\tan \alpha}$$

$$\omega_z = \frac{f_y \cdot A_{sz}}{f_c \cdot b_w \cdot s}, \quad (23)$$

où  $\omega_z$  est le taux mécanique d'armature d'étriers. Ensuite, les contraintes dans le béton doivent encore être déterminées ; sans celles-ci, le calcul des déformations n'est pas possible. On effectue une coupe verticale sur la poutre et la séparation d'un tronçon le long des bielles, fig. B.2. Selon l'hypothèse, les fissures s'ouvrent perpendiculairement à leur plan ; aucun glissement n'a lieu. En conséquence, la direction principale des contraintes coïncide avec la direction des fissures.

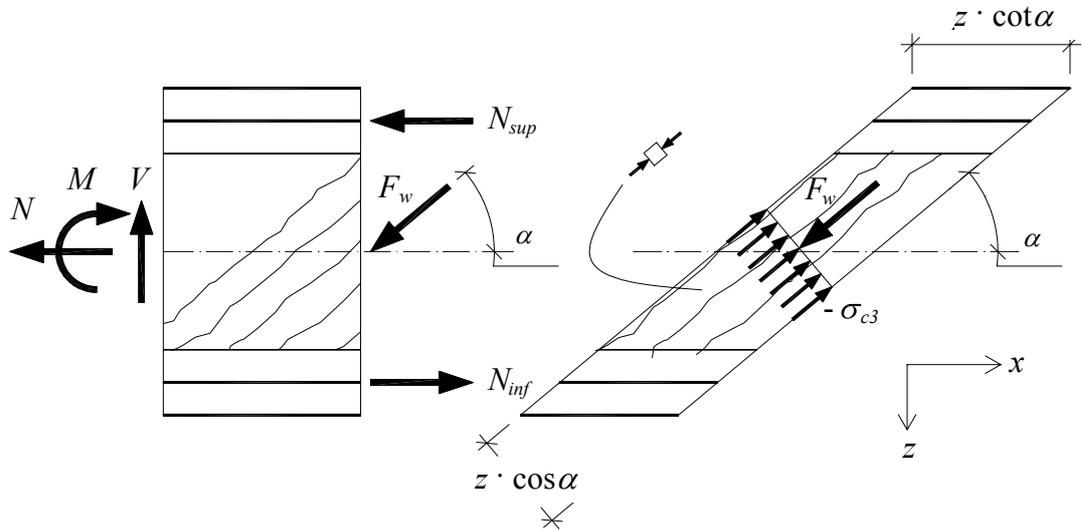


Figure B.2: Coupe verticale dans la poutre et séparation d'un tronçon diagonal

L'équilibre des forces verticales agissant sur le tronçon rectangulaire donne:

$$F_w \cdot \sin \alpha = V \quad (24)$$

L'équilibre dans une bielle permet d'obtenir (25). L'éq. (26) est obtenue en égalant (24) et (25), qui mène à (27) à l'aide de (21).

$$F_w = -\sigma_{c3} \cdot b_w \cdot z \cdot \cos \alpha \quad (25)$$

$$\sigma_{c3} = -\frac{V}{b_w \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (26)$$

$$\frac{\sigma_{c3}}{f_c} = -\frac{\tau}{f_c} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} \quad (27)$$

### Compatibilité des déformations

Les fissures sont admises comme réparties (angl. « smeared »), de sorte que l'état de déformations est homogène. Le cercle de Mohr représenté à la fig. B.3 permet la transformation des déformations. L'angle de transformation entre les axes du système  $(x, z)$  et les axes principaux  $(1,3)$  est égal à l'angle de fissuration  $\alpha$  (à  $-\pi/2$  près ; selon les hypothèses faites auparavant), qui peut être exprimé comme suite, grâce au cercle de Mohr :

$$\tan^2 \alpha = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_x}{\varepsilon_3 - \varepsilon_z} \quad (28)$$

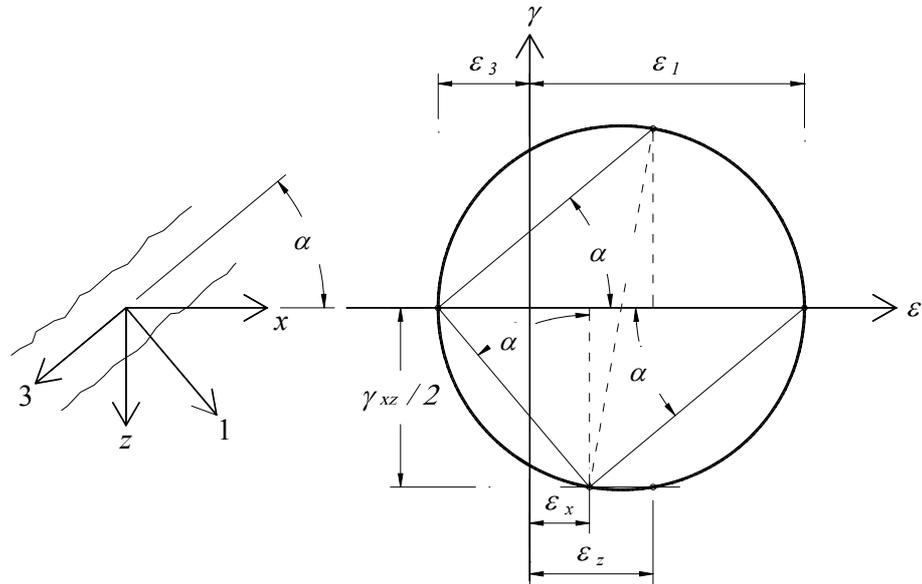


Figure B.3: Axes principaux et axes du système; cercle de Mohr des déformations de l'âme

La transformation du tenseur des axes principaux aux axes du système s'exprime par l'équation (29) :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_1 \cos^2(\alpha - \pi/2) + \varepsilon_3 \sin^2(\alpha - \pi/2) = \varepsilon_1 \sin^2 \alpha + \varepsilon_3 \cos^2 \alpha \\ \varepsilon_z &= \varepsilon_1 \sin^2(\alpha - \pi/2) + \varepsilon_3 \cos^2(\alpha - \pi/2) = \varepsilon_1 \cos^2 \alpha + \varepsilon_3 \sin^2 \alpha \end{aligned} \quad (29) \text{ a) et b)}$$

L'addition de (29) a) et b) permet d'obtenir la déformation principale  $\varepsilon_1$  perpendiculaire aux fissures :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_z - \varepsilon_3 \quad (30)$$

Si l'âme est considérée sans tenir compte du reste de la poutre, la déformation  $\varepsilon_x$  dans l'âme doit être imposée. Sinon, elle peut être déduite de la géométrie et de l'équilibre des ailes de la poutre. Le mode de rupture considéré (rupture de l'âme par écrasement du béton) impose que la résistance à la compression du béton dans les bielles soit atteinte. Selon la loi de comportement (ductile ou non), c'est soit la contrainte  $\sigma_{c3}$  qui est connue,

soit la déformation  $\varepsilon_3$ . L'angle  $\alpha$  sera déterminé pour chaque comportement du béton admis. Il reste à déterminer  $\varepsilon_z$  et  $\varepsilon_1$  en fonction des valeurs connues, à l'aide des équations (28) et (30) :

$$\varepsilon_z = \varepsilon_3 + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_3}{\tan^2 \alpha} \quad (31)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_3}{\tan^2 \alpha} \quad (32)$$

## Comportement des matériaux

On considère une loi de matériau élastique – parfaitement plastique pour l'acier des étriers et de l'armature longitudinale selon la fig. B.4a et l'équation (33) :

$$\sigma_{sz} = \varepsilon_{sz} \cdot E_s = \varepsilon_z \cdot E_s = \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{sy}} \cdot f_y \leq f_y \quad (33)$$

Pour le béton, on distingue trois cas de loi de matériau (fig. B.4), qui représentent b) une ductilité illimitée et c) une ductilité limitée, les deux avec un facteur de réduction  $k_c$  constant (qui tient compte de la fissuration), et d) une ductilité limitée avec un facteur  $k_c$  variable. Pour les trois cas, la partie ascendante de la loi  $\sigma - \varepsilon$  est de la forme (34), pour des  $k_c$  différents :

$$\sigma_{c3} = -k_c \cdot f_c \cdot \left( 2 \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_0} \right)^2 \right), \quad \varepsilon_3 \geq \varepsilon_0 \quad (34)$$

La résolution de l'équation (34) permet d'obtenir la déformation pour les cas où  $\varepsilon_3 > \varepsilon_0$  :

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_0} = 1 - \sqrt{1 + \frac{\sigma_{c3}}{k_c \cdot f_c}} \quad (35)$$

Pour le cas de  $k_c$  variable, la forme suivante est adoptée :

$$k_c = \frac{1}{1.05 + 80 \cdot \varepsilon_1} \leq 0.8 \quad (36)$$

En réalité, le facteur  $k_c$  dépend aussi de la résistance à la compression  $f_c$  ([Muttoni 1990] et [Kaufmann 1998]). Cette influence est ici négligée.

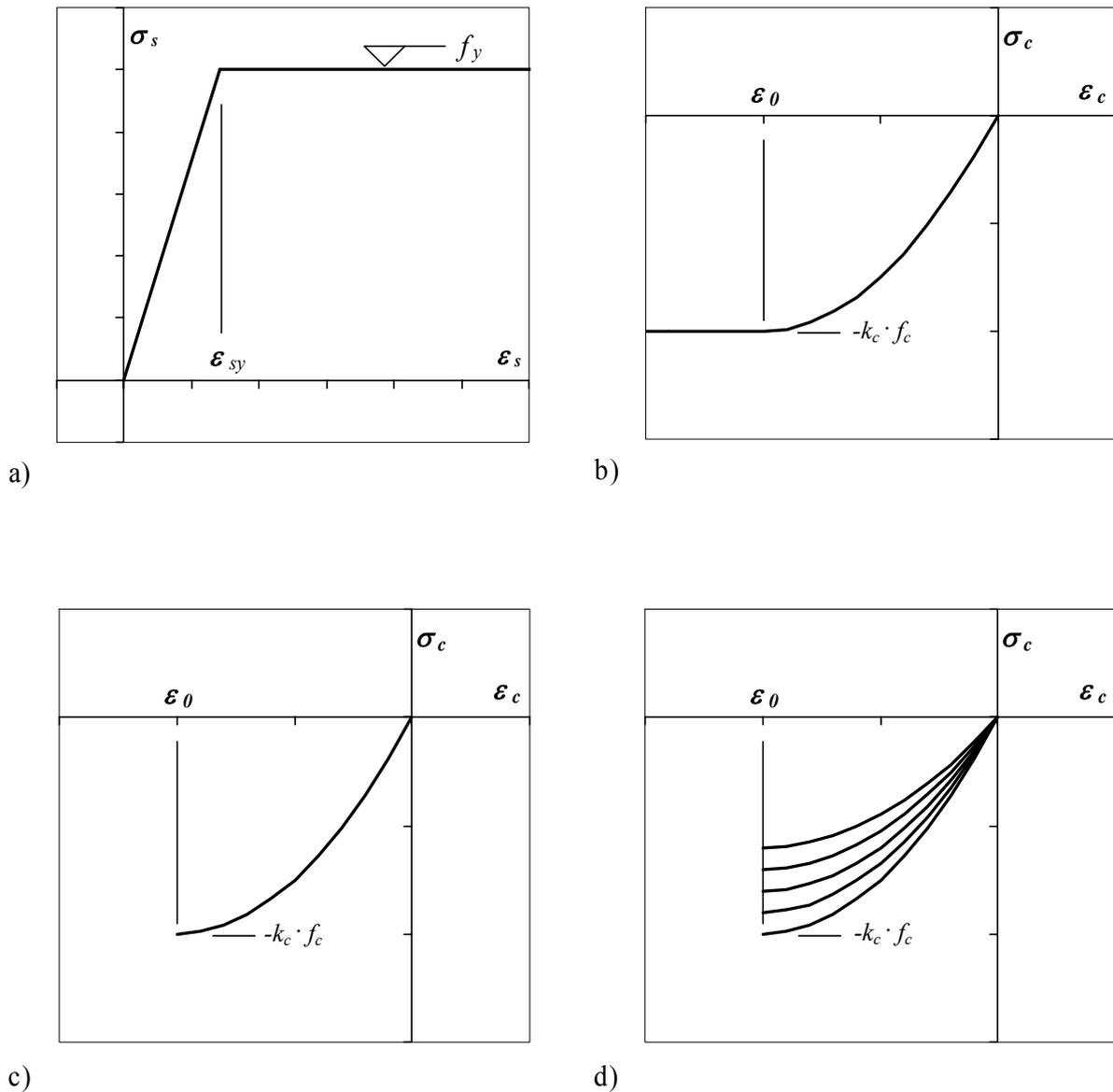


Figure B.4: Lois des matériaux admises : a) l'acier d'armature, b) béton avec une ductilité illimitée,  $k_c = \text{constant}$ , c) ductilité limitée,  $k_c = \text{constant}$ , d) ductilité limitée,  $k_c$  variable

## Résistance de l'âme

### Ductilité illimitée du béton et $k_c = 0.6$ (fig. B.4b)

On suppose que la rupture de l'âme a lieu par rupture à la compression du béton des bielles. La plastification du béton assure que les étriers peuvent atteindre la limite élastique d'écoulement,  $\sigma_{sz} = f_y$ , alors que le béton est sollicité par la contrainte minimale  $\sigma_{c3} = -\eta_\epsilon \cdot f_c$ . Par contre, la déformation principale du béton  $\epsilon_3$  peut être plus petite que  $\epsilon_0$ , due au plateau de plastification. Il n'est donc pas possible de déterminer sans autre l'état de déformation avec les formules développées auparavant. Ceci est sans conséquence, car  $\tan(\alpha)$  et les autres inconnues peuvent être déterminées sans connaître les déformations. La valeur minimale de  $\sigma_{c3}$  est introduite dans (27) :

$$-k_c \cdot f_c = -\frac{\tau}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (37)$$

L'utilisation des théorèmes d'addition permet de trouver (38) :

$$\frac{\tau}{f_c} = k_c \cdot \frac{\tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (38)$$

Le taux mécanique d'armature transversale est défini par l'équation (23). Comme les étriers se plastifient,  $\sigma_{sz} = f_y$ , et (22) devient avec (23) :

$$\frac{\tau}{f_c} = \omega_z \cdot \frac{1}{\tan \alpha} \quad (39)$$

En égalant (38) et (39), une expression indépendante de  $\tan(\alpha)$  peut être trouvée :

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{k_c \cdot \omega_z - \omega_z^2} \quad (40)$$

Les équations (39) et (40) permettent de déterminer directement  $\tan(\alpha)$  :

$$\tan \alpha = \frac{\omega_z}{\sqrt{k_c \cdot \omega_z - \omega_z^2}} \quad (41)$$

Il est intéressant de savoir pour quel taux mécanique d'armature transversale  $\omega_z$  le béton et les étriers atteignent leur résistance au même moment, sans aucune redistribution plastique. Pour ceci, il faut poser  $\varepsilon_3 = \varepsilon_0$  et  $\varepsilon_z = \varepsilon_{sy}$ , ce qui permet de déterminer  $\tan(\alpha_{lim})$  avec (28). Ensuite, en égalant (38) et (39),  $\omega_{z,lim}$  devient:

$$\omega_{z,lim} = k_c \cdot \frac{1}{1 + \cot^2 \alpha_{lim}} \quad (42)$$

Avec (39) ou (40), la résistance à l'effort tranchant pour  $\omega_{z,lim}$  peut être calculée. Toutes les valeurs sont donc connues. Les calculs sont représentés dans les figs. B.5 et B.6 pour une variation de  $\omega_z$  et  $\varepsilon_x$ . La variation de  $\varepsilon_x$  n'a aucune influence sur la résistance à l'effort tranchant de l'âme. Par contre, le taux mécanique limite d'armature d'étriers  $\omega_{z,lim}$  (points noirs dans le graphique), au-dessous duquel les étriers se plastifient, augmente avec un  $\varepsilon_x$  plus grand. Si la poutre contient une armature transversale très importante ( $\omega_z > \omega_{z,lim}$ ), l'angle  $\alpha$  augmente rapidement si la condition de l'écoulement des étriers doit être satisfaite. Or, la résistance à l'effort tranchant relative  $\tau / f_c$  diminue si  $\tan(\alpha) > 1$ , selon l'équation (38).

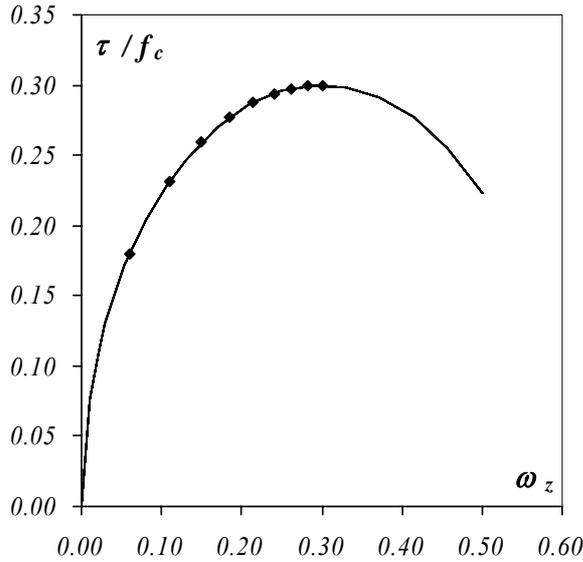


Figure B.5: Résistance de l'âme  $\tau / f_c$  en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  pour une ductilité illimitée du béton et  $k_c = 0.6$

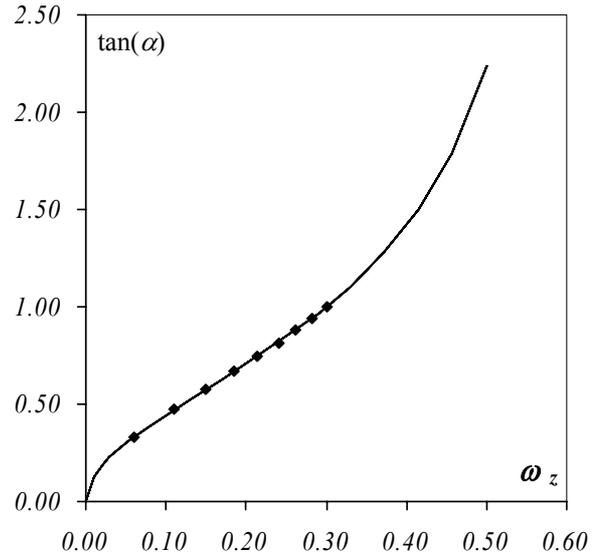


Figure B.6: Angle  $\alpha$  des fissures en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  pour une ductilité illimitée du béton et  $k_c = 0.6$

#### Ductilité limitée du béton et $k_c = 0.6$ (fig. B.4c)

Dans ce cas, la contrainte dans les étriers est inférieure ou égale à la limite élastique d'écoulement (ceci est exprimé par la fonction « min » dans (43)). La déformation principale du béton  $\varepsilon_3$  par contre est égale à  $\varepsilon_0$  (-2.0‰ dans ce cas ; pas de plastification du béton). On reprend (22), et l'on y introduit (33) et (23), pour obtenir une expression pour  $\tau / f_c$  en fonction de  $\tan(\alpha)$  :

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\sigma_z \cdot A_{sz}}{f_c \cdot b_w \cdot s} \cdot \cot \alpha = \frac{A_{sz}}{f_c \cdot b_w \cdot s} \cdot \cot \alpha \cdot \min \left( f_y ; f_y \cdot \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_{sy}} \right)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\omega_z}{\tan \alpha} \cdot \min \left( 1 ; \frac{1}{\varepsilon_{sy}} \cdot \left( \varepsilon_3 + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_3}{\tan^2 \alpha} \right) \right) \quad (43)$$

En égalant ceci avec (38),  $\tan(\alpha)$  peut être déterminé. La valeur pour  $\tau / f_c$  est obtenue au moyen de (38). Le calcul de  $\omega_{z,\text{lim}}$  se fait exactement comme dans le cas d'une ductilité illimitée. Cette fois le changement du régime des étriers marque un changement clair de la pente de la courbe, fig. B.7. Pour  $\omega_z < \omega_{z,\text{lim}}$ , les étriers se plastifient, tandis que pour une valeur plus grande, les étriers n'atteignent pas leur résistance. Les résultats des calculs sont présentés dans les figs B.7 et B.8.

#### Ductilité limitée du béton et $k_c$ en fonction de $\varepsilon_1$ (fig. B.4d)

Les équations et conditions à considérer sont les même que pour le cas  $k_c = \text{constant}$ , sauf que la formule pour  $k_c$  devient (36). Il faut donc connaître  $\varepsilon_1$ , ce qui est possible à partir de (32), une fois  $\tan(\alpha)$  déterminé.  $\tan(\alpha)$  et  $\omega_{z,\text{lim}}$  peuvent être déterminés comme pour le cas de  $k_c = \text{const}$ . Toutes les valeurs sont connues et représentées dans les figs. B.9 et B.10.

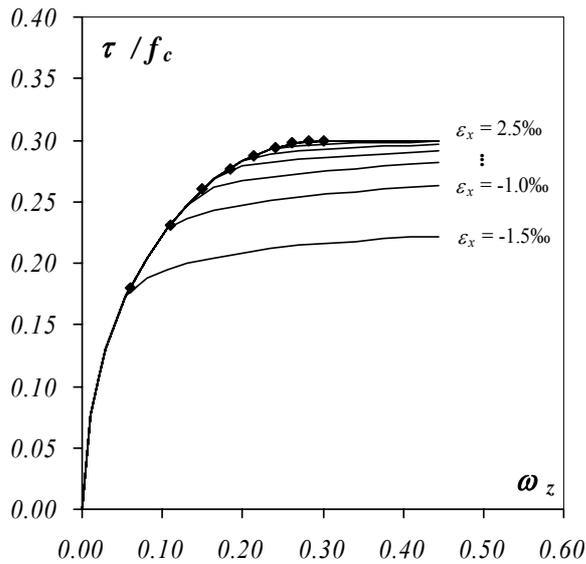


Figure B.7: Résistance de l'âme  $\tau / f_c$  en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  et de la déformation  $\epsilon_x$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c = 0.6$

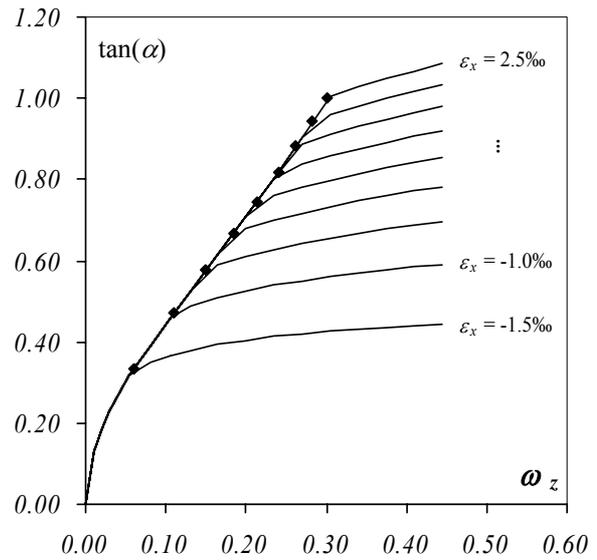


Figure B.8: Angle  $\alpha$  des fissures en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  et de la déformation  $\epsilon_x$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c = 0.6$

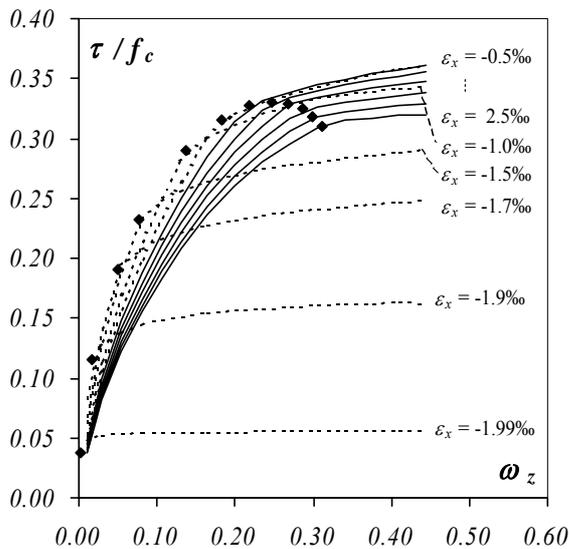


Figure B.9: Résistance de l'âme  $\tau / f_c$  en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  et de la déformation  $\epsilon_x$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c$  variable

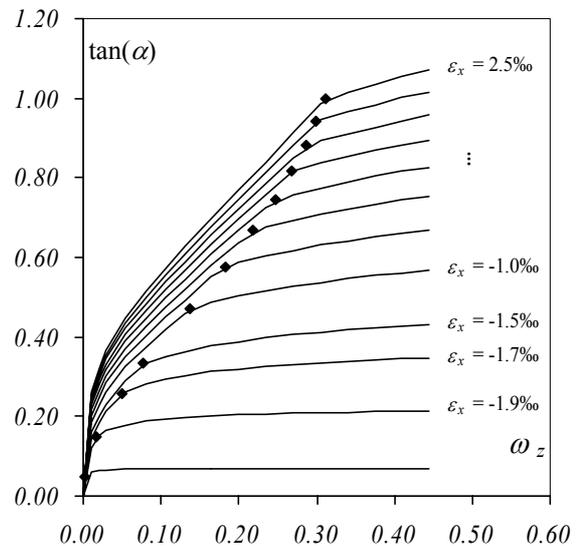


Figure B.10: Angle  $\alpha$  des fissures en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  et de la déformation  $\epsilon_x$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c$  variable

La fig. B.11 montre la dépendance entre la résistance à l'effort tranchant relative  $\tau / f_c$  et la déformation longitudinale. En général, une précontrainte engendre une diminution de la déformation longitudinale  $\epsilon_x$  et conduit ainsi à une augmentation de la résistance à l'effort tranchant. Cependant, à partir d'un certain niveau, une augmentation supplémentaire de l'intensité de la précontrainte induit une réduction de la résistance. La déformation longitudinale  $\epsilon_x$  est déterminée à partir de (44) et (45).

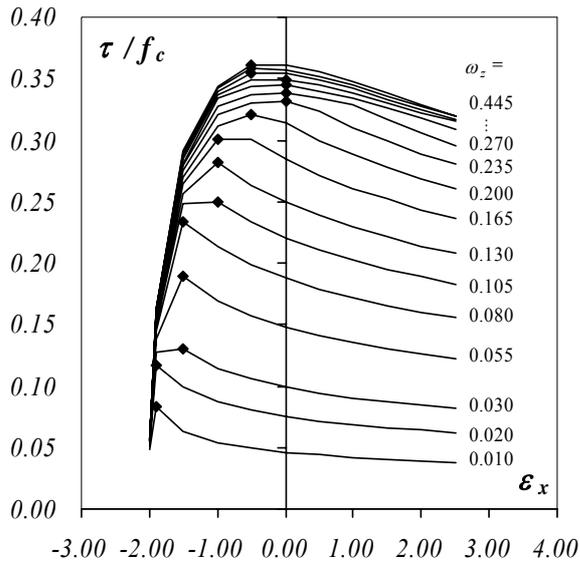


Figure B.11: Résistance de l'âme  $\tau / f_c$  en fonction de la déformation  $\epsilon_x$  (‰) et du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c$  variable

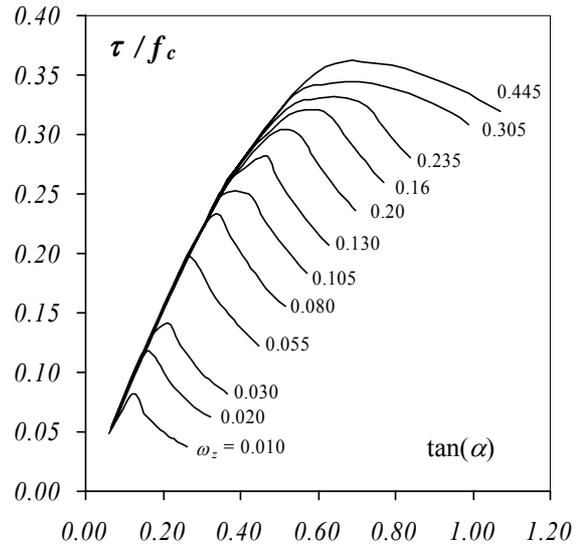


Figure B.12: Résistance de l'âme  $\tau / f_c$  en fonction de l'angle des fissures  $\alpha$  et du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  pour une ductilité limitée du béton et  $k_c$  variable

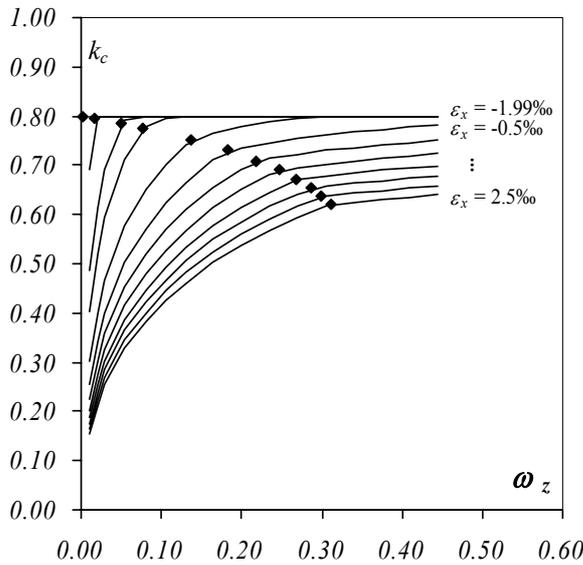


Figure B.13: Facteur d'affaiblissement de la résistance du béton à la compression  $k_c$  en fonction du taux mécanique d'armature  $\omega_z$  et de la déformation  $\epsilon_x$

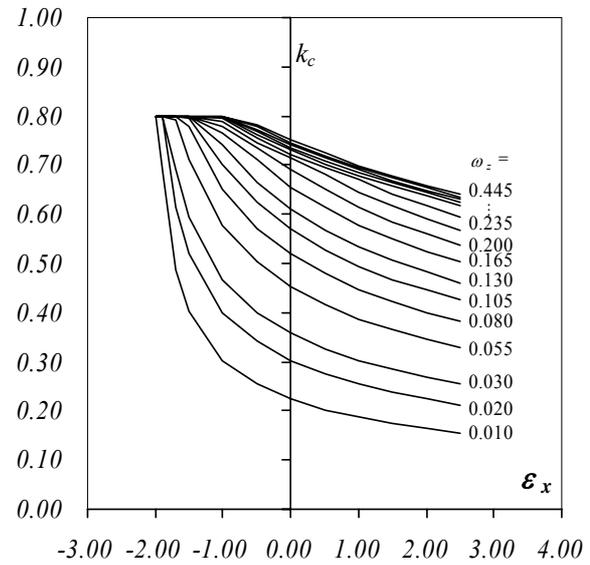


Figure B.14: Facteur d'affaiblissement de la résistance du béton à la compression  $k_c$  en fonction de la déformation  $\epsilon_x$  (‰) et du taux mécanique d'armature  $\omega_z$

### Résistance de l'âme – résistance d'une poutre

Jusqu'à présent, la déformation longitudinale de l'âme  $\epsilon_x$  a été imposée, faute de pouvoir la calculer. La prise en compte de la déformation des ailes de la poutre permet de la

déterminer de manière approximative, sous l'hypothèse que les déformations sont réparties linéairement:

$$\varepsilon_x \approx \frac{\varepsilon_{\text{sup}} + \varepsilon_{\text{inf}}}{2} \quad (44)$$

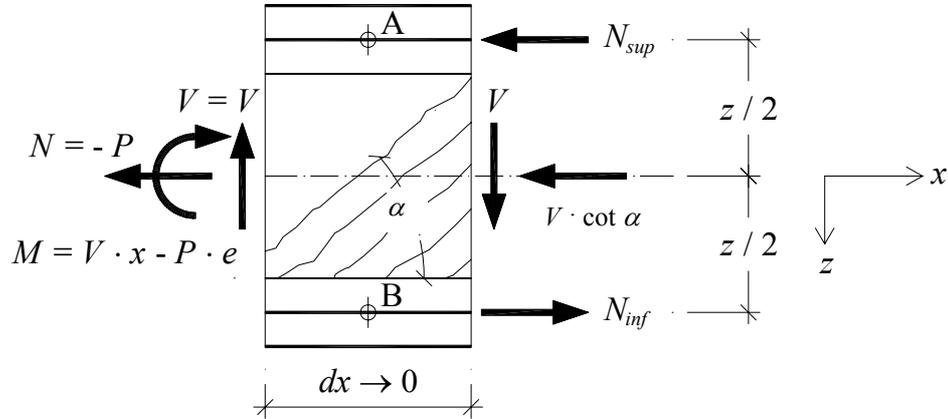


Figure B.15: Equilibre d'une poutre à âme mince et deux ailes, sollicitée par deux charges ponctuelles  $V$  et une précontrainte  $P$

Les déformations des ailes se calculent à partir des sollicitations (deux charges ponctuelles  $V$  et une précontrainte horizontale  $P$  agissant avec une excentricité  $e$ ), fig. B.15. L'équilibre des moments autour du point B permet de trouver l'équation (45) a), après avoir divisé les forces par la rigidité de l'aile supérieure ; on procède de même pour l'aile inférieure (point A). Pour faciliter les calculs, une élasticité linéaire a été admise pour les ailes, que cela soit en compression ( $E \cdot A = E_c \cdot A_{id}$ ) ou en traction ( $E \cdot A = E_s \cdot A_s$ ).

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\text{sup}} &= \frac{1}{E_{\text{sup}} \cdot A_{\text{sup}}} \cdot \left( P \cdot \left( \frac{e}{z} - \frac{1}{2} \right) + V \cdot \left( \cot \alpha \cdot \frac{1}{2} - \frac{x}{z} \right) \right) \\ \varepsilon_{\text{inf}} &= \frac{1}{E_{\text{inf}} \cdot A_{\text{inf}}} \cdot \left( P \cdot \left( -\frac{e}{z} - \frac{1}{2} \right) + V \cdot \left( \cot \alpha \cdot \frac{1}{2} + \frac{x}{z} \right) \right) \end{aligned} \quad (45) \text{ a) et b)}$$

Les équations (45) a) et b) permettent de d'établir la relation entre la déformation longitudinale de l'âme  $\varepsilon_x$  et la précontrainte horizontale  $P$ , en admettant une rupture par écrasement de l'âme, avec une ductilité limitée du béton de l'âme ( $\varepsilon_3 = \varepsilon_0$ ) et un facteur  $k_c$  variable, selon fig. B.4 d). Donc, sauf pour  $\varepsilon_3$ , la géométrie de la poutre (qui inclut le taux mécanique d'armature transversale  $\omega_z$ ), la précontrainte  $P$  et la position  $x$  sur l'axe de la poutre où l'équilibre est considéré, il n'y a pas de valeurs imposées. La solution du système d'équation se fait en résolvant les 9 équations (21), (31), (32), (36), (38), (43), (44), (45) a) et b) pour les 9 inconnues  $\tan(\alpha)$ ,  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_z$ ,  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_{\text{sup}}$ ,  $\varepsilon_{\text{inf}}$ ,  $k_c$ ,  $V$ ,  $\tau$ . En introduisant (45) dans (44), en mettant (21) dans (38) et (43) et en utilisant (32) dans (36), les quatre équations suivantes peuvent être trouvées, avec comme seules inconnues  $\tan(\alpha)$ ,  $\varepsilon_x$ ,  $k_c$  et  $V$  :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{2} \left[ V \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \cot \alpha \cdot EA_{(+)}^{-1} + \frac{x}{z} \cdot EA_{(-)}^{-1} \right) - P \cdot \left( \frac{e}{z} \cdot EA_{(-)}^{-1} + \frac{1}{2} \cdot EA_{(+)}^{-1} \right) \right] \\ EA_{(+)}^{-1} &= \left( \frac{1}{EA_{\text{inf}}} + \frac{1}{EA_{\text{sup}}} \right), \quad EA_{(-)}^{-1} = \left( \frac{1}{EA_{\text{inf}}} - \frac{1}{EA_{\text{sup}}} \right) \end{aligned} \quad (46)$$

$$V = b_w \cdot z \cdot f_c \cdot \frac{\omega_z}{\tan \alpha} \cdot \min \left[ 1; \frac{1}{\varepsilon_{\text{sy}}} \cdot \left( \varepsilon_3 + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_3}{\tan^2 \alpha} \right) \right] \quad (47)$$

$$V = b_w \cdot z \cdot f_c \cdot k_c \cdot \frac{\tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (48)$$

$$k_c = \min \left[ 0.8 ; \left( 1.05 + 80 \cdot \left( \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_3}{\tan^2 \alpha} \right) \right)^{-1} \right] \quad (49)$$

Ce système d'équations peut être résolu, en respectant les deux conditions de minimum contenues dans les équations, qui représentent l'écoulement des étriers (47) et la limite du rapport entre la résistance à la compression du béton fissuré et uniaxiale (49). Cela conduit à quatre cas différents qui doivent tous être considérés. Il faut également identifier les valeurs pour lesquelles l'aile supérieure atteint sa résistance  $-k_{c, aile} \cdot f_c - \eta_{\varepsilon, aile} \cdot f_c$ , pour lesquelles l'aile inférieure est décomprimée et pour lesquelles l'armature inférieure commence à plastifier. Le calcul a été effectué pour la géométrie de la poutre montrée à la fig. B.16.

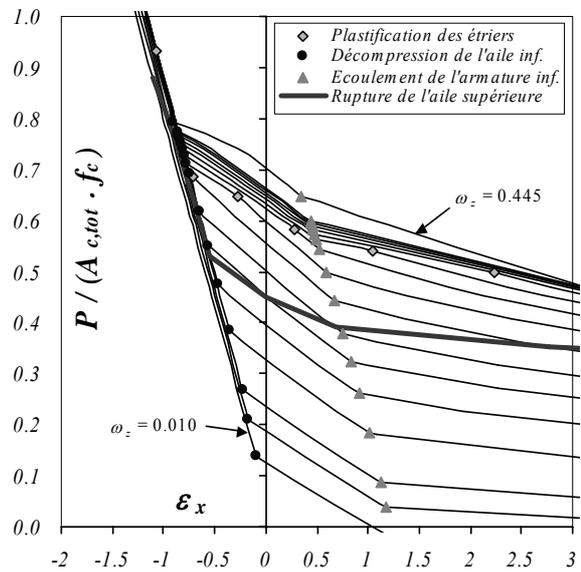
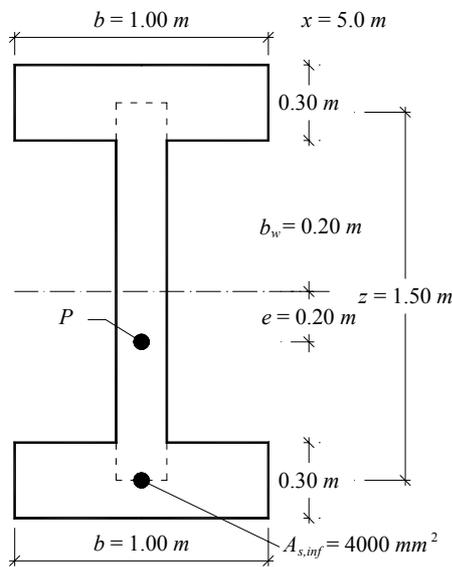


Figure B.16: Géométrie admise pour la solution des équations

Figure B.17: Relation  $P / (A_{c,tot} \cdot f_c) - \varepsilon_x$  (%) pour les paramètres de poutre choisis

La fig. B.17 montre la relation  $P / (A_{c,tot} \cdot f_c) - \varepsilon_x$ , en fonction d'un taux mécanique d'armature d'étriers  $\omega_z$  variable pour les paramètres de la poutre de la fig. B.16. La rigidité à la compression de la poutre, exprimée par la pente des courbes, diminue d'un facteur quatre environ lors de la décompression de l'aile inférieure, pour encore diminuer de moitié quand l'armature inférieure se plastifie. La plastification des étriers n'a pas d'influence visible sur la rigidité à la compression de la poutre. Pour un grand taux mécanique d'armature d'étriers  $\omega_z$ , la rupture de l'âme est précédée par la rupture en compression de l'aile supérieure, quelle que soit la précontrainte  $P$  (ligne épaisse dans la fig. B.17). Le diagramme illustre le fait que, lors d'un dimensionnement à la rupture par écoulement de l'armature inférieure et par écrasement du béton de l'aile supérieure, le choix du taux d'armature d'étriers et de la précontrainte influencent le comportement à la flexion de la poutre. Au lieu de procéder séparément au dimensionnement à l'effort tranchant et à la flexion, il est, selon ce modèle (basé sur les principes évoqués auparavant), plus justifié de faire un dimensionnement qui inclut la flexion et l'effort tranchant. Le modèle d'analyse présenté permet cette approche ; la méthode des champs de contraintes constitue un autre modèle pour atteindre ce but.



## 9. Annexe C: Vérification des poutres du Viaduc « Sopra le Cantine » selon la SIA 262

Cette annexe présente une vérification de la résistance à l'effort tranchant des âmes des poutres du viaduc « Sopra le Cantine » selon la norme SIA 262 [2003] en considérant les actions de projet calculées selon la SIA 261 [2003] sur le système originale du pont et en tenant compte de la résistance effective du béton.

La section critique à l'effort tranchant est montrée dans la fig. C.1, où le taux d'étriers est constant et égal à  $\rho_w = 0.63 \%$ .

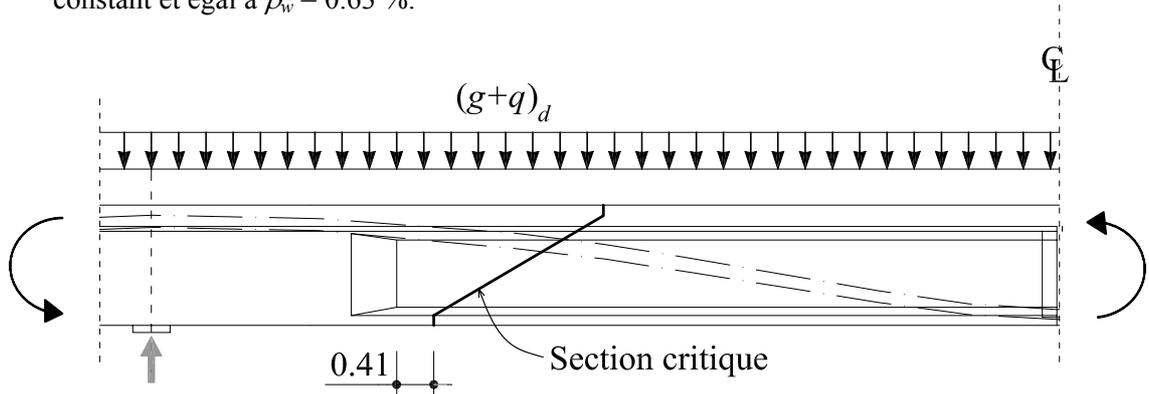


Figure C.1: Section critique à l'effort tranchant

La valeur de la résistance caractéristique du béton dans les éléments préfabriqués est estimée à partir des résultats des résistances du tableau 4.1 comme  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$  ( $= f_{cm} - 1.5 \cdot s_{fc}$ , où  $s_{fc}$  est l'écart type des résistances). Cette valeur correspond selon la norme SIA 262 [2003] à une qualité de béton C45/55. La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton résulte :

$$f_{cd} = \eta_{fc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \left(\frac{30}{45}\right)^{1/3} \cdot \frac{45}{1.5} = 26.2 \text{ MPa} \quad (\text{C.1})$$

La résistance de calcul pour les bielles de l'âme est obtenue à partir de la valeur précédente en tenant compte des réductions dues à la fissuration ( $k_c$ ) et à la présence des gaines ( $\eta_D$ ) :

$$f_{cd,w} = f_{cd} \cdot k_c \cdot \eta_D = 26.2 \cdot 0.60 \cdot 0.76 = 11.9 \text{ MPa} \quad (\text{C.2})$$

La valeur de l'angle des bielles dans l'âme ( $\alpha$ ) est obtenue à partir de l'équilibre vertical des forces, voir fig. C.2.

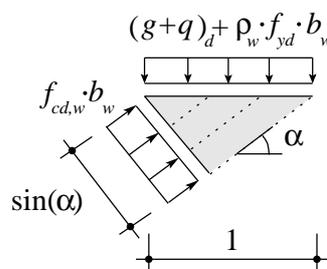


Figure C.2: Equilibre des forces verticales par unité de longueur

Il en résulte :

$$f_{cd,w} \cdot b_w \cdot \sin^2(\alpha) = (g + q)_d + \rho_w \cdot f_{yd} \cdot b_w \quad (C.3)$$

et, en admettant  $f_{yd} = 435$  MPa, on obtient :

$$\alpha = \arcsin \sqrt{\frac{\rho_w \cdot f_{yd} \cdot b_w + (g + q)_d}{f_{cd,w} \cdot b_w}} = \arcsin \sqrt{\frac{0.00628 \cdot 435 \cdot 0.125 + 48}{11.9 \cdot 0.125}} = 30.7^\circ \quad (C.4)$$

La valeur de la résistance à l'effort tranchant ( $V_{Rd}$ ) peut être calculée comme :

$$V_{Rd} = V_{st,d} + V_{(g+q)d} + V_{P,\infty} \quad (C.5)$$

Où l'effort tranchant repris par le câble ( $V_{P,\infty}$ ) est égal à 0.125 MN. La valeur de la charge  $(g+q)_d$  sur la section critique est égale à :

$$V_{(g+q)d} = z \cdot \cot(\alpha) \cdot (g + q)_d = 1.1 \cdot \cot(30.7) \cdot 0.048 = 0.089 \text{ MN} \quad (C.6)$$

et la contribution des étriers vaut :

$$V_{st,d} = z \cdot \cot(\alpha) \cdot \rho_w \cdot b_w \cdot f_{yd} = 1.1 \cdot \cot(30.7) \cdot 0.00628 \cdot 0.125 \cdot 435 = 0.632 \text{ MN} \quad (C.7)$$

Finalement, la valeur de  $V_{Rd}$  est :

$$V_{Rd} = 0.632 + 0.089 + 0.125 = 0.846 \text{ MN} \quad (C.8)$$

Cette valeur de  $V_{Rd}$  est plus grande que la valeur de la sollicitation à l'effort tranchant ( $V_{Sd}$ ) qui, selon les calculs du projet vaut 0.75 MN.

## 10. Annexe D: Articles cités de la norme SIA 262

Les chiffres suivants de la norme SIA 262 [2003] ont été cités dans le présent rapport :

### Chiffre 4.2.1.7

Pour le dimensionnement des voiles et de l'âme des poutres, on utilisera la résistance réduite du béton à la compression  $k_c f_{cd}$  ; le coefficient de réduction  $k_c$  prend les valeurs suivantes:

- |             |  |
|-------------|--|
| $k_c = 1,0$ | zone de nœuds et états de compression uniaxiale pure (bielles de compression, par exemple)   |
| $k_c = 0,8$ | champs de compression avec fissures parallèles au sens de compression et armature de traction perpendiculaire  |
| $k_c = 0,6$ | champs de compression avec armature en biais par rapport au sens de compression (âmes de poutres, par exemple)   |
| $k_c = 0,4$ | champs de compression avec armature en biais par rapport au sens de compression, lorsqu'il faut s'attendre à des déformations plastiques de la membrure dans le segment de poutre considéré. |

Pour le béton léger, les valeurs ci-dessus seront réduites à l'aide du facteur  $\eta$ , conformément à l'équation (9).

### Chiffre 4.3.1.1

Le dimensionnement sera généralement entrepris sur la base de champs de contraintes.

### Chiffre 4.3.3.3

Éléments de construction avec armature d'effort tranchant

#### Chiffre 4.3.3.3.2

L'inclinaison du champ de compression sera choisie librement à l'intérieur des limites suivantes:

$$25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (34)$$

On pourra s'écarter des valeurs ci-dessus lorsque le cas est justifié (par exemple en présence d'un effort normal significatif dans l'âme). Lorsque la poutre porteuse est soumise à un effort de traction axial, il est recommandé de choisir  $\alpha = 45^\circ$  pour l'inclinaison des champs de compression.

#### Chiffre 4.3.3.3.4

Lors du contrôle des dimensions de l'âme, on vérifiera que la résistance à la compression  $k_c f_{cd}$  selon le chiffre 4.2.1.8 n'est pas dépassée. On pourra appliquer le calcul de vérification aux champs de compression situés immédiatement à côté des éventails sur appuis et au voisinage des zones d'introduction de charges importantes. Les bielles de compression et les nœuds feront l'objet de vérifications particulières.

#### Chiffre 4.3.3.3.5

Lorsque les unités de précontrainte avec adhérence ont des gaines de diamètre  $\varnothing_H > b_w / 8$ , on calculera la résistance ultime des champs de compression sur la base de la valeur nominale de l'épaisseur de l'âme:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \varnothing_H \quad (35)$$

Pour les unités de précontrainte sans adhérence, cette valeur devient:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \varnothing_H \quad (36)$$

On déterminera  $\sum \varnothing_H$  pour la position la plus défavorable de l'unité de précontrainte.

#### Chiffre 4.3.3.4.5

On vérifiera les dimensions de l'âme pour l'inclinaison choisie du champ de compression. La résistance des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant verticale est limitée à:

$$V_{Rd,c} = b_w z k_c f_{cd} \sin \alpha \cos \alpha \quad (39)$$

Celle des poutres pourvues d'une armature d'effort tranchant inclinée est limitée à:

$$V_{Rd,c} = b_w z k_c f_{cd} (\cos \alpha + \cot \beta \sin \alpha) \sin \alpha \quad (40)$$

Pour des poutres précontraintes, on effectuera les calculs avec l'épaisseur nominale de l'âme selon le chiffre 4.3.3.3.5.

## 11. Références

- AASHTO LRFD, “Bridge Design Specifications and Commentary”, 3<sup>rd</sup> Ed., American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, D. C., 2004, 1264 p.
- ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and commentary (318R-05)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2004, 430 p.
- ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”; *Journal of Structural Engineering*; décembre 1998; pp.1375–1417
- BS 5400-4:1990, “Steel, Concrete and Composite Bridges – Part 4: Code of Practice for Design of Concrete Bridges”, Londres, R.U., 1990, 79 p.
- Campbell, T.I., Batchelor, B., Chitnuyanondh, L.; “Web crushing in concrete girders with prestressing ducts in the web”; *PCI-Journal*; septembre - octobre 1979; pp.71-87
- Chitnuyanondh, L., “Shear failure of Concrete I-Beams with prestressing ducts in the web”; thèse présentée à la Queens University, Kingston, Canada; 1976; 245 p.
- Clarke, J.L., Taylor, H.P.J., “Web crushing – a review of research”; Technical Report 42-509; Cement & Concrete Association; Londres; août 1975, 16 p.
- Comité Euro-International du Béton, “CEB-FIP Model Code for Concrete Structures”, Bulletin d’Information, 124/125-E, Paris, France, 1978, 348 p.
- Comité Euro-International du Béton, “CEB-FIP Model Code 1990”, Thomas Telford Publishing, Londres, R.U., 1993, 460 p.
- Eurocode 2, “Design of Concrete Structures”, Part 1-1, General rules and rules for buildings, prEN1992-1-1, 1992, Bruxelles, Belgique, 252 p.
- Eurocode 2, “Design of Concrete Structures”, Part 1-1, General rules and rules for buildings, prEN1992-1-1, 2004, Bruxelles, Belgique, 222 p.
- Fernández Ruiz, M., et Muttoni, A., “On the development of suitable stress fields”, *ACI Structural Journal*, article accepté pour publication.
- Ganz, H. R., Ahmad, A., et Hitz, H., “Load transfer through concrete sections with grouted ducts”, Rapport 242e, VSL, Bern, 1992, 20 p.
- Gaynor, R. D., “Effect of Horizontal Reinforcing Steel on the Strength of Molded Cylinders”; *Journal of the American Concrete Institute*; juillet 1965; pp. 837-840
- Hars, E., et Muttoni, A., “Essais sur prisme pour l’évaluation de l’effet de la présence d’une gaine de précontrainte”, Rapport des essais, IS- BETON, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006, 12 p.
- Kaufmann, W. “Strength and Deformations of Structural Concrete subjected to In-Plane Shear and Normal Forces”; IBK-Bericht Nr. 234; Institut für Baustatik und Konstruktion; Birkhäuser Verlag Basel; ETH Zürich; juillet 1998; 147 p.
- Leonhardt, F., “Abminderung der Tragfähigkeit des Betons infolge stabförmiger, rechtwinklig zur Druckrichtung angeordnete Einlagen”; *Festschrift Rüschi*; Stahlbetonbau; Berichte aus Forschung und Praxis; Ernst und Sohn Verlag; Berlin; 1969; pp. 71-78
- Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., et Sigrist, V., “Tension chord model for structural concrete”, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol. 8, No. 4, 1998, pp. 287-298
- Matt, P., “Qualitätsgesicherte und überwachbare Spannsysteme im Brückenbau”, Département fédéral des transports, des communications et de l’énergie, Office fédéral des routes, Rapport 192, octobre 1990, 88 p.
- Muttoni, A., “Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton”; IBK rapport n° 176; ETH Zürich; juin 1990; 158 p.

- Muttoni, A., Schwartz, J., and Thürlimann, B., “Design of concrete structures with stress fields”, Birkhäuser / Springer, 1997, 145 p.
- Muttoni, A., Burdet, O. L., et Hars, E., “Effect of duct type on shear strength of thin webs”, ACI Structural Journal, V. 103, No. 5, 2006, pp.729-735.
- Rezai-Jorabi, H., Regan, P.E., “Shear resistance of prestressed concrete beams with inclined tendons”, The Structural Engineer; vol.64B n°3; septembre 1986; pp. 63–75
- SIA 162, “Ouvrages en béton”; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; 1989, 86 p.
- SIA 162, “Ouvrages en béton”; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; 1993, 86 p.
- SIA 260, “Bases pour l’élaboration des projets de structures porteuses”; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; 2003, 44 p.
- SIA 260, “Actions sur les structures porteuses”; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; 2003, 116 p.
- SIA 262, “Construction en béton”; Société suisse des ingénieurs et des architectes; Zürich; 2003, 94 p.
- Zwicky, D., “Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken”, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2002, 228 p.

## 12. Symboles

$A$	aire
$A_{sz}$	aire d'armature transversale disposée avec un espacement $s$
$A_{sw}$	aire d'un étrier disposé avec un espacement $s$
$E_{cm}$	module d'élasticité moyenne du béton
$E_s$	module d'élasticité de l'acier
$EA_{(+)}^{-1}$	somme des inverses de la rigidité des ailes
$EA_{(-)}^{-1}$	différence entre les inverses de la rigidité de l'aile inférieure et de l'aile supérieure
$F_w$	force reprise par les bielles de l'âme d'une poutre
$M$	moment de flexion
$N$	effort de compression
$N_w$	force reprise par l'âme d'une poutre
$N_{sup}$	force reprise par l'aile supérieure d'une poutre
$N_{inf}$	force reprise par l'aile inférieure d'une poutre
$P$	force de précontrainte
$P_d$	force de précontrainte de dimensionnement à l'état le plus défavorable (après les pertes dues à la relaxation, au retrait et au fluage si l'effet de la précontrainte est favorable)
$P_y$	force de précontrainte quand la limite d'écoulement est atteinte
$P_u$	force de précontrainte à la rupture
$P_{\infty}$	force de précontrainte après les pertes dues à la relaxation, au retrait et au fluage
$V$	effort tranchant
$V_{test}$	effort tranchant mesuré lors d'un essai
$V_{S-SF}$	effort tranchant calculé avec un champ de contraintes non dévié
$V_{D-SF}$	effort tranchant calculé avec un champ de contraintes dévié
$V_{C-SF}$	effort tranchant calculé avec un champ de contraintes continu
$V_c$	effort tranchant repris par le béton
$V_{st}$	effort tranchant repris par les étriers de l'âme
$V_P$	effort tranchant repris par la composante verticale de la force de précontrainte d'un câble incliné
$V_{P_{\infty}}$	effort tranchant repris par la composante verticale de la force de précontrainte d'un câble incliné après pertes
$V_{P,d}$	effort tranchant de dimensionnement repris par la composante verticale de la force de précontrainte d'un câble incliné
$a_N, a_S$	distance entre charges et appuis
$b_N, b_S$	distance entre appuis et bords de poutre
$b_{w,nom}$	épaisseur effectif de l'âme
$b_w$	épaisseur de l'âme
$b$	largeur des ailes
$c$	largeur du panneau, distance entre charges
$e$	excentricité
$f_c$	résistance du béton à la compression sur cylindre
$f_{c0}$	résistance de référence du béton à la compression sur cylindre

$f_{cm}$	résistance moyenne du béton à la compression
$f_{ce}$	résistance effective du béton à la compression
$f_{cy}$	limite d'écoulement de l'acier d'armature
$k$	coefficient de réduction du épaisseur d'une âme dû à la présence d'une gaine
$k_c$	coefficient de réduction de la résistance à la compression d'une âme dû à l'état des déformations transversales
$s$	espacement entre étriers
$s_{fc}$	écart type
$w$	gonflement de l'âme
$x$	coordonnée
$z$	coordonnée, bras de levier
$\varnothing_H$	diamètre de la gaine
$\alpha$	angle des bielles comprimées
$\alpha_{lim}$	angle maximale des bielles comprimées
$\beta$	angle entre le câble de la précontrainte et l'axe de la poutre
$\gamma_p$	facteur partiel de la précontrainte
$\delta$	rapport entre la somme des diamètres des gaines qui se situent à la même hauteur dans l'âme, et l'épaisseur de l'âme
$\varepsilon$	déformation
$\varepsilon_s$	déformation de l'acier
$\varepsilon_x$	déformation longitudinal
$\varepsilon_z$	déformation de l'armature transversale (étriers)
$\varepsilon_1$	déformation principale maximale
$\varepsilon_3$	déformation du béton minimale principale parallèle à la bielle
$\varepsilon_x$	déformation longitudinale de la poutre
$\varepsilon_0$	déformation négative du béton à laquelle la résistance à la compression est atteinte
$\varepsilon_{sup}$	déformation longitudinale de l'aile supérieure
$\varepsilon_{inf}$	déformation longitudinale de l'aile inférieure
$\eta_{fc}$	coefficient de réduction de la résistance à la compression du béton dû à sa fragilité
$\eta_D$	coefficient de réduction de la résistance à la compression d'une âme dû à la présence d'une gaine
$\rho_w$	taux d'armature transversale (étriers)
$\sigma_c$	contrainte dans le béton
$\sigma_{c3}$	contrainte dans béton minimale principale parallèle à la bielle
$\sigma_s$	contrainte dans l'acier
$\sigma_{sz}$	contrainte dans l'acier des étriers
$\sigma_p$	contrainte dans l'acier de précontrainte
$\sigma_{p,0}$	contrainte avant pertes dans l'acier de précontrainte
$\sigma_{p,\infty}$	contrainte après pertes dans l'acier de précontrainte
$\tau_{bp}$	contrainte d'adhérence
$\tau$	contrainte de cisaillement
$\omega_z$	taux mécanique d'armature transversale
$\omega_{z,lim}$	taux mécanique d'armature transversale qui correspond à $\theta_{lim}$