

# Essais à l'effort tranchant sur des poutres précontraintes à âme mince

## Schubversuche an Spannbetonträgern mit dünnem Steg



Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne  
Institut des Structures  
Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON)

Eckart Hars  
Prof. Dr Aurelio Muttoni

Rapport 01.03-R1

Juin 2006

**Cette recherche a été soutenue par l'OFROU (Office Fédéral des Routes) et le Canton du Tessin**

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Introduction . . . . .	1
1.2	Remerciements . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Poutres d'essai</b>	<b>3</b>
2.1	Provenance . . . . .	3
2.2	Dimensions et armature . . . . .	6
2.3	Matériaux . . . . .	11
<b>3</b>	<b>Gestion des essais</b>	<b>21</b>
3.1	Bâti d'essai . . . . .	21
3.2	Mesures . . . . .	25
3.3	Exécution de l'essai . . . . .	32
3.4	Variation de paramètres . . . . .	34
<b>4</b>	<b>Résultats</b>	<b>37</b>
4.1	Dépouillement . . . . .	37
4.2	Chargement et déformée . . . . .	37
4.3	Fissuration et rupture . . . . .	52
4.4	Déformations du béton . . . . .	60
4.5	Câbles de précontrainte . . . . .	86
<b>5</b>	<b>Résumé et conclusions</b>	<b>93</b>
	<b>Références bibliographiques</b>	<b>94</b>
<b>A</b>	<b>Déformations de l'âme</b>	<b>97</b>



# 1 Introduction

## 1.1 Introduction

La résistance à l'effort tranchant d'une poutre précontrainte dépend d'une part de la résistance effective à la compression de l'âme et d'autre part de la reprise d'effort tranchant par les câbles de précontrainte inclinés et probablement par l'aile comprimée.

La résistance effective de l'âme dépend de la fissuration due à l'effort tranchant.

De plus, les câbles de précontrainte situés dans l'âme occupent souvent une partie considérable de son épaisseur. Ceux-ci constituent un obstacle pour les bielles de compression dans l'âme, réduisant ainsi l'épaisseur effective pour la reprise de l'effort tranchant par des bielles de compression dans le béton. Il peut en résulter une fissuration interne de l'âme le long des câbles qui, sous effort tranchant important, pourrait causer la rupture par éclatement du béton le long des câbles.

L'interaction entre la fissuration due à l'effort tranchant et la fissuration interne est peu connue.

Lorsqu'il s'agit des câbles de précontrainte injectés, alors l'adhérence influence le comportement à l'effort tranchant.

Il existe un vrai besoin d'étudier ces phénomènes à échelle réelle. L'interaction entre eux est difficile à reproduire sur des échantillons de taille réduite qui représentent seulement une partie de la structure.

Le but de cette campagne d'essais est d'investiguer ces phénomènes et leur interaction sur des poutres précontraintes à âme mince à échelle réelle. De cette manière, des effets d'échelle peuvent être évités.

Le pont "Viadotto Sopra le Cantine" a été construit au Tessin, Suisse, en 1967 et démolé en 2003. Cinq poutres ont été extraites et transportées à l'EPFL pour être testées au laboratoire de l'Institut de Structures. Elles ont une longueur de 16.5 m, une hauteur de 1.33 m, et une section en I avec une largeur de 0.75 m pour l'aile supérieure. Elles contiennent deux câbles de précontrainte paraboliques, qui forment la seule armature tendue continue au milieu de la poutre, où se situe un joint de construction. Pour extraire les poutres du viaduc, les têtes d'ancrage ont été coupées.

Six essais ont été réalisés sur les cinq poutres. Il s'agit d'essais en flexion à quatre points avec une charge horizontale de compression excentrée introduite afin d'augmenter la résistance à la flexion, dans le but de provoquer la rupture par effort tranchant. La position des charges verticales et des appuis, qui a été variée au cours de la série, constitue le paramètre principal varié.

### 1.2 Remerciements

Cette recherche a été réalisée au Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON) de la faculté ENAC, section de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, sous la direction du Professeur A. Muttoni. Je tiens à lui exprimer mes plus sincères remerciements pour ses conseils, sa disponibilité et son enthousiasme pour cette recherche.

Pour la réalisation des essais en laboratoire, je remercie Messieurs G. Oreiller, S. Demierre, H. Reist, R. Gysler, G. Pidoux et F. Perrin.

Au niveau financier, ce travail a été rendu possible en grande partie grâce au soutien de l'OFROU (Office Fédéral des Routes).

## 2 Poutres d'essai

### 2.1 Provenance

Le pont autoroutier "Viadotto Sopra le Cantine" se situe à Capolago au Tessin, Suisse (fig. 2.1). Avant sa démolition, l'ancien ouvrage était formé de deux ponts distincts composés eux-mêmes de 4 ponts de type poutre continue, habituellement d'une longueur de 80 m avec quatre travées de 20 m. Le pont situé en aval, vers la culée côté Chiasso, comportait en outre une poutre continue de 100 m de longueur (figures 2.2 et 2.3).

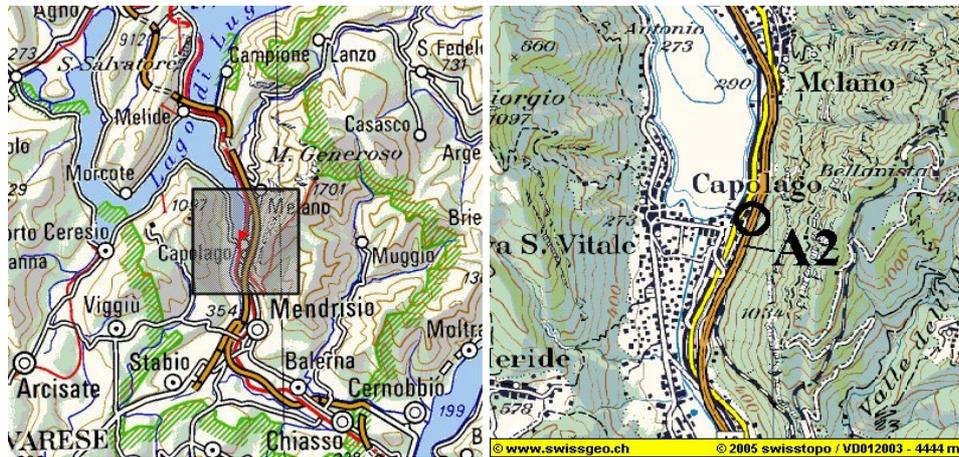


Figure 2.1: Viaduc "Sopra le Cantine" de l'autoroute A2 à Capolago, TI

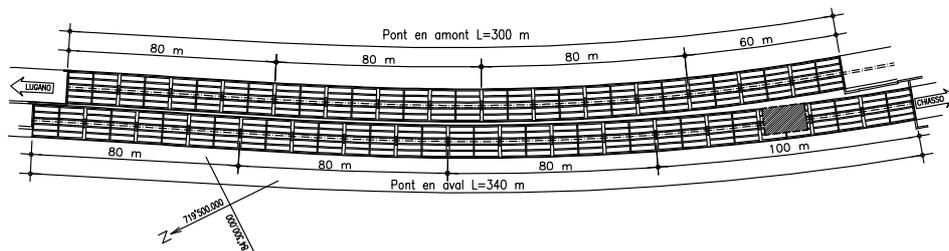


Figure 2.2: Situation du viaduc "Sopra le Cantine" et emplacement des poutres SH1 à SH5

Lors de la construction, des éléments préfabriqués avec une section en I ont été mis en place en utilisant un blondin (fig. 2.4). Pour cette raison, leur poids a été limité. De ce fait, leur âme est très mince – environ 125 mm – et leur longueur est d'environ 10 m, ce qui avait nécessité un étayage à mi-travée ainsi qu'un joint de construction en plus de ceux sur appui. La section transversale de chacun des deux ponts est formée de six de ces éléments préfabriqués (fig. 2.5), prétendus par des fils adhérents dans l'aile inférieure, et de la dalle de roulement rajoutée sur des coffrages perdus. Une entretoise lie les poutres à

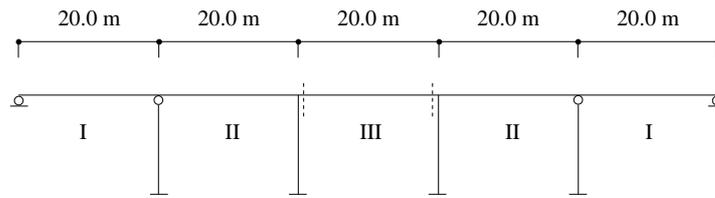
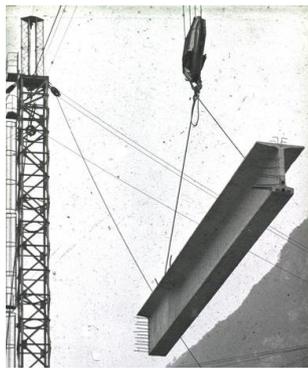


Figure 2.3: Système statique du pont de 100 m en aval ; travée III contient les poutres SH1 à SH5

mi-travée. La continuité sur appui et en travée est assurée par deux câbles de précontrainte paraboliques avec adhérence (fig. 2.6). Le diamètre des câbles représente environ la moitié de l'épaisseur de l'âme.



(a) élément préfabriqué

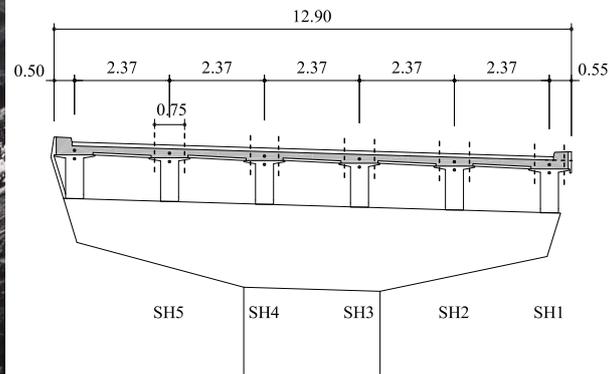


(b) étaillage à mi-travée

Figure 2.4: Construction du viaduc "Sopra le Cantine" en 1967



(a) travée avec entretoise ; piliers

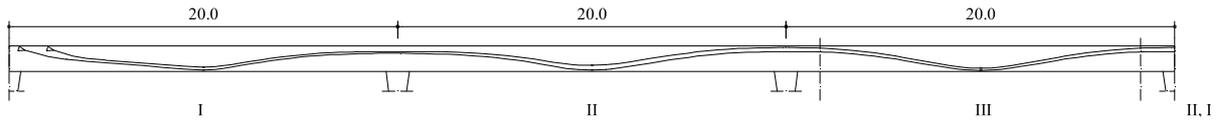


(b) section sur appui

Figure 2.5: Viaduc "Sopra le Cantine"

Pour des raisons liées à la fatigue et à la corrosion, et en vue d'un élargissement de la chaussée, le viaduc a été remplacé entre 2003 et 2005, (fig. 2.7). L'ancien viaduc est typique des ponts routiers réalisés en Suisse à l'époque de sa construction (1967)[4, 7].

Dans le cadre du projet ZEBRA, cinq poutres ont été extraites par sciage et transportées à l'EPFL (figures 2.8 et 2.9). Cinq poutres ont également été envoyées à l'EMPA (Eidgenössische Materialprüfanstalt) [1]. Les poutres livrées à l'EPFL proviennent du pont aval, plus précisément de la travée centrale de la poutre continue d'une longueur de 100 m. Le tracé des câbles est ainsi symétrique (figures 2.6). Des six poutres



**Figure 2.6: Poutre continue de 100 m du pont en aval avec tracé des câbles symétrique par rapport à la travée III**

par section, toutes sauf celle côté aval (qui contenait une protection en béton) ont été choisies (fig. 2.5). Celle en amont (SH1) se distingue des autres par la bordure, qui a été enlevée avant livraison. Leur mise en place au laboratoire de l'IS à l'EPFL a nécessité des appareils de levage spéciaux, notamment la présence d'une autogreue dans le laboratoire.

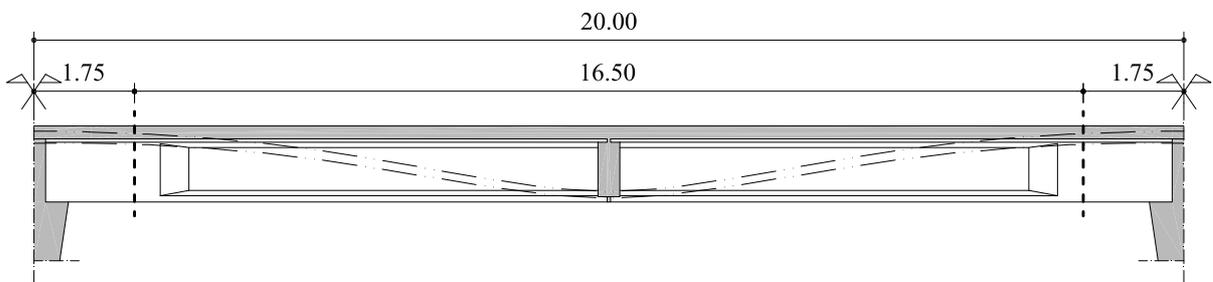
Le sciage transversal a été fait au voisinage des appuis, alors que le sciage longitudinal a été effectué de part et d'autre de l'aile supérieure (figures 2.5 et 2.8). L'espacement des éléments préfabriqués dans le pont était de 2.37 m. En raison des capacités de levage limitées du laboratoire à l'EPFL, l'aile supérieure a été sciée à une largeur  $b \approx 0.75$  m.



(a) élévation

(b) sur appui

**Figure 2.7: Démolition du pont en aval en 2003**



**Figure 2.8: Elevation de la travée III ; emplacement des coupes transversales**



Figure 2.9: Manipulation des poutres

## 2.2 Dimensions et armature

### Dimensions

Les cinq poutres SH1 à SH5 obtenues par sciage ont une longueur de 16.5 m, une hauteur de 1.33 m, une largeur d'environ 0.75 m et un poids de 18 t (figures 2.10 et 2.11). Elles ont été placées au laboratoire selon l'axe Nord-Sud (ou N-S). Il s'agit de cinq poutres en béton précontraint avec une section en I relativement élancée (élancement de l'âme :  $750/125 = 6$ ), avec un élargissement de l'âme aux extrémités. Le joint de bétonnage de 60 mm et l'entretoise de 0.38 m se situent à mi-travée. Dans le cas des poutres SH1 et SH3, l'entretoise a été enlevée avant l'essai. Toutes les poutres ont été testées avec deux forces verticales égales appliquées entre deux appuis. Une force horizontale de compression  $H$  a été appliquée de manière excentrée, dans le but d'éviter une rupture en flexion non souhaitée, avant d'atteindre la rupture par effort tranchant. Une précontrainte extérieure verticale  $F_{p,ext} = 1.0 \text{ MN}$  a été introduite à chaque extrémité afin d'éviter une rupture locale due à l'introduction de la charge horizontale. Le poids propre est admis comme une charge uniformément répartie :

$$g = 10.9 \text{ kN/m} \quad (2.1)$$

Le tableau 2.1 montre les paramètres géométriques des essais. Six essais ont pu être réalisés car la poutre SH4 a pu être testée deux fois. Les charges verticales et l'appui Nord ont été déplacés après le premier essai (SH4a) pour faire un deuxième essai sur la partie de la poutre restée intacte (SH4b).

Tableau 2.1: Géométrie des essais

Essai	$b_N$	$a_N$	$c$	$a_S$	$b_S$	$\ell$	$b$	$e_y$	$e_z$
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]
SH1	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03	10.44	740	48	52
SH2	1.83	4.44	3.96	4.44	1.83	12.84	745	51	37
SH3	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03	10.44	750	50	43
SH4a	1.00	3.23	0.84	10.73	0.70	14.80	705	55	33
SH4b	4.25	8.38	0.84	2.33	0.70	11.55	705	55	33
SH5	2.43	4.80	2.04	3.60	3.63	10.44	750	55	54

L'axe du viaduc était curviligne, d'où le dévers de l'aile supérieure et l'excentricité  $e_y$  de l'âme et de l'aile inférieure par rapport à l'aile supérieure (figures 2.12 et 2.13). L'excentricité  $e_y$  qui sera discutée

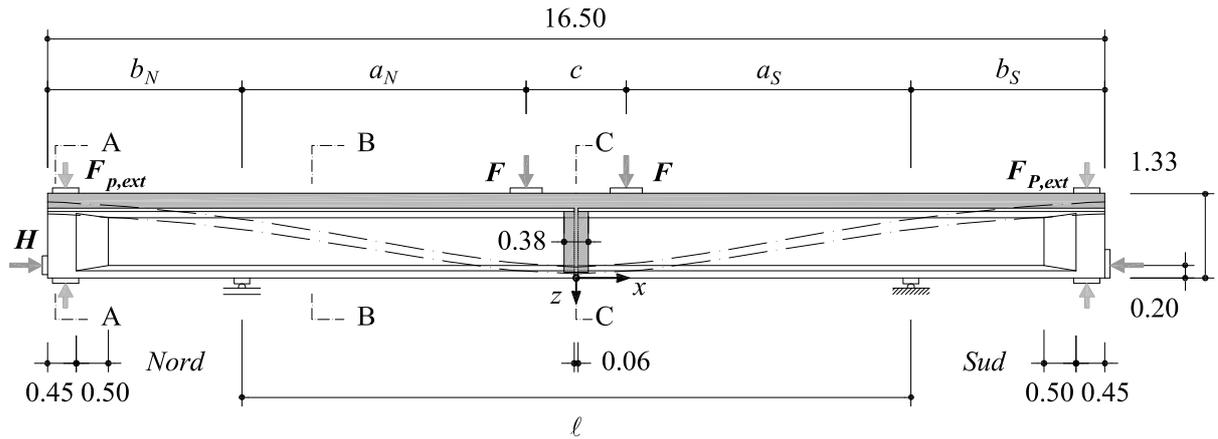


Figure 2.10: Géométrie et dimensions des poutres SH1 à SH5 (SH1 et SH3 sans entretoise)

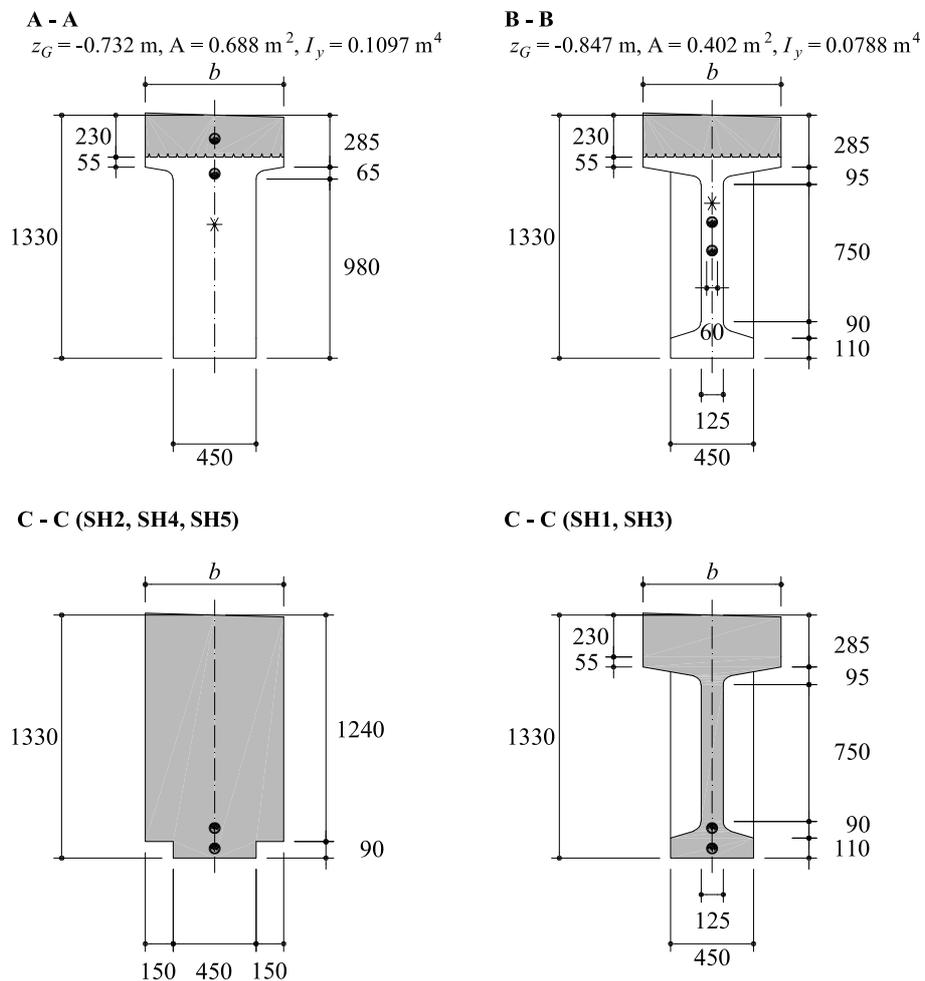


Figure 2.11: Section des poutres

dans le chapitre 3 n'est pas montrée dans la figure 2.11. L'enlèvement de la majeure partie de la dalle de roulement a considérablement réduit le poids propre, ce qui a causé une contreflèche  $e_z$  due à la précontrainte, et une fissuration de l'aile supérieure à mi-travée (fig. 2.14). Le tableau 2.1 montre les valeurs de  $e_y$  et  $e_z$ .

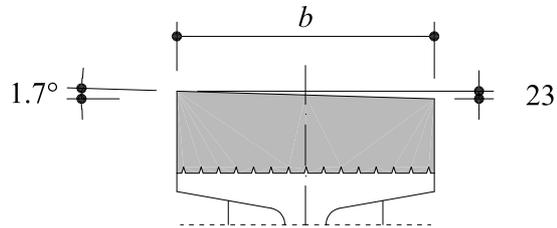


Figure 2.12: Inclinaison de l'aile supérieure due au dévers du viaduc

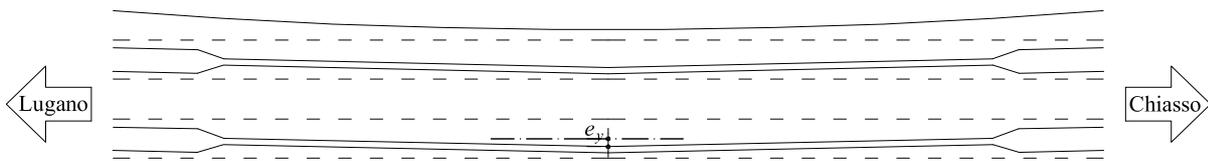


Figure 2.13: Excentricité due à l'axe curviligne du viaduc

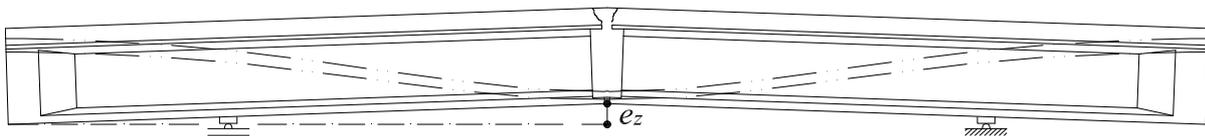


Figure 2.14: Contreflèche des poutres

## Armature

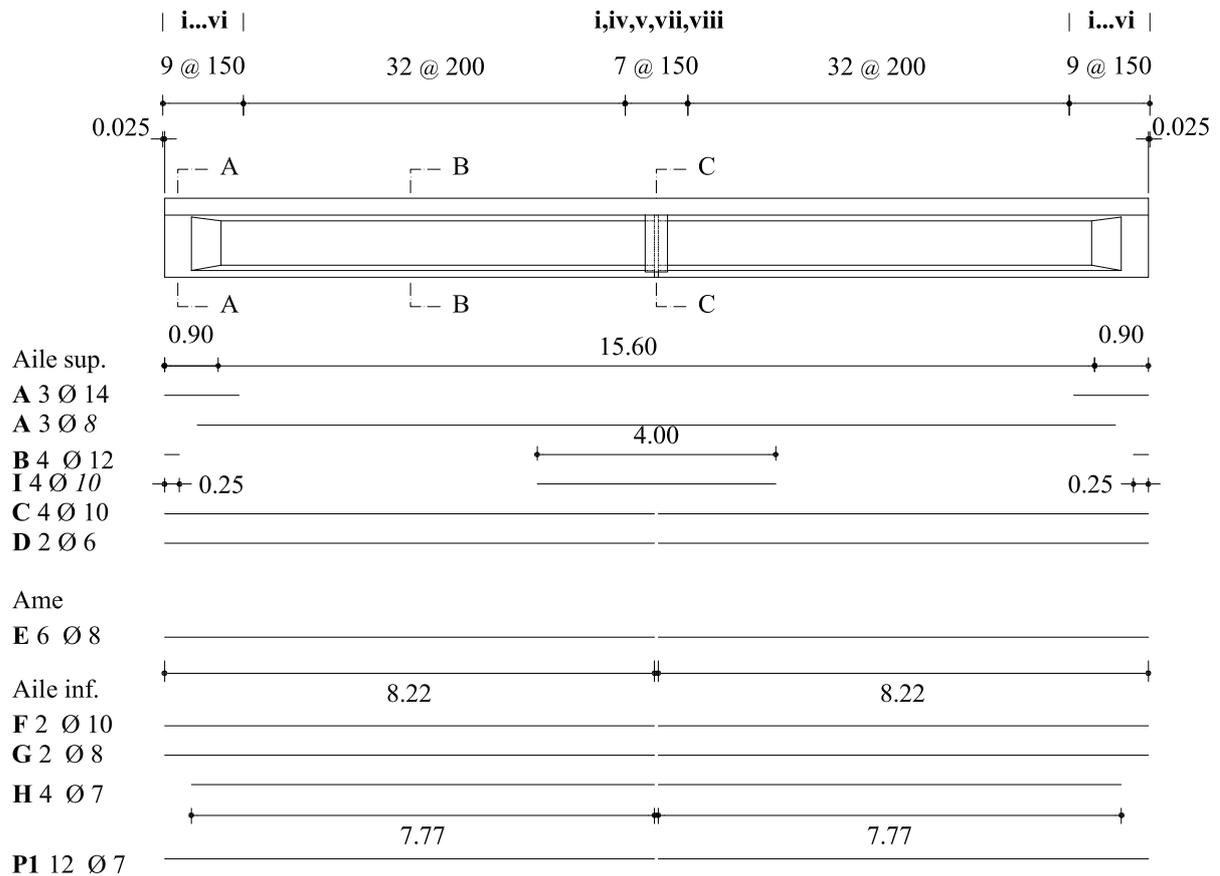
Les figures 2.15 et 2.16 montrent l'armature des poutres. Elle consiste en une armature passive longitudinale, qui est continue au milieu de la poutre uniquement dans la partie bétonnée in-situ, c'est-à-dire la plus grande partie de la dalle (positions **A** et **D**), mais interrompue dans la partie préfabriquée (positions **C** à **H**). Ceci provient du mode de construction.

Les 12 fils  $\varnothing 7$  adhérents prétendus dans l'aile inférieure (position **P1**) s'arrêtent également de part et d'autre du joint.

L'armature de l'aile inférieure consiste en une armature passive (Pos. **F**, **G**, **H**) de  $A_s = 412 \text{ mm}^2$ , dont le centre de gravité se situe à 58 mm du bord inférieur de la section, et en les fils adhérents de  $A_{p1} = 462 \text{ mm}^2$ , à une distance moyenne de 48 mm du bord inférieur. L'armature de l'aile supérieure (Pos. **A**, **C**, **D**) a une section de  $A_s = 522 \text{ mm}^2$ , et son centre de gravité se situe à 1.138 m du bord inférieur.

Les étriers de  $\varnothing 10$  (Pos. **ii**, **iii** / **vii**) ont un espacement de  $s = 200 \text{ mm}$ , pour un taux d'armature de  $\rho = 0.63\%$ . Au joint et aux extrémités, les étriers ont un espacement réduit de  $s = 150 \text{ mm}$  pour reprendre l'effort tranchant important dû à l'état de construction et final. Ils sont fermés en bas, et forment en haut un angle droit vers l'extérieur. Ils n'ont pas été soudés avec l'armature longitudinale passive.

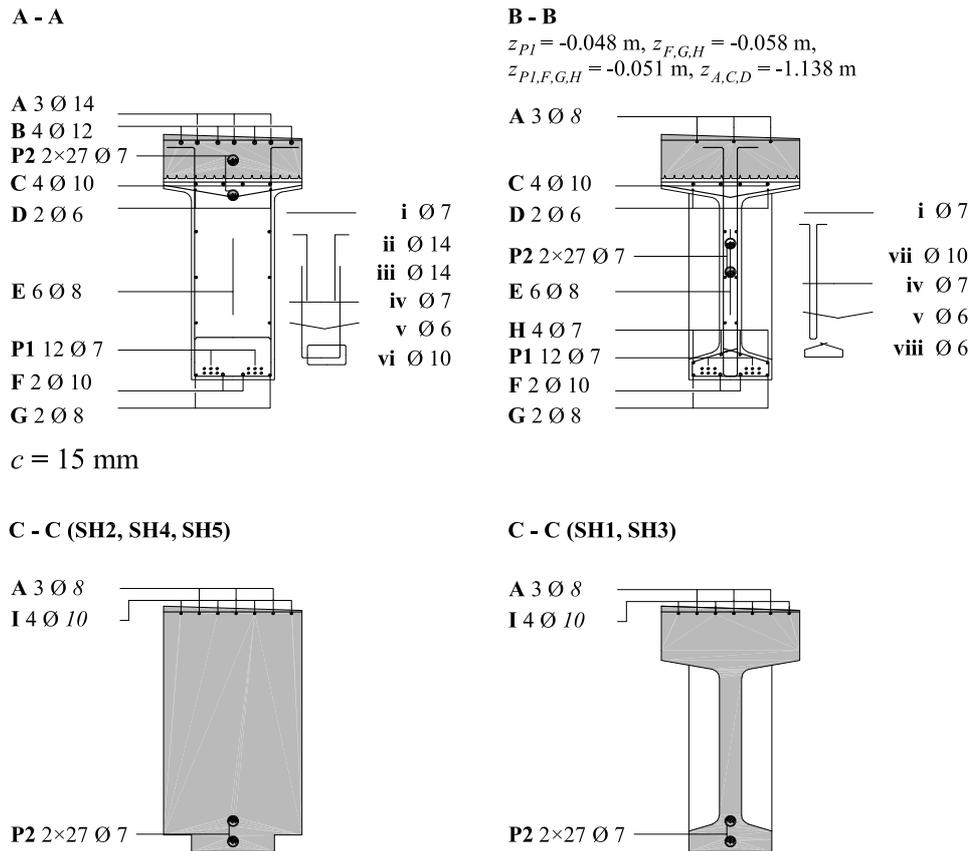
L'enrobage vaut  $c \approx 15 \text{ mm}$ .



Joints de recouvrement : Dalle in-situ :  $36\varnothing$ ; éléments préfabriqués : inconnu

**Figure 2.15: Poutres SH1 à SH5 : armature passive et fils adhérents précontraints**

Les deux câbles de précontrainte (position **P2**) sont chacun formés de 27 fils  $\varnothing 7$  ( $1039 \text{ mm}^2$ ). Les câbles ont un tracé inhabituel, avec une zone très étendue où la courbure produit des efforts de déviation vers le bas et où l'excentricité des fils est orientée vers le bas (figures 2.17, 2.18 et tab. 2.2). Ceci était



**Figure 2.16: Poutres SH1 à SH5 : armature passive et fils adhérents précontraints - section ; position du centre de gravité de l'armature inférieure (pondérée avec  $f_s$ )**

probablement dans le but d'obtenir une précontrainte concordante.

Le positionnement de la gaine lors de la construction était assuré par des barres placées chaque mètre en-dessus et en-dessous des gaines. Ces barres ont été retirées durant la prise du béton lors de la fabrication, et les trous remplis par du mortier.

Les indications des plans de l'époque de la construction du viaduc (*en italique* au tab. 2.2) ont été comparées avec des mesures faites sur toutes les poutres (en normal au tab. 2.2).

Le centre de gravité des fils de précontrainte  $z_{p,sup}, z_{p,inf}$ , décrit par trois paraboles symétriques par rapport au milieu de la poutre, est montré avec la position de la gaine dans la figure 2.18. A part des exceptions mentionnées, ce rapport se réfère à la position des fils déterminée par ces paraboles.

### Renforcement à mi-travée de la poutre SH2

Pour pouvoir solliciter davantage à la flexion la poutre de part et d'autre du joint, l'armature de l'aile inférieure de la poutre SH2 a été renforcée au niveau du joint (fig. 2.19). Le béton de l'aile inférieure a été enlevé sur une longueur d'environ 1 m. Six torons à haute résistance avec  $A_s = 150 \text{ mm}^2$  chacun ont ensuite été enfilés dans la cage d'armature, à une distance de 48 mm du bord inférieur de la poutre. Aux extrémités, les fils de ces torons ont été séparés et déformés, afin d'améliorer leur ancrage. Le tout a été bétonné avec un béton fibré à ultra haute performance autoplaçant.

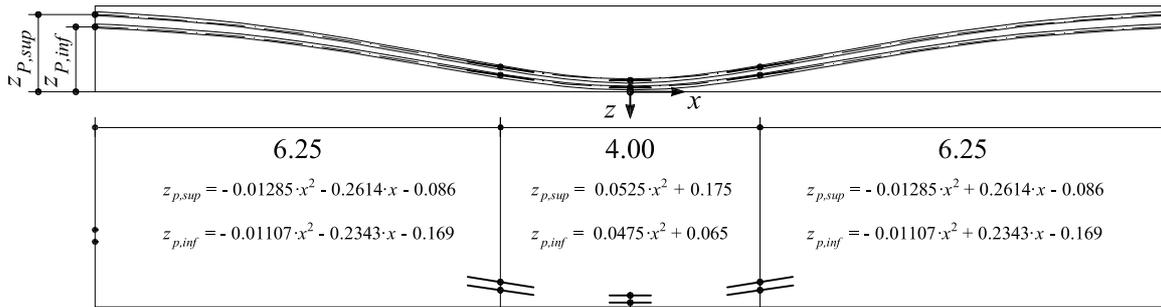


Figure 2.17: Câbles de précontrainte : position de la gaine et approximation de la position des fils par trois paraboles

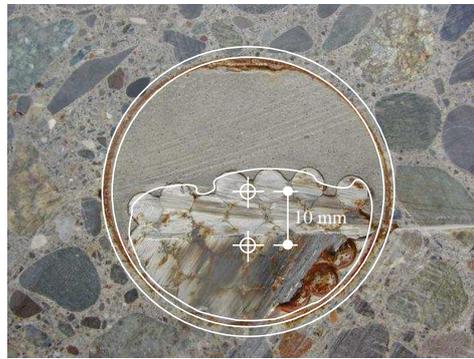


Figure 2.18: Gaine de précontrainte ; fils excentriques

Tableau 2.2: Géométrie du câble mesurée / selon plan : Axe de la gaine, excentricité des fils, axe des fils

$x$ [m]	-8.25	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	-0.03	0
<i>sup</i>											
$z_{gaine}$ [m]	1.206	1.200	1.130	1.035	0.909	0.745	0.558	0.375	0.230	0.165	0.165
$e_{z,p}$ [mm]	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	10	10	10	10
$z_{p,sup}$ [m]	1.196	1.190	1.120	1.025	0.899	0.735	0.548	0.385	0.240	0.175	0.175
<i>inf</i>											
$z_{gaine}$ [m]	1.020	1.010	0.950	0.865	0.746	0.589	0.417	0.245	0.110	0.055	0.055
$e_{z,p}$ [mm]	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	10	10	10	10
$z_{p,inf}$ [m]	1.010	1.000	0.940	0.855	0.736	0.579	0.407	0.255	0.120	0.065	0.065

## 2.3 Matériaux

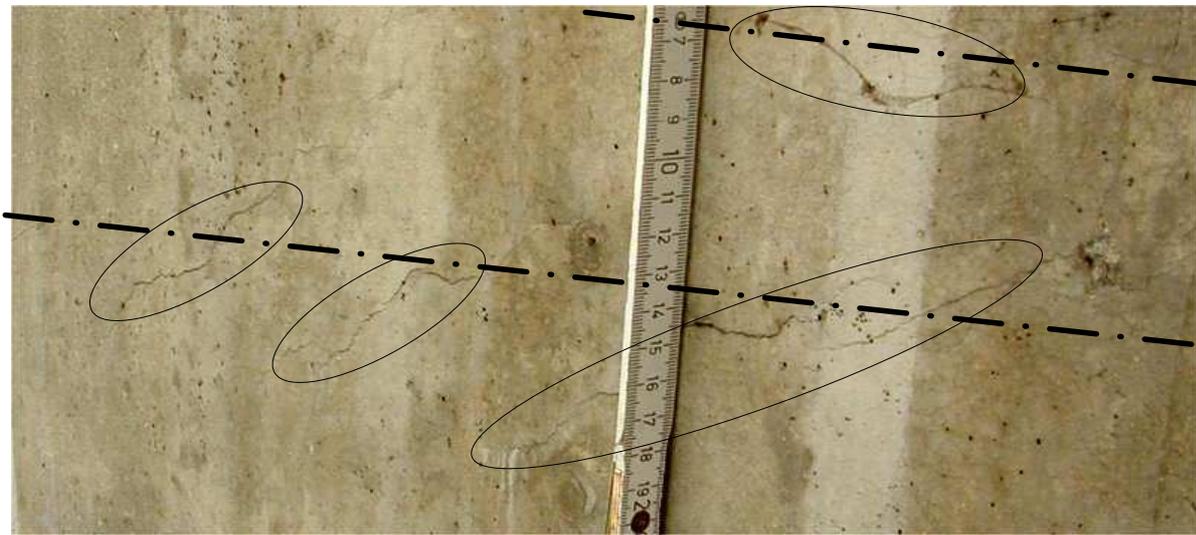
L'état des poutres est généralement bon.

L'âme ne montre pas de fissuration visible, à part le long du câble supérieur (fig. 2.20). Celle-ci est probablement due à la mise en place du béton lors de la fabrication. Vu la précontrainte importante, aucune fissuration n'a été constatée sur l'aile inférieure des poutres. Deux fissures induites par la précontrainte sont présentes dans l'aile supérieure au milieu de la poutre (fig. 2.14).

A en juger d'après les coupes effectuées, les gaines de précontrainte ont été injectées sans créer de



**Figure 2.19: Renforcement pour la poutre SH2 à mi-travée par des torons, confinés par du béton fibré à ultra haute performance**



**Figure 2.20: Etat du béton : fissuration de l'âme le long des câbles de précontrainte**

vides (fig. 2.18). Les fils forment un groupement compact, ce qui a probablement réduit la qualité de l'adhérence. Aux extrémités des poutres, la coupe des fils lors de l'extraction par sciage a provoqué un glissement des fils de plusieurs millimètres (fig. 2.21 (a)). La figure 2.21 (b) montre la gaine ouverte après essai, extraite dans la zone de rupture.

Les échantillons utilisés pour déterminer le comportement des matériaux ont été prélevés sur les cinq poutres par carottage, sciage et extraction par marteau piqueur (fig. 2.22). Il s'agit de cylindres et de prismes en béton, des barres d'armature et des câbles, dont des fils ont été extraits. Le fait que chaque poutre est formée de deux éléments préfabriqués a nécessité des prélèvements de béton dans la partie Nord et Sud de l'âme. Lors du carottage des cylindres de l'aile supérieure, la couche du béton préfabriqué ne s'est pas séparée de la partie bétonnée in-situ. Pour les essais sur cylindre, cette couche a été enlevée.

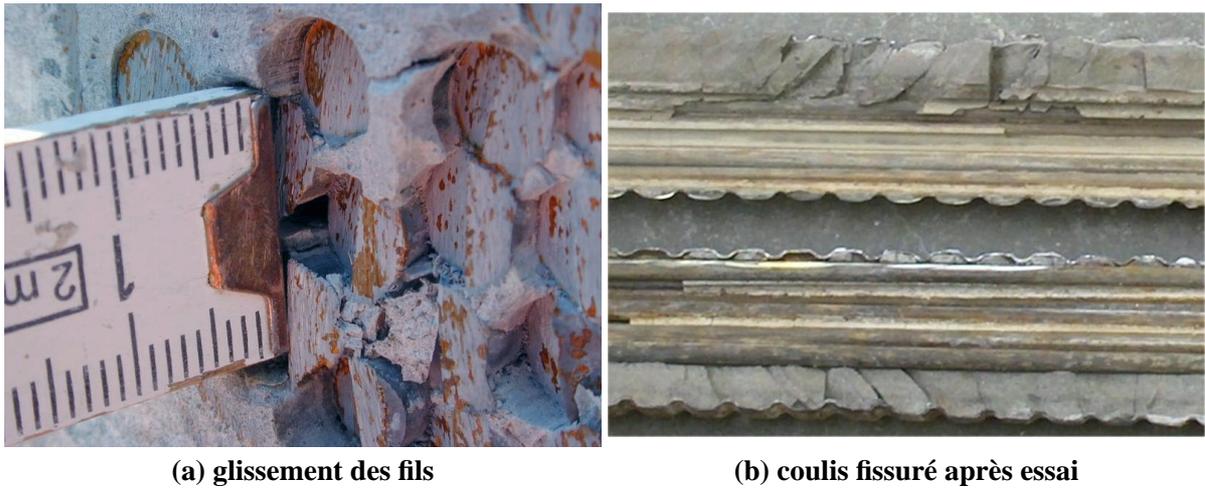


Figure 2.21: Etat des câbles de précontrainte

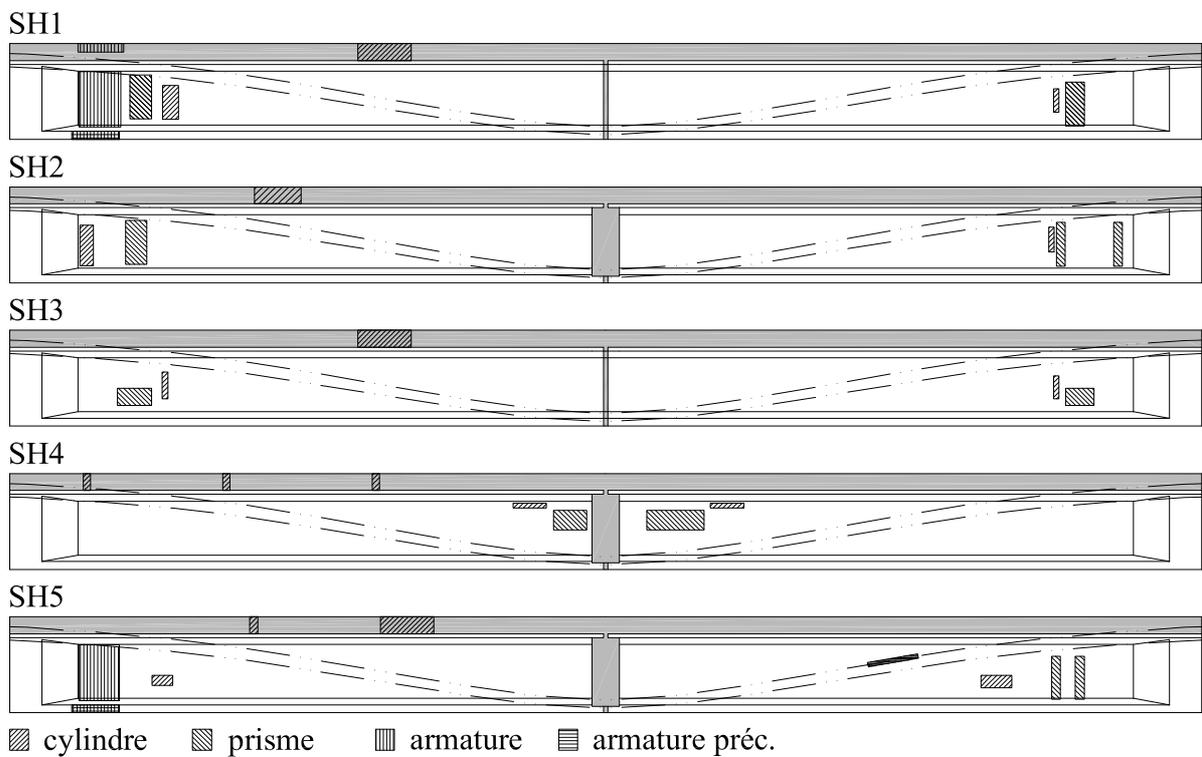


Figure 2.22: Prélèvement des échantillons sur les poutres

**Tableau 2.3: Caractéristiques des bétons (selon plan sauf granulométrie)**

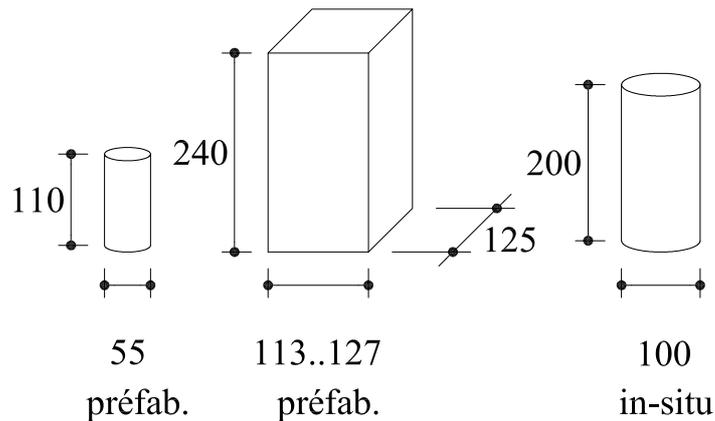
Partie [-]	Type [-]	Teneur en ciment [kg/m <sup>3</sup> ]	Granulométrie [mm]	$\beta_{w,nom,28}$ [MPa]
In-situ	BH300	300	0/32	30
Préfabriqué	BS325	325	0/16	>37.5

## Béton

Selon la documentation disponible, le béton est du type BH 300 à haute résistance pour la dalle de roulement et du type BS 325 aux exigences spéciales pour la partie préfabriquée, selon la norme SIA 162 de 1968 [5]. Cette norme n'est entrée en vigueur qu'en 1968, alors que le pont a été construit en 1967. Des versions préliminaires ont dû être à disposition.

Cette norme exige des contrôles de la résistance sur cube et des granulats pour les deux types de béton. La résistance nominale sur cube  $\beta_{w,nom,28}$  doit être atteinte par 5/6 des cubes testés. Pour un béton BS, il faut en outre prouver par des essais préliminaires que la qualité requise peut être atteinte lors de la fabrication. Les caractéristiques des bétons sont données dans le tableau 2.3. La granulométrie a été déterminée sur les échantillons.

Les propriétés du béton ont été mesurées sur des cylindres et prismes dans le cas du béton préfabriqué, et sur des cylindres dans le cas du béton fabriqué in-situ (fig. 2.23 et tab. 2.4 à 2.6). Les résultats sont montrés ainsi que le nombre d'essais (entre parenthèses).



**Figure 2.23: Echantillons en béton prélevés sur les poutres ; dimensions approximatives**

La dimension latérale des prismes correspond à l'épaisseur de l'âme  $b_w$ . Pour leur taille, les résultats obtenus sur les prismes ont été jugés plus représentatifs pour la résistance en compression  $f_{cm}$  des éléments préfabriqués que ceux obtenus sur les cylindres.

Les résultats sont supérieurs aux exigences de la norme, dû au vieillissement du béton. Les valeurs sont comparables à celle de Zwicky et Vogel, qui ont fait des essais sur des poutres issues d'un pont similaire [7].

La résistance  $f_{cm}$  vaut entre 47..60 MPa pour l'âme et entre 45..60 MPa pour la dalle de roulement.

Le module sécant  $E_c$  a été mesuré sur des cylindres, sous des conditions variables. C'est pour cette raison que sa valeur est de qualité indicative. La résistance à la traction a été mesurée par des essais de traction axiale sur les cylindres de l'âme seulement.

**Tableau 2.4: Résistance du béton mesurée sur cylindre pour les éléments préfabriqués**

Poutre [-]	Partie [-]	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$f_{cm}$ (#) [MPa] [-]	$E_{cm,sec}$ (#) [GPa] [-]	$\Delta\sigma_{c,sec}$ [MPa]	$f_{ctm,ax}$ (#) [MPa] [-]
SH1	Nord	110	55	67.0 (3)	35.5 (1)	4.5	3.2 (3)
SH1	Sud	110	55	59.3 (2)	33.0 (1)	4.5	-
SH2	Nord	110	55	49.1 (3)	26.5 (1)	4.5	3.0 (3)
SH2	Sud	110	55	62.3 (3)	36.0 (1)	20.5	-
SH3	Nord	110	55	59.2 (3)	31.0 (1)	4.5	-
SH3	Sud	110	55	63.0 (3)	35.5 (1)	4.5	-
SH4	Nord	110	55	62.4 (3)	34.0 (1)	4.5	-
SH4	Sud	110	55	70.7 (3)	36.0 (1)	4.5	-
SH5	Nord	110	55	42.9 (3)	35.8 (3)	7.5	-
SH5	Sud	110	55	43.1 (3)	33.8 (3)	9	2.5 (3)

**Tableau 2.5: Résistance du béton mesurée sur prisme pour les éléments préfabriqués**

Poutre [-]	Partie [-]	$h$ [mm]	$b_w$ [mm]	$d$ [mm]	$f_{cm}$ (#) [MPa] [-]
SH1	Nord	239	124	119	53.4 (4)
SH1	Sud	240	125	120	48.0 (2)
SH2	Nord	239	125	113	52.3 (4)
SH2	Sud	234	125	119	53.9 (4)
SH3	Nord	238	124	127	55.8 (2)
SH3	Sud	239	124	117	56.5 (2)
SH4	Nord	240	127	117	49.5 (3)
SH4	Sud	243	127	117	60.0 (2)
SH5	Sud	240	125	119	47.2 (4)

**Tableau 2.6: Résistance du béton mesurée sur cylindre pour la dalle de roulement**

Poutre [-]	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$f_{cm}$ (#) [MPa] [-]	$E_{cm,sec}$ (#) [GPa] [-]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]	$f_{ctm,ax}$ (#) [MPa] [-]
SH1	191	94	48.2 (3)	33.5 (1)	14	-
SH2	191	94	44.9 (3)	36.0 (1)	14	-
SH3	191	94	53.7 (3)	35.5 (1)	14	-
SH4	191	94	59.2 (2)	37.0 (1)	14	-
SH5	206	103	46.2 (3)	36.2 (3)	10	-

## Armature

Selon la documentation disponible, l'acier passif de la dalle de roulement est du type IIIa, alors que l'acier passif des éléments préfabriqués est du type IIIb selon la norme [5] de l'époque (fig. 2.24). La corrosion de l'armature extraite est faible (fig. 2.25).

### Exigences requises pour les aciers d'armature

Groupe	Désignation de l'acier	d <sup>2</sup> ) mm	Limite apparente d'élasticité (2%) $\sigma_{2.0}$ en kg/cm <sup>2</sup>		Résistance à la traction en kg/cm <sup>2</sup> minimum	Allongement de rupture en % minimum	Dépliage après pliage et vieillissement	Pliage simple	Cisaillement	Rapport $\sigma_{2.0}/\beta_z$ à titre indicatif
			valeur nominale <sup>1)</sup>	valeur minimum						
I	Acier d'armature	6-30	-	2400	3700	25	-	-	-	-
II	Acier d'armature	n'est plus normalisé								
III	IIIa de dureté naturelle	6-30	4600	4300	5600	16	selon directive N° 10	-	-	-
	IIIb écroui à froid	6-30	4600	4300	4800	13	selon directive N° 10	-	-	max. 0,95
IV	Treillis d'armature fil sans soudure	4-12	5400	5000	5700	8	selon directive N° 10	-	-	max. 0,95
	au point de soudure		-	-	5400	-	-	selon directive N° 11	selon directive N° 12	-

<sup>1)</sup> Valeur nominale: 5% au plus de l'ensemble de la production peut être inférieur à la valeur nominale. Les valeurs inférieures à la valeur nominale ne doivent toutefois pas descendre au-dessous de la valeur minimum. Pour une très grande série de résultats, on peut admettre quelques valeurs isolées inférieures au minimum, pour autant que la sécurité de l'ouvrage ne soit pas mise en danger.

<sup>2)</sup> Les aciers de diamètre supérieur à 30 mm ne sont plus normalisés.

Figure 2.24: Acier d'armature passive selon la norme SIA 162 de 1968 [5]

L'acier "Box" de la dalle de roulement est un acier qui présente un palier d'écoulement faiblement marqué (fig. 2.26 et tab. 2.7). Ceci peut venir de la sollicitation dans le pont existant.

L'acier utilisé pour les éléments préfabriqués est du type "Tor", un acier tordu à froid sans palier d'écoulement et avec peu d'allongement ultime (tab. 2.8).

Par rapport à la norme [5], les résultats d'essais montrent que le type "Box" est à peu près conforme au groupe IIIa, mais avec un rapport  $f_t/f_{s,0.2\%}$  très élevé, ce qui caractérise aussi le type "Tor". Celui-ci est nettement plus résistant que tous les groupes d'acier proposés par la norme, et aussi plus fragile.

Avec la résistance des étriers, le taux d'armature mécanique d'étriers suivant est obtenu pour toutes les poutres :

$$\omega_z = \rho_z \cdot \frac{f_{sm}}{f_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^2 \cdot \frac{\pi}{4}}{125 \cdot 200} \cdot \frac{582}{47 \cdot 60} = 0.078 \cdot 0.061 \quad (2.2)$$



Figure 2.25: Armature (du haut en bas) : acier passif "Box" (dalle de roulement), acier passif "Tor" (éléments préfabriqués), acier de précontrainte "1500/1700" (éléments préfabriqués)

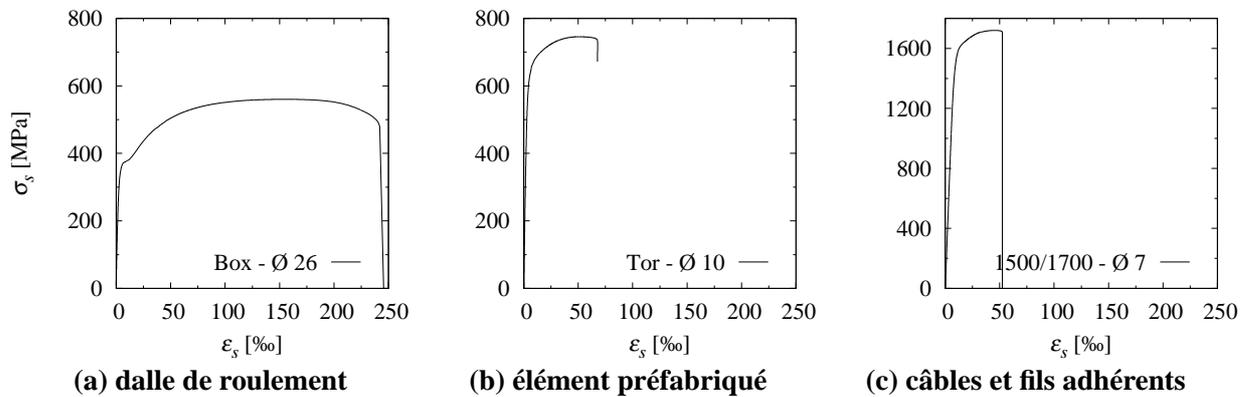


Figure 2.26: Contrainte et déformation mesurées pour les barres d'armature (longueur de mesure : 100 mm)

Tableau 2.7: Propriétés mesurées de l'acier passif de type "Box" de la dalle de roulement

Ø [mm]	$f_{sm,0.2\%}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$f_{tm}/f_{sm,0.2\%}$ [-]	$\epsilon_u$ [%]	(#)
12	392	544	1.39	15.2	3
20	374	521	1.39	11.5	1
26	371	560	1.51	15.5	1

Tableau 2.8: Propriétés mesurées de l'acier passif de type "Tor" des éléments préfabriqués

Ø [mm]	$f_{sm,0.2\%}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$f_{tm}/f_{sm,0.2\%}$ [-]	$\epsilon_u$ [%]	(#)
8	624	747	1.20	5.7	5
10	582	730	1.25	4.9	5

L'acier de précontrainte est du type VSL mit  $f_{pk,0.1\%}/f_{pk} = 1500/1700$  pour les câbles et les fils adhérents, sans palier d'écoulement et avec un allongement ultime caractéristique pour ce genre d'aciers (tableaux 2.9 et 2.10). Il s'agit de fils lisses sans profil. Les fils issus des câbles sont plus résistants que les fils de l'aile inférieure. Ceci provient probablement d'une meilleure protection contre la corrosion. La gaine utilisée est en acier avec un diamètre de 60 mm (fig. 2.27). La gaine supérieure est particulièrement rouillée à l'endroit des fissures préexistantes dans l'âme (fig. 2.20).

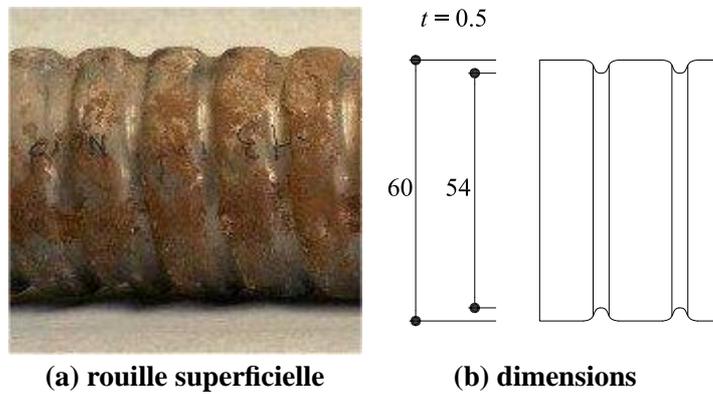


Figure 2.27: Gaine de précontrainte

Tableau 2.9: Propriétés mesurées de l'acier précontraint de type "1500/1700" des câbles de précontrainte

$\emptyset$ [mm]	$f_{pm,0.1\%}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$f_{pm}/f_{pm,0.1\%}$ [-]	$\epsilon_u$ [%]	(#) [-]
7	1457	1738	1.19	4.5	3

Tableau 2.10: Propriétés mesurées de l'acier précontraint de type "1500/1700" des fils adhérents

$\emptyset$ [mm]	$f_{pm,0.1\%}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$f_{pm}/f_{pm,0.1\%}$ [-]	$\epsilon_u$ [%]	(#) [-]
7	1340	1707	1.27	4.6	5

## Précontrainte

Les fils des câbles ont été précontraints in-situ par une contrainte initiale  $\sigma_{p0} = 1190$  MPa et les fils adhérents de l'aile inférieure en atelier sur un banc de précontrainte par  $\sigma_{p0} = 1150$  MPa, ce qui correspond à respectivement  $0.7 \cdot f_{pk}$  et  $0.68 \cdot f_{pk}$ .

Les fils adhérents s'arrêtent au joint de clavage au milieu de la poutre. Sur le viaduc, la précontrainte des câbles a été appliquée sur une longueur totale de 100 m, probablement depuis les deux extrémités des câbles. Ensuite les câbles ont été injectés avec du coulis de ciment par des buses d'injection placées à mi-travée (précontrainte par post-tension avec adhérence). Les poutres extraites viennent de la travée centrale par rapport au câblage de 100 m, ce qui fait qu'elle ne contiennent aucune tête d'ancrage. L'ancrage aux extrémités des poutres d'essai se fait alors par adhérence ; en conséquence les fils ont glissé aux extrémités après la coupe (fig. 2.21 (a)).

Les pertes de précontrainte dues au frottement lors de la mise en tension, dues aux effets différés et dues à l'extraction sont certainement importantes. Lors d'un essai réalisé à l'EMPA sur une poutre du même viaduc [1], l'âme a été ouverte à plusieurs endroits et les fils des câbles coupés, tout en mesurant leur raccourcissement. A  $\ell/4$ , celui-ci est de  $\varepsilon_p = 3.4\%$  ; au joint à mi-travée il vaut moins, environ  $\varepsilon_p = 2.6\%$ . La précontrainte des fils adhérents de part et d'autre du joint avait probablement réduit la précontrainte dans le câble à cet endroit par fluage.

Le fait que les câbles sont la seule armature tendue continue à mi-travée a conduit à une concentration de la fissuration flexionnelle au droit du clavage, avec une ouverture importante en état de service. Le problème de fatigue par frottement des fils sous l'amplitude de la variation de contrainte dans les câbles a mené au remplacement du viaduc.



## 3 Gestion des essais

### 3.1 Bâti d'essai

Le bâti d'essai est composé de deux systèmes fondamentaux : la partie qui permet d'introduire les charges (bâti de charge, fig. 3.1), et celle qui permet de reprendre les efforts dus à l'excentricité de l'âme et de l'aile inférieure  $e_y$  par rapport à l'aile supérieure, au milieu de la poutre (bâti de fourche, fig. 3.2). Cette excentricité est due à la curvilinearité de l'axe du viaduc.

#### Bâti de charge

Les poutres ont été testées à l'intérieur du laboratoire de l'Institut de Structures de l'EPFL, sur le sol de réaction (fig. 3.1). L'ancrage se fait par des barres précontraintes insérées dans des trous traversant la dalle du laboratoire. Celle-ci contient  $2 \times 2$  trous, espacés de 360 mm, chaque 1.20 m dans les axes Nord-Sud et Est-Ouest.

Les poutres ont été placées dans le laboratoire selon l'axe Nord-Sud. La poutre repose sur deux appuis. L'appui Nord autorise la rotation (demi-cylindre en acier à haute résistance) et permet le déplacement horizontal dans le sens longitudinal grâce à un plan de glissement (teflon entre deux plaques d'acier). L'appui Sud est du même type, mais fixe. Le mouvement hors plan est empêché pour les deux appuis.

Les deux charges verticales  $F$  d'intensité égale sont appliquées par deux cadres métalliques qui contiennent chacun deux vérins (fig. 3.1 coupe B-B). Les quatre vérins sont branchés sur le même système hydraulique. Les cadres s'appuient contre des barres en acier à haute résistance ancrées dans le sol de réaction. L'introduction de la force se fait par des plaques métalliques, sous lesquelles une couche de mortier est appliquée. Un appui basculant (demi-cylindre en acier à haute résistance) se trouve entre chaque cadre et les plaques métalliques. Une traverse disposée entre les deux cadres de réaction assure la stabilité.

La charge horizontale  $H$  est introduite à chaque extrémité de la poutre par deux vérins (fig. 3.1 coupe C-C). Ceux-ci s'appuient contre des barres horizontales en acier à haute résistance qui relient les deux extrémités de la poutre, permettant ainsi d'exercer un effort normal de compression excentré sur celle-ci, et au cadre de réaction de "flotter" avec la poutre. Durant la partie du chargement où la charge  $H$  était nulle, le cadre de réaction ainsi que les barres reposent sur des supports en bois de hauteur ajustée, libérant la poutre de ce poids. L'effort normal excentré est nécessaire pour pouvoir atteindre une rupture par effort tranchant en évitant la ruine par flexion. Pour garantir la stabilité des cadres de réaction, les barres horizontales sont encadrées dans les cadres et leur position exacte assurée par un chablon de précision épousant la forme des vérins et des barres.

Deux vérins ont été nécessaires à chaque extrémité de la poutre pour garantir une course de vérin suffisante pour la charge  $H$ . Ces quatre vérins sont alimentés par le même système hydraulique. Durant le chargement, seulement les vérins d'une extrémité sont sortis à la fois. Ce système hydraulique est

indépendant du système de mise en charge verticale.

Aux extrémités, une précontrainte externe orientée verticalement est appliquée en prétendant des barres d'acier à haute résistance contre la structure, à une force de  $F_{p0,ext} = 1.0\text{MN}$  par extrémité de poutre (fig. 3.1, coupe A-A). Ces "étriers externes" sont nécessaires afin d'assurer l'introduction de la charge  $H$  sans provoquer la ruine locale par défaillance de l'armature verticale. Une couche de mortier est également appliquée ici, entre des plaques métalliques et la poutre.

Pour l'essai SH4a, les charges  $F$  sont introduites proche de l'extrémité Nord (chap. 2). Le joint au milieu de la poutre est soumis à un effort tranchant non négligeable, alors qu'il constitue un point faible par rapport à l'effort tranchant. Pour éviter sa rupture, des cadres de réaction selon le même principe et avec la même fonction que les "étriers externes" ont été placés à 250 mm de part et d'autre du joint, chacun précontraint avec 0.7MN.

Pour l'essai SH4b, qui a été réalisé sur la même poutre après la rupture de SH4a, l'appui Nord et le cadre de réaction des charges  $F$  ont été déplacés vers le Sud, mettant ainsi la zone rompue hors sollicitation par effort tranchant. Le reste du bâti est identique à l'essai SH4a.

La figure 3.1 indique le poids de chaque cadre, qui comprend la moitié du poids des barres dans le cas de chaque cadre de réaction de la charge  $H$ . Les charges  $g$  due au poids propre et  $g'$  due au bâti sont simplifiées comme des charges réparties constantes :

$$g = 10.9 \text{ kN/m}, g' = 8.7 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

### Bâti de fourche

L'axe du viaduc étant curviligne, les éléments préfabriqués ont été posés avec un angle entre les plans de leur âme ; l'axe longitudinal de ces éléments (et donc celui des âmes et de l'aile inférieure) possède donc un "coude" à mi-travée.

Par contre, l'aile supérieure des poutres avait été découpée de manière droite dans la dalle de roulement du viaduc. Il en résulte une excentricité  $e_y$  de l'âme et de l'aile inférieure par rapport à l'aile supérieure à mi-travée qui varie entre 48 et 55 mm pour les cinq poutres testées (chap. 2). Comme les poutres sont placées au laboratoire selon l'axe Nord-Sud, l'âme et l'aile inférieure sortent du plan vers l'Ouest (figures 3.1 et 3.2).

Lors de l'essai, la charge  $H$  induit ainsi à mi-travée une poussée vers l'Ouest. Un appui transversal est chargé de reprendre cet effort au milieu de la poutre (figures 3.2 coupe E-E). Il n'entrave pas le mouvement vertical de la poutre.

Les charges  $F$  sont appliquées de manière centrée par rapport au plan de l'âme, de même que les réactions d'appui (fig. 3.1). Or, à cause de l'excentricité  $e_y$ , les charges et les réactions ne se situent pas dans le même plan. Il en résulte des moments de torsion qui sont repris par des appuis à fourche sur les appuis (figures 3.2 coupe D-D) et par l'appui transversal, qui empêchent la rotation de la poutre autour de son axe longitudinal.



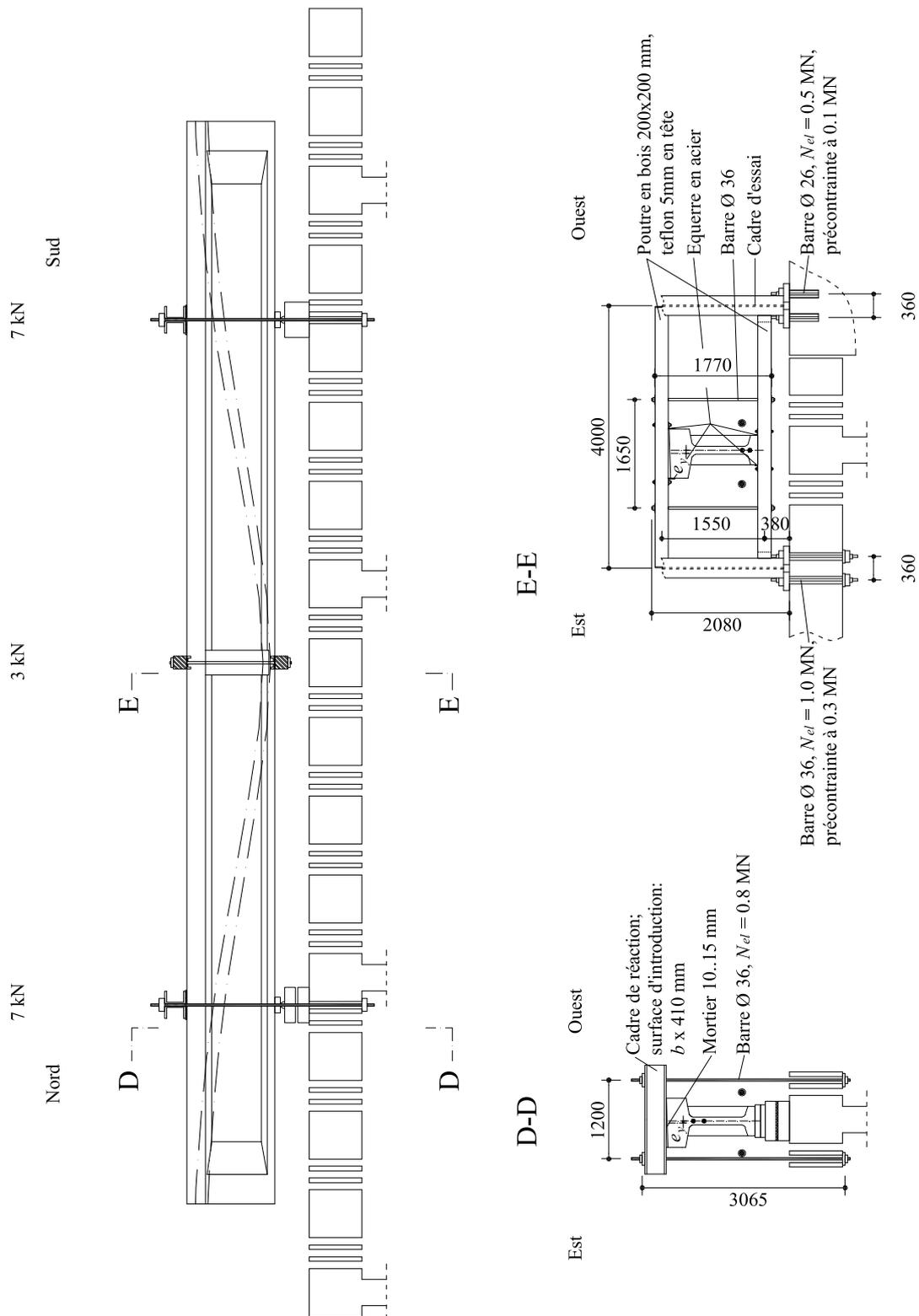


Figure 3.2: Partie du bâti pour reprendre les efforts hors du plan et de torsion dus à l'excentricité  $e_y$  : l'appui à fourche aux appuis (D-D) et l'appui transversal au milieu de la poutre (E-E)

## 3.2 Mesures

### Mesures en continu

Toutes les mesures en continu ont été faites sur la face Est des poutres. Les types de capteurs suivants sont utilisés :

- Capteur de force
- Capteur de pression
- Capteur inductif (déplacement)
- Jauge oméga (déplacement)
- Jauge d'extensométrie (déformation)
- Inclinomètre (rotation)
- Thermomètre (température au laboratoire)
- Horloge de l'ordinateur (temps)

Les capteurs inductifs ont une non-linéarité du signal de 0.4 % de la plage. Une jauge oméga est une jauge d'extensométrie montée sur un support dont la déformation est corrélée au déplacement de ses deux extrémités, donnant ainsi un signal de déplacement. Les jauges oméga ont une non-linéarité de 1 %. Jusqu'à 160 mesures sont enregistrées à la fois. Deux amplificateurs de mesures sont actionnés avec une fréquence maximale de 0.05 Hz par le logiciel Labview 6, ce qui permet d'afficher les données pour piloter l'essai et de les enregistrer sur le disque dur de l'ordinateur. Les canaux du premier amplificateur vont de 00 à 99, et ceux du deuxième, uniquement utilisé pour les jauges oméga, de 6000 à 6059. Les inclinomètres sont actionnés depuis un deuxième ordinateur.

La position et le canal des capteurs qui mesurent des valeurs en axes globaux sont montrés à la figure 3.3. Le numéro du canal  $y$  est indiqué ('I' indique 'inclinomètre').

Quatre capteurs de force avec une capacité de 2 MN chacun sont placés en disposition  $2 \times 2$  sous chaque charge  $F$ , et la charge horizontale  $H$  (côté Sud).

Sur les canaux 00 et 01 un manomètre mesure respectivement la pression du circuit des charges  $F$ , et la pression du circuit de la charge  $H$ .

Des capteurs inductifs mesurent la flèche de la poutre et son déplacement longitudinal aux appuis. La position verticale des barres à l'Est et Ouest des barres qui servent à introduire l'effort  $H$  est mesurée sauf pour l'essai SH5.

Les inclinomètres (I-1, I-2, I-3, I-4, I-6) mesurent la rotation de la poutre autour de l'axe  $y$ , ou de l'axe  $x$ , pour contrôler le comportement torsionnel. La plage des inclinomètres est de  $\pm 175$  mrad (I-6 :  $\pm 17.5$  mrad).

La température est mesurée près de la poutre, à environ 2 m de part et d'autre du milieu de la poutre.

Après l'essai SH4a et pour l'essai SH4b, les capteurs inductifs 42 et 20 sont déplacés avec l'appui Nord. Le cadre des charges  $F$  est déplacé sans les capteurs de force, car d'autres capteurs d'une capacité de 1 MN chacun étaient déjà en place à l'endroit prévu pour le cadre. Après le déplacement du cadre, ces capteurs sont branchés dans les canaux auparavant occupés par les capteurs de force devenus inutiles.

La position, le canal et la longueur de base de mesure des capteurs qui mesurent des valeurs en axes locaux sont montrés à la figure 3.4. L'instrumentation pour les essais SH4a et SH4b est la même.

Des capteurs inductifs ainsi que des jauges oméga sont utilisés pour mesurer l'allongement longitudinal du béton, en particulier de l'aile inférieure, sur appui et dans les zones de moment maximal. L'emplacement et la longueur de base de mesure sont généralement choisis en concordance avec la grille des mesures par déformètre, indiquée par l'ordonnée  $z_1, z_2, \dots, z_7$ . (section 3.2).

Pour les poutres SH3 et SH4, l'âme a été ouverte pour accéder aux fils des câbles de précontrainte à l'endroit de la tension maximale dans les câbles. Des capteurs inductifs fixés sur des fils ont permis de mesurer le glissement par rapport au béton adjacent de part et d'autre de l'ouverture. Vu la taille de l'ouverture, une certaine longueur de mesure était nécessaire pour fixer les capteurs, si bien que les fils

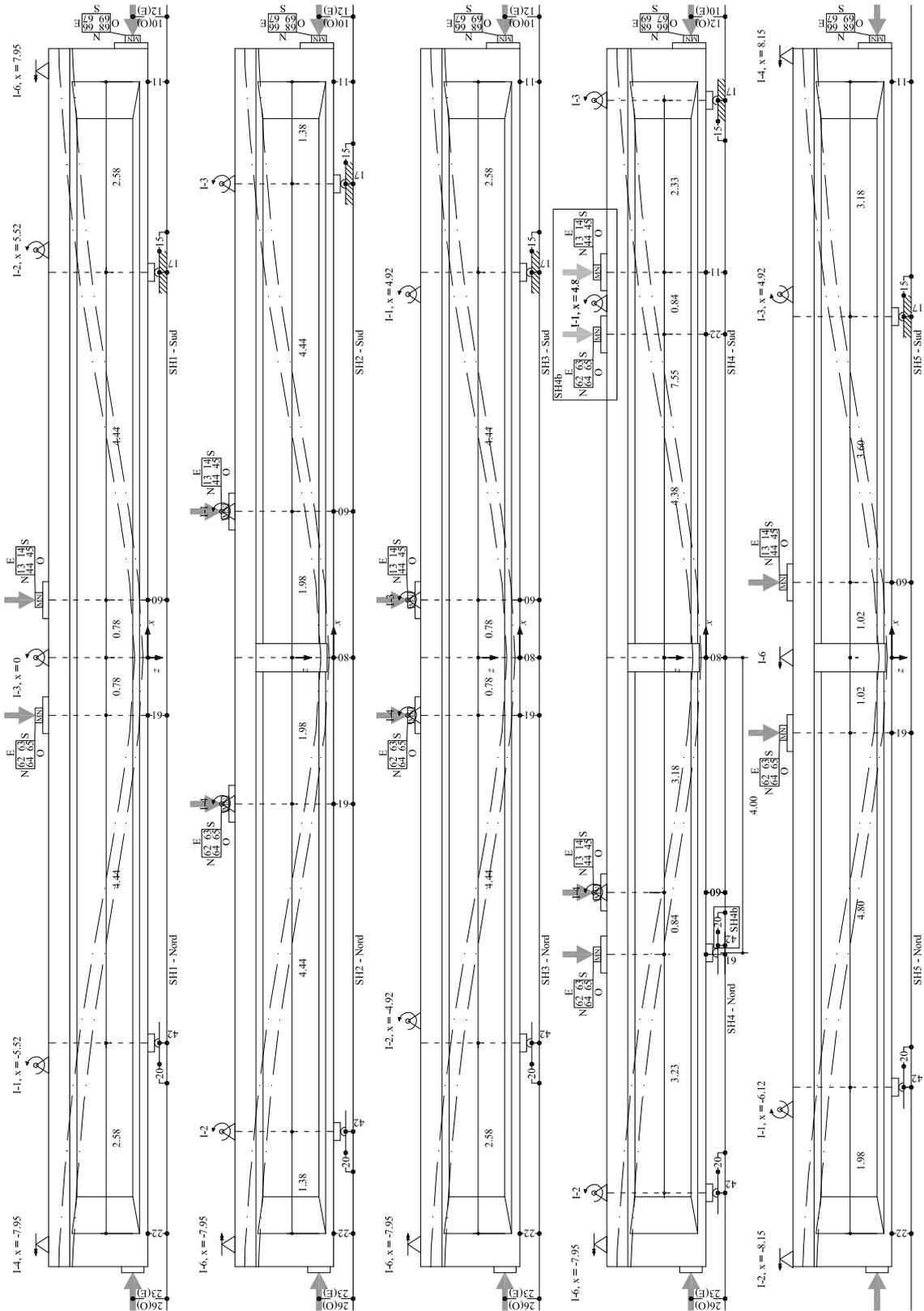


Figure 3.3: Poutres SH1 à SH5 : emplacement des capteurs mesurant le déplacement et la rotation globaux de la poutre ainsi que les forces

étaient à nu sur une certaine longueur. La figure 3.4 donne la longueur de mesure et la longueur sur laquelle les fils étaient à nu (dans cet ordre-ci). Des jauges d'extensométrie (canaux 90 à 95) sont collées sur les fils au même endroit pour mesurer leur allongement.

Pour tous les essais, le glissement entre les fils des câbles et le béton adjacent est mesuré aux extrémités des poutres, là où les câbles avaient été coupés lors de l'extraction du viaduc.

Vu que les fils se sont déplacés en bloc durant les essais, les mesures de glissement sont en général représentatives de la totalité des fils des câbles de précontrainte.

Des capteurs sont disposés dans la zone susceptible de rupture, entre les appuis et les charges  $F$  et proche des câbles de précontrainte (figures 3.5 et 3.6). Ils mesurent la déformation de l'âme dans le plan et la fissuration interne dans son plan. L'instrumentation pour les essais SH4a et SH4b est identique.

Des jauges oméga sont alignées sur la grille triangulaire à  $60^\circ$  des mesures ponctuelles faites avec le déformètre (voir plus loin), avec une longueur de mesure de 270 mm. Pour la poutre SH1, la grille est deux fois plus grande (540 mm) que celle du déformètre, ce qui a nécessité un décalage de la fixation des jauges oméga en cas d'intersection avec d'autres jauges du même type (mesures 6027 à 6031 pour SH1). Pour la poutre SH5, ces mesures n'ont pas été faites.

Des capteurs inductifs avec rallonge mesurent la fissuration interne dans le plan de l'âme à travers des trous d'un diamètre de 5 mm percé perpendiculairement dans l'âme avec une longueur qui correspond à  $b_w \approx 125$  mm. Leur position est généralement choisie comme le centre d'un triangle formé par la grille des jauges oméga. En absence de jauges oméga (SH5), la position de la grille du déformètre est indiquée aux figures 3.5 et 3.6.



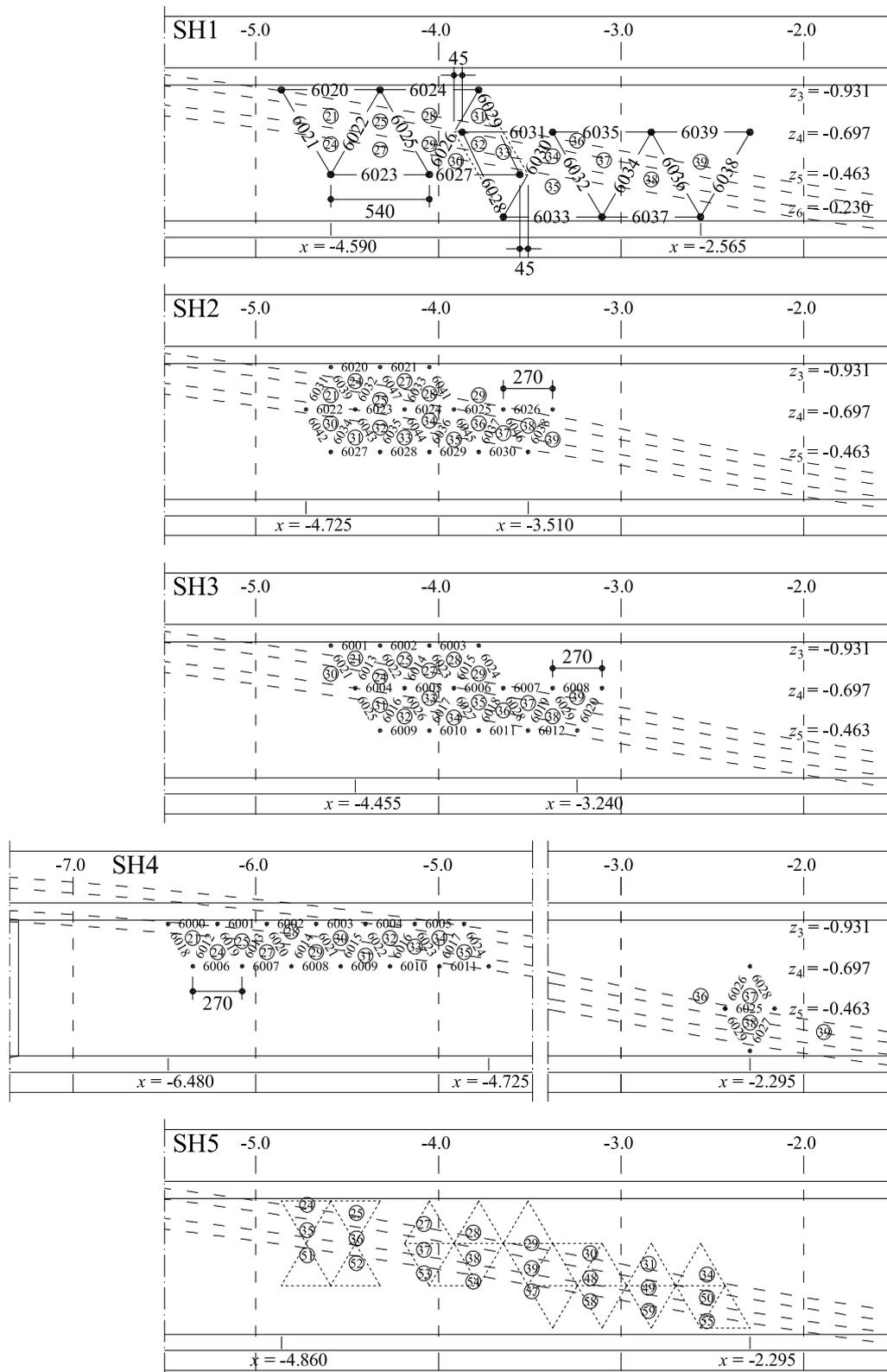


Figure 3.5: Poutres SH1 à SH5, partie Nord : emplacement des capteurs dans la zone susceptible de rupture mesurant l'allongement local du béton de l'âme et la fissuration interne dans le plan de l'âme

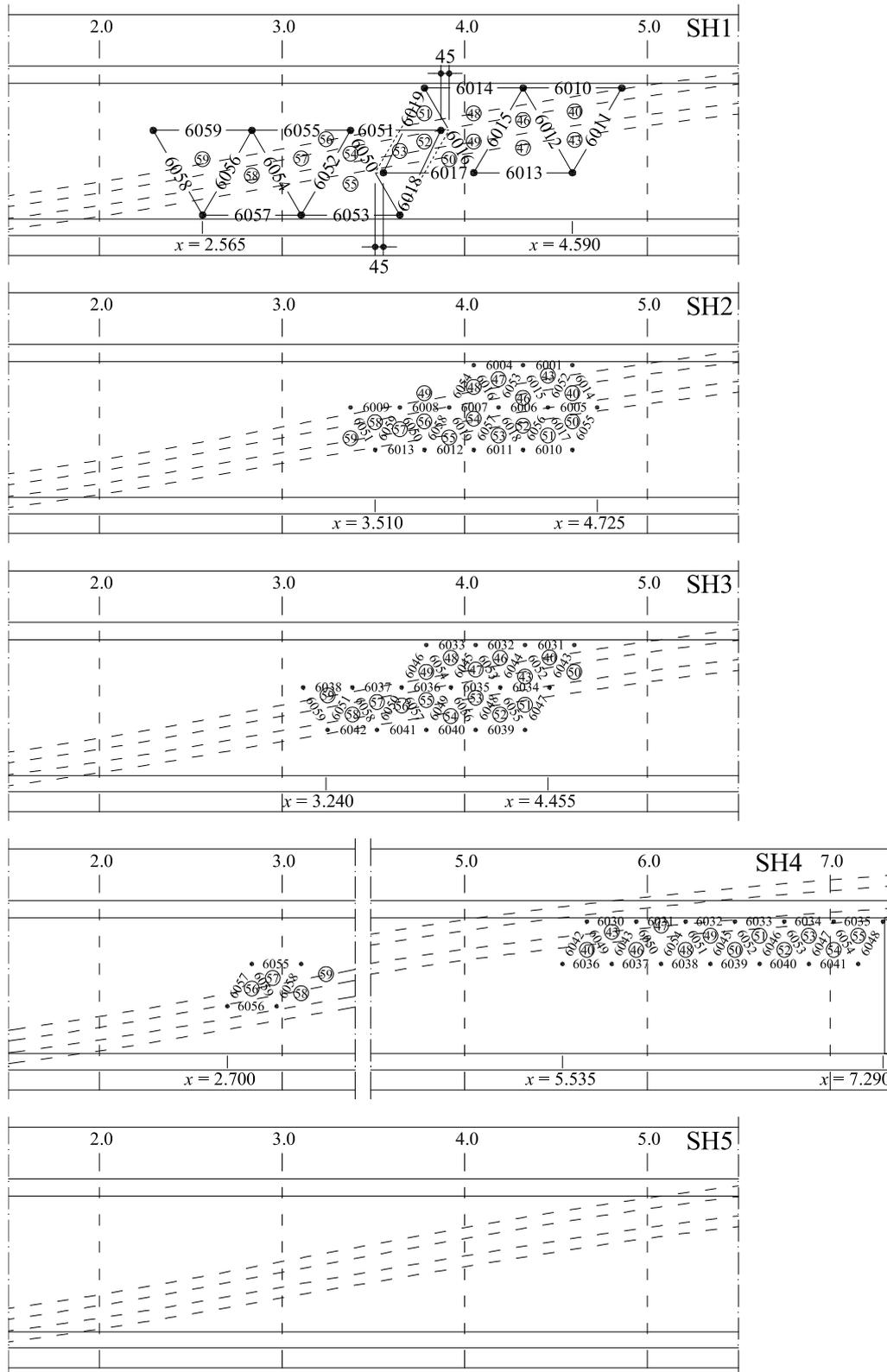


Figure 3.6: Poutres SH1 à SH5, partie Sud : emplacement des capteurs dans la zone susceptible de rupture mesurant l’allongement local du béton de l’âme et la fissuration interne dans le plan de l’âme

## Mesures ponctuelles

Toutes les mesures discontinues sont faites sur la face Ouest des poutres, mises à part les exceptions mentionnées dans la suite concernant la poutre SH5. Les types de mesure suivants sont faits :

- Déformètre (allongement)
- Fissuration (position et ouverture)
- Photogrammétrie (déplacement)
- Protocole

Le déformètre est un appareil portable avec un capteur inductif d'une plage de  $\pm 5$  mm et d'une résolution de  $1\mu\text{m}$ , doté de deux aiguilles aux extrémités et d'un amplificateur de mesure. Durant les essais, une personne pose l'appareil par l'intermédiaire des aiguilles dans des pastilles de mesure en aluminium collées sur la surface du béton, et la mesure est actionnée par un câble par une deuxième personne à l'ordinateur, à l'aide du logiciel Labview 6. L'enregistrement se fait sur le disque dur.

Chacune des 600 à 900 mesures par poutre est faite de cette manière (fig. 3.7). Toutes les 10 à 20 mesures, le déformètre est posé sur un calibre en métal de dilatation thermique très faible, afin d'éliminer l'influence de la température. Ces mesures ponctuelles ont nécessité un chargement par paliers. Une mesure complète dure ainsi entre 1 à 1.5 h par palier de charge.

Le déformètre est utilisé pour mesurer la déformation des ailes et de l'âme. Les pastilles de mesures sont placées dans une grille triangulaire à  $60^\circ$  avec une longueur de base de 270 mm. La position de la grille est identique pour toutes les poutres, alors que l'étendue de la grille et la numérotation varient. Pour les essais SH4a et SH4b, la grille et son étendue sont les mêmes.

Deux rangées de pastilles sont collées sur l'aile supérieure, quatre sur l'âme et une sur l'aile inférieure, au centre de gravité de l'armature. Les positions verticales de ces lignes sont nommées  $z_1, z_2, \dots, z_7$  et montrées au tableau 3.1 et à la figure 3.7. Une mesure ininterrompue de l'âme est possible là où l'entretoise a été enlevée (SH1 et SH3).

**Tableau 3.1: Position des pastilles de mesures  $z_1, \dots, z_7$  et des centres des triangles  $z_I, \dots, z_{VIII}$**

-	$z_1$	$z_2$	$z_3$	$z_4$	$z_5$	$z_6$	$z_7$	-
[m]	-1.312	-1.078	-0.931	-0.697	-0.463	-0.230	-0.050	-
-	$z_I$	$z_{II}$	$z_{III}$	$z_{IV}$	$z_V$	$z_{VI}$	$z_{VII}$	$z_{VIII}$
[m]	-1.234	-1.156	-0.853	-0.775	-0.619	-0.541	-0.385	-0.307

Sur l'âme et l'aile supérieure, trois mesures qui forment un triangle sont utilisées pour calculer l'état de déformation au centre du triangle, en supposant un milieu continu :

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{0^\circ}, \quad \varepsilon_z = \frac{1}{3} \cdot (-\varepsilon_{0^\circ} + 2 \cdot (\varepsilon_{60^\circ} + \varepsilon_{-60^\circ})), \quad \frac{\gamma_{xz}}{2} = \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot (\varepsilon_{60^\circ} - \varepsilon_{-60^\circ}) \quad (3.2)$$

Les déformations en axes principaux et l'angle  $\theta$  entre l'axe horizontal et la direction principale de  $\varepsilon_3$  se calculent ainsi :

$$\varepsilon_{1,3} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_z}{2} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \gamma_{xz}^2}, \quad \theta = \text{atan}\left(2 \cdot \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_x}{\gamma_{xz}}\right) \quad (3.3)$$

Les centres des triangles forment huit rangées de points  $z_I \dots z_{VIII}$  (tab. 3.1 ; deux pour l'aile supérieure et six pour l'âme). Dans ce rapport, ces résultats sont représentées le long de ces rangées. Dans le cas de  $\varepsilon_x$ , il est par contre préférable de la représenter avec les positions  $z_1 \dots z_7$ , car cette déformation découle

directement des mesures horizontales.

Les numéros des mesures qui correspondent à l'emplacement des jauges oméga (SH5 : ceux qui entourent les capteurs traversants l'âme) ont été mis en **gras** à la figure 3.7.

La fissuration de la poutre est dessinée et photographiée à chaque palier de charge, permettant de déterminer la position des fissures (après correction de la distorsion des images). L'ouverture est déterminée visuellement à des endroits choisis. Les fissures de la poutre SH5 sont observées du côté Est.

Dans la zone de l'âme susceptible de rupture, une grille rectangulaire de cibles noires est placée de manière plus dense que la grille du déformètre. Au moins une fois par palier, une caméra actionnée à distance sur un support rigide prend une photo à haute résolution de cette grille. Des cibles de référence sur un support fixe se trouvent également dans le cadre de la photo. Il s'est avéré que la fissuration dans la zone de rupture était plus dense que la grille du déformètre, et même plus dense que la grille de ces cibles. Les résultats de ces mesures n'ont pas été exploités.

Un procès verbal est également tenu pour documenter les paramètres de contrôle, le comportement, les paliers, la rupture et les événements exceptionnels.

### 3.3 Exécution de l'essai

Le tableau 3.2 montre la date d'entrée au laboratoire, la durée d'essai et l'évacuation des poutres.

**Tableau 3.2: Manipulation des poutres**

Essai	Livraison	Essai	Durée	Evacuation
SH1	02.12.03	16.02.04 - 18.02.04	3 jours	03.03.04
SH2	03.03.04	05.04.04 - 06.04.04	2 jours	21.04.04
SH3	21.04.04	21.06.04 - 25.06.04	5 jours	02.07.04
SH4a	02.07.04	19.07.04	1 jours	30.07.04
SH4b	02.07.04	21.07.04 - 23.07.04	3 jours	30.07.04
SH5	17.07.03	03.09.03 - 05.09.03 08.09.03 - 11.09.03	6 jours	19.09.03

La préparation des essais comprend :

- Mise place des appuis
- Mise en place de la poutre
- Traitement de surface
- Mise en place du bâti
- Instrumentation
- Mesures à zéro

Le traitement de surface inclut le nettoyage, l'application de mortier, le collage des pastilles pour le déformètre, la peinture de la face photographiée et la notation des numéros des mesures du déformètre sur la poutre. Les mesures à zéro sont faites alors que tout le bâti repose déjà sur la structure.

Les forces, déplacements et déformations enregistrés représentent donc uniquement les effets des charges  $F$  et  $H$ . Pour le déformètre, deux mesures à zéro sont faites, dont la deuxième a été retenue.

Le chargement se fait par paliers. Les charges  $F$  sont actionnées par une pompe hydraulique manuelle. La charge  $H$  est actionnée par une autre pompe hydraulique manuelle, de manière indépendante. A chaque palier, un relevé intégral des fissures est réalisé. Après la stabilisation des déformations (environ 15 min.), une mesure par déformètre est faite. Celle-ci est intégrale sauf lors du palier 6 de l'essai SH2, car la poutre s'est rompue pendant la mesure. Les essais ont duré entre 1 et 6 jours. Quand l'essai a duré

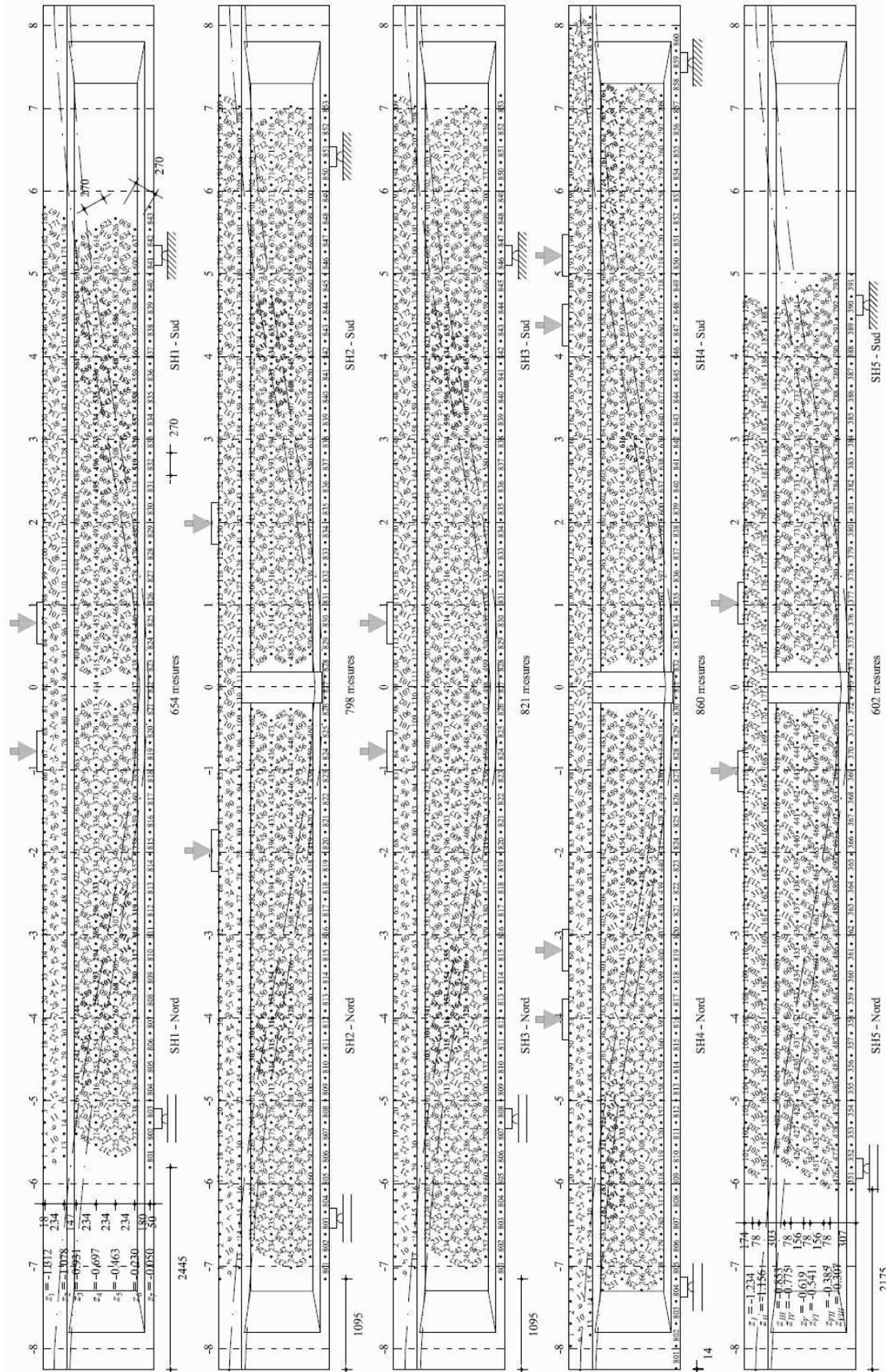


Figure 3.7 : Poutres SH1 à SH5 : mesures par déformètre

**Tableau 3.3: Vitesse de chargement : augmentation de la flèche**

Essai	-	SH1	SH2	SH3	SH4a	SH4b	SH5
Vitesse	mm/min	1.6	2.4	2.6	3.4	2.0	0.2

plusieurs jours, les charges ont été maintenues durant la nuit.

L'essai comporte trois phases. Durant la première, seules les charges  $F$  sont actionnées (SH4a et SH5 : augmentation passive de  $H$  due à la déformation de la poutre) et l'essai correspond à un essai de flexion à quatre points. La vitesse moyenne du chargement manuel durant cette phase est donnée dans le tableau 3.3 comme l'augmentation de la flèche mesurée sous la charge  $F$  (SH2 : à mi-travée). Comme l'essai SH5 est le premier essai réalisé, la vitesse a été choisie plus prudemment. A la fin de la première phase, la sollicitation s'approchait de la résistance à la flexion.

Durant la deuxième phase, un paramètre de déformation qui gouverne la flexion est gardé constant en actionnant simultanément les charges  $F$  et  $H$ .

La troisième phase débute pour certains essais par une augmentation du paramètre de contrôle, dans le but de se rapprocher encore plus de la résistance à la flexion. La rupture marque la fin de la troisième phase.

Le chargement est monotone, à part pour les essais SH3 et SH5, qui comprennent un ou deux cycles.

Après l'essai, des échantillons sont prélevés sur les poutres pour les essais sur matériaux. L'évacuation d'une poutre correspond à l'entrée de la suivante, dans le but de minimiser la mobilisation des appareils de levage, notamment de l'autogru.

### 3.4 Variation de paramètres

Le tableau 3.4 tiré du chapitre 2 récapitule les paramètres géométriques des poutres. Vu que les matériaux sont comparables pour toutes les poutres, le type de chargement et ces valeurs géométriques constituent la variation paramétrique de la série d'essais.

L'effort tranchant entre appui et charge  $F$  est  $V_N = V_S = V = F$  pour les chargements symétriques, alors qu'il vaut pour les chargements asymétriques :

$$V_N = 2 \cdot F \cdot \frac{c/2 + a_S}{a_N + c + a_S}, \quad V_S = 2 \cdot F \cdot \frac{c/2 + a_N}{a_N + c + a_S} = 2 \cdot F - V_N \quad (3.4)$$

Les essais SH1 à SH3 sont chargés de manière symétrique. Ils ont le même système statique. La distance  $a_N = a_S = a$  entre l'appui et la charge  $F$  est choisie la plus grande possible, afin de maximiser la sollicitation des étriers et les déformations longitudinales dans cette zone. Sa valeur est limitée par la résistance à la flexion et la capacité du cadre de réaction de la charge  $H$ , qui doit être activée pour reprendre une partie de la flexion.

Le chargement est monotone dans le cas de SH1 et contient deux cycles dans le cas de l'essai SH3. Pour ce dernier, la charge  $H$  est activée seulement à un plus haut niveau d'effort tranchant.

Pour l'essai SH2 l'espacement  $c$  entre les charges  $F$  a été maximisé pour obtenir un moment important là où les câbles ont un bras de levier faible, afin de maximiser les déformations longitudinales dans l'âme. C'est dans ce but que la poutre a été renforcée à la flexion à mi-travée, où seulement les câbles de précontrainte sont continus. La distance  $c$  est alors limitée par l'ancrage des câbles de précontrainte aux extrémités de la poutre.

Les essais SH4a et SH4b sont réalisés avec un chargement asymétrique. La zone de l'effort tranchant maximal est choisie courte (SH4a), voire très courte (SH4b). La longueur entre appuis est choisie très longue pour maximiser l'effort tranchant dans la zone de rupture. Les distances entre appui et extrémité ( $b_N$  pour SH4a et  $b_S$  pour SH4b) sont très faibles, afin d'examiner l'ancrage des câbles de précontrainte.

**Tableau 3.4: Paramètres géométriques des essais**

Essai	$b_N$	$a_N$	$c$	$a_S$	$b_S$	$\ell$
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
SH1	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03	10.44
SH2	1.83	4.44	3.96	4.44	1.83	12.84
SH3	3.03	4.44	1.56	4.44	3.03	10.44
SH4a	1.00	3.23	0.84	10.73	0.70	14.80
SH4b	4.25	8.38	0.84	2.33	0.70	11.55
SH5	2.43	4.80	2.04	3.60	3.63	10.44

L'essai SH5 est fait avec les charges  $F$  placées de manière symétrique par rapport au milieu de la poutre et les appuis placés de manière asymétrique, avec une distance  $a_N$  plus grande que pour SH1, SH3 et SH3, et  $a_S$  plus petite. Ceci est dans le but de créer des déformations en flexion plus importantes dans la partie Nord, avec par contre un effort tranchant plus important dans la partie Sud. La distance entre les charges  $F$  est légèrement plus grande que pour SH1 et SH3.

La charge  $H$  a été appliquée de la même manière durant tous les essais.



# 4 Résultats

## 4.1 Dépouillement

Les amplificateurs de mesure transforment le signal brut des capteurs de l'unité milliVolt dans les unités physiques correspondantes (mm, mm/m = ‰, kN, bar, mrad). Les données enregistrées sur le disque dur sont corrigées en appliquant le signe correspondant aux axes globaux resp. à la convention "allongement = positif". Les charges sont notées avec le signe qui correspond à leur orientation donnée dans le chapitre 2.

Les valeurs erronées ont été supprimées des données. Elles étaient en partie dues à des capteurs tombés ou défectueux. Les capteurs de force sont en général en bonne concordance avec les manomètres des circuits hydrauliques. Lors de la décharge, les capteurs de force avaient un temps de réaction plus long, si bien que les mesures des manomètres ont été retenues.

Pour certains paliers et certaines poutres, la charge  $H$  a été augmentée de manière passive, suite à la déformation de la poutre, alors que les pistons des vérins n'étaient pas sortis et la pression mesurée de manière incorrecte. Dans ces cas, la charge  $H$  est représentée par la mesures des capteurs de force (SH2 et SH5).

La déformation verticale des appuis est inférieure à 0.4 mm. Pour les poutres SH1 et SH5, la mesure est erronée. Pour le calcul de la flèche et de la déformée de toutes les poutres, cette déformation a été négligée.

La grille de mesure du déformètre qui couvre l'âme peut être comprise comme une structure à treillis hyperstatique. Les imprécisions de mesure peuvent alors être éliminées en faisant un calcul avec un programme de statique en appliquant les déformations mesurées comme des déformations imposées. La rigidité des barres est attribuée selon la fiabilité de la mesure. Elle vaut zéro dans le cas d'une pastille décollée avant la mesure. La correction des mesures est faite en additionnant les déformations supplémentaires obtenues par le calcul statique aux déformations mesurées.

Les mesures à zéro de tous les capteurs et toutes les mesures discontinues ont été faites sur la structure déjà chargée par son propre poids et celui du bâti. Les efforts et déformations dans ce chapitre représentent donc uniquement l'effet des charges  $F$  et  $H$ , à part les exceptions mentionnées.

Durant les essais, la température était entre 19 et 22 °C, ce qui est considéré comme constant. Son influence est donc faible et sera négligée dans ce rapport.

## 4.2 Chargement et déformée

### Paliers de charge et rupture

Les tableaux 4.2 à 4.7 montrent les paliers de charge avec les paramètres de contrôle pour tous les essais. Les valeurs maximales des forces et déformations ainsi que les valeurs après relaxation sont données. La relaxation durant un palier atteint environ 6 % pour l'effort tranchant, et 4 % pour la charge  $H$ . Les déformations sont très stables durant les paliers. La relaxation et le fluage sont moins prononcés

après l'activation de la charge  $H$ . Les poutres n'ont pas été déchargées durant la nuit. Trois phases de chargement peuvent être reconnues :

1.  $F$  active sans  $H$  (augmentation passive de  $H$  : SH4a, SH5) ; décompression et ouverture des fissures
2. Activation de  $H$  : limiter le paramètre de contrôle (ouverture des fissures ou allongement de l'armature)
3. SH1, SH2, SH5 : dépassement du paramètre de contrôle par augmentation surproportionnelle de  $F$  par rapport au  $H$  proche de la rupture

Pour l'essai SH3, la première phase allait plus loin par rapport à la résistance à la flexion que pour l'essai SH1.

Pour l'essai SH4a, le but était d'atteindre un allongement maximal des câbles. La rupture a eu lieu durant la première phase. Quant à l'essai SH4b, dans le but de limiter le glissement des câbles à l'extrémité Sud de la poutre, la troisième phase était en fait marquée par un déchargement des fils des câbles.

La poutre SH3 a subi deux cycles complets de déchargement-rechargement, dont un à la fin de la première phase, et un pendant la deuxième phase. La poutre SH5 a subi un cycle durant la deuxième phase avec un déchargement d'abord partiel, puis complet, suivi par le rechargement, rendu nécessaire par une intervention sur le bâti. Lors des cycles, les mêmes charges ont été atteintes après rechargement, avec une augmentation des déformations.

L'effort tranchant maximal est donné dans le tableau 4.1, avec la charge  $H$  atteinte au même moment. Ni l'effet du poids propre, ni celui du bâti n'est inclus dans ces valeurs. L'effort tranchant atteint est le plus grand pour les essais SH4b et SH5, suivi de SH3, SH1, SH2 et SH4a.

**Tableau 4.1: Effort tranchant maximal dû aux charges  $F$  (sans poids propre ni poids du bâti) et charge  $H$  correspondante**

Essai [-]	$V_{N,R}$ [MN]	$V_{S,R}$ [MN]	$H_R$ [MN]
SH1	1.491	1.491	3.583
SH2	1.260	1.260	2.021
SH3	1.535	1.535	3.758
SH4a	1.116	0.365	0.693
SH4b	0.523	1.673	2.456
SH5	1.315	1.657	2.985

La rupture de tous les essais a eu lieu par éclatement du béton de l'âme le long des câbles de précontrainte dans la zone d'effort tranchant maximal (entre appui la charge  $F$ ), côté Sud dans le cas de SH4b et SH5 et côté Nord lors des autres essais (figures 4.1 et 4.2). Elle était de type fragile.

La rupture s'annonce toujours par une fissuration interne accrue de l'âme au niveau des câbles, qui provoque une chute des charges. Immédiatement après la rupture, la charge  $F$  est baissée activement, afin d'éviter la rupture des câbles de précontrainte en flexion. Ensuite, les poutres sont déchargées en diminuant simultanément les charges  $F$  et  $H$ .

La poutre SH2 s'est rompue sous charge maintenue durant le dernier palier.

L'essai SH4a a dû être arrêté et la poutre déchargée car une augmentation des charges  $F$  et  $H$  n'était plus possible, alors que la flèche continuait à augmenter. Une diminution des charges due à la rupture n'a pas eu lieu.

Tableau 4.2: Paliers de charge de l'essai SH1

Palier	$V$	$H$	$u_{16}$	$w_{61}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[mm]	[mm]	-
#1	0.497..0.471	0	1.4..1.5	11.1..11.2	Décompression
#2	0.681..0.645	0	7.9..7.9	26.1..26.3	Fissuration débute
#3	0.935..0.886	1.185..1.127	10.4..10.3	33.8..33.7	Limitation de $u_{16}$ ; nuit
#4	1.102..1.078	1.700..1.637	11.7..11.7	38.6..38.7	2e jour
#5	1.202..1.163	2.208..2.156	12.0..12.0	40.3..40.4	
#6	1.255..1.231	2.435..2.412	12.3..12.3	41.6..41.7	
#7	1.317..1.228	2.712..2.617	12.6..12.5	43.1..42.9	Nuit
#8	1.372..1.340	3.225..3.093	12.5..12.5	43.6..43.6	3e jour
#9	1.439..1.407	3.430..3.333	12.7..12.6	45.0..45.1	
#10	1.491	3.583	13.0	47.5	Rupture Nord

Tableau 4.3: Paliers de charge de l'essai SH2

Palier	$V$	$H$	$u_{05+06+07}$	$w_{80}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[mm]	[mm]	-
#1	0.383..0.348	0	1.19..1.23	12.0..12.1	Décompression
#2	0.574..0.546	0	2.19..2.17	31.2..31.8	Fissuration débute
#3	0.794..0.735	0.225..0.202	3.47..3.44	59.8..59.9	Limitation de $u_{05+06+07}$ ; nuit
#4	1.001..0.962	0.902..0.849	4.01..4.10	71.1..71.4	2e jour
#5	1.179..1.130	1.613..1.587	4.59..4.65	80.0..80.2	
#6	1.260..1.143	2.021..1.940	4.81..4.68	84.3..84.4	Rupture Nord sous charge maintenue

**Tableau 4.4: Paliers de charge de l'essai SH3**

Palier	V	H	$\Delta\varepsilon_{P,93}$	$u_{05+08}$	$w_{61}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[‰]	[mm]	[mm]	-
#1	0.474..0.439	0	2.09..1.94	1.7..1.7	10.4..10.2	Décompression
#2	0.669..0.619	0	3.92..3.83	4.2..4.2	22.3..22.4	Fissuration débute ; nuit
#3	0.810..0.782	0.045..0.054	6.86..7.16	8.1..8.4	39.7..40.1	2e jour
#4	0	0.035..0.035	2.08..2.07	0.9 .. 0.9	3.2 .. 3.0	1er cycle : déchargement ; $w_{80}$ tombe
#5	0.811..0.784	0.060..0.080	7.64..7.73	10.0..10.1	43.2..43.3	1er cycle : rechargement
#6	0.968..0.923	1.088..1.035	7.71..7.69	10.1..10.1	44.0..44.0	Limitation de $\Delta\varepsilon_{P,93}$ ; vérins $H_S$ à la limite de course ; nuit
#7	1.068..1.052	1.630..1.571	7.78..7.72	10.2..10.1	44.9..44.9	3e jour
#8	1.221..1.188	2.359..2.218	7.76..7.65	10.2..10.2	46.2..46.2	
#9	0	0	2.70..2.70	1.3..1.2	4.9..4.7	2e cycle : déchargement
#10	1.227..1.177	2.320..2.236	7.72..7.62	10.9..10.8	47.0..47.0	2e cycle : rechargement ; nuit
#11	1.370..1.338	3.052..2.901	7.68..7.63	10.9..10.8	48.2..48.3	4e jour
#12	1.469..1.423	3.325..3.207	7.87..7.73	11.3..11.2	51.0..51.1	
#13	1.535	3.758	7.84	11.4	53.1	Rupture Nord

**Tableau 4.5: Paliers de charge de l'essai SH4a**

Palier	$V_N$	$V_S$	H	$\Delta\varepsilon_{P,91}$	$u_{03}$	$w_{61}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[MN]	[‰]	[mm]	[mm]	-
#1	0.455..0.387	0.149..0.127	0	0.57..0.53	0.39..0.37	10.4..10.1	Décompression
#2	0.874..0.817	0.286..0.267	0.276..0.257	2.41..2.44	1.43..1.44	43.8..44.1	Fissuration débute ; augmentation passive de H
#3	1.104..1.029	0.362..0.337	0.644..0.612	3.90..3.98	2.24..2.25	64.1..64.3	
#4	1.116	0.365	0.693	4.22	2.39	68.2	Rupture Nord

Tableau 4.6: Paliers de charge de l'essai SH4b

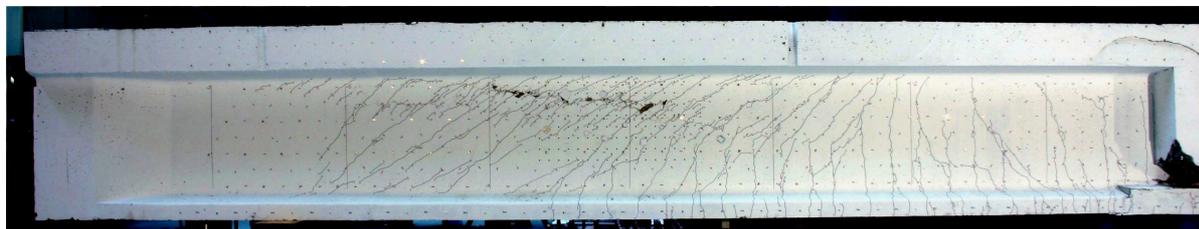
Palier	$V_N$	$V_S$	$H$	$\Delta\varepsilon_{p,95}$	$u_{02}$	$w_{11}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[MN]	[%]	[mm]	[mm]	-
#4	0	0	0	0	0	3.2	Décharge- ment ; nuit
#5	0	0	0	0	0	2.9	2e jour ; dé- placement du cadre $F$ et de l'appui Nord ; nuit
#6	0.080..0.075	0.254..0.241	0	0.04..0.04	0.07..0.06	5.0..5.1	3e jour
#7	0.144..0.131	0.461..0.390	0	0.11..0.10	0.13..0.13	7.3..7.3	
#8	0.205..0.189	0.657..0.606	0	0.69..0.64	0.68..0.66	14.3..14.4	Décom- pression
#9	0.295..0.266	0.945..0.792	0.131..0.126	1.51..1.49	1.47..1.45	29.7..29.8	Limitation de $\Delta\varepsilon_{p,95}$ ; nuit
#10	0.362..0.352	1.159..1.126	0.841..0.828	1.54..1.52	1.52..1.51	31.4..31.4	4e jour
#11	0.430..0.416	1.375..1.330	1.389..1.322	1.53..1.48	1.53..1.52	32.6..32.7	
#12	0.475..0.439	1.521..1.406	1.583..1.516	1.64..1.50	1.68..1.64	35.6..36.1	
#13	0.523	1.673	2.456	0.65	1.58	43.2	Rupture Sud

Tableau 4.7: Paliers de charge de l'essai SH5

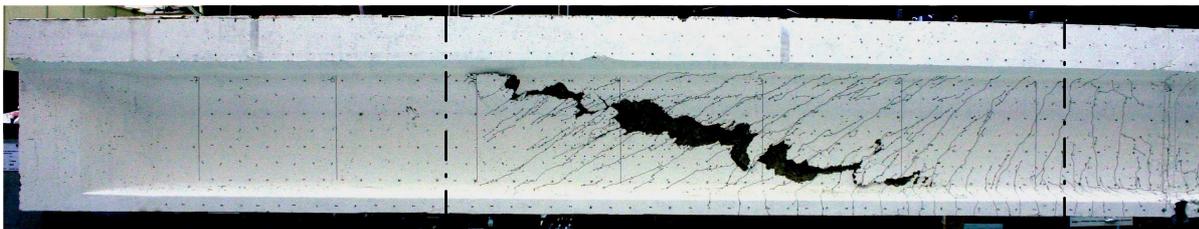
Palier	$V_N$	$V_S$	$H$	$u_{23}$	$w_{61}$	Remarque
-	[MN]	[MN]	[MN]	[mm]	[mm]	-
#1	0.584..0.534	0.736..0.673	0.196..0.191	3.05..3.01	15.8..15.9	Décompression ; nuit
#2	0.745..0.650	0.939..0.819	0.448..0.431	5.27..5.10	27.4..26.4	2e jour ; phase de fissuration ; activa- tion en parallèle de $H$
#3	0.870..0.766	1.095..0.965	0.680..0.644	7.55..7.40	37.8..36.7	Nuit
#4	1.025..0.974	1.291..1.227	1.857..1.845	7.57..7.56	39.0..39.0	3e jour ; weekend
#5	0.671..0.680	0.845..0.796	0.199..0.196	4.33..4.33	21.8..21.8	4e jour ; décharge- ment
#6	0	0	0.029..0.010	0.87..0.68	5.7..4.8	Déchargement ; 2 nuits
#7	1.010..0.968	1.272..1.219	1.749..1.770	8.29..8.25	41.3..41.2	5e jour ; recharge- ment ; nuit
#8	1.125..1.100	1.417..1.386	2.376..2.381	8.28..8.23	42.0..42.0	6e jour ; limitation de $u_{23}$
#9	1.239..1.102	1.561..1.388	2.981..2.841	8.27..7.53	43.1..39.4	
#10	1.315	1.657	2.985	8.72	46.0	Rupture Sud



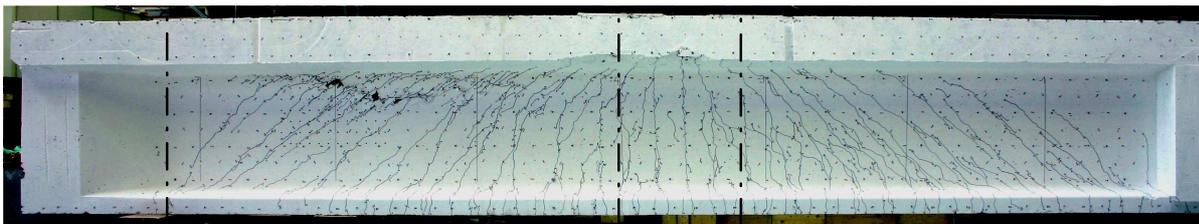
(a) SH1



(b) SH2

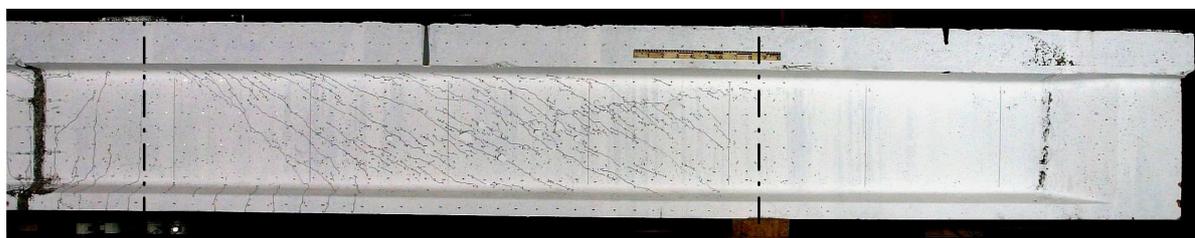


(c) SH3



(d) SH4a

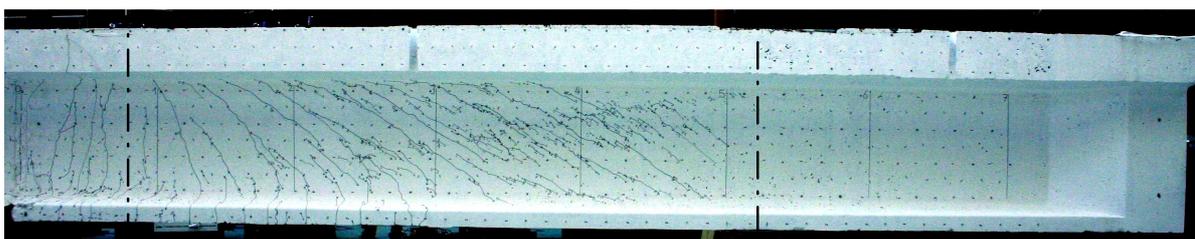
**Figure 4.1: Poutres après la rupture, avec emplacement des charges verticales et appuis (dessiné par rapport au plan de l'âme) ; partie Nord, face Ouest (poutre SH5 pas montrée)**



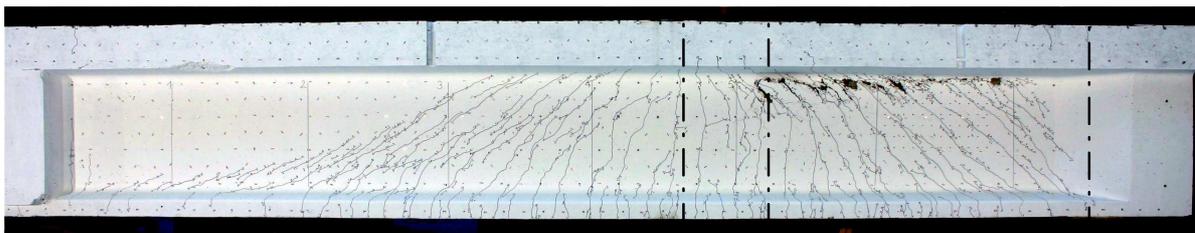
(a) SH1



(b) SH2



(c) SH3



(d) SH4b

**Figure 4.2: Poutres après la rupture, avec emplacement des charges verticales et appuis (dessiné par rapport au plan de l'âme) ; partie Sud, face Ouest (poutre SH5 pas montrée)**

La figure 4.3 montre l'effort tranchant dans la zone de rupture en fonction de la charge horizontale  $H$ . Les paliers sont également indiqués. La première phase est visible avec l'activation de la charge  $F$  uniquement. Avec l'activation de la charge  $H$  en deuxième phase, une relation à peu près linéaire entre  $V$  et  $H$  s'établissait. Durant cette phase, l'ouverture des fissures et l'allongement des câbles ont en général légèrement augmenté, ce qui signifie que l'armature a repris une partie du moment supplémentaire en deuxième phase. Si la charge  $H$  avait entièrement repris le moment supplémentaire causé par  $V$  durant cette phase, la pente aurait valu :

$$\frac{V_N}{H} = \frac{z_N - z_{H,N} + e_z}{a_N}, \quad \frac{V_S}{H} = \frac{z_S - z_{H,S} + e_z}{a_S} \quad (4.1)$$

Les valeurs  $z_N, z_S$  correspondent à la distance entre l'effort intérieur de compression et le bord inférieur de la section sous les charges  $F$ . Les valeurs  $z_{H,N}, z_{H,S}$  correspondent à la distance entre le point d'introduction de la charge  $H$  et le bord inférieur de la section sous la charge  $F$  en question (Nord/Sud).

Pendant le chargement, les extrémités de la poutre se soulèvent, alors qu'à mi-travée, la poutre s'abaisse. Les valeurs  $z_{H,N}, z_{H,S}$  (positives) augmentent donc durant l'essai, alors que le bras de levier diminue. Les valeurs  $z_{H,N}, z_{H,S}$  sont montrées à la figure 4.4. Elles diffèrent aux extrémités pour l'essai SH4a. Pour cet essai, la charge  $H$  était faible. Les valeurs  $z_{H,N}, z_{H,S}$  se calculent par la position de la charge  $H$  avant chargement (0.2 m), moins le déplacement du point d'introduction de  $H$  (positif vers le bas) et plus la flèche sous la charge  $F$  en question (positif vers le bas). L'éq. suivante montre les numéros des canaux des capteurs qui ont mesuré le déplacement (pour la charge  $H$  : moyenne des deux barres) :

$$z_{H,N} = 0.2\text{m} - \frac{(23) + (26)}{2} + (61 ; \text{SH4b} : 22), \quad z_{H,S} = 0.2\text{m} - \frac{(10) + (12)}{2} + (60 ; \text{SH4b} : 11) \quad (4.2)$$

Le déplacement de l'extrémité de la poutre qui a eu lieu sans que le cadre de réaction "flotte" avec la structure (et qui réduit la distance 0.2 m) a été négligé. Pour l'essai SH5, aucun capteur n'a été placé sous l'introduction de la charge  $H$ .

Puisque l'armature a dû reprendre une partie des efforts supplémentaires après l'activation de  $H$ , la pente entre  $V$  et  $H$  est plus importante que selon l'équation (4.1). Elle est similaire pour les essais SH1 à SH3 et SH5, alors qu'elle était la plus importante pour les essais SH4a et SH4b.

La charge de rupture  $V_R$  est la plus grande pour les essais SH4b et SH5, suivis de SH3 et SH1, et de SH2 et SH4a. Deux tendances peuvent être observées :

- Plus la distance entre l'appui le plus chargé et la charge  $F$  est petite ( $\text{SH4b} < \text{SH4a} < \text{SH3} < \text{SH1} = \text{SH2}$ ), plus l'effort tranchant à la rupture est grand
- Plus la fissuration de l'âme et de l'aile inférieure est faible ( $\text{SH5} < \text{SH1} < \text{SH4b} < \text{SH3} < \text{SH2} < \text{SH4a}$ ), plus l'effort tranchant à la rupture est grand

La rupture est accompagnée par une chute des charges  $F$  et  $H$ . La chute est grande dans le cas des essais SH1 et SH3. Elle est faible pour les essais SH4b et SH5, et SH2, pour lequel la poutre s'est rompue sous charge constante. Concernant l'essai SH4a, la décharge active a été commencée avant une chute marquée des charges, vu qu'une augmentation des charges n'était plus possible.

La figure 4.5 montre l'effort normal  $N = -H$  et le moment dû aux charges  $M_{F+H+g+g'}$  par rapport à l'axe moyen de l'aile supérieure, calculé selon l'équation suivante :

$$M_{F+H+g+g'} = V_{F,N/S} \cdot a_{N/S} + M_{g+g'} - M_H, \quad M_H = -H \cdot \left( h - z_H(x) + e_z(x) - \frac{h_{sup}}{2} \right), \quad h_{sup} = 0.285 \text{ m} \quad (4.3)$$

Vu que l'augmentation de  $z_H$  vers le milieu de la poutre est du même ordre de grandeur que  $e_z$ , une valeur constante de  $z_H = 0.2$  m est adoptée. Le moment maximal a été atteint après la fin de la première phase (pas ou peu d'effort normal) pour les essais SH1, SH3, SH4b et SH5. Dans la suite, le moment a baissé légèrement. Pour l'essai SH2, une augmentation du moment a eu lieu durant la suite, alors que la rupture a eu lieu durant la première phase pour l'essai SH4a.

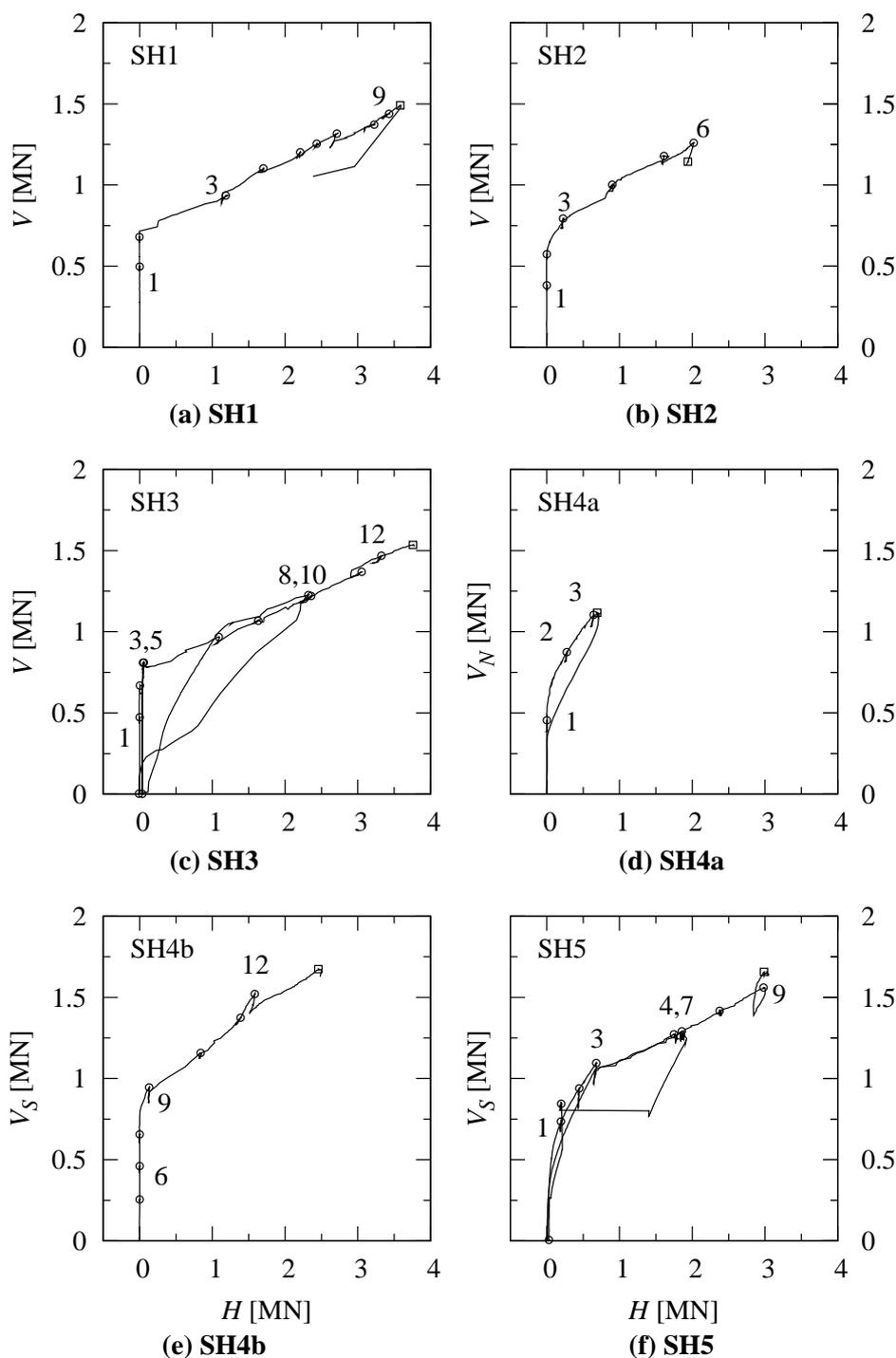
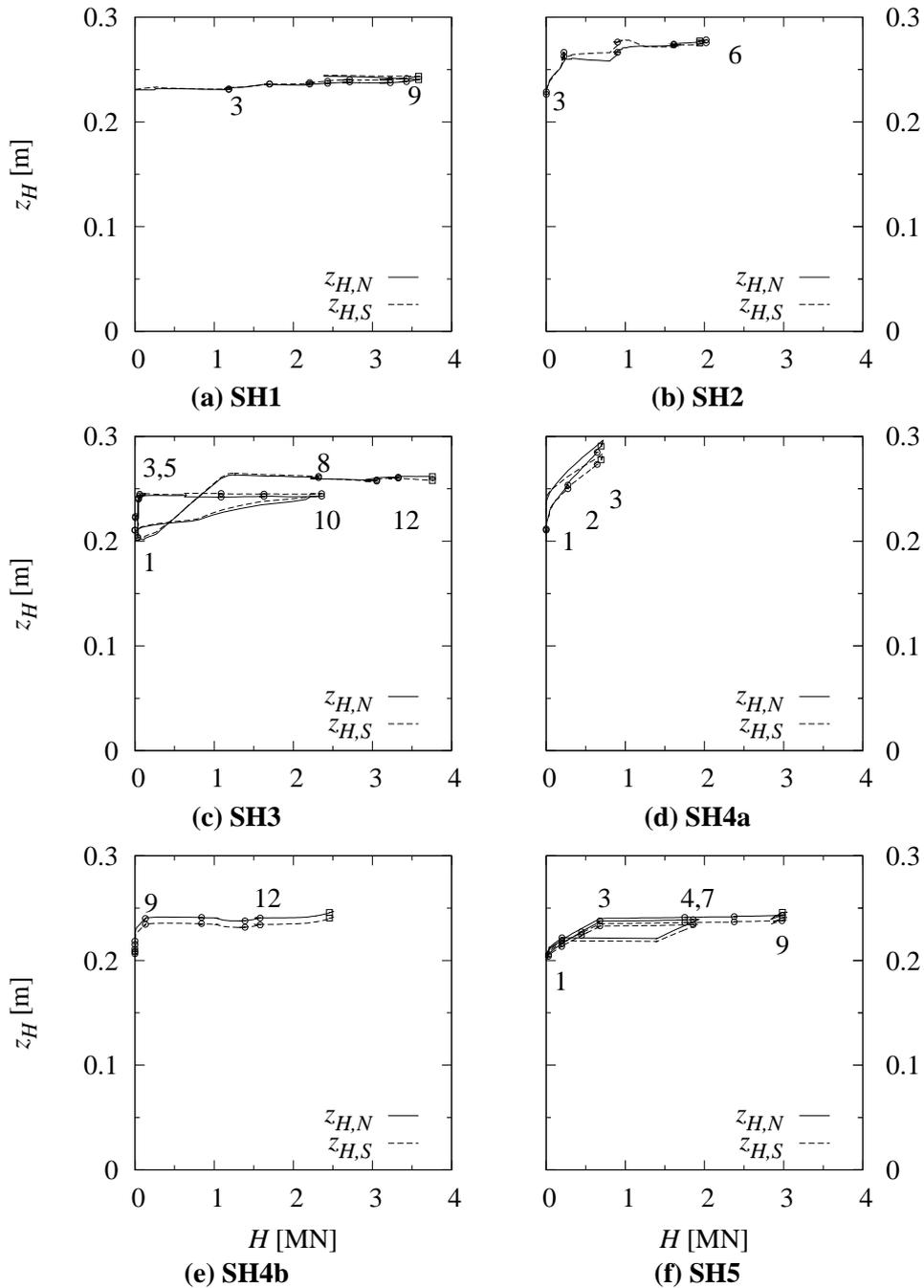


Figure 4.3: Effort tranchant appliqué dans la zone de rupture en fonction de l'effort horizontal appliqué ; les paliers sont indiqués

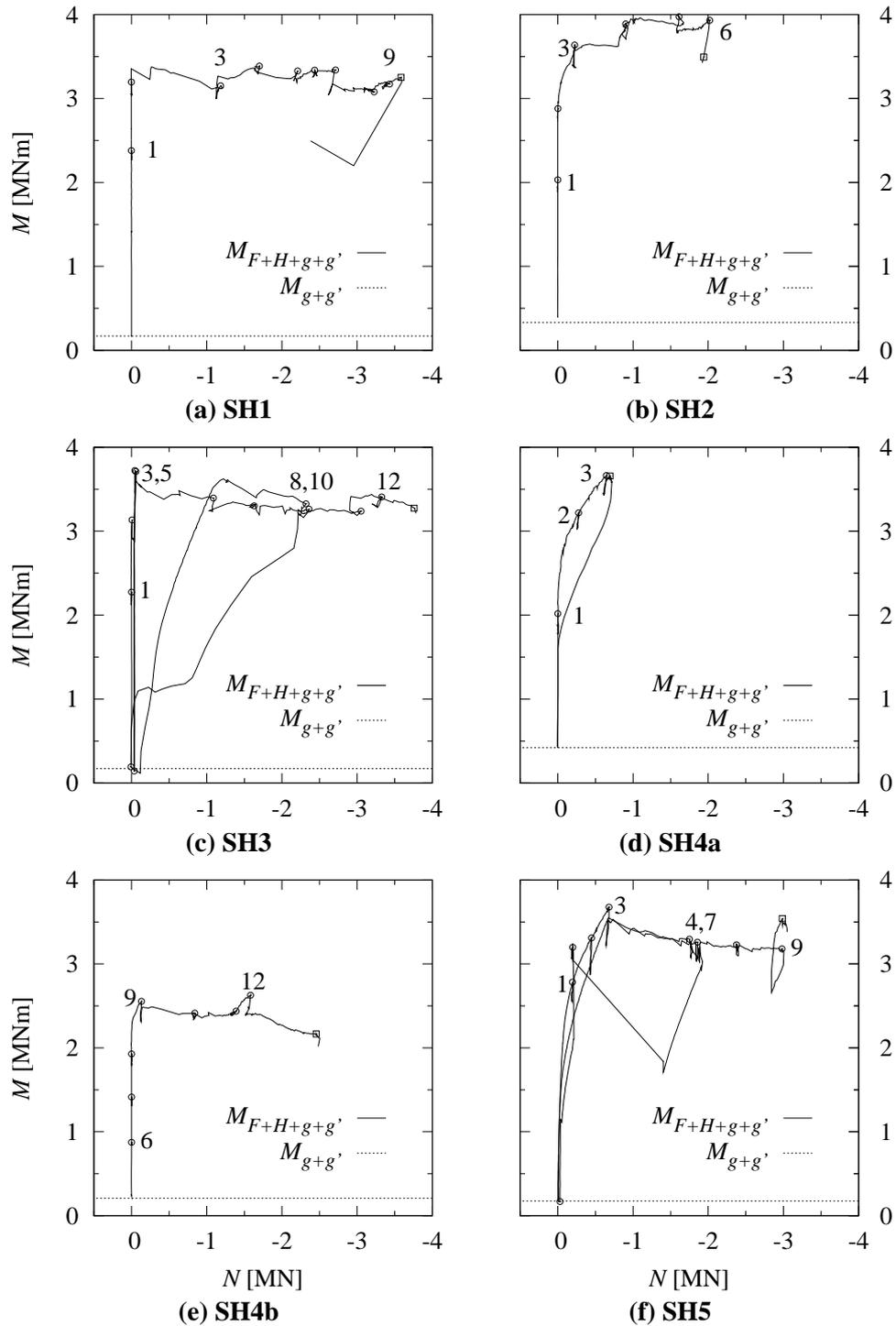


**Figure 4.4: Charge  $H$  et sa distance par rapport à l'arête inférieure de la section sous les charges  $F$  (SH5 : position des barres non-contrôlée durant l'essai) ; les paliers sont indiqués**

La figure 4.6 montre la flèche des poutres en fonction de l'effort tranchant  $V$ , à l'endroit du moment maximal, à part pour la poutre SH2, pour laquelle il s'agit de la flèche à mi-travée. L'essai SH4b a suivi l'essai SH4a, qui avait déformé la poutre.

Une première phase se distingue par un comportement rigide, qui finit par la décompression de la poutre. Celle-ci se fait de manière marquée pour les essais SH2, SH4a et SH4b, et de manière plus progressive pour les autres essais.

Ensuite, après décompression, la flèche augmente 4 à 5 fois plus rapidement par rapport à l'augmentation de l'effort tranchant. Dans les cas des essais SH4b et SH3, le facteur atteint même 6 resp. 7.



**Figure 4.5: Effort tranchant appliqué dans la zone de rupture en fonction de l'effort horizontal appliqué ; les paliers sont indiqués**

Lors de l'activation de la charge  $H$  et alors que le paramètre de contrôle, l'ouverture des fissures au milieu de la poutre où l'allongement des câbles, reste à peu près constant, la flèche augmente très peu. Lors de l'essai SH3, le chargement cyclique conduit à une augmentation sensible de la flèche lors du premier cycle. Le deuxième cycle avec la charge  $H$  active n'a conduit qu'à une faible augmentation de la flèche. Comparé à celui-ci, le cycle de l'essai SH5, avec une charge  $H$  active, a conduit à une

augmentation plus importante de la flèche.

La rupture a provoqué une augmentation abrupte de la flèche. L'augmentation était proportionnelle à la chute des charges qu'elle accompagnait.

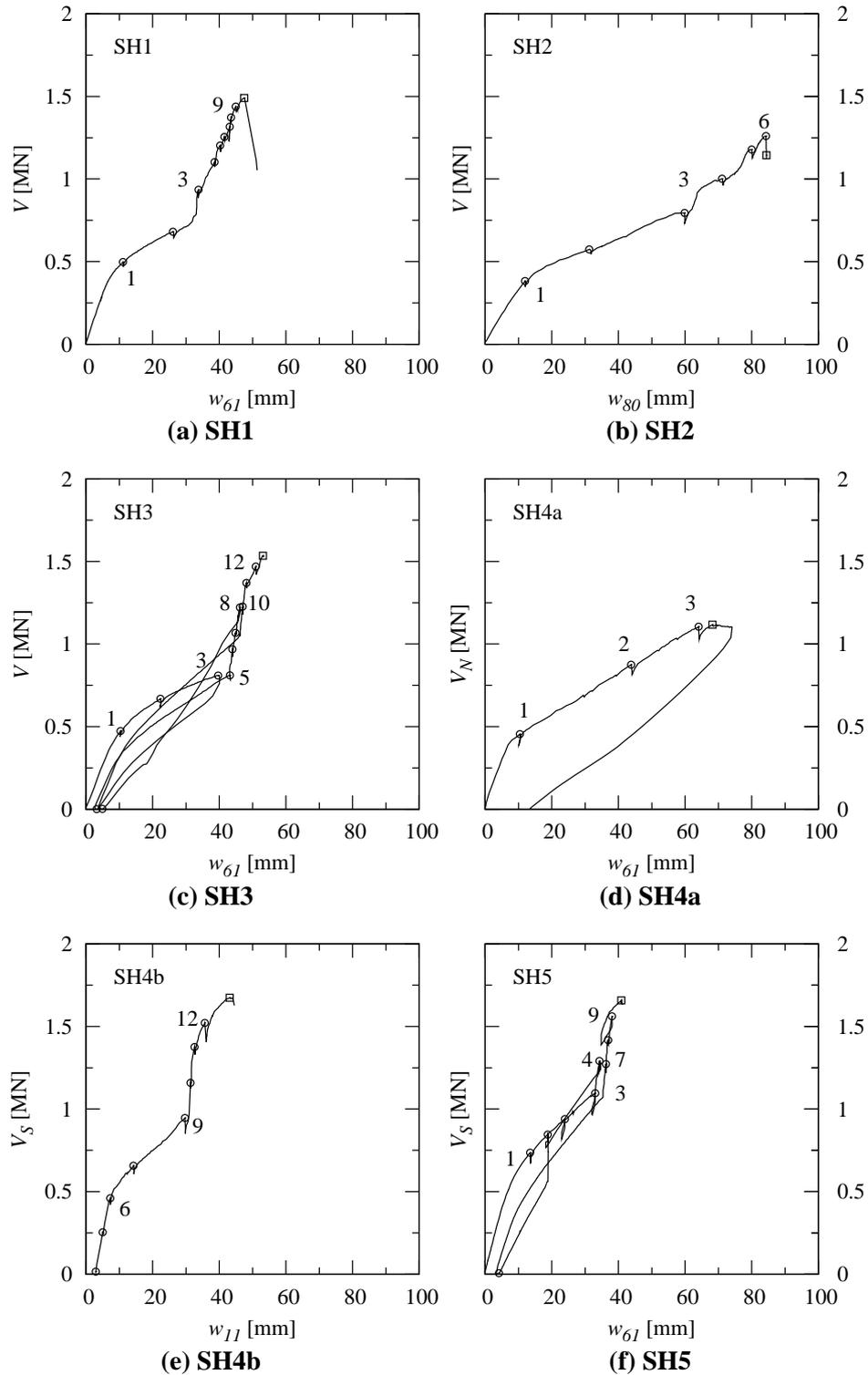


Figure 4.6: Effort tranchant appliqué dans la zone de rupture en fonction de la flèche dans la zone du moment maximal ; les paliers sont indiqués

## Diagramme des efforts

Les figures 4.7 et 4.8 montrent l'effort tranchant dû aux charges  $F$  et celui dû au poids propre et au bâti (charges mortes). Le premier peut être calculé selon l'éq. (3.4). L'effet des charges mortes  $g + g'$  est simplifié comme une charge répartie constante qui vaut 19.6 kN/m (éq. (3.1)).

Les figures 4.7 et 4.8 montrent également le moment de flexion. Il s'agit du moment  $M_{g+g'}$  et celui dû à la totalité des charges,  $M_{g+g'+F+H}$ . Le moment  $M_H$  est exprimé avec un bras de levier par rapport à la position de l'effort de compression dans l'aile supérieure. Celle-ci est estimée comme étant égale à la mi-hauteur de l'aile supérieure :

$$M_H = -H \cdot \left( h - z_H(x) - e_z(x) - \frac{h_{sup}}{2} \right), \quad h_{sup} = 0.285 \text{ m} \quad (4.4)$$

La valeur  $z_H(x)$  vaut 0.2 m aux extrémités et est égale à  $z_{H,N}, z_{H,S}$  sous les charges  $F$  (fig. 4.4). Elle est approximée de manière linéaire entre ces valeurs. La figure montre également le moment dû au poids propre et au bâti  $M_{g+g'}$ .

L'effet des charges mortes est faible par rapport à l'effet des charges  $F$  et  $H$ , à part pour l'essai SH4a.

Le moment ultime  $M_R$  peut être calculé sous l'hypothèse sur le bras de levier interne énoncée. Ceci est fait pour l'écoulement du câble ( $f_s$ ) et la résistance à la traction ( $f_t$ ). L'armature passive et précontrainte de l'aile inférieure a été considérée avec la limite d'écoulement seulement. Au joint de bétonnage, sa contribution est nulle. Sa longueur d'ancrage est admise de manière simplifiée  $\ell_b = 0.5$  m. Le renforcement de l'aile inférieure a cependant été considéré pour l'essai SH2 en admettant une valeur équivalente à la résistance de l'armature passive existante. L'armature supérieure faible n'a pas été considérée.

Durant la première phase de l'essai, seules les charges  $F$  ont été activées jusqu'au voisinage de la résistance à la flexion. Ensuite la charge  $H$  a permis une augmentation de la charge  $F$ , alors que le moment maximal augmentait très faiblement.

Selon le calcul, les câbles de précontrainte atteignent la limite d'écoulement à la rupture et s'approchent de leur résistance à la traction pour tous les essais. Pendant l'essai SH4b, l'enveloppe des sollicitations épouse la forme de l'enveloppe de la résistance. Ainsi, l'écoulement des câbles est possible dans une zone étendue. Pour l'essai SH4a, le comportement est similaire, mais avec une sollicitation du câble nettement plus élevée, qui, selon le modèle de calcul, dépasse la résistance à la traction des câbles.

La charge  $H$  sollicite les porte-à-faux des poutres par un moment négatif important. Pour tous les essais, la rupture se situe alors dans une zone de moment relativement faible.

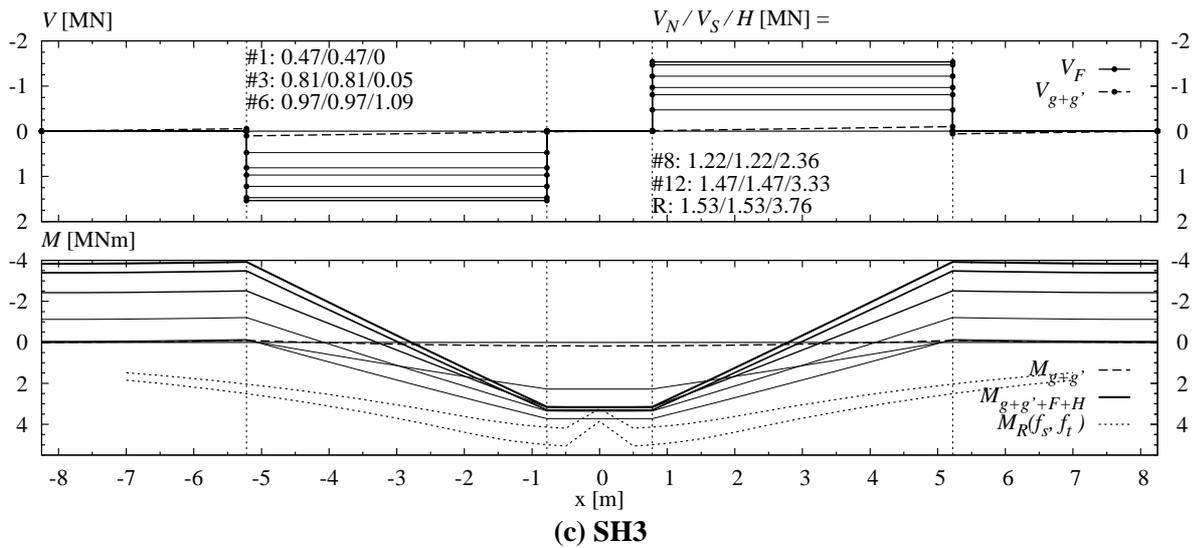
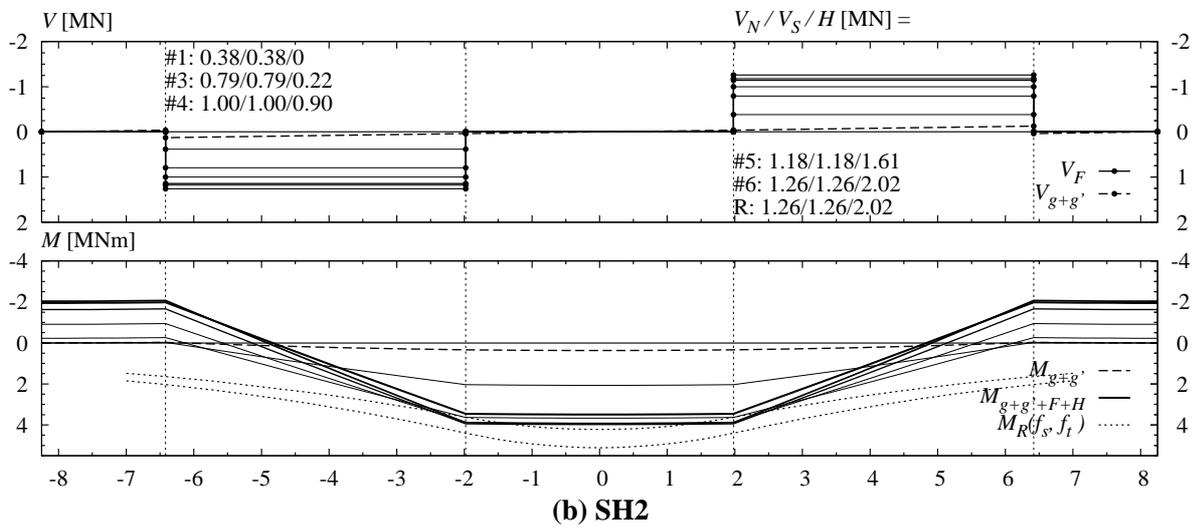
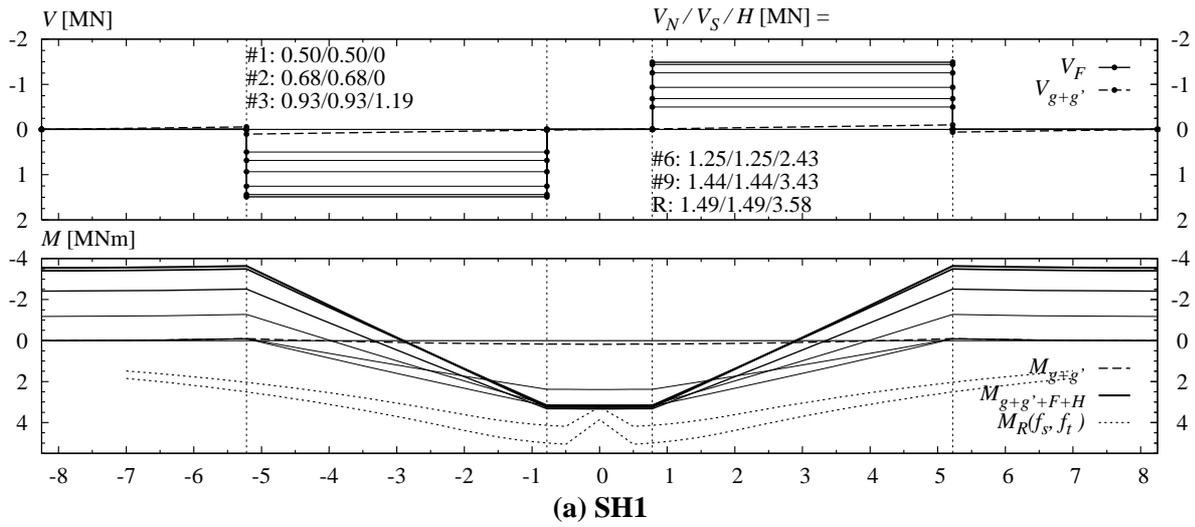


Figure 4.7: Essais SH1 à SH3 : Diagramme de l'effort tranchant et du moment de flexion (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )

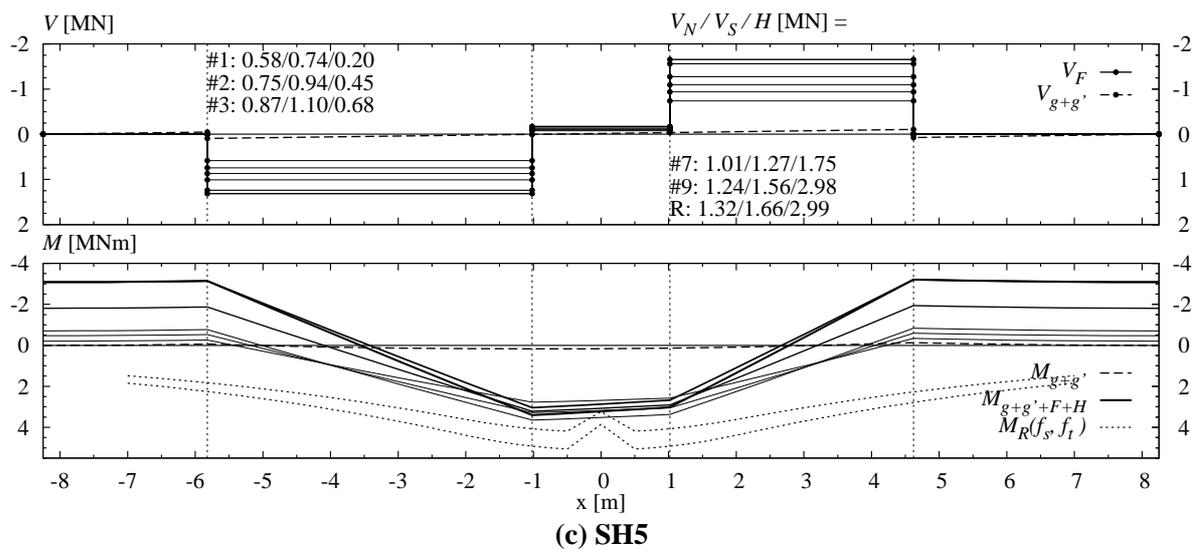
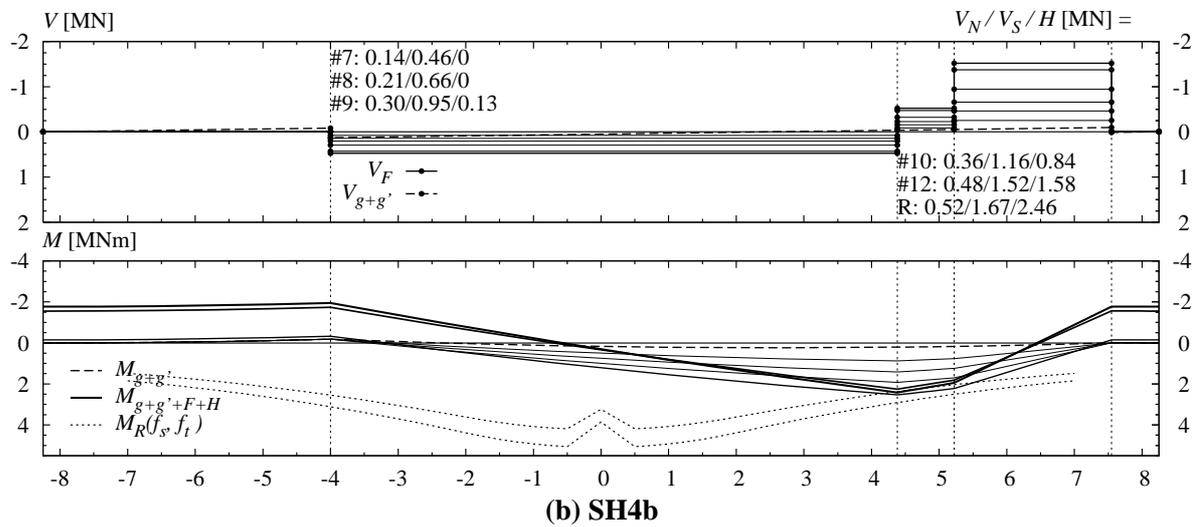
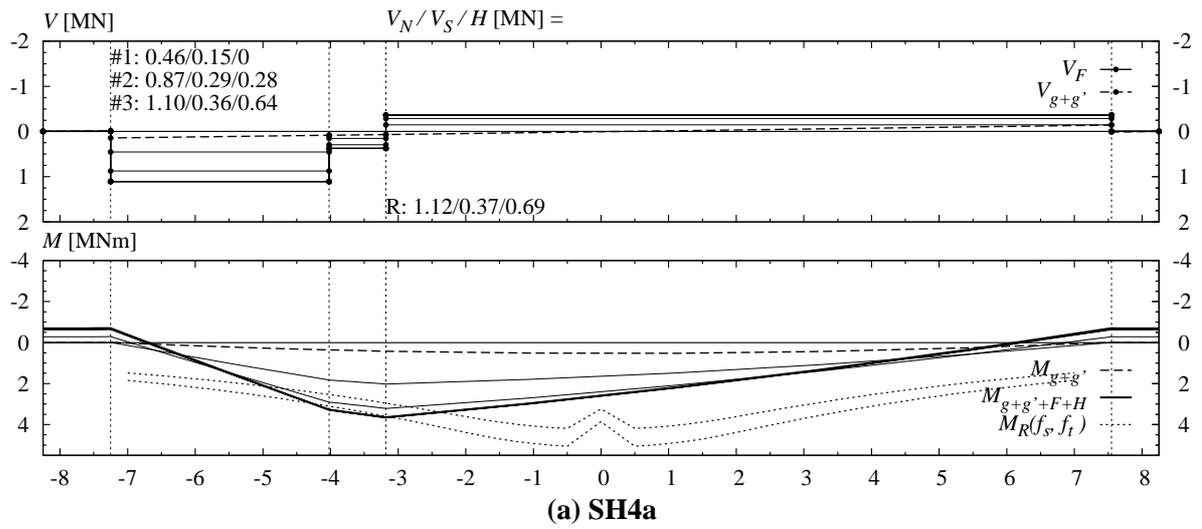


Figure 4.8: Essais SH4a à SH5 : Diagramme de l'effort tranchant et du moment de flexion (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )

## Déformée

La figure 4.9 montre la déformée pour des paliers choisis qui représentent entre autres la décompression (en général : palier 1 ; SH4b : 7), le début de la phase de fissuration flexionnelle stabilisée (palier 3 ; SH4a : 2 ; SH4b : 9), la phase avec la charge  $H$  active, le dernier palier et la déformée à la rupture. La base de mesure est la poutre avec contreflèche  $e_z$ . La déformée est similaire pour les essais SH1 et SH3. Elle est plus grande et plus "remplie" pour l'essai SH2, avec une zone de moment maximal plus étendue. La poutre SH4 montre une flèche et une courbure importantes sous l'essai SH4a, et de moindre mesure sous l'essai SH4b. L'essai SH5 montre un comportement similaire à SH1 et SH3. La charge  $H$  provoque une courbure négative sur appui.

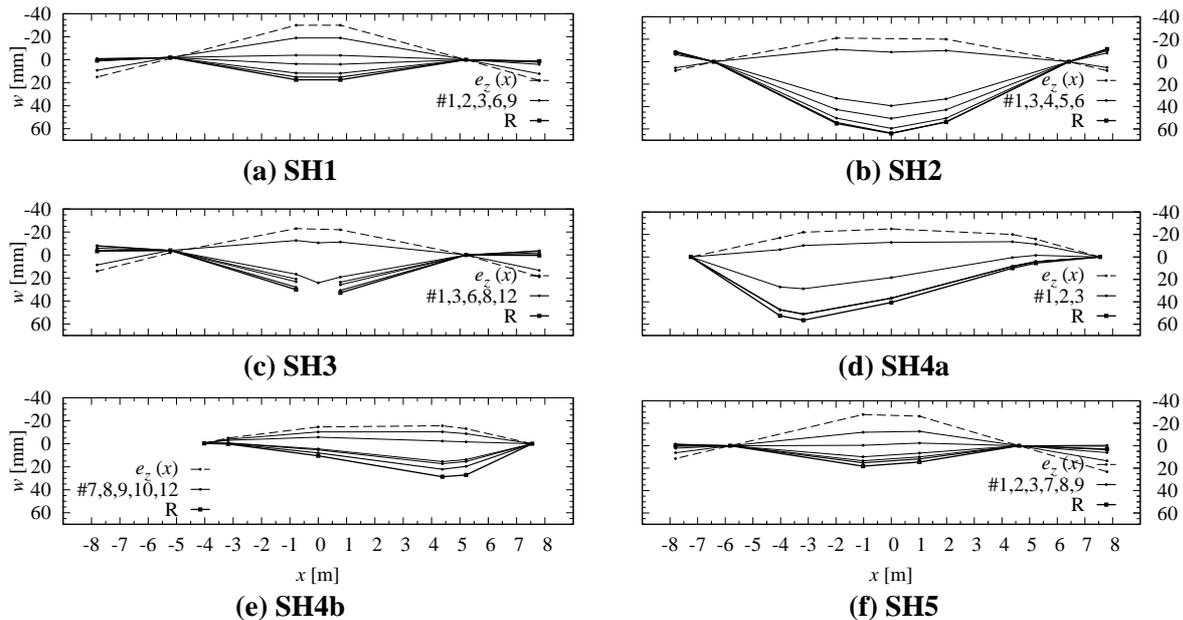


Figure 4.9: Déformée par rapport à la position initiale (avec contreflèche) ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$

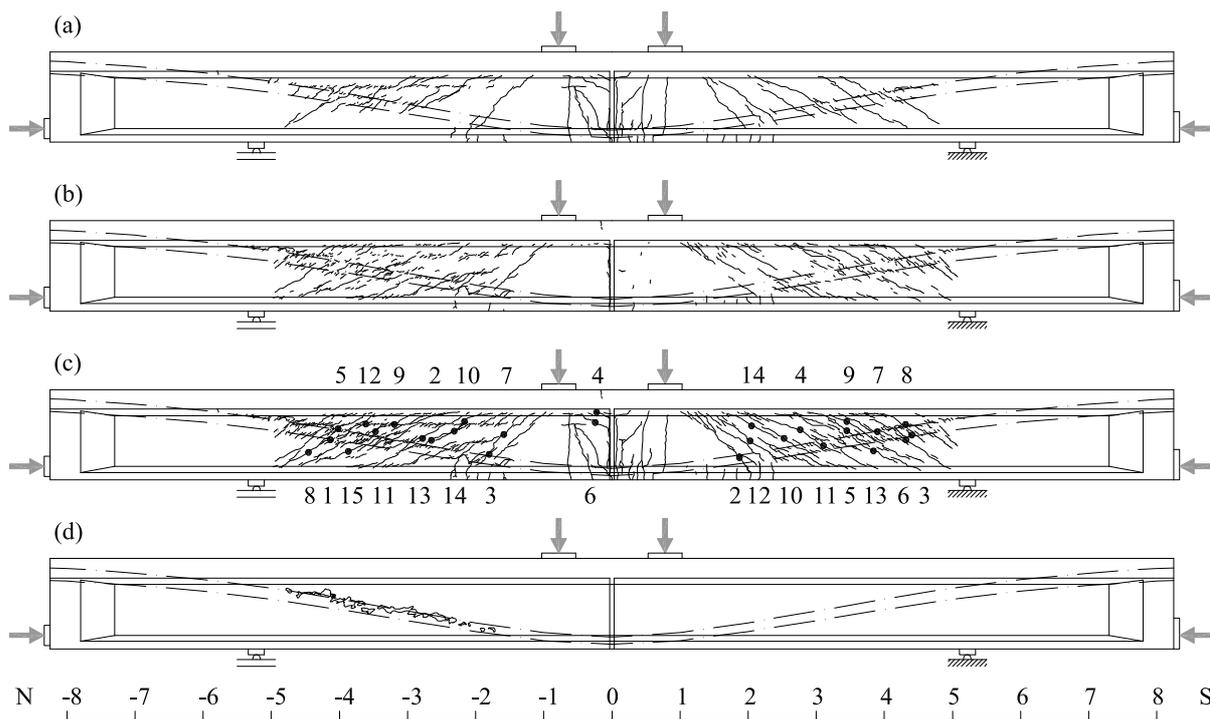
## 4.3 Fissuration et rupture

### Fissuration dans le plan

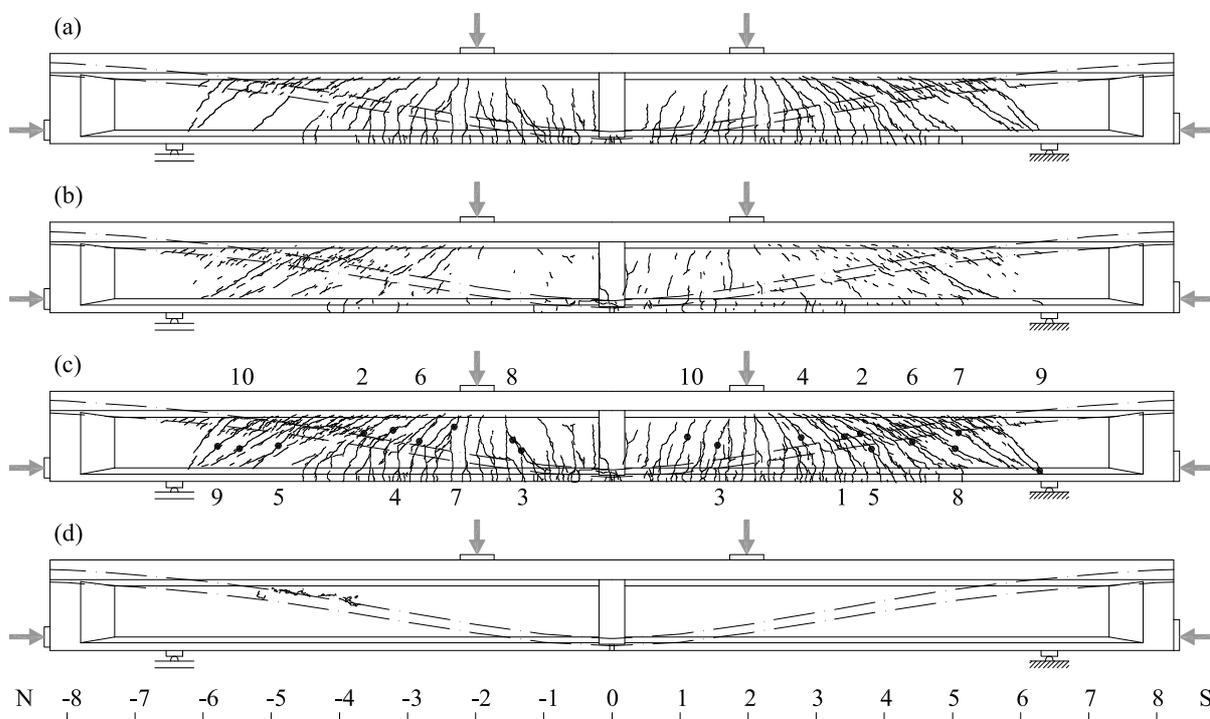
L'inclinaison d'une fissure est définie par l'angle entre sa direction et l'axe longitudinale de la poutre. La fissuration pour des paliers choisis est montrée aux figures 4.10 à 4.14. La partie (d) des figures montre l'éclatement du béton dans la zone de rupture immédiatement après la rupture. Les figures montrent également l'emplacement et la numérotation des mesures d'ouverture des fissures.

#### Première fissuration flexionnelle

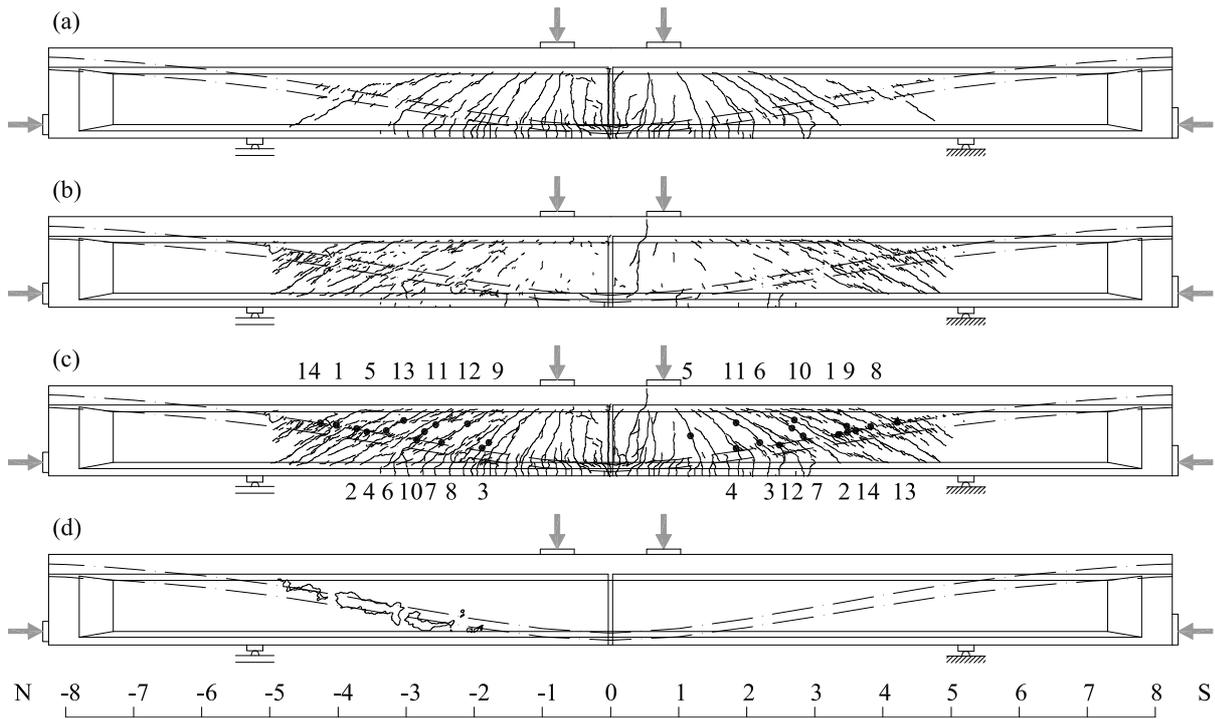
En général, les premières fissures de l'aile inférieure devenaient visibles lors du premier palier (SH3 : 2e ; SH4b : 7e). L'aile inférieure est fissurée dans la zone du moment maximal, dans une zone qui s'étend sur 1 (SH1, SH2) à 2 m (SH4a, SH5), voire 4 m (SH3, SH4b). Leur espacement est de 200 à 500 mm (SH2, SH5). Ces fissures forment des éventails centrés autour des charges  $F$ . Pour les essais où le joint de bétonnage se trouvait dans cette zone, sans renforcement de l'aile inférieure (SH1, SH3 et SH5), une voire deux fissures très larges se sont formées au niveau du joint.



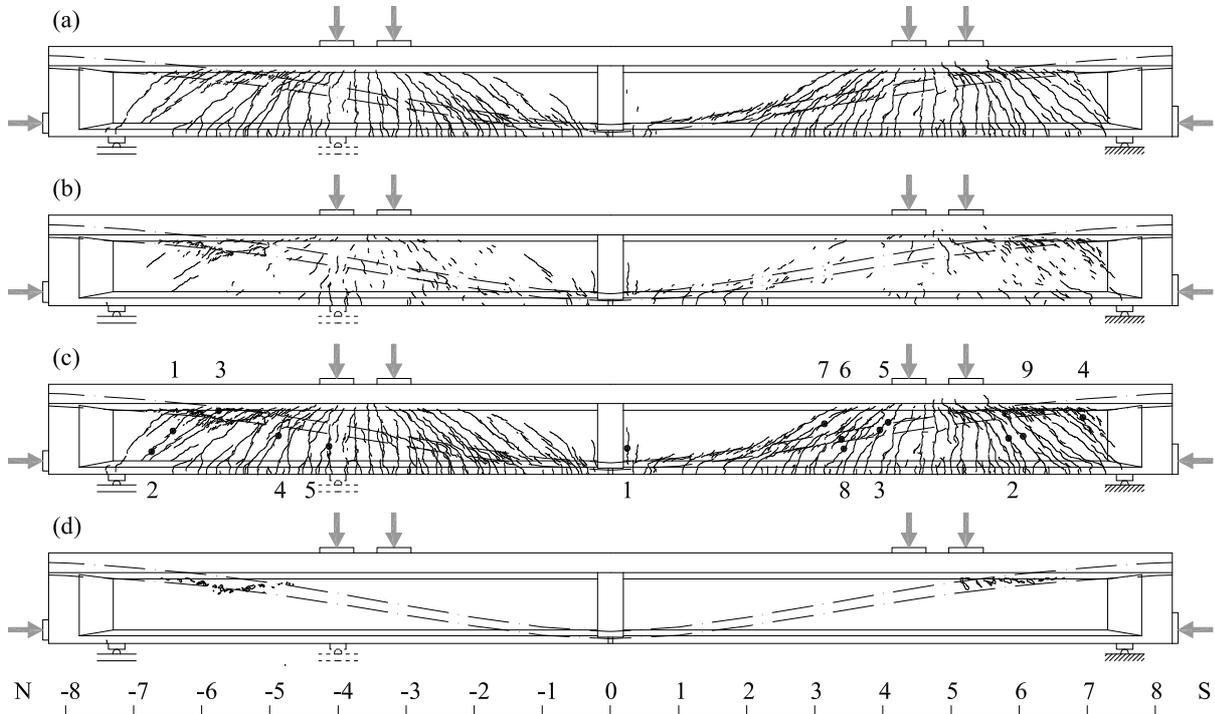
**Figure 4.10: Fissuration de l'essai SH1 : (a) palier 3 (b) fissuration additionnelle entre le palier 3 et la rupture (c) rupture (d) éclatement du béton immédiatement après la rupture**



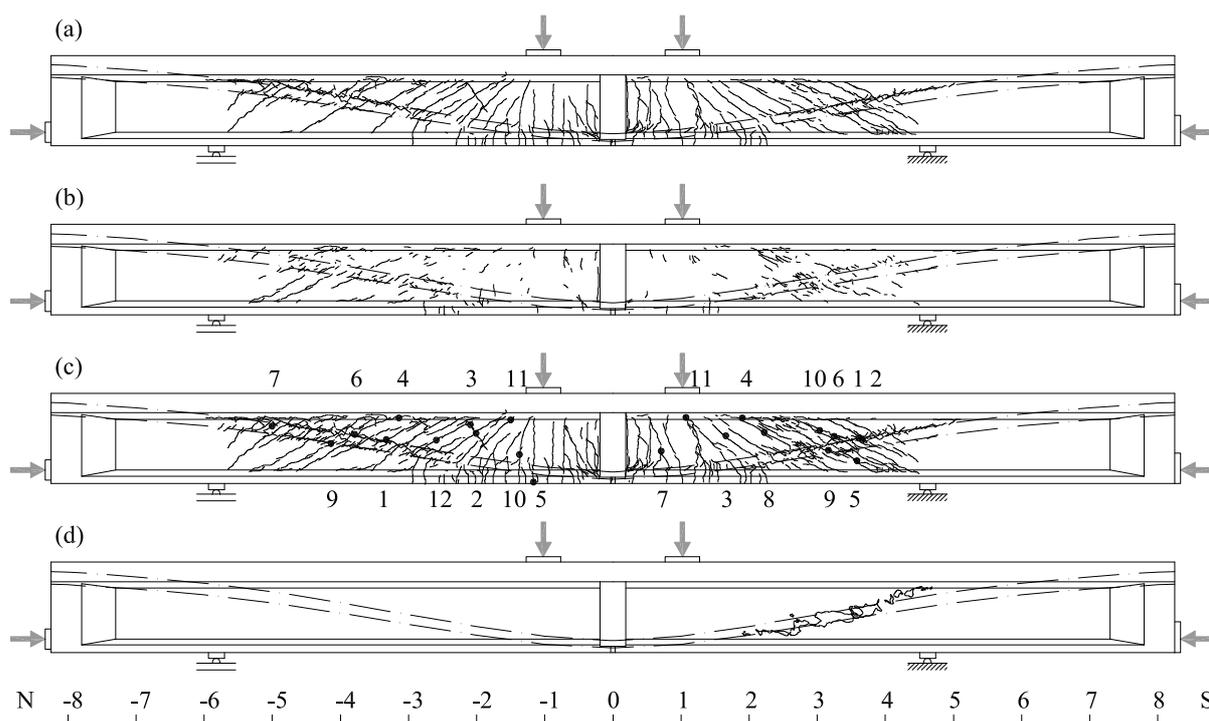
**Figure 4.11: Fissuration de l'essai SH2 : (a) palier 3 (b) fissuration additionnelle entre le palier 3 et la rupture (c) rupture (d) éclatement du béton immédiatement après la rupture**



**Figure 4.12: Fissuration de l'essai SH3 : (a) palier 3 (b) fissuration additionnelle entre le palier 3 et la rupture (c) rupture (d) éclatement du béton immédiatement après la rupture**



**Figure 4.13: Fissuration de l'essai SH4 ; la partie Nord montre l'essai SH4a, la partie Sud l'essai SH4b : (a) palier 2/9 (b) fissuration additionnelle jusqu'à la rupture (c) rupture (d) éclatement du béton immédiatement après la rupture**



**Figure 4.14: Fissuration de l'essai SH5 : (a) palier 3 (b) fissuration supplémentaire entre le palier 3 et la rupture (c) rupture (d) éclatement du béton immédiatement après la rupture**

#### Première fissuration due à l'effort tranchant

La fissuration de l'âme due à l'effort tranchant devenait en général visible lors du 2<sup>e</sup> palier. Quelques fissures (SH5 : plus que les autres), inclinées à 23° (SH1), 30° (SH2), 50° (SH3 ; près de la charge  $F$ ) et 35° (SH5), vont de l'aile supérieure au câble supérieur, alors que d'autres, très courtes, se situent le long d'un câble, normalement le câble supérieur. Dans le cas de l'essai SH4b, au 8<sup>e</sup> palier l'inclinaison des fissures entre les câbles était environ 35°. Pour l'essai SH4a, l'âme est très fissurée de part et d'autre des charges  $F$ . Entre l'appui Nord et la charge  $F$ , l'inclinaison est plus faible au-dessus des câbles (27°), et maximale en-dessous (35°). Dans la partie au Sud des charges  $F$ , l'inclinaison est plus grande (40° en-dessus, et 45° en-dessous).

Des fissures qui longent surtout le câble supérieur sont orientées parallèlement aux câbles et visibles entre l'appui et la charge  $F$  pour tous les essais. Il s'agit de fissures déjà existantes sur le viaduc qui se rouvrent (fig. 2.20).

Une fissuration longe le câble supérieur près du milieu de la poutre et semble indiquer du "splitting" induit par l'adhérence des câbles est visible sur environ 500 mm de part et d'autre du milieu dans le cas des poutres SH3 et SH5 (SH1 : moins marqué ; SH2 : près de la charge  $F$  du Nord).

Dans le cas des essais SH4a et SH4b, entre l'appui moins chargé et la charge  $F$ , près de celle-ci, la fissuration de l'âme rencontre les câbles sous un angle faible. Des problèmes d'adhérence peuvent en résulter.

Une fissuration le long de l'armature passive longitudinale de l'âme est visible au-dessus des câbles dans la partie Nord de SH1. Il s'agit de fissures existantes sur le viaduc.

#### Fissuration flexionnelle stabilisée

La fissuration en flexion est généralement terminée avec l'activation de la charge  $H$ , c'est-à-dire au palier 3 (SH4a : 2<sup>e</sup> ; SH4b : 9<sup>e</sup> ; figures 4.10 à 4.14). Elle s'étend depuis le milieu de la poutre sur 5 (SH1, SH5), 6.5 (SH3) voire 10 m (SH2), avec un espacement de 100 mm (SH2, SH4), 150 mm (SH3, SH5) et 200 mm

(SH1). La partie Nord de la poutre SH5 est légèrement plus fissurée que celle au Sud. Pour les essais SH4a et SH4b, la fissuration couvre toute la longueur depuis l'appui le plus chargé jusqu'au joint au milieu de la poutre.

La fissuration de l'âme est dense et couvre toute la zone entre charge et appui (SH4a et SH4b : seulement la partie de la poutre avec effort tranchant maximal), avec un espacement de 130 mm (SH4a, SH4b : 90 mm). Près des câbles, des fissures d'une longueur de 50 à 100 mm, parallèles aux autres fissures dues à l'effort tranchant, rendent l'espacement encore nettement plus petit. L'inclinaison des fissures au-dessus des câbles est en général plus faible que celle au-dessous, alors qu'entre les câbles elle se situe entre les deux valeurs. Les valeurs moyennes sont données dans le tableau 4.8. Une déviation des bielles de compression a probablement lieu au niveau des câbles. Les figures 4.10 à 4.14 montrent l'endroit et le numéro de la mesure de l'ouverture de la fissure à l'oeil nu. L'ouverture des fissures inclinées vaut entre 0.2 et 0.3 mm pour tous les essais à part SH2 (0.5 mm) ; l'ouverture est plus petite en-dessous des câbles. Les éventails autour des charges et des appuis et la sollicitation de l'âme à l'effort tranchant sont bien visibles.

**Tableau 4.8: Inclinaison moyenne des fissures de l'âme au-dessus/entre/au-dessous des câbles de précontrainte après stabilisation de la fissuration flexionnelle (palier 3 ; SH4a : 2 ; SH4b : 9)**

Position	SH1	SH2	SH3	SH4a	SH4b	SH5
Nord	29/33/33°	30/40/45°	33/37/42°	27/32/35°	27/35/37°	28/34/36°
Sud	29/33/33°	30/40/45°	33/37/42°	40/45/60°	33/33/70°	30/31/37°

### Fissuration jusqu'à la rupture

En général entre le palier 3 (SH4a : 2 ; SH4b : 9) et la rupture, la fissuration s'est concentrée le long des câbles de précontrainte (figures 4.10 à 4.14, parties (b) et (c)).

Les nouvelles fissures inclinées ont un angle plus plat que les fissures déjà existantes. Elle ne sont plus déviées au niveau des câbles et leur angle est constant sur la hauteur de l'âme. Il vaut 25° (SH3 ; SH5 partie Nord) ou 30° (SH1, SH2, SH5), voire 35° (SH4b, entre l'appui moins chargé et la charge  $F$ ). L'activation de la charge  $H$  et l'augmentation de la sollicitation des étriers permet probablement cette réduction de l'inclinaison. La fissuration généralement faible dans l'éventail de l'appui indique également l'influence de cette charge. En cas de SH4a, peu de nouvelles fissures ne se sont développées, ou sous le même angle qu'auparavant.

Lors du dernier palier, l'ouverture des fissures inclinées a atteint environ 0.4 à 0.5 mm, à part pour l'essai SH4a (0.25 mm). Des fissures avec un grand angle se sont refermées pendant l'essai SH4b dans la partie entre l'appui le moins chargé et la charge  $F$ , près de la charge, et pendant l'essai SH5 dans la partie Nord, près des câbles.

Le premier cycle de charge de l'essai SH3 n'a pas influencé l'ouverture des fissures inclinées. Par contre, l'ouverture a augmenté à la fin du deuxième cycle. A la fin du cycle de l'essai SH5, les fissures inclinées avaient tendance à se refermer.

### Rupture

La rupture s'annonçait par écrasement des morceaux de béton en surface d'environ 30 × 10 mm et d'une épaisseur de quelques millimètres seulement le long des câbles. Ces morceaux se séparaient parallèlement aux fissures inclinées, le long des fissures parallèles au câble supérieur, resp. inférieur dans le cas de SH4a et SH4b. Pour ceux-ci, le câble supérieur ne traversait pas l'âme dans la zone d'effort tranchant maximal.

Sous un bruit important et de manière fragile, la rupture se poursuivait par un éclatement progressif du béton le long des câbles en grands morceaux, jusqu'à 100 × 100 mm, mettant des parties des câbles à nu. Cet éclatement a débuté à  $x = -4$  m pour les essais SH1 et SH3, à  $x = -5$  m pour l'essai SH2,  $x = 3.5$  m

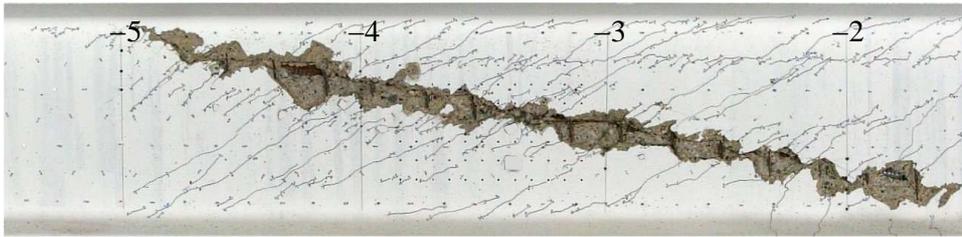
pour SH5,  $x = -5.5$  m pour SH4a et  $x = 6$  m pour SH4b. L'éclatement a duré une à plusieurs secondes. Une chute des charges et une augmentation de la flèche l'accompagnaient.

La zone de rupture couvre entre 2 et 3.5 m. La rupture a eu lieu dans la partie Nord (SH1, SH2, SH3, SH4a) ou Sud (SH4b, SH5), toujours dans la zone d'effort tranchant maximal. Le câble supérieur était en général plus touché, à part dans le cas des essais SH4a et SH4b. Les figures 4.10 à 4.14 montrent la zone d'éclatement de béton. La figure 4.15 montre des photos de l'âme dans la zone de rupture après enlèvement de toutes les pièces de béton détachées, entre l'appui et la charge  $F$ . Les câbles et l'armature passive sont visibles. L'armature horizontale a flambé dans la zone de rupture, au-dessus des câbles.

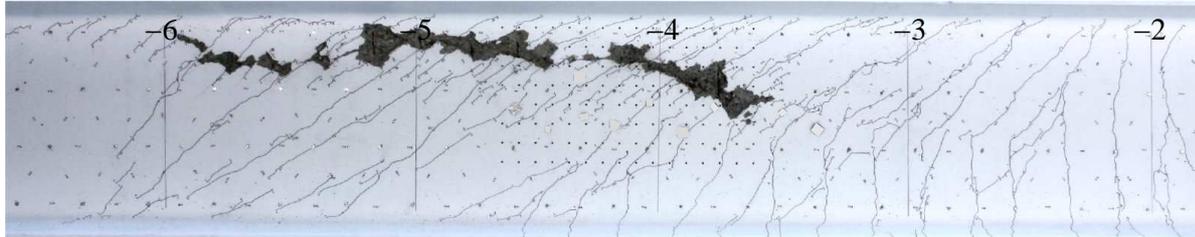
La rupture de la poutre SH2 a eu lieu pendant le dernier palier, sous charge constante. La rupture s'est produite de la même manière que pour les autres essais, mais moins violemment et avec une chute de charge moins importante.

*Des photos faites immédiatement avant et après la rupture de la poutre SH2 montrent que la partie de l'âme au-dessous de la zone de rupture a fait un mouvement relatif de glissement vers le Sud par rapport à la partie au-dessus, qui a fait un mouvement vers le Nord. En même temps celle-ci s'est enfoncée dans l'autre partie.*

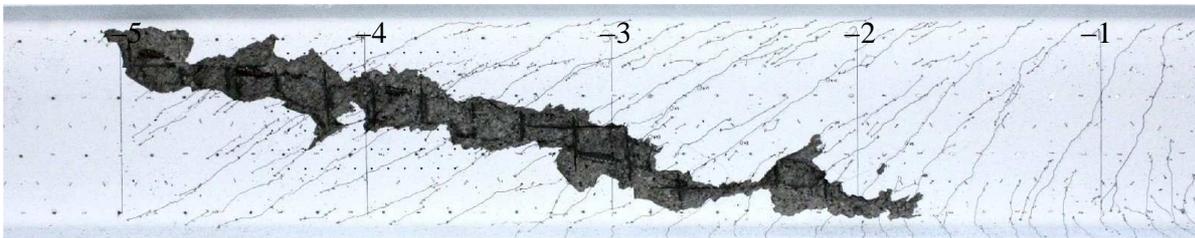
Lors de l'essai SH4a, l'éclatement du béton en grands morceaux a déjà eu lieu de manière progressive pendant plus de 30 minutes avant la rupture, alors que les charges décrivaient un plateau inférieur aux charges maximales déjà atteintes. L'essai a été déchargé activement ensuite. Pour l'essai SH4b, l'endommagement était déjà très fort avant la rupture, quoique plus faible que dans le cas de l'essai SH4a.



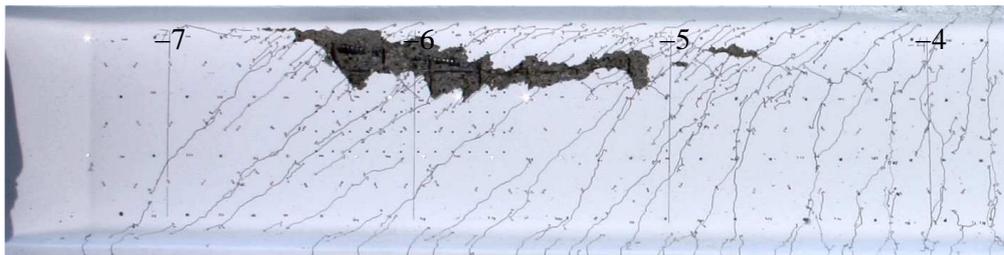
(a) SH1 Nord



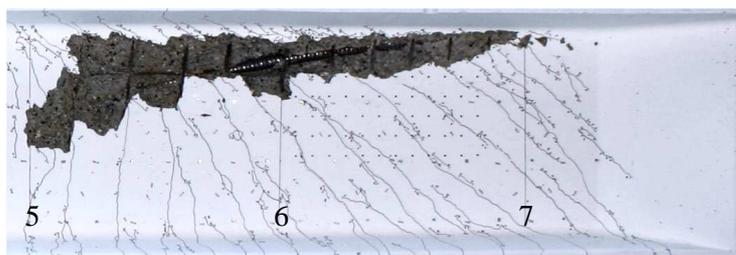
(b) SH2 Nord



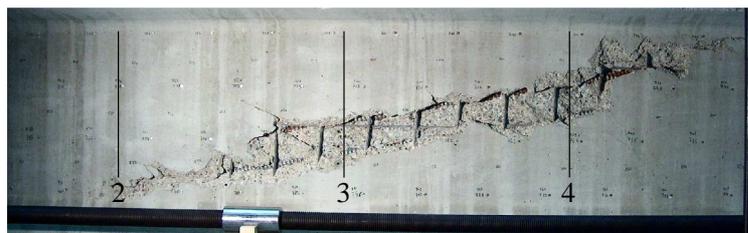
(c) SH3 Nord



(d) SH4a Nord



(e) SH4b Sud



(f) SH5 Sud

Figure 4.15: Zone de rupture après enlèvement des morceaux détachés

### Fissuration interne dans l'âme

L'éclatement en grands morceaux et la mise à nu des câbles suggèrent qu'une fissuration interne de l'âme le long des câbles de précontrainte a eu lieu durant le chargement, et que ceci pourrait être la raison de la rupture. La figure 4.16 montre deux coupes effectuées dans la partie Sud de la poutre SH3, dans la zone d'effort tranchant maximal. La fissuration interne est importante.

Les deux coupes ont été faites à une distance de 140 mm. Lors de la deuxième coupe (fig. 4.16 (a)), les fils des câbles n'ont visiblement plus glissé par rapport au coulis d'injection. La même chose a pu être observée pour des coupes espacées de 600 mm. Ceci indique une qualité d'adhérence plutôt mauvaise.



**Figure 4.16: Essai SH3 : fissuration interne autour des câbles dans la partie Sud avec effort tranchant maximal ; coupes effectuées après l'essai**

## 4.4 Déformations du béton

L'allongement du béton a été mesuré par le déformètre de manière ponctuelle (à chaque palier) et par des capteurs inductifs et des jauges oméga de manière continue. Lorsque les résultats des deux types de mesure sont montrés sous forme de déformation, l'allongement mesuré est divisé par la longueur de mesure. La position des mesures est parfois exprimée par rapport à la grille des mesures par déformètre, expliquée dans le chapitre 3. Les mesures par déformètre étant discontinues, aucune mesure de ce type a été faite lors de la rupture, à part l'essai SH2, où la rupture a eu lieu durant le dernier palier.

### Déformations en axes globaux

Les figures 4.17 à 4.28 montrent les déformations  $\varepsilon_x$  et  $\varepsilon_z$  mesurées durant les essais par le déformètre le long de l'axe longitudinal pour des paliers sélectionnés (indiqués sur les figures). La position des appuis et des charges  $F$  sont indiquées par des traitillés verticaux.

#### Déformations $\varepsilon_x$

La déformation longitudinale  $\varepsilon_x$  est montrée pour l'aile supérieure et l'aile inférieure. L'aile supérieure montre une déformation qui augmente de manière régulière et monotone (moins marqué : SH4a et SH5) en s'approchant des charges  $F$ . L'introduction de la charge  $H$  fait augmenter les déformations. Le minimum, qui vaut environ  $-3\text{‰}$  pour tous les essais lors du dernier palier, se trouve entre les charges  $F$  (SH1, SH3, SH4b) ou au voisinage de la charge  $F$ . L'aile supérieure semble être proche de sa résistance ultime. Sous l'influence de la charge  $H$ , l'aile supérieure se décomprime dans les porte-à-faux entre l'appui et l'extrémité.

Le maximum de la déformation de l'aile inférieure se situe à l'endroit du moment maximal, ou alors au milieu de la poutre, au niveau du joint de bétonnage du viaduc pour les essais SH1, SH3 et SH5. Pour ces essais, l'aile inférieure est marquée par une concentration des déformations, où l'allongement a atteint 10 mm et plus. A part cette concentration, un deuxième maximum des déformations se situe à une distance d'environ 2 m de part et d'autre du joint. L'ancrage de l'armature passive et des fils adhérents, qui sont discontinus au joint de bétonnage, peut en être la raison.

Pour l'essai SH2, les déformations sont réparties sur une zone plus grande, avec un maximum plus petit, grâce au renforcement de l'armature.

Pour les essais SH4a et SH4b, le joint se trouve dans une zone de faible moment, mais néanmoins dans le cas de SH4a, une certaine concentration de déformation peut être observée.

Pour tous les essais, la zone tendue de l'aile inférieure s'étend d'un appui à l'autre, jusqu'à l'activation de la charge  $H$ . A partir de ce moment, la zone comprimée s'étend depuis les appuis sur une longueur d'environ 2 m vers les charges  $F$  (SH2, SH4b et SH5 Sud : 1 m ; SH4a : 0 m).

Mis à part le joint au milieu de la poutre, les déformations de l'aile inférieure ont été les plus importantes pendant l'essai SH4a, où les déformations atteignent jusqu'à 6‰, suivi par SH4b et SH2 (4‰). L'armature longitudinale est donc au-delà du domaine élastique. La déformation est comparable pour les essais SH3 et SH5 (2‰), et la plus faible pour SH1 (1‰). Sous l'influence de la charge  $H$ , la déformation a tendance à croître dans les parties comprimées de l'aile inférieure, et à baisser légèrement dans la zone du moment maximal (exception : SH2) de l'aile inférieure.

#### Déformation $\varepsilon_z$

La déformation verticale  $\varepsilon_z$  est montrée pour la rangée la plus haute de l'âme, au-dessus des câbles dans la zone de rupture, et l'avant-dernière, au-dessous des câbles. La déformation verticale du béton indique la déformation moyenne des étriers. Ceux-ci ont subi des déformations importantes dans les zones d'effort tranchant maximal, au-delà de leur domaine élastique. Ceci indique que les étriers ont constitué un appui pour l'effort tranchant, qui arrive donc de manière indirecte aux appuis.

La sollicitation dans les étriers est maximale durant le dernier palier de l'essai SH2 (5..6‰), suivi par SH3 (5‰), SH1 (4..5‰), SH5 (4‰), SH4a (3..4‰) et SH4b (2..3‰). Pour le dernier, la distance entre

l'appui le plus chargé et la charge  $F$  était la plus courte, alors que l'effort tranchant était le plus grand. A la rupture, l'effort tranchant est probablement arrivé en partie directement à l'appui, sans être dévié par les étriers.

De manière surprenante, proche de la rupture, les étriers sont moins sollicités en bas qu'en haut de l'âme. Ceci indique que l'ancrage des étriers s'est vraisemblablement fait en partie plus haut, au niveau des câbles, et que l'effort tranchant n'atteint pas entièrement le bas de l'âme, dû à l'ancrage de la force dans les câbles de précontrainte.

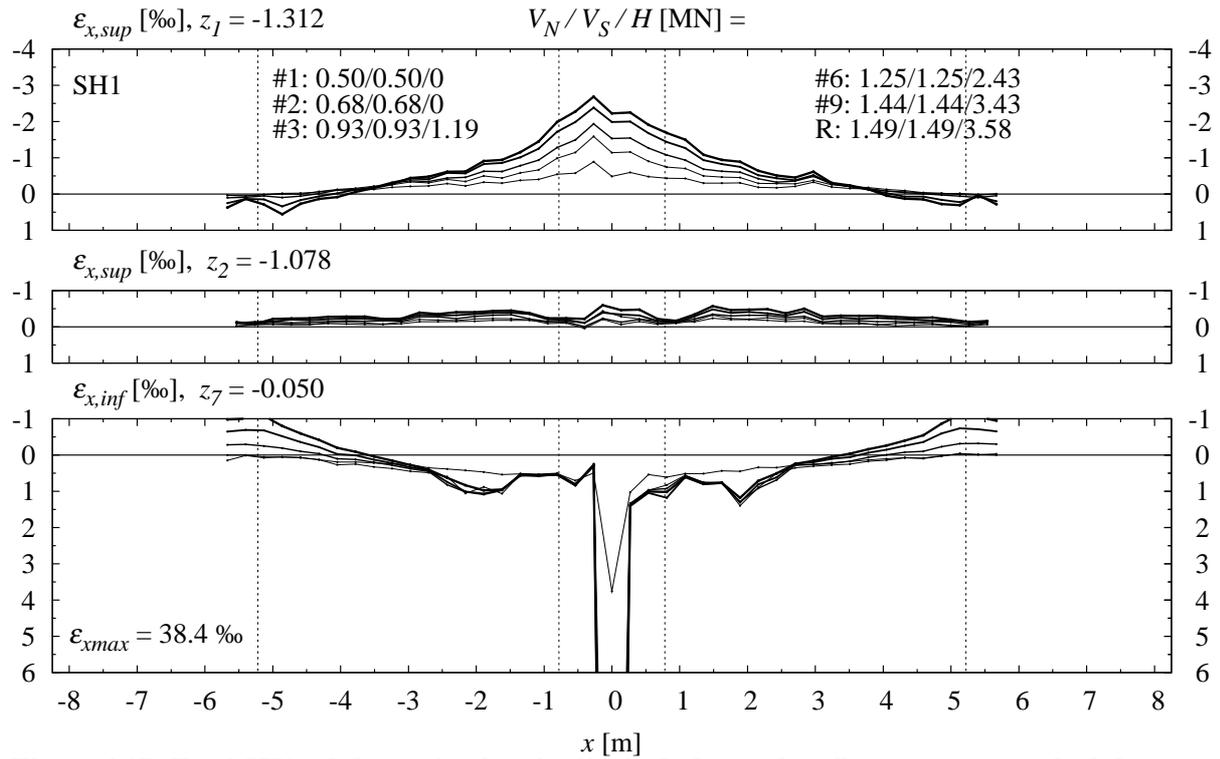


Figure 4.17: Essai SH1 : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )

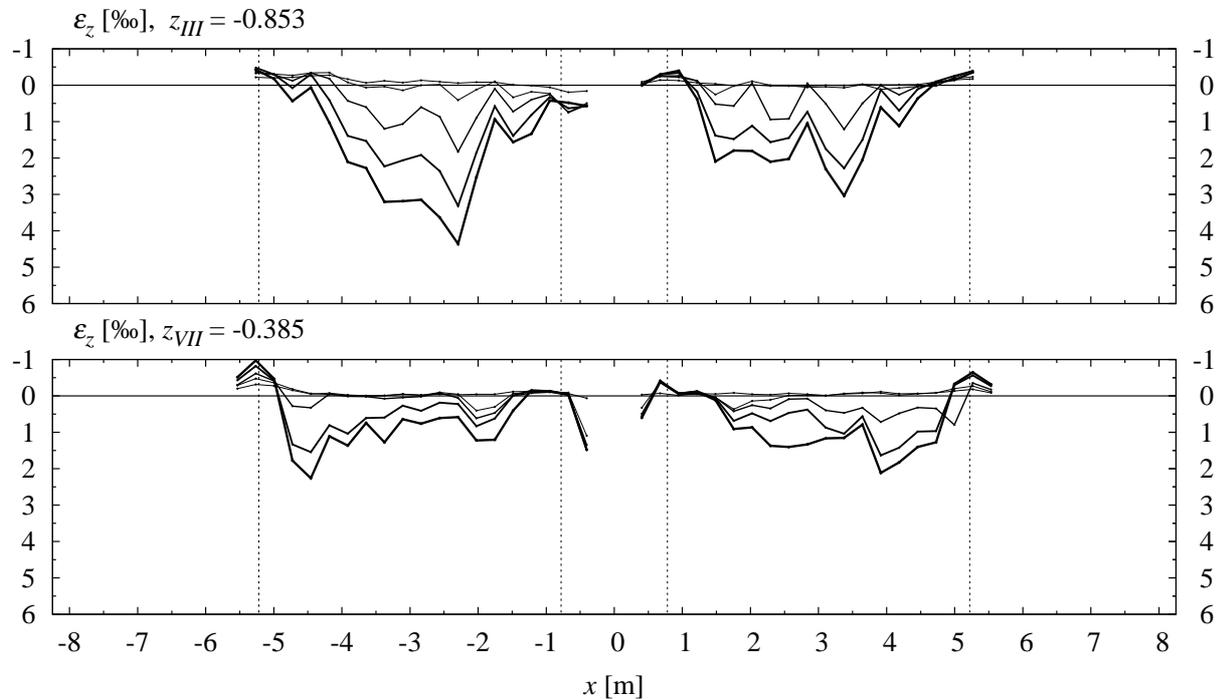
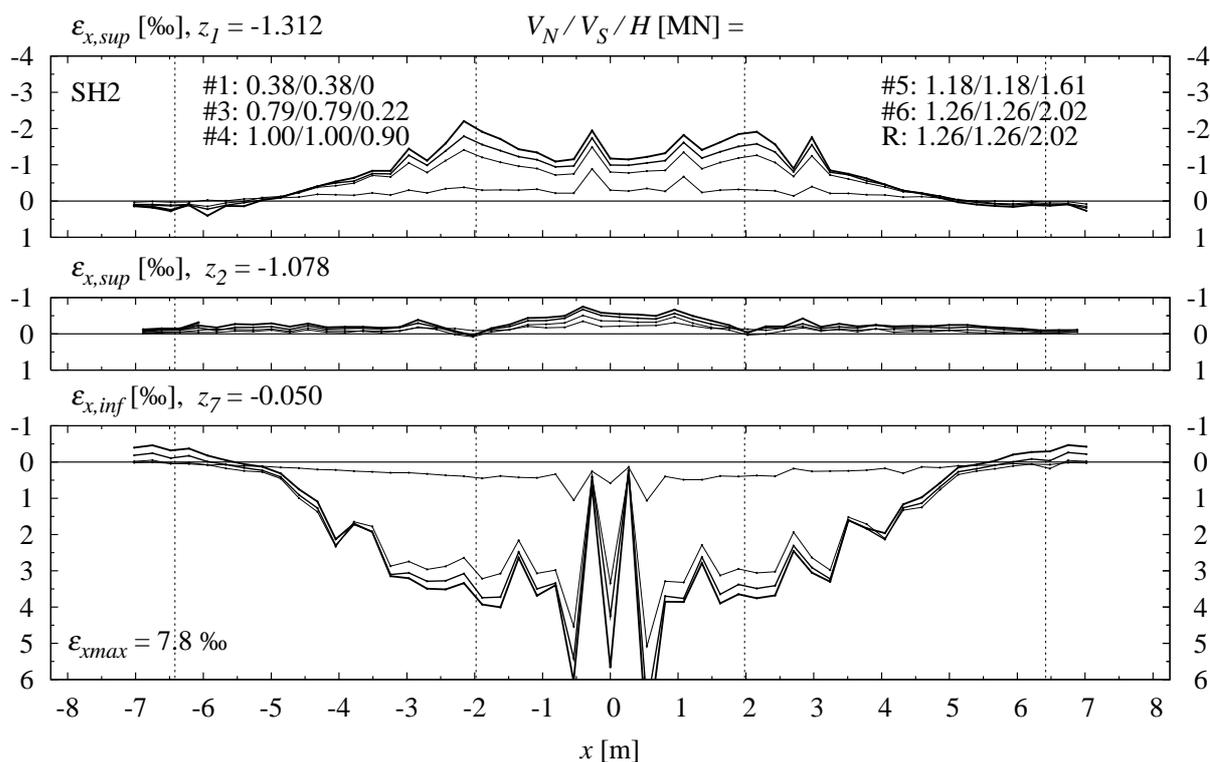
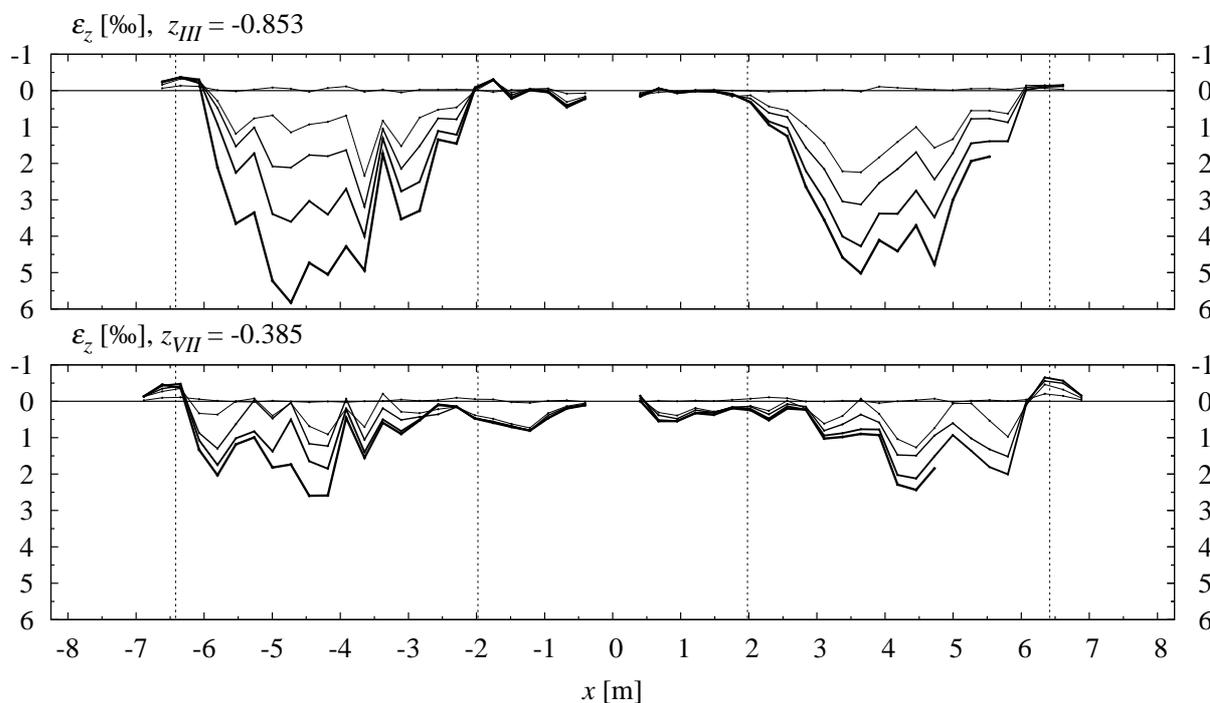


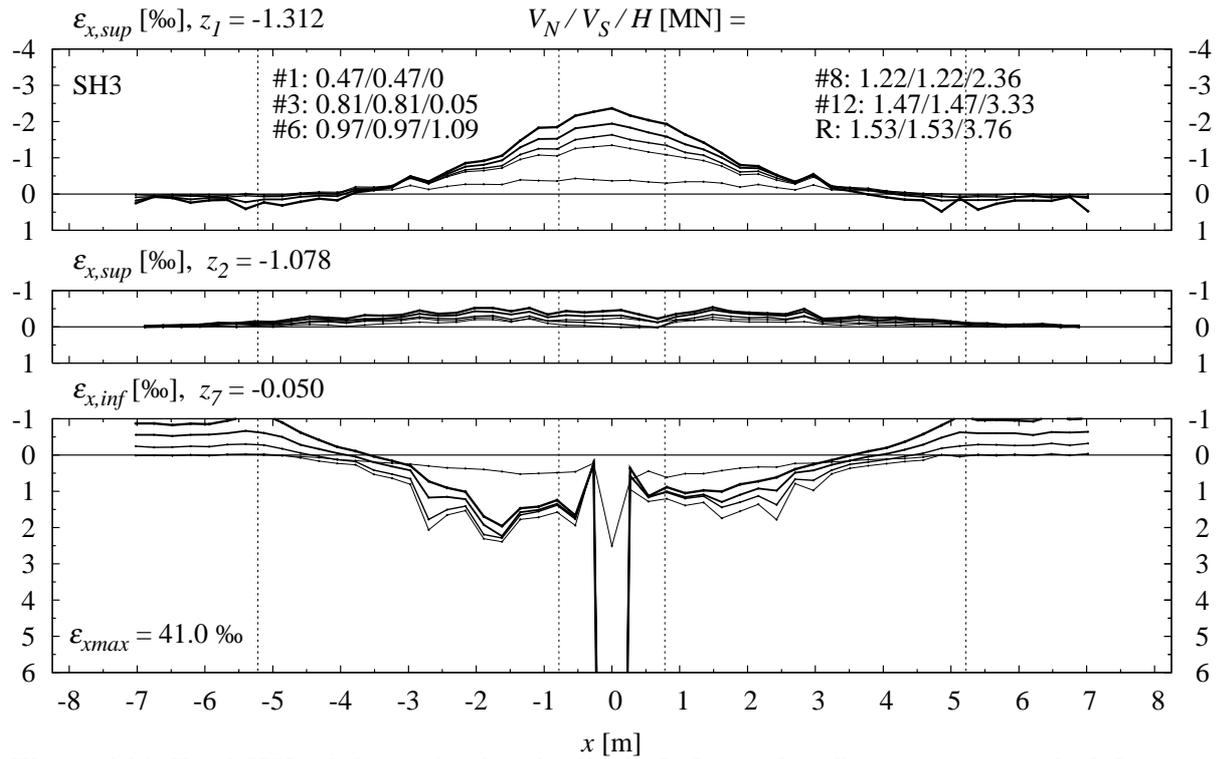
Figure 4.18: Essai SH1 : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )



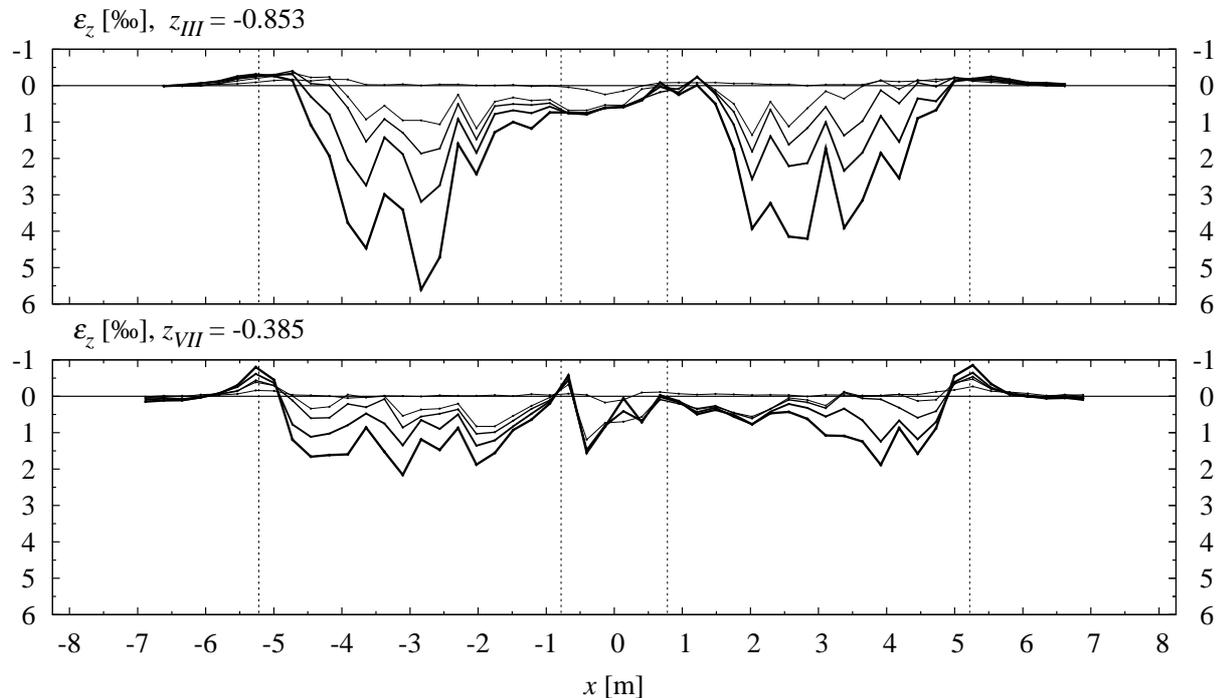
**Figure 4.19: Essai SH2 : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (palier 6 incomplet ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



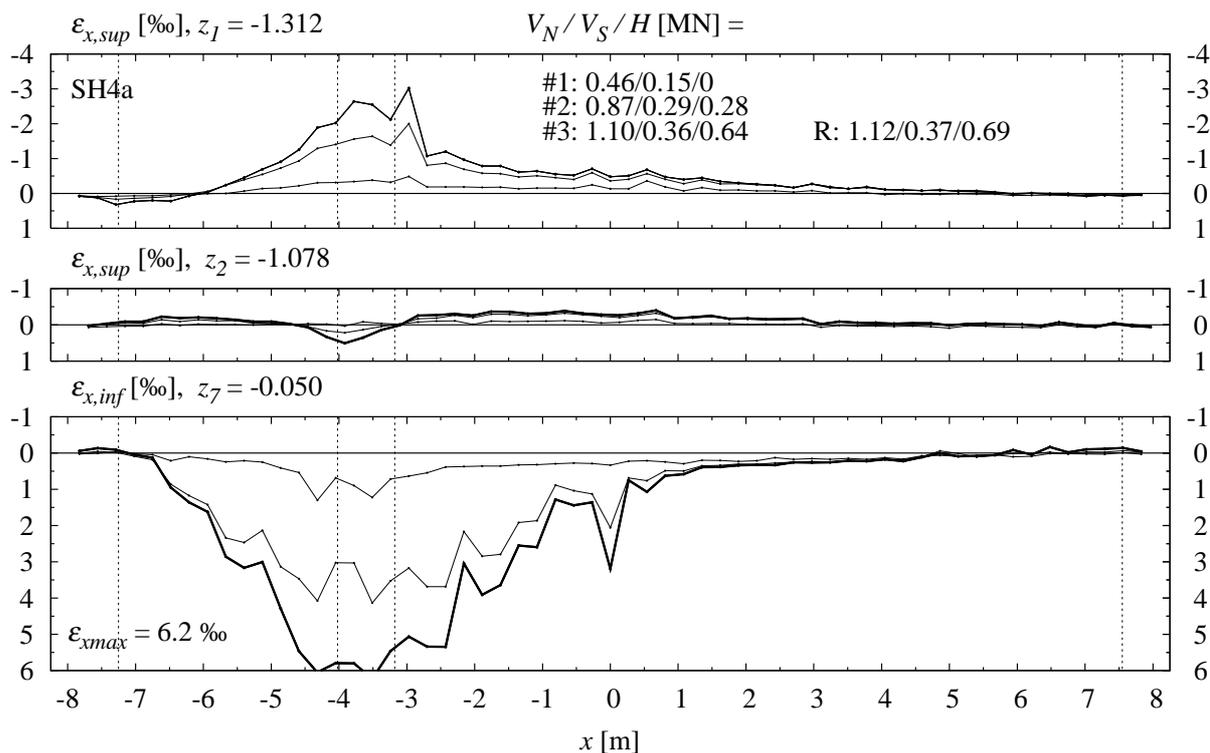
**Figure 4.20: Essai SH2 : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (palier 6 incomplet ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



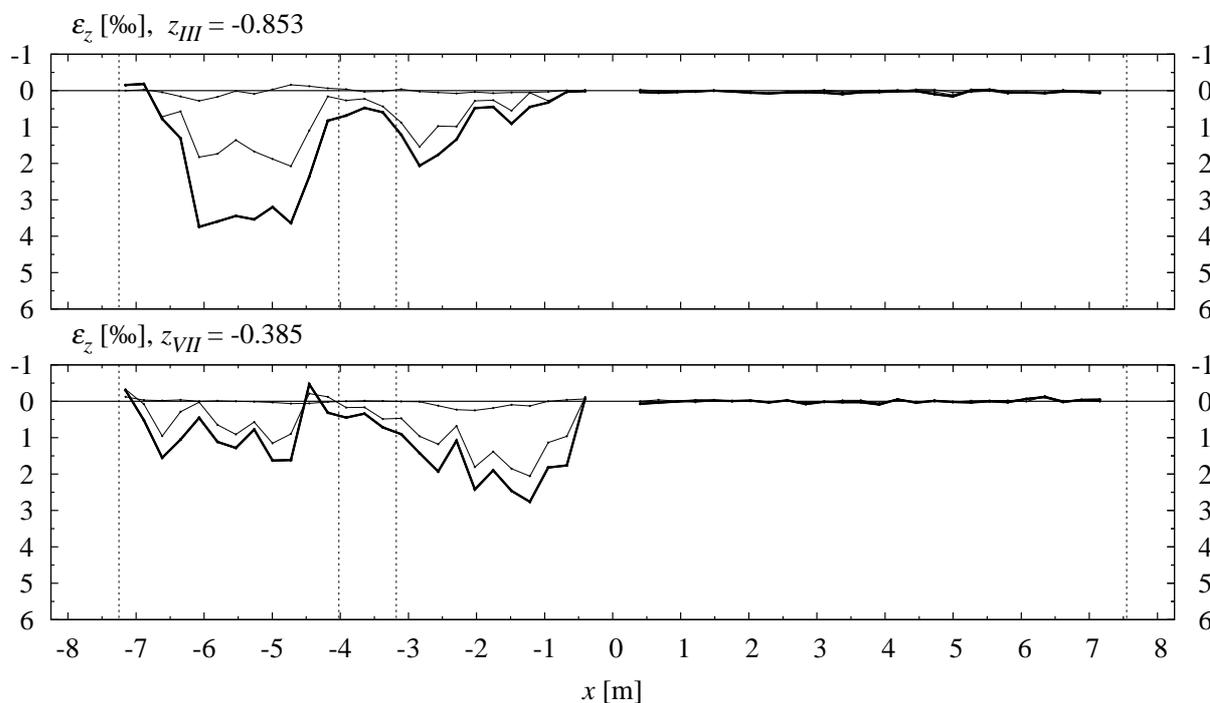
**Figure 4.21: Essai SH3 : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



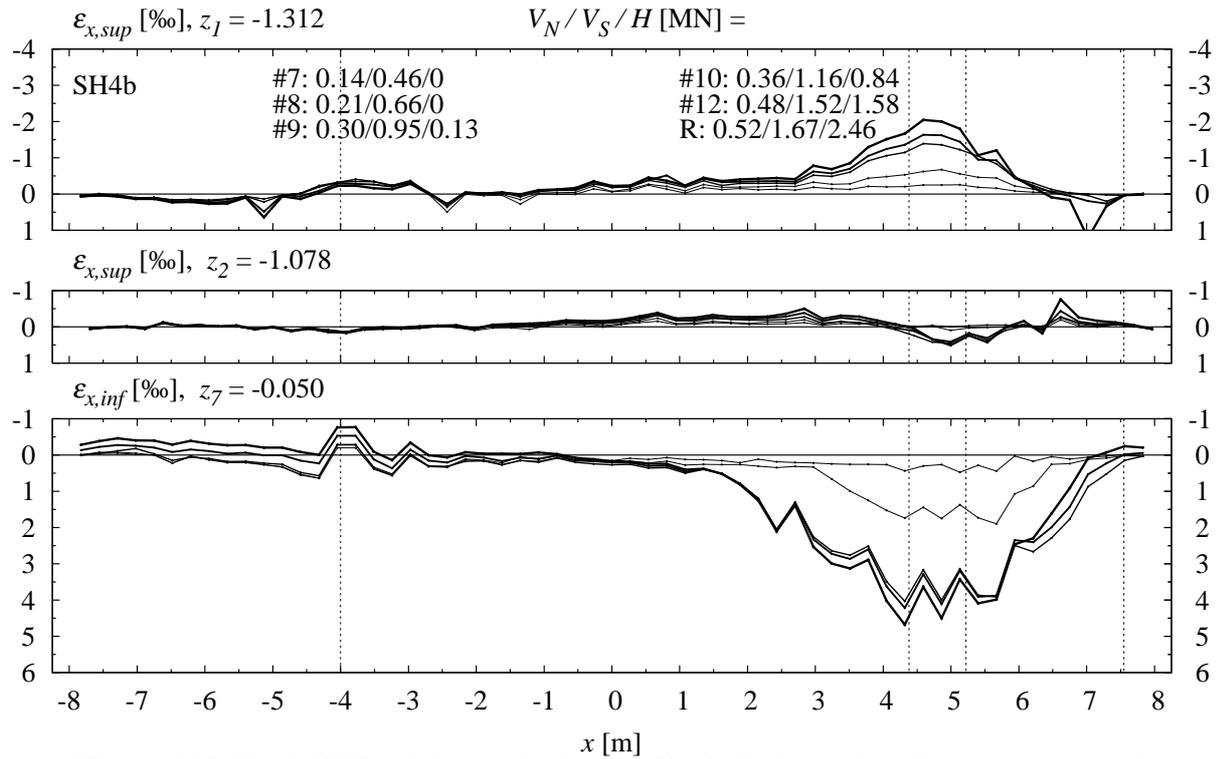
**Figure 4.22: Essai SH3 : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



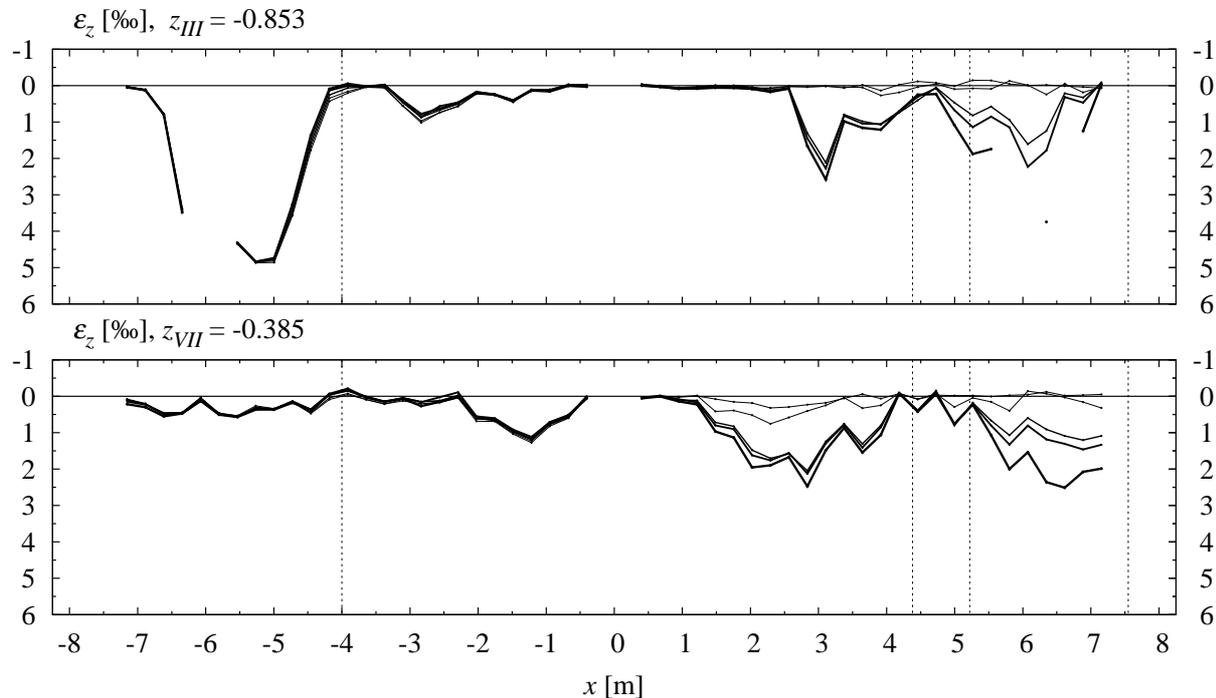
**Figure 4.23: Essai SH4a : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



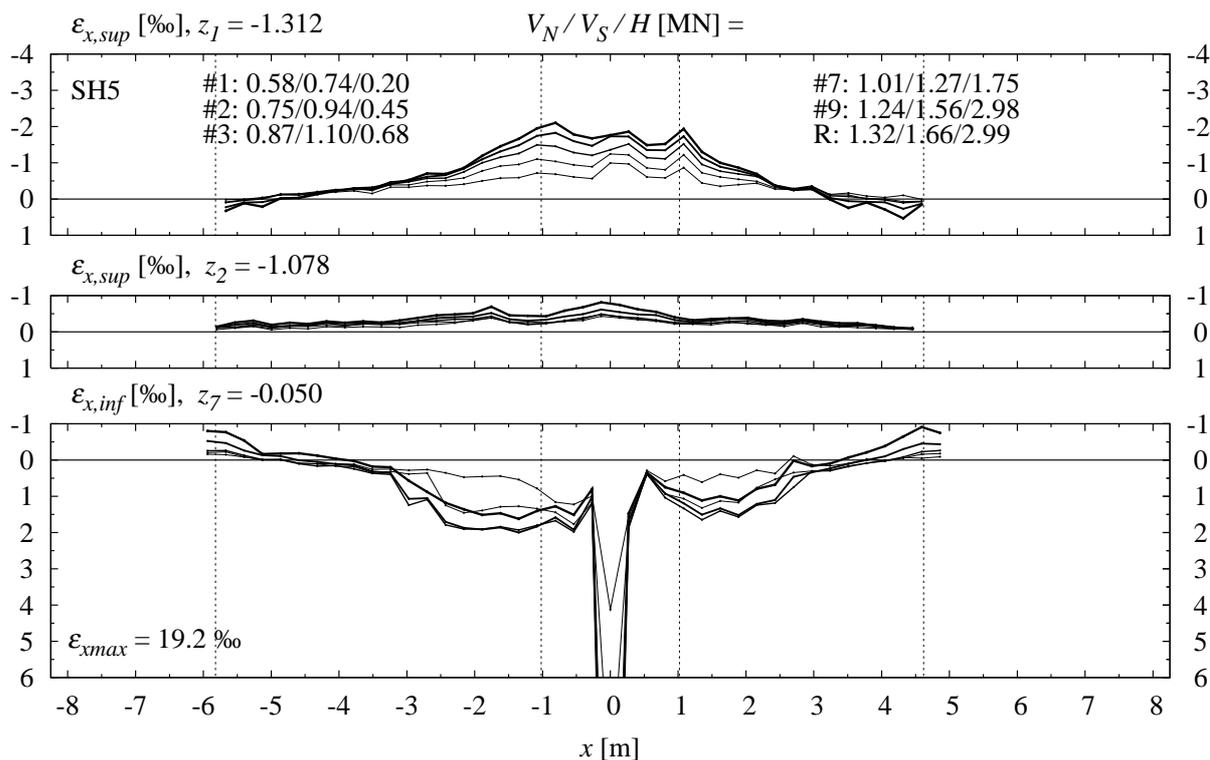
**Figure 4.24: Essai SH4a : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



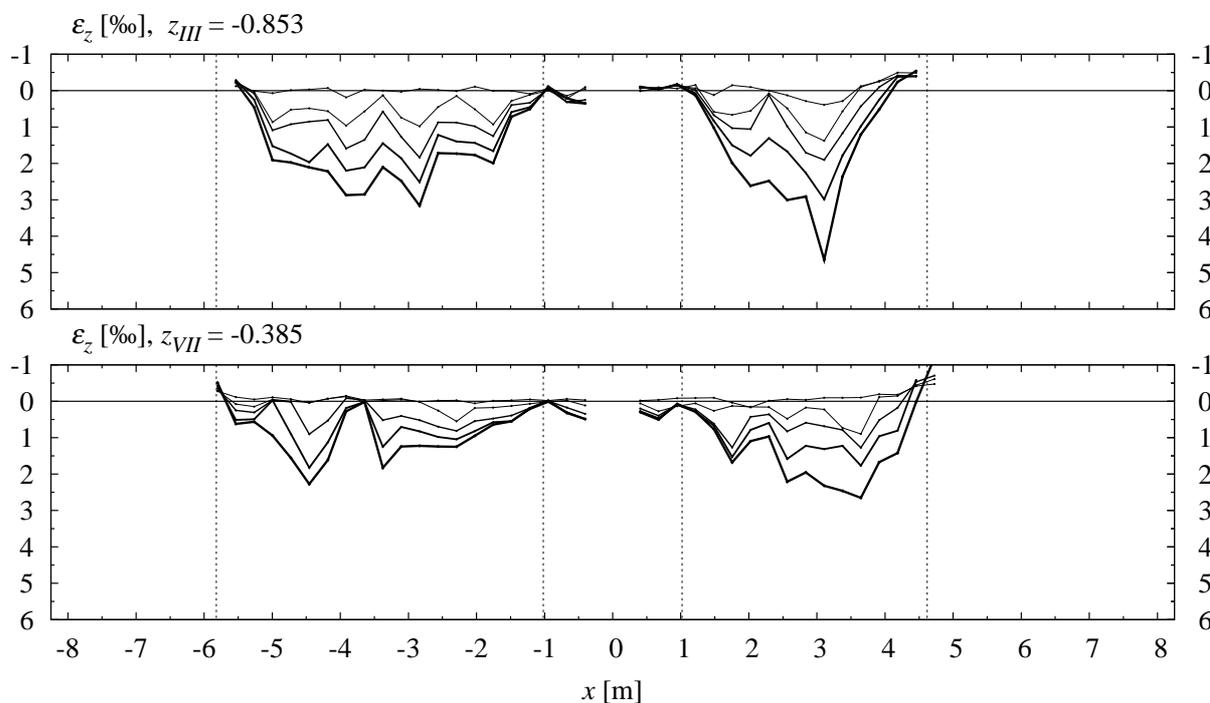
**Figure 4.25: Essai SH4b : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



**Figure 4.26: Essai SH4b : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



**Figure 4.27:** Essai SH5 : déformation longitudinale du béton des ailes mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )



**Figure 4.28:** Essai SH5 : déformation verticale du béton en haut et en bas de l'âme mesurée avec le déformètre (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )

## Déformations en section

Les figures 4.29 à 4.31 représentent la distribution sur la hauteur des déformations  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_z$  et  $\gamma_{xz}/2$ , mesurées par déformètre pour des sections espacées de deux longueurs de mesure le long de la poutre (540 mm ; ceci pour une meilleure clarté de représentation).

La déformation  $\varepsilon_x$  est présentée au niveau des mesures horizontales ( $z_1, z_2, \dots$ ), alors que les déformations  $\varepsilon_z$  et  $\gamma_{xz}/2$  sont représentées au centre des triangles que forment les mesures ( $z_I, z_{II}, \dots$  ; chap. 3). Une déformation de 4‰ correspond graphiquement à 1 m de longueur sur l'axe longitudinal dans le cas de  $\varepsilon_x$ , et à 0.5 m pour  $\varepsilon_z$  et  $\gamma_{xz}/2$ . Une déformation  $\varepsilon_x$  positive est orientée vers le milieu de la poutre. Une déformation  $\varepsilon_z$  ou  $\gamma_{xz}/2$  positive est orientée vers la droite. Tous les paliers sont représentés, à part les cycles ; le trait le plus épais indique le dernier palier.

### Déformations $\varepsilon_x$

Dans chaque section, la déformation  $\varepsilon_x$  forme un plan dont l'inclinaison donne la courbure (fig. 4.29). Elle était très forte à l'endroit sous et entre les charges  $F$ . La plus forte courbure est généralement mesurée au joint à mi-travée (exceptions : SH2, SH4a et SH4b), qui est représentée à cet endroit de manière intégrale uniquement pour l'aile supérieure, pour des raisons d'échelle. Cet endroit mis à part, la courbure dans la zone du moment maximal est la plus forte pour l'essai SH4a, suivi par SH2 et SH4b, SH3, SH5, SH1. La courbure est faible dans la zone de rupture (exceptions : SH2, SH4a et SH4b) et négative entre l'appui et l'extrémité de la poutre, à cause de la charge  $H$ .

Une fois la charge  $H$  activée, la position de l'axe neutre dans les sections les plus sollicitées s'est modifiée très peu durant les essais. Entre les charges  $F$ , il se situe dans (SH4b, SH5 Sud) ou au bas de l'aile supérieure (SH1, SH3, SH4a), ou alors dans l'âme (SH2, SH5 Nord).

Dans l'âme en zone de rupture, la déformation positive  $\varepsilon_x$  est la plus importante pour les essais SH2 et SH4a, suivis par SH4b. Pour SH1, SH3 et SH5, elle est faible, voire nulle.

Les déformations  $\varepsilon_x$  sur une section ne forment pas des plans parfaits. Cinq phénomènes sont à l'origine de cette observation.

Premièrement, dans la zone de rupture au niveau des câbles, un saut de  $\varepsilon_x$  vers le négatif peut être constaté. Il est maximal dans le cas des essais SH1 à SH3 et indique probablement un glissement de la partie de l'âme située au-dessus des câbles vers le Nord par rapport à la partie au-dessous des câbles.

Deuxièmement, dans les essais SH1, SH3 et SH5, la partie basse de l'âme et l'aile inférieure participent moins à la déformation que la courbure de la partie supérieure le suggère. Il s'agit des essais où a) le joint se situe dans la zone de moment maximal et b) toute l'armature en flexion passive s'arrête au joint. L'ancrage de cette armature en est probablement la raison, en combinaison avec une mauvaise adhérence des câbles.

Troisièmement, pour les essais SH2, SH4a et SH4b, dans la zone de moment maximal, le plan de déformation de l'aile supérieure comprimée montre une inclinaison plus importante que dans l'âme et dans l'aile inférieure. Ce phénomène a déjà été observé par Leonhardt et Walther sur leur poutre TA11 [2].

Quatrièmement, dans une zone où l'orientation des câbles de précontrainte est défavorable par rapport à la sollicitation à l'effort tranchant de la poutre—ceci est le cas pour les essais SH4a et SH4b entre l'appui le moins chargé et la charge  $F$ , proche de la charge—la courbure change de signe en-dessous des câbles. Ceci peut indiquer un changement de signe de l'adhérence au-dessus et au-dessous des câbles.

Cinquièmement, pour les essais SH4a et SH4b, la courbure est négative dans l'aile supérieure et positive en-dessous dans une section près de l'appui le plus chargé. La distance entre l'appui et l'extrémité de la poutre est très petite et l'hypothèse d'un comportement de poutre élancée n'est probablement pas valable.

### Déformations $\varepsilon_z$

La déformation  $\varepsilon_z$  est maximale dans la zone d'effort tranchant maximal, indiquant pour tous les essais un appui indirect pour l'effort tranchant constitué par les étriers (fig. 4.30). Par contre, pour les essais SH4a et surtout SH4b, l'effort tranchant est important et la distance entre l'appui le plus chargé et la charge  $F$ , sur laquelle les étriers peuvent être activés, courte. Une partie de la charge semble être

transmise directement à l'appui.

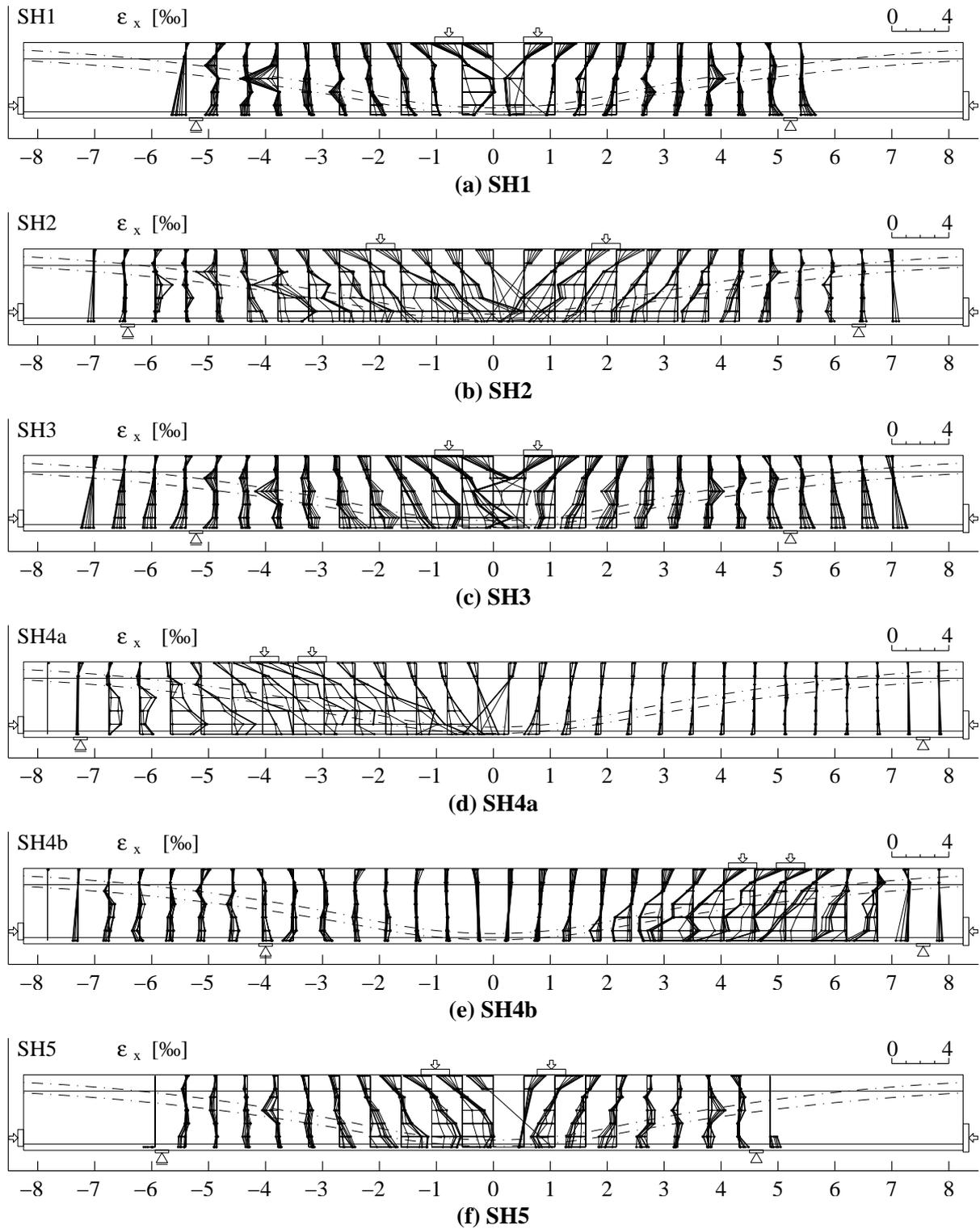
Pour les premiers paliers de charge avec une charge  $H$  nulle ou faible, la déformation  $\varepsilon_z$  est répartie de manière à peu près constante sur la hauteur, suggérant un ancrage des étriers en bas de l'âme. Pour les derniers paliers, une concentration de la déformation se remarque au-dessus des câbles. Ceci indique un ancrage des étriers en partie déjà au niveau des câbles ; seulement une partie de l'effort tranchant atteint le bas de l'âme.

Au voisinage de l'appui, les étriers sont plus chargés en bas.

Pour l'essai SH2, la déformation  $\varepsilon_z$  est grande le long de la fissuration qui suit l'armature passive longitudinale en haut de l'âme, dans la zone de rupture (fig. 4.11).

### **Déformation $\gamma_{xz}/2$**

La figure 4.31 montre la déformation  $\gamma_{xz}/2$ . Son signe correspond à celui de l'effort tranchant. Pour tous les essais, la distribution sur la hauteur est de forme triangulaire, avec un maximum au niveau des câbles. Ceci peut signifier une forte activation d'engrènement le long des câbles, dans les fissures préexistantes (fig. 2.20). La déformation  $\gamma_{xz}/2$  est maximale pour les essais SH1 à SH3. Pour l'essai SH2, un glissement de corps rigide semble avoir eu lieu le long de la fissuration qui suit l'armature passive longitudinale en haut de l'âme.



**Figure 4.29: Essais SH1 à SH5 : déformation longitudinale du béton pour les paliers sans les cycles ; représentation en section (longueur de mesure : 270 mm ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**

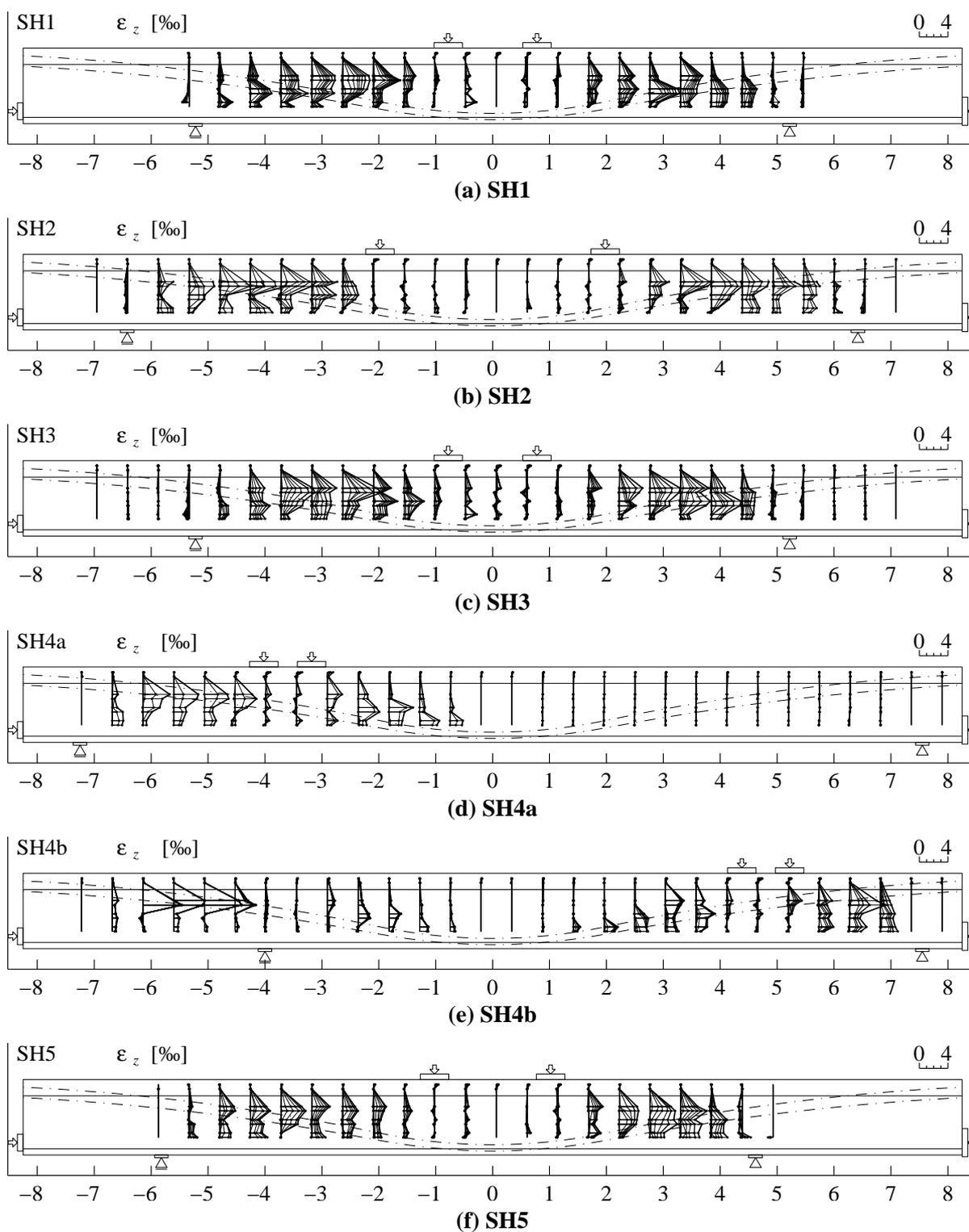
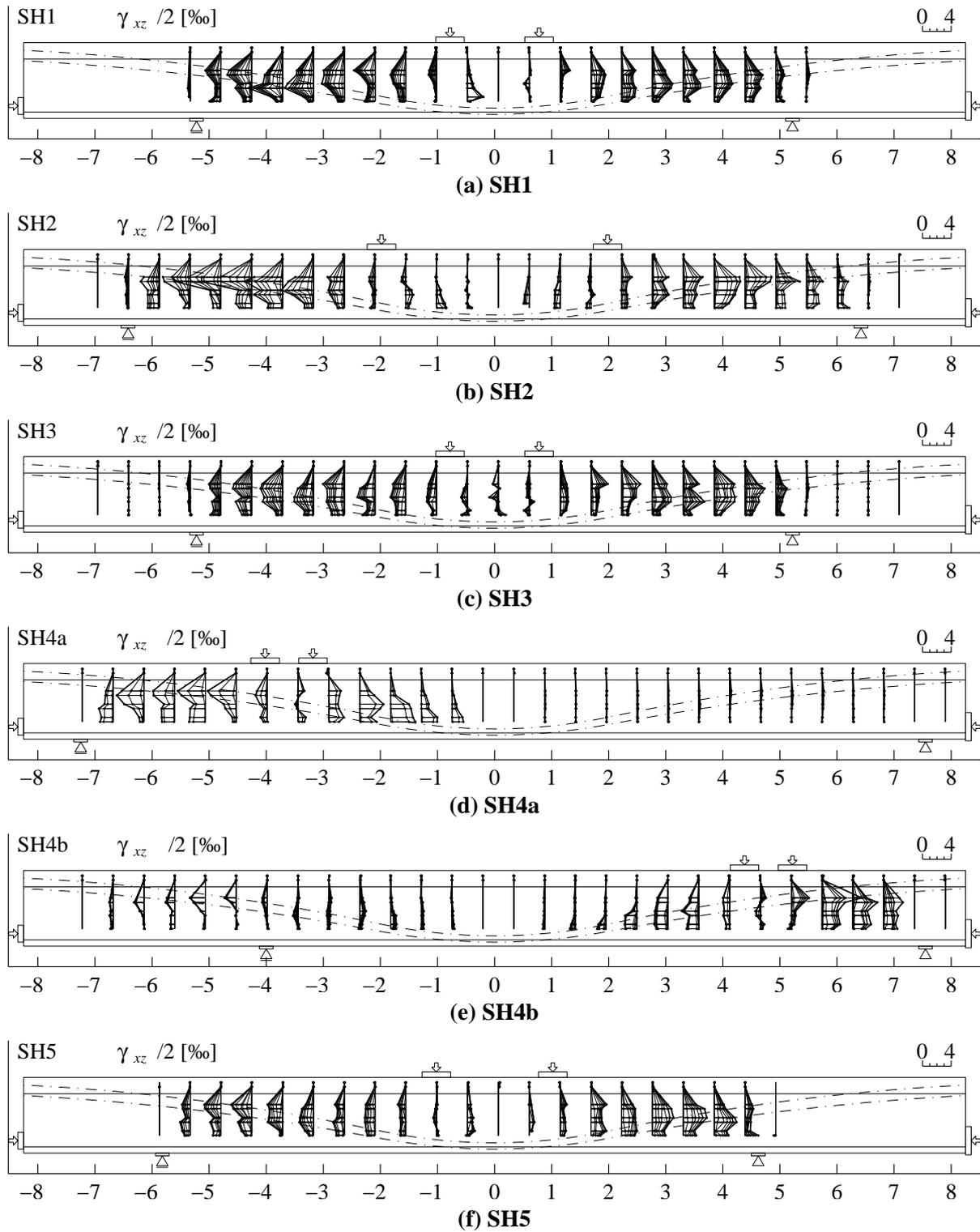


Figure 4.30: Essais SH1 à SH5 : déformation verticale du béton pour les paliers sans les cycles ; représentation en section (longueur de mesure : 270 mm ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )



**Figure 4.31: Essais SH1 à SH5 : glissement du béton pour les paliers sans les cycles ; représentation en section (longueur de mesure : 270 mm ; l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**

## Déformations en axes principaux

Les figures 4.32 à 4.36 montrent les déformations principales  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme et l'angle  $\theta$  entre la direction de  $\varepsilon_3$  et l'axe longitudinal  $x$ . Ils ont été calculés sur la base des mesures par déformètre. Ils sont représentés au centre des triangles que forment les mesures ( $z_I, z_{II}, \dots$ ; chap. 3).

Dans la figure 4.32, un niveau de gris indique un changement de la déformation de 1.0‰ (fig. 4.33 : 0.25‰). Les déformations inférieures au minimum de l'échelle ne sont pas représentées.

Dans les figures 4.34 et 4.36, la direction de  $\varepsilon_3$  est indiquée par l'orientation des traits. L'intensité de la déformation est indiquée par l'épaisseur du trait (échelle non fournie). Pour l'aile inférieure, l'intensité de la déformation  $\varepsilon_x$  est montrée.

Les figures 4.32 et fig. 4.33 montrent le dernier palier, alors que les figures 4.34 à 4.36 montrent le premier palier (SH4b : 7e), le palier de la fissuration flexionnelle stabilisée et le dernier palier.

### Déformations $\varepsilon_1$

La déformation  $\varepsilon_1$  indique la fissuration du béton. La fissuration inclinée due à l'effort tranchant est visible sur la figure 4.32. Pour tous les essais, une zone de fissures inclinées, caractérisées par leur grande ouverture, se forme dans la zone de rupture. Elle est la plus marquée pour les essais SH1, SH2 et SH5.

La déformation  $\varepsilon_1$  indique probablement l'endommagement du béton. Il est maximal dans la zone de rupture, au-dessus et au niveau des câbles et en bas de l'âme dans la zone de moment maximal. Pour l'essai SH2, la fissuration le long de l'armature passive longitudinale de l'âme dans la zone de rupture, au-dessus des câbles, provoque également une grande déformation  $\varepsilon_1$ . Dans le cas de l'essai SH4a, entre l'appui le moins chargé et la charge  $F$ , près de la charge  $F$ , la déformation  $\varepsilon_1$  est également importante, alors que l'effort tranchant est faible. Elle atteint 6‰ ou plus dans ces zones.

### Déformations $\varepsilon_3$

La déformation  $\varepsilon_3$  indique le niveau de sollicitation du béton (fig. 4.33). En valeur absolue, elle est maximale dans la zone de rupture, au niveau du câble supérieur (SH5 : inférieur), où elle atteint  $-3$ ‰, voire encore un raccourcissement plus grand (SH1 et SH2). Celui-ci est maximal pour l'essai SH2, où la rupture a eu lieu durant le dernier palier. Un glissement important en est probablement la raison.

Le fait que la déformation  $\varepsilon_3$  est en général maximale le long du câble supérieur peut indiquer un glissement pour tous ces essais, car les fissures qui longent ce câble et qui lui sont parallèles, sont beaucoup moins présentes le long du câble inférieur.

La zone avec les déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  les plus importantes est la zone de rupture.

### Angle $\theta$

La direction de la déformation principale  $\varepsilon_3$  est montrée sur les figures 4.34 à 4.36. Si l'on suppose des fissures qui s'ouvrent perpendiculairement et se ferment sans endommager le béton, l'orientation des contraintes principales  $\sigma_3$  de compression dans le béton correspond à l'orientation de la déformation  $\varepsilon_3$ . Des champs de contraintes apparaissent ainsi dans l'âme et dans l'aile supérieure. Des éventails constitués de bielles en compression centrées se forment autour de l'introduction des charges  $F$  et des appuis, et montrent l'appui indirect que constituent les étriers. Le signe de l'effort tranchant qui charge l'âme est indiqué par l'orientation des bielles.

Lors du premier palier, entre l'appui et la charge  $F$ , l'inclinaison des bielles est plus petite au-dessus des câbles qu'au-dessous, indiquant une déviation de l'effort par les câbles de précontrainte.

Le tableau 4.9 montre l'angle  $\theta$  entre la déformation principale  $\varepsilon_3$  et l'axe longitudinal après la stabilisation de la fissuration flexionnelle. La correspondance avec l'inclinaison des fissures est bonne (tab. 4.8), quoiqu'en règle générale, l'angle des déformations principales  $\theta$  est plus grand que l'angle des fissures.

Au dernier palier, l'inclinaison au-dessus et au-dessous des câbles est identique et vaut environ  $30^\circ$

**Tableau 4.9: Inclinaison moyenne  $\theta$  de la déformation  $\varepsilon_3$ , mesurée par déformètre (longueur de mesure : 270 mm pour l'âme au-dessus/au-dessous des câbles de précontrainte après stabilisation de la fissuration flexionnelle (palier 3 ; SH4a : 2 ; SH4b : 9))**

Position	SH1	SH2	SH3	SH4a	SH4b	SH5
Nord	34/42°	35/50°	38/44°	33/48°	43/55°	33/35°
Sud	30/31°	32/44°	38/50°	40/53°	42/60°	30/35°

(SH4a et SH4b : l'angle est plus grand en-dessous des câbles). Une rotation des bielles a donc lieu, qui correspond à la fissuration observée (section. 4.3). Pour la partie au-dessous des câbles, ceci représente une réduction de l'angle  $\theta$ , due à l'activation plus forte des étriers et à l'introduction de la charge  $H$ . Celle-ci permet aux bielles de s'appuyer sur l'aile inférieure qui est alors en compression dans cette zone.

Dans les porte-à-faux, entre l'appui et l'extrémité, l'introduction de la charge  $H$  mène à un champ de compression parallèle à l'axe longitudinal. Sa hauteur couvre presque toute l'âme. Les bielles s'appuient sur ce champ plutôt que de se centrer sur l'appui.

Pour l'essai SH4a, entre l'appui le moins chargé et la charge  $F$ , près de cette charge, les bielles rencontrent les câbles sous un très faible angle, indiquant des problèmes d'adhérence possibles. Lors de l'essai SH4b, un appui indirect au début de l'essai s'est transformé en appui direct lors du dernier palier sous l'influence de la charge  $H$ .

Dans l'aile supérieure, la déformation de compression principale est inclinée. ce qui indique une reprise de l'effort tranchant en partie par l'aile comprimée. Ce phénomène peut être observé lors de chaque essai.

Les figures 4.37 à 4.39 montrent l'angle  $\theta$  entre la déformation principale  $\varepsilon_3$  et l'axe longitudinal, le long de l'axe longitudinal, pour l'aile supérieure et deux rangées de l'âme : la plus haute et l'avant-dernière. Plusieurs paliers sont représentés. Trois constatations peuvent être faites :

Premièrement et constaté précédemment, la direction de la déformation  $\varepsilon_3$  est inclinée dans l'aile supérieure. Cette inclinaison est comparable pour les essais SH1 à SH3 et varie presque linéairement entre  $\pm 10^\circ$  de l'endroit de décompression de l'aile supérieure de part et d'autre de la mi-travée. Pour les essais SH4a à SH5, la tendance est comparable, mais moins claire. Le signe de l'angle correspond à celui de l'effort tranchant dû aux charges. Une partie de l'effort tranchant a donc été reprise par l'effort de compression incliné dans l'aile supérieure.

Deuxièmement, des champs de contraintes sous forme d'éventail autour des appuis et des charges dans l'âme sont bien visibles par l'inclinaison  $\theta$  qui est maximale sur l'appui et sous la charge  $F$  et diminue entre les deux.

Troisièmement, une réduction de l'inclinaison peut être observée sous influence de la charge  $H$ . Cette réduction est plus marquée pour la partie au-dessous des câbles.

A part pour les essais SH4a et SH4b, l'inclinaison en-dessus et en-dessous des câbles vaut environ  $30^\circ$  dans une zone étendue sur presque toute la distance entre l'appui et la charge  $F$ .

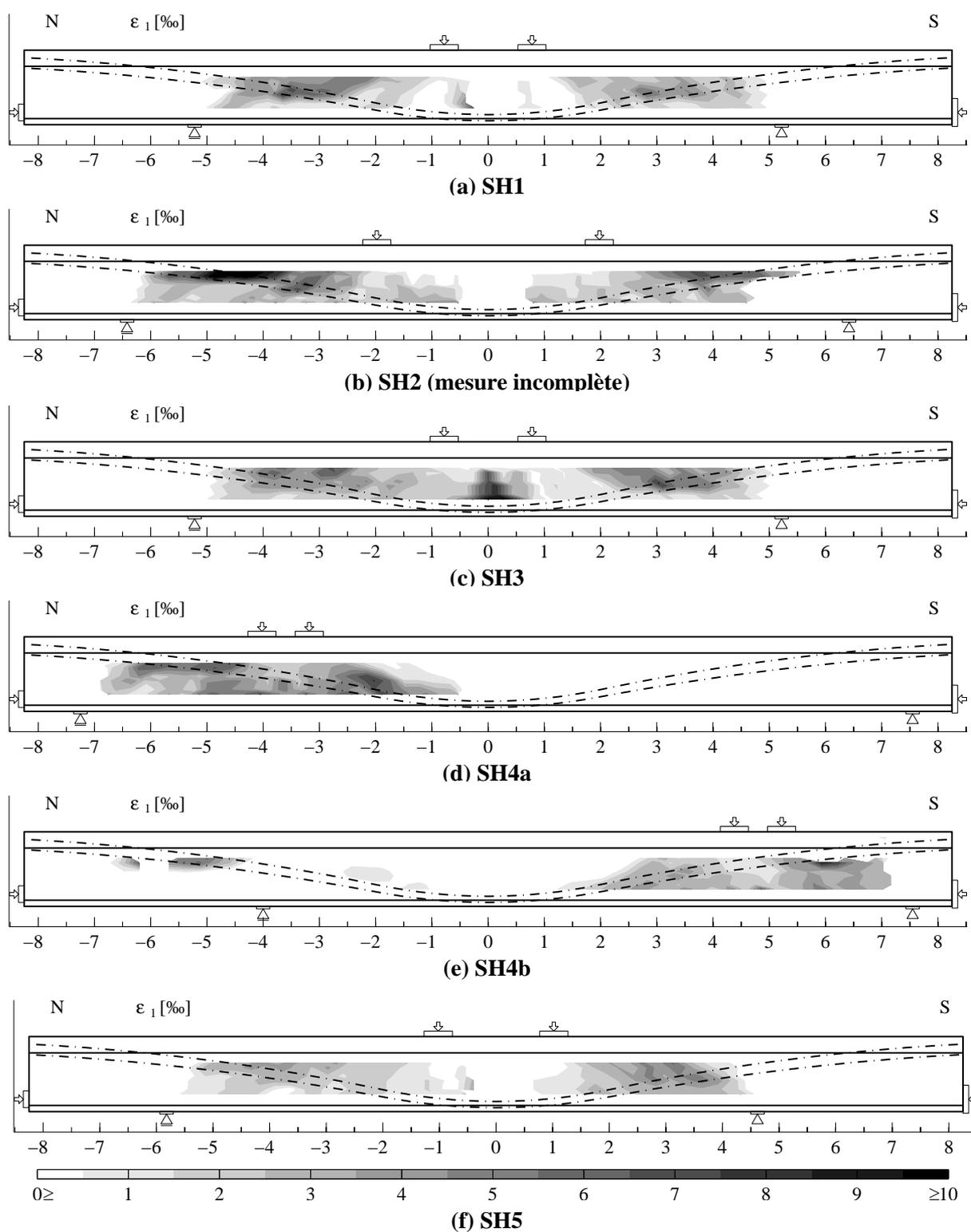


Figure 4.32: Essais SH1 à SH5 : déformation principale  $\epsilon_1$  du béton pour le dernier palier avant la rupture (longueur de mesure : 270 mm)

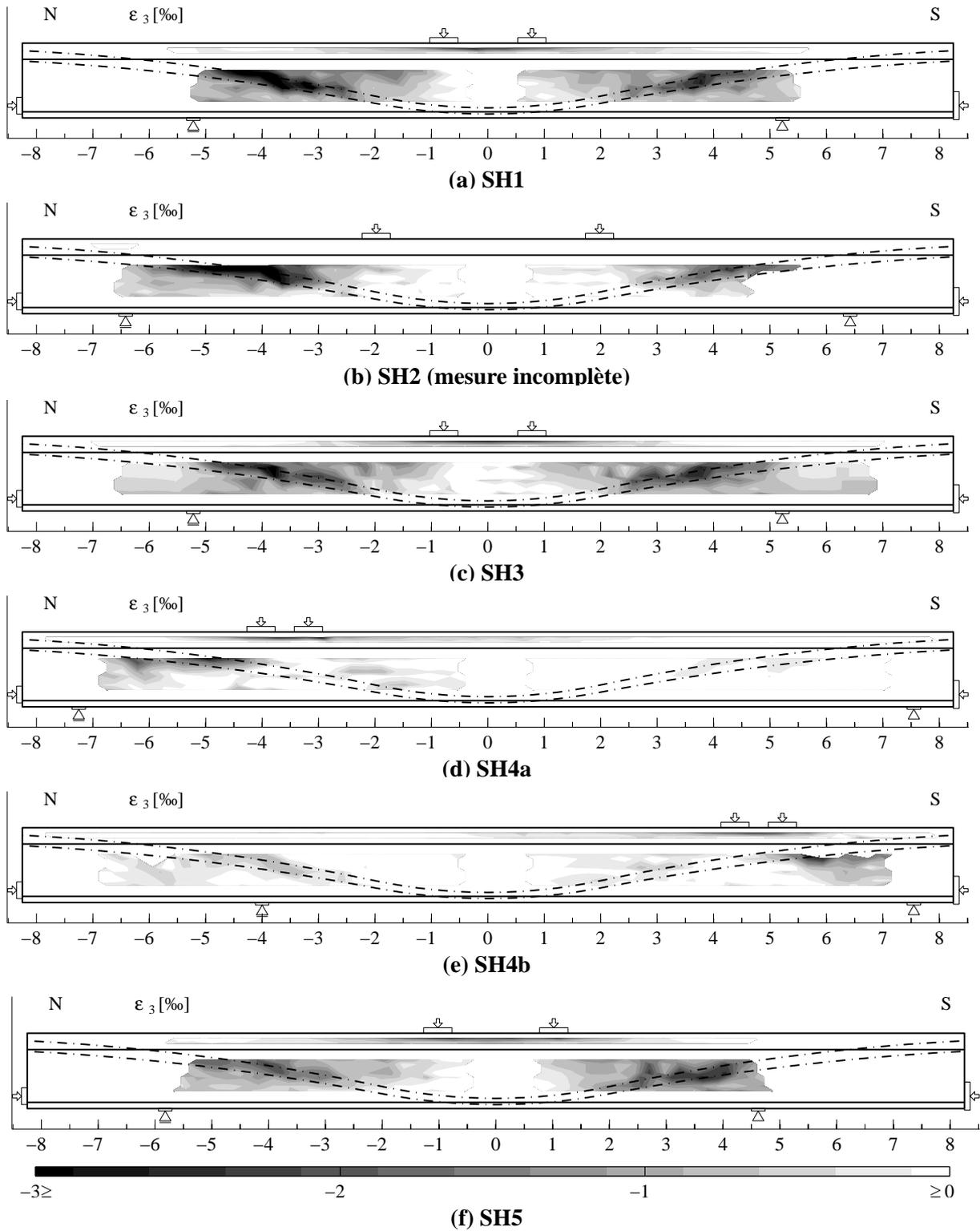
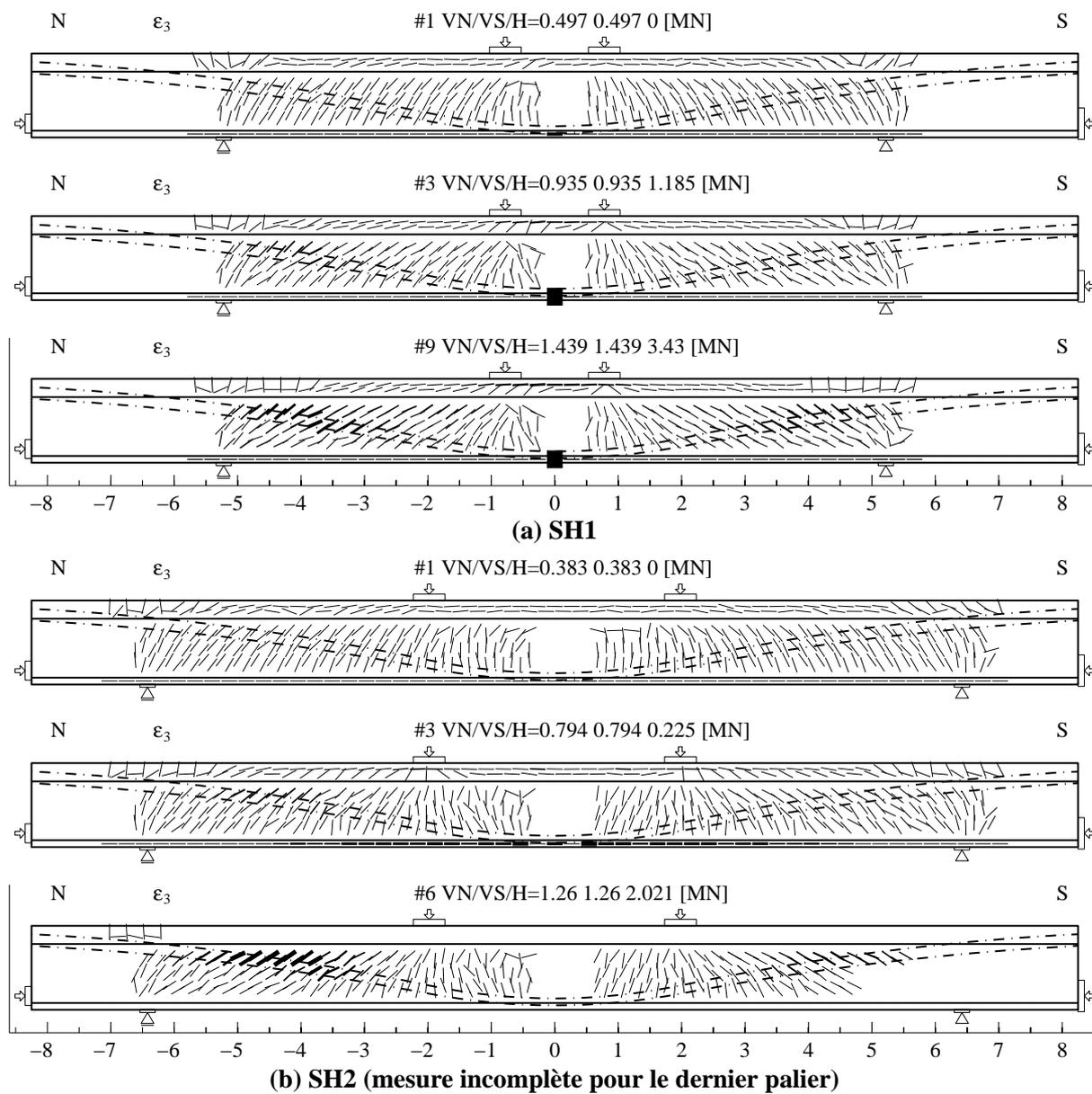
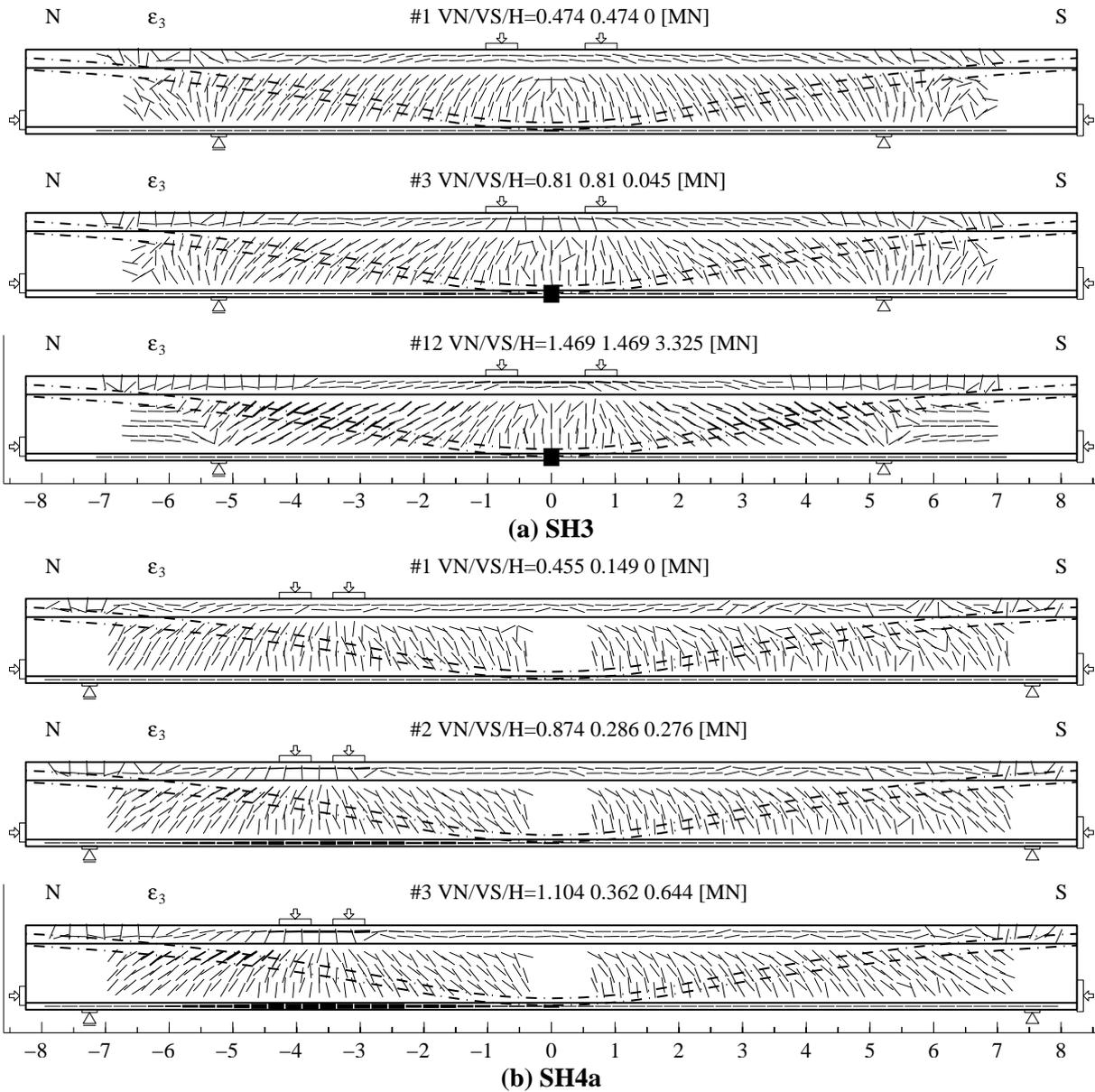


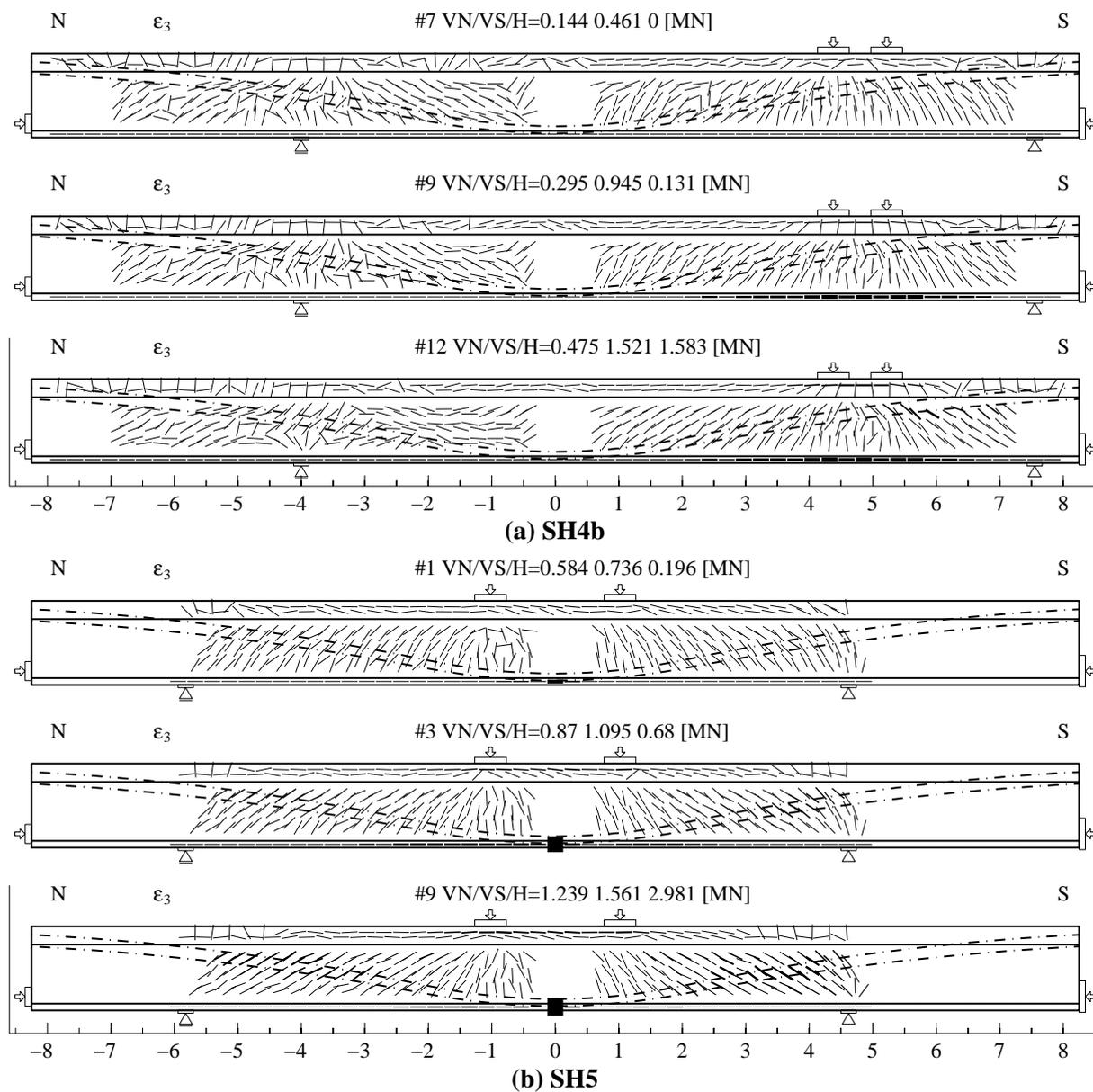
Figure 4.33: Essais SH1 à SH5 : déformation principale  $\epsilon_3$  du béton pour le dernier palier avant la rupture (longueur de mesure : 270 mm)



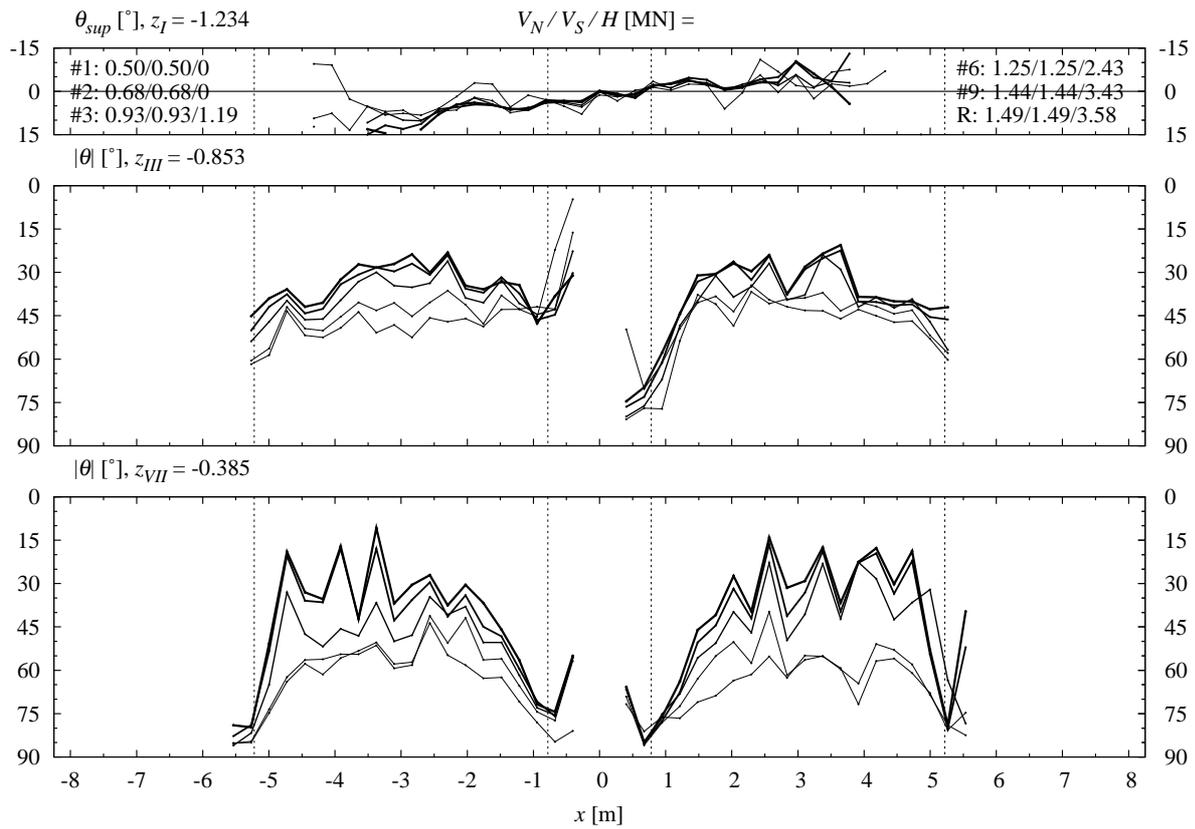
**Figure 4.34:** Essais SH1 et SH2 : orientation et intensité de la déformation principale  $\varepsilon_3$  (aile inférieure :  $\varepsilon_x$ ) du béton pour le premier palier, le palier avec fissuration flexionnelle stabilisée et le dernier palier (longueur de mesure : 270 mm)



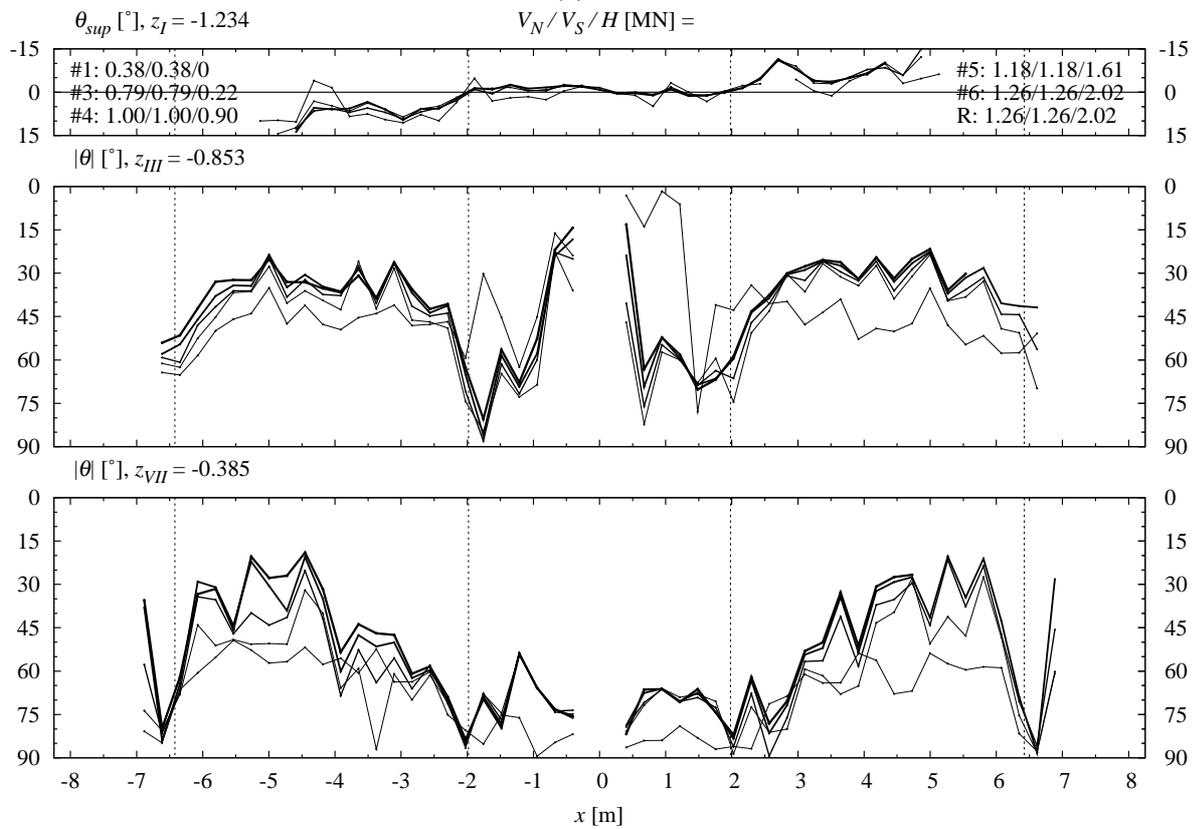
**Figure 4.35: Essais SH3 et SH4a : orientation et intensité de la déformation principale  $\epsilon_3$  (aile inférieure :  $\epsilon_x$ ) du béton pour le premier palier, le palier avec fissuration flexionnelle stabilisée et le dernier palier (longueur de mesure : 270 mm)**



**Figure 4.36: Essais SH4b et SH5 : orientation et intensité de la déformation principale  $\varepsilon_3$  (aile inférieure :  $\varepsilon_x$ ) du béton pour le premier palier, le palier avec fissuration flexionnelle stabilisée et le dernier palier (longueur de mesure : 270 mm)**

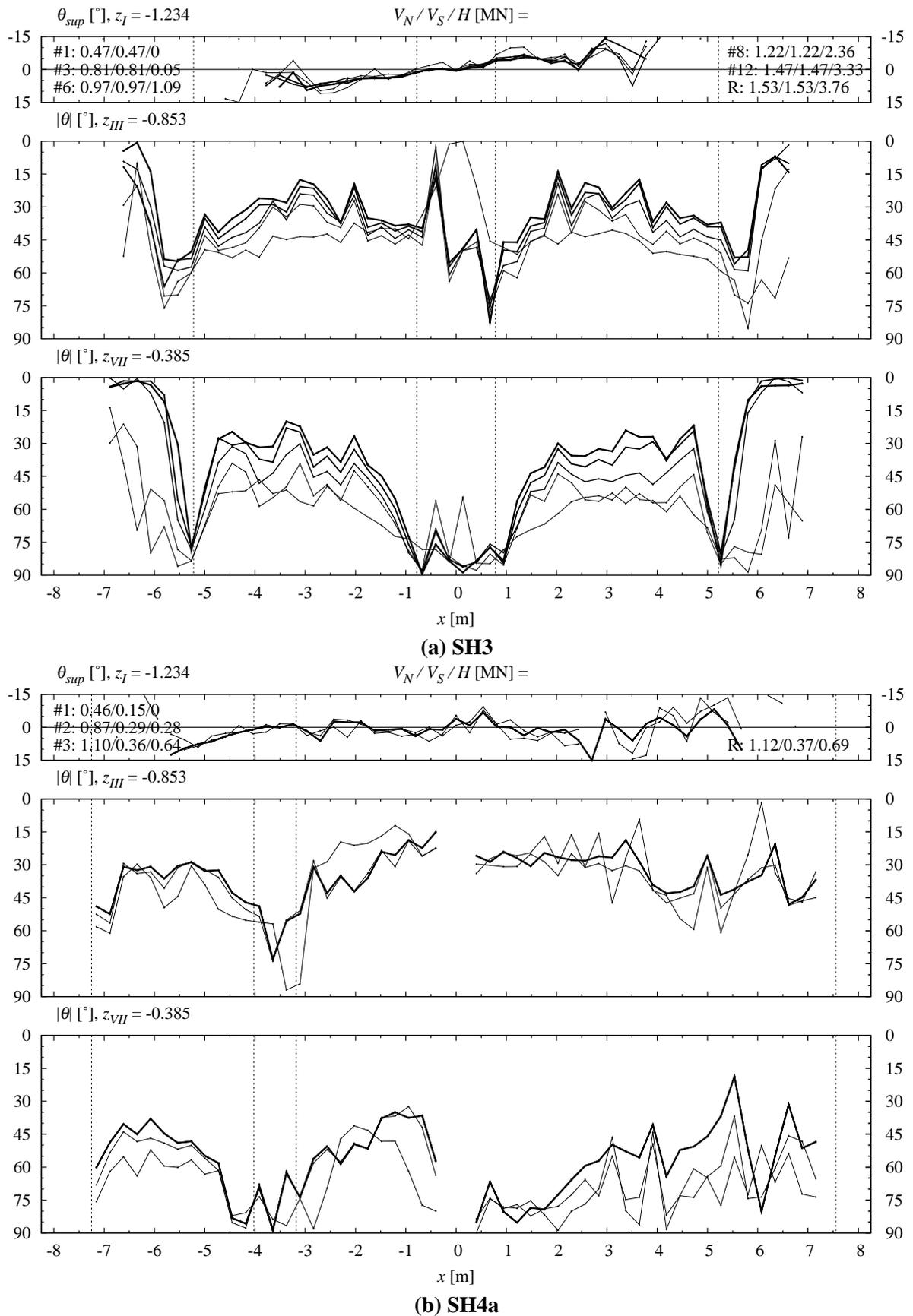


(a) SH1

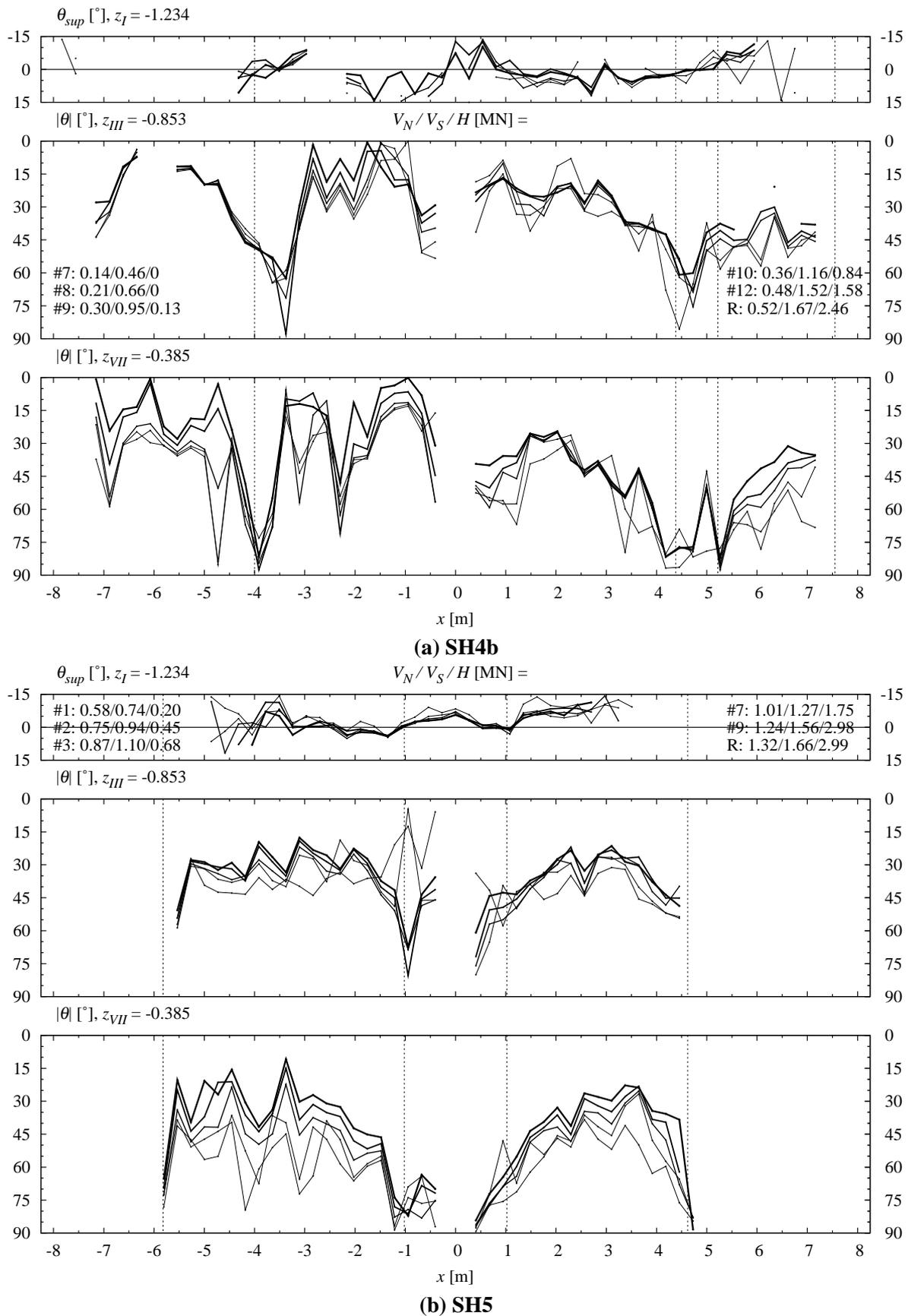


(b) SH2

Figure 4.37: Essais SH1 et SH2 : angle  $\theta$  de la déformation principale  $\varepsilon_3$  pour l'aile supérieure et deux rangées de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )



**Figure 4.38: Essais SH3 et SH4a : angle  $\theta$  de la déformation principale  $\varepsilon_3$  pour l'aile supérieure et deux rangées de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**



**Figure 4.39: Essais SH4b et SH5 : angle  $\theta$  de la déformation principale  $\epsilon_3$  pour l'aile supérieure et deux rangées de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) ; paliers choisis (l'épaisseur du trait des courbes augmente avec la charge  $F$ )**

## Déformations dans la zone de rupture

Les déformations du béton de l'âme en plan dans la zone de rupture selon les axes globaux sont montrées à la figure 4.40. Les déformations selon les axes principaux sont montrées à la figure 4.41, simultanément avec le gonflement  $w$  de l'âme, correspondant à la fissuration interne. Ce dernier a été mesuré avec des capteurs inductifs traversant l'âme, dont la longueur correspond à l'épaisseur de l'âme ( $\approx 125$  mm). Les mesures de ce type faites à d'autres endroits le long des câbles de précontrainte sont représentées graphiquement dans l'annexe A.

Les déformations dans le plan de l'âme ont été obtenues avec des mesures par jauges oméga, placées selon la grille du déformètre (longueur de mesure : 270 mm). La correspondance entre les mesures par déformètre et par jauges omégas est toujours très bonne. Dans le cas de l'essai SH1 (et pour la courbe '39' de l'essai SH4a ; voir plus bas pour la nomination), les figures 4.40 et 4.41 représentent les résultats du déformètre, car la grille des jauges oméga était deux fois plus grande pour cet essai. Les figures ne montrent pas l'essai, car ni des capteurs traversant l'âme ni des jauges oméga n'ont été placés dans la zone de rupture.

Dans les figures 4.40 et 4.41, les courbes sont désignées par le numéro du canal du capteur qui traversait l'âme au centre du triangle décrit par les capteurs mesurant les déformations dans le plan de l'âme (voir aussi schéma explicatif de la poutre dans les figures, qui montre également la zone de rupture).

Les déformations sont très importantes. Elle s'expliquent pour tous les essais par un glissement le long des fissures préexistantes, parallèles aux câbles (fig. 2.20). Cet endommagement est probablement une des causes de la rupture.

Un glissement  $\gamma_{xz}$  important caractérise tous les essais, atteignant 8‰ ou plus. La réponse  $V - \gamma_{xz}$  montre une rigidité initiale faible, ce qui indique que le glissement a lieu le long de ces fissures préexistantes.

Les étriers s'allongent dans la zone de rupture en moyenne de 2‰ (SH4b), 3‰ (SH1), 4‰ (SH3), 6‰ (SH4a) ou 8‰ (SH2).

Le béton subit une déformation jusqu'à  $\varepsilon_3 = -4$ ‰, ce qui indique un glissement le long des fissures. La déformation  $\varepsilon_1$  est du même ordre de grandeur que  $\varepsilon_z$ .

La fissuration interne  $w$  est comparable pour les essais SH2 et SH4a : à 80 % de l'effort tranchant maximal,  $w$  vaut environ 0.2 mm. Elle n'atteint qu'environ 0.1 mm pour les essais SH1, SH3 et SH4b, pour lesquels la déformation  $\varepsilon_1$  est également plus faible.

A la rupture, la fissuration interne vaut environ 0.3 mm pour l'essai SH1 et 0.5 à 1 mm pour les autres essais. Sur la base d'une comparaison avec des essais sur prismes contenant des câbles de précontrainte du même type [3], pour lesquels la rupture a eu lieu pour  $w \approx 0.6$  mm, la fissuration interne peut être une des causes de la rupture pour les essais, à part pour SH1.

Dans la figure 4.41, l'écrasement du béton  $\varepsilon_3$  est également dessiné en fonction de la fissuration interne  $w$ .

Pour les essais SH4a et SH4b, les figures montrent également les résultats pour les capteurs 39 et 56. Ils se trouvent dans une zone d'effort tranchant faible, mais avec des grandes déformations principales dans le plan, probablement dues à l'angle défavorable entre les bielles de compression et les câbles de précontrainte. La fissuration interne est par contre faible.

### Interaction fissuration dans le plan - fissuration interne

Sous l'effort tranchant maximal  $V_R$ , les essais SH2 et SH4a montrent le plus de fissuration interne dans la zone de rupture. Pour l'essai SH4b, la fissuration est un peu moins grande, alors que pour les essais SH1 et SH3, elle est nettement plus faible. L'ordre des essais est le même concernant la fissuration dans le plan de l'âme, exprimée par la déformation  $\varepsilon_1$ . La résistance à l'effort tranchant baisse avec les deux types de fissuration, à part pour l'essai SH4b, où la distance entre l'appui et la charge est très courte.

Il semble que la fissuration interne et dans le plan a détérioré la résistance à l'effort tranchant.

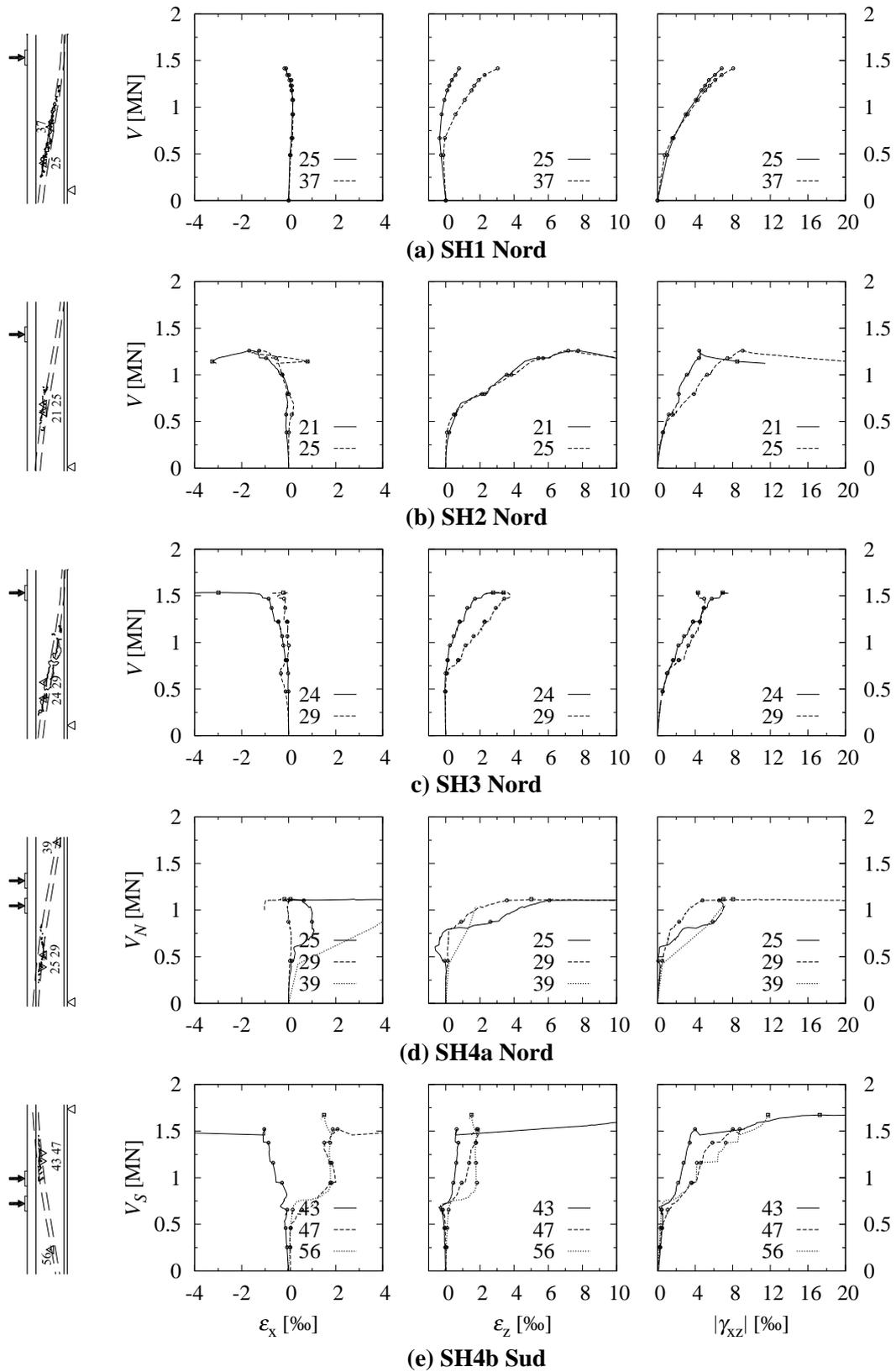


Figure 4.40: Essais SH1 à SH4b : état de déformation du béton dans le plan de l'âme en axes globaux dans la zone de rupture (longueur de mesure : 270 mm)

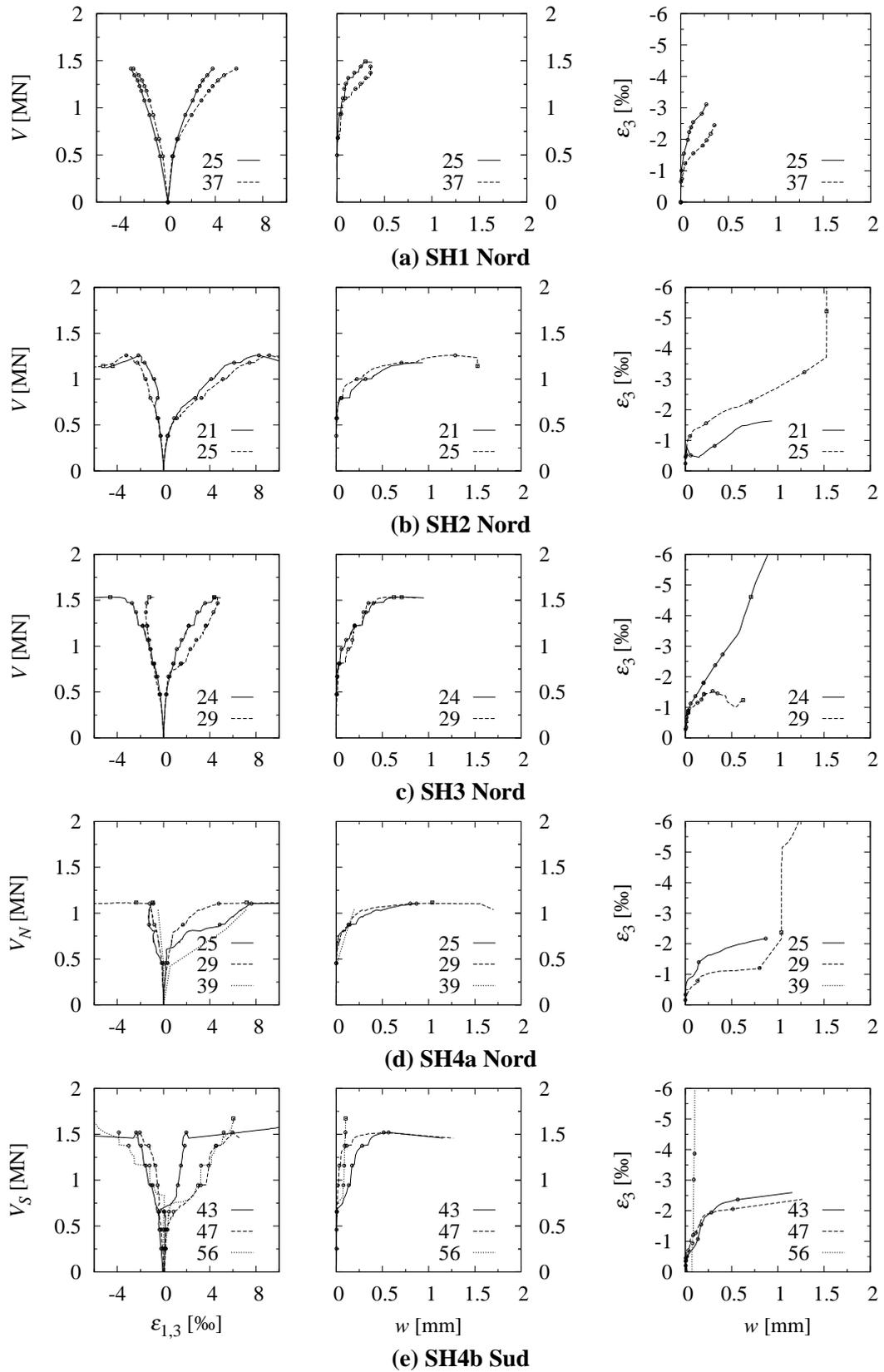


Figure 4.41: Essais SH1 à SH4b : état de déformation du béton dans le plan de l'âme et fissuration interne  $w$  dans la zone de rupture (longueur de mesure : 270 mm ; transversal : environ 125 mm)

## 4.5 Câbles de précontrainte

### Glissement entre acier et béton

Le glissement entre les fils des câbles de précontrainte et le béton a été mesuré par des capteurs inductifs à l'extrémité des poutres, à mi-travée pour l'essai SH3 et à l'endroit du moment maximal sous la charge  $F$  pour les essais SH4a et SH4b (figures 4.42 et 4.43). Dans ce but, des ouvertures dans l'âme ont été pratiquées. La longueur  $\ell_\varepsilon$  sur laquelle les fils étaient à nu dans l'ouverture est donnée au chapitre 3.2. Elle a été multipliée par l'allongement des fils – qui a été mesuré par des jauges d'extensométrie – et cette valeur soustraite de la mesure :

$$(\delta) = (\delta') - (\Delta\varepsilon_p) \cdot \ell_\varepsilon \quad (4.5)$$

Le tableau 4.10 montre les valeurs pour les essais SH3, SH4a et SH4b. Dans les figures 4.42 et 4.43, le canal de la mesure ( $\delta'$ ) est mentionné dans la légende.

**Tableau 4.10: Canaux et longueur libre des fils des câbles utilisés pour calculer le glissement  $\delta$**

Essai [-]	( $\delta'$ ) [Canal]	( $\Delta\varepsilon_p$ ) [Canal]	$\ell_\varepsilon$ [mm]
SH3	(87)	(90)	50
SH3	(05)	(92)	80
SH3	(88)	(90)	45
SH3	(08)	(92)	100
SH4a	(87)	(90)	85
SH4a	(05)	(91)	70
SH4b	(07)	(93)	75
SH4b	(04)	(94)	30

Pour les essais SH1, SH2 et SH5, l'âme n'a pas été ouverte à mi-travée ; des capteurs inductifs ont mesuré l'ouverture des fissures au droit du joint de bétonnage à l'aile inférieure. Celle-ci a été divisée par deux et est montrée dans les figures 4.42 (a) et 4.43 (c), mais pas pour SH2, qui a un renforcement à mi-travée.

Pour les essais SH1, SH3 et SH5, le glissement à mi-travée est important et vaut plusieurs millimètres à la rupture. Après une phase initiale de faible glissement, il augmente très rapidement pour des niveaux de charge plus élevés, avant de croître plus lentement sous l'influence de la charge  $H$ . Une détérioration importante de l'adhérence sur une longueur importante est probablement nécessaire pour permettre un tel glissement.

Pour les essais SH4a et SH4b, le glissement à l'endroit du moment maximal est faible. Le glissement au niveau du câble inférieur est nettement plus grand qu'au niveau du câble supérieur.

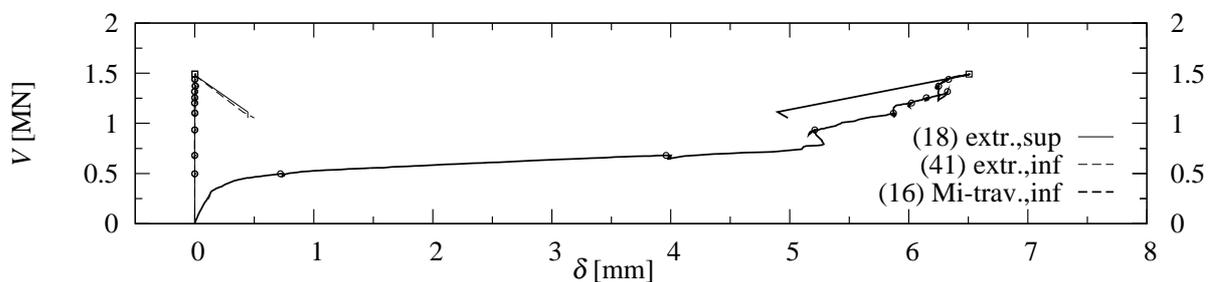
A l'extrémité de la poutre, le glissement a été mesuré pour toutes les poutres, aux deux extrémités dans le cas des poutres SH3 et SH4. Il était nul jusqu'à la rupture, sauf pour l'essai SH2, où le glissement commence lors de l'avant-dernier palier, et SH4a et SH4b, où le glissement est même plus important à l'extrémité qu'à l'endroit du moment maximal. Pour ces trois essais, la longueur du câble entre l'appui et l'extrémité est courte, ce qui indique des problèmes d'ancrage.

La rupture semble détériorer l'adhérence dans la zone de rupture ; la chute de la force est accompagnée par une augmentation du glissement à l'extrémité de la poutre dans le cas de l'essai SH1, et lors du dernier palier de l'essai SH2.

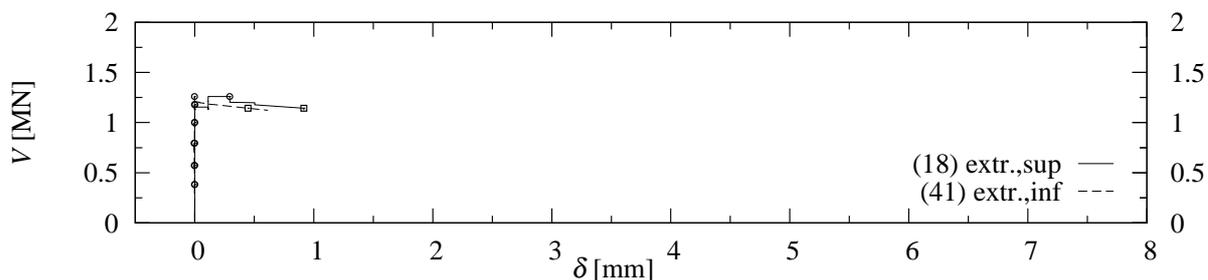
Pour les essais SH2, SH4a et SH4b, un éclatement du béton de l'âme le long des câbles dans la zone de rupture a eu lieu avant la rupture. Pour ces trois essais, l'augmentation du glissement due à cet éclatement

est important, à l'endroit du moment maximal pour SH4a et SH4b et à l'extrémité pour SH2.

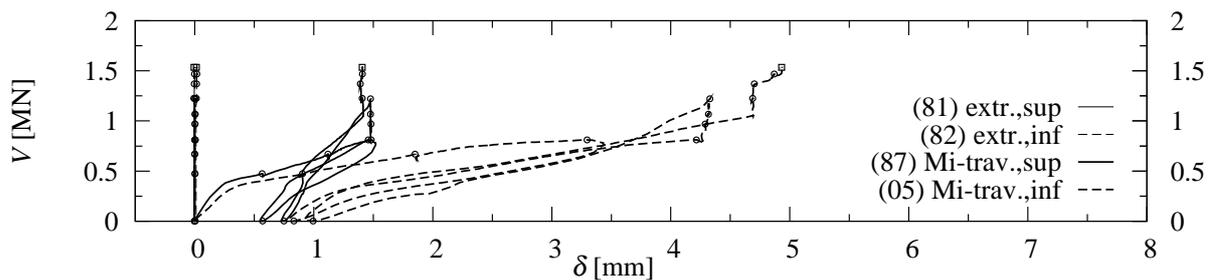
Il reste à clarifier si la rupture de l'adhérence du câble de précontrainte est la cause de la rupture du béton dans la zone de rupture, ou si la rupture du béton a causé la rupture de l'adhérence.



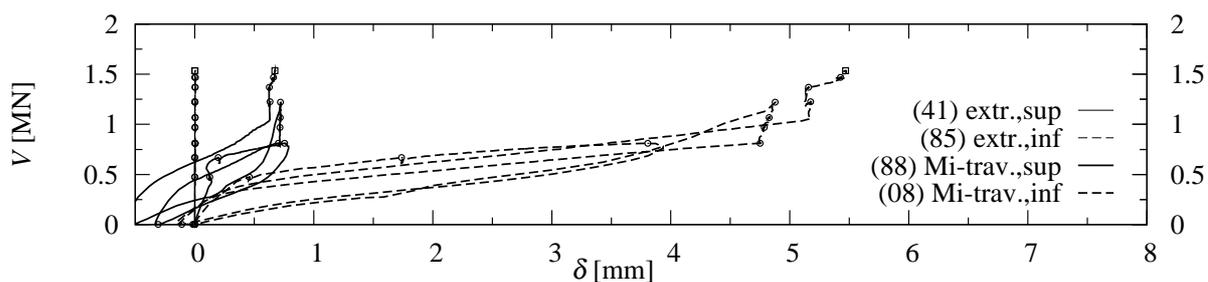
(a) SH1 : extrémité Nord ; mi-travée (canal 16 divisée par 2)



(b) SH2 : extrémité Nord



(c) SH3 : extrémité Nord ; mi-travée, côté Nord



(d) SH3 : extrémité Sud ; mi-travée, côté Sud

Figure 4.42: Glissement entre les fils des câbles de précontrainte et le béton ('sup', 'inf' indiquent câble supérieur et inférieur)

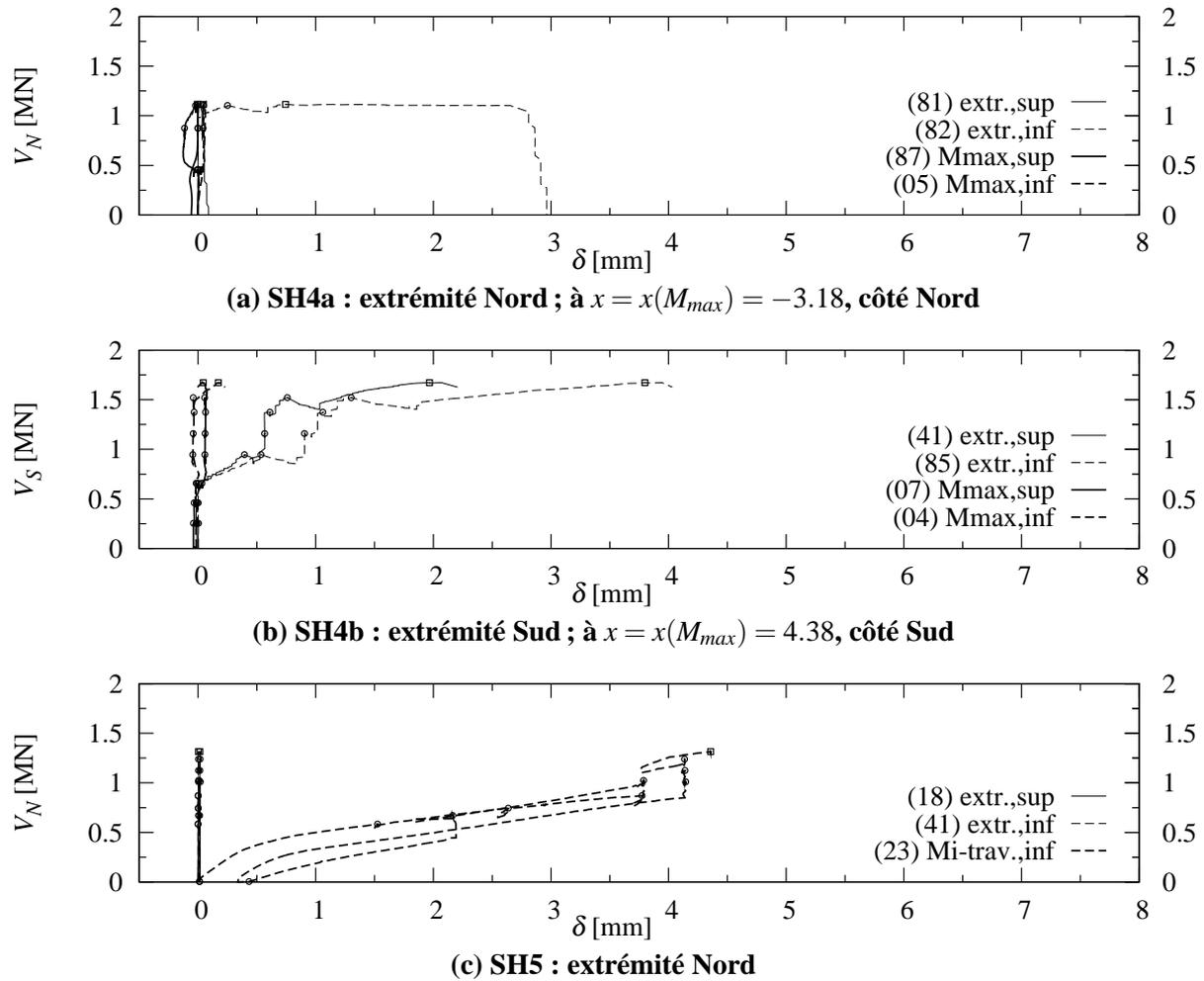


Figure 4.43: Glissement entre les fils des câbles de précontrainte et le béton ('sup','inf' indiquent câble supérieur et inférieur)

## Allongement de l'acier

L'allongement  $\Delta\varepsilon_p$  des fils des câbles de précontrainte a été mesuré par des jauges d'extensométrie collées sur les fils dans les ouvertures de l'âme, au même endroit où le glissement entre les fils et le béton a été mesuré, donc pour l'essai SH3 à mi-travée et pour les essais SH4a et SH4b à l'endroit du moment maximal sous la charge  $F$  (fig. 4.44).

Après une première phase de comportement rigide, une deuxième phase moins rigide commence, dont le début est marqué par la décompression de la section. Lors de l'activation de la charge  $H$ , l'allongement n'augmente pratiquement plus dans le cas de SH3, car  $\Delta\varepsilon_p$  a été choisi comme paramètre de contrôle. Pour SH4a, l'allongement a été volontairement augmenté, alors que pour l'essai SH4b, malgré le fait qu'elle était un paramètre de contrôle, la déformation  $\Delta\varepsilon_p$  diminue à la fin de l'essai, indiquant que la partie des charges transmise par les câbles a diminué.

Après la rupture et le déchargement de la poutre (qui supportait encore son le poids propre et celui du bâti), les fils ont été coupés pour déterminer la déformation résiduelle  $\varepsilon_{p,res}$ , dont la signification est indiquée dans la figure 4.44(a) (pour l'essai SH4b, le capteur 92 était devenu défectueux antérieurement). Il faut noter que  $\varepsilon_{p,res}$  correspond à un déchargement, et est donc plus petite que la déformation  $\varepsilon_{p,\infty}$  :

$$\sigma_{p,\infty} \approx E_s \cdot \varepsilon_{p,res}, \quad \varepsilon_{p,res} \leq \varepsilon_{p,\infty} \quad (4.6)$$

La différence est négligée ici. Contrairement à des torons, les fils ne sont pas tordus dans les gaines. Il faut donc utiliser  $E_p = 205000$  MPa.

Le tableau 4.11 donne le numéro du canal de mesure et les déformations à la rupture et résiduelles. La signification de  $\varepsilon_{p,R}$  est expliquée dans la figure 4.44 (a). Puisqu'il s'agit d'une déformation de déchargement, la contrainte dans les câbles à la rupture  $\sigma_{p,R}$  peut être calculée selon l'équation 4.7. Sa valeur est également donnée dans le tableau.

$$\sigma_{p,R} = E_s \cdot \varepsilon_{p,R} \quad (4.7)$$

**Tableau 4.11: Allongement des câbles et précontrainte restante après plus de trente ans de service**

Essai [-]	$x$ [m]	Canal [-]		$\Delta\varepsilon_{p,R}$ [‰]		$\varepsilon_{p,res}$ [‰]		$\varepsilon_{p,R}$ [‰]		$\sigma_{p,\infty}$ [MPa]		$\sigma_{p,R}$ [MPa]	
		sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf
-	-	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf
SH3	0	90	92	6.22	7.90	2.55	2.67	7.57	7.39	523	547	1551	1516
SH3	0	91	93	7.09	7.87	2.39	2.77	7.77	7.54	490	568	1592	1545
SH4a	-3.18	90	91	2.85	4.22	3.58	3.51	6.23	7.08	734	720	1276	1452
SH4b	4.38	92	94	0.58	0.47	-	2.77	-	3.87	-	568	-	793
SH4b	4.38	93	95	0.57	0.65	3.96	2.93	4.59	4.40	812	601	941	902

La précontrainte restante à mi-travée vaut donc environ  $\sigma_{p,\infty} \approx 530$  MPa. Pour une précontrainte initiale  $\sigma_{p,0} = 1190$  MPa, il ne reste donc en moyenne que 44 % de la contrainte à mi-travée. Au points de quart de longueur de la travée d'origine, environ 65 % de  $\sigma_{p,0}$  est resté, soit  $\sigma_{p,\infty} \approx 770$  MPa (abstraction faite de la plus petite valeur de SH4b, probablement influencée par un glissement du câble). Ces valeurs correspondent bien à celles mesurées par [1] sur un grand nombre de fils. Dans [1], la valeur pour les fils adhérents est également donnée, avec  $\varepsilon_{p,res,inf} \approx 3.8$ ‰, ce qui correspond aussi à environ  $\sigma_{p,\infty,inf} \approx$

#### 4 RÉSULTATS

---

770 MPa.

La contrainte atteinte dans les câbles lors de la rupture à mi-travée est clairement supérieure à la limite d'écoulement dans le cas de l'essai SH3, et s'approche de cette valeur pour l'essai SH4a.

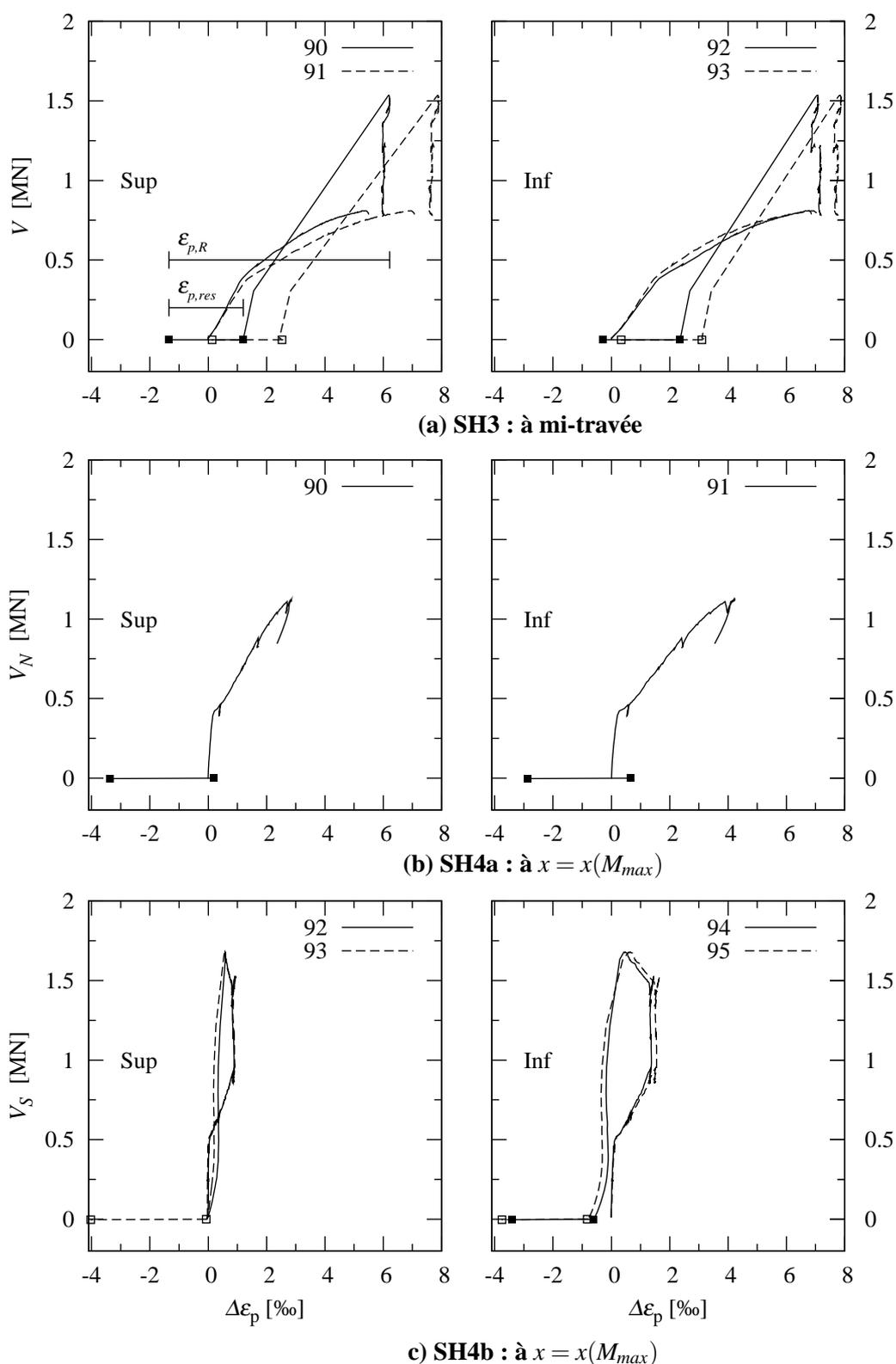


Figure 4.44: Allongement des fils de précontrainte des deux câbles (jauges d'extensométrie; 'sup','inf' indiquent câble supérieur et inférieur)

La figure 4.45 (a) montre l'allongement  $\Delta\varepsilon_p$  en fonction du glissement  $\delta$  à l'endroit du moment maximal (SH3 : mi-travée) au moment où le glissement à l'extrémité de la poutre le plus proche commence à devenir non nul. Il semble que la plastification des fils a détérioré l'adhérence et augmenté le glissement. La figure 4.45 (b) montre la contrainte  $\sigma_p$  dans les fils des câbles au même moment, et la longueur d'ancrage  $\ell_b$ , qui correspond à la longueur du câble entre l'endroit du moment maximal (SH3 : mi-travée) et l'extrémité de la poutre. L'adhérence moyenne pour une barre de remplacement selon [6] (fils) peut être obtenue dans le domaine élastique en faisant l'équilibre à la surface de la barre de remplacement, le long de  $\ell_b$  :

$$\tau_{bp} = 0.15 \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (4.8)$$

$$\varnothing_{p,id} = \frac{\sqrt{4 \cdot \pi \cdot A_p}}{\pi} \quad (4.9)$$

Cette valeur est faible par rapport aux valeurs données généralement, et par exemple dans [8]. En tenant compte les résultats de la poutre SH3, on peut constater que l'adhérence se détériore nettement en phase plastique.

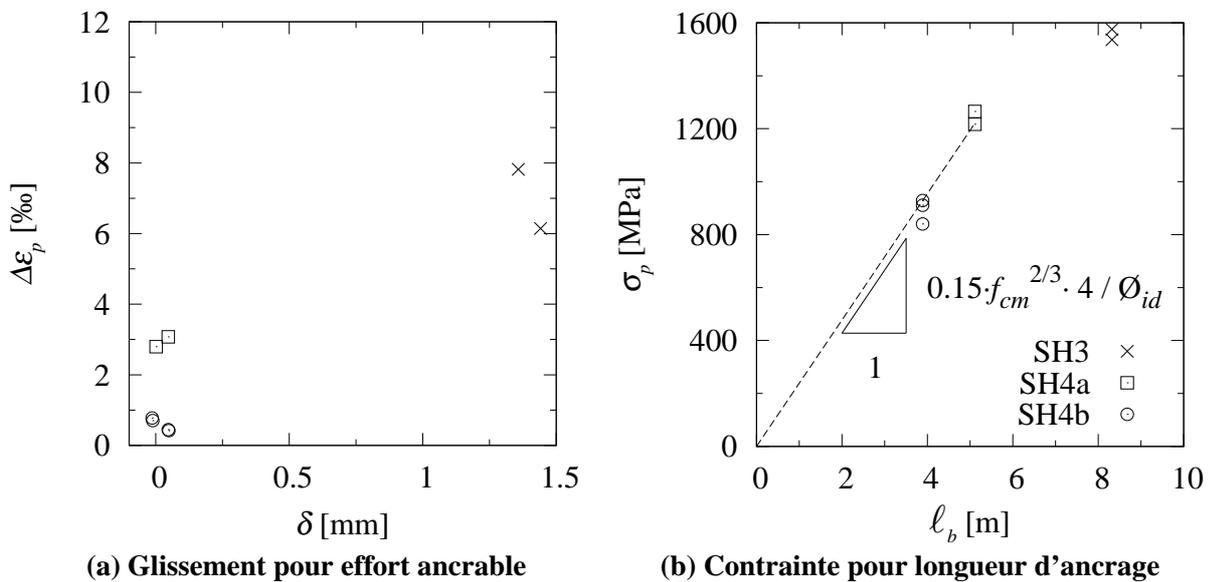


Figure 4.45: Adhérence des fils des câbles de précontrainte

Au vu des grands glissements  $\delta$  entre les fils de précontrainte et le béton, avec un allongement  $\Delta\varepsilon_p$  qui augmente lentement, la qualité de l'adhérence semble être mauvaise et se détériore durant le chargement et également durant le deuxième cycle de SH3 (fig. 4.42). Ceci s'explique aussi par le fait que les fils sont lisses et non torsadés. Ils se sont groupés de manière très compacte dans le câble. Pratiquement aucun coulis ne se trouve entre les fils. Ainsi, les fils se déplacent ensemble, comme une seule barre d'armature, avec une surface d'adhérence faible.

## 5 Résumé et conclusions

L'état des poutres après plus de trente ans de service est généralement bon. Les câbles de précontrainte sont correctement injectés et contiennent des fils lisses groupés ensemble comme une seule barre d'armature. Seulement environ 44 % de la précontrainte initiale  $P_0$  est encore présente au niveau du joint au milieu de la poutre. Au points de quart de longueur de la travée d'origine, environ 65 % de  $P_0$  est resté. En comparant l'essai SH1 et SH3 avec la même configuration de charges, la présence d'une entretoise au niveau du joint ne semble pas avoir influencée significativement le comportement des poutres.

Un bâti innovateur a permis d'éviter une rupture par flexion pour tous les essais. Il a en outre permis de reprendre la torsion due à la curvilinearité de la poutre.

Une rupture par effort tranchant, marquée par l'éclatement du béton de l'âme le long des câbles de précontrainte, a donc toujours été atteinte. Les câbles de précontrainte sont mis à nu par la rupture.

Cet éclatement est précédé par une fissuration due à l'effort tranchant. Une fissuration interne importante de l'âme le long des câbles due à la présence des câbles est également systématiquement présente dans la zone de rupture. Les deux phénomènes sont la cause de la rupture.

L'adhérence des fils de précontrainte est mauvaise, due aussi à leur disposition dans les câbles. L'adhérence moyenne maximale n'atteint que la moitié des valeurs généralement prononcées.

Une ouverture d'une fissure flexionnelle dépassant les 10 mm au niveau du joint indique une rupture d'adhérence sur une grande longueur. La déformation totale des fils dans les câbles ne dépasse pas 8 %.

Pour les essais où l'appui se situe près de l'extrémité de la poutre (SH2, SH4a et SH4b), un glissement des fils dans les câbles a été mesuré à l'extrémité de la poutre.

La détérioration de l'adhérence semble avoir influencé la rupture.

La déformation verticale moyenne de l'âme est de 2 à 8 ‰, selon l'essai considéré. Pour tous les essais, il semble qu'une partie de l'effort dans les étriers est ancrée au niveau des câbles de précontrainte, permettant ainsi aussi l'ancrage de la force dans les câbles. De cette manière, l'effort tranchant repris par la partie de la poutre située au-dessus des câbles augmente par rapport à la partie au-dessous. Dans la partie au-dessous des câbles, une réorientation importante des fissures et des déformations se produit.

Les mesures des déformations principales indiquent clairement une reprise d'effort tranchant dans la zone comprimée. Ceci a pu être observé pour tous les essais.

Des fissures très ouvertes et des rotations importantes sont observées au droit du joint au milieu de la poutre. L'armature longitudinale de l'aile inférieure a plastifié durant les essais SH2 et SH4a.



# Bibliographie

- [1] Czaderski, C., *Laboruntersuchungen an fünf ausgebauten Trägern der Autobahnbrücke "Viadotto delle Cantine a Capolago"*, Département Ingenieur-Strukturen, EMPA, 107p., Dübendorf, Suisse, avril 2006.
- [2] Leonhardt, F., Walther, R., *Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung*, Wilhelm Ernst und Sohn Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, rapport n° 156, 84p., Berlin, Allemagne, 1963.
- [3] Muttoni, A., Burdet, O.L., Hars, E., *Effect of Duct Type on the Shear Strength of Thin Webs*, ACI Structural Journal, Farmington Hills, USA, accepté pour publication
- [4] Schäfer, K., Scheef, H., *Untersuchungen an einem über 20 Jahre alten Spannbetonträger der Pliensaubrücke Esslingen am Neckar*, Wilhelm Ernst und Sohn Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, rapport n° 329, pp.12-39, Berlin, Allemagne, 1982.
- [5] SIA, *SIA 162 - Norme pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint*, édition de 1968, 84p., Zurich, Suisse, 1977.
- [6] Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U., Hagen, H., *Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft Vol. 310, Wilhelm Ernst & Sohn, 151p., Berlin, Deutschland, 1980.
- [7] Zwicky, D., Vogel, T., *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*, rapport IBK n° 258, ETHZ, 167p., Zurich, Suisse, 2000.
- [8] Zwicky, D., *Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Bericht Vol. 275, ETHZ, 228p., Zürich, Schweiz, 2002.



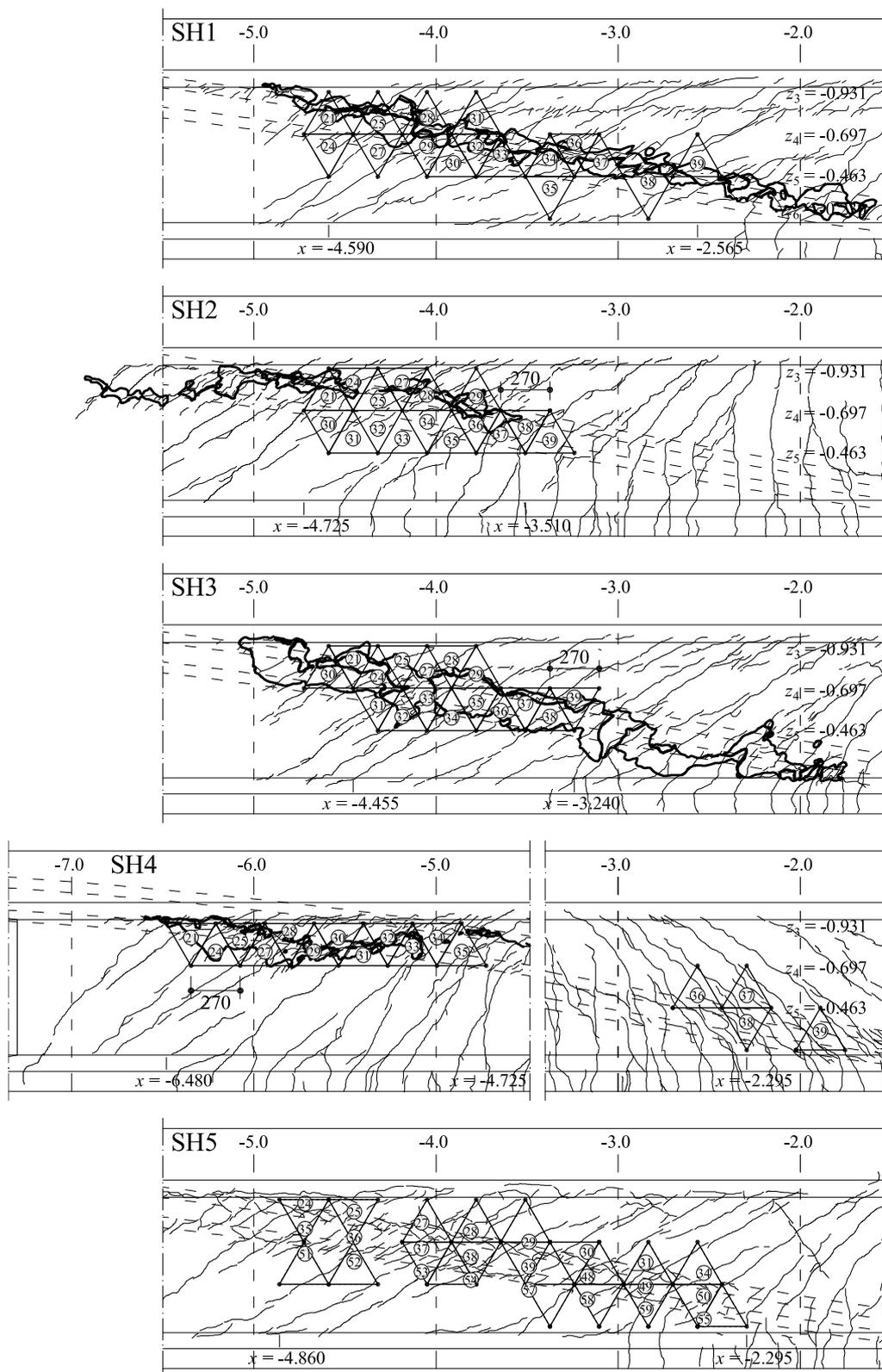
# A Déformations de l'âme

Ce chapitre montre les résultats des mesures faites à proximité des câbles de précontrainte dans le plan de l'âme, selon les axes principaux ( $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$ ). La position exacte des mesures est donnée dans les figures 3.5 et 3.6, qui sont reprises aux figures A.1 et A.2, avec les fissures et l'éclatement du béton (après enlèvement des morceaux détachés), lors de la rupture.

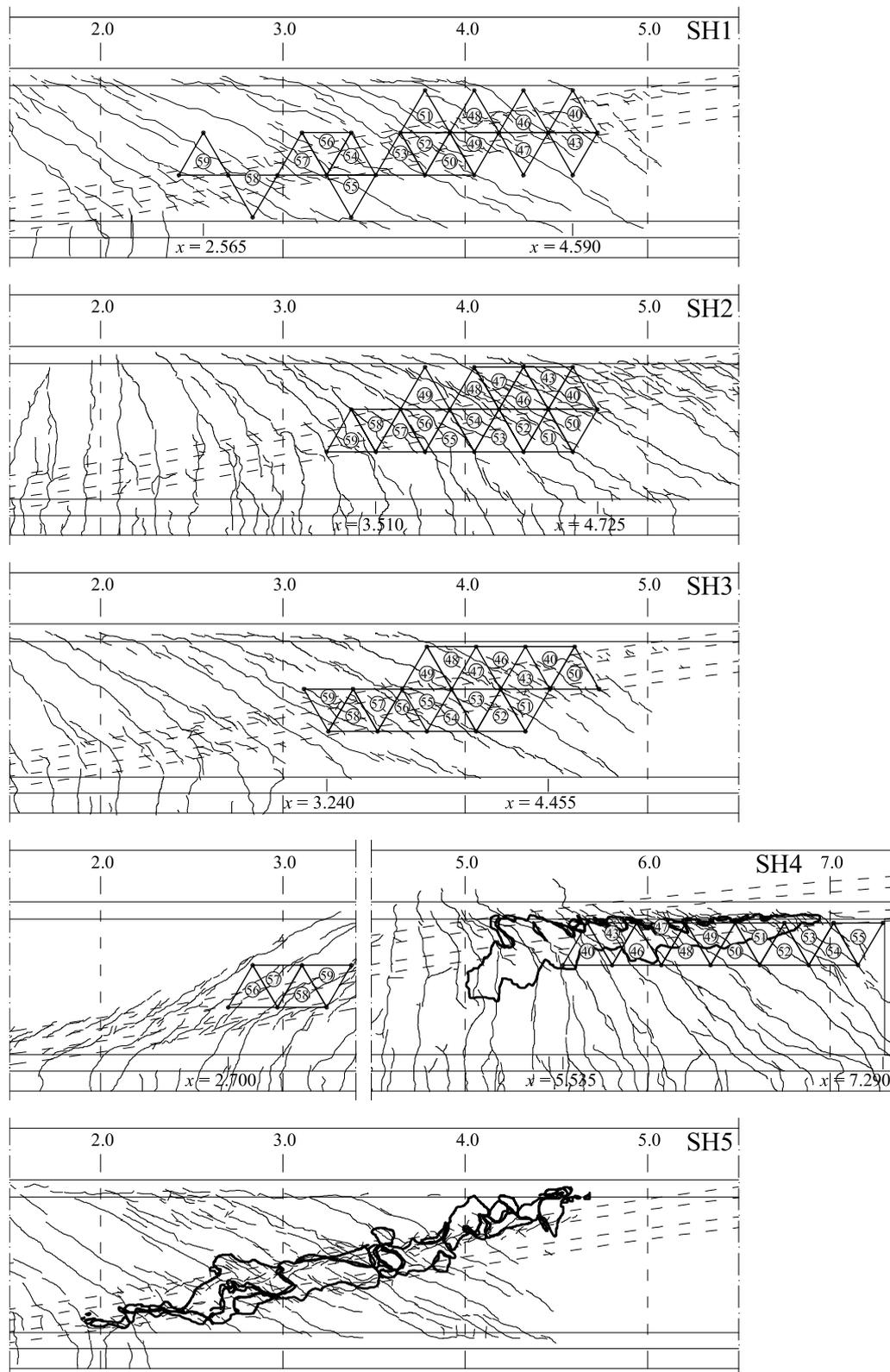
Dans les figures A.3 à A.11, les mesures faites par déformètre (longueur de mesure : 270 mm) sont représentées par des courbes avec points, alors que les mesures faites par des jauges oméga (longueur de mesure : 270 mm) sont représentées par des courbes sans points. Les mesures par jauges oméga ont été faites avec une longueur de 270 mm pour les essais SH2, SH3, SH4a et SH4b.

Le gonflement de l'âme  $w$  a été mesuré par des capteurs inductifs traversant l'âme (longueur de mesure :  $b_w \approx 125$  mm). Il est ici exprimé comme déformation  $w/b_w$ .

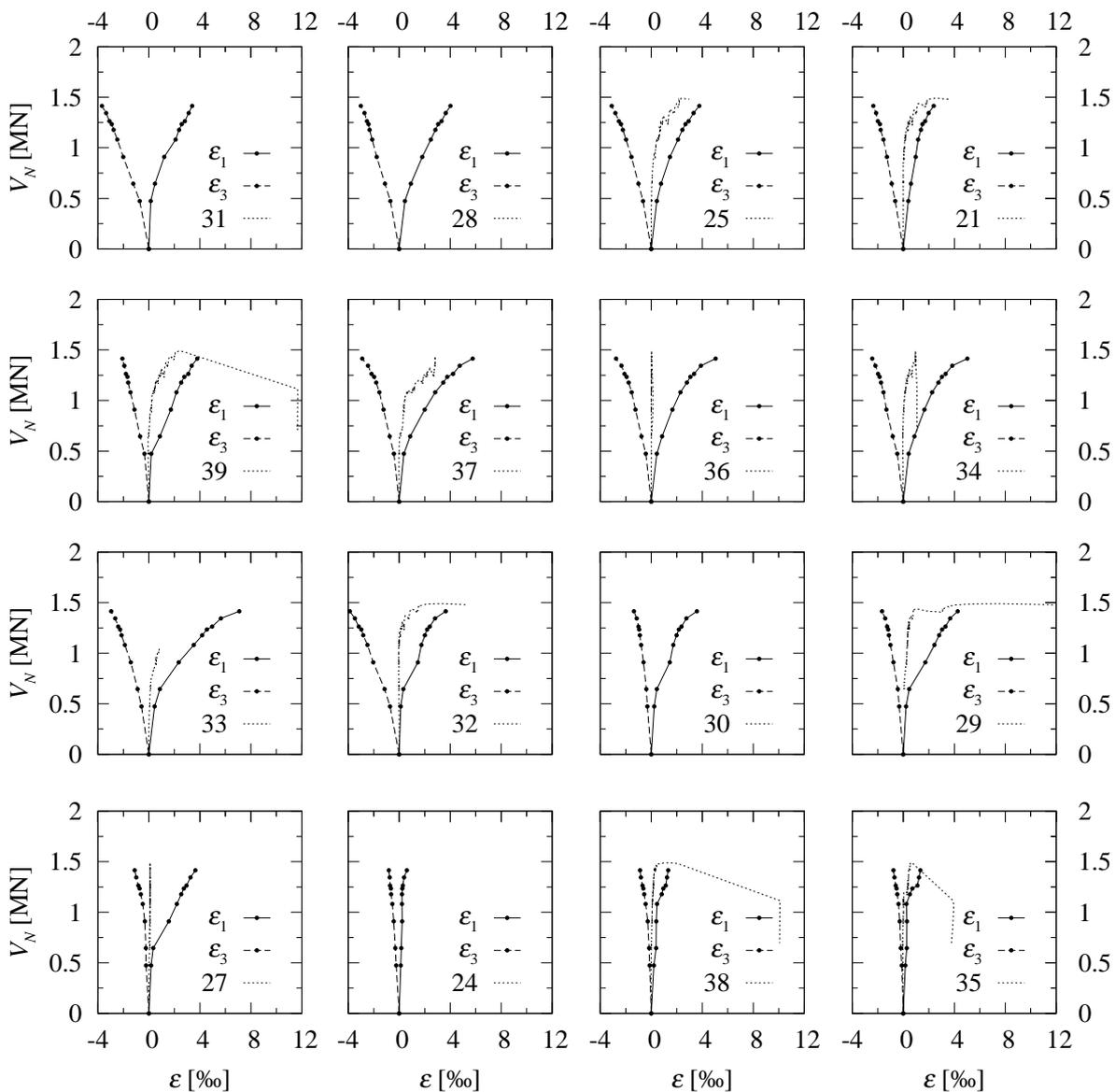
Chaque diagramme montre le gonflement de l'âme à un endroit, identifié par le numéro du canal du capteur qui l'a mesuré (indiqué dans les diagrammes). Chaque diagramme montre également la déformation de l'âme dans le plan au même endroit. Pour certains endroits, la mesure du gonflement de l'âme était défectueuse. Le numéro de son canal est tout de même indiqué dans le diagramme en question, pour pouvoir identifier la position des mesures.



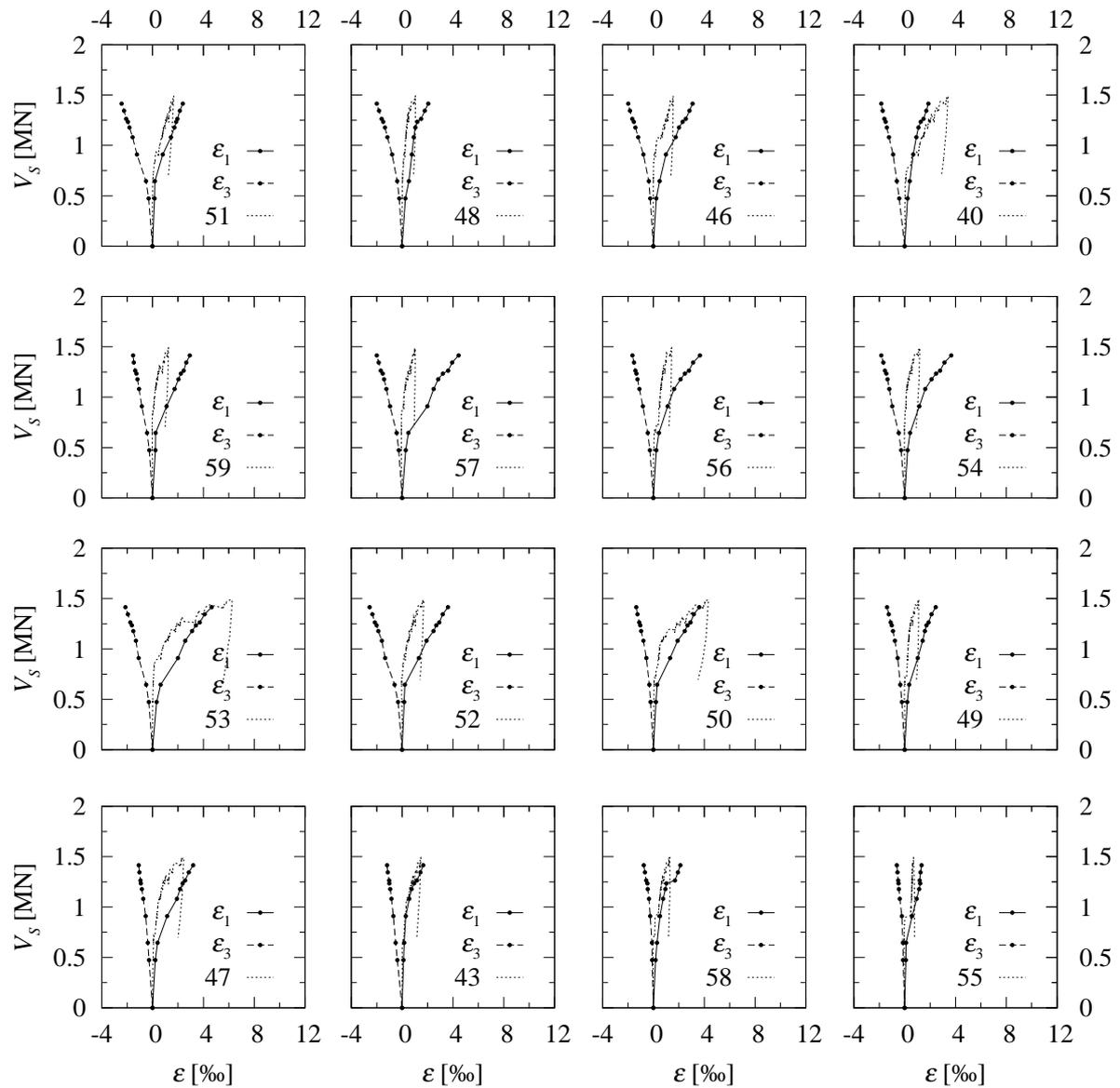
**Figure A.1: Poutres SH1 à SH5, partie Nord : fissuration et éclatement du béton lors de la rupture ; emplacement des capteurs dans la zone susceptible de rupture mesurant l'allongement local du béton de l'âme et la fissuration interne dans le plan de l'âme**



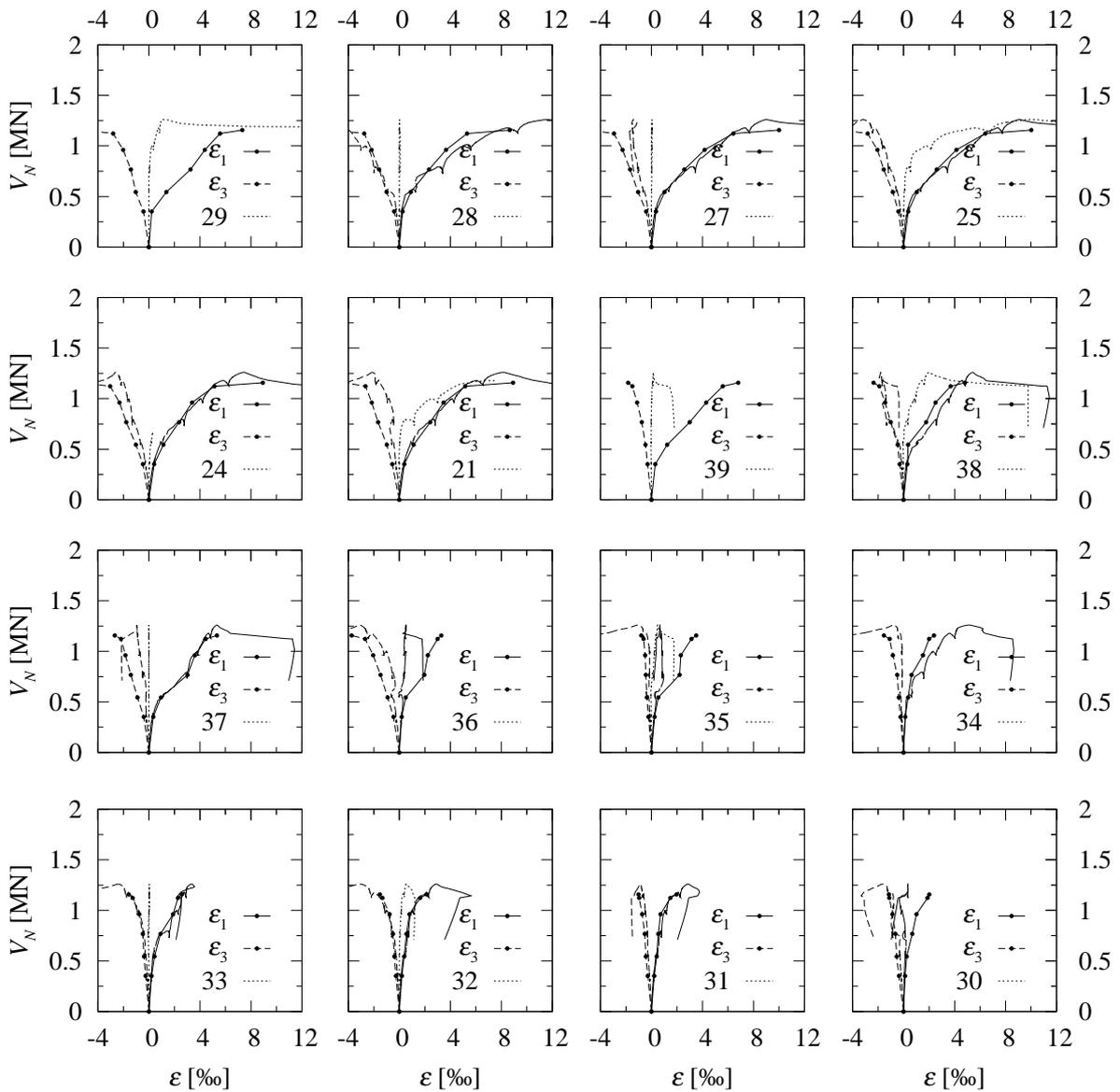
**Figure A.2: Poutres SH1 à SH5, partie Sud : fissuration et éclatement du béton lors de la rupture ; emplacement des capteurs dans la zone susceptible de rupture mesurant l'allongement local du béton de l'âme et la fissuration interne dans le plan de l'âme**



**Figure A.3: Essai SH1, partie Nord : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



**Figure A.4: Essai SH1, partie Sud : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



**Figure A.5: Essai SH2, partie Nord : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**

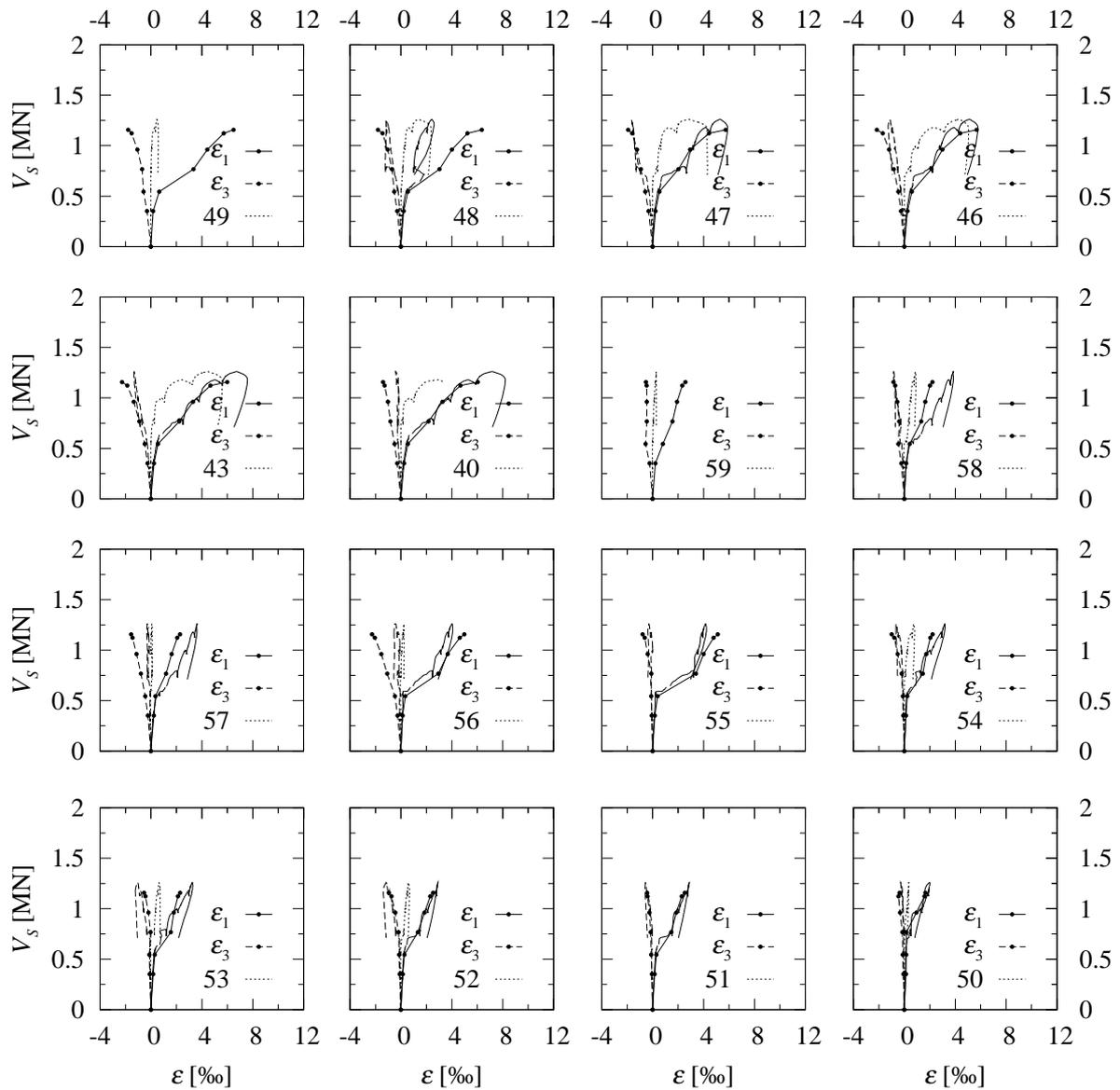
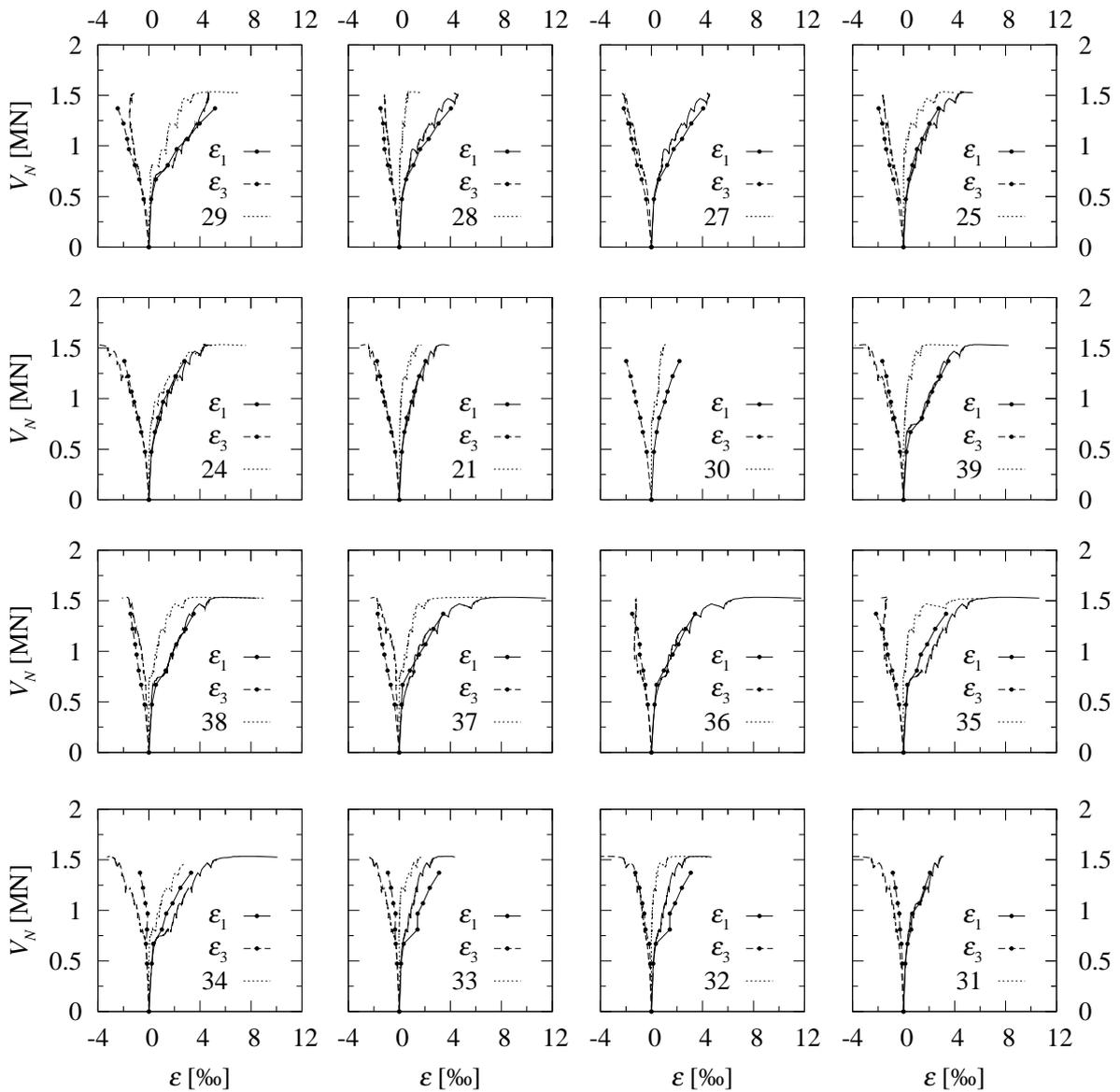
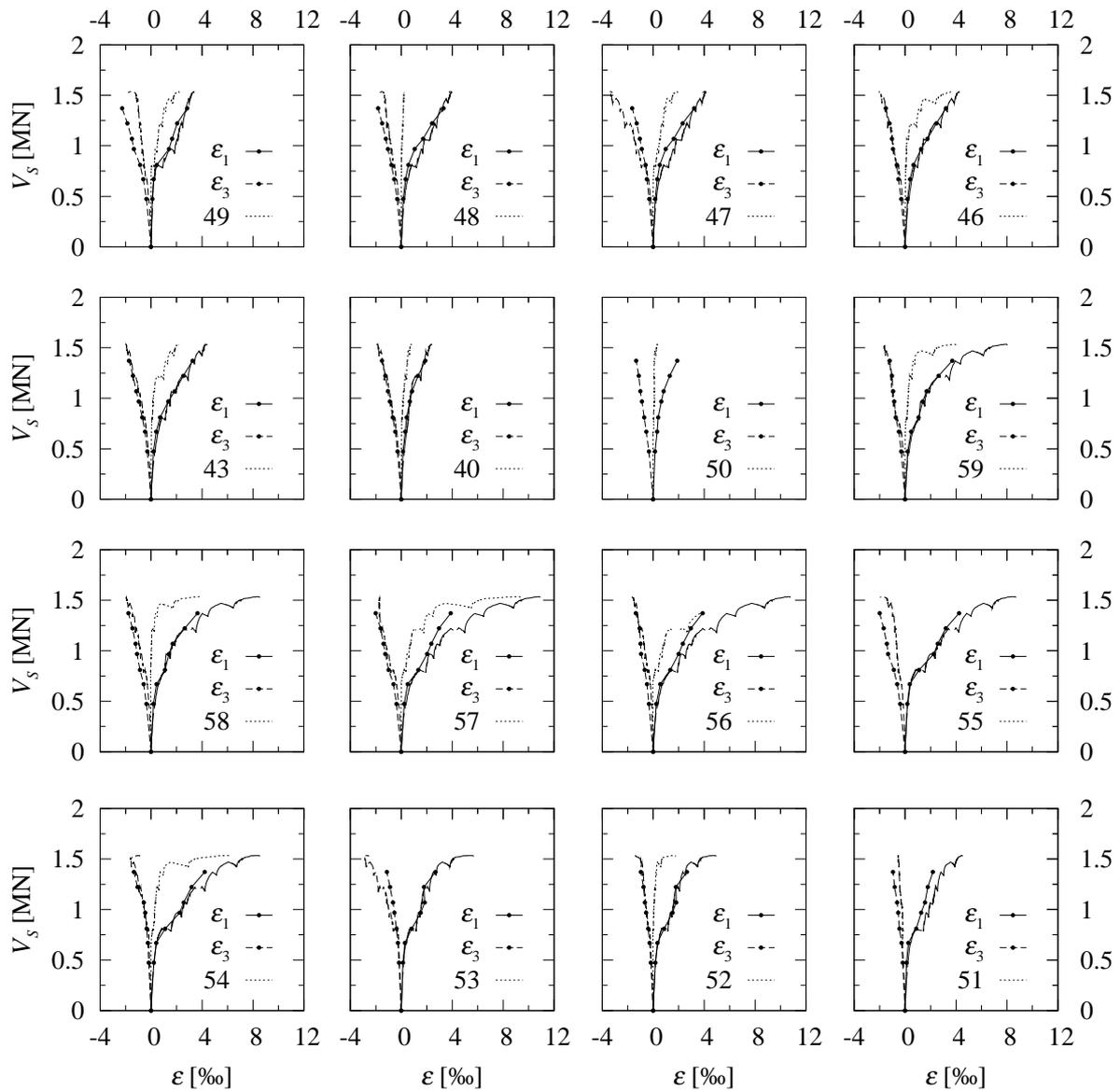


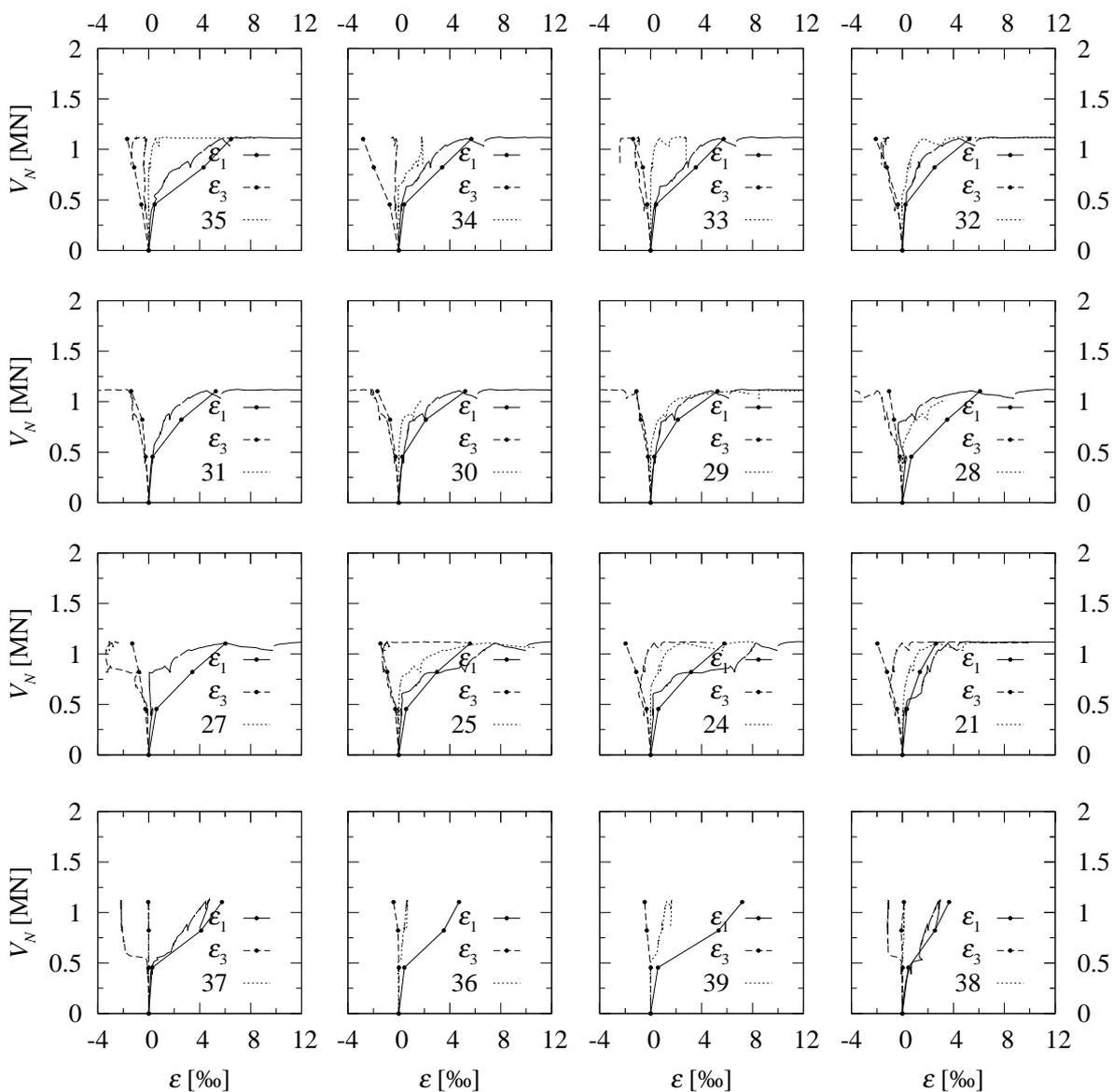
Figure A.6: Essai SH2, partie Sud : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes



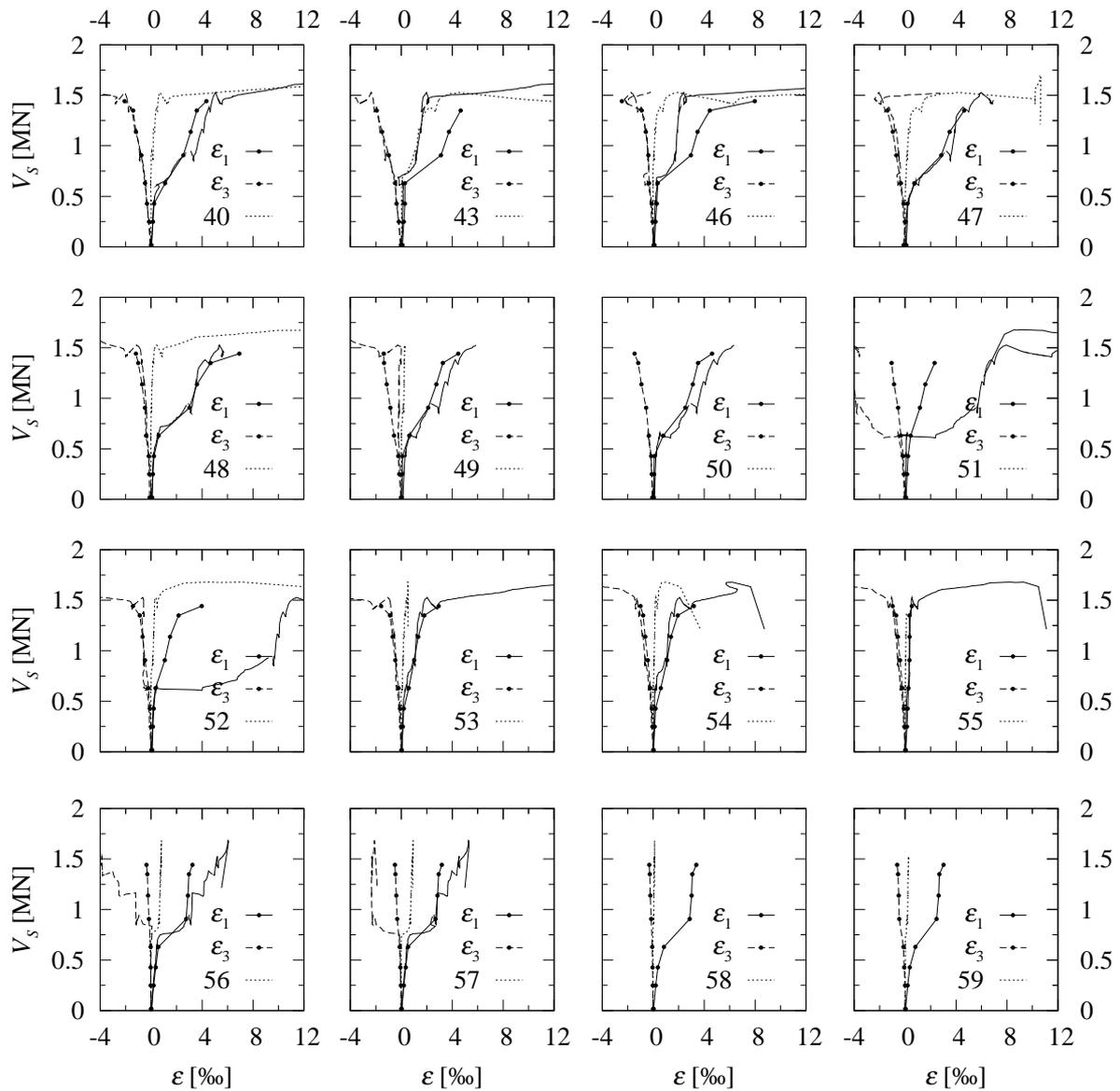
**Figure A.7: Essai SH3, partie Nord : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



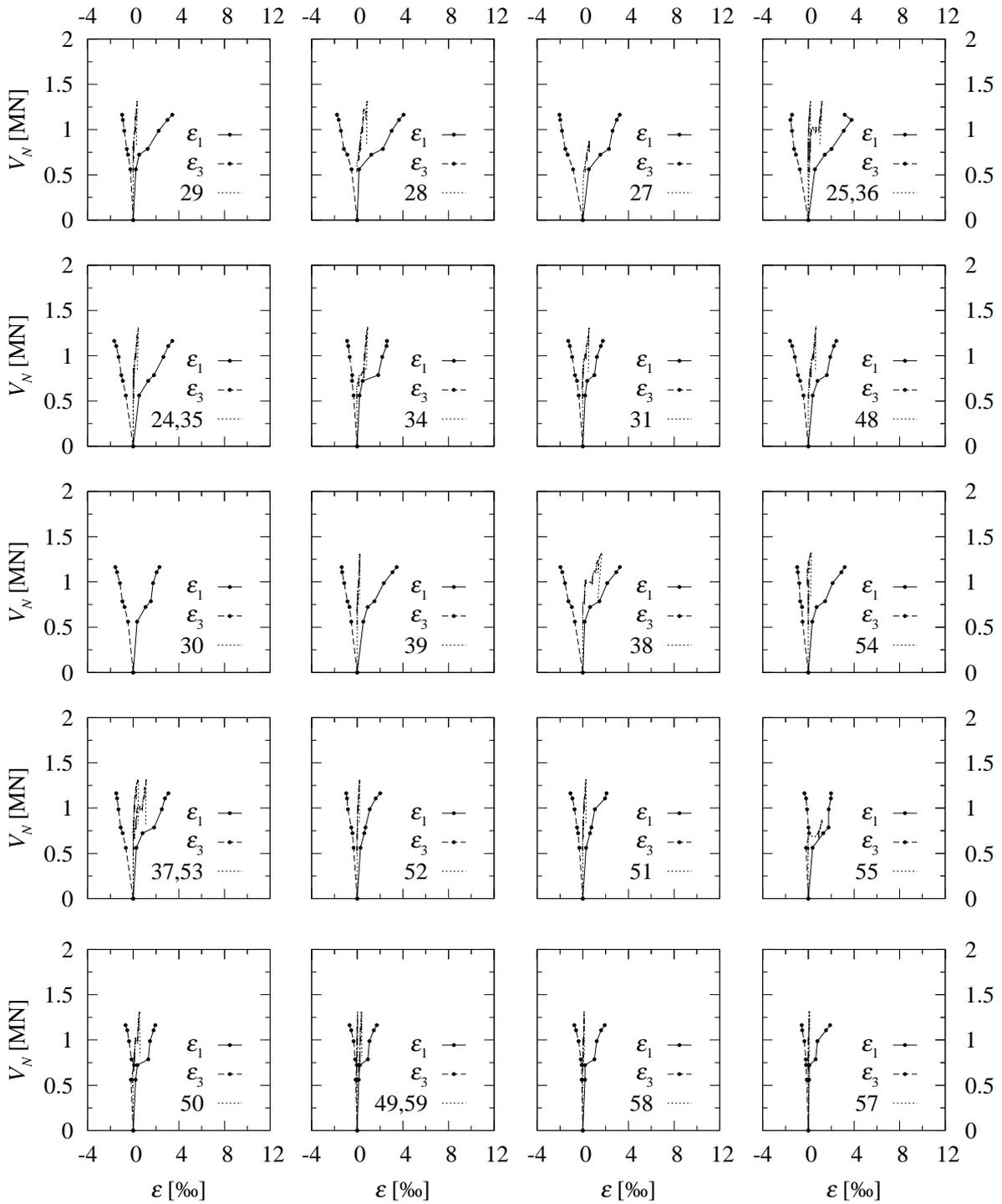
**Figure A.8: Essai SH3, partie Sud : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



**Figure A.9: Essai SH4a : déformations  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



**Figure A.10: Essai SH4b : déformations  $\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**



**Figure A.11: Essai SH5, partie Nord : déformations  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$  dans le plan de l'âme (longueur de mesure : 270 mm) et gonflement de l'âme  $w/b_w$ , mesuré par le capteur dont le numéro du canal est indiqué dans les diagrammes**