UCL Université catholique de Louvain

École polytechnique de Louvain (EPL)

epl

Capacité résiduelle portante d'une poutre en béton précontraint

Mémoire présenté par
Jeanne DEKEYSER et Simon GAILLY

en vue de l'obtention du grade de master en
Ingénieur civil des constructions

Promoteurs
Jean-François CAP, Pierre GILLES

Lecteurs
Guy HENRIET, Luca SGAMBI

Année académique 2016-2017

REMERCIEMENTS

Le travail présenté est le fruit d'une riche collaboration entre de multiples intervenants. Nous voudrions remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont rendu possible l'émergence de notre mémoire.

Tout d'abord, merci à nos promoteurs, Jean-François Cap et Pierre Gilles, pour leur soutien et leur encadrement durant l'année. Chaque rencontre nous a permis d'avancer à pas de géant dans le travail. Merci également à Luca Sgambi pour sa disponibilité et ses conseils.

Nous voudrions également remercier toutes les équipes du Service Public de Wallonie (SPW) pour leur efficacité lors des essais non destructifs sur la poutre. Merci tout particulièrement à Eric Dondonné et ses équipes, à Sébastien Flawinne, ainsi qu'à Thierry Auguste.

Merci à Sébastien Houdart et à ses équipes pour la mise à disposition de la poutre, merci à Damiano Caffont (Franki) pour sa visite lors du démontage de la poutre.

Merci aussi à la direction et au personnel du Ministère de l'Equipement et du Transport (MET) d'Ottignies de nous avoir permis d'étudier la poutre dans leur structure ainsi que de leur accueil et la mise à disposition de leur matériel lors des essais non destructifs.

Ensuite, nous voudrions remercier tout le personnel de l'Université Catholique de Louvain (UCL) pour la mise à disposition du matériel nécessaire à l'essai, ses conseils, sa disponibilité et le travail fourni à toutes les étapes de l'essai. Merci à Alex Bertholet pour sa disponibilité lors de l'instrumentation de la poutre, Antoine Bietlot, Christophe Bayart et Samuel Laurent pour l'acquisition des données et le pilotage de l'essai. Merci à Stéphane Gorski, Frédéric Gorski et Quentin Mestrez pour la mise en place de la poutre. Merci à Vincent Forzée pour son efficacité lors des essais sur les aciers.

Merci à Guy Henriet de nous avoir partagé son temps, ses précieux conseils et son aide dans l'interprétation des essais. Merci également à Christophe Bayart pour ses réponses à nos questions techniques et son soutien lors de la préparation du protocole d'essai. Merci à Jean-Louis Hilde de nous avoir éclairés de par ses connaissances à propos des anciennes dénominations des barres à béton.

Enfin, merci à Jean-François Vandenberghe pour son intérêt et ses précieux conseils au regard de l'analyse statistique.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III
INTRODUCTION IX
TABLE DES ILLUSTRATIONS XI
TABLE DES TABLEAUX XVII

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET ÉTAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS 19

1 POUTRE DANS SON ÉTAT INITIAL 21
1.1 EXTRAITS DES PLANS D'ÉTUDE 22
1.2 RÉSISTANCE THÉORIQUE INITIALE DE LA POUTRE 29
2 ETAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS DE LA POUTRE 30
2.1 OBSERVATIONS DU SERVICE PUBLIC DE WALLONIE (2010) 30
2.2 OBSERVATIONS AU MOMENT DU DÉMONTAGE (2016) 31
2.3 DÉTAIL DES OBSERVATIONS SUR CHAQUE TRONÇON 35
2.4 ORIGINES DES DÉGRADATIONS 41
2.5 ANALYSE DES PATHOLOGIES DU BÉTON : CHLORURES ET CARBONATATION 42
3 CONCLUSION 44

CHAPITRE 2 : ESTIMATIONS DES CARACTÉRISTIQUES DES COMPOSANTS DE LA POUTRE 45

1 APPROCHE 47
2 BÉTON 48
2.1 CHOIX DES ÉCHANTILLONS 48
2.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION 51
2.3 MODULE 53
2.4 RÉSISTANCE À LA TRACTION 55
3 ACIERS PASSIFS 58
3.1 ESSAIS DE TRACTION SUR DIFFÉRENTS ÉCHANTILLONS 60
3.2 VALEURS CHOISIES EN ENTRÉE DU MODÈLE DE CALCUL 62
4 ACIERS DE PRÉCONTRAINTE (TORONS) 63
4.1 ESSAIS DE TRACTION SUR TORONS SAINS 64
4.2 ESSAIS DE TRACTION SUR TORONS CORRODÉS 66
4.3 CHOIX ET HYPOTHÈSES POUR LES ENTRÉES DU MODÈLE DE CALCUL 68
4.4 ESSAIS À L'ARBALÈTE (NIVEAU DE PRÉCONTRAINTE RÉSIDUEL) 68
5 GÉOMÉTRIE DU BÉTON 73
6 GÉOMÉTRIE DES ACIERS 74
6.1 LONGUEURS DE RÉANCRAGE 74
7 CONCLUSION 76

CHAPITRE 3 : MODÈLE DE CALCUL 79

1 DÉMARCHE ET HYPOTHÈSES PRINCIPALES 81
2 MÉTHODES DE CALCUL UTILISÉES POUR LE CALCUL SUR CHAQUE TRONÇON 83
2.1 CALCUL DU MOMENT DE RUPTURE 84
2.2 CALCUL DU MOMENT DE FISSURATION 86
2.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME (VIA CONTRAINTES PRINCIPALES) 86

2.4 Calcul de l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme (via formules empiriques) 91
2.5 Boîte à outils 93
3 Validation du modèle statistique 96
3.1 Analyse de l'évolution du résultat de moment de rupture avec le nombre d'échantillons 96
3.2 Résumé des observations 98
4 Conclusion 99

CHAPITRE 4 : ESSAI DE MISE EN CHARGE 101

1 Disposition de l'essai 103
2 Instruments de mesure 105
2.1 Démecs 105
2.2 Fibres de Bragg 108
2.3 Flèche 111
2.4 Jauges béton 112
2.5 Jauges torons 113
2.6 Digital image correlation 114
2.7 Inclinomètres 115
2.8 Synthèse 116
3 Déroulement de l'essai 118
4 Premières conclusions 120

CHAPITRE 5 : INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE COURBURE 125

1 Démarche et raisonnement adoptés 127
1.1 Calcul de courbure - Démec 127
1.2 Calcul de courbure – fibre de Bragg 128
2 Diagrammes Position – Allongement 129
2.1 Système Démec ext – 2, deuxième et troisième cycle 129
2.2 Système Bragg (7,97m): senseurs 9 et 10 – extérieur, deuxième et troisième cylce 133
2.3 Système Démec 3 (3L/4) extérieur, deuxième et troisième cycles 136
2.4 Système Démec 1 (L/4) intérieur, deuxième cycle 140
3 Diagrammes moment – courbure 142
3.1 Système Démec 1 – Intérieur – extérieur – comparaison 142
3.2 Système Démec 3- 3L/4: comparaison intérieur et extérieur 146
4 Analyse des divergences de mesure entre intérieur et extérieur 148
4.1 Validation du phénomène 148
4.2 Hypothèse avancée 151
5 Mise en relation des courbures, inclinaisons et flèches mesurées 157
5.1 Analyse de l'allure des courbures globales 157
5.2 Commentaire sur l'approche utilisée 163
5.3 Comparaison des deux approches : inclinaison 164
5.4 Comparaison de la flèche obtenue avec les deux approches 164
6 Conclusion 166

CHAPITRE 6 : COMPARAISON ENTRE ATTENTES THÉORIQUES ET RÉSULTATS – ANALYSE DU COMPORTEMENT À LA RUPTURE 167

1 Analyse et comparaison des observations avec les attentes théoriques 169
1.1 moment de rupture et moment de fissuration 169
1.2 Résistance à l'effort tranchant 171

1.3 DIAGRAMME MOMENT - COURBURE 173
2 ETUDE PLUS APPROFONDIE DU PHÉNOMÈNE À LA RUPTURE 174
3 CONCLUSION 176

CHAPITRE 7 : PISTES D'AMÉLIORATION, HYPOTHÈSES ET CONCLUSION 177

1 ANALYSE PARAMETRIQUE DU MODELE DE CALCUL 179
1.1 MOMENT DE RUPTURE 180
1.2 MOMENT DE FISSURATION 185
1.3 EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA RUPTURE PAR INTERACTION FLEXION-CISAILLEMENT 188
1.4 EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'AME (JOURAWSKI) 191
1.5 CONCLUSION 194
2 PISTES D'AMELIORATION DU MODELE THEORIQUE 195
2.1 PISTES D'AMELIORATION DE LA CARACTERISATION DES MATERIAUX 195
2.2 PISTES D'AMELIORATION DU MODELE THEORIQUE 195
2.3 PISTES D'AMELIORATION DE L'INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ESSAI DE MISE EN CHARGE 196
3 CONCLUSION 197

CHAPITRE 8 : BIBLIOGRAPHIE 199

CHAPITRE 9 : ANNEXES 203

1 CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET ÉTAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS 205
2 CHAPITRE 2: ESTIMATIONS DES CARACTÉRISTIQUES DES COMPOSANTS DE LA POUTRE 225
3 CHAPITRE 3 : MODÈLE DE CALCUL 231
4 CHAPITRE 4 : ESSAI DE MISE EN CHARGE 253
5 CHAPITRE 5: INTERPRETATION DES RÉSULTATS DE COURBURE 264
6 CHAPITRE 6 : COMPARAISON ATTENTES THÉORIQUES ET RÉSULTATS – ANALYSE DU PHÉNOMÈNE DE RUPTURE 303

INTRODUCTION

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un projet de coopération liant l'Université Catholique de Louvain (UCL) et le Service Public de Wallonie (SPW), avec la participation de SECO via l'intermédiaire de J.-F. Cap. L'objectif à long terme de ce projet est de donner aux services d'inspection des ponts les outils nécessaires afin de pouvoir déterminer, sans passer par des tests destructifs, la capacité résiduelle portante d'une poutre en béton précontraint endommagée. Dès lors, il pourra être possible de décider si un ouvrage endommagé peut encore résister aux sollicitations pour lesquelles il est dimensionné.

Notre travail est la première étape d'une recherche de grande envergure. En effet, nous nous sommes concentrés sur l'étude d'une poutre de 1970 provenant d'un viaduc de la petite ceinture du ring R9 de Charleroi (sortie 29). Dans le contexte des travaux de rénovation du ring, la poutre, présentant de nombreux défauts, a été démontée par mesure de sécurité en septembre 2016 et nous avons ensuite pu démarrer le travail.

Nous avons choisi de travailler en trois temps. D'abord, nous avons tenté de réaliser une approche non destructive de la poutre, de manière à nous placer dans les conditions d'un ingénieur devant examiner une poutre encore en place. Grâce à nos observations, nous avons pu établir un modèle de calcul tenant compte des dégradations de la poutre, et en tirer ses caractéristiques de résistance. Deuxièmement, nous avons réalisé un essai de mise en charge jusqu'à la rupture de la poutre. Ensuite, nous avons analysé les résultats et posé les hypothèses expliquant les divergences entre les attentes théoriques d'une part, et les observations expérimentales d'autre part.



Pour l'émergence de notre modèle de calcul, nous avons choisi d'adopter une approche statistique plutôt que déterministe, pour deux raisons. La première est que, par nature, un ouvrage en béton endommagé présente des composants dont les caractéristiques sont variables et difficiles à déterminer avec exactitude. D'autre part, notre mémoire doit viser à donner une démarche applicable à d'autres ouvrages. Etant donné la difficulté d'accès à certains d'entre eux, les méthodes d'examen doivent être simples et peu nombreuses. Dans ce sens, il est intéressant de pouvoir déterminer quels paramètres ont le plus d'influence sur la résistance des ouvrages. Dès lors, nous dresserons une analyse paramétrique de notre modèle de calcul.

Notre mémoire se focalise donc sur un cas précis et lance des hypothèses. Il serait intéressant de généraliser notre approche à d'autres cas, et éventuellement de prévoir des méthodes de renforcement lorsque la poutre considérée présente une résistance trop faible.

TABLE DES ILLUSTRATIONS

FIGURE 1-1 - SITUATION DU PONT 21
FIGURE 1-2 - EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE : NOTES 22
FIGURE 1-3 - EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE : ARMATURES PASSIVES 23
FIGURE 1-4 - EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE : DÉTAIL : ARMATURES PASSIVES EN SECTION COURANTE 24
FIGURE 1-5 - RECTIFICATION DE LA COUPE "A.A" APRÈS ESSAI 25
FIGURE 1-6 - EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE : TRACÉ DE PRÉCONTRAINTE 26
FIGURE 1-7- EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE :ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE 27
FIGURE 1-8 - DIMENSIONS GÉNÉRALES DE L'OUVRAGE 28
FIGURE 1-9 - DISPOSITION DES CHARGES SUR LA POUTRE 29
FIGURE 1-10 - DIAGRAMMES DES EFFORTS TRANCHANTS ET DU MOMENT FLÉCHISSANT 29
FIGURE 1-11 – DIAGRAMME : INSPECTIONS SPW 30
FIGURE 1-12 - VUE GÉNÉRALE DE LA POUTRE AU MOMENT DE L'INSPECTION B (2010) EXTRAITE DU RAPPORT D'INSPECTION 31
FIGURE 1-13 - VUE GÉNÉRALE DU CÔTÉ EXTÉRIEUR DE LA POUTRE 31
FIGURE 1-14 - VUE GÉNÉRALE DU CÔTÉ EXTÉRIEUR DE LA POUTRE 32
FIGURE 1-15 - DÉTAIL DU CÔTÉ EXTÉRIEUR DE LA POUTRE : TORONS APPARENTS COMPLÈTEMENT CORRODÉS 32
FIGURE 1-16 - POUTRE DÉMONTÉE ET ENTREPOSÉE, AVEC UNE PARTIE DU TABLIER 32
FIGURE 1-17 - CÔTÉ INTERIEUR DE LA POUTRE DÉMONTÉE 33
FIGURE 1-18 - TORONS APPARENTS ET DÉGAGÉS DU COTÉ EXTÉRIEUR 33
FIGURE 1-19 - FISSURES LONGITUDINALES DU CÔTÉ EXTÉRIEUR 34
FIGURE 1-20 - TABLIER ET ARMATURES 34
FIGURE 1-21 - DÉCOUPE DU TABLIER AU DISQUE DIAMANTÉ 35
FIGURE 1-22 - DÉCOUPE DES BECS AU DISQUE DIAMANTÉ 35
FIGURE 1-23 - TRONÇONS 1, 2 ET 3 36
FIGURE 1-24 - TRONÇONS 4 À 6 36
FIGURE 1-25 - TRONÇONS 7 À 9 37
FIGURE 1-26- TRONÇONS 10 À 12 37
FIGURE 1-27 - TRONÇONS 13 À 15 38
FIGURE 1-28 - TRONÇONS 16 À 18 38
FIGURE 1-29 - TRONÇONS 19 À 22 39
FIGURE 1-30 - TRONÇONS 23 À 27 40
FIGURE 1-31 - DÉFAUT D'ÉTANCHÉITÉ ENTRE LE TABLIER ET LA POUTRE 41
FIGURE 1-32 - DÉFAUT D'ÉTANCHÉITÉ À L'APPUI 41
FIGURE 1-33 TEST DE CARBONATATION (ÂME DU TRONÇON 11) 42
FIGURE 1-34 - TEST DE CARBONATATION (ÂME DU TRONÇON 6) 43
FIGURE 2-1 - INTÉRÊT DE LA CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX DANS LA DÉMARCHE 47
FIGURE 2-2 - DÉMARCHE ET INTÉRÊT DES MESURES DE VITESSES ULTRASONIQUES 48
FIGURE 2-3 - FRÉQUENCE DES OBSERVATIONS - VITESSES ULTRASONIQUES DANS LE BÉTON 49
FIGURE 2-4 - COUPE DE LA POUTRE – ACIERS PASSIFS ET ÉTRIERS 49
FIGURE 2-5 - COUPE DE LA POUTRE – ACIERS DE PRÉCONTRAINTE 49
FIGURE 2-6 - VUE D'ENSEMBLE DE LA POUTRE APRÈS CAROTTAGES 50
FIGURE 2-7 – TROUS DES CAROTTAGES COMBLÉS 51
FIGURE 2-8- MACHINE - ESSAI DE COMPRESSION SANS DÉFORMATION 51
FIGURE 2-9 – CAROTTE APRÈS ESSAI DE COMPRESSION 52
FIGURE 2-10 - INSTRUMENTATION : MODULE DYNAMIQUE 54
FIGURE 2-11 - DIAGRAMME CONTRAINTE-DÉFORMATION DE L'ÉCHANTILLON C1-3P2 LORS DU TEST AU MODULE 54
FIGURE 2-12 - INSTALLATION DE LA CAROTTE POUR L'ESSAI DE TRACTION PAR FENDAGE 55
FIGURE 2-13 - RÉPARTITION DES CONTRAINTES DANS LA CAROTTE 56
FIGURE 2-14 - ESSAI DE FENDAGE : RUPTURE DE LA CAROTTE 56
FIGURE 2-15 - BECS DE LA POUTRE DÉCOUPÉS 58
FIGURE 2-16 - EXTRAIT DES PLANS D'ÉTUDE : DÉTAIL : ARMATURES PASSIVES EN SECTION COURANTE ET RECTIFICATION DU PLAN APRÈS RELEVÉ DES ARMATURES 58
FIGURE 2-17 - EXTRAIT DE LA NORME NBN B15-102 (1976). TP4 = BE40 ; TP1=BE22 59

FIGURE 2-18 - GRAPHE CONTRAINTE-DÉFORMATION ϕ8 60
FIGURE 2-19 - GRAPHE CONTRAINT- DÉFORMATION ϕ8 60
FIGURE 2-20 - ECHANTILLON "FIL 1" 61
FIGURE 2-21 - ECHANTILLON "FIL 2" 61
FIGURE 2-22 VUE D'ENSEMBLE DES ZONES ENDOMMAGÉES 63
FIGURE 2-23 DÉTAIL DES TORONS DÉGRADÉS 63
FIGURE 2-24 TORONS DÉGRADÉS APRÈS ESSAI DE MISE EN CHARGE ET DÉGAGEMENT 64
FIGURE 2-25 – GRAPHE CONTRAINTE – DÉFORMATION DU TORON SAIN 64
FIGURE 2-26 - TORON SAIN PRÉLEVÉ : TORON BD-5 65
FIGURE 2-27 - TORONS DÉGAGÉS DE BÉTON DANS LES ZONES ENDOMMAGÉES 66
FIGURE 2-28 - TORONS DÉGAGÉS DE BÉTON DANS LES ZONES ENDOMMAGÉES 66
FIGURE 2-29 - TORONS DÉGAGÉS DE BÉTON DANS LES ZONES ENDOMMAGÉES 66
FIGURE 2-30 - RAPPEL SUR LES RÉFÉRENCES DES TORONS 67
FIGURE 2-31 - PRÉSENTATION ET HYPOTHÈSES SUR L'ÉTAT DES TORONS 68
FIGURE 2-32 - CÔTÉ EXTÉRIEUR DU PONT - TORONS TESTÉS SECTIONNÉS 69
FIGURE 2-33 - CÔTÉ INTÉRIEUR DU PONT – ZONE DE TESTS 69
FIGURE 2-34 -SCHÉMA DU DISPOSITIF DU TEST A L'ARBALÈTE 70
FIGURE 2-35 - MESURES À L'ARBALÈTE 70
FIGURE 2-36 - MESURES À L'ARBALÈTE 70
FIGURE 2-37 - COURBES D'ESSAIS DES TORONS BG 1-BG3- BG 6 71
FIGURE 2-38 - COURBES D'ESSAIS DES TORONS BD2- BD5 –BD8 71
FIGURE 2-39 - RÉFÉRENCE DES ACIERS DE PRÉCONTRAINTE 72
FIGURE 2-40 - LARGEURS DE LA SECTION À ENTRER DANS LE PROGRAMME DE CALCUL 73
FIGURE 2-41 MODÈLE 3D DE LA POUTRE PAR PHOTOGRAMMÉTRIE 73
FIGURE 2-42 - RÉSUMÉ DES ACIERS SECTIONNÉS OU NON SUR LEUR TRACÉ. 75
FIGURE 2-43 - LÉGENDE ANCRAGES DES ACIERS 75
FIGURE 2-44 - COEFFICIENT SUR LE DIAMÈTRE 75
FIGURE 2-45 - RAPPEL SUR LES RÉFÉRENCES DES ACIERS PASSIFS ET DE PRÉCONTRAINTE 75
FIGURE 2-46 - RAPPEL DE L'ENDOMMAGEMENT DE LA POUTRE 76
FIGURE 3-1 - DÉMARCHE GÉNÉRALE 81
FIGURE 3-2 - DIAGRAMME REPRÉSENTANT L'APPROCHE POUR UN TRONÇON 82
FIGURE 3-3 - HAUTEURS DONT LES LARGEURS SONT DONNÉES EN ENTRÉE 83
FIGURE 3-4 - MOMENT DE RUPTURE (EXTRAIT DE LAUCE 2032) 84
FIGURE 3-5 - MOMENT DE RUPTURE (EXTRAIT DE LAUCE 2032) 85
FIGURE 3-6 - MOMENT DE RUPTURE (EXTRAIT DE LAUCE 2032) 85
FIGURE 3-7 - MOMENT DE RUPTURE (EXTRAIT DE LAUCE 2032) 86
FIGURE 3-8 - CALCUL DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT- EXTRAIT DE LAUCE2031 87
FIGURE 3-9 - CALCUL DE SIGMA 1- EXTRAIT DE LAUCE2031 87
FIGURE 3-10 - CONTRAINTES NORMALES - 100 KN 88
FIGURE 3-11 - CONTRAINTES DE CISAILLEMENT - 100 KN 88
FIGURE 3-12 – CONTRAINTE PRINCIPALE DE TRACTION - 100 KN 88
FIGURE 3-13 – CONTRAINTES NORMALE S- 250 KN 89
FIGURE 3-14 – CONTRAINTES DE CISAILLEMENT - 250 KN 89
FIGURE 3-15 – CONTRAINTE PRINCIPALE DE TRACTION -250 KN 89
FIGURE 3-16 - 250 KN SUR SECTION RECTANGULAIRE (20 * 95 CM) 90
FIGURE 3-17 - CALCUL DE V_CR DANS LE CAS DU BÉTON ARMÉ NON PRÉCONTRAINT- EXTRAIT DE LAUCE2031 91
FIGURE 3-18 - CALCUL DE V_CR DANS LE CAS DU BÉTON PRÉCONTRAINT- EXTRAIT DE LAUCE2032 92
FIGURE 3-19 - CALCUL DE V_CR DANS LE CAS DU BÉTON PRÉCONTRAINT- EXTRAIT DE LAUCE2032 92
FIGURE 3-20 - CALCUL DE I_{GT}, A_{GT}, Y_{GT} (EXTRAIT DE LAUCE2032) 93
FIGURE 3-21 - RAPPEL SUR LE CALCUL DES CONTRAINTES (EXTRAIT DE LAUCE 2031) 93
FIGURE 3-22 - RAPPEL SUR LE CALCUL DES CONTRAINTES (EXTRAIT DE LAUCE 2031) 94
FIGURE 3-23 – CALCUL DE LA HAUTEUR DE BÉTON NON-FISSURÉ (EXTRAIT DE LAUCE 2031) 94
FIGURE 3-24 – CALCUL DE LA HAUTEUR DE BÉTON NON-FISSURÉ (EXTRAIT DE LAUCE 2031) 95
FIGURE 3-25 - EVOLUTION DE LA MOYENNE DU MOMENT DE RUPTURE AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 96
FIGURE 3-26 - EVOLUTION DE L'ERREUR AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 97
FIGURE 3-27 - EVOLUTION DE L'ERREUR AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 97
FIGURE 3-28 – COMPARAISON DE LA COURBE DES FRÉQUENCES AVEC LA LOI NORMALE OBTENUE 98

FIGURE 4-1 – DISPOSITION DE LA POUTRE LORS DE L'ESSAI 103
FIGURE 4-2 DISPOSITION DE LA POUTRE LORS DE L'ESSAI (3D) 104
FIGURE 4-3 - DÉMEC UTILISÉ DANS LE CADRE DE L'ESSAI DE MISE EN CHARGE 105
FIGURE 4-4 DEMEC 106
FIGURE 4-5 – ALLURE DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON AVANT RELÂCHEMENT DES CÂBLES 106
FIGURE 4-6 – ALLURE DANS LE BÉTON APRÈS RELÂCHEMENT DES CÂBLES 106
FIGURE 4-7 – ALLURE DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON PENDANT CHARGEMENT 107
FIGURE 4-8 - POSITIONS DES SYSTÈMES DÉMEC SUR LA POUTRE (DISTANCE EN [MM]) 107
FIGURE 4-9 - POSITION DES MESURES POUR CHAQUE SYSTÈME DÉMEC 108
FIGURE 4-10 UN CAPTEUR FS62, TEL QUE CEUX UTILISÉS 108
FIGURE 4-11 SCHÉMA DU FONCTIONNEMENT DES FIBRES DE BRAGG 109
FIGURE 4-12 - DISPOSITION DES FIBRES DE BRAGG SUR LA POUTRE 110
FIGURE 4-13 - POSITION DES FIBRES DE BRAGG SUR LA HAUTEUR (COTÉ INTÉRIEUR) 110
FIGURE 4-14 - POSITION DES FIBRES DE BRAGG SUR LA HAUTEUR (COTÉ EXTÉRIEUR) 110
FIGURE 4-15 - DISPOSITION DES DIFFÉRENTS CAPTEURS DE FLÈCHE SUR LA POUTRE 111
FIGURE 4-16 - SCHÉMA POSITION DÉMECS ET JAUGE EN TRAVÉEE CENTRALE (INTÉRIEUR) 112
FIGURE 4-17 – SCHÉMA POSITION DES DÉMECS ET JAUGES EN TRAVÉE CENTRALE (EXTÉRIEUR) 112
FIGURE 4-18 - DISPOSITION DES JAUGES BÉTON 113
FIGURE 4-19 - RÉFÉRENCE DES ACIERS DE PRÉCONTRAINTE 113
FIGURE 4-20 - DISPOSITION DES JAUGES TORONS SUR LA POUTRE 114
FIGURE 4-21 – MOUCHETIS GAUCHE 114
FIGURE 4-22 - DISPOSITION DES MOUCHETIS (DIC) 115
FIGURE 4-23 DISPOSITION DES INCLINOMÈTRES 115
FIGURE 4-24 DISPOSITION GÉNÉRALE DES ÉLÉMENTS 117
FIGURE 4-25 - DEUX PREMIERS CYCLES DE CHARGEMENT, CHARGE EN FONCTION DU TEMPS (THÉORIE) 118
FIGURE 4-26 - DEUX PREMIERS CYCLES DE CHARGEMENT, CHARGE EN FONCTION DU TEMPS (RÉEL) 118
FIGURE 4-27 - CHARGEMENT À LA RUPTURE, CHARGE EN FONCTION DU TEMPS (THÉORIE) 119
FIGURE 4-28 - CHARGEMENT À LA RUPTURE, CHARGE EN FONCTION DU TEMPS (RÉEL) 119
FIGURE 4-29 - ZOOM SUR L'APPARITION DE LA FISSURE DE FLEXION 120
FIGURE 4-30 - PROPAGATION DE LA FISSURE DE FLEXION EN FISSURE DE CISAILLEMENT 120
FIGURE 4-31 - PROPAGATION DE LA FISSURE INITIALE ET APPARITION DE FISSURES EN PARALLÈLE 121
FIGURE 4-32 - PROPAGATION DES FISSURES 121
FIGURE 4-33 – FISSURE INITIALE TRAVERSANTE 122
FIGURE 4-34 - FISSURES TRAVERSANTES ET SURCOMPRESSION EN SEMELLE SUPÉRIEURE 122
FIGURE 4-35 - RUPTURE – CÔTÉ EXTÉRIEUR 123
FIGURE 4-36 - RUPTURE – CÔTÉ EXTÉRIEUR 123
FIGURE 4-37 - RUPTURE – CÔTÉ INTÉRIEUR 124
FIGURE 5-1 - POSITIONS DES SYSTÈMES DÉMEC SUR LA POUTRE 129
FIGURE 5-2 - DISPOSITION DES DÉMEC ET DES JAUGES DE DÉFORMATION AU SYSTÈME DÉMEC 2-EXT 129
FIGURE 5-3- DEUXIÈME CYCLE - L/2 EXTÉRIEUR 130
FIGURE 5-4 - TROISIÈME CYCLE - L/2 EXTÉRIEUR 131
FIGURE 5-5 - RAPPEL: DISPOSITION DES MESURES BRAGG 133
FIGURE 5-6- DEUXIÈME CYCLE- BRAGG 7,97M 134
FIGURE 5-7- TROISIÈME CYCLE- BRAGG 7,97M 135
FIGURE 5-8 – RAPPEL : DISPOSITION DES MESURES DÉMEC 136
FIGURE 5-9 - DISPOSITION DES DÉMECS AU SYSTÈME DÉMEC 3-EXT 136
FIGURE 5-10 - TRONÇON 20 137
FIGURE 5-11 -SYSTÈME DÉMEC 3 (3L/4) EXTÉRIEUR- DEUXIÈME CYCLE 137
FIGURE 5-12 - SYSTÈME DÉMEC 3 (3L/4) EXTÉRIEUR- TROISIÈME CYCLE 138
FIGURE 5-13 - DISPOSITION DES SYSTÈMES DÉMEC 140
FIGURE 5-14 - SYSTÈME DÉMEC 1 (L/4) INTÉRIEUR- DEUXIÈME CYCLE 140
FIGURE 5-15 - RAPPEL: DISPOSITION DES MESURES DÉMEC 142
FIGURE 5-16 - MOMENT COURBURE - INTÉRIEUR - DÉMEC L/4 143
FIGURE 5-17 - MOMENT COURBURE - EXTÉRIEUR - DÉMEC L/4 143
FIGURE 5-18 - MOMENT COURBURE – COMPARAISON EXTÉRIEUR-INTÉRIEUR - DÉMEC L/4 144
FIGURE 5-19 - RAPPEL: DISPOSITION DES MESURES DÉMEC 146

FIGURE 5-20 - DIAGRAMME MOMENT - COURBURE 3L/4 INTÉRIEUR 146
FIGURE 5-21 - DIAGRAMME MOMENT - COURBURE 3L/4 EXTÉRIEUR 147
FIGURE 5-22 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR 3L/4 147
FIGURE 5-23 - RAPPEL SUR LA DISPOSITION DES BRAGG 148
FIGURE 5-24 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 12 ET 14– PREMIER CYCLE 148
FIGURE 5-25 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 12 ET 14– DEUXIÈME CYCLE 149
FIGURE 5-26 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 12 ET 14 – TROISIÈME CYCLE 149
FIGURE 5-27 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 8 ET 10 – PREMIER CYCLE 150
FIGURE 5-28 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 8 ET 10 – DEUXIÈME CYCLE 150
FIGURE 5-29 - COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE, AUX SENSEURS 8 ET 10 – TROISIÈME CYCLE 151
FIGURE 5-30 - SCHÉMAS DES CONTRAINTES EN FLEXION LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE 151
FIGURE 5-31 - COURBURES TRANSVERSALES 152
FIGURE 5-32 - SOLLICITATION TRANSVERSALE 155
FIGURE 5-33 – POSITION DES INCLINOMÈTRES 155
FIGURE 5-34 - COURBURES MESURÉES AU PREMIER CYCLE 158
FIGURE 5-35 - COURBURES MESURÉES AU DEUXIÈME CYCLE 159
FIGURE 5-36 - COURBURES MESURÉES AU TROISÈME CYCLE 160
FIGURE 5-37 - RAPPEL: SITUATION DE LA POUTRE 160
FIGURE 5-38 - RAPPEL DE L'ÉTAT DES TRONÇONS 8 ET 12 161
FIGURE 5-39 - SUPERPOSITION DE L'ALLURE DU DIAGRAMME DES MOMENTS AVEC LA COURBURE AU TROISIÈME CYCLE 162
FIGURE 5-40 - MESURES DÉMEC + ALLURE DU DIAGRAMME DES MOMENTS EVALUÉ AUX POINTS DE MESURE 162
FIGURE 5-41 - FLÈCHE MESURÉE AU TROISÈME CYCLE 163
FIGURE 5-42 - COMPARAISON DE L'INCLINAISON MESURÉE OU CALCULÉE 164
FIGURE 5-43 - COMPARAISON DES FLÈCHES OBTENUES PAR LA COURBURE (DÉMECS) ET MESURÉES 165
FIGURE 5-44 - COMPARAISON DES FLÈCHES OBTENUES PAR LA COURBURE (DÉMECS ET BRAGG) ET MESURÉES 165
FIGURE 6-1 - RAPPEL: ÉTAT DE LA POUTRE 169
FIGURE 6-2 - MOMENT DE FISSURATION: COMPARAISON ATTENTES THÉORIQUES ET OBSERVATIONS 169
FIGURE 6-3 - MOMENT RUPTURE : ATTENTES THÉORIQUES 170
FIGURE 6-4 - COMPARAISON DES ESTIMATIONS D'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME (JOURAWSKI) ET SOLLICITATION À 170 KN / VÉRIN 171
FIGURE 6-5 - COMPARAISON DES ESTIMATIONS DE FISSURATION PAR EFFORT TRANCHANT (APPROCHE EMPIRIQUE MODEL CODE) ET SOLLICITATION À 170 KN/VÉRIN 172
FIGURE 6-6 - DIAGRAMME MOMENTS-COURBURES POUR LE TRONÇON 17 173
FIGURE 6-7 - SCHÉMA DE LA DEMI POUTRE A LA RUPTURE 174
FIGURE 6-8 - RAPPEL DE L'ÉTAT DES TROIS TRONÇONS OÙ S'EST PROPAGÉE LA FISSURE À LA RUPTURE 175
FIGURE 7-1 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR LA MOYENNE DU MOMENT DE RUPTURE 181
FIGURE 7-2 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR LA MOYENNE DU MOMENT DE RUPTURE 183
FIGURE 7-3 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR LA MOYENNE DU MOMENT DE FISSURATION 186
FIGURE 7-4 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR L'ECART-TYPE DU MOMENT DE FISSURATION 187
FIGURE 7-5 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR LA MOYENNE DE VRD,C 189
FIGURE 7-6 - INFLUENCE D'UNE VARIATION DE 10% SUR LA MOYENNE OU L'ECART-TYPE DES PARAMETRES SUR LA MOYENNE DE VRD,C 190
FIGURE 7-7 - INFLUENCE SUR V MOYEN (JOURAWSKI) DES VARIATIONS DES PARAMÈTRES MOYENS 192
FIGURE 7-8 - INFLUENCE SUR V MOYEN (JOURAWSKI) DES VARIATIONS DES ÉCART-TYPES DES PARAMÈTRES 192
FIGURE 7-9 - INFLUENCE SUR L'ÉCART-TYPE DE V (JOURAWSKI) DES VARIATIONS DES PARAMÈTRES MOYENS 193
FIGURE 7-10 - INFLUENCE SUR L'ÉCART-TYPE DE V (JOURAWSKI) DES VARIATIONS DES ÉCART-TYPES DES PARAMÈTRES 193

FIGURE 9-1- EVOLUTION DE LA MOYENNE DU MOMENT DE FISSURATION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 246
FIGURE 9-2- EVOLUTION DE L'ERREUR DE LA MOYENNE DU MOMENT DE FISSURATION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 246
FIGURE 9-3- EVOLUTION DE L'ERREUR DE LA MOYENNE DU MOMENT DE FISSURATION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 246
FIGURE 9-4- COMPARAISON DE LA NORMALE OBTENUE AVEC LA FRÉQUENCE DES OBSERVATIONS 247
FIGURE 9-5- EVOLUTION DE LA MOYENNE DE VRD,C AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 247
FIGURE 9-6- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE DE VRD,C AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 247
FIGURE 9-7- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE DE VRD,C AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 248
FIGURE 9-8-COMPARAISON DE LA LOI NORMALE OBTENUE AVEC LA FRÉQUENCE DES OBSERVATIONS SUR VRDCC 248
FIGURE 9-9- EVOLUTION DE LA MOYENNE DE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 249
FIGURE 9-10- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 249
FIGURE 9-11- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE DE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS..... 250
FIGURE 9-12-COMPARAISON DE LA LOI NORMALE AVEC LES FRÉQUENCES OBSERVÉES POUR L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME 250
FIGURE 9-13- EVOLUTION DE LA MOYENNE DE LA COURBURE EN PHASE NON-FISSURÉE DE LA SECTION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 251
FIGURE 9-14- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE DE LA COURBURE EN PHASE NON-FISSURÉE DE LA SECTION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 251
FIGURE 9-15- EVOLUTION DE L'ERREUR SUR LA MOYENNE DE LA COURBURE EN PHASE NON-FISSURÉE DE LA SECTION AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS 252
FIGURE 9-16-COMPARAISON DE LA LOI NORMALE AVEC LES FRÉQUENCES OBSERVÉES POUR LA COURBURE EN PHASE NON FISSURÉE 252
FIGURE 9-17 - LASER 1 253
FIGURE 9-18 - LASER 1 254
FIGURE 9-19 - FICHE TECHNIQUE INCLINOMÈTRES AXIAUX 255
FIGURE 9-20 - FICHE TECHNIQUE INCLINOMÈTRES TRANSVERSAUX 256
FIGURE 9-21 - FICHE TECHNIQUE LVDT 257
FIGURE 9-22 –FICHE TECHNIQUE POTENTIOMÈTRE 258
FIGURE 9-23 –FICHE TECHNIQUE JAUGE DE DÉFORMATION..... 258
FIGURE 9-24 - FIBRE DE BRAGG..... 259
FIGURE 9-25 - PREMIER CHARGEMENT - COMPARAISON EXTENSOMÈTRE ET JAUGE ALIGNÉE AVEC L'AXE DU TORON..... 260
FIGURE 9-26 - PREMIER CHARGEMENT - COMPARAISON EXTENSOMÈTRE ET JAUGE ALIGNÉE AVEC L'AXE DU TORON..... 261
FIGURE 9-27 - DÉCHARGEMENT - COMPARAISON EXTENSOMÈTRE ET JAUGE ALIGNÉE AVEC L'AXE DU TORON..... 261
FIGURE 9-28 - DÉCHARGEMENT - COMPARAISON EXTENSOMÈTRE ET JAUGE ALIGNÉE AVEC L'AXE DU FIL..... 262
FIGURE 9-29 - APPROXIMATION DE LA MESURE DE L'EXTENSOMÈTRE À UNE COURBE À CONCAVITÉ VERS LE BAS..... 263
FIGURE 9-30 - APPROXIMATION DE LA MESURE DE L'EXTENSOMÈTRE À UNE COURBE À CONCAVITÉ VERS LE BAS..... 263
FIGURE 9-31- SCHÉMA POSITION DÉMECS ET JAUGE EN TRAVÉEE CENTRALE (INTÉRIEUR) 264
FIGURE 9-32 - 1E CYCLE (L/2 INT) AVEC JAUGES 266
FIGURE 9-33 - 1E CYCLE (L/2 INT) SANS JAUGES 266
FIGURE 9-34 - 2E CYCLE (L/2 INT) AVEC JAUGES 267
FIGURE 9-35 - 2E CYCLE (L/2 INT) SANS JAUGES 267
FIGURE 9-36 - 3E CYCLE (L/2 INT) AVEC JAUGES 268
FIGURE 9-37 - 3E CYCLE (L/2 INT) SANS JAUGES 268
FIGURE 9-38 - POSITION DES DÉMECS ET JAUGES EN TRAVÉE CENTRALE (EXTÉRIEUR) 269
FIGURE 9-39 - 1E CYCLE (L/2 EXT) AVEC JAUGES..... 271
FIGURE 9-40 - 2E CYCLE (L/2 EXT) SANS JAUGES..... 271
FIGURE 9-41 - 2E CYCLE (L/2 EXT) AVEC JAUGES..... 272
FIGURE 9-42 - 2E CYCLE (L/2 EXT) SANS JAUGES..... 272
FIGURE 9-43 - 3E CYCLE (L/2 EXT) AVEC JAUGES..... 273
FIGURE 9-44 - 3E CYCLE (L/2 EXT) SANS JAUGES..... 273
FIGURE 9-45 - POSITIONS DES SYSTÈMES DÉMEC SUR LA POUTRE 274
FIGURE 9-46 – RAPPEL : DISPOSITION DES MESURES BRAGG 274
FIGURE 9-47 - DÉMEC 1- INT : PREMIER CYCLE..... 275
FIGURE 9-48 - DÉMEC 1- INT : TROISIÈME CYCLE 275
FIGURE 9-49 - DÉMEC 1- EXT : PREMIER CYCLE..... 276

FIGURE 9-50 - DÉMEC 1- EXT : DEUXIÈME CYCLE 276
FIGURE 9-51 - DÉMEC 1- EXT : TROISIÈME CYCLE 277
FIGURE 9-52 - DÉMEC 2- INT : PREMIER CYCLE 277
FIGURE 9-53 - DÉMEC 2- INT : DEUXIÈME CYCLE 278
FIGURE 9-54 - DÉMEC 2- INT : TROISIÈME CYCLE 278
FIGURE 9-55 - DÉMEC 2- EXT : PREMIER CYCLE 279
FIGURE 9-56 - DÉMEC 3- INT : PREMIER CYCLE 279
FIGURE 9-57 - DÉMEC 3- INT : DEUXIÈME CYCLE 280
FIGURE 9-58 - DÉMEC 3- INT : TROISIÈME CYCLE 280
FIGURE 9-59 - DÉMEC 3- EXT : PREMIER CYCLE 281
FIGURE 9-60 – BRAGG 4,385 M : PREMIER CYCLE 281
FIGURE 9-61 – BRAGG 4,385 M : DEUXIÈME CYCLE 282
FIGURE 9-62 – BRAGG 4,385 M : TROISIÈME CYCLE 282
FIGURE 9-63 – BRAGG 6,37 M : PREMIER CYCLE 283
FIGURE 9-64 – BRAGG 6,37 M : DEUXIÈME CYCLE 283
FIGURE 9-65 – BRAGG 6,37 M : TROISIÈME CYCLE 284
FIGURE 9-66 – BRAGG 7,97 M : PREMIER CYCLE 284
FIGURE 9-67 – BRAGG 10,264 M : PREMIER CYCLE 285
FIGURE 9-68 – BRAGG 10,264 M : DEUXIÈME CYCLE 285
FIGURE 9-69 – BRAGG 10,264 M : TROISIÈME CYCLE 286
FIGURE 9-70 – DÉMEC 3 : MOMENT-COURBURE INTÉRIEUR 287
FIGURE 9-71 – DÉMEC 3 : MOMENT-COURBURE EXTÉRIEUR 288
FIGURE 9-72 – BRAGG 4,385 M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR – PREMIER CYCLE 289
FIGURE 9-73 – BRAGG 4,385 M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR – DEUXIEME CYCLE 289
FIGURE 9-74 – BRAGG 4,385 M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR- TROISIÈME CYCLE 290
FIGURE 9-75 – BRAGG 6,37M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR- PREMIER CYCLE 290
FIGURE 9-76 – BRAGG 6,37M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR- DEUXIÈME CYCLE 291
FIGURE 9-77 – BRAGG 6,37M : COMPARAISON DES DÉFORMATIONS EN SEMELLE SUPÉRIEURE INTÉRIEUR-EXTÉRIEUR- TROISIÈME CYCLE 291
FIGURE 9-78 - COMPARAISON DES FLÈCHES - PREMIER CYCLE - DÉMECS 292
FIGURE 9-79 - COMPARAISON DES FLÈCHES - DEUXIÈME CYCLE – DÉMECS 293
FIGURE 9-80 - COMPARAISON DES FLÈCHES - PREMIER CYCLE – DÉMECS ET BRAGG 293
FIGURE 9-81 - COMPARAISON DES FLÈCHES - DEUXIÈME CYCLE – DÉMECS ET BRAGG 294
FIGURE 9-82 - FLÈCHE AU CENTRE 295
FIGURE 9-83 – COMPARAISON DE LA COURBURE AU CENTRE, OBTENUE GRÂCE AU CALCUL DE FLÈCHE ET MESURÉE PAR LE SYSTÈME DÉMEC 2 – INTÉRIEUR 296
FIGURE 9-84 - COMPARAISON DE LA COURBURE AU CENTRE OBTENUE GRÂCE AU CALCUL DE FLÈCHE ET MESURÉE PAR LE SYSTÈME DÉMEC 2 – EXTÉRIEUR 296
FIGURE 9-85 - COMPARAISON DE LA COURBURE AU CENTRE OBTENUE GRÂCE AU CALCUL DE FLÈCHE ET MESURÉE PAR LE SYSTÈME DÉMEC 2 – INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR 297
FIGURE 9-86 - FLÈCHES MESURÉES AU TROISÈME CYCLE 298
FIGURE 9-87 – DISPOSITION DES INCLINOMÈTRES 298
FIGURE 9-88 - LIEN ANGLE D'INCLINAISON ET FLÈCHE AU CENTRE 299
FIGURE 9-89 - FLÈCHE MESURÉE AU TROISIÈME CYCLE DE CHARGEMENT 299
FIGURE 9-90 - ERREUR SUR LA FLÈCHE AU CENTRE - INCLINOMÈTRE DROIT - 1E CYCLE 301
FIGURE 9-91 - ERREUR SUR LA FLÈCHE AU CENTRE - INCLINOMÈTRE DROIT - 2E CYCLE 301
FIGURE 9-92 - ERREUR SUR LA FLÈCHE AU CENTRE - INCLINOMÈTRE DROIT - 2E CYCLE 301
FIGURE 9-93 - POUTRE DANS SON ÉTAT DÉGRADÉ 302
FIGURE 9-94 - RÉSUMÉ DES CARACTÉRISTIQUES CALCULÉES VIA LE PROGRAMME DE CALCUL 303
FIGURE 9-95 SCHÉMA DE LA DEMI POUTRE A LA RUPTURE 304
FIGURE 9-96 SCHEMA COUPE TRANSVERSALE DE L'ARTICLE 304

TABLE DES TABLEAUX

TABLEAU 1-1-LÉGENDE DES ARMATURES PASSIVES LONGITUDINALES ET ÉTRIERS 24
TABLEAU 1-2 - RÉSISTANCE INITIALE 29
TABLEAU 2-1 CHOIX DES ÉCHANTILLONS 50
TABLEAU 2-2 - CAROTTES 50 MM : RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION 52
TABLEAU 2-3 - CAROTTES 113 MM : RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION 53
TABLEAU 2-4 - RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DE COMPRESSION 53
TABLEAU 2-5 – MODULE STATIQUE ET MODULE DYNAMIQUE 55
TABLEAU 2-6 - RÉSUMÉ DES ENTRÉES DE MODULE AU PROGRAMME DE CALCUL 55
TABLEAU 2-7 - RÉSUMÉ DES CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS DE TRACTION 57
TABLEAU 2-8 - RÉSULTATS DES ESSAIS DE TRACTION SUR BARRES ϕ8 60
TABLEAU 2-9 - RÉSULTATS FILS 1 ET 2 61
TABLEAU 2-10 - VALEURS EMPLOYÉES DANS LE MODÈLE THÉORIQUE – BARRES DE 8 MM 62
TABLEAU 2-11 - VALEURS EMPLOYÉES DANS LE MODÈLE THÉORIQUE – FILS DE 5 MM 62
TABLEAU 2-12 - RÉSULTATS ESSAI DE TRACTION SUR TORON SAIN ET COMPARAISON AVEC LES VALEURS ATTENDUES 64
TABLEAU 2-13 RÉSUMÉ DES EFFORTS À LA RUPTURE ET DES SECTIONS RÉSIDUELLES 67
TABLEAU 2-14 RÉSUMÉ DES SECTIONS RÉSIDUELLES À APPLIQUER 68
TABLEAU 2-15 RÉSUMÉ DES VALEURS MESURÉES ET CALCULÉES 72
TABLEAU 3-1- RESUME DU NOMBRE D'ECHANTILLONS NECESSAIRES POUR OBTENIR NE SOLUTION STABLE 98
TABLEAU 5-1 - ERREUR ENTRE LES COURBURES CALCULÉES SUR BASE DES VALEURS INTÉRIEURES OU SUR BASE DE TOUTES LES VALEURS 132
TABLEAU 5-2 - ERREURS SUR LA COURBURE CALCULÉE SUR BASE DES MESURES INTÉRIEURES OU SUR BASE DE TOUTES LES MESURES 139
TABLEAU 5-3 - ERREURS ENTRE LA COURBURE CALCULÉE SUR BASE DES VALEURS DE L'ÂME ET SUR BASE DE TOUTES LES MESURES .. 141
TABLEAU 5-4 - ERREURS SUR LA COURBURE PAR RAPPORT À LA COURBURE MOYENNE 145
TABLEAU 5-5 - COURBURES HORIZONTALES POUR LE 2E ET 3E CYCLE 154
TABLEAU 5-6 - ANGLES TRANSVERSAUX MESURÉS AVEC LES INCLINOMÈTRES TRANSVERSAUX 156
TABLEAU 7-1 - RAPPEL DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE DU PROGRAMME DE CALCUL 179
TABLEAU 7-2 - RESUME DES INFLUENCES SUR LA MOYENNE ET L'ECART-TYPE DU MOMENT DE RUPTURE 180
TABLEAU 7-3 - RESUME DES INFLUENCES D'UNE VARIATION DE 10% SUR L'ECART-TYPE OU LA MOYENNE D'UN PARAMETRE SUR LE MOMENT DE FISSURATION 185
TABLEAU 7-4 - RESUME DES INFLUENCES D'UNE VARIATION DE 10% SUR L'ECART-TYPE OU LA MOYENNE D'UN PARAMETRE SUR VRD,C 188
TABLEAU 7-5 - RÉSUMÉ DES INFLUENCES DES PARAMÈTRES SUR VRD,C 191
TABLEAU 9-1- ACIERS PHI 8 – LABO LEMSC 227
TABLEAU 9-2 - TORONS 12,5 NEUFS TESTÉS AU LABO LEMSC 230
TABLEAU 9-3 - RÉSUMÉ DES MODULES D'YOUNG OBTENUS 262
TABLEAU 9-4 - L/2 INT. : ERREUR RELATIVE SUR LA COURBURE EN COMPTE OU PAS DE LA JAUGE 265
TABLEAU 9-5 - L/2 EXT. : ERREUR RELATIVE SUR LA COURBURE EN COMPTE OU PAS DES JAUGES 270
TABLEAU 9-6 - ERREURS SUR LA FLECHE AU CENTRE DES MESURES D'INCLINOMÈTRES 300

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET ÉTAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS

Dans ce chapitre, toutes les informations utiles relatives à la poutre dont ce travail fait l'objet seront données. En effet, cette étude se basant sur un ouvrage en particulier, il est jugé opportun que le lecteur dispose de tous les renseignements relatifs à celle-ci avant que soit abordée l'étude plus approfondie.

Alors que la première section de ce chapitre donne toutes les informations nécessaires quant à la situation initiale/théorique de la poutre, la seconde section s'attarde sur l'état de celle-ci lors de – et après le – démontage.

A la fin de ce chapitre, le lecteur aura donc toutes les connaissances relatant les études préalables au travail.

1 POUTRE DANS SON ÉTAT INITIAL

La poutre considérée est la poutre de rive (sur la Figure 1-1, la première) d'un viaduc constitué de six poutres en béton précontraint. Le pont, courbe et isostatique, comporte deux voies de circulation.

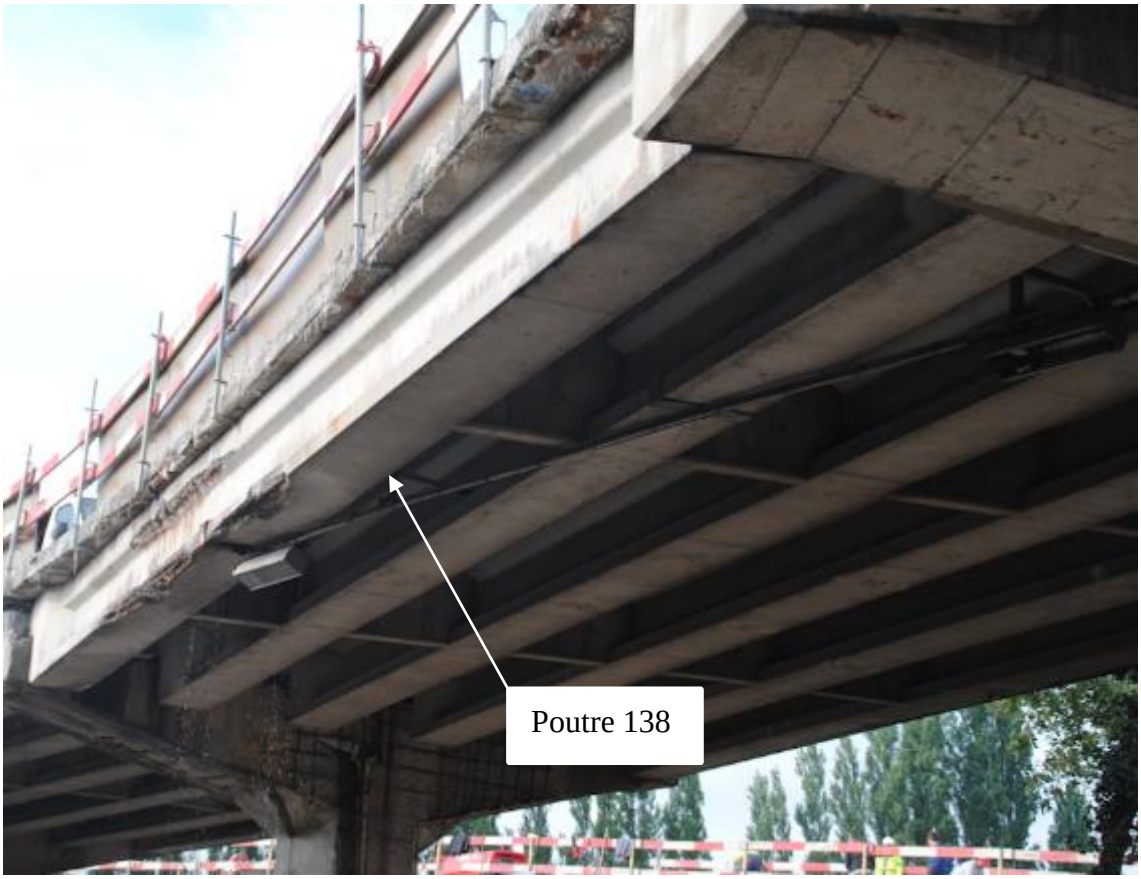
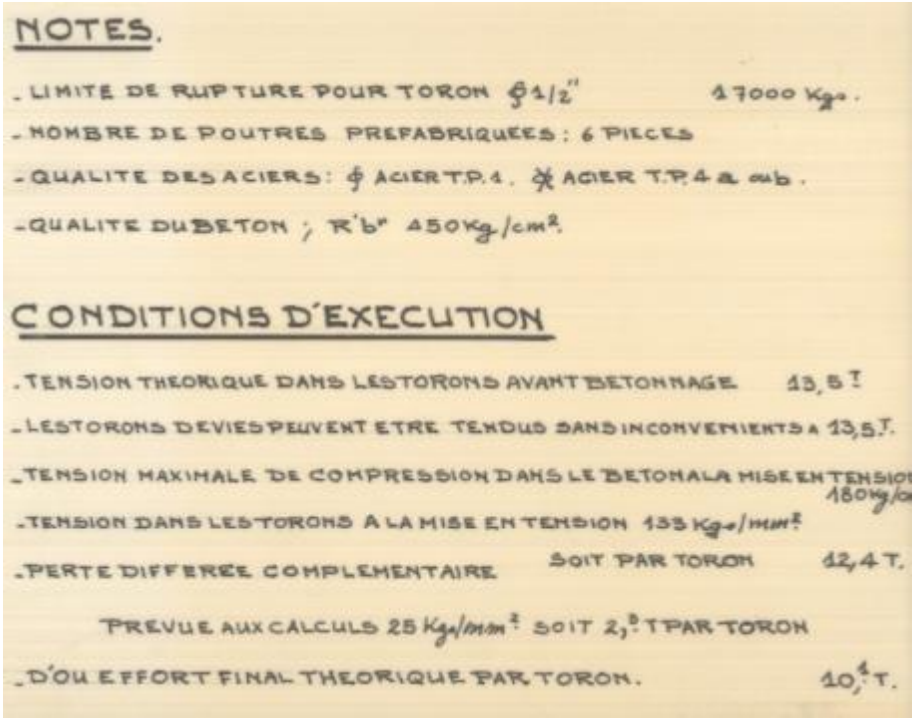


Figure 1-1 - Situation du pont

La poutre a été conçue en 1970 par le bureau SOCOL (Ir. général R. Dekeyser). L'ouvrage, préfabriqué, est mis en précontrainte via 16 torons en partie inférieure, et 6 en partie supérieure (T 12,5). Les premiers plans d'étude, sur lesquels se sont basées les premières estimations, ont pu être obtenus auprès du Service Public de Wallonie.

1.1 EXTRAITS DES PLANS D'ÉTUDE

L'objectif des illustrations suivantes (Figure 1-2, Figure 1-3, Figure 1-4, Figure 1-5, Figure 1-6, Figure 1-7, Figure 1-8) est de permettre au lecteur d'avoir une vision globale sur les armatures et sur les dimensions générales de la poutre. Le plan d'étude global est disponible en annexe (page 205).


NOTES.

- LIMITE DE RUPTURE POUR TORON ϕ 1/2" 17000 Kgs.
- NOMBRE DE POUTRES PREFABRIQUEES : 6 PIECES
- QUALITE DES ACIERS : ϕ ACIER T.P. 1. ϕ ACIER T.P. 4 a nb.
- QUALITE DU BETON ; R'b" 450 Kg/cm².

CONDITIONS D'EXECUTION

- TENSION THEORIQUE DANS LES TORONS AVANT BETONNAGE 13,5 T
- LES TORONS DEVIES PEUVENT ETRE TENDUS SANS INCONVENIENTS A 13,5 T.
- TENSION MAXIMALE DE COMPRESSION DANS LE BETON A LA MISE EN TENSION 180 Kg/c
- TENSION DANS LES TORONS A LA MISE EN TENSION 133 Kgs/mm²
- PERTE DIFFEREE COMPLEMENTAIRE SOIT PAR TORON 12,4 T.

PREVUE AUX CALCULS 25 Kgs/mm² SOIT 2,5 T PAR TORON

- D'OU EFFORT FINAL THEORIQUE PAR TORON. 10,4 T.

Figure 1-2 - Extrait des plans d'étude : notes

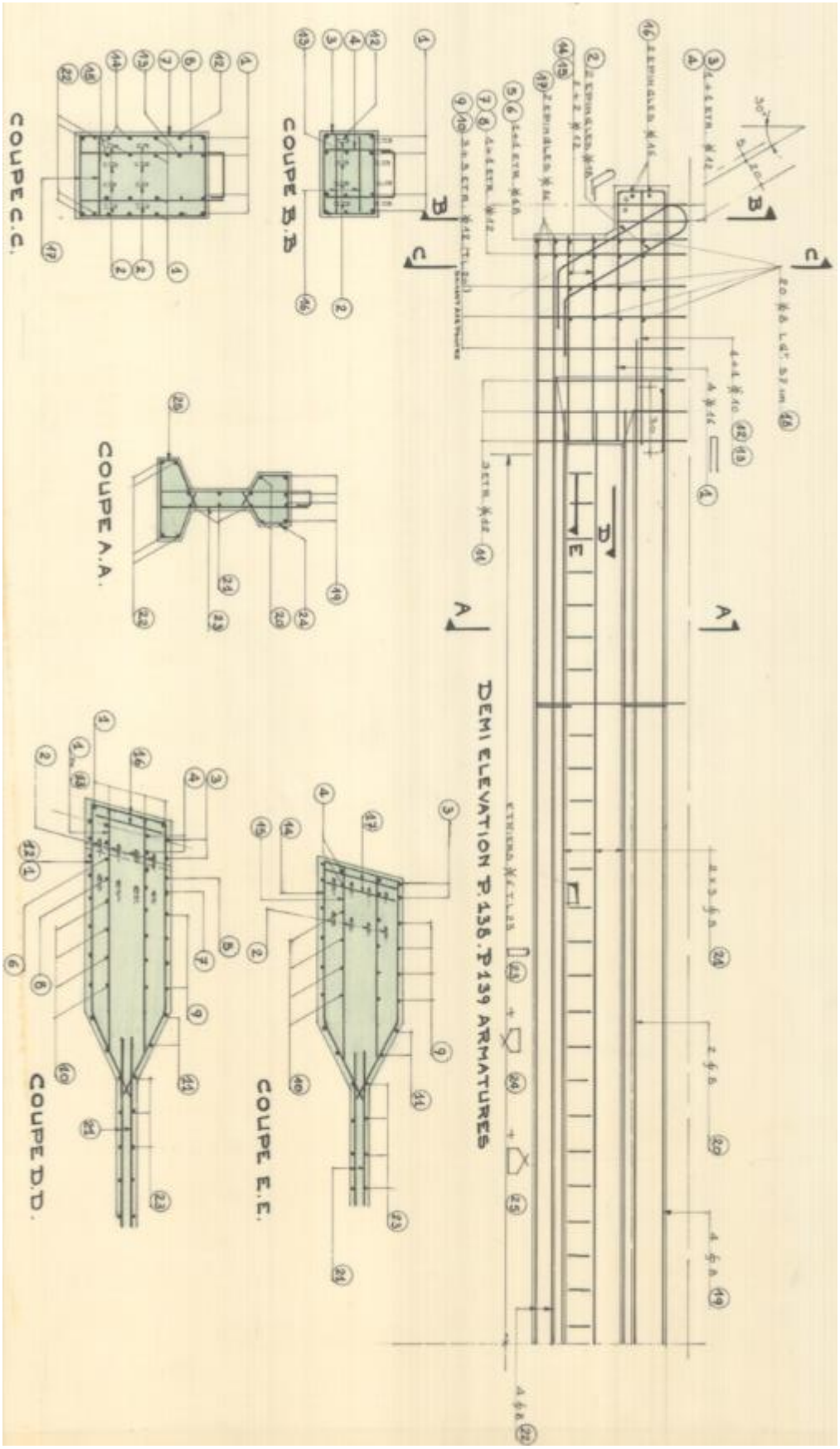


Figure 1-3 - Extrait des plans d'étude : armatures passives

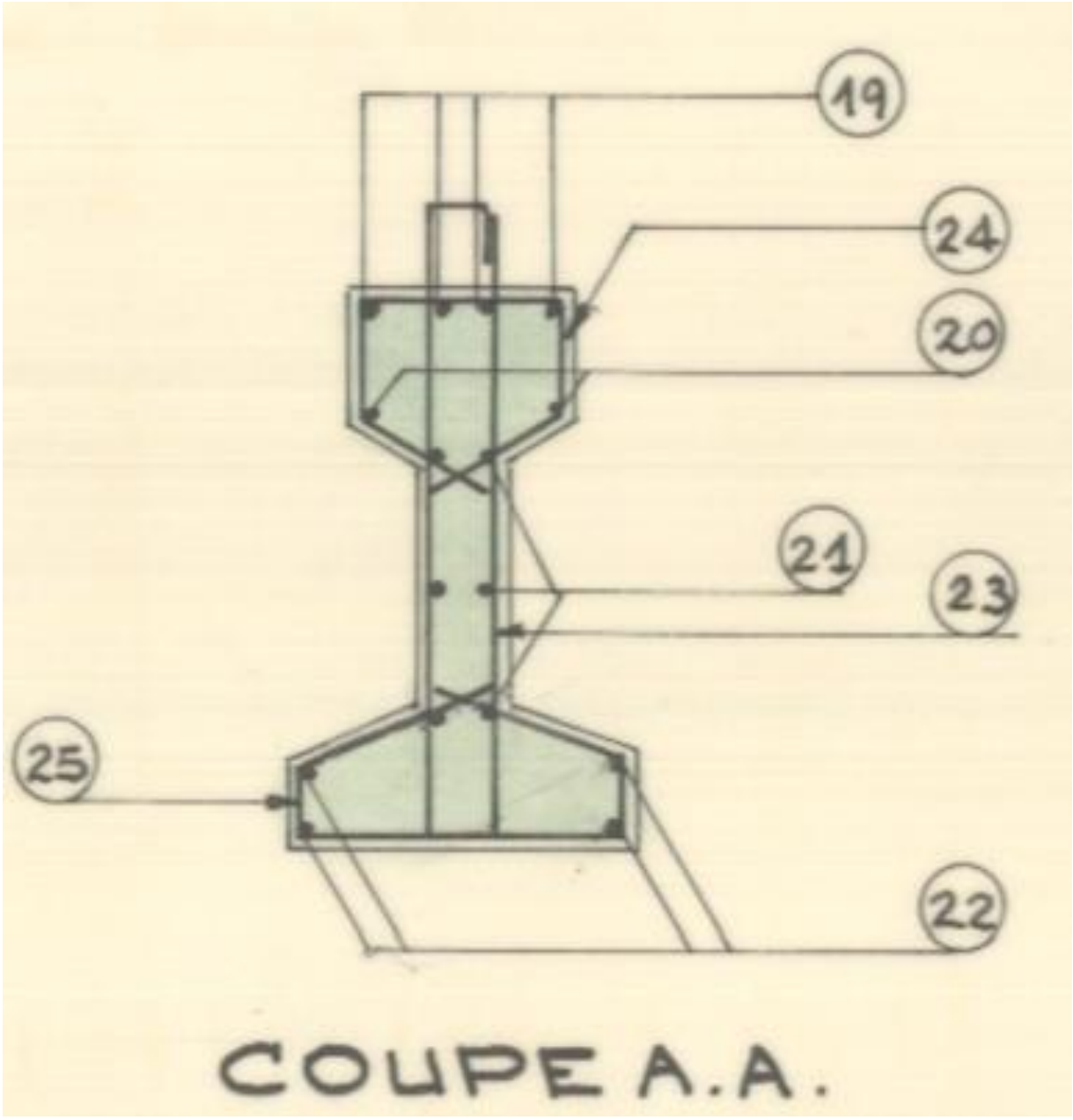


Figure 1-4 - Extrait des plans d'étude : Détail : armatures passives en section courante

	Type d'armature
19	4 ϕ8
20	2 ϕ8
21	2*3 ϕ5
22	4 ϕ8
23	1 étrier ϕ6 / 25 cm
24	1 épingle ϕ6/25 cm
25	1 épingle ϕ6/25 cm

Tableau 1-1-Légende des armatures passives longitudinales et étriers

La disposition théorique des armatures longitudinales, décrite à la Figure 1-4, a pu être rectifiée suite au test de mise en charge. En pratique, la disposition varie quelque peu. La coupe suivante (Figure 1-5) présente donc la coupe A.A. (Figure 1-4 et Tableau 1-1) rectifiée. Au niveau des étriers, 1ϕ6/25 cm a pu être relevé comme attendu.

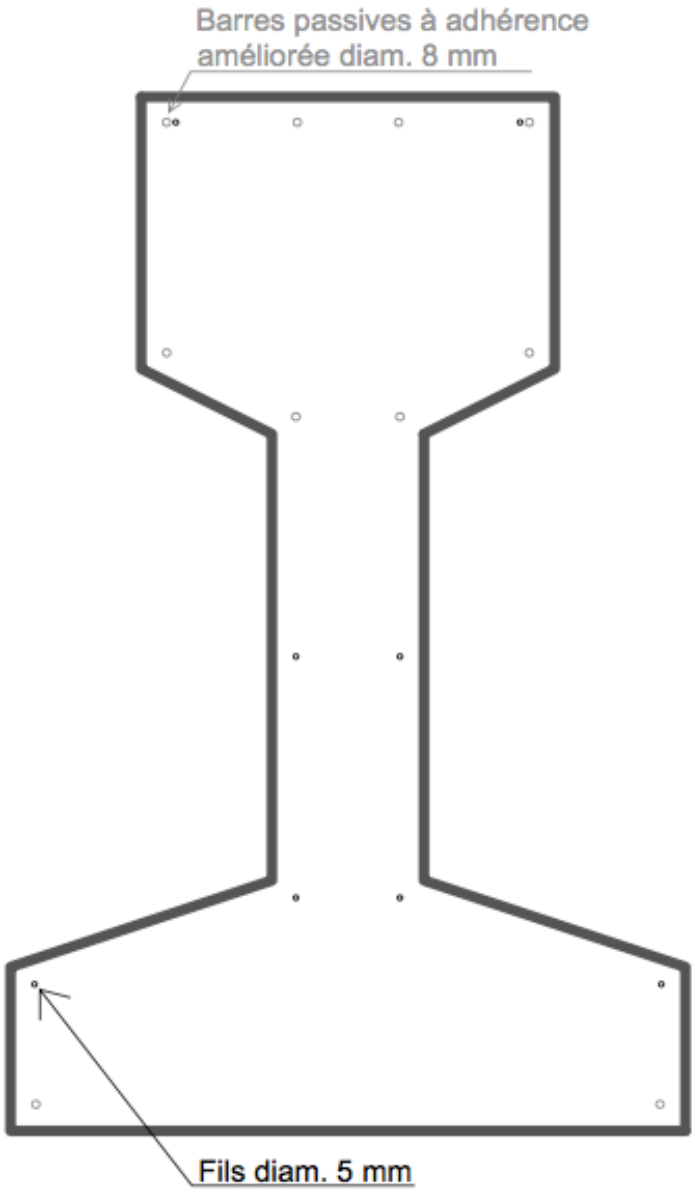


Figure 1-5 - Rectification de la coupe "A.A" après essai

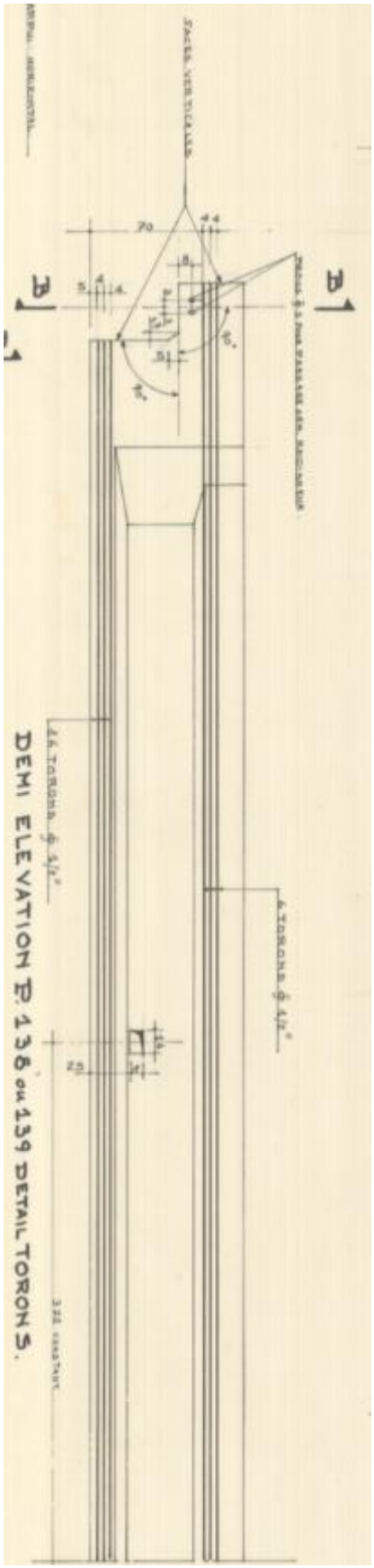


Figure 1-6 - Extrait des plans d'étude : tracé de précontrainte

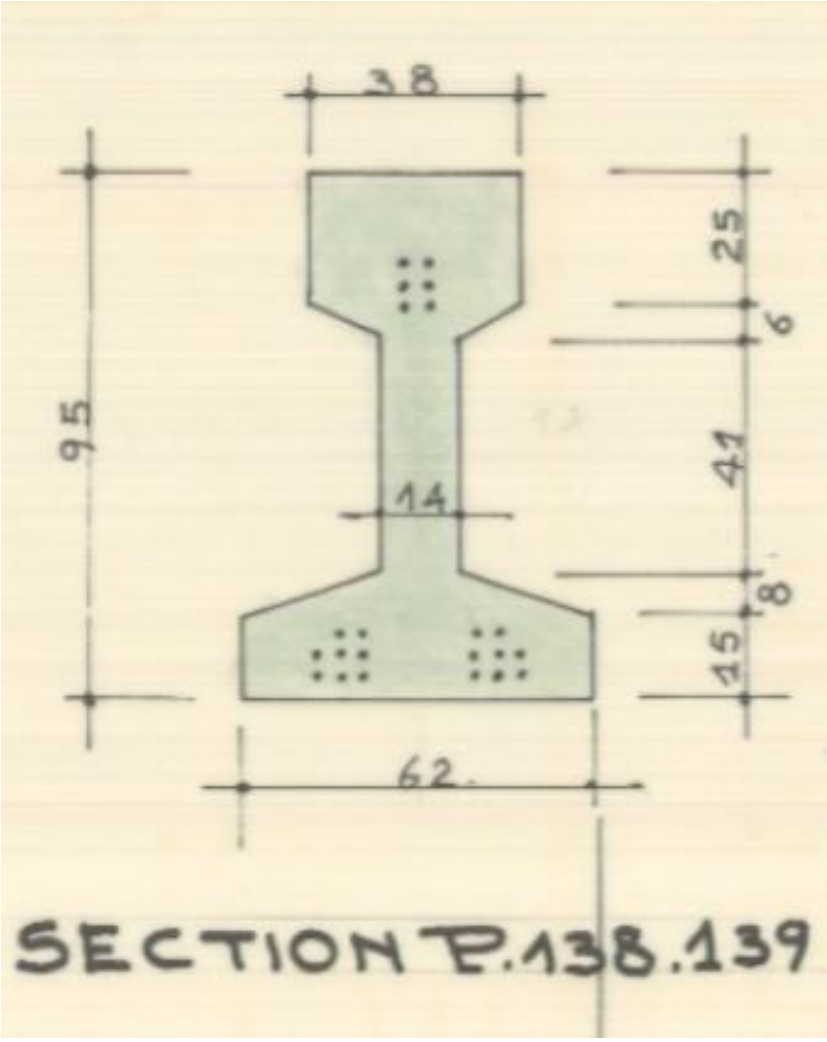


Figure 1-7- Extrait des plans d'étude :armatures de précontrainte

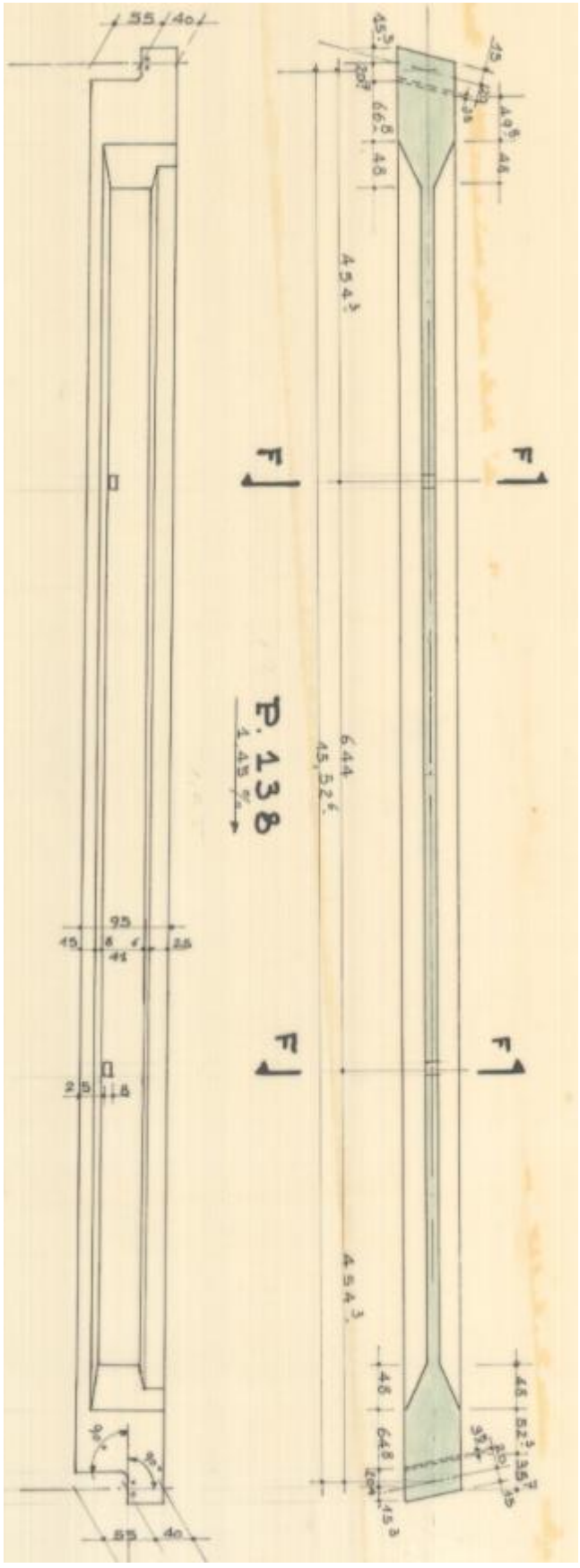


Figure 1-8 - Dimensions générales de l'ouvrage

1.2 RÉSISTANCE THÉORIQUE INITIALE DE LA POUTRE

L'évaluation des paramètres de résistance se base, tout le long du travail, sur le chargement prévu de l'essai de mise en charge, dont la disposition est la suivante (Figure 1-9). Plus de détails quant au dispositif de chargement sont donnés au chapitre 4.

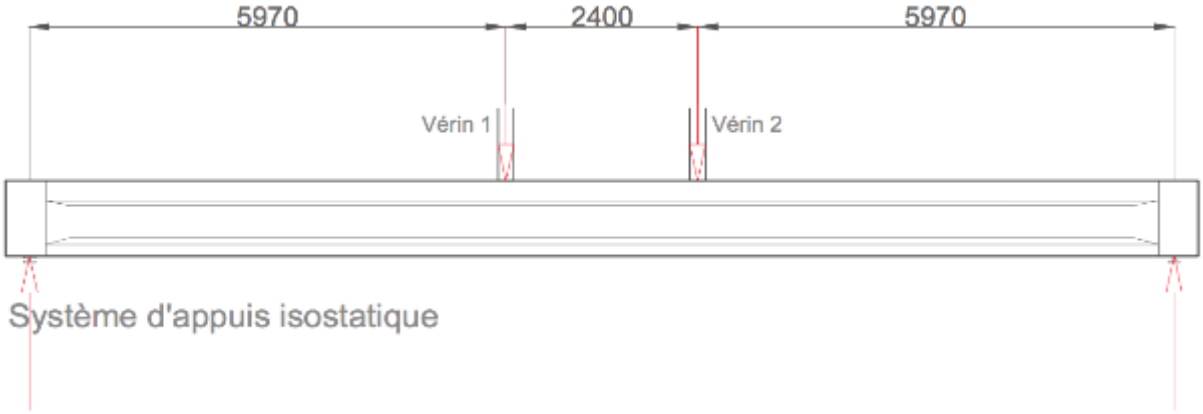


Figure 1-9 - Disposition des charges sur la poutre

Le diagramme des moments et des efforts tranchants correspondants sont présentés ci-dessous (Figure 1-10):

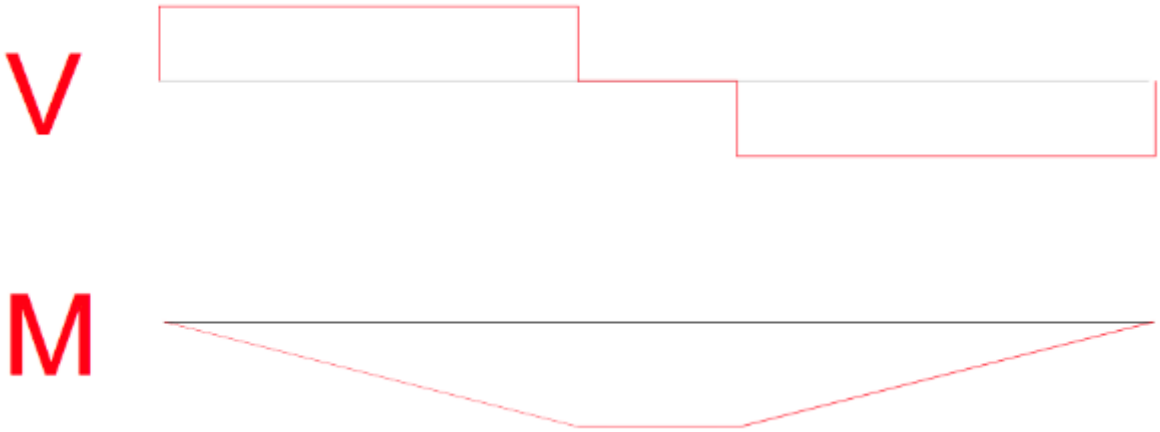


Figure 1-10 - Diagrammes des efforts tranchants et du moment fléchissant

Dans cet état initial, et sans tenir compte des coefficients de sécurité d'usage, les conclusions des calculs sont les suivantes (Tableau 1-2):

	MOMENT	**CHARGE** PAR VÉRIN		**CHARGE** TOTALE
	[kNm]	[kN]	[t]	[kN]/[t]
RUPTURE PAR FLEXION	2536	427	42,7	854
FISSURATION PAR FLEXION	786	132	13,2	264
RUPTURE PAR INTERACTION EFFORT TRANCHANT - CISAILLEMENT	1271	214	21,4	428

Tableau 1-2 - Résistance initiale

2 ETAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS DE LA POUTRE

2.1 OBSERVATIONS DU SERVICE PUBLIC DE WALLONIE (2010)

Les ouvrages du Service Public sont soumis à de régulières inspections. Les experts vérifient la qualité des ouvrages, prévoient des travaux de maintenance et veillent ainsi à la sécurité des usagers.

Dans le cas d'ouvrages comme la poutre 138, la démarche classique adoptée par le Service Public de Wallonie est la suivante (Figure 1-11):

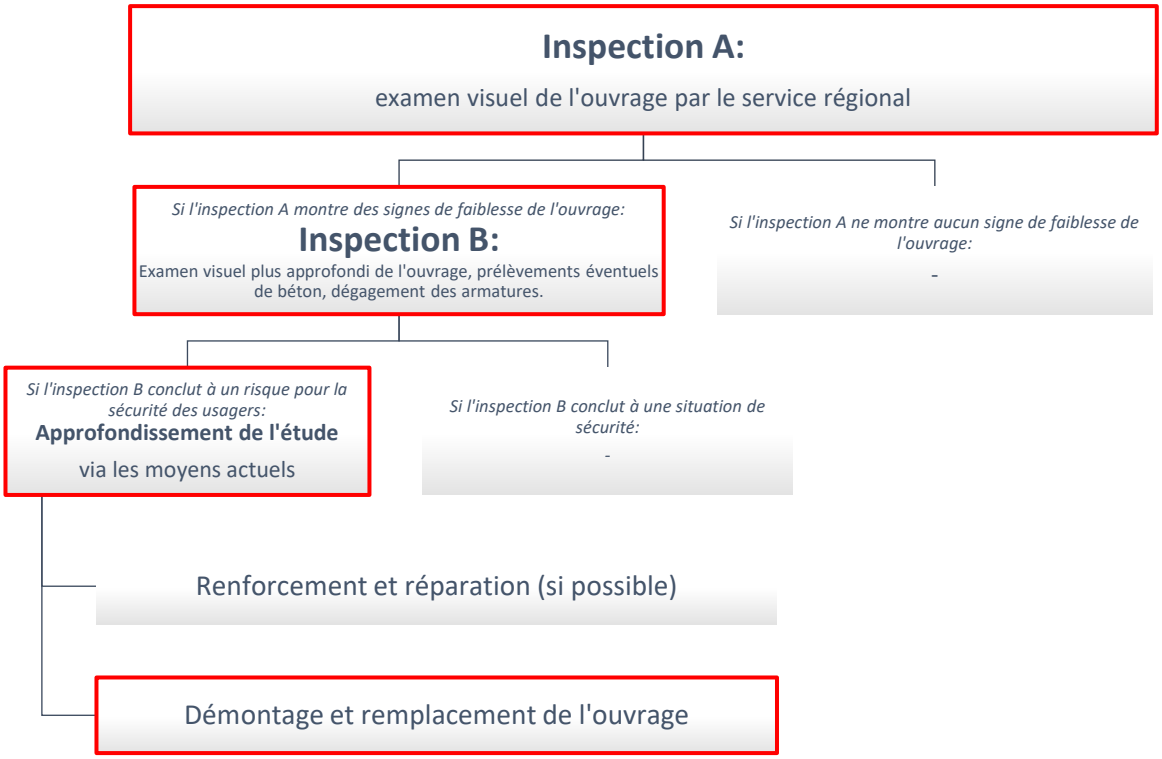


Figure 1-11 – Diagramme : inspections SPW

La poutre présentée a suivi le tracé en rouge dans le diagramme précédent au cours de ces dernières années. En effet, celle-ci a fait l'objet d'une inspection A en 2010. Cette inspection ayant relevé d'importantes fissures et des coulées de rouille, une inspection B a été effectuée la même année.

L'inspection B dresse d'abord un relevé visuel des dégradations. D'autre part, certaines armatures ont été dégagées afin d'évaluer leur état de corrosion. Enfin, du béton a été prélevé afin de réaliser des tests de teneur en chlorure.

Le rapport de cette inspection se trouve en annexe (page 206) et les conclusions majeures sont les suivantes:

- Le côté de la poutre exposé aux intempéries (dénommée côté extérieur dans ce travail) présente de nombreuses dégradations: corrosion des aciers (attaque de chlorures), perte de résistance du béton par endroits (béton tout à fait friable), fissures longitudinales (principalement en semelle supérieure);
- Le côté intérieur semble sain;
- Les joints d'étanchéité sont défectueux;
- Les essais réalisés indiquent une pollution de chlorures très importante (0,866% et 0,974% alors que la limite admise est de 0,03%).

Compte tenu de ces conclusions alarmantes et vu la difficulté d'estimer la perte de résistance de l'ouvrage, le Service Public a décidé de démanteler et de remplacer la poutre.

La vue générale suivante (Figure 1-12) permet de réaliser l'état de la poutre au moment de l'inspection B.



Figure 1-12 - Vue générale de la poutre au moment de l'inspection B (2010) extraite du rapport d'inspection

2.2 OBSERVATIONS AU MOMENT DU DÉMONTAGE (2016)

Lors du démontage de la poutre, on constate que les dégradations se sont encore accentuées depuis 2010. Les illustrations suivantes (Figure 1-13, Figure 1-14, Figure 1-15, Figure 1-16, Figure 1-17, Figure 1-18, Figure 1-19 et Figure 1-20) présentent la poutre juste avant son démontage.



Figure 1-13 - Vue générale du côté extérieur de la poutre



Figure 1-14 - Vue générale du côté extérieur de la poutre



Figure 1-15 - Détail du côté extérieur de la poutre : torons apparents complètement corrodés

Après le démontage, la poutre a été entreposée sur deux appuis, comme présenté à la Figure 2-6. Les essais non destructifs ont alors été réalisés.

Comme présenté sur les figures suivantes (Figure 1-16, Figure 1-17 et Figure 1-18), des restes du tablier sont encore présents sur la poutre.



Figure 1-16 - Poutre démontée et entreposée, avec une partie du tablier



Figure 1-17 - Côté interieur de la poutre démontée



Figure 1-18 - Torons apparents et dégagés du coté extérieur



Figure 1-19 - Fissures longitudinales du côté extérieur



Figure 1-20 - Tablier et armatures

Afin de pouvoir étudier et tester uniquement la poutre, il a été choisi de supprimer l'épaisseur de tablier restante. D'autre part, il a été rapidement choisi d'appuyer la poutre sur la semelle inférieure lors de l'essai. Dès lors, puisque le comportement des becs n'est pas étudié, ceux-ci ont été démontés (Figure 1-21 et Figure 1-22).



Figure 1-21 - Découpe du tablier au disque diamanté



Figure 1-22 - Découpe des becs au disque diamanté

2.3 DÉTAIL DES OBSERVATIONS SUR CHAQUE TRONÇON

Il apparaît clairement que les dégradations sont localisées, hétérogènes le long de la poutre, et que si certaines sections paraissent encore saines, d'autres présentent des défauts majeurs.

Dès lors, il a été choisi de définir des "tronçons" sur la poutre. Ceux-ci ont été définis arbitrairement d'une longueur de 50 centimètres, et numérotés de 1 à 27 de l'appui droit du côté extérieur de la poutre jusqu'à l'appui gauche. Plus tard, dans le modèle de calcul, des caractéristiques homogènes seront définies sur chaque tronçon.

Dans cette section, les défauts de la poutre sont relevés uniquement qualitativement. En effet, le but est de permettre au lecteur d'avoir une idée globale des dégradations observées sur l'ouvrage.

- Les tronçons 1, 2 et 3 ne présentent pas de signes de dégradation particuliers (Figure 1-23);

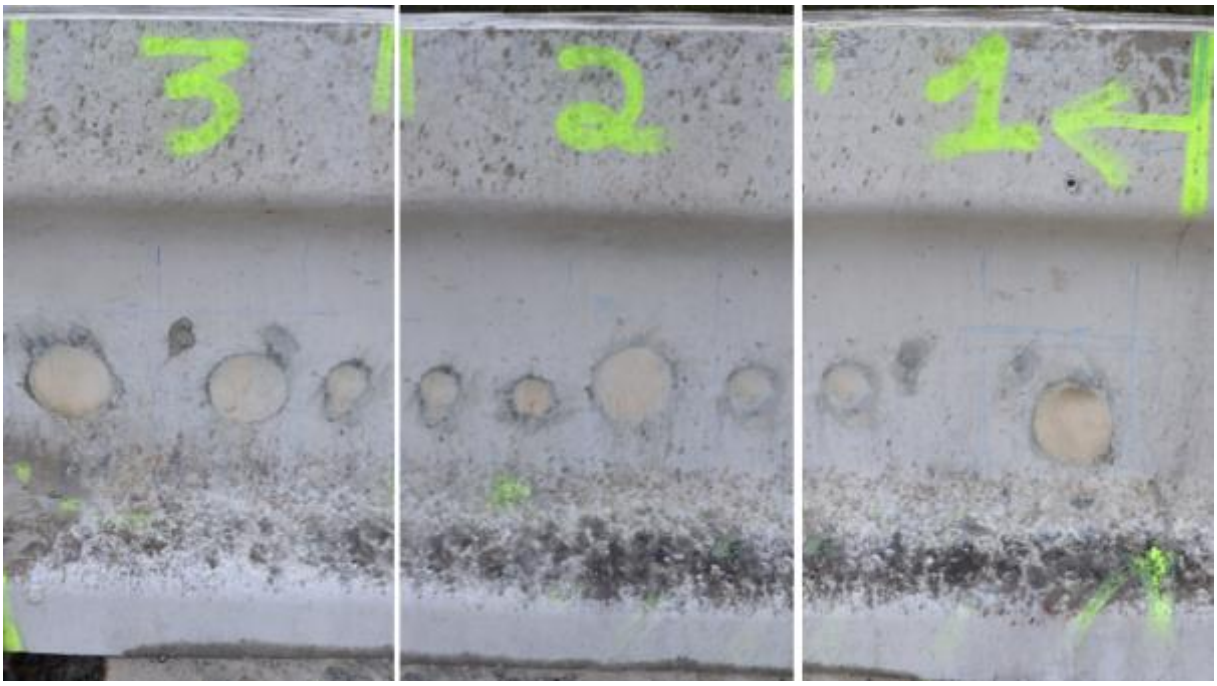


Figure 1-23 - Tronçons 1, 2 et 3

- Les tronçons 4 à 9 ne présentent pas de signes de dégradations dans l'âme et dans la semelle inférieure (le coffrage en 4-5 est dû aux essais à l'arbalète réalisés dans le contexte des essais non destructifs). En semelle inférieure, on constate de nombreuses fissures longitudinales (Figure 1-24 et Figure 1-25).

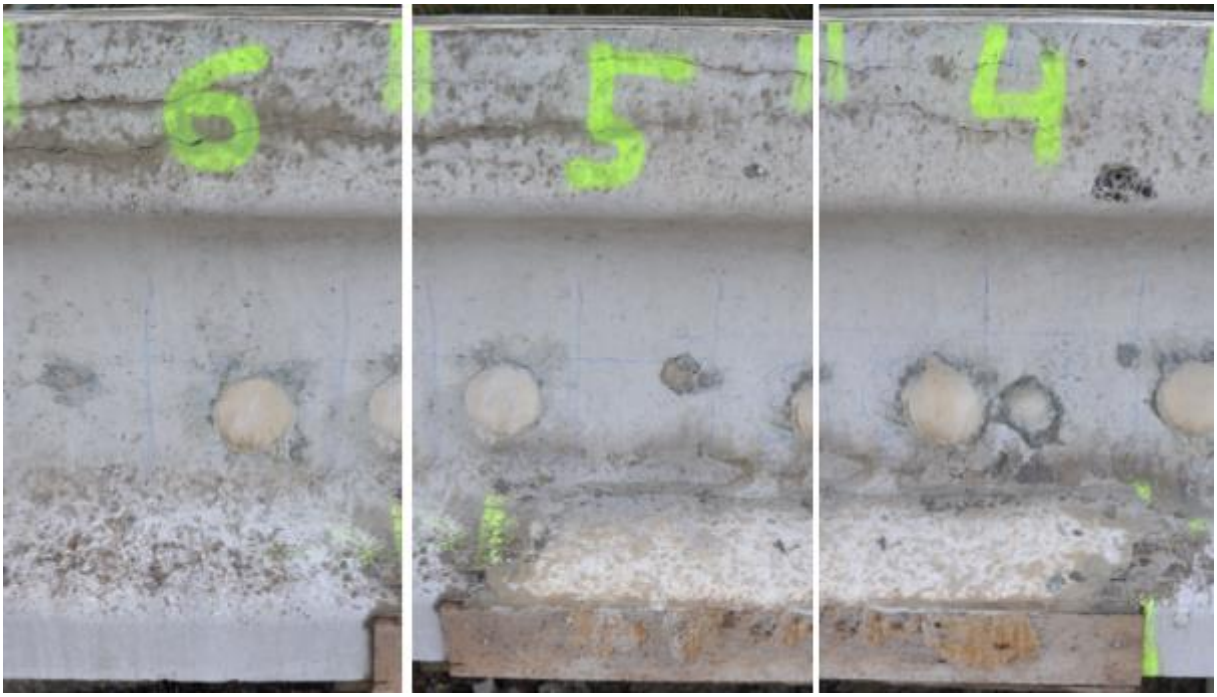


Figure 1-24 - Tronçons 4 à 6

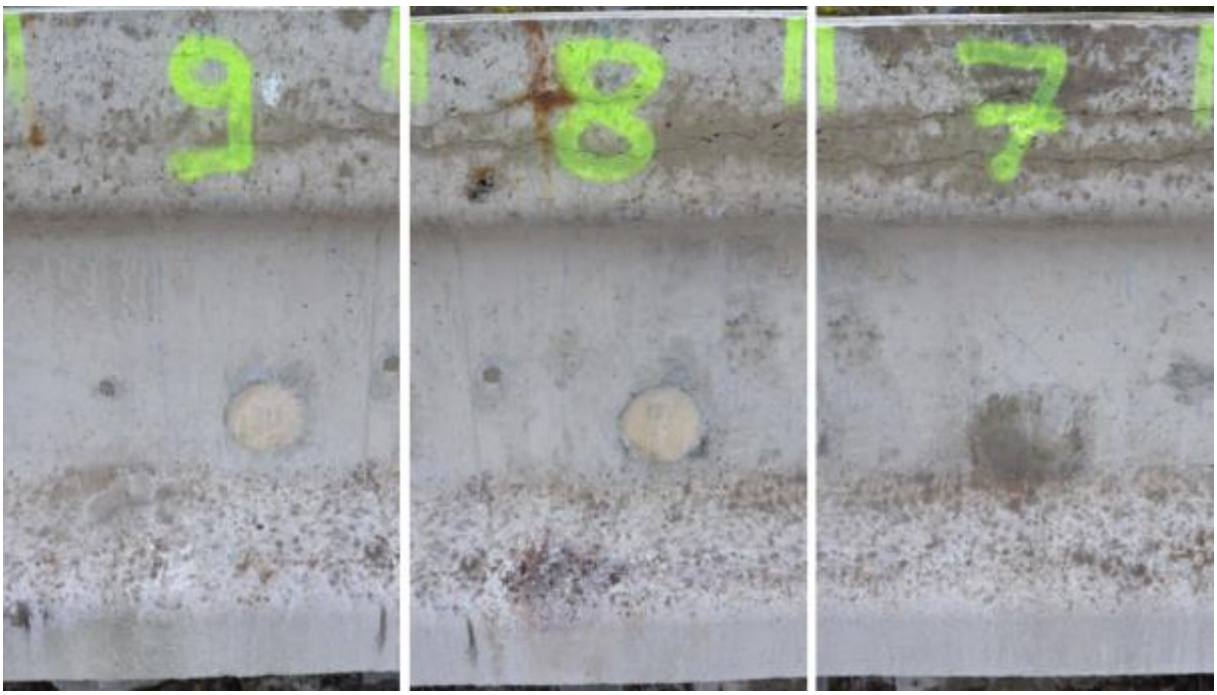


Figure 1-25 - Tronçons 7 à 9

- Dès le tronçon 10, du béton est manquant dans la semelle inférieure. Les deux torons extérieurs de la semelle inférieure sont visibles sur les tronçons 11 et 12, ainsi que des armatures longitudinales passives et des étriers. Ces armatures sont corrodées et sectionnées. A partir du tronçon 12, le béton n'enrobe que superficiellement les armatures. En semelle supérieure, les fissures longitudinales semblent superficielles à partir du tronçon 11. L'âme semble à nouveau bien conservée (Figure 1-26).



Figure 1-26- Tronçons 10 à 12

- A partir du tronçon 14, en plus des dégradations en semelle inferieure présentées précédemment, on observe un manque de béton en semelle inferieure, laissant entrevoir (tronçon 15) une armature complètement corrodée. Des coulées de rouille sont également présentes (Figure 1-27);



Figure 1-27 - Tronçons 13 à 15

- Les tronçons de 16 à 22 présentent des dégradations en semelle inférieure : manque d'enrobage des armatures, aciers corrodés, sectionnés (deux torons sont visibles ainsi que deux armatures passives) Des étriers sont également visibles. En semelle supérieure, du béton est manquant et laisse entrevoir une armature passive complètement corrodée, ainsi que des étriers. A partir du tronçon 20, on constate à nouveau de grosses fissures longitudinales en semelle supérieure. Celles-ci s'estompent dans le tronçon 22 (Figure 1-28 et Figure 1-29).

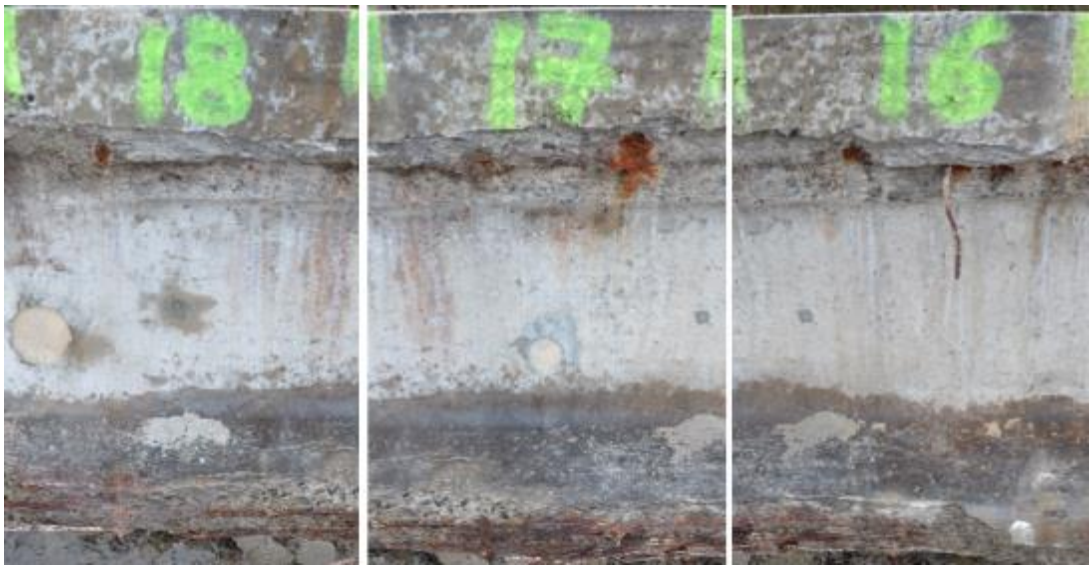


Figure 1-28 - Tronçons 16 à 18



Figure 1-29 - Tronçons 19 à 22

- A partir du tronçon 23, la poutre semble saine sur toutes ses parties (Figure 1-30).

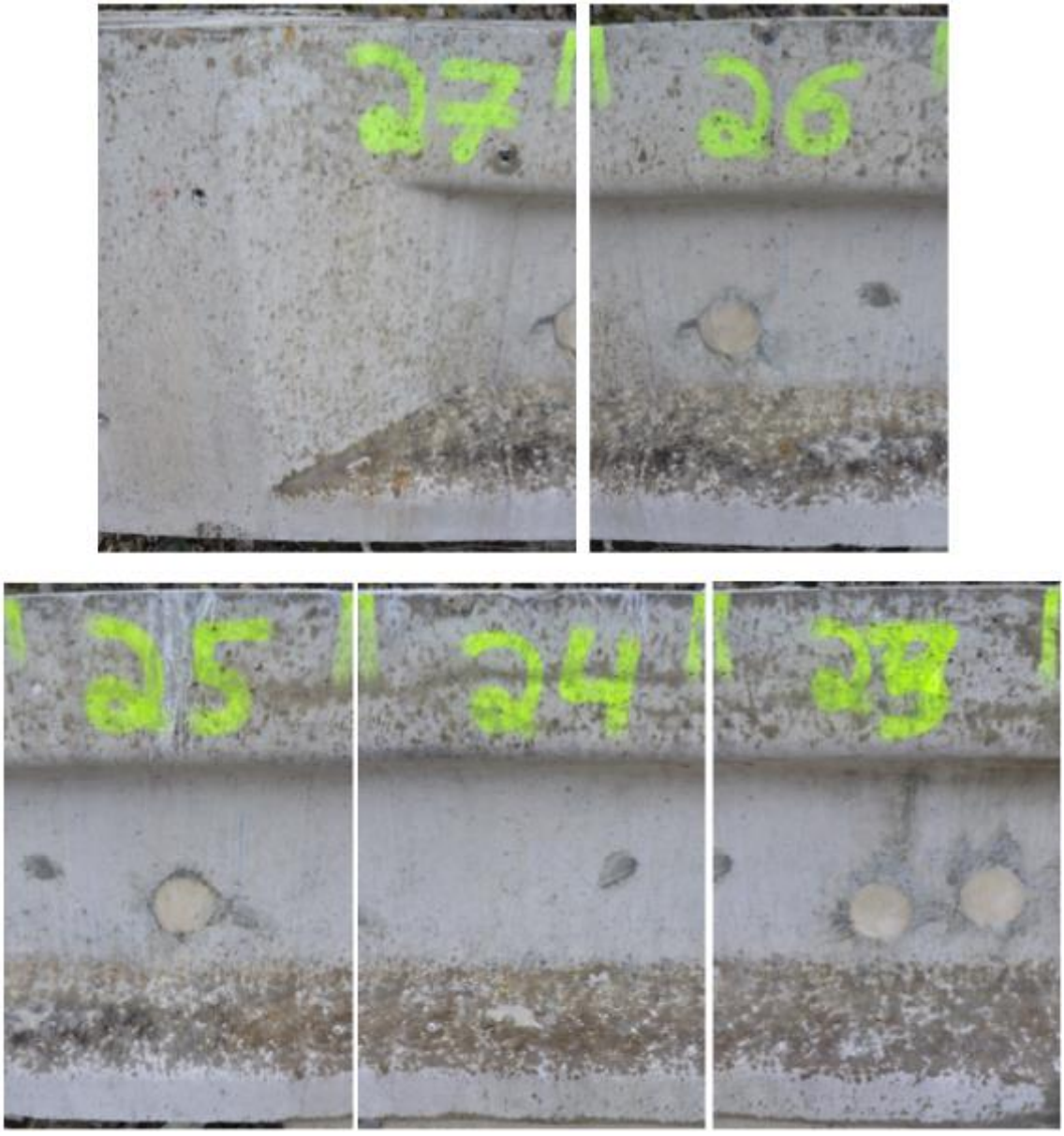


Figure 1-30 - Tronçons 23 à 27

2.4 ORIGINES DES DÉGRADATIONS

Les dégradations relevées trouvent leurs origines dans plusieurs facteurs:

- L'exposition de la face extérieure aux intempéries (vent, pluie etc.);
- Le défaut d'étanchéité entre la face supérieure du pont et la poutre, laissant s'infiltrer chlorures, eau etc. (Figure 1-31);
- Le défaut d'étanchéité à l'appui (Figure 1-32).



Figure 1-31 - Défaut d'étanchéité entre le tablier et la poutre



Figure 1-32 - Défaut d'étanchéité à l'appui

2.5 ANALYSE DES PATHOLOGIES DU BÉTON : CHLORURES ET CARBONATATION

Les teneurs en chlorures de la poutre ont été mesurées lors de l'inspection du Service Public. Les essais ont indiqué une teneur très élevée en chlorures (0,866% et 0,974%, alors que la norme tolère les teneurs inférieures à 0,03%).

Lors de la réalisation des essais de fendage (dont les résultats sont présentés au chapitre 2), des tests de carbonatation du béton ont été réalisés. En effet, après essai de fendage, la carotte est coupée en deux dans le sens de sa longueur. Le produit témoin (Phénolphtaléine) est alors pulvérisé sur les faces fraichement dégagées. Ce produit, sensible au pH, vire au rouge violacé lorsqu'il est en contact d'un matériau dont le pH est supérieur à 9,2 (zones saines) et reste incolore pour les matériaux de valeurs de pH plus faible (zones carbonatées).

Les carottes testées par fendage proviennent de l'âme de la poutre. Les essais ont tous indiqué une profondeur de carbonatation très faible (entre 10 et 15 mm). Ceci indique que le béton ne semble pas carbonaté dans cette zone. En semelle supérieure, les résultats auraient sans doute été très similaires, étant donné l'exposition aux intempéries identique pour les deux parties (la semelle supérieure est même protégée davantage par le tablier, voir Figure 1-13).

Les illustrations suivantes (Figure 1-33 et Figure 1-34) donnent pour exemple les résultats obtenus.

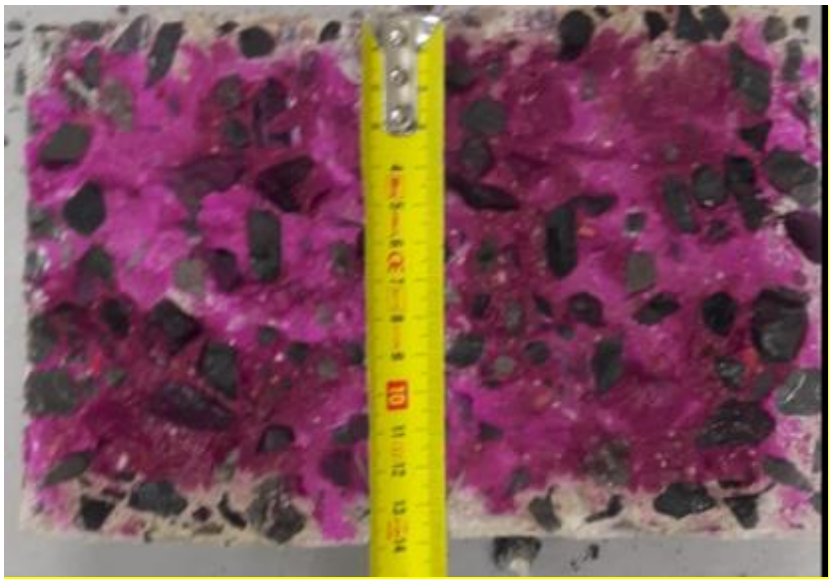


Figure 1-33 Test de carbonatation (âme du tronçon 11)

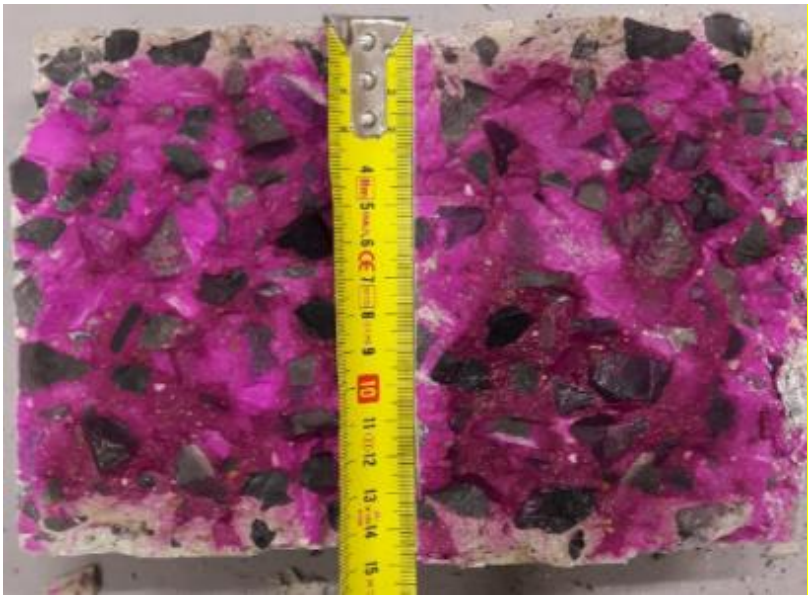


Figure 1-34 - Test de Carbonatation (âme du tronçon 6)

3 CONCLUSION

Ce chapitre permet de mettre en évidence certains aspects-clés du travail :

- L'état avancé d'endommagement de la poutre ;
- L'hétérogénéité des dégradations : le long de la poutre, mais également aux différentes hauteurs sur la section de la poutre ;
- Les infidélités réelles entre l'ouvrage conçu et l'ouvrage réalisé. Dans ce sens, un relevé précis des armatures s'avère extrêmement utile. Néanmoins, il a été constaté que les mesures d'un instrument classique sont tronquées et indiquent des résultats tout à fait improbables lorsque l'ouvrage est endommagé, il est donc nécessaire de lire les mesures à la lumière du plan fourni et d'utiliser l'instrument avec précaution ;
- L'importance d'un relevé visuel approfondi avant toute étude plus poussée.

CHAPITRE 2 : ESTIMATIONS DES CARACTÉRISTIQUES DES COMPOSANTS DE LA POUTRE

Afin de se rapprocher au mieux de la réalité lors des estimations de la capacité portante, il est nécessaire de bien connaitre les différentes caractéristiques des composants intervenant dans le calcul. Ce chapitre consiste donc en l'explication des tests réalisés en vue d'estimer les différentes caractéristiques des composants de la poutre.

Après avoir brièvement pris connaissance de l'approche de ce travail, le lecteur trouvera, dans les trois sections suivantes, les démarches suivies afin de définir les différentes caractéristiques, composant par composant (béton, aciers passifs et aciers de précontrainte). Les deux dernières sections sont, quant à elles, dédiées à la géométrie de la section, donc des aciers et du béton.

1 APPROCHE

Le principe de calcul est celui décrit sur la Figure 2-1:

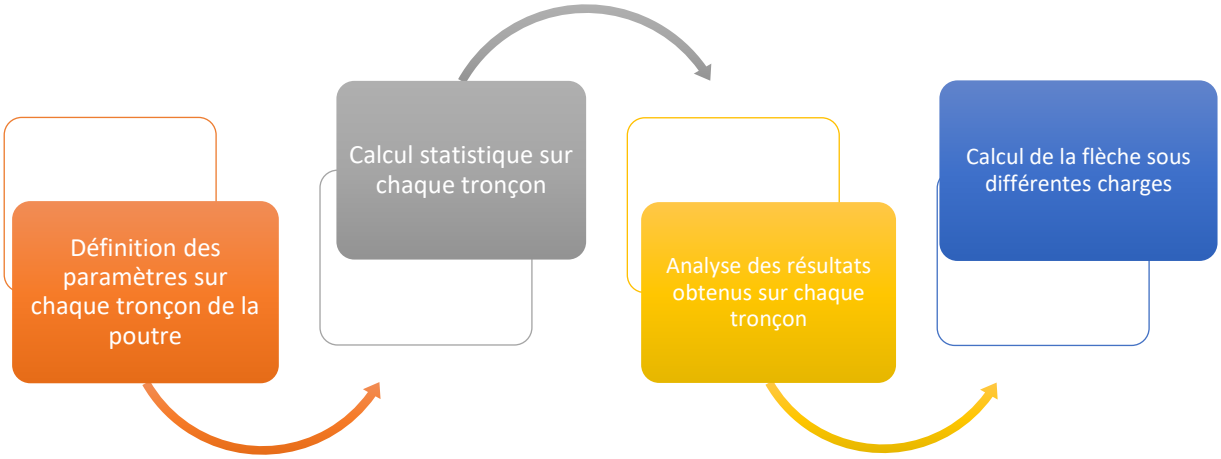


Figure 2-1 - Intérêt de la caractérisation des matériaux dans la démarche

Etant donné que l'approche adoptée est à caractère statistique, chaque paramètre des matériaux devra être entré via la moyenne et l'écart-type de sa distribution normale. Les valeurs de ces paramètres pourront naturellement être différentes en fonction des tronçons considérés. Les conclusions se trouvent en fin de chapitre.

Dans certains cas, il s'agit de vérifier que le matériau n'a pas perdu de sa résistance dans le temps. Dans le cadre d'une approche sur une poutre en place, il ne sera pas envisageable d'effectuer ces investigations et des hypothèses devront être posées.

2 BÉTON

2.1 CHOIX DES ÉCHANTILLONS

Afin de caractériser le béton tout en réduisant au maximum le nombre de carottages dans la poutre, les mesures de vitesses d'ultrasons sont utilisées dans un premier temps afin d'évaluer leur variabilité, indicateur de la dispersion attendue de la qualité du béton.

En effet, contrairement aux carottages, la mesure de vitesse ultrasonique est non destructive, rapide et aisée. Dès lors, le temps que met une onde ultrasonique pour passer d'un côté à l'autre de la poutre (mesure par transparence) est mesuré à trois endroits : semelle supérieure, âme, semelle inférieure. Connaissant la largeur de la section, la vitesse de l'onde est déduite. Plus celle-ci est élevée et plus le béton est homogène, donc plus résistant à la compression. De la sorte, la mesure par ultrasons donne une idée relative de la résistance du béton, ainsi que de sa variation sur la hauteur.

En analysant les résultats, trois catégories de vitesses ont été définies.

Ensuite, des carottes sont prélevées (6 par catégorie de béton), ce qui permet de tirer des valeurs de résistance, de module et de déformation utilisées comme entrées dans le modèle théorique.

L'avantage de cette méthode est donc de limiter le nombre de carottages tout en ayant une idée de la variabilité des paramètres dans la poutre.

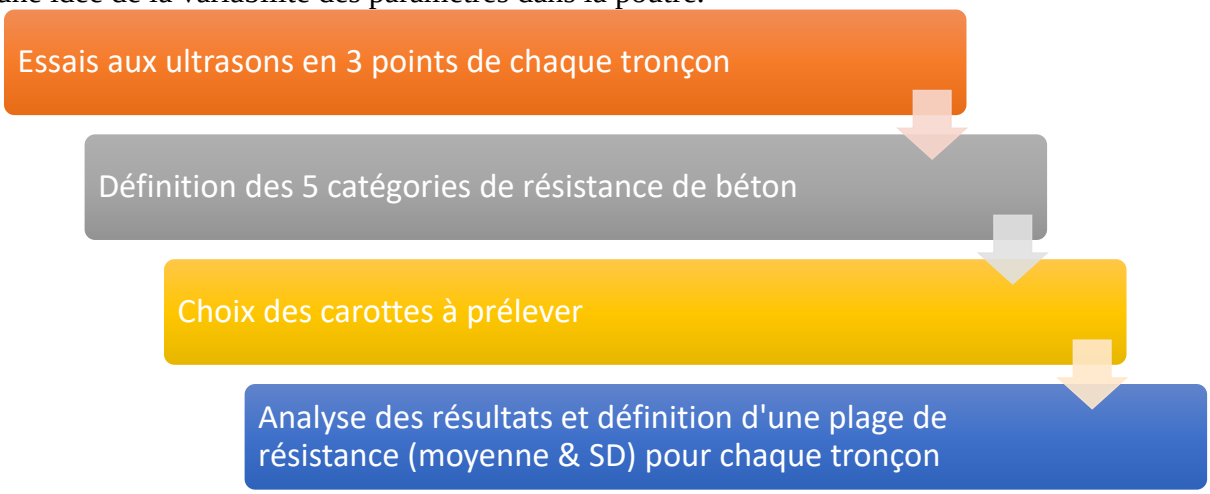


Figure 2-2 - Démarche et intérêt des mesures de vitesses ultrasoniques

Certains résultats de vitesse ultrasonique ont été écartés : soit la mesure n'était pas possible (notamment lorsque la section est trop endommagée ou lorsque le béton a été modifié, c'est le cas des zones testées à l'arbalète), soit elle était particulièrement écartée de la valeur moyenne. Dans ce cas, on peut supposer que le temps de parcours donné par l'appareil ne correspond pas à l'onde directe, mais à une onde passée par un chemin détourné. Par exemple, dans l'âme du tronçon 20, on observe un décollement d'une partie du béton. Or, si le contact est moindre, l'onde ne saura pas passer à travers le vide et va utiliser un chemin détourné, peu importe la qualité du béton en lui-même. Dès lors, la distance ne correspond pas à la largeur de la section, et la vitesse ne peut être calculée.

Une fois les résultats jugés incohérents écartés, il reste 63 valeurs, dont la répartition est présentée sur la Figure 2-3.

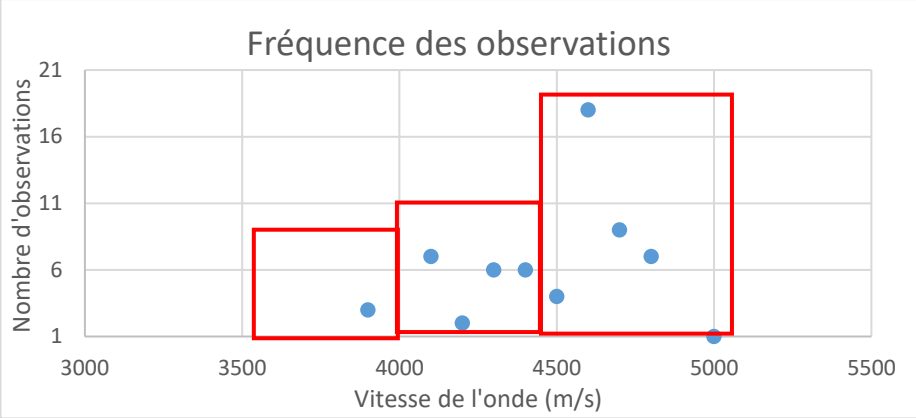


Figure 2-3 - Fréquence des observations - vitesses ultrasoniques dans le béton

La vitesse la plus souvent rencontrée est comprise entre 4500 et 4600 m/s, indiquant un béton de bonne qualité. Au vu de ces résultats, les 3 catégories de béton sont réparties comme suit (encadrées sur la Figure 2-3) : <4000 m/s, 4000-4400 m/s et >4400 m/s.

Malgré le choix de définir 3 catégories, afin d'évaluer la précision des mesures par ultrasons, cinq catégories temporaires ont été définies (<4000 m/s, 4000-4200 m/s, 4200-4500 m/s, 4500-4700 m/s et >4700 m/s). Néanmoins, ce choix, sans doute trop fin, a donné lieu à une incohérence (les résultats de résistance à la compression n'augmentaient pas avec la catégorie de béton), et il a donc été décidé de rester sur le choix de trois catégories pour la modélisation.

Trois échantillons à tester en compression (dont 2 avec étude du module statique) par catégorie et 15 échantillons à tester en traction.

Le lien entre la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression est beaucoup plus clair que dans le cas de la résistance à la traction. Néanmoins, afin d'avoir un échantillon représentatif lors du choix des carottes testées en traction, 3 échantillons par catégorie de résistance sont prélevés. En revanche, une résistance moyenne et un écart-type communs sont considérés pour la résistance à la traction.

Au niveau des diamètres, deux échantillons dont l'élancement vaut 2 sont nécessaires (pour déterminer le module) par catégorie. Vu l'épaisseur de l'âme (14 cm) et le faible espace disponible entre les armatures dans les semelles, nous prévoyons deux carottages de 5 cm de diamètre par zone.

Pour le dernier test en compression et pour les tests en traction, un diamètre de 113 mm (donc un élancement proche de 1) est choisi afin de diminuer l'influence des granulats dans les résultats.

En semelle supérieure, vu la présence des torons et des aciers passifs (voir plans ci-dessous - Figure 2-4 et Figure 2-5), il sera impossible de carotter avec le diamètre de 113 mm. Les carottages de 50 mm sont choisis dans cette zone.

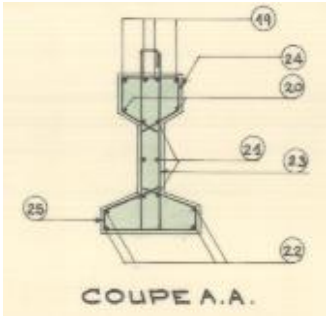


Figure 2-4 - Coupe de la poutre – aciers passifs et étriers

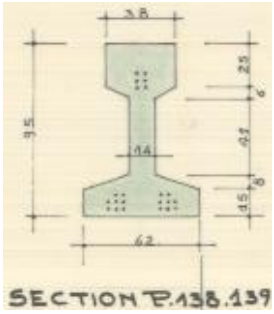


Figure 2-5 - Coupe de la poutre – aciers de précontrainte

En tenant compte de ces différentes exigences, les échantillons ont été prélevés comme suit (Tableau 2-1) :

	TRONÇON	NIVEAU	DIAMÈTRE CAROTTÉ	TEST
CAT.1 <4000	17	Ame	50 mm	Compression + module
	23	Ame	113 mm	Traction
	3 proche 2	Ame	50 mm	Compression + module
	3b	Ame	113 mm	Traction
	3	Ame	113 mm	Traction
CAT. 2 4000-4200	2	Ame	113 mm	Traction
	2	ame	50 mm	Compression + module
	21	Ame	113 mm	Compression
	26	Ame	113 mm	Traction
	13	ame	50 mm	Compression + module
	13	Ame	113 mm	Traction
CAT. 3 4200-4500	18	Semelle supérieure	50 mm	Compression + module
	5	Ame	113 mm	Compression
	11	Ame	113 mm	Traction
	16	Semelle supérieure	50 mm	Compression + module
	1	Ame	50 mm	Compression + module
	1	Ame	113 mm	Traction
	9	Ame	113 mm	Traction
CAT. 4 4500-4700	4	ame	50 mm	Compression + module
	4	Ame	113 mm	Traction
	10	Ame	50 mm	Compression + module
	6	Ame	113 mm	Traction
	8	Semelle supérieure	113 mm	Compression
	25	Ame	113 mm	Traction
CAT. 5 >4700	24	Semelle supérieure	50 mm	Compression + module
	27	Semelle supérieure	50 mm	Traction
	27	Semelle supérieure	50 mm	Compression
	25	Semelle supérieure	50 mm	Traction
	11	Semelle supérieure	50 mm	Traction
	13	Semelle supérieure	50 mm	Compression + module

Tableau 2-1 - Choix des échantillons

Comme présenté à la Figure 2-6 et à la Figure 2-7, les trous sont comblés grâce à un mortier qui devrait ne pas perturber les valeurs de résistance de la poutre.



Figure 2-6 - Vue d'ensemble de la poutre après carottages



Figure 2-7 – Trous des carottages comblés

2.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

Afin de déterminer les différentes résistances des classes de béton, des tests de chargement uni-axiaux sur les carottes prélevées ont été réalisés.

L'essai de compression uni-axial est relativement simple et est réalisé par la compression de l'échantillon entre deux plaques parallèles. Bien que la méthode soit identique pour les échantillons avec ou sans mesure du module d'Young, deux machines différentes ont été utilisées. La seconde machine a été utilisée afin de pouvoir réaliser les essais de modules, comme présenté à la sous-section suivante.



Figure 2-8- Machine - essai de compression sans déformation

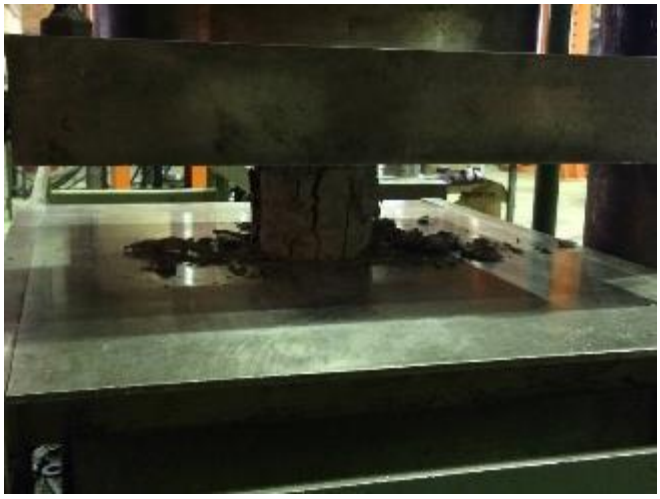


Figure 2-9 – Carotte après essai de compression

Les résistances à la compression sont obtenues grâce à la formule suivante :

$$\sigma_{compression} = \frac{Force\ appliquée\ à\ la\ rupture}{Section\ de\ l'éprouvette}$$

Lors de ces tests, il convient de prêter une attention particulière aux éléments suivants :

- Premièrement, afin d'obtenir des résultats les plus significatifs, il convient de faire rectifier les échantillons au préalable, c'est-à-dire de rendre les surfaces supérieures et inférieures les plus planes et parallèles possibles ;
- Enfin, les carottes n'ayant pas exactement les mêmes dimensions, il convient d'appliquer un coefficient de forme avant de pouvoir les comparer. Ce coefficient permet de convertir la résistance à la compression obtenue sur une forme d'échantillon en la résistance à la compression obtenue sur base d'autres formes d'échantillons. Il sera utilisé pour trouver la résistance équivalente sur des échantillons cylindriques (Diam. 150 mm, Hauteur 300 mm).

2.2.1 RÉSULTATS DE COMPRESSION

Les résultats de résistance à la compression sont présentés au Tableau 2-2 et au Tableau 2-3.

CAROTTES 50 MM

CATÉGORIE - REFÉRENCE		C1-3P2	C1A17	C2A13	C2A2	C3S16	C4A4	C4A10	C5S24	C5S13
FORCE MAX	**[N]**	82574	56557	98286	97964	54108	86367	96654	84813	112323
DIAMÈTRE	**[mm]**	52	52	52	51	52	52	52	52	51
HAUTEUR	**[mm]**	102	103	96	100	102	99	102	92	96
SECTION	**[mm²]**	2087	2099	2091	2075	2099	2087	2095	2091	2079
RESIST. NON-POND	**[MPa]**	40	27	47	47	26	41	46	41	54
COEFF. FORME	**[-]**	0,90	0,89	0,91	0,90	0,90	0,90	0,89	0,92	0,91
RÉSISTANCE COMP.	**[MPa]**	**37**	**25**	**43**	**43**	**24**	**38**	**43**	**36**	**49**

Tableau 2-2 - Carottes 50 mm : résultats d'essais de compression

CAROTTES 113 MM

CATÉGORIE - REFÉRENCE		C1A23	C2A21	C3A5	C4A8	C5S27
FORCE MAX	**[N]**	-	-	-	-	-
DIAMÈTRE	**[mm]**	111	111	111	111	52
HAUTEUR	**[mm]**	140	140	140	140	140
SECTION	**[mm²]**	9625	9625	9625	9625	2099
RESIST. NON-POND	**[MPa]**	45	43	58	54	59
COEFF. FORME	**[-]**	0,97	0,97	0,97	0,97	0,83
RÉSISTANCE COMP.	**[MPA]**	**38**	**37**	**49**	**46**	**59**

Tableau 2-3 - Carottes 113 mm : résultats d'essais de compression

RÉSISTANCE À LA COMPRESSION - RÉSUMÉ

	Moyennes [MPa]	Ec. Types [MPa]
CATÉGORIE 1 (<4000 M/S)	33,34	7,28
CATÉGORIE 2-3 (4000-4400 M/S)	39,22	9,66
CATÉGORIE 4-5 (>4400 M/S)	45,27	8,41

Tableau 2-4 - Résumé des résultats de compression

Les résultats précédents (Tableau 2-4) exposent les caractéristiques de résistance à la compression utilisées dans le modèle théorique. Comme expliqué précédemment, le choix de passer de 5 à 3 catégories de résistance de béton s'est imposé, car un choix plus fin donnait lieu à des incohérences (résistances n'augmentant pas forcément entre deux catégories successives).

2.3 MODULE

La mesure du module statique requiert une instrumentation difficile à mettre en place, et l'essai est destructif. Dès lors, en vue de valider les résultats, le module dynamique des carottes a également été mesuré, via le test non destructif dicté par la norme B15-230.

2.3.1 MODULE DYNAMIQUE

Le principe est le suivant: l'échantillon de béton durci est mis en vibration (par un coup donné au marteau), et l'on mesure la fréquence de résonnance de la carotte. Ensuite, sur base de ses dimensions et de sa masse, on tire le module dynamique grâce à la formule suivante :

$$E_{dl} = 4 * 10^{-6} * \frac{\pi^2}{4.73^4} * \frac{L^4}{i^2} * f_f^2 * \rho * C,$$

avec:

- L, la longueur de l'échantillon;
- ρ, sa masse volumique;
- $i = \sqrt{\frac{\pi * d^4/64}{A}}$, son rayon de giration;
- f_f, la fréquence de résonnance mesurée;
- C, un facteur de correction dépendant de i et de ν:

$$C = \frac{1}{2} + \frac{4{,}73^2}{2} * \frac{i^2}{L^2} * \left(1 + \frac{6}{5} * 2 * (1+\nu)\right) + \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{4{,}73^2}{2} * \frac{i^2}{L^2} * \left(1 + \frac{6}{5} * 2 * (1+\nu)\right) + \frac{4{,}73^4}{4} * \frac{i^4}{L^4} * \left(1 - \frac{6}{5} * 2 * (1+\nu)\right)};$$

- ν, le coefficient de Poisson, est fixé par hypothèse et de manière usuelle à 0,2.



Figure 2-10 - Instrumentation : module dynamique

2.3.2 MODULE STATIQUE

Afin de déterminer le module statique de chaque échantillon, deux cycles complets de charge-décharge lui sont imposés avant de le charger jusqu'à la rupture. Alors que les cycles permettent de déterminer les modules, le chargement à la rupture permet naturellement d'obtenir les résistances à la compression (comme expliqué précédemment).

La vitesse de (dé)chargement est de 500 $[N/s]$ défini entre 0,1 $[kN]$ et 40% de la charge de rupture (= 45 $[kN]$ estimée grâce aux tests déja réalisés sur les autres échantillons) (Figure 2-11).

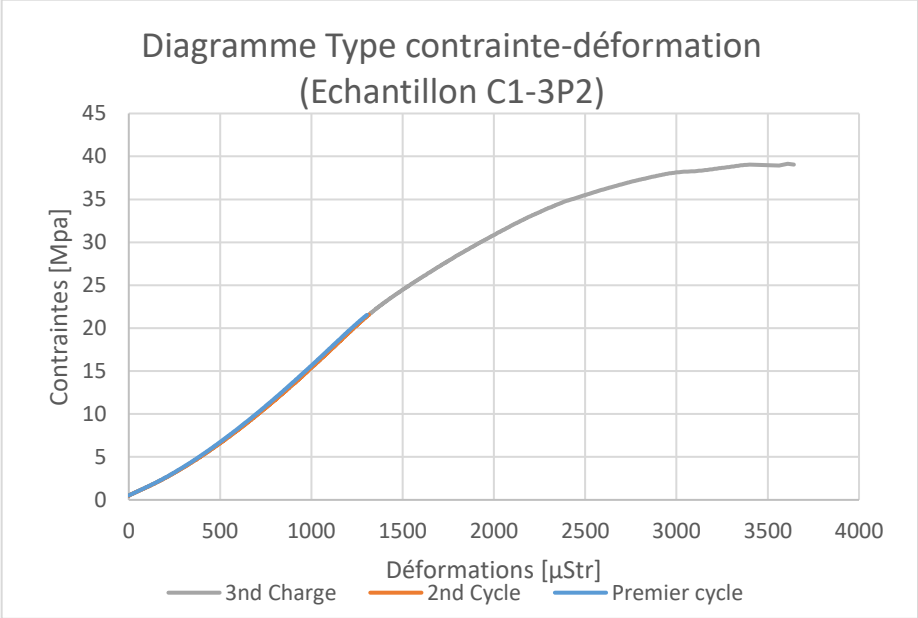


Figure 2-11 - Diagramme contrainte-déformation de l'échantillon C1-3P2 lors du test au module

Sachant que $\sigma = E * \epsilon$, le module est obtenu en cherchant la pente de la régression linéaire liant les déformations (accessibles grâce aux jauges) et les contraintes. Ce calcul de pente est réalisé à 3 reprises pour chaque échantillon (2 charges-décharges + le début du chargement à la rupture). Le module statique final retenu est la moyenne de ces 3 valeurs.

2.3.3 RÉSULTATS

Les résultats présentés au Tableau 6 donnent les modules statiques et dynamiques obtenus pour chaque carotte (50 mm). Les valeurs colorées en rouge n'ont pas été retenues, car trop écartées des autres mesures. En effet, de nombreux facteurs peuvent tronquer les résultats (dans le cas de l'essai statique, une jauge mal collée, par exemple, et dans le cas de l'essai dynamique, une mesure erronée). Les valeurs obtenues via l'essai statique et dynamique sont toujours fort proches.

RÉSULTATS DE MODULE STATIQUE ET MODULE DYNAMIQUE

2ND MONTÉE (JAUGE 1)	[GPa]	32,2	12,7	29,7	34,4	-	18,0	91,8	33,6	19,2	29,7
2ND MONTÉE (JAUGE 2)	[GPa]	16,9	11,9	22,8	28,9	-	14,5	19,8	32,0	27,3	30,0
3ND MONTÉE (JAUGE 1)	[GPa]	31,9	12,6	29,9	34,2	-	17,5	92,8	33,3	19,0	29,6
3ND MONTÉE (JAUGE 2)	[GPa]	16,7	11,7	22,6	28,7	-	14,3	19,7	31,8	27,1	29,8
MOYENNE MODULE STAT.	[GPa]	24,4	12,2	26,3	31,6	-	16,0	56,0	32,7	23,2	29,8
MODULE DYNAMIQUE	[GPa]	28,0	18,3	30,8	33,7	25,1	24,7	39,5	39,1	63,9	25,9
MODULES RETENUS	**[GPa]**	**26,2**	**18,3**	**28,5**	**32,6**	**25,1**	**20,4**	**39,5**	**35,9**	**23,2**	**27,9**

Tableau 2-5 – Module statique et module dynamique

Le Tableau 7 présente les modules entrés au programme de calcul pour les trois catégories définies.

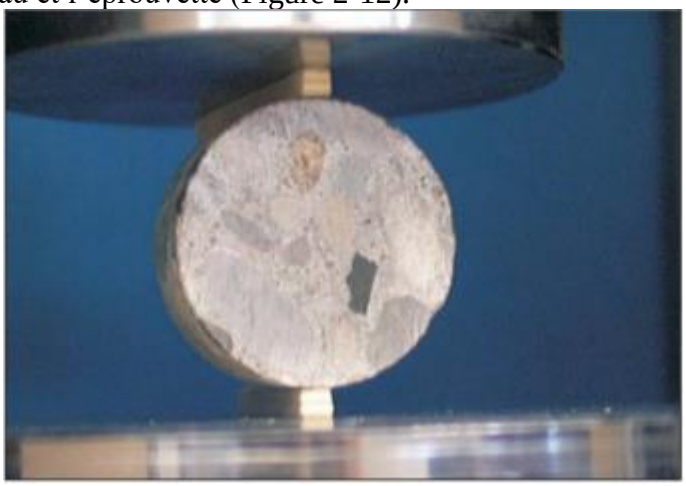
	MODULE [GPA]	
	Moyennes	Ecart-types
CATÉGORIE 1 (<4000 M/S)	22,28	5,57
CLASSE 2-3 (4000-4400 M/S)	26,66	5,20
CLASSE 4-5 (>4400 M/S)	31,60	7,44

Tableau 2-6 - Résumé des entrées de module au programme de calcul

2.4 RÉSISTANCE À LA TRACTION

Afin de déterminer la résistance à la traction des échantillons prélevés de la poutre, l'essai de fendage est réalisé.

L'éprouvette cylindrique est posée à l'horizontale entre les plateaux de la presse. Afin d'éviter un excès de compression localisé, des plaques de bois contreplaqué de répartition sont posées entre le plateau et l'éprouvette (Figure 2-12).



(Institut für Materialprüfung, Bauberatung and Analytik, Non précisé)

Figure 2-12 - Installation de la carotte pour l'essai de traction par fendage

L’effort de traction apparaît de façon indirecte et la rupture se fait le long du diamètre vertical de l’éprouvette.

(Institut für Materialprüfung, Bauberatung and Analytik, Non précisé)

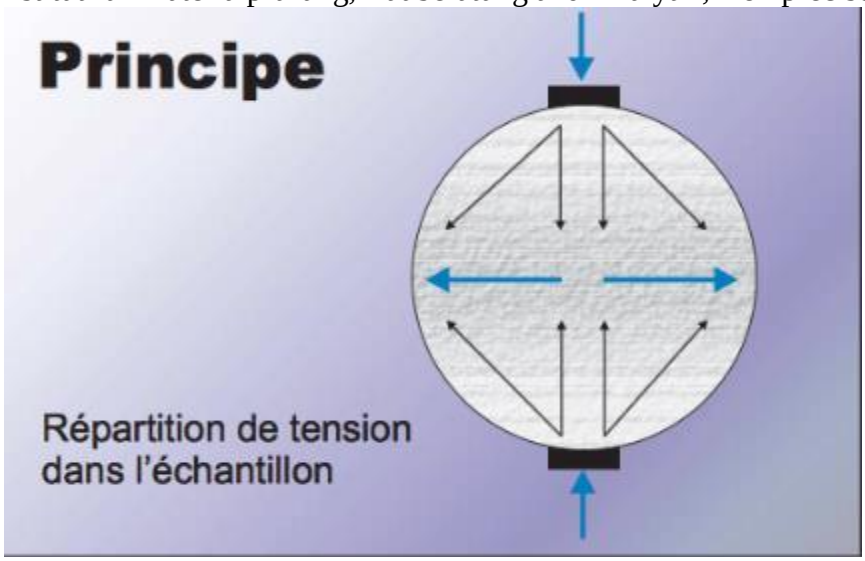


Figure 2-13 - Répartition des contraintes dans la carotte

(SOGEO Expert, 2017)



Figure 2-14 - Essai de fendage : rupture de la carotte

Connaissant le diamètre D, la longueur L, et la charge P induite par les plateaux et provoquant la rupture par fendage, on trouve la contrainte horizontale de traction provoquant la rupture :

$$\sigma_{traction} = \frac{2 * P}{\pi * L * D}$$

2.4.1 RÉSULTATS DES ESSAIS DE TRACTION

Les résultats des essais de traction sont présentés au Tableau 8. Les résultats entrés dans le programme de calcul sont les résultats moyens, aucune distinction n'est faite entre les différents tronçons.

RÉFÉRENCE	RÉSISTANCE À LA TRACTION FENDAGE	RÉSISTANCE À LA TRACTION PAR FLEXION
	MPa	MPa
ÂME 23	1,95	2,77
ÂME 3B	1,85	2,62
ÂME 3	2,70	3,82
ÂME 2	1,56	2,21
ÂME 26	1,56	2,20
ÂME 13	1,51	2,14
ÂME 11	1,25	1,77
ÂME 1	1,84	2,61
ÂME 9	1,86	2,63
ÂME 4	1,91	2,70
ÂME 6	1,67	2,36
ÂME 25	1,73	2,45
MOYENNE		2,52
ECART-TYPE		0,50

Tableau 2-7 - Résumé des caractéristiques des essais de traction

3 ACIERS PASSIFS

Afin d'évaluer la résistance des aciers a priori sains de la poutre (et d'en connaître leur éventuelle perte de résistance, les becs sur la poutre sont récupérés (Figure 2-15) et les aciers passifs en sont extraits. Ensuite, des essais de traction sont réalisés au laboratoire. Cette démarche n'est pas applicable dans le cas d'une poutre encore en place, mais le but de ces essais est de confirmer l'hypothèse que les aciers sains n'ont pas perdu de résistance par rapport à la situation initiale.

Les becs en question servaient d'appui pour la poutre. Dans le cadre de l'étude présentée, les appuis de la poutre sont placés directement sous la partie principale, les becs n'ont donc plus aucune utilité.



Figure 2-15 - Becs de la poutre découpés

Les plans suivants dressent un profil d'armature en section courante de la poutre. Les deux figures suivantes (Figure 2-16) permettent de comparer le plan d'étude et le plan rectifié après l'essai de mise en charge. La légende de la coupe A-A est donné juste après.

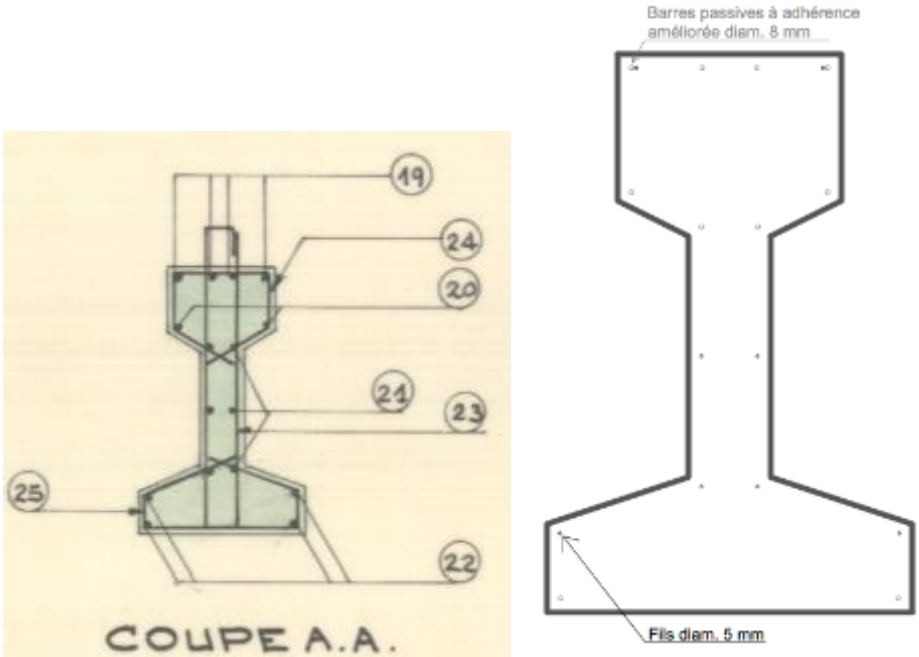


Figure 2-16 - Extrait des plans d'étude : Détail : armatures passives en section courante et rectification du plan après relevé des armatures

	Type d'armature
19	4 ϕ8
20	2 ϕ8
21	2*3 ϕ5
22	4 ϕ8
23	1 étrier ϕ6 / 25 cm
24	1 épingle ϕ6/25 cm
25	1 épingle ϕ6/25 cm

Table 1- Légende des armatures passives longitudinales et étriers

Les aciers passifs testés sont les suivants :

- TP 4 (=BE40):
  - Echantillons 2 et 3: $\phi 8$;
- TP 1 (=BE22):
  - Fil 1: $\phi 5$;
  - Fil 2: $\phi 5$.

Tab. 15 — Caractéristiques mécaniques garanties pour les barres à l'état de livraison
Gewaarborgde mechanische kenmerken voor de staven in leveringstoestand

	Nuances / Soorten	Limite d'élasticité minimale / Minimale elasticiteits grens N/mm²	Résistance à la traction minimale / Minimale trek-sterkte N/mm²	Allongement minimal après rupture * / Minimale rek na breuk * A_t %	A_{gt} %	Pliage à 180° Diamètre du mandrin ** / Buiging over 180° Diameter van de kern ** $d \leq 12$ mm	$d > 12$ mm	Pliage — Dépliage Diamètre du mandrin ** / Heen- en terugbuiging Diameter van de kern ** 12 mm $< d \leq 18$ mm	$d \leq 26$ mm	$d \leq 32$ mm	$d \leq 40$ mm	
Barre lisse	BE 22	215	335	24	18	1 d	2 d	—	—	—	—	Gladde staaf
Barre à adhérence améliorée	BE 22	215	335	24	18	1 d	—	4 d	5 d	6 d	7 d	Staaf met verbeterde kleef
	BE 35	345	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	
	BE 40	390	490	14	10	2,5 d	—	6 d	8 d	10 d	12 d	
	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	

* En cas de litige, l'allongement après rupture est à déterminer sur éprouvette ayant une longueur entre repères égale à 5 d.
** d : diamètre nominal de la barre.

* In geval van betwisting, moet de rek na breuk bepaald worden op een proefstuk waarvan de lengte tussen merktekens gelijk is aan 5 d.
** d : nominale diameter van de staaf.

Figure 2-17 - Extrait de la norme NBN B15-102 (1976). TP4 = BE40 ; TP1=BE22

Pour chacun des échantillons, le graphe contrainte-déformation est construit (norme EN ISO 15630-1 (2010)) et les paramètres suivants sont extraits :

- Limite élastique f_{yk} et déformation à la limite élastique ϵ_{yk};
- Limite de rupture f_{tk}et déformation à la rupture ϵ_{uk};
- Module d'Young E.

Ensuite, la moyenne et l'écart-type de ces paramètres sont extraits. Néanmoins, étant donné le faible nombre d'échantillons analysés, les écarts-types obtenus sont comparés avec des valeurs obtenues sur base d'échantillons plus grands, concernant des aciers similaires (mais neufs).

3.1 ESSAIS DE TRACTION SUR DIFFÉRENTS ÉCHANTILLONS

3.1.1 ACIERS PHI 8

Les résultats des essais sont repris dans les figures suivantes (Figure 2-18 et Figure 2-19) et présentent les diagrammes contrainte-déformation obtenus. Les graphes respectent l'allure d'un acier d'armature (rupture ductile).

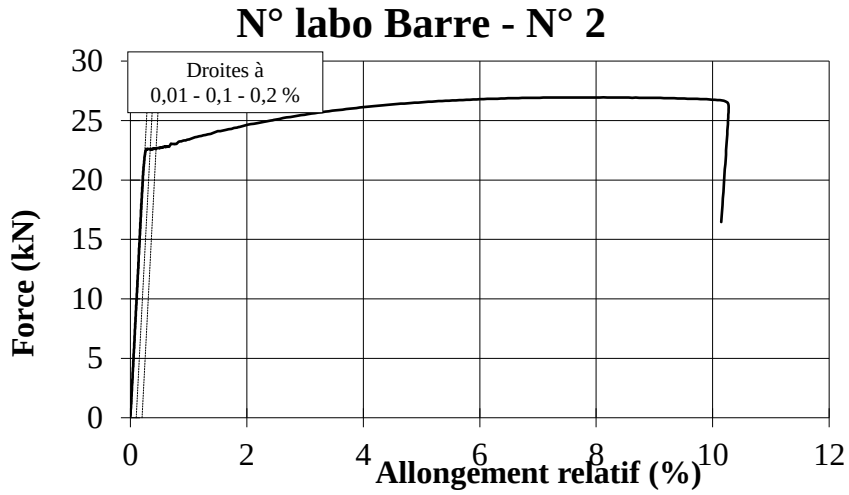


Figure 2-18 - Graphe contrainte-déformation ϕ8

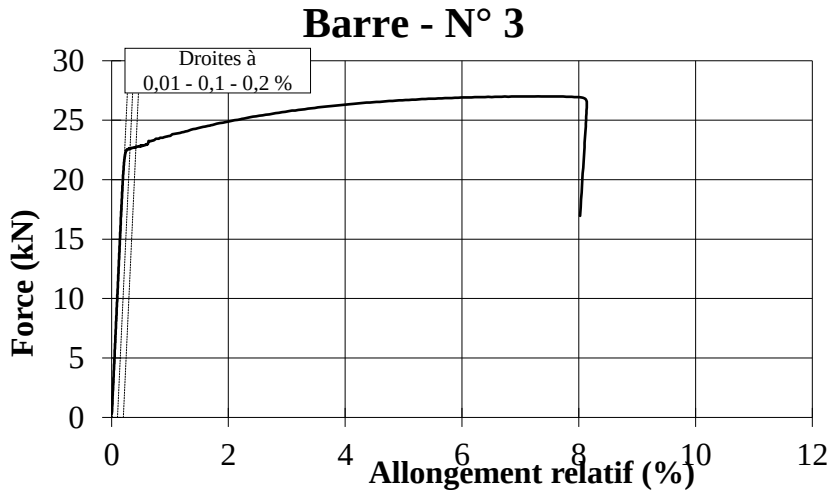


Figure 2-19 - Graphe contraint- déformation ϕ8

MARQUE	N° LABO	MASSE	LONGUEUR	MASSE LIN.	Æ	LIMITE ÉLASTIQUE	LIMITE DE RUPTURE	A_{GT}
		g	m	g/m	mm	N/mm²	N/mm²	%
2	Barre	132,1	0,335	394,3	8,00	451	537	8,1
3	Barre	130,2	0,332	392,2	7,98	455	541	7,3
VALEURS MOYENNES						452,93	538,55	7,71
VALEURS ATTENDUES						390,00	490,00	
ECART-TYPE OBSERVÉ SUR UN GRAND NOMBRE D'ÉCHANTILLONS						16,00	14,00	1,00

Tableau 2-8 - Résultats des essais de traction sur barres ϕ8

Les résultats (Tableau 9) indiquent que les aciers satisfont toujours les critères de résistance initiaux. Vu le faible nombre d'échantillons, les écart-types utilisés dans le modèle de calcul se basent sur un plus grand nombre d'essais (15 essais réalisés au laboratoire LEMSC et dont les résultats sont présentés en annexe (page 227)).

3.1.2 ACIERS PHI 5

Les échantillons prélevés devaient se placer dans la catégorie des barres TP1, mais les résultats indiquent qu'il ne s'agit pas de barres lisses, mais bien de fils de précontrainte. Les résultats des tests (réalisés conformément à la norme EN ISO 15630-3 (2010)) sont présentés à la Figure 2-20 et à la Figure 2-21.

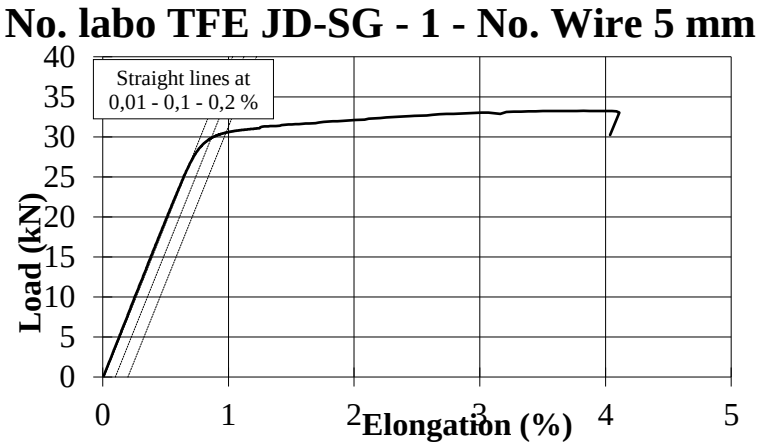


Figure 2-20 - Echantillon "Fil 1"

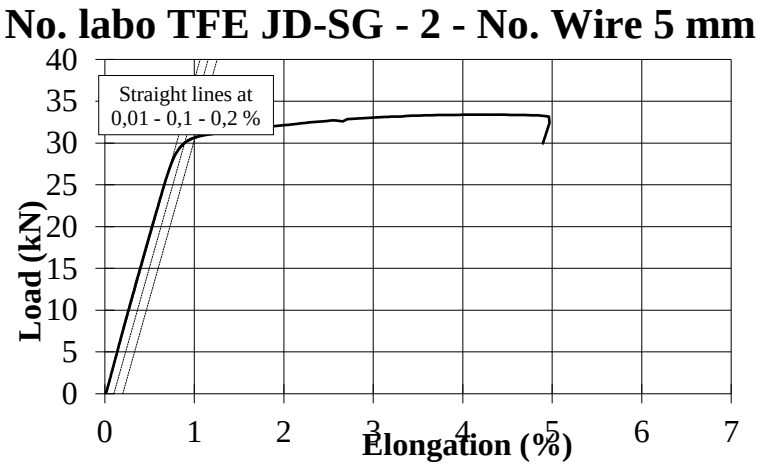


Figure 2-21 - Echantillon "Fil 2"

MARK	SECTION	MODULE D'YOUNG	LIMITE ÉLASTIQUE	LIMITE DE RUPTURE	A_{GT}
	mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
WIRE 5 MM- 1	19,72	198,2	1.548	1.686	3,82
WIRE 5 MM- 2	19,74	192,1	1.553	1.691	4,31
MOYENNE	**19,73**	**195,2**	**1.551**	**1.688**	**4,07**
ECART-TYPE OBTENU	0,01	4,3	4	4	0,34
ECART-TYPE OBTENU SUR BASE D'UN NOMBRE PLUS ÉLEVÉ D'ÉCHANTILLONS		**2,51**	**45,31**	**52,12**	**0,37**

Tableau 2-9 - Résultats fils 1 et 2

Etant donné que les armatures passives (barres lisses) ont manifestement été remplacées par des fils, il convient de se demander si ces fils ont été précontraints. Néanmoins, la proportion de ces fils (total de 157 mm^2) par rapport à ceux des torons de précontrainte (total de 2050 mm^2) est très faible, de l'ordre de 8%. Dès lors, il a été choisi de négliger l'influence de la précontrainte éventuelle de ces fils. De plus, considérant le mode de fabrication de l'ouvrage (préfabrication), ces fils ont peut-être été tendus pour faciliter la mise en place des étriers, et leur niveau de tension était très probablement insuffisant pour mettre le béton sous contrainte.

Au niveau des écarts-types, étant donné le faible nombre d'essais réalisés, il a été posé de considérer les écart-types obtenus sur une base d'échantillons plus grande (50 échantillons testés au labo LEMSC, résultats disponibles en annexe (page 225)).

3.2 VALEURS CHOISIES EN ENTRÉE DU MODÈLE DE CALCUL

Compte tenu des résultats présentés et des hypothèses posées (exposées et discutées dans les sections précédentes), les valeurs entrées dans le modèle de calcul sont les suivantes:

BARRES 8 MM	**SECTION**	**MODULE D'YOUNG**	**LIMITE ÉLASTIQUE**	**LIMITE DE RUPTURE**	**A_{GT}**
	mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
MOYENNE	**50**	**200**	**452,93**	**538,55**	**7,71**
ECART-TYPE			**16**	**14**	**1**

Tableau 2-10 - Valeurs employées dans le modèle théorique – barres de 8 mm

FILS 5 MM	**SECTION**	**MODULE D'YOUNG**	**LIMITE ÉLASTIQUE**	**LIMITE DE RUPTURE**	**A_{GT}**
	mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
MOYENNE	**19,73**	**195,2**	**1.551**	**1.688**	**4,07**
ECART-TYPE		**2,51**	**45,31**	**52,12**	**0,37**

Tableau 2-11 - Valeurs employées dans le modèle théorique – fils de 5 mm

4 ACIERS DE PRÉCONTRAINTE (TORONS)

Lors de la détermination des caractéristiques des aciers de précontrainte, il convient de définir leurs paramètres intrinsèques, mais aussi d'estimer le niveau de précontrainte résiduel dans la poutre.

De plus, une hypothèse forte posée dans un premier temps (avant l'essai de mise en charge) était de postuler que les torons enrobés de béton étaient tout à fait sains. Dès lors, sur base de ce postulat, seuls les deux torons sectionnés (sur une partie de la poutre) avaient une résistance nulle dans les zones endommagées.



Figure 2-22 - Vue d'ensemble des zones endommagées



Figure 2-23 - Détail des torons dégradés

Néanmoins, après l'essai, cette hypothèse s'est avérée erronée. En effet, en dégageant le béton enrobant les torons aux alentours des zones dégradées, il est apparu que ces derniers, bien qu'encore enrobés, présentaient des traces importantes de dégradation (Figure 2-24). Dès lors, afin d'évaluer la perte de résistance de ces torons, quatre d'entre eux ont été dégagés et testés en traction.



Figure 2-24 - Torons dégradés après essai de mise en charge et dégagement

Le niveau de dégradation des torons est naturellement difficile à évaluer. Dès lors, les hypothèses posées seront exposées dans les sections suivantes.

4.1 ESSAIS DE TRACTION SUR TORONS SAINS

Un toron sain de la poutre a été récupéré, un essai de traction sur l'échantillon a été réalisé, conformément à la norme EN ISO 15630-3 (2010). Le graphe contrainte-déformation obtenu lors de cet essai est présenté à la Figure 2-25:

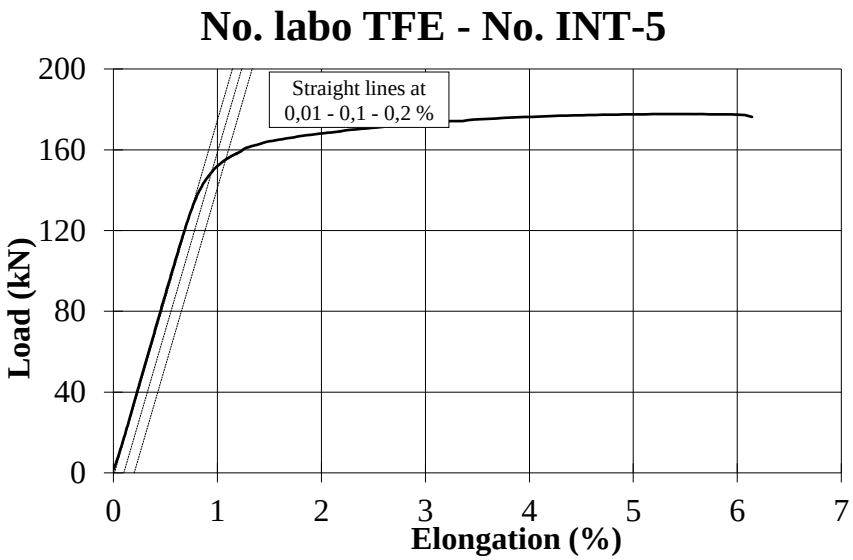


Figure 2-25 - Graphe contrainte – déformation du toron sain

MARK	NO. LABO	SECTION	MODULE D'YOUNG	LIMTE ÉLASTIQUE	LIMITE DE RUPTURE	ALLONGEMENT À LA RUPTURE
		mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
BD-5	TFE	93,99	189,61	1.650,6	1.890,15	5,6
VALEURS ATTENDUES			195	1674	1860	3,5
VALEURS MOYENNES SUR TORONS NEUFS			195,0	1.674	1.919	3,90
ECARTS-TYPES CLASSIQUES OBSERVÉS			4,06	27,62	25,92	0,28

Tableau 2-12 - Résultats essai de traction sur toron sain et comparaison avec les valeurs attendues

Le Tableau 2-12 résume les résultats et les compare aux valeurs attendues. Il apparait que le toron prélevé de la poutre satisfait encore aux exigences d'allongement, de limite élastique et de limite de rupture.

D'autre part, les deux dernières lignes résument la moyenne et l'écart-type des caractéristiques de 120 torons testés au laboratoire LEMSC (résultats disponibles en annexe (page 228)). Les valeurs moyennes étant proches des valeurs mesurées lors de l'essai, les écart-types utilisés dans le calcul théorique seront choisis identiques à ceux présentés pour la grande base d'échantillon.

Le toron testé a été prélevé du tronçon 17, dégradé (là où s'est produite la rupture). Ce tronçon, quoique particulièrement attaqué du côté extérieur du pont, ne présentait pas de signe de dégradation du côté intérieur.

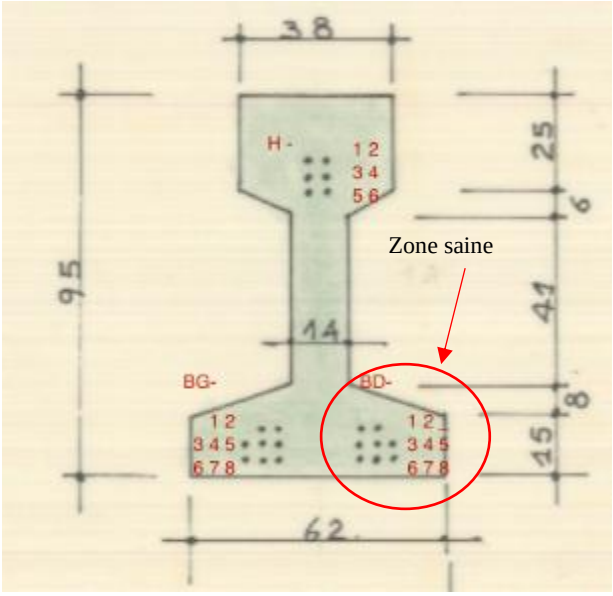


Figure 2-26 - Toron sain prélevé : toron BD-5

4.2 ESSAIS DE TRACTION SUR TORONS CORRODÉS

Les illustrations suivantes (Figure 2-27, Figure 2-28 et Figure 2-29) présentent les torons corrodés dégagés de béton.



Figure 2-27 - Torons dégagés de béton dans les zones endommagées



Figure 2-28 - Torons dégagés de béton dans les zones endommagées



Figure 2-29 - Torons dégagés de béton dans les zones endommagées

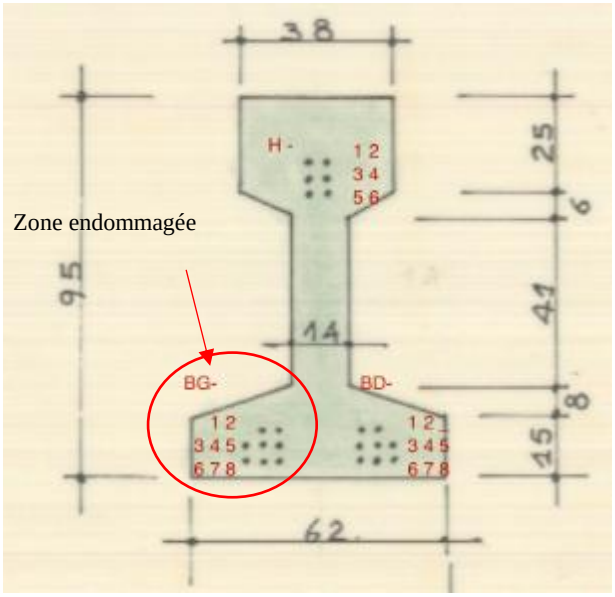


Figure 2-30 - Rappel sur les références des torons

Au niveau du relevé visuel dressé dans les zones endommagées, les constatations sont les suivantes (les références utilisées pour les torons sont rappelées à la Figure 2-30):

- Dans la zone gauche (BG), endommagée, les torons sont tous attaqués, corrodés ;
- Dans la zone droite (BD), ces dégradations sont beaucoup moins importantes et ne concernent que les torons 3, 6, 7, 8.

Les échantillons à tester sont choisis de façon à observer l'influence des différentes dégradations observées.

La contrainte dans la section de rupture étant particulièrement difficile à déterminer précisément (étant donné la diminution de l'aire du toron), il a été choisi de discuter des efforts de rupture plutôt que des contraintes.

Les efforts à la rupture obtenus sont résumés au tableau suivant (Tableau 2-13).

	RÉFÉRENCE TORON	**EFFORT** DE TRACTION À LA RUPTURE **[KN]**	**RÉSISTANCE RÉSIDUELLE** PAR RAPPORT AU TORON DE RÉFÉRENCE BD 5	**DÉGRADATION**
CÔTÉ DROIT	BD5	177,7	100%	Toron de référence (sain)
	BD3	153,6	86%	Un fil entaillé (amorce de rupture)
MOYENNE CÔTÉ DROIT		165,6	93%	
CÔTÉ GAUCHE (TOUS CORRODÉS)	BG2	121,1	68%	Un fil sectionné sur toute sa section
	BG3	167,6	94%	Corrosion a priori uniforme sur tous les fils
	BG4-1	141,2	79%	Deux fils rongés sur plus de la moitié de leur section
	BG4-2	146,7	83%	Un fil rongé sur plus de la moitié de sa section
MOYENNE CÔTÉ GAUCHE		143,9	81%	

Tableau 2-13 Résumé des efforts à la rupture et des sections résiduelles

La résistance résiduelle des torons vaut au minimum (toron BG2) 68%. Dès lors, cette perte n'est probablement pas due à l'attaque de chlorures qui provoqueraient une diminution bien plus marquée de résistance et une rupture fragile. Au lieu d'aborder la question en termes de perte de résistance, il a été choisi de calculer la section résiduelle de chaque toron.

4.3 CHOIX ET HYPOTHÈSES POUR LES ENTRÉES DU MODÈLE DE CALCUL

L'hypothèse posée consiste à déterminer visuellement les tronçons dont les torons sont sectionnés et à considérer que sur deux tronçons avant et deux tronçons après ces dégradations observables, les torons sont endommagés en partie inférieure. Cette dernière hypothèse s'appuie sur le relevé visuel des dégradations après essai et dégagement des torons. D'autre part, le relevé visuel a également indiqué que les torons en semelle supérieure (H) sont sains.

Dans les zones endommagées, les sections résiduelles sont calculées sur base de la moyenne des résultats obtenus lors des essais de traction. Les conclusions sont reprises au tableau suivant.

	TORONS H	TORONS BG	TORONS BD
ZONES SAINES	100%	100%	100%
ZONES ENDOMMAGÉES	100%	81%	93%

Tableau 2-14 - Résumé des sections résiduelles à appliquer

Finalement, dans les zones endommagées, il convient de distinguer celles dont les deux torons extérieurs (BG 3 et BG 6) sont sectionnés. Les trois catégories de tronçons sont résumées et représentées à la Figure 2-31.

- Tronçons sains, pas de dégradation des torons visibles et assez loin des zones endommagées : tronçons 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 23, 24, 25, 26, 27 ;
- Tronçons dont les torons BG 3 et BG 6 sont sectionnés : 11, 12, 16, 17, 18, 19, 20 ;
- Tronçons dont aucun toron ne semble sectionné, mais dont on sait que les torons sont corrodés : 9, 10, 13, 14, 15, 21, 22.

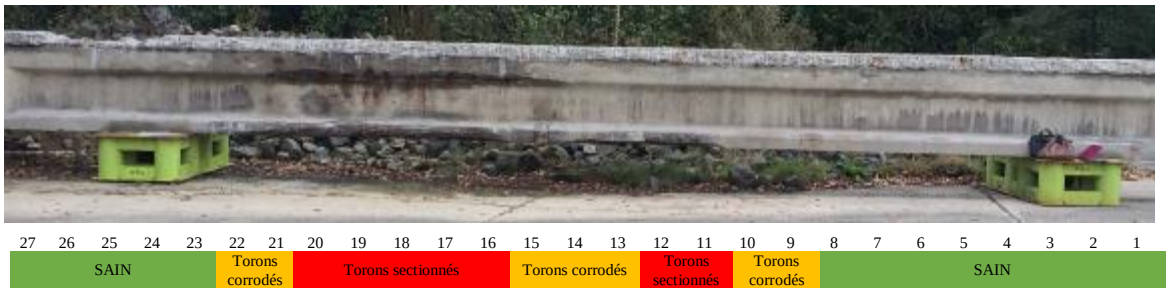


Figure 2-31 - Présentation et hypothèses sur l'état des torons

4.4 ESSAIS À L'ARBALÈTE (NIVEAU DE PRÉCONTRAINTE RÉSIDUEL)

Bien que le niveau de précontrainte soit estimable à long terme (valeur attendue : 1085 MPa), il semble opportun de vérifier cette valeur sur plusieurs torons, au vu de l'état de dégradation avancé de la poutre. En effet, alors que certains torons ne présentent pas de signe de dégradation visible, d'autres sont totalement sectionnés, réduisant la précontrainte locale à néant.

D'autre part, la question de la longueur de ré-ancrage se pose, puisque le programme prend en entrée le niveau de précontrainte résiduel de chaque tronçon de la poutre. Or, loin de l'endroit où ils sont sectionnés, nous pouvons supposer que les torons sont à nouveau efficaces et ré-ancrés, tandis qu'à proximité de la zone sectionnée, on peut s'attendre à une perte de précontrainte.

Dès lors, vu l'incertitude relative au niveau de précontrainte résiduelle, mais aussi de l'importance de cette mesure, des tests à l'arbalète ont été réalisés.

Les mesures ont été effectuées sur six torons : trois du côté extérieur du pont (« Fenêtre 1 –côté bâtiment ») et trois du côté intérieur du pont (« Fenêtre 2 – côté forêt). Les tests ont été réalisés trois fois par toron testé.



Figure 2-32 - Côté extérieur du pont - torons testés sectionnés

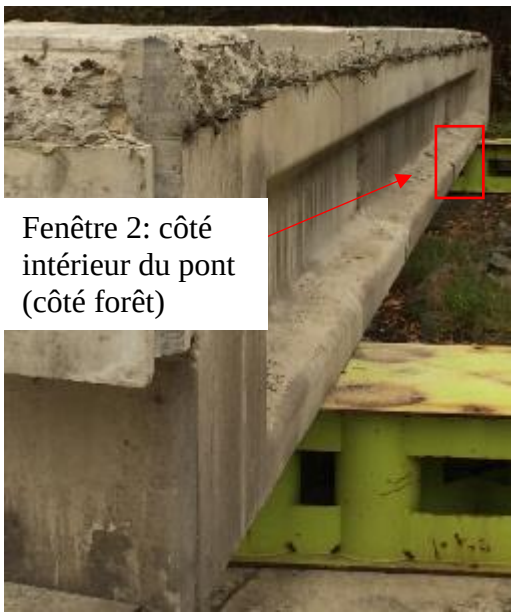


Figure 2-33 - Côté intérieur du pont – Zone de tests

Les torons les plus dégradés sont les torons BG3 et BG6 (« Fenêtre 1 ») car ils sont sectionnés. Le choix de se limiter à ces six seuls torons est imposé par l'inaccessibilité des torons intérieurs. En effet, comme présenté à la section suivante, l'outil de prise de mesure a un certain encombrement et il nous était impossible d'accéder aux torons intérieurs.

4.4.1 PRINCIPE DE L'ESSAI

Le principe de cet essai est relativement simple. Comme présenté à la Figure 2-34, à la Figure 2-35 et à la Figure 2-36, une « fourchette » vient pincer le toron dont on cherche le niveau de précontrainte. L'appareil dévie ensuite le toron en appliquant une force de traction (F) perpendiculaire à son axe. Il est aisé de concevoir que plus le toron sera tendu, plus l'effort F nécessaire pour une même flèche (f) sera important.

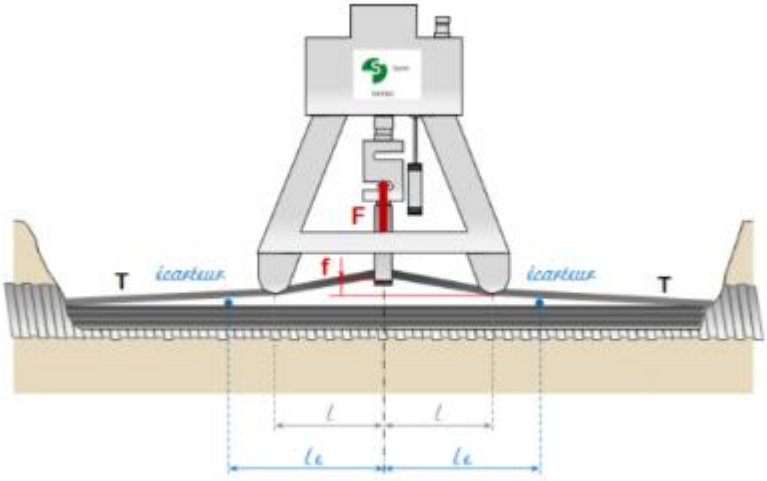


Figure 2-34 -Schéma du dispositif du test a l'arbalète



Figure 2-35 - Mesures à l'arbalète



Figure 2-36 - Mesures à l'arbalète

Les mesures prises par l'arbalète sont simplement la tension appliquée (F) au toron ainsi que le déplacement (f).

4.4.2 RÉSULTATS COMMENTÉS

Deux graphiques reprenant ces différentes valeurs sont présentés ci-dessous (Figure 2-37 et Figure 2-38). Ces résultats sont ensuite traités par la société en charge des essais et la tension résiduelle est finalement calculée à partir d'une formule de corrélation propre à chaque fil ou toron testé.

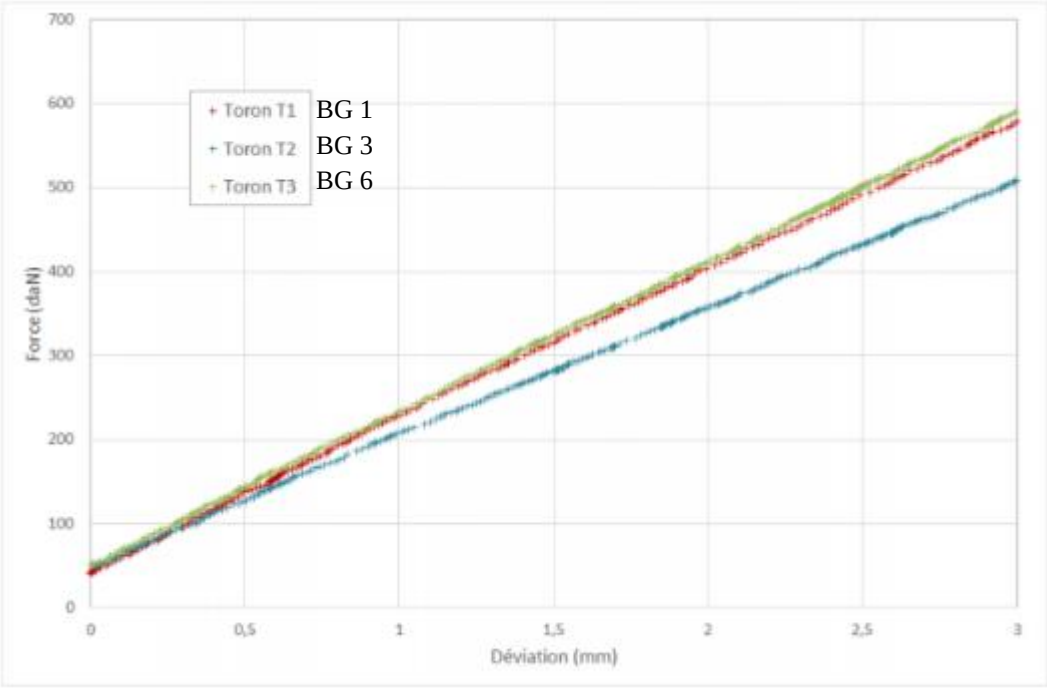


Figure 2-37 - Courbes d'essais des torons BG 1-BG3- BG 6

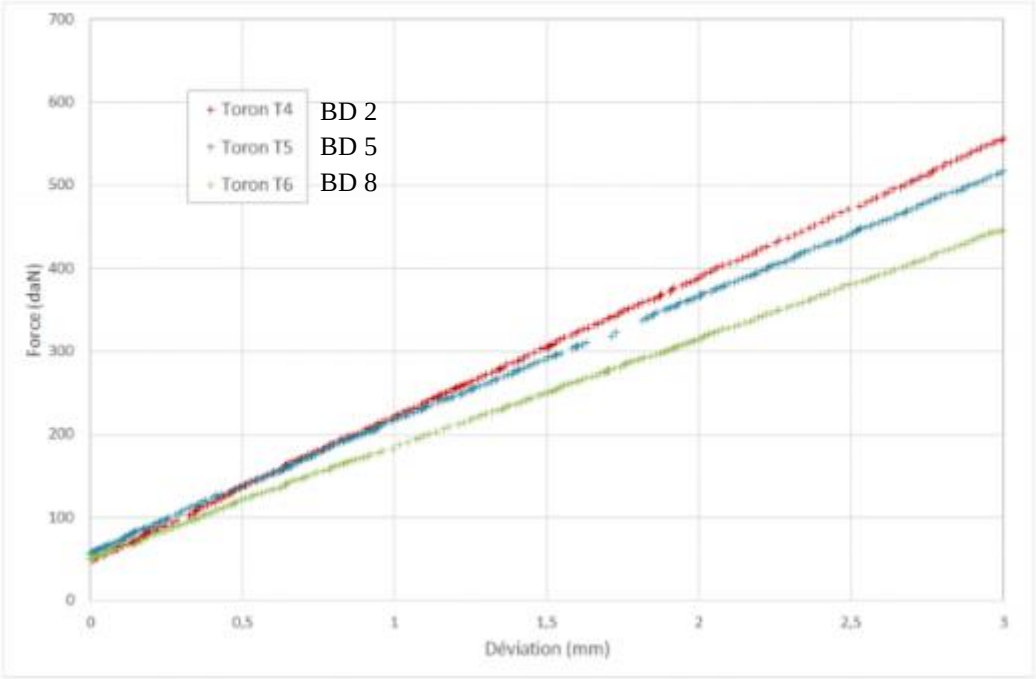


Figure 2-38 - Courbes d'essais des torons BD2- BD5 –BD8

De ces observations sont obtenues les contraintes résiduelles. Ces valeurs se trouvent dans le Tableau 2-15.

Fenêtre	Réf. toron	Tension mesurée (kN/toron)	Tension corrigée (kN/toron)	Contrainte (MPa)
F1 Côté extérieur	T1 BG 1	100,2	98,0	1054
	T2 BG 3	84,1	82,0	882
	T3 BG 6	100,6	98,4	1058
F2 Côté intérieur	T4 BD 2	93,4	91,4	983
	T5 BD 5	84,2	82,3	885
	T6 BD 8	71,0	69,0	742

Tableau 2-15 - Résumé des valeurs mesurées et calculées

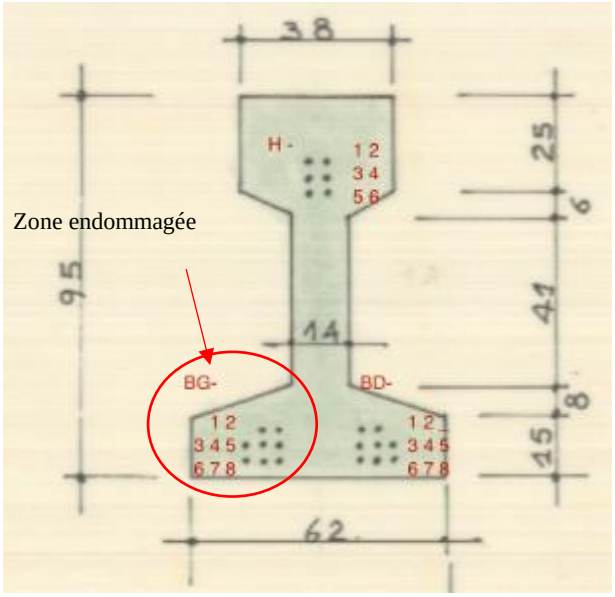


Figure 2-39 - Référence des aciers de précontrainte

Pour rappel, la contrainte résiduelle attendue dans chaque toron est estimée à $1085\ MPa$. Or l'entièreté des valeurs est en deçà de cette prédiction. De plus, les valeurs mesurées sont sensiblement moins élevées du côté intérieur du pont. Ceci est surprenant car les torons du côté intérieur semblent être en parfait état sur toute la longueur de l'ouvrage, alors que ceux du côté extérieur du pont sont tous sectionnés (mais à l'autre bout de la poutre). Nous pensions donc que ces derniers auraient une valeur nettement inférieure par rapport à la seconde fenêtre.

5 GÉOMÉTRIE DU BÉTON

La géométrie de la section de béton varie le long du tracé de l'ouvrage. En effet, les dégradations ont provoqué l'éclatement du béton, ce qui engendre des variations des dimensions de la section.

Afin de mesurer au mieux ces variations, un modèle en trois dimensions de la poutre a été créé grâce à la photogrammétrie. Le principe est de prendre un nombre relativement important de photos de l'élément à modéliser de sorte qu'elles puissent être mise en relation les unes avec les autres par un programme en comparant chaque pixel des photos. Ceci permet donc au programme d'avoir une vue d'ensemble de l'élément, même si les photos prises sont locales. De cette mise en relation des photos par le programme, celui-ci en fait un nuage de point (Figure 2-41). C'est enfin ce dernier nuage de point qui a pu être utilisé pour prendre plusieurs mesures le modèle, afin d'arriver à avoir une idée de la géométrie de l'ouvrage sur chaque tronçon. Dans le programme de calcul, les largeurs de la section doivent être entrées à six hauteurs (la hauteur totale est supposée constante).

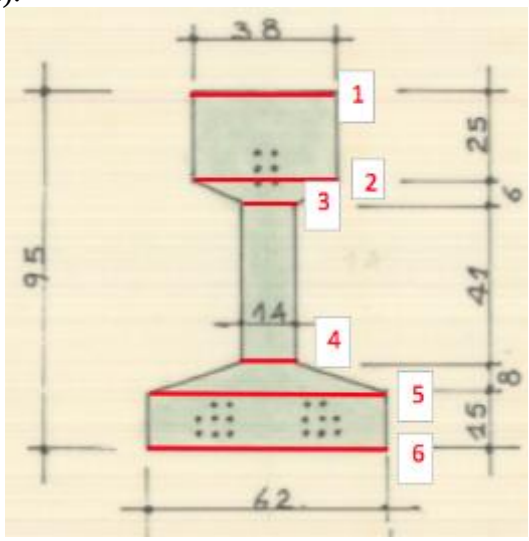


Figure 2-40 - Largeurs de la section à entrer dans le programme de calcul

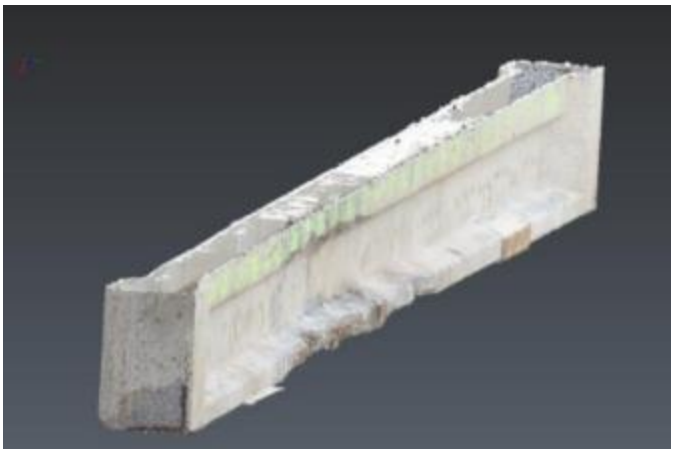


Figure 2-41 - Modèle 3D de la poutre par photogrammétrie

6 GÉOMÉTRIE DES ACIERS

Tout d'abord, il convient de préciser que la géométrie des aciers est le seul paramètre entré de manière déterministe dans le programme. Dès lors, le programme prend un diamètre par barre présente dans la poutre. Le long du tracé de l'ouvrage, des variations de section sont considérées pour trois raisons principales:

1) Dans les zones où les aciers sont sectionnés, il convient de réduire leur diamètre à néant pour qu'ils n'interviennent pas dans le calcul;
2) Dans les zones de réancrage (appuis et avant-après zones sectionnées), leur diamètre est réduit également, afin de tenir compte de ce phénomène d'ancrage (l'adhérence entre le béton et l'acier ne se fait pas directement, mais bien sur une certaine longueur, dépendant de l'effort repris par l'armature);
3) Dans les zones dégradées, les diamètres aciers corrodés sont diminués pour tenir compte de leur perte de résistance (voir section: "aciers de précontrainte").

6.1 LONGUEURS DE RÉANCRAGE

Il n'est chose aisée de déterminer avec précision des longueurs de ré-ancrage pour l'un ou l'autre type de barres/torons. En effet, ces longueurs font l'objet d'études récentes et sont fonctions de différents paramètres. Parmi ceux-ci, la qualité du béton, les diamètres des torons (qui, dans le cas de cette étude, varient), la résistance des aciers sont des valeurs estimées par les tests non destructifs. Pour cette raison, l'estimation de la longueur de ré-ancrage est basée sur la formule de l'Eurocode 2[1], détaillée ci-dessous.

L'Eurocode 2 donne une longueur d'ancrage initiale nécessaire pour la transmission totale de la précontrainte lors du relâchement des câbles de précontrainte.

La longueur de ré-ancrage est inversément proportionnelle à la contrainte d'adhérence (estimée constante). Cette contrainte d'adhérence vaut :

$$f_{bpt} = \eta_{p1}\ \eta_1\ f_{ctd}(t) = 5{,}65\ [MPa]$$

Où $\eta_{p1} = 3.2$ dans le cas de torons à 3 ou 7 fils ;

$\eta_1 = 0.7$ pour de bonnes conditions d'adhérence (= 1 dans le cas contraire) ;

$f_{ctd}(t) = 2.52\ [MPa]$ et désigne la résistance caractéristique de traction du béton. La valeur exposée s'appuie sur les résultats présentés précédemment.

Enfin, la longueur de transmission totale, donc de ré-ancrage - est définie comme suit :

$$l_{\mathrm{pt}} = \alpha_1\ \alpha_2\ \phi\ \frac{\sigma_{\mathrm{pm0}}}{f_{\mathrm{bpt}}} = 47{,}5\ [cm]$$

Où $\alpha_1 = 1$ dans le cas d'un relâchement progressif ;

$\alpha_2 = 0.19$ dans le cas de torons de 3 ou 7 fils ;

$\phi = 0.0124$ désigne le diamètre nominal des torons ;

$\sigma_{\mathrm{pm0}} = 1058\ [MPa]$ désigne la contrainte maximale rencontrée lors des tests à l'arbalète.

Afin de vérifier la pertinence de ces résultats, ils sont comparés à des recherches faites dans le cadre d'un travail de fin d'études[2] visant à déterminer ces longueurs de ré-ancrage de fils. Bien que le cas présenté ici traite de torons, la longueur déterminée à l'aide de la formule de l'Eurocode se place dans la moyenne des expériences réalisées sur les fils. Ceci permet de valider la longueur de ré-ancrage de $47{,}5\ [cm]$ (arrondie à $50\ [cm]$).

[1] NBN_EN_1992-1-1_2004_FR p.169 « 8.10.2.2 Transfert de la force de précontrainte »

[2] « *Etude expérimentale du réancrage de cables de postcontrainte d'une poutre du viaduc de Landelies* » Corentin Dehem (2014-2015)

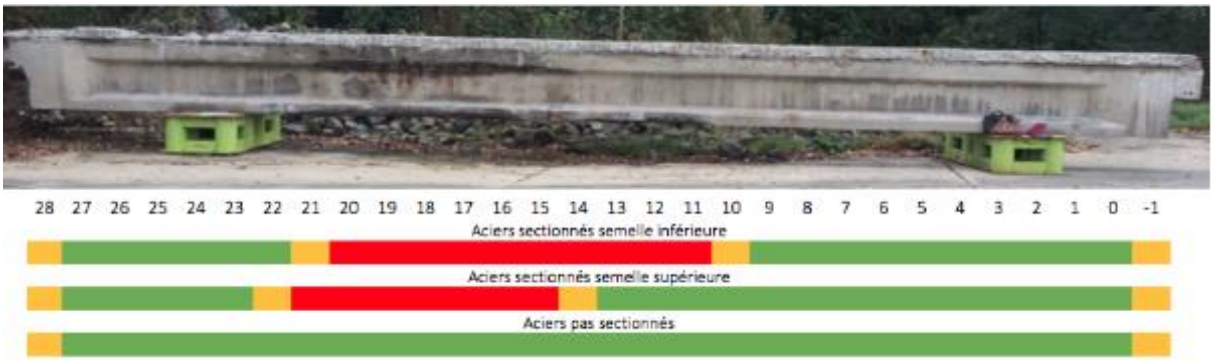


Figure 2-42 - Résumé des aciers sectionnés ou non sur leur tracé.

Légende	sain
	ancrage
	sectionné

Figure 2-43 - Légende ancrages des aciers

A nouveau, trois catégories d'aciers sont définies:

1. Les aciers sectionnés en semelle inférieure, du tronçon 11 au tronçon 20. Il s'agit des torons BG3 et BG6 et des aciers passifs 22-1 et 22-3 (première ligne à la Figure 2-42);
2. Les aciers sectionnés en semelle supérieure, du tronçon 15 au tronçon 21. Il s'agit de l'acier passif 21-1 (deuxième ligne à la Figure 2-42);
3. Les aciers non sectionnés sur leur tracé (troisième ligne à la Figure 2-42).

La Figure 2-42 permet de mettre en parallèle l'état de l'ouvrage avec les hypothèses liées aux diamètres des aciers. Les aciers dont les diamètres sont modifiés en section courante (points 1) et 2)) sont déterminés sur base d'un relevé visuel.
Sur chaque tronçon et pour chaque acier, un coefficient d'ancrage est défini sur les diamètres (le coefficient se justifie par l'hypothèse de linéarité du réancrage).

QUALITÉ DE L'ACIER	COEFFICIENT
SAIN	1
ANCRAGE	0,5
SECTIONNÉ	0

Figure 2-44 - Coefficient sur le diamètre

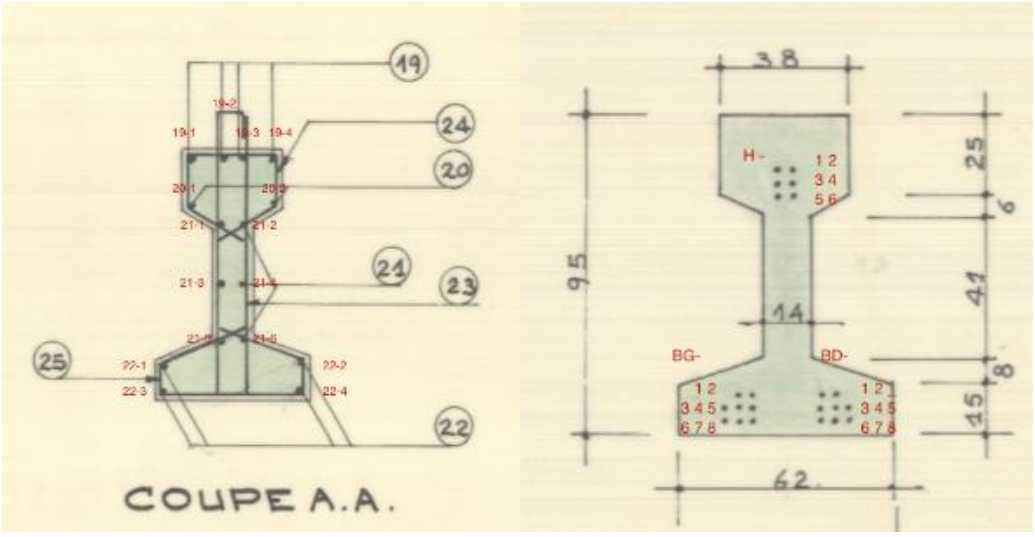


Figure 2-45 - Rappel sur les références des aciers passifs et de précontrainte

7 CONCLUSION

Pour conclure, les entrées du programme de calcul sont données aux deux pages suivantes par tronçon et par caractéristique, en tenant compte de toutes les considérations développées précédemment.

L'illustration présentée à la Figure 2-46 rappelle l'état de la poutre. Les tronçons sont numérotés de 1 à 27, à partir de l'appui droit. Il est intéressant de lire les tableaux suivants à la lumière du relevé des observations de la poutre présentée au chapitre 1.



Figure 2-46 - Rappel de l'endommagement de la poutre

| | | |

			Tronçon 15		Tronçon 16		Tronçon 17		Tronçon 18		Tronçon 19		Tronçon 20		Tronçon 21		Tronçon 22		Tronçon 23		Tronçon 24		Tronçon 25		Tronçon 26		Tronçon 27		Tronçon 28	
			Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type	Moyenne	Ecart-Type
Aciers passifs	Limite élastique	fyk [Mpa]	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0	452,9	16,0
	Limite de rupture	ftk [Mpa]	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0	538,6	14,0
	Déformation à la limite de rupture	Epsilon_ftk [%]	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0	7,7	1,0
	Module d'Young	Es [Mpa]	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5	200,0	2,5
Fils	Limite élastique	fyk [Mpa]	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3	1551,0	45,3
	Limite de rupture	ftk [Mpa]	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1	1688,0	52,1
	Déformation à la limite de rupture	Epsilon_ftk [%]	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4	4,1	0,4
	Module d'Young	Ep [Mpa]	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5	195,2	2,5
Aciers de PC	Limite élastique	fyk [Mpa]	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6	1650,6	27,6
	Limite de rupture	ftk [Mpa]	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9	1890,0	25,9
	Déformation à la limite de rupture	Epsilon_ftk [%]	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3	5,6	0,3
	Module d'Young	Ep [Gpa]	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1	189,6	4,1
	Contrainte de PC dans les torons	Sigma_pc [M	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0	937,3	125,0
Béton	Résistance à la compression	fck [Mpa]	41,2	9,2	39,2	9,7	39,3	7,8	39,2	9,7	36,3	8,5	39,2	9,7	36,3	8,5	41,3	8,0	41,3	8,0	41,3	8,0	45,3	8,4	42,2	9,0	42,2	9,0	42,2	9,0
	Module d'Young	Ecm [Mpa]	28300,0	6000,0	26700,0	5200,0	26900,0	6500,0	26700,0	5200,0	24500,0	5400,0	26700,0	5200,0	24500,0	5400,0	28500,0	6800,0	28500,0	6800,0	28500,0	6800,0	31600,0	7,4	29100,0	6,3	29100,0	6,3	29100,0	6,3
	Résistance à la traction	fctk [Mpa]	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5	2,5	0,5
Géométrie	Largeur 1	L1 [cm]	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1
	Largeur 2	L2 [cm]	35	3	34	4	33	5	34	4	35	5	34	4	36	2	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1	38	1
	Largeur 3	L3 [cm]	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1
	Largeur 4	L4 [cm]	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1	14	1
	Largeur 5	L5 [cm]	62	1	59	3	59	3	59	3	54	8	58	4	61	1	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1
	Largeur 6	L6 [cm]	62	1	57	5	57	5	56	6	53	9	57	5	59	3	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1	62	1
		Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre	Coefficient	Diamètre
Coefficients ancrages	19-1	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	19-1b	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	19-2	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	19-3	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	19-4	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	19-4b	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	20-1	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	20-2	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	21-1	8,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	50%	4,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	21-2	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	21-3	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	21-4	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	21-5	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	21-6	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	22-1	5,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	50%	2,50	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	22-2	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	100%	5,00	50%	2,50
	22-3	8,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	50%	4,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	22-4	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	100%	8,00	50%	4,00
	H-1	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	H-2	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	H-3	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	H-4	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	H-5	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	H-6	12,70	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-1	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-2	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-3	12,70	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	41%	5,1435	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-4	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-5	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-6	12,70	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	41%	5,1435	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-7	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BG-8	12,70	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	81%	10,287	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-1	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-2	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-3	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-4	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-5	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-6	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-7	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35
	BD-8	12,70	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	93%	11,811	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	100%	12,7	50%	6,35

CHAPITRE 3 : MODÈLE DE CALCUL

Une fois les différents paramètres connus, il convient de les utiliser dans un modèle de calcul afin d'obtenir différents résultats qui seront utiles lors de l'étude de la poutre.

Ce chapitre est dédié à l'explication des différentes méthodes de calcul utilisées (moments de rupture et fissuration, effort tranchant).

La première section dévoile la démarche générale et les hypothèses principales. La seconde s'attarde aux modèles de calcul à proprement parler, issus du cours de béton précontraint et de béton armé (J.F. Cap). Enfin, une validation du modèle statistique est avancée.

1 DÉMARCHE ET HYPOTHÈSES PRINCIPALES

Le modèle de calcul utilisé s'appuie sur des raisonnements simples et comprend une dimension statistique. En effet, afin de s'éloigner au minimum de l'objectif final de cette recherche, c'est-à-dire fournir des outils simples, ne nécessitant aucun essai qui compromettrait la structure, et limitant le nombre d'essais pour déterminer si une poutre peut encore supporter les sollicitations pour lesquelles elle est dimensionnée il convient d'arriver à prendre en compte certaines incertitudes. Une partie d'entre elles provient du niveau d'examen de l'ouvrage. Dans une démarche ultérieure il est décidé de ne pas mesurer tel ou tel paramètre, certaines incertitudes apparaitront. Certaines incertitudes sont également relatives à l'endommagement. Sans études plus approfondies, l'endommagement des aciers, par exemple, est difficile à évaluer.

Dans cette optique, l'approche par tronçons est un élément phare de la démarche. Une hypothèse forte est que sur chacun de ces tronçons de 50 centimètres, les caractéristiques des composants sont homogènes. D'autre part, chaque tronçon est analysé indépendamment. Néanmoins, il serait possible, par extension du programme, de dériver des caractéristiques de flèche et de courbure, comme présenté ci-dessous (Figure 3-1).

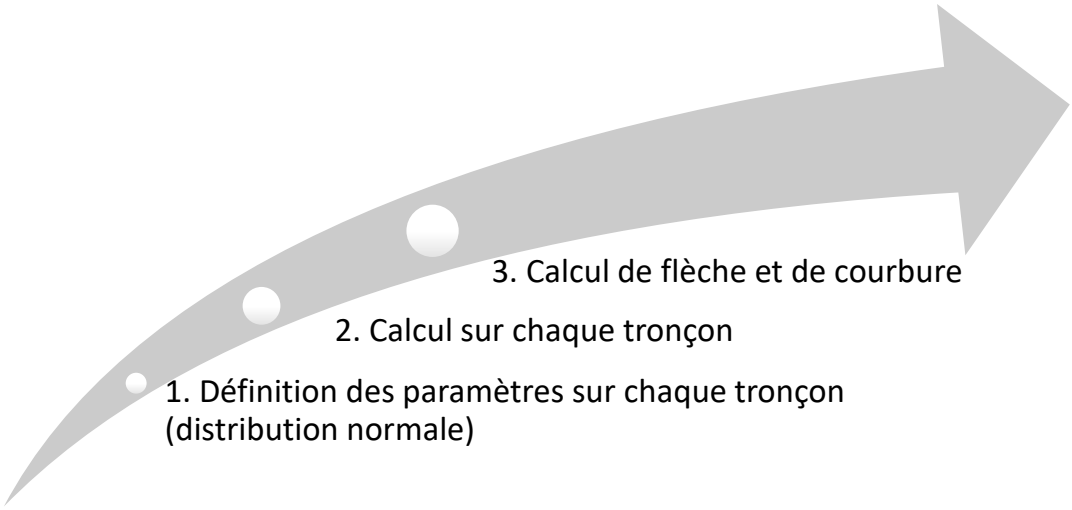


Figure 3-1 - Démarche générale

Les données et sorties du modèle type de chaque tronçon sont représentées par le diagramme ci-dessous (Figure 3-2).

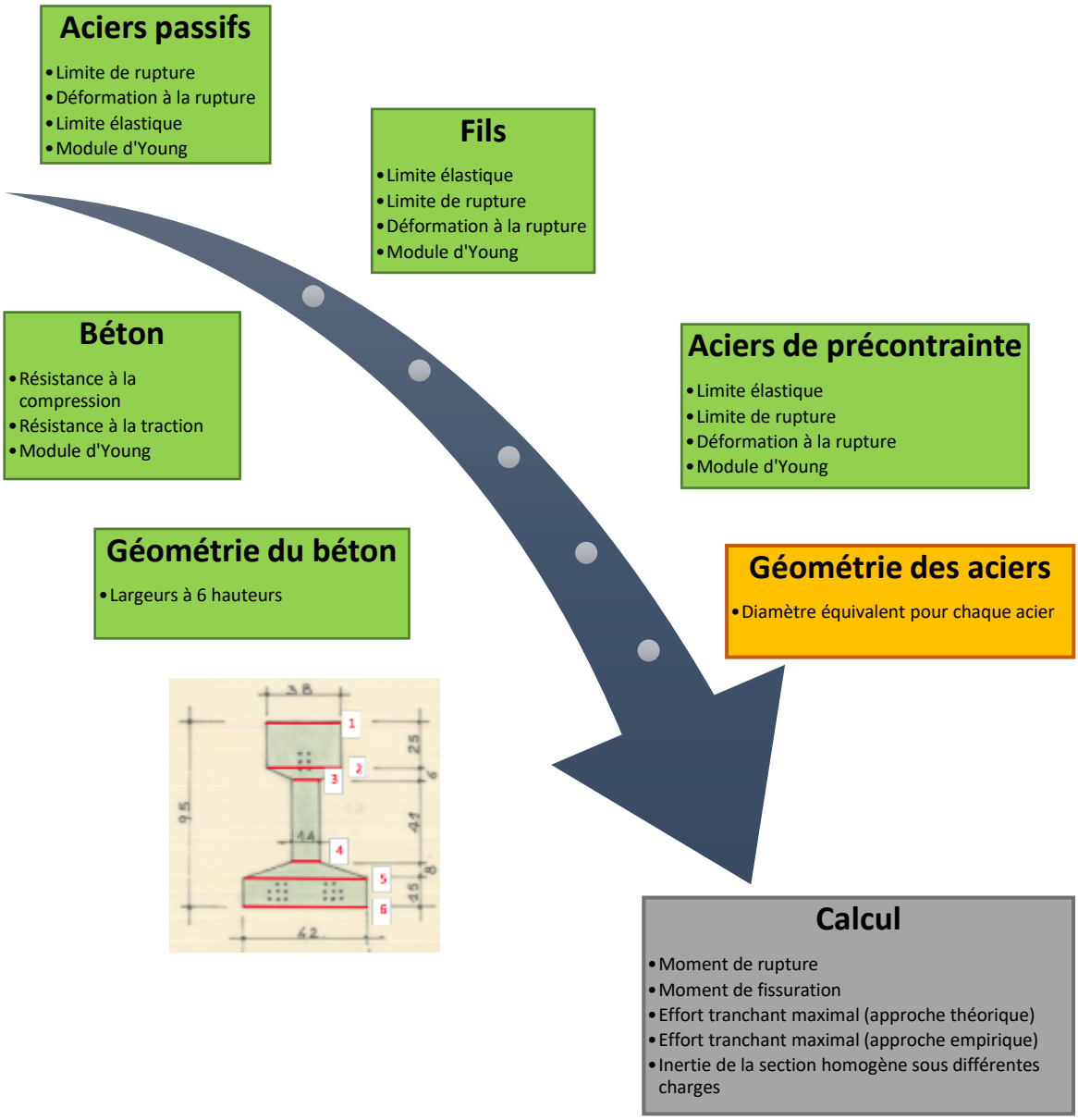


Figure 3-2 - Diagramme représentant l'approche pour un tronçon

Sur ce diagramme, les encadrés verts sont les données du programme dont une loi statistique de la distribution est fournie, c'est-à-dire la moyenne et l'écart-type de la distribution normale. En orange (géométrie des aciers), les caractéristiques sont indiquées de manière déterministe. Ce choix a été pris pour limiter le nombre de paramètres dans l'analyse, mais une amélioration du modèle présenté pourrait tenir compte de la variation statistique de ce paramètre.

L'analyse statistique s'appuie sur une méthode de type "Monte Carlo". Concrètement, sur base de la moyenne et de l'écart-type de tous les paramètres variables (encadrés verts dans le diagramme précédent), des combinaisons aléatoires probables sont générées (algorithme de Monte Carlo). Le calcul est ensuite effectué de manière déterministe pour chaque combinaison et on en tire finalement une distribution statistique de tous les paramètres calculés (encadré gris sur le diagramme précédent).

2 MÉTHODES DE CALCUL UTILISÉES POUR LE CALCUL SUR CHAQUE TRONÇON

Dans cette section, les différentes méthodes de calcul utilisées sont présentées. La plupart sont tirées du cours de béton précontraint (UCL – LAUCE2032 – J.-F. Cap). Dans tous les cas, ces modèles ne tiennent pas compte des effets tridimensionnels. Le code est disponible en annexe (page 231).

Les entrées variables du programme de chaque tronçon sont celles présentées au diagramme précédent. D'autre part, de ces entrées variables et des positions des aciers depuis la semelle supérieure (imposées) le calcul permet de dégager:

- Pour les aciers (barres, fils et torons):
  - La force reprise à la plastification;
  - L'aire;
  - La déformation à la rupture $\varepsilon_{yk} = E * f_{yk}$.
- Pour les torons:
  - Le moment au centre de gravité provoqué par la précontrainte $M_{pc} = F_{pc} * e$.
- Pour le béton:
  - La déformation à la limite élastique $E_{c2} = E * f_{ck}$;

Les déformations du béton à la rupture E_{cu2} et E_{c2} sont fixées à 3,5‰ et 2,5 ‰.

De plus, la géométrie du béton n'étant précisée en entrée qu'à six hauteurs, les largeurs pour toutes les hauteurs sont approximées par des régressions linéaires entre les deux points extrêmes de la section. En d'autres termes:

- Entre les points 1 et 2, les largeurs sont déduites de la régression linéaire entre 1 et 2;
- Entre les points 2 et 3, les largeurs sont déduites de la régression linéaire entre 2 et 3;
- Etc.

Dès lors, dans le modèle, la section aura toujours une section composée de trapèzes isocèles. Ceci souligne également que le modèle ne tient pas compte des éventuels effets 3-D.

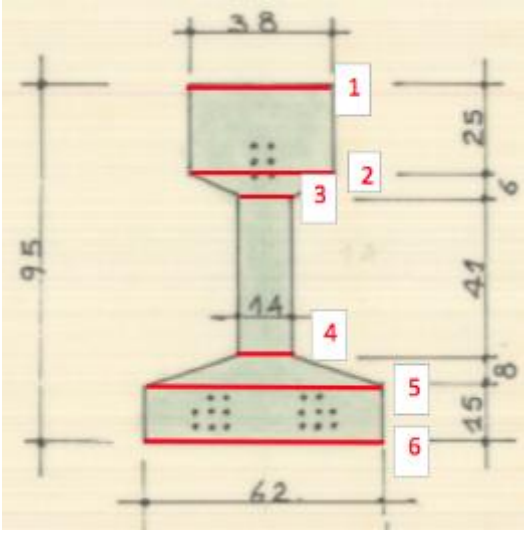


Figure 3-3 - Hauteurs dont les largeurs sont données en entrée

2.1 CALCUL DU MOMENT DE RUPTURE

Afin de représenter l'approche adoptée, les slides explicatifs du cours de béton précontraint (Figure 3-4, Figure 3-5, Figure 3-6 et Figure 3-7) sont commentés.

1) $F_p = F_{toronsInférieurs} + F_{filsInférieurs}$
2) -
3) Si l'axe neutre ne se situe pas dans la table de compression, étant donné la forme trapézoïdale de la partie de la section sous la table de compression, le calcul sera adapté.
4) Même remarque qu'au point précédent.
5) –
6) –
7) –
8) –
9) L'itération prend fin lorsque la différence du moment obtenu entre deux itérations successives est supérieure à 5 kNm.

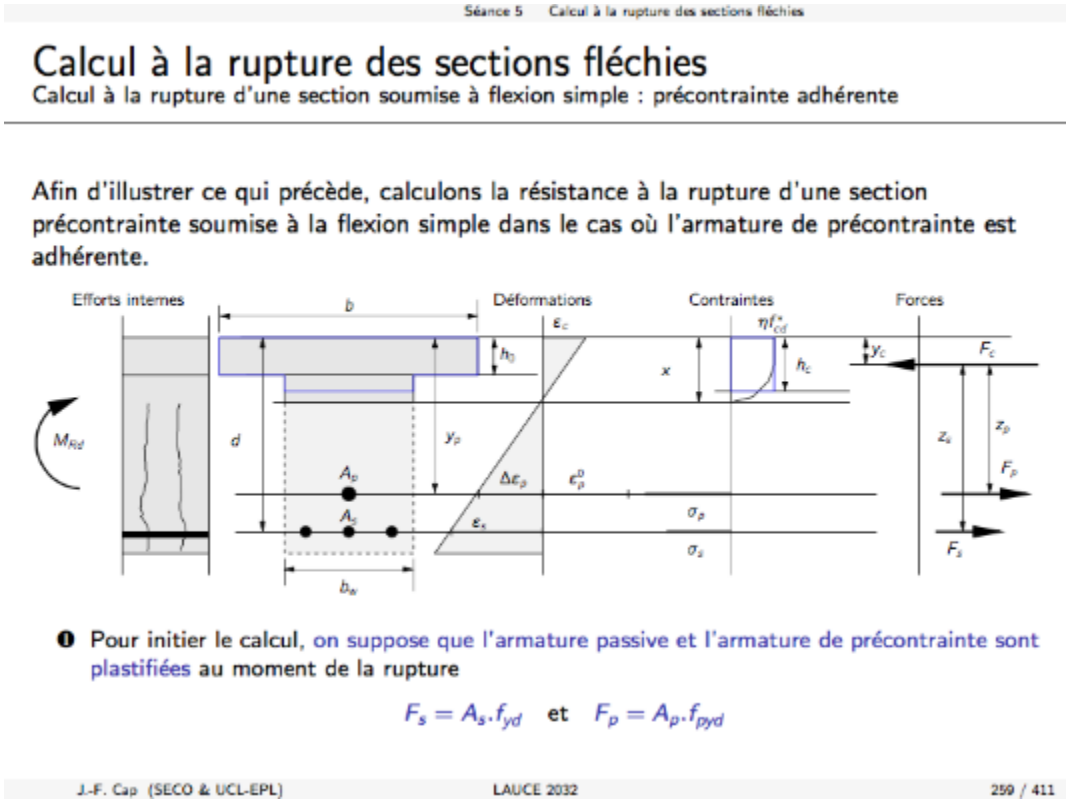


Figure 3-4 - Moment de rupture (Extrait de LAUCE 2032)

Calcul à la rupture des sections fléchies

Calcul à la rupture d'une section soumise à flexion simple : précontrainte adhérente

❷ Puisque l'on est en flexion simple, on sait que l'effort de compression dans le béton doit équilibrer les efforts dans les armatures

$$F_c = F_s + F_p$$

❸ On peut donc déterminer la hauteur de béton comprimée h_c en utilisant une distribution rectangulaire simplifiée des contrainte. Dans le cas où l'axe neutre reste dans la table de compression $(F_s + F_p < h_0.b.f^*_{cd})$ on a

$$F_c = F_s + F_p = h_c.b.f^*_{cd} \quad \Rightarrow \quad hc = \frac{F_s + F_p}{b.f^*_{cd}}$$

sinon $(F_s + F_p > h_0.b.f^*_{cd})$

$$F_c = F_s + F_p = h_0.b.f^*_{cd} + (h_c - h_0).b_w.f^*_{cd} \quad \Rightarrow \quad hc = h_0 + \frac{F_s + F_p - h_0.b.f^*_{cd}}{b_w.f^*_{cd}}$$

❹ Connaissant h_c on peut facilement calculer le niveau de la résultante de la force de compression dans le béton y_c

$$y_c = h_c/2 \quad \text{si} \quad h_c \leq h_0$$

$$y_c = \frac{h_0^2.b.f^*_{cd} + (h_0 + h_c)(h_c - h_0)b_w f^*_{cd}}{2F_c} \quad \text{si} \quad h_c > h_0$$

Figure 3-5 - Moment de rupture (Extrait de lAUCE 2032)

Calcul à la rupture des sections fléchies

Calcul à la rupture d'une section soumise à flexion simple : précontrainte adhérente

❺ Les valeurs des bras de levier des efforts connus on obtient le moment de rupture

$$M_{Rd} = z_p F_p + z_s F_s = (y_p - y_c)F_p + (d - y_c)F_s$$

❻ Cette valeur du moment de rupture est basée sur les hypothèses de plastification posées au point ❶. Il convient de calculer les efforts réels dans les armatures à partir du calcul de leur déformations pour corriger cette valeur du moment résistant. A partir de la hauteur de béton comprimé on peut déterminer la hauteur de l'axe neutre

$$x = h_c/\lambda \quad \text{avec} \quad \lambda = 0,8 \quad \text{si} \quad f_{ck} \leq 50MPa$$

❼ On peut déterminer les valeurs des déformations des armatures passives

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c(d - x)/x$$

ce qui permit de déterminer, à partir du diagramme contrainte-déformation de l'acier une nouvelle valeur pour la contrainte σ_s

La déformation totale dans l'armature de précontrainte est obtenue en additionnant la déformation initiale introduite lors de la mise en tension $\varepsilon^0_p = P_{m,t}/A_p$ à la surtension $\Delta\varepsilon_p$. Si l'armature de précontrainte est adhérente

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_c(y_p - x)/x \quad \text{et} \quad \varepsilon_p = \varepsilon^0_p + \Delta\varepsilon_p$$

Figure 3-6 - Moment de rupture (Extrait de lAUCE 2032)

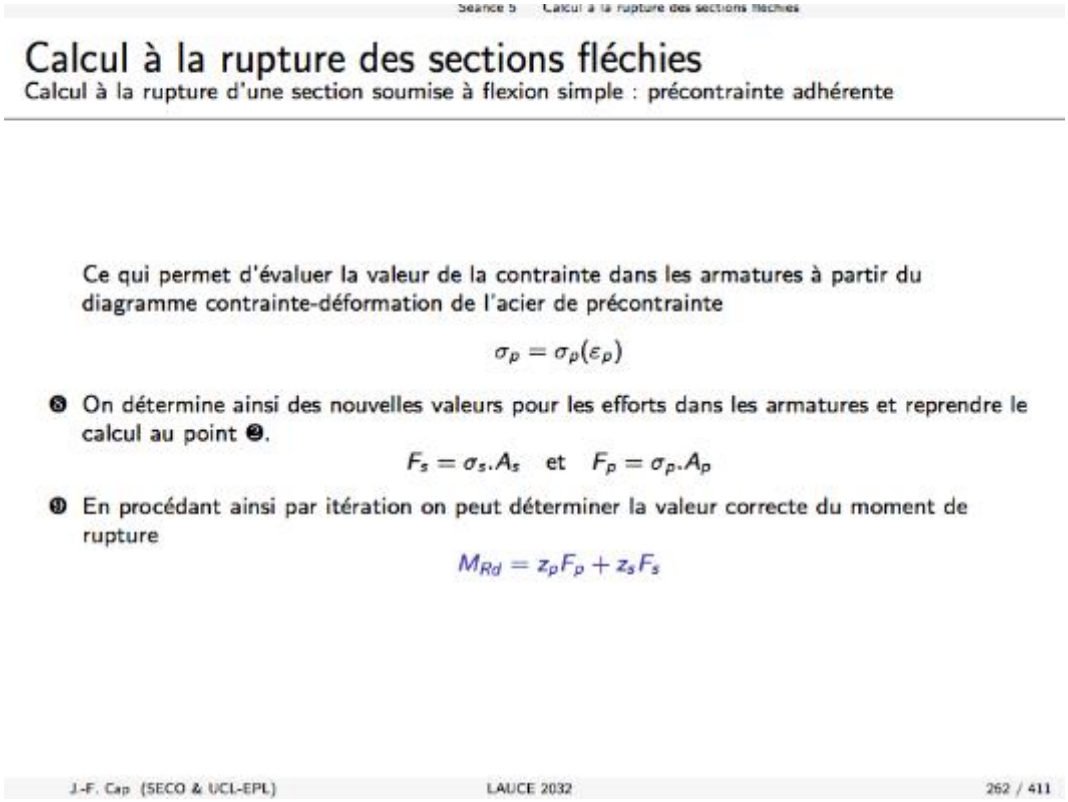


Figure 3-7 - Moment de rupture (Extrait de lAUCE 2032)

2.2 CALCUL DU MOMENT DE FISSURATION

Le calcul du moment provoquant la fissuration dans la section s'effectue de manière très simple, en considérant la formule générale des contraintes normales:

$$\sigma = \frac{M * (y - y_g)}{I} + \frac{N}{A}$$

Le moment de fissuration apparait lorsque la contrainte σ vaut la résistance à la traction f_{tk} du béton en semelle inférieure.

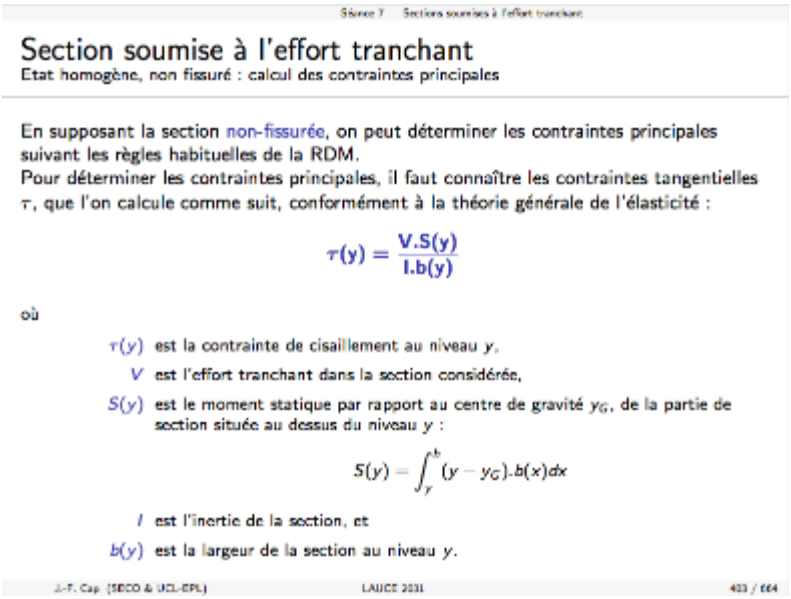
Dès lors, $M_{fissuration} = \left(f_{tk} - \frac{N}{A_t}\right) * \frac{I_t}{(y - y_{gt})}$, où A_t, I_t, y_{gt} sont respectivement l'aire, l'inertie et le centre de gravité de la section homogène (tenant compte de la présence des aciers). Le détail de ces calculs est repris plus loin, dans la section "boîte à outils".

2.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME (VIA CONTRAINTES PRINCIPALES)

Le calcul de l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme via les contraintes principales s'effectue par calcul itératif et se déroule comme suit:

1) Une charge (P=90 kN) par vérin est fixée;
2) La hauteur de la section non-fissurée équivalente, son centre de gravité et son inertie (caractéristiques calculées sur base des fonctions définies dans la section "boite à outils", tenant compte de la rigidité des aciers) sont calculés;
3) A chaque hauteur de la section (un calcul tous les 2 cm), le calcul sort (Figure 3-8):
    a. le module statique à cette hauteur, c'est-à-dire le module statique de la section de béton ajouté au module statique des torons (les aciers passifs sont négligés dans ce calcul);
    b. les contraintes correspondant à chaque hauteur:
        i. La contrainte normale: $\sigma = \frac{M_{gt} * (y - y_{gt})}{I_{gt}} + \frac{N}{A_{gt}}$;

ii. La contrainte de cisaillement: $\tau = \frac{V*S}{L*I_{gt}}$;



Séance 7 Sections soumises à l'effort tranchant

Section soumise à l'effort tranchant

Etat homogène, non fissuré : calcul des contraintes principales

En supposant la section non-fissurée, on peut déterminer les contraintes principales suivant les règles habituelles de la RDM.
Pour déterminer les contraintes principales, il faut connaître les contraintes tangentielles τ, que l'on calcule comme suit, conformément à la théorie générale de l'élasticité :

$$\tau(y) = \frac{V.S(y)}{I.b(y)}$$

où

$\tau(y)$ est la contrainte de cisaillement au niveau y,

V est l'effort tranchant dans la section considérée,

$S(y)$ est le moment statique par rapport au centre de gravité y_G, de la partie de section située au dessus du niveau y :

$$S(y) = \int_y^h (y - y_G).b(x)dx$$

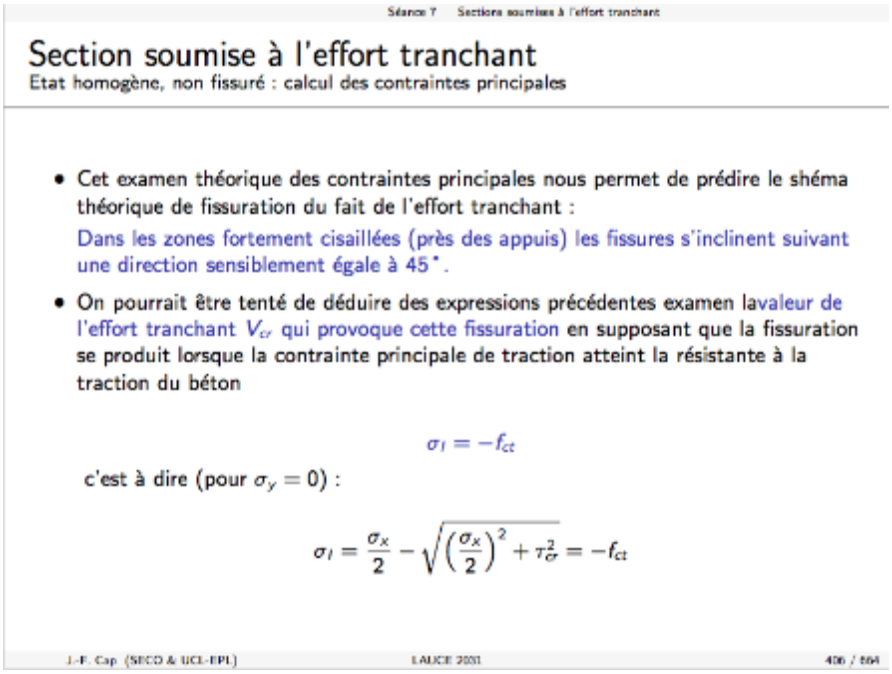
I est l'inertie de la section, et

$b(y)$ est la largeur de la section au niveau y.

J.-F. Cap (SECO & UCL-EPL) LAUCE 2031 403 / 664

Figure 3-8 - Calcul des contraintes de cisaillement- extrait de LAUCE2031

iii. La contrainte principale de traction (Figure 3-9): dans la zone comprimée : $\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}$, et dans la zone sous l'axe neutre: $\sigma_1 = \sqrt{\tau^2} = \tau$.



Séance 7 Sections soumises à l'effort tranchant

Section soumise à l'effort tranchant

Etat homogène, non fissuré : calcul des contraintes principales

- Cet examen théorique des contraintes principales nous permet de prédire le shéma théorique de fissuration du fait de l'effort tranchant :
  Dans les zones fortement cisaillées (près des appuis) les fissures s'inclinent suivant une direction sensiblement égale à 45°.
- On pourrait être tenté de déduire des expressions précédentes examen lavaleur de l'effort tranchant V_{cr} qui provoque cette fissuration en supposant que la fissuration se produit lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistante à la traction du béton

$$\sigma_I = -f_{ct}$$

c'est à dire (pour $\sigma_y = 0$) :

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{cr}^2} = -f_{ct}$$

J.-F. Cap (SECO & UCL-EPL) LAUCE 2031 406 / 664

Figure 3-9 - Calcul de Sigma 1- extrait de LAUCE2031

4) Tant que la contrainte principale de traction est inférieure à la contrainte de résistance en traction du béton, le programme reprend la démarche au point 1), par incréments de charge de 10kN, qui est donc la résolution du programme.

A titre d'exemple, les graphes ci-dessous présentent les résultats obtenus pour deux chargements: le premier en phase non fissurée (la section est entièrement comprimée), et le second en phase fissurée.

- 100 kN: Contraintes normales (Figure 3-10), contraintes de cisaillement (Figure 3-11) et contrainte principale de traction (Figure 3-12).

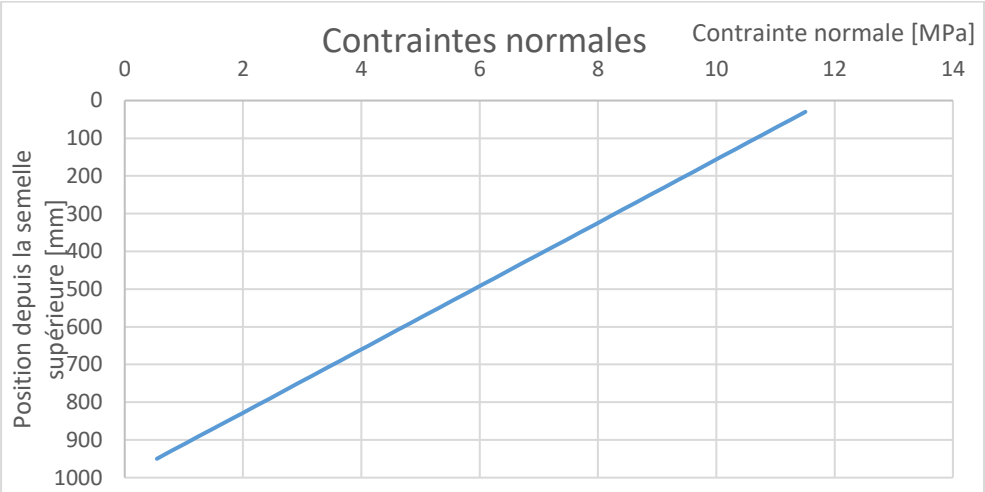


Figure 3-10 - Contraintes normales - 100 kN

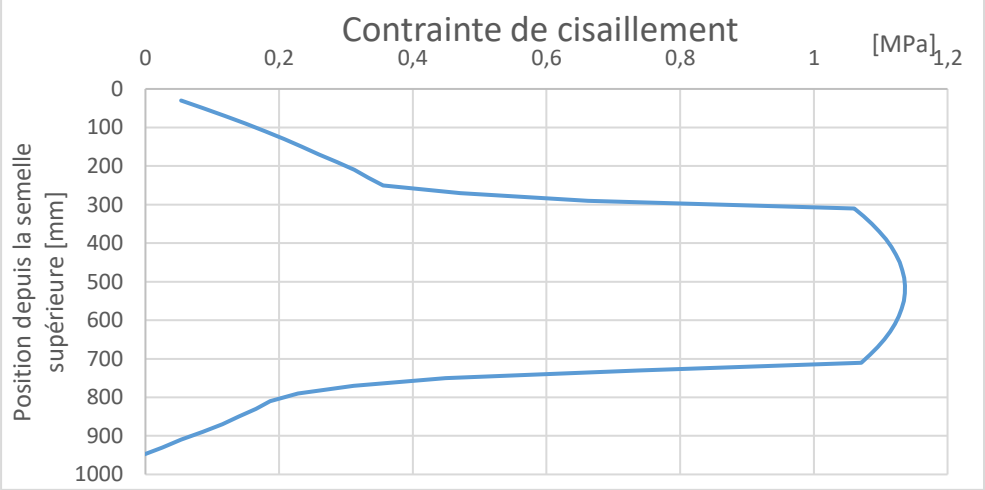


Figure 3-11 - Contraintes de cisaillement - 100 kN

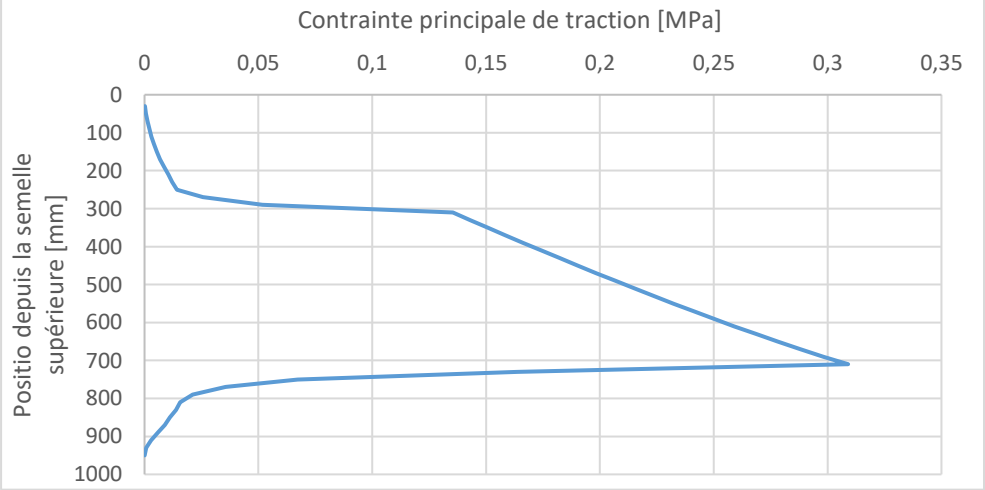


Figure 3-12 – Contrainte principale de traction - 100 kN

- Section fissurée: 250 kN. Contraintes normales (Figure 3-13), contraintes de cisaillement (Figure 3-14) et contrainte principale de traction (Figure 3-15).

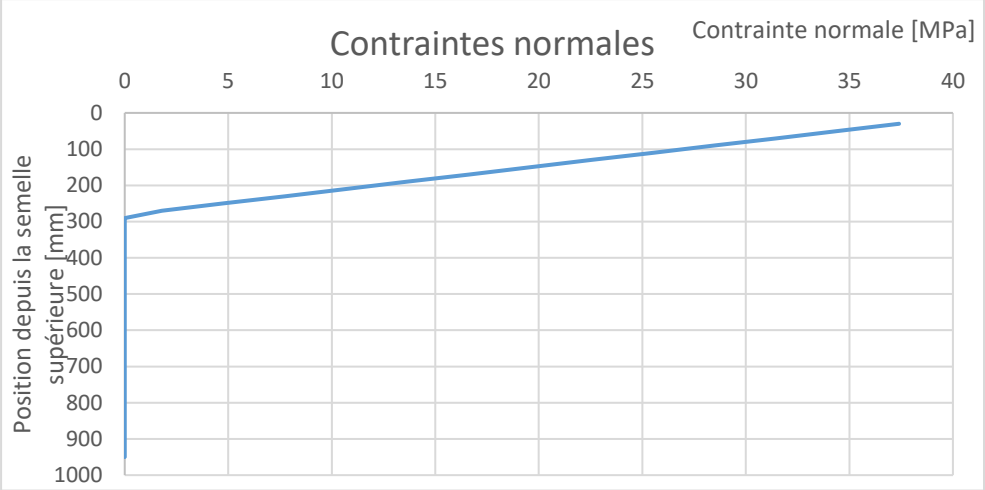


Figure 3-13 – Contraintes normale s- 250 kN

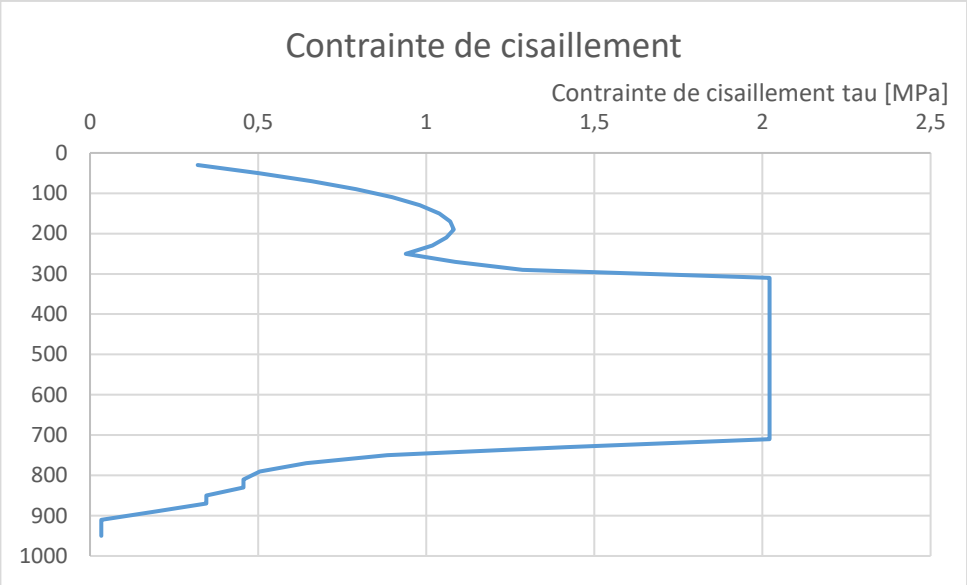


Figure 3-14 – Contraintes de cisaillement - 250 kN

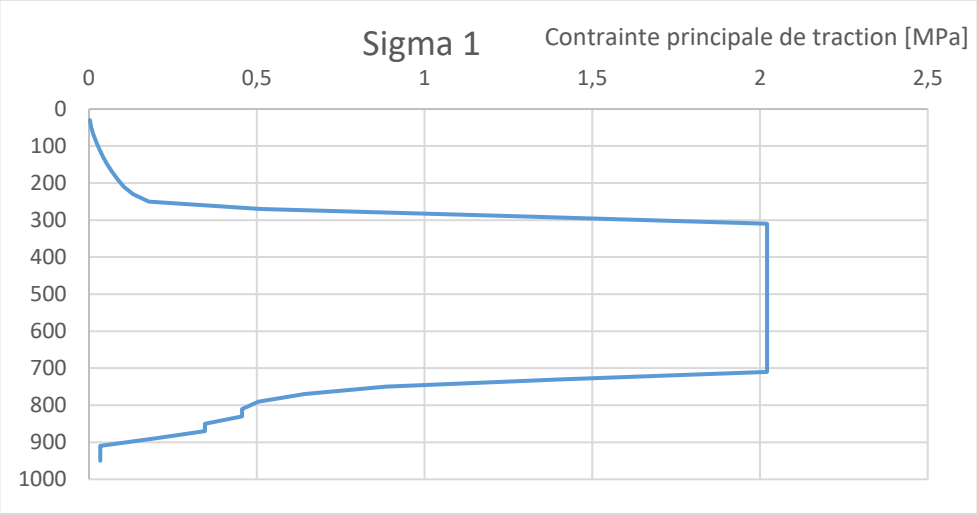


Figure 3-15 – Contrainte principale de traction -250 kN

Les sauts observés sur les graphes des contraintes de cisaillement et contraintes principales de traction correspondent aux emplacements des torons. En effet, à cause de la

présence d'un toron, le module statique global ($S = S_{béton} + m * S_{toron}$) augmente d'un coup lorsqu'un toron apparait dans la zone considérée.

A la Figure 96, l'allure du diagramme des contraintes de cisaillement peut paraître étrange. En effet, la contrainte augmente, puis diminue, pour ensuite ré-augmenter. Or, l'intuition présage plutôt une augmentation (lorsque la hauteur considérée s'approche du centre de gravité) et ensuite une diminution (dû à l'apport négatif des sections entre le centre de gravité et la section considérée dans le module statique). Dès lors, en se rappelant que $\tau = \frac{V*S}{b*I}$, il est logique que τ suive S. La diminution obserée ensuite trouve sa source dans l'évolution de b, qui correspond à la largeur de la section. En effet, puisque b diminue, cela provoque une augmentation de τ.

Afin de vérifier cette affirmation, le calcul est adapté à une section rectangulaire de $20\ cm$. Le résultat présenté à la Figure 3-16 ne présente pas l'augmentation observée dans le cas de la section en I, ce qui confirme l'hypothèse avancée.

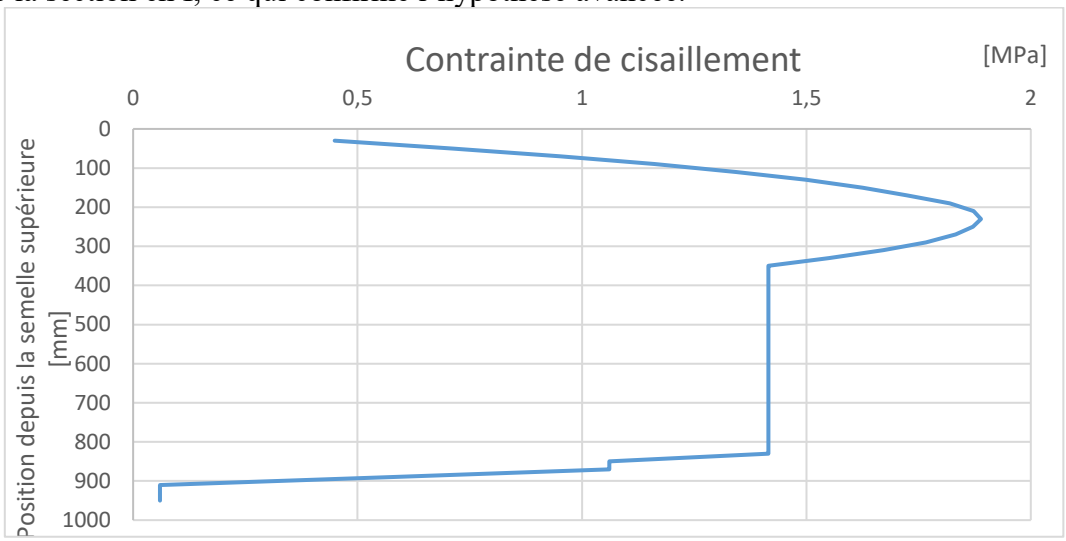


*Figure 3-16 - 250 kN sur section rectangulaire (20 * 95 cm)*

2.4 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'ÂME (VIA FORMULES EMPIRIQUES)

Afin de calculer la résistance à l'effort tranchant en section fissurée (en tenant compte des fissures de flexion déjà présentes), le modèle utilisé est le modèle empirique CODE, comme présenté à la figure suivante (Figure 3-17):

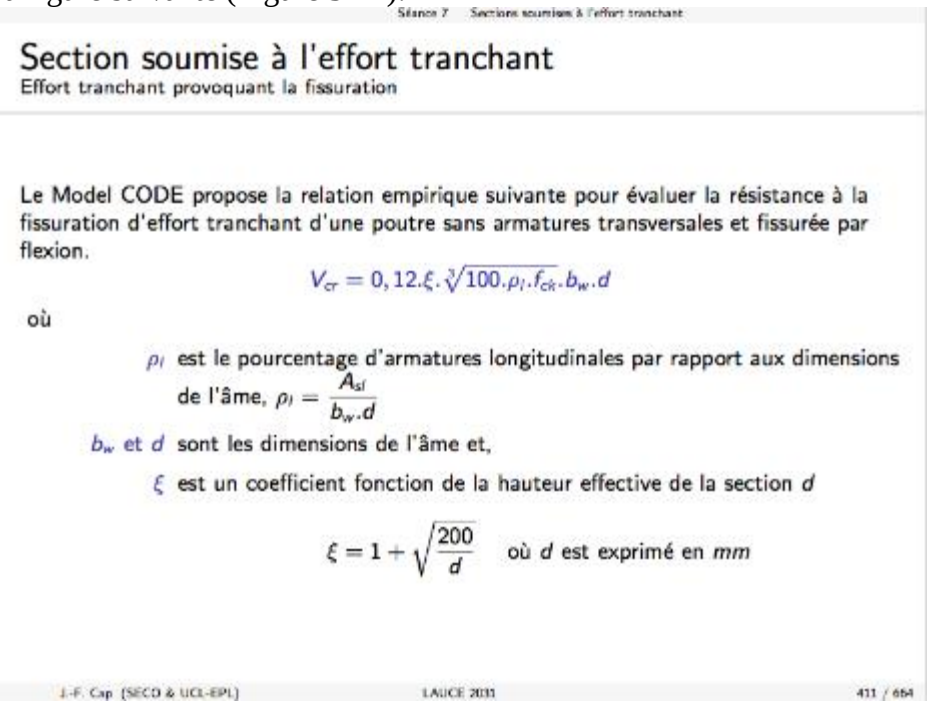


Figure 3-17 - Calcul de V_cr dans le cas du béton armé non précontraint- extrait de LAUCE2031

Ce modèle peut être étendu au cas des sections précontraintes pour donner (Figure 3-18 et Figure 3-19):

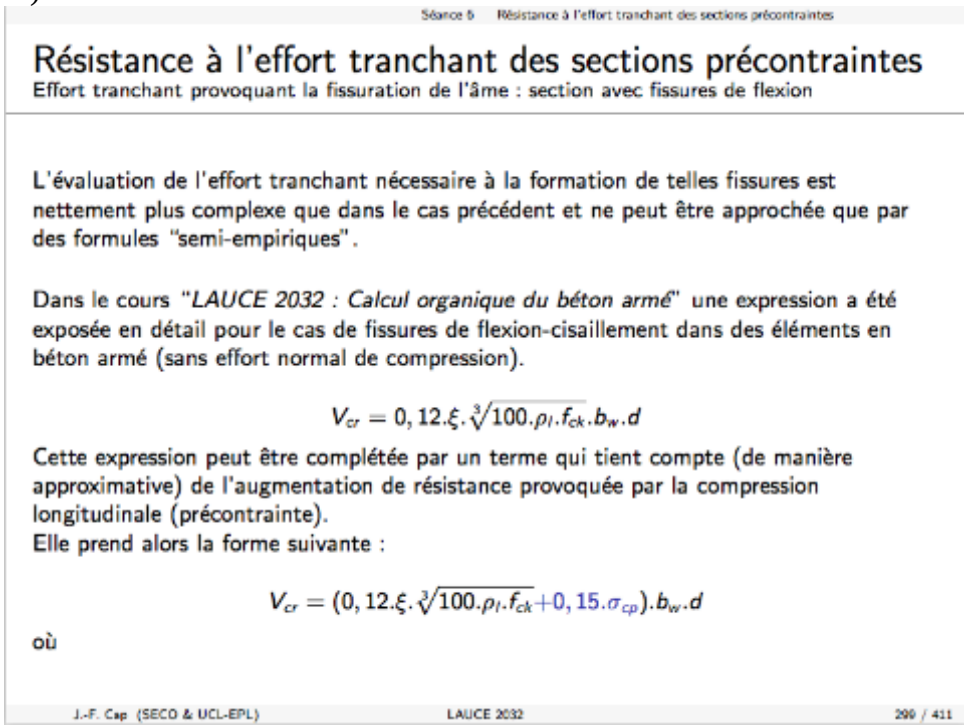


Figure 3-18 - Calcul de V_cr dans le cas du béton précontraint- extrait de LAUCE2032

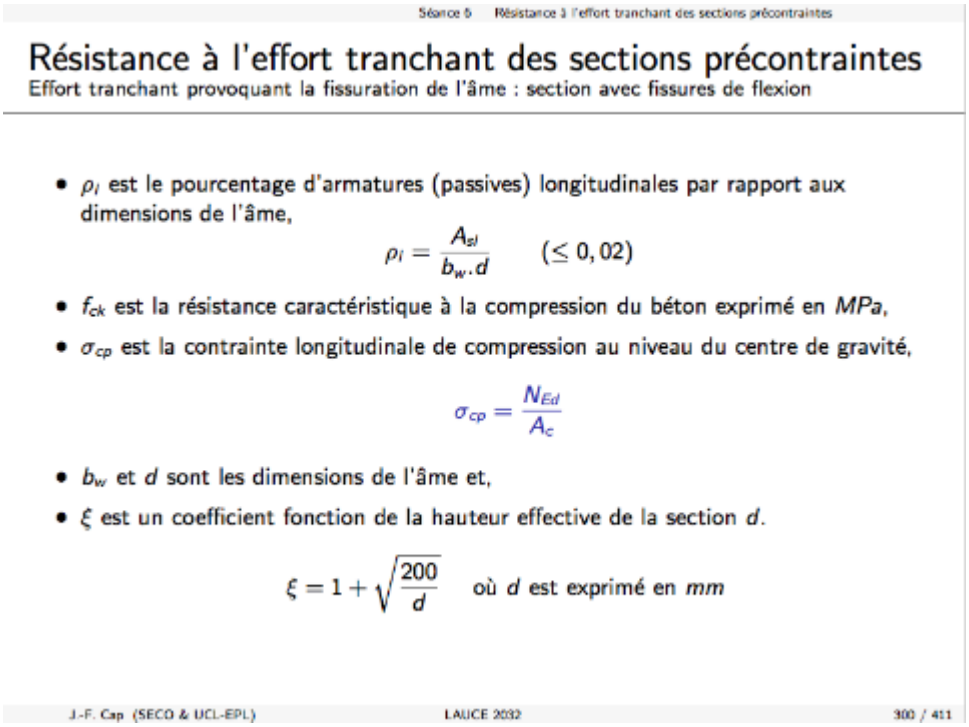


Figure 3-19 - Calcul de V_cr dans le cas du béton précontraint- extrait de LAUCE2032

2.5 BOÎTE À OUTILS

Les fonctions présentées ci-dessous sont utilisées dans les différentes procédures exposées précédemment.

- Calcul de l'aire, de l'inertie, du centre de gravité de la section de béton (en ne tenant compte que du béton). Ces fonctions prennent en argument la hauteur de béton non fissuré;
- Calcul de l'aire, de l'inertie et du centre de gravité de la section homogène (tenant compte de la rigidité des aciers) (Figure 3-20);

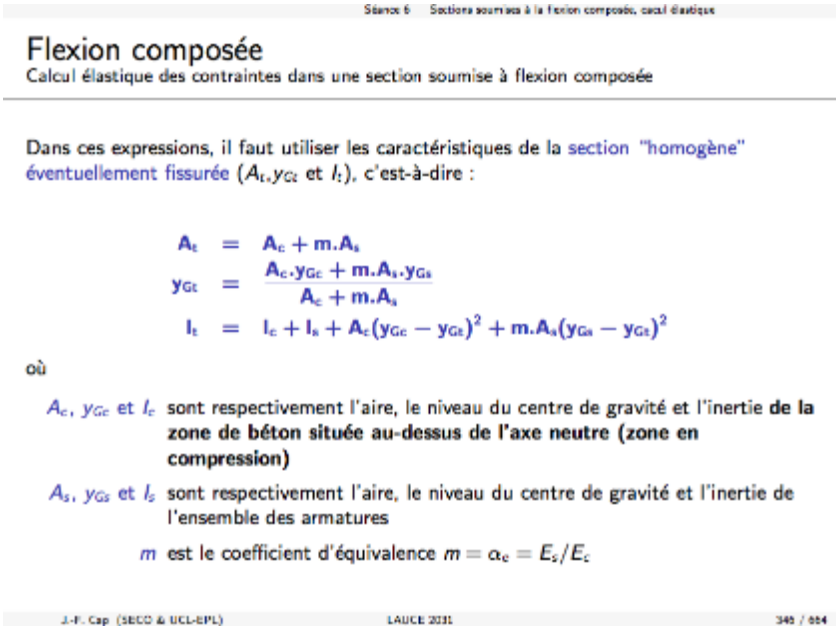


Figure 3-20 - Calcul de I_{gt}, A_{gt}, y_{gt} (extrait de LAUCE2032)

- Calcul de la hauteur de la section non fissurée: en tenant compte de la charge appliquée, les contraintes dans le béton sont déduites et par itération, on trouve à quelle hauteur la fissure apparait (Figure 3-21, Figure 3-22, Figure 3-23 et Figure 3-24).

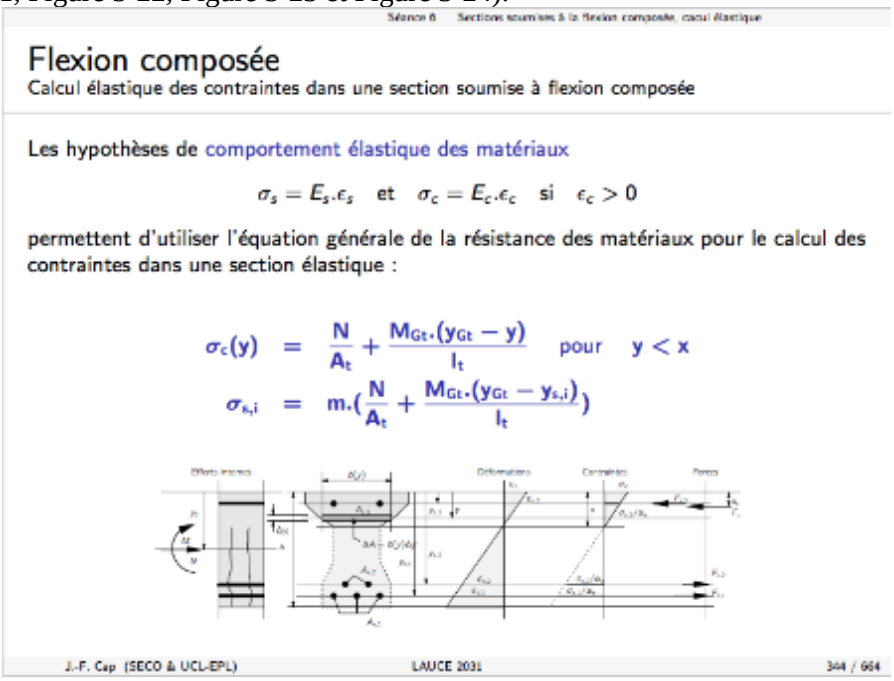


Figure 3-21 - Rappel sur le calcul des contraintes (extrait de LAUCE 2031)

Flexion composée

Calcul élastique des contraintes dans une section soumise à flexion composée

où M_{Gt} est le moment sollicitant exprimé par rapport au centre de gravité de la section homogène (éventuellement fissurée). Si les sollicitations M et N sont exprimées par rapport à un axe de référence situé au niveau y_0 on aura

$$M_{Gt} = M + N.(y_{Gt} - y_0)$$

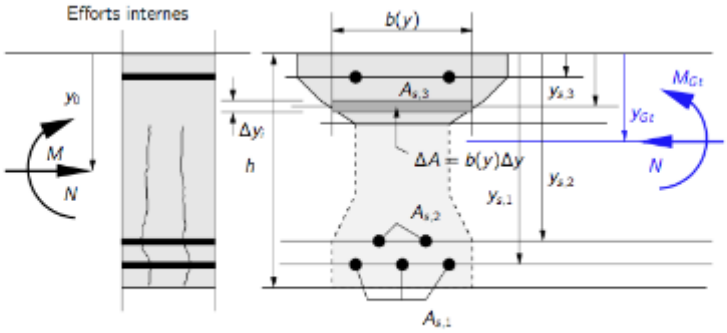


Figure 3-22 - Rappel sur le calcul des contraintes (extrait de LAUCE 2031)

Flexion composée

Calcul élastique des contraintes dans une section soumise à flexion composée

L'aire de béton à prendre en compte correspond à la zone située au dessus de l'axe neutre (l'aire de béton tendue est supposée entièrement fissurée). Les grandeurs A_c,y_{Gc} et I_c dépendent donc de l'inconnue x, niveau de l'axe neutre (sauf dans les deux cas particuliers où la section est entièrement tendue ou entièrement comprimée). Avant de pouvoir calculer les contraintes, il est donc nécessaire de déterminer cette inconnue.

Pour ce faire, on exprime la condition qui définit l'axe neutre, à savoir

$$\sigma_c(x) = 0$$

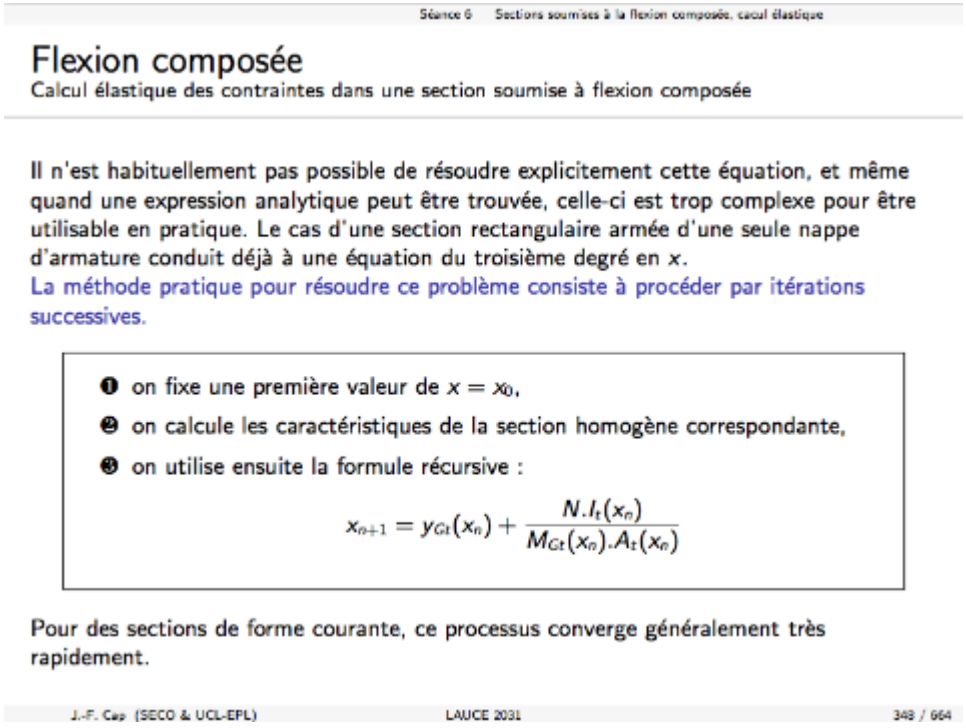
et donc

$$\sigma_c(x) = 0 = \frac{N}{A_t} + \frac{M_{Gt}.(y_{Gt} - x)}{I_t}$$

En transformant cette équation on obtient :

$$x = y_{Gt} + \frac{N.I_t}{M_{Gt}.A_t}$$

Figure 3-23 – Calcul de la hauteur de béton non-fissuré (extrait de LAUCE 2031)



Séance 6 Sections soumises à la flexion composée, calcul élastique

Flexion composée

Calcul élastique des contraintes dans une section soumise à flexion composée

Il n'est habituellement pas possible de résoudre explicitement cette équation, et même quand une expression analytique peut être trouvée, celle-ci est trop complexe pour être utilisable en pratique. Le cas d'une section rectangulaire armée d'une seule nappe d'armature conduit déjà à une équation du troisième degré en x.
La méthode pratique pour résoudre ce problème consiste à procéder par itérations successives.

1. on fixe une première valeur de $x = x_0$,
2. on calcule les caractéristiques de la section homogène correspondante,
3. on utilise ensuite la formule récursive :

$$x_{n+1} = y_{Gt}(x_n) + \frac{N.I_t(x_n)}{M_{Gt}(x_n).A_t(x_n)}$$

Pour des sections de forme courante, ce processus converge généralement très rapidement.

J.-F. Caµ (SECO & UCL-EPL) LAUCE 2031 348 / 664

Figure 3-24 – Calcul de la hauteur de béton non-fissuré (extrait de LAUCE 2031)

3 VALIDATION DU MODÈLE STATISTIQUE

Le modèle statistique utilisé s'appuie sur un raisonnement de type Monte Carlo. En effet, le programme génère un grand nombre de combinaisons possibles des paramètres (sur base des caractéristiques $\mu, moyenne\ et\ \sigma, écart-type$ de leur distribution normale). Ensuite, le calcul de chaque paramètre est réalisé, et une loi statistique est déduite de cet échantillon de résultats.

La précision de l'algorithme utilisé (en considérant que les lois des paramètres entrées sont correctes) dépend du nombre de combinaisons générées, et donc du nombre de fois où le calcul est effectué. Or, dans un soucis de rapidité, il est intéressant de chercher à diminuer au maximum le nombre de calculs.

La validation du modèle statistique présentée ici s'appuie sur les lois de paramètres entrées au tronçon 17, c'est-à-dire celui où s'est produite la rupture.

Afin de valider le modèle, il sera démontré qu'à un moment, le fait d'augmenter le nombre d'échantillons calculés n'influence plus significativement le résultat.

3.1 ANALYSE DE L'ÉVOLUTION DU RÉSULTAT DE MOMENT DE RUPTURE AVEC LE NOMBRE D'ÉCHANTILLONS

La démarche exposée ici est la même que celle qui sera répétée pour les autres paramètres. Elle sera plus largement développée ici, tandis que les résultats des autres caractéristiques seront présentées plus brièvement (les graphes sont disponibles en annexe (page 246)).

En générant 280 combinaisons (via l'algorithme de Monte Carlo), les 280 moments de rupture sont calculés (voir détails du calcul au chapitre 4) pour chacune des combinaisons. L'évolution de la moyenne du moment de rupture est représentée à la Figure 3-25.

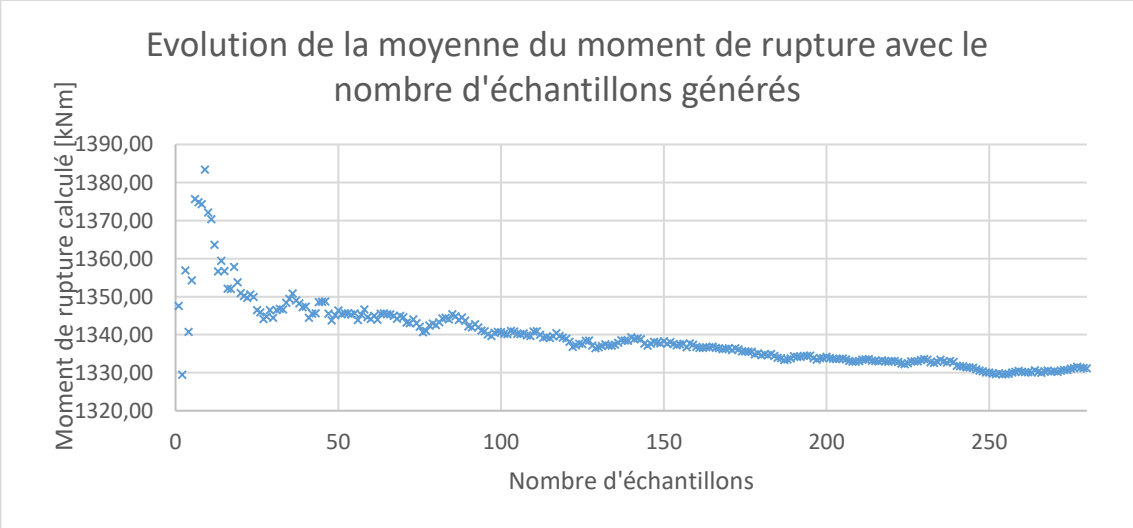


Figure 3-25 - Evolution de la moyenne du moment de rupture avec le nombre d'échantillons

Il apparait très clairement qu'après une centaine d'échantillons, le résultat est stable. Afin de vérifier cette affirmation, il est intéressant d'évaluer l'évolution de l'erreur entre deux moyennes consécutives. Cette erreur est calculée comme suit :

$$Erreur = \frac{|Moyenne_{N-1} - Moyenne_N|}{Moyenne_N}$$

$Moyenne_{N-1}$ représente la moyenne des moments de rupture obtenus à $N-1$ échantillons tandis que $Moyenne_N$ représente la moyenne des N moments de rupture calculés.

Si l'erreur entre deux calculs consécutifs est grande, cela signifie que la solution est peu stable. Dans le cas inverse, cela indique que le fait d'effectuer le calcul pour un échantillon de plus n'influence pas le résultat, ce qui est recherché.

Le graphe présenté à la Figure 3-26 présente l'évolution de l'erreur. Comme attendu, les erreurs sont assez élevées pour un faible nombre d'échantillons générés et diminuent rapidement.

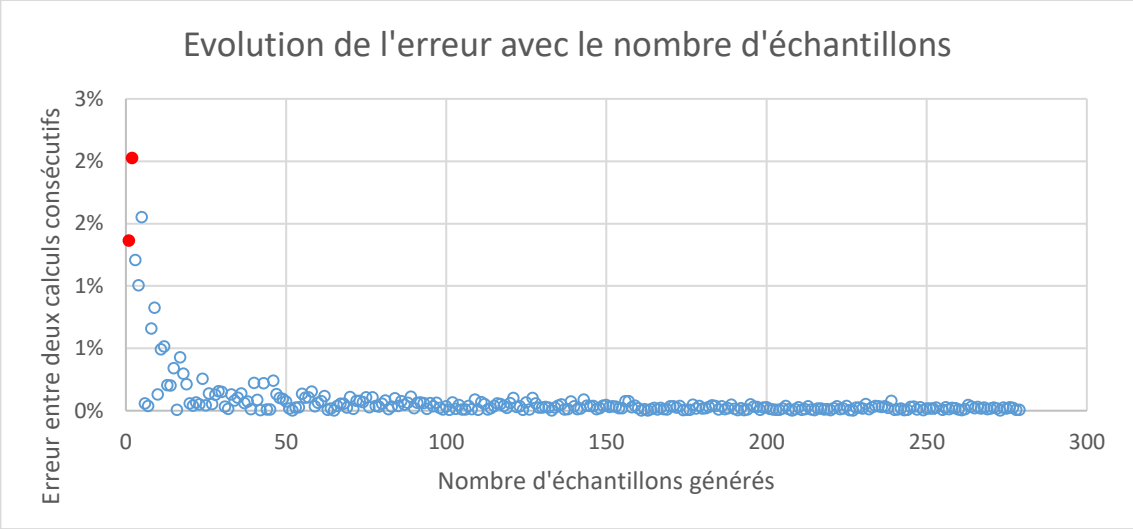


Figure 3-26 - Evolution de l'erreur avec le nombre d'échantillons

En ne considérant que les échantillons de 50 à 280 (afin de supprimer le début de la courbe, peu stable – marqueurs rouges sur le graphe précédent), il apparait que l'erreur ne dépasse pas la barre des 0,1% après 100 échantillons (voir Figure 3-27). En utilisant ce critère (par exemple), il apparait que 100 échantillons suffiront à assurer stabilité à la solution.

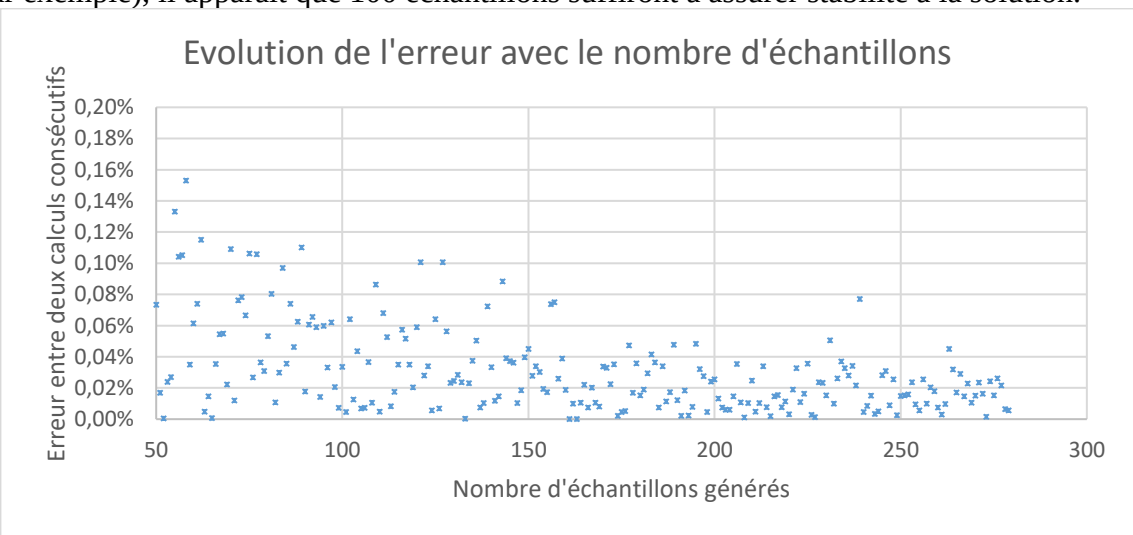


Figure 3-27 - Evolution de l'erreur avec le nombre d'échantillons

Il est également intéressant de vérifier que les calculs correspondent bien à une loi normale, ou, dans le cas échéant, d'expliquer le comportement de la mesure.

Sur le graphe suivant (Figure 3-28), la courbe théorique obtenue est représentée en orange (loi normale calculée grâce à la moyenne et à l'écart-type dérivés des calculs pour les 280 échantillons) et en bleu sont représentées les fréquences d'observation. Les mesures semblent correspondre.

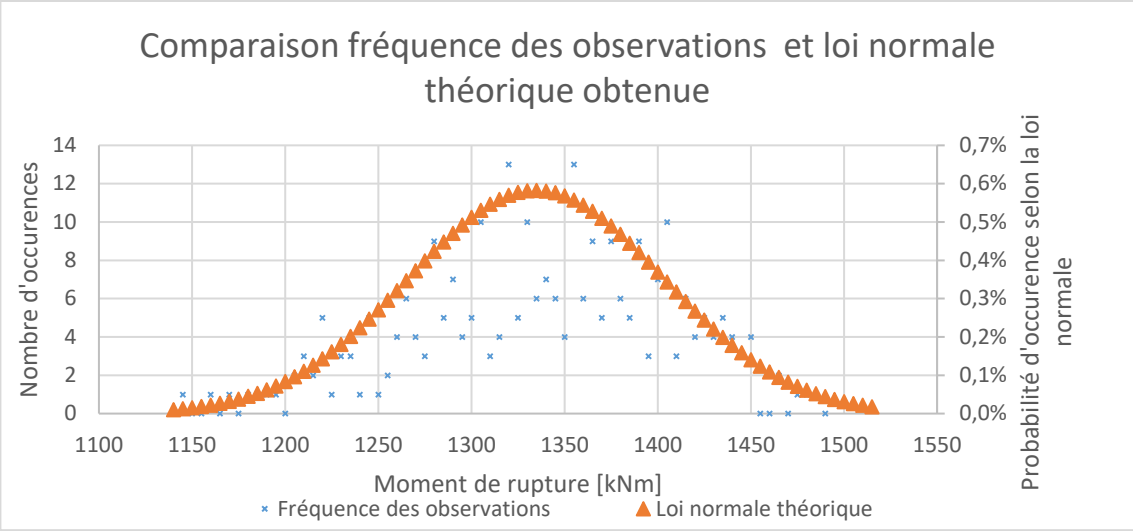


Figure 3-28 – Comparaison de la courbe des fréquences avec la loi normale obtenue

3.2 RÉSUMÉ DES OBSERVATIONS

Les développements des graphes précédents sont exposés en annexe pour les autres propriétés. Néanmoins, les résultats sont résumés ci-dessous.

CARACTÉRISTIQUE	**NOMBRE D'ÉCHANTILLONS** *NÉCESSAIRS POUR OBTENIR UNE ERREUR INFÉRIEURE À*						
	10%	**5%**	**2%**	**0,5%**	**0,2%**	**0,05%**	**0,01%**
MOMENT DE RUPTURE	-	2	2	2	5	184	>290
MOMENT DE FISSURATION	-	-	15	50	124	>290	>290
EFFORT TRANCHANT POUR RUPTURE PAR FLEXION – CISAILLEMENT	-	-	3	49	105	>290	>290
EFFORT TRANCHANT POUR FISSURATION DE L'ÂME	-	6	6	100	200	>200	>200
COURBURE EN SECTION NON-FISSURÉE	-	17	27	125	>290	>290	>290
RÉSUMÉ, POUR TOUTES CARACTÉRISTIQUES	**7**	**17**	**27**	**125**	**>290**	**>290**	**>290**

Tableau 3-1- RESUME DU NOMBRE D'ECHANTILLONS NECESSAIRES POUR OBTENIR NE SOLUTION STABLE

Le critère est fixé à une erreur inférieure à 2% sur la moyenne de la caractéristique calculée. Dès lors, le calcul peut être généré pour 27 combinaisons différentes. L'hypothèse posée consiste à considérer qu'une telle analyse basée sur les caractéristiques des autres tronçons donnera le même résultat. Dès lors, afin d'assurer une certaine confiance en les résultats exposés, 50 combinaisons seront à chaque fois calculées.

4 CONCLUSION

En conclusion, malgré l'approche par calculs assez simples, le modèle théorique englobe une dimension statistique intéressante, dont une analyse paramétrique est développée au chapitre sept. Il serait intéressant d'approfondir les calculs (notamment en passant par un modèle aux éléments finis) mais permettant d'englober une dimension statistique également. En effet, l'impact des incertitudes liées au degré d'inspection est intéressant, afin de cibler l'intérêt de tel ou tel test, pour définir l'approche la plus efficace avant de la globaliser et de l'appliquer dans un autre contexte.

CHAPITRE 4 : ESSAI DE MISE EN CHARGE

Une fois les composants caractérisés et le modèle de calcul développé, le protocole d'essai de mise en charge peut être élaboré. Ce chapitre permettra au lecteur de prendre connaissance de toutes les dispositions et mesures qui ont été prises. Il est important de souligner que, de par le caractère exclusif de ce test, un nombre relativement important de mesures ont été prises, même si elles n'ont pas toutes pu être interprétées dans ce travail. Une interprétation de ces autres résultats est en revanche tout à fait possible et serait probablement intéressante, notamment pour expliquer certains phénomènes encore non compris ou pour vérifier certaines hypothèses avancées.

Après un bref récapitulatif des valeurs attendues, accessibles dans la première section, la seconde section discute de la disposition générale de l'essai. Une introduction de description relative aux instruments de mesure est ensuite faite. Le déroulement de l'essai peut dès lors être établi. Enfin, les premières conclusions relatives à l'essai sont exposées dans la dernière section.

1 DISPOSITION DE L'ESSAI

Lors de l'émergence du protocole d'essai, plusieurs éléments doivent être fixés, en tenant compte des différentes contraintes. Les valeurs attendues de résistance et la nature de l'essai sont naturellement les premiers éléments à déterminer.

L'idée étant de favoriser au maximum une rupture par flexion, il convient d'éviter la rupture par effort tranchant et la rupture au niveau des appuis (par efforts localisés).

Dès lors, afin de générer un moment constant sur la partie centrale de la poutre, l'essai de flexion quatre points s'impose. D'autre part, le moment admissible en flexion pour la poutre est estimé à $1342\ [kNm]$. A ce stade de l'avancement des essais, seul l'effort tranchant provoquant fissuration de l'âme était estimé. En effet, étant donné l'âge de la poutre, c'est sans doute cette démarche qui fut utilisée lors du dimensionnement de l'ouvrage. Cet effort de fissuration de l'âme est estimé à $285\ [kN]$, il convient donc de rapprocher au maximum les vérins.

Cependant, en vue de comparer directement le comportement des différents tronçons, les deux vérins doivent être écartés au maximum. De plus, considérant les contraintes matérielles imposées par le plancher d'essais (la distance inter-vérins devant être un multiple de $1{,}2\ [m]$, distance entre deux points d'ancrage voisins pour les portiques), l'inter-distance validée entre les vérins est de $2{,}4\ [m]$.

Au niveau des appuis, ils sont placés à $0{,}3\ [m]$ par rapport aux extrémités de la poutre. En effet, les abouts sont plus épais sur une distance de $0{,}5\ [m]$, avant que leur section ne diminue linéairement sur une distance de $0{,}5\ [m]$. Dès lors, la distance de trente centimètres choisie semble sécuritaire et la rupture par efforts localisés n'est pas à craindre.

Enfin, afin d'assurer l'isostaticité de l'essai, les appuis choisis sont deux appuis à rouleaux et deux appuis rotulés. Ces deux types d'appuis sont alternés. La largeur choisie des appuis choisie est de 15 centimètres. Celle-ci assure également une répartition des efforts suffisante.

Tous ces choix considérés, la disposition finale de l'essai est présentée sur la Figure 4-1 et la Figure 4-2.

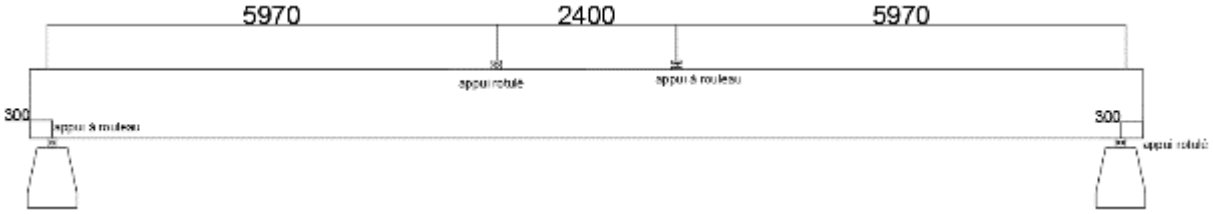


Figure 4-1 – Disposition de la poutre lors de l'essai

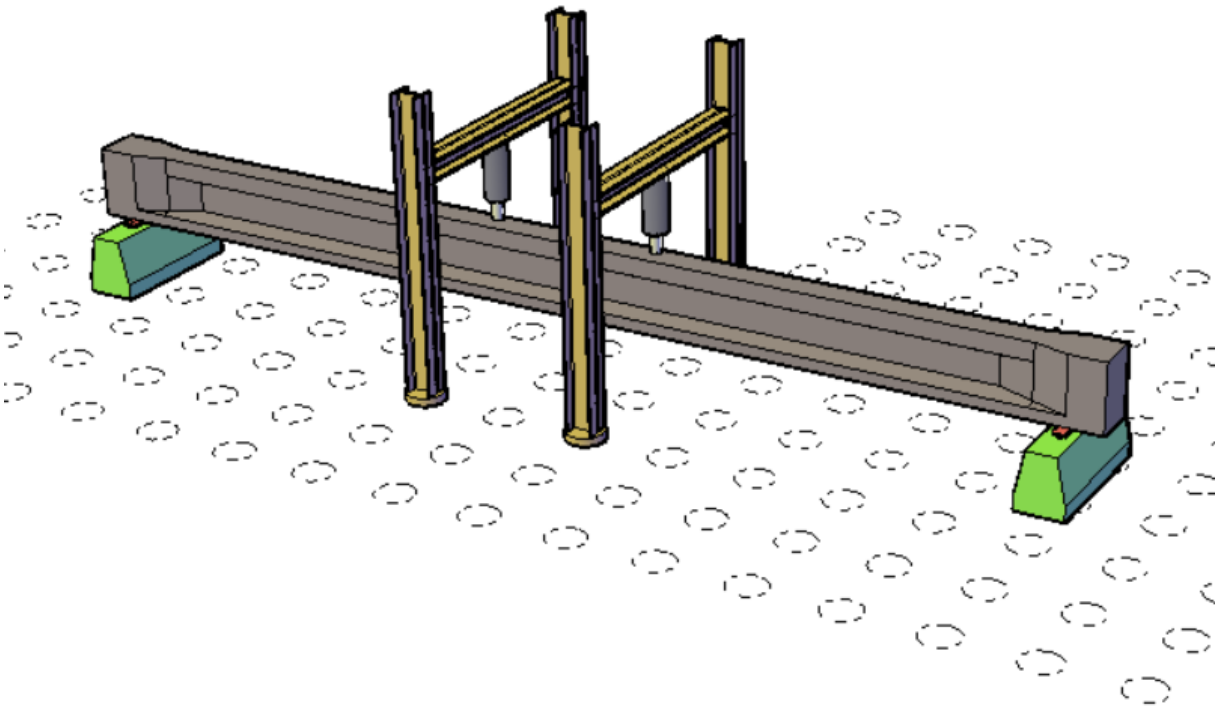


Figure 4-2 Disposition de la poutre lors de l'essai (3D)

2 INSTRUMENTS DE MESURE

Afin de pouvoir analyser un maximum de phénomènes entrant en compte durant le chargement (fissuration, rupture, décompression du béton, etc.), de multiples mesures sont acquises durant la durée de l'essai. De plus, vu le caractère inédit de ce test, même si tous les résultats ne sont pas interprétés dans le cadre de cette étude, il a été décidé d'instrumenter la poutre au maximum, afin de permettre des analyses ultérieures. Cette instrumentation a été faite avec deux types différents de mesures.

D'une part des instruments à acquisition automatique (LVDT, potentiomètre, jauges,…) et d'autre part à des instruments à acquisition manuelle (DIC, demecs). Cette section reprend les différents outils de mesure ainsi qu'une brève description de leur fonctionnement, dans le cas où la mesure a été interprétée plus en détail. Les références des instruments se trouvent en annexe (Pages 253-259).

2.1 DÉMECS

Les Démecs, dont la disposition choisie a permis de dériver la courbure (voir chapitre suivant), est la mesure la plus utilisée dans le cadre de ce travail. Les explications qui suivent permettent au lecteur de mieux comprendre la mesure, et donc de mieux appréhender les résultats qui en découlent.

2.1.1 RAPPEL SUR LE FONCTIONNEMENT DE LA MESURE AU DÉMEC

Le Démec est un dispositif permettant de calculer un allongement, avec une résolution de l'ordre de $7{,}95\mu S$.

Concrètement, des pastilles sont collées sur le béton, à une distance de $100\ mm$. Ensuite, grâce au Démec (présenté à la Figure 4-3 et Figure 4-4), qui se positionne très précisément dans les pastilles, l'allongement par rapport à la situation de départ est mesuré (dans ce cas, tous les 10 kN). Cet allongement est mesurable grâce à un bras de levier situé entre une pointe fixe (à gauche sur la Figure 4-4) et une pointe mobile (à droite sur la Figure 4-4).



Figure 4-3 - Démec utilisé dans le cadre de l'essai de mise en charge



Figure 4-4 Demec

Il convient de multiplier la mesure brute par un facteur 7950 pour obtenir une déformation en $microstrain$ (μS).

2.1.2 COMMENTAIRE SUR LA MESURE

La mesure des Démecs est relative. En effet, l'allongement est mesuré par rapport à la situation de départ, c'est-à-dire sous aucun chargement, mais sous les sollicitations dues à la précontrainte. Dès lors, la mesure n'indique pas les déformations par rapport à la situation avant précontrainte, mais bien uniquement les déformations sous charges extérieures.

Pour rappel, les schémas ci-dessous reprennent les répartitions de contraintes à différents stades de chargement de la poutre. Il convient de garder à l'esprit que seules les allures des graphes sont importantes et que ces derniers ne donnent pas d'idée quantitative des contraintes.

- **Avant mise en compression du béton** (avant relâchement des câbles). Seul le poids propre sollicite la poutre en flexion simple (Figure 4-5);

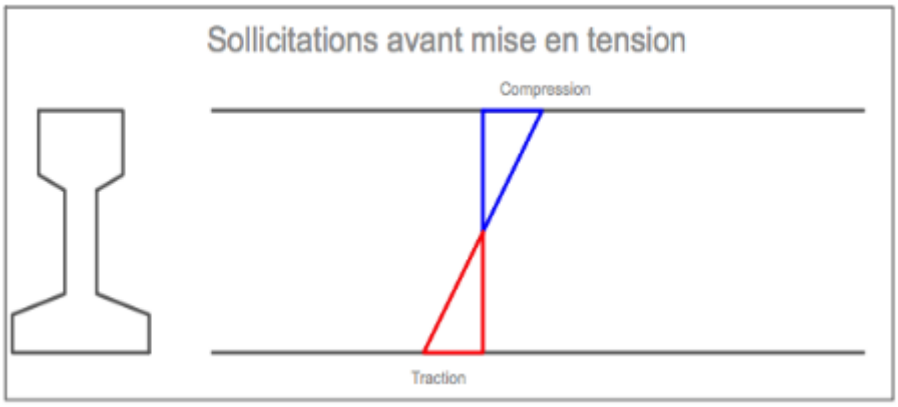


Figure 4-5 – Allure des contraintes dans le béton avant relâchement des câbles

- **Après relâchement des câbles de précontrainte**, au poids propre, s'ajoutent les efforts de précontrainte, équivalents à un effort normal centré et à un moment de flexion (Figure 4-6);

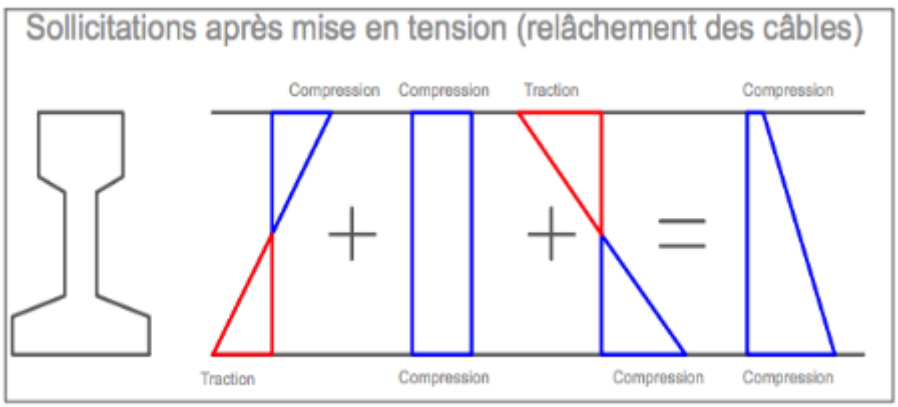


Figure 4-6 – Allure dans le béton Après relâchement des câbles

- **Au moment du chargement de la poutre** s'ajoute un effort de flexion. Selon le niveau de chargement et selon le niveau de précontrainte, l'allure des contraintes résultante pourra prendre d'autres allures. Le schéma permet simplement de cibler la mesure du Démec (Figure 4-7).

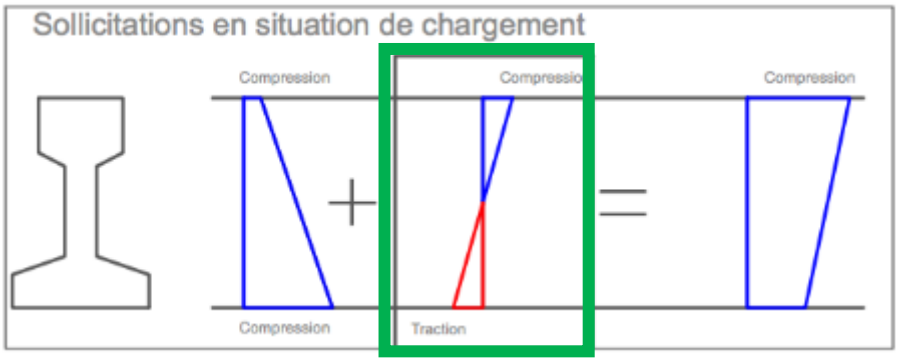


Figure 4-7 – Allure des contraintes dans le béton pendant chargement

Le Démec prend la mesure par rapport à l'état initial, c'est à-dire sous les sollicitations du poids propre et de la précontrainte. Seuls les allongements relatifs au dernier chargement (dont l'allure des contraintes est encadrée en vert sur le schéma précédent) sont mesurés.

2.1.3 DISPOSITION DES SYSTÈMES DÉMEC

Six systèmes de cinq Démecs sont placés: trois du côté intérieur du pont (L/4, L/2 et 3L/4) et trois du côté extérieur (L/4, L/2 et 3L/4), comme présenté à la Figure 4-8 (en rouge).

L'un des Démecs du « *Système Demec Ext 3* » est déplacé vers la gauche. En effet, le béton étant endommagé à l'emplacement initial, la surface ne permettait pas de placer les pastilles avec suffisamment de précision. Le déplacement de ces dernières s'imposait donc.

Théoriquement, les mesures obtenues devraient être identiques pour chaque système en vis-à-vis. La disposition choisie permettra ou non de vérifier cette affirmation.

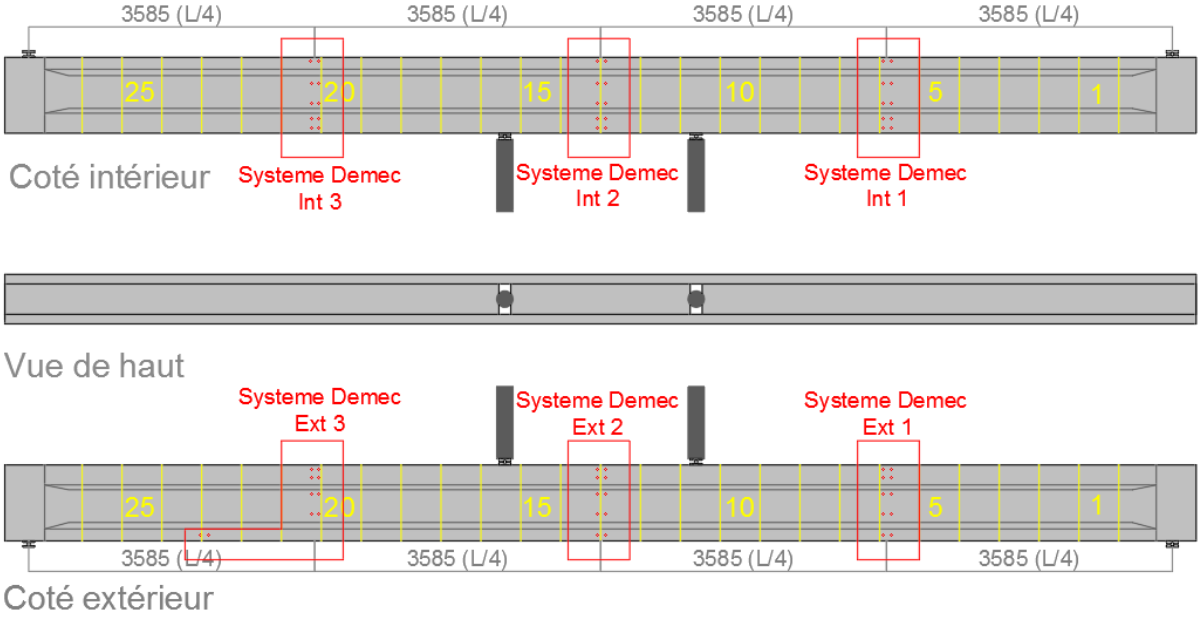


Figure 4-8 - Positions des systèmes Démec sur la poutre (distance en [mm])

Chaque système de Démecs comprend cinq niveaux de mesure, répartis sur la hauteur de la section, comme présenté ci-dessous (Figure 4-9) :

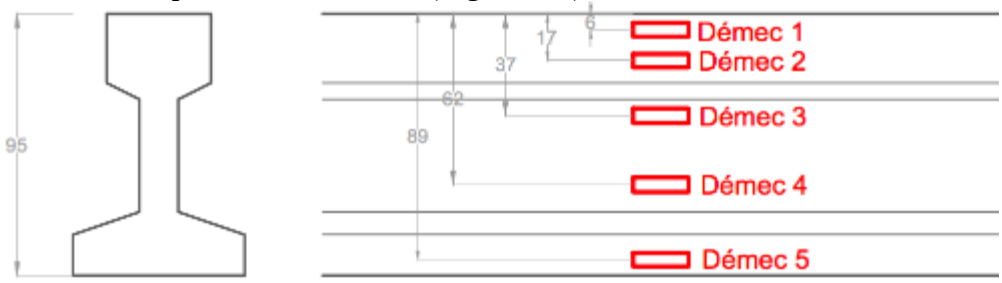


Figure 4-9 - Position des mesures pour chaque système Démec

2.2 FIBRES DE BRAGG

Bien que les fibres de Bragg fonctionnent selon une méthode bien différente, elles permettent d'obtenir des déformations au même titre que les Démecs. Ceci a donc permis d'acquérir quelques données supplémentaires et de vérifier la cohérence entre les déformations calculées sur base des deux méthodes différentes.

2.2.1 RAPPEL SUR LE FONCTIONNEMENT DES FIBRES DE BRAGG

Comme pour les démécs, les fibres de Bragg (Figure 4-10) donnent des informations quant aux déformations (valeurs relatives) en différents points uniquement sur base des sollicitations extérieures. Les fibres utilisées ont une résolution de 1 $[\mu\epsilon]$ et une sensibilité de 1,5 $[pm/\mu\epsilon]$.



Figure 4-10 - Un capteur FS62, tel que ceux utilisés

Concrètement, le moniteur envoie un spectre d'entrée dans les différents réseaux. Chaque fibre de Bragg réfléchit une longueur d'onde bien précise. Sous l'action des contraintes (et donc des déformations du béton), la longueur d'onde réfléchie varie. Ce sont ces différences de longueurs d'onde qui sont mesurées, et qui, une fois interprétées permettent d'obtenir les déformations. La Figure 4-11, issue du manuel de l'instrument, illustre cette brève explication.

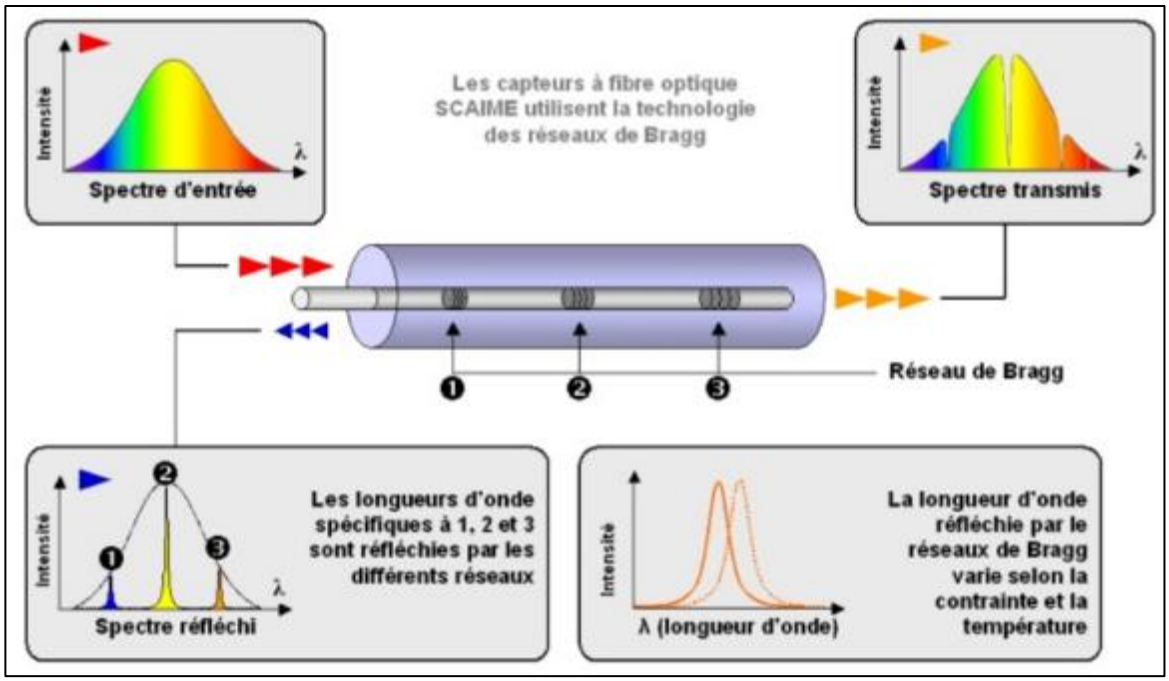


Figure 4-11 - Schéma du fonctionnement des fibres de Bragg

Afin de convertir la différence de longueur d'onde en déformation, la formule suivante est utilisée :

$$\epsilon = \Delta\lambda * S * \frac{l}{l_i} \quad [\mu Str]$$

Où $\Delta\lambda$ est la différence de longueur d'onde

S est la sensibilité du dispositif (ici 1,5 $[pm/\mu\epsilon]$)

l est la longueur entre les points de fixation (106 $[mm]$)

l_i est la longueur initiale entre les points de fixation (110 $[mm]$)

2.2.2 DISPOSITION DES FIBRES DE BRAGG

Quatre réseaux de 3 fibres de Bragg sont utilisés à 4 emplacements différents le long de la poutre (positionnés à chaque fois à 0,8 $[m]$ des systèmes Démec), comme présenté à la Figure 4-12, en bleu.

Pour chaque réseau, deux fibres sont placées sur la face intérieure du pont (à 11 $[cm]$ de la semelle supérieure et de la semelle inférieure) alors que la dernière est placée sur la face extérieure (à 11 $[cm]$ de la semelle supérieure), donc en vis-à-vis de la fibre intérieure supérieure. De cette manière, il est possible de vérifier que les deux faces se comportent de la même manière.

D'autre part, l'utilisation des fibres de Bragg permet de vérifier les mesures par Démecs (par interpolation). Ces deux dispositions sont représentées sur la Figure 4-13 et la Figure 4-14.

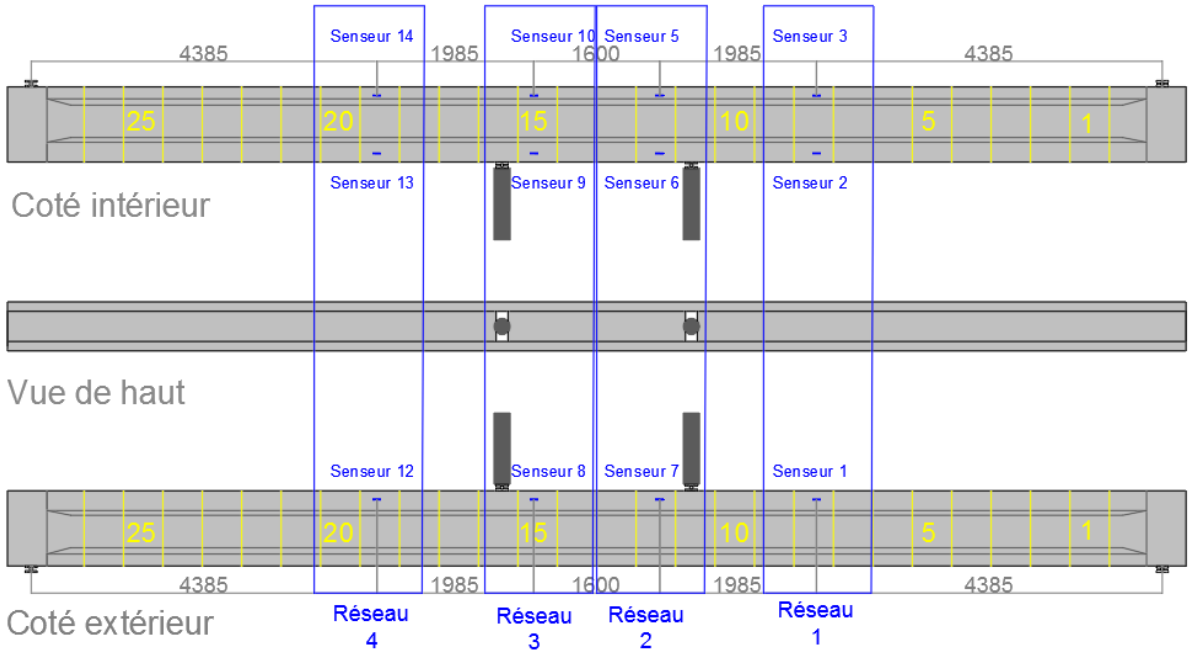


Figure 4-12 - Disposition des fibres de Bragg sur la poutre

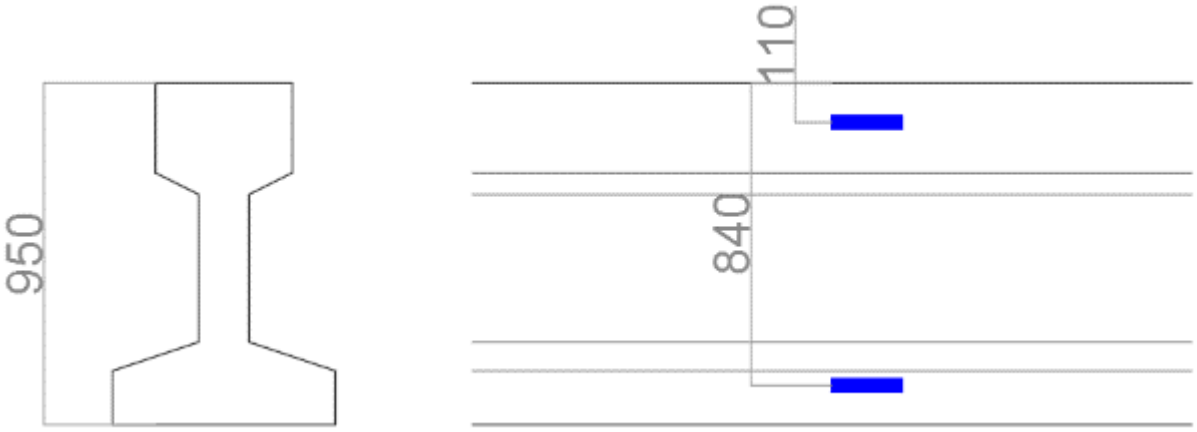


Figure 4-13 - Position des fibres de Bragg sur la hauteur (Coté intérieur)



Figure 4-14 - Position des fibres de Bragg sur la hauteur (Coté extérieur)

2.3 FLÈCHE

La mesure de la flèche étant directe (contrairement aux mesures de courbure via les déformations mesurées par les Démecs et fibres de Bragg), le fonctionnement des instruments n'est pas rappelé ici.

La flèche est mesurée à cinq endroits, comme présenté à la Figure 4-15. Trois différents instruments de mesure sont disposés :

- un potentiomètre, résolution de 0,001 *mm* (précision de 0,1%) (en bleu sur la Figure 4-15);
- deux LVDT, résolution de 0,001 *mm* (précision de 0,3%) (en vert sur la Figure 4-15);
- Deux lasers, résolution de 0,001 *mm* (précision de 0,1%) (en rouge sur la Figure 4-15)

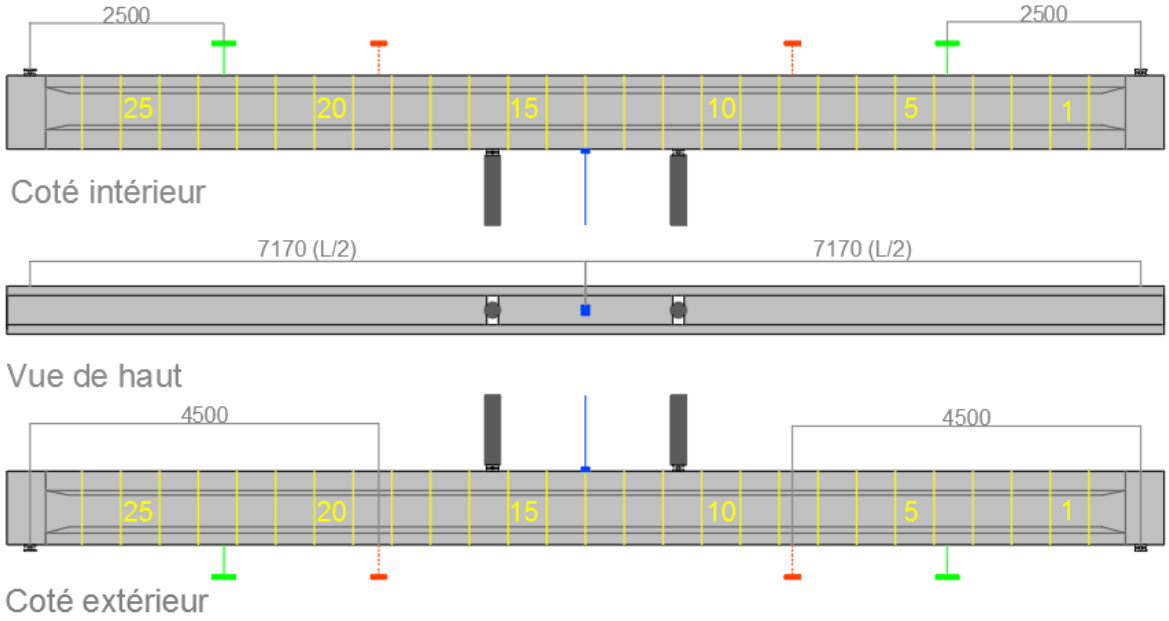


Figure 4-15 - Disposition des différents capteurs de flèche sur la poutre

2.4 JAUGES BÉTON

Les jauges béton sont disposées de deux façons différentes et dans deux buts différents. Dans tous les cas, ces dernières ont une résolution de $0{,}001\ mm$ (précision de $0{,}1\%$) et mesurent un allongement du béton.

2.4.1 VÉRIFICATION DES MESURES DÉMECS

En vue de vérifier les valeurs prises au Démec en mi-travée, deux jauges ont été placées à cet endroit du côté extérieur et une du côté intérieur du pont, comme présenté la Figure 4-16 et la Figure 4-17.

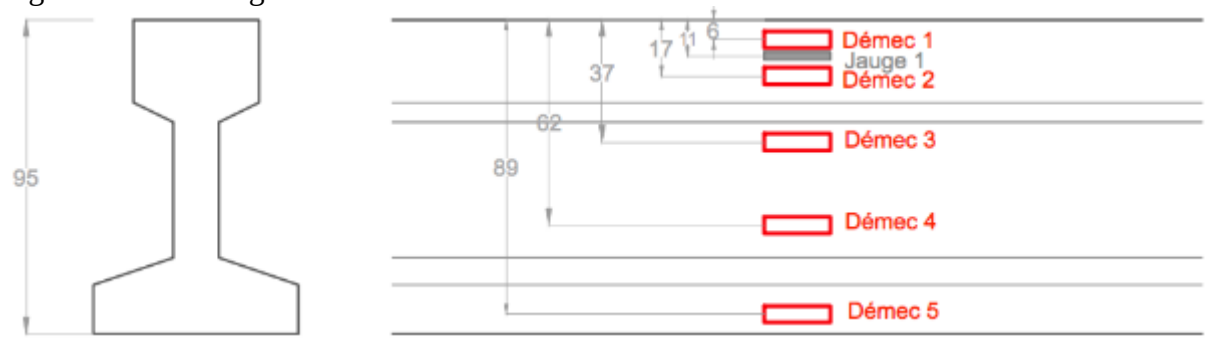


Figure 4-16 - Schéma position Démecs et jauge en travéee centrale (intérieur)

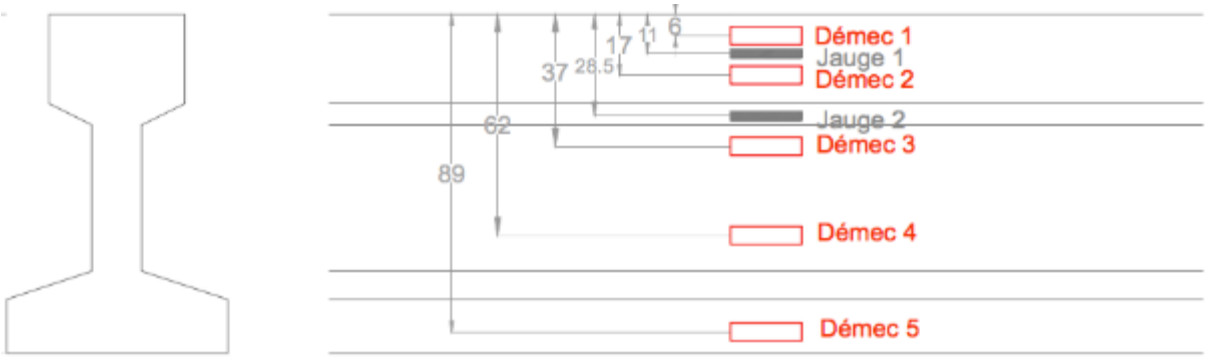


Figure 4-17 – Schéma position des Démecs et jauges en travée centrale (extérieur)

2.4.2 JAUGES BÉTON OBLIQUES

Deux systèmes de deux jauges béton obliques (à 45 degrés) sont placés à proximité des appuis (à $2{,}31\ [m]$ à mi-hauteur de section en vue d'évaluer l'influence des efforts de cisaillement. Leur disposition est présentée à la Figure 4-18, en rose.

2.4.3 DISPOSITION DES JAUGES BÉTONS

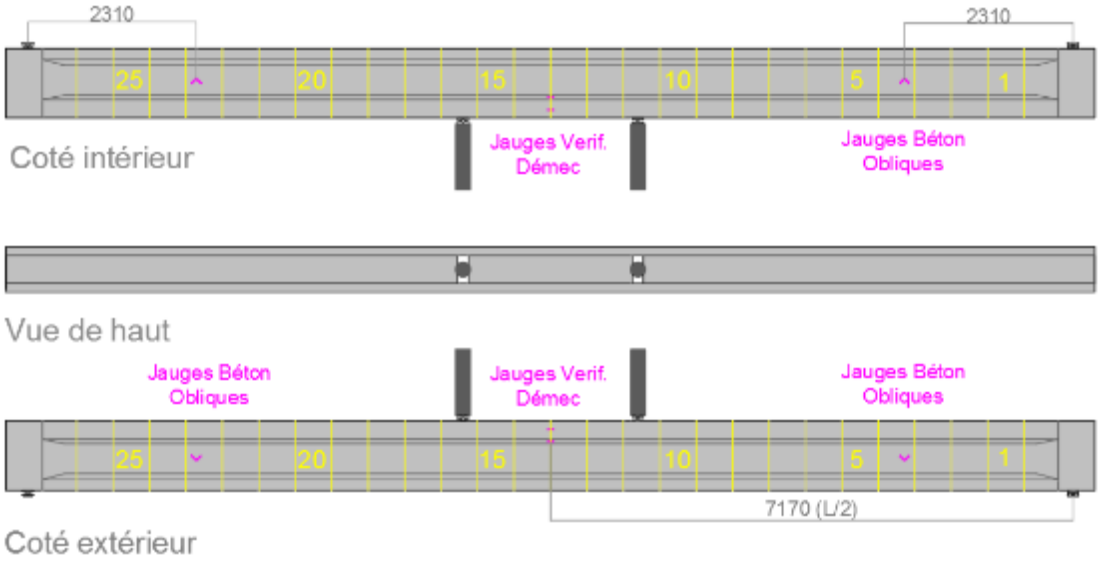


Figure 4-18 - Disposition des jauges béton

2.5 JAUGES TORONS

Les jauges torons mesurent l'allongement de ces aciers avec une résolution de 1 $\mu Strain$ (précision de 0,3%). Afin de minimiser l'influence du dégagement de béton sur la précontrainte de l'ouvrage, les jauges sont posées sur les torons dans les zones testées à l'arbalète. De cette façon, le béton de la poutre n'est pas endommagé.

Pour chaque ouverture, deux jauges sont placées sur deux torons différents dans l'axe du fil, conformément aux essais préalables. En effet, afin de vérifier que cette disposition est plus optimale que dans l'axe du toron, des essais sur torons neufs ont été réalisés avec ces deux dispositions, dont les résultats et conclusions sont disponibles en annexe (page 260).

Du côté extérieur de la poutre, les jauges sont placées à 0,9 $[m]$ de l'appui droit (sur les torons 3 et 6 sur la Figure 4-19), et du côté intérieur, à 1,2 $[m]$ de l'appui gauche (sur les torons 5 et 8 sur la Figure 4-19), en semelle inférieure dans les deux cas. Les dispositions de ces torons est visible sur la Figure 4-20 en vert.

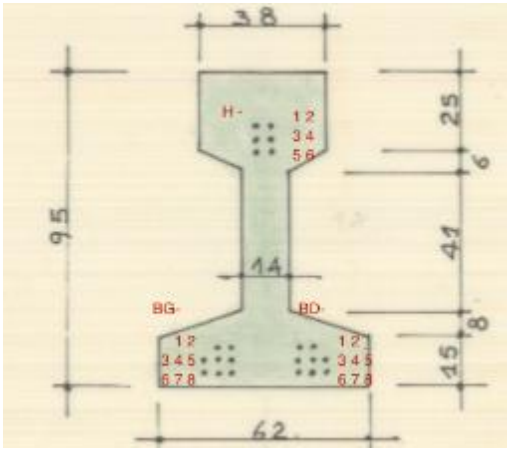


Figure 4-19 - Référence des aciers de précontrainte

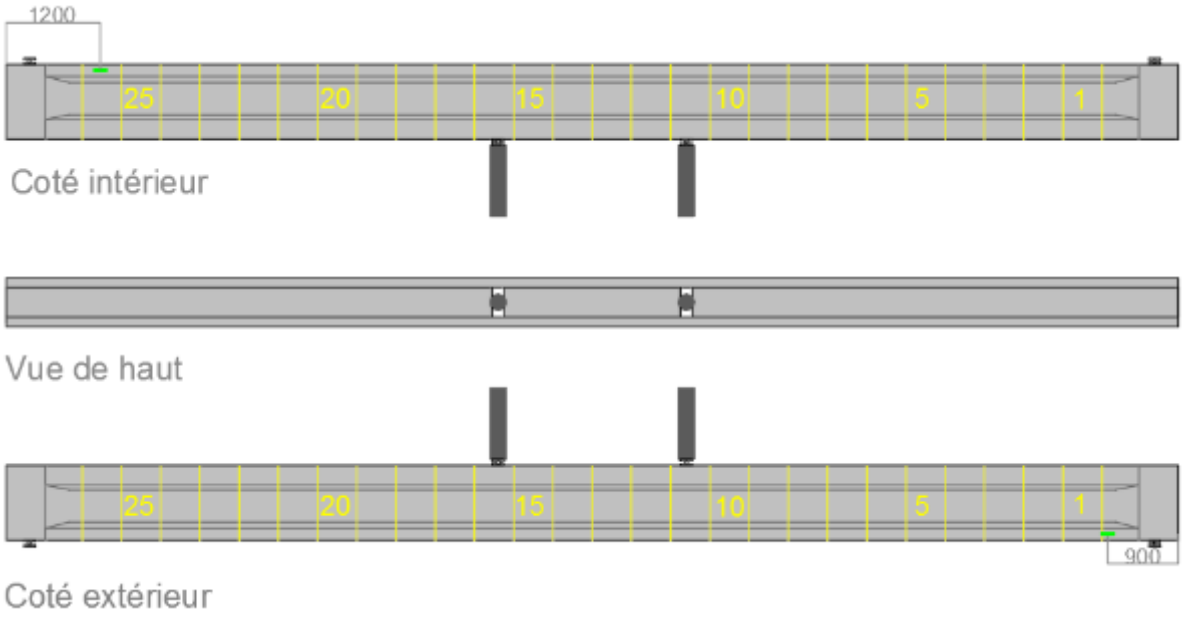


Figure 4-20 - Disposition des jauges torons sur la poutre

2.6 DIGITAL IMAGE CORRELATION

Les mesures dérivées du système *D.I.C. « Digital image correlation »* permettent de mesurer des champs de déformation en 2D. Cette technique vise en fait à corréler différentes images prises à des chargements différents. De cette manière, les déplacements relatifs du béton peuvent être illustrés. Le mouchetis, présenté à la Figure 4-21, permet de fixer les repères au programme. La résolution de ce système dépend du programme utilisé.

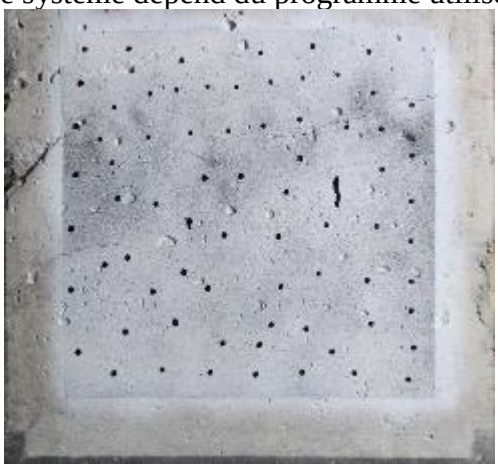


Figure 4-21 – Mouchetis gauche

Conformément à la Figure 4-22, les mouchetis (en blanc) sont disposés à 4,30 $[m]$ des appuis, uniquement sur la face extérieure.

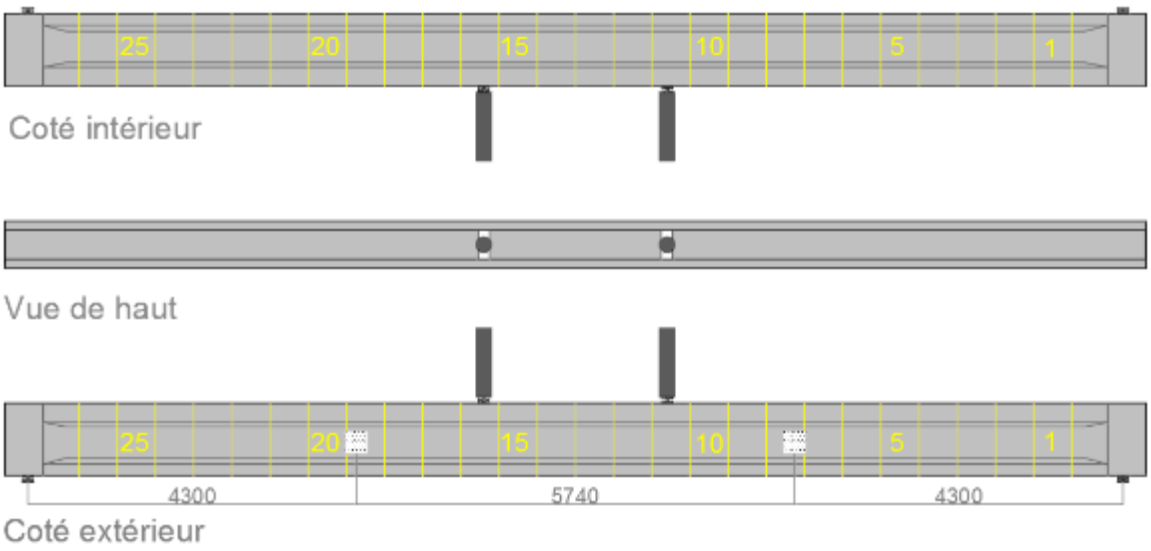


Figure 4-22 - Disposition des mouchetis (DIC)

2.7 INCLINOMÈTRES

Les inclinomètres sont placés soit dans l'axe de la poutre, soit dans le sens transversal de cette dernière.

2.7.1 AXE DE LA POUTRE

Dans l'axe de la poutre, deux inclinomètre d'une résolution de 1 $\mu radians$ (précision de 0,3%) donnent l'angle d'inclinaison de la poutre aux appuis (en degré). Ils sont représentés en noir sur la Figure 4-23.

2.7.2 SENS TRANSVERSAL

Dans le sens transversal, deux inclinomètres (représentés en gris sur la Figure 4-23) sont placés à 6,095 $[m]$ de chaque about (soit au plus près du coté extérieur des vérins) et permettent d'évaluer les effets tridimensionnels apparaissant lors du chargement. La résolution de ces appareils est de l'ordre du centième de millimètre par mètre.

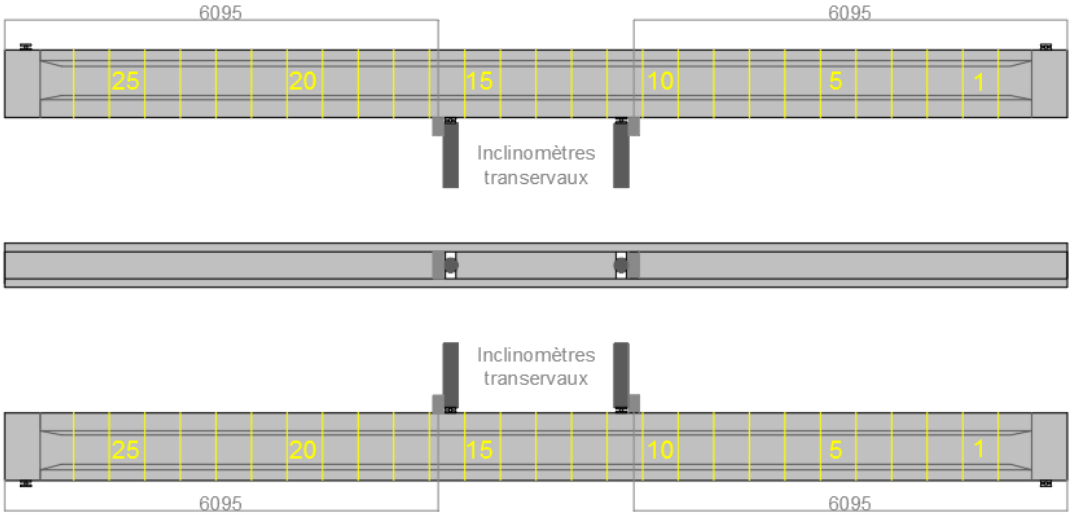


Figure 4-23 - Disposition des inclinomètres

2.8 SYNTHÈSE

La Figure 4-24, accessible à la page suivante représente l'ensemble des dispositifs précédemment présentés.

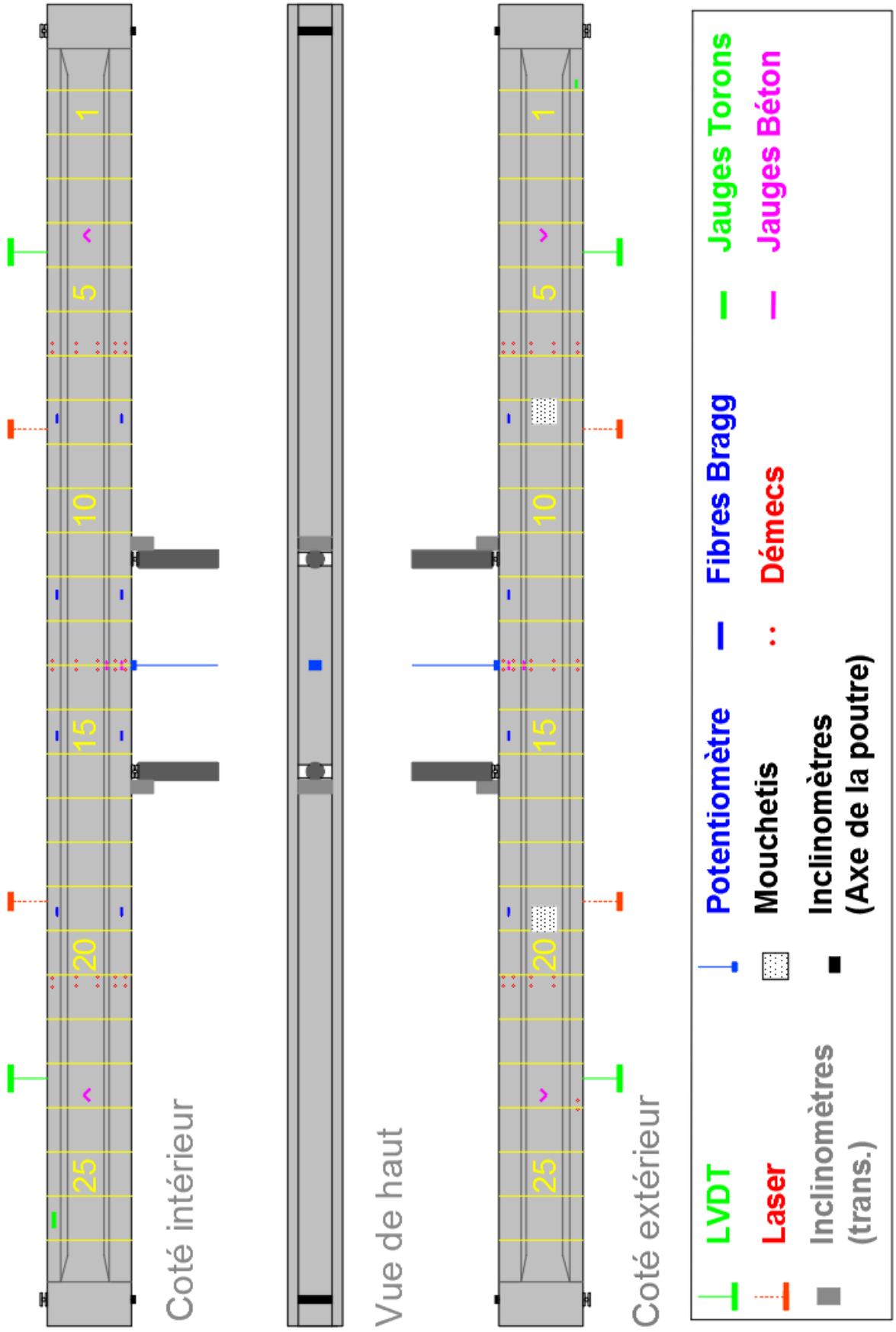


Figure 4-24 - Disposition générale des éléments

Les mesures sont acquises tous les 10 $[kN]$ durant l'essai. De plus, deux cycles de charge-décharge complets sont réalisés en phase élastique avant d'amener la poutre à la rupture. Ceci permet donc de vérifier l'élasticité de la poutre sous des faibles chargements. Vu le nombre important de paliers, le test est réalisé sur deux jours. Le premier jour comprend les deux cycles de charge-décharge et le second va jusqu'à la rupture

3.1.1 PREMIER JOUR – 2 CYCLES DE CHARGE-DÉCHARGE

Le premier jour, les deux cycles en phase élastique sont réalisés. Alors que le premier va jusqu'à 50 $[kN]$ par vérin, le second se poursuit jusqu'à l'observation de la première fissure, qui s'est formée à 150 $[kN]$. Un palier supplémentaire a toutefois été réalisé afin de constater l'ouverture de la fissure.

Dans les deux cas, le chargement, par palier de 10 $[kN]$, s'est effectué à une vitesse de 5 $[kN/s]$. La durée des paliers, quant à elle, n'était pas fixée mais nous les avons tous maintenu sur une durée approximative de 7 à 8 minutes. Le chargement théorique est exposé sur la Figure 4-25, tandis que le chargement réel est montré sur la Figure 4-26.

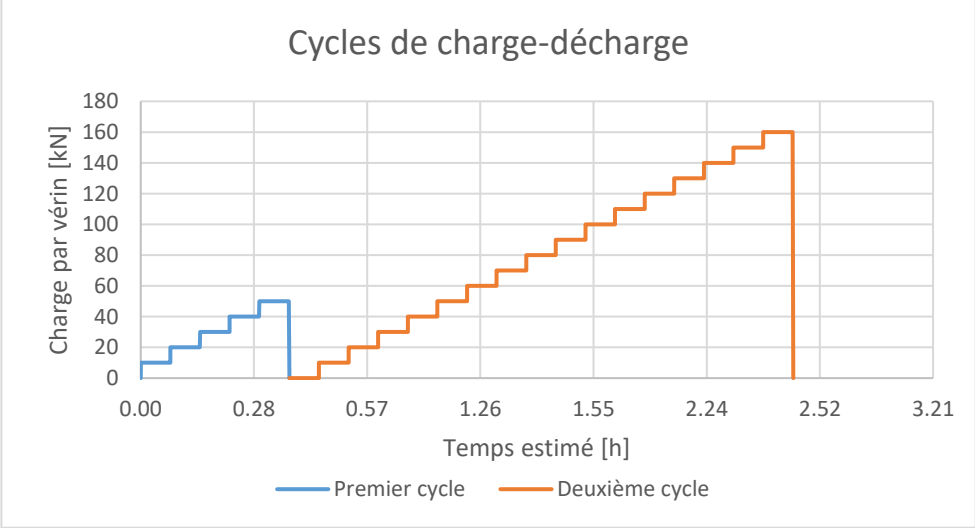


Figure 4-25 - Deux premiers cycles de chargement, charge en fonction du temps (théorie)

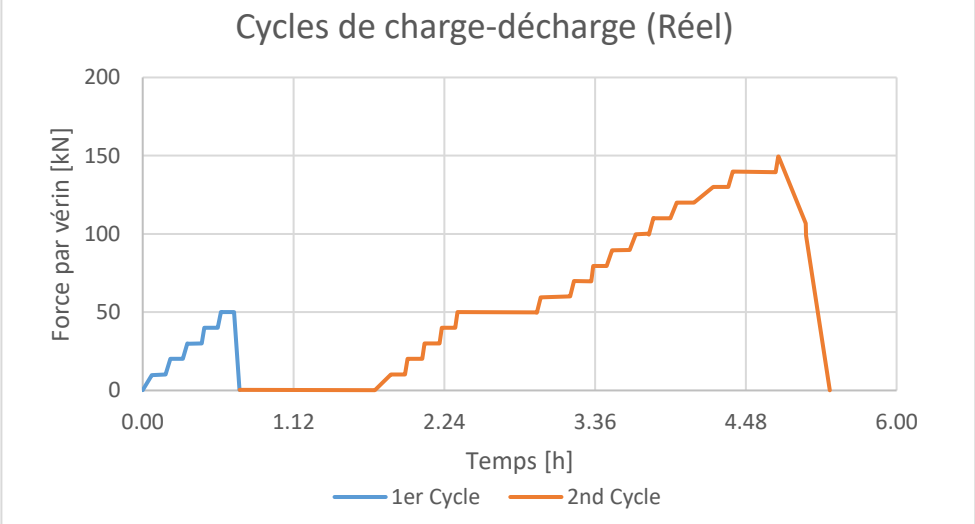


Figure 4-26 - Deux premiers cycles de chargement, charge en fonction du temps (Réel)

3.1.2 DEUXIÈME JOUR – CHARGEMENT À LA RUPTURE

Lors de la seconde journée, par continuité, la charge est incrémentée à nouveau paliers de 10 $[kN]$. Cependant, Une limite de déplacement imposée à de 5 $[mm/palier]$. De cette manière, lorsque cette limite est atteinte, l'essai est piloté en contrôle de déplacement $[0{,}1\ mm/s]$. Cette limite a été atteinte pour un chargement de 170 $[kN]$, et ensuite, l'essai n'a pas permis d'atteindre à nouveau cette charge.

Les caractéristiques de changement de palier et de durées sont identiques à celles des deux premiers cycles. Le chargement théorique est exposé sur la Figure 4-27, tandis que le chargement réel l'est sur la Figure 4-28.

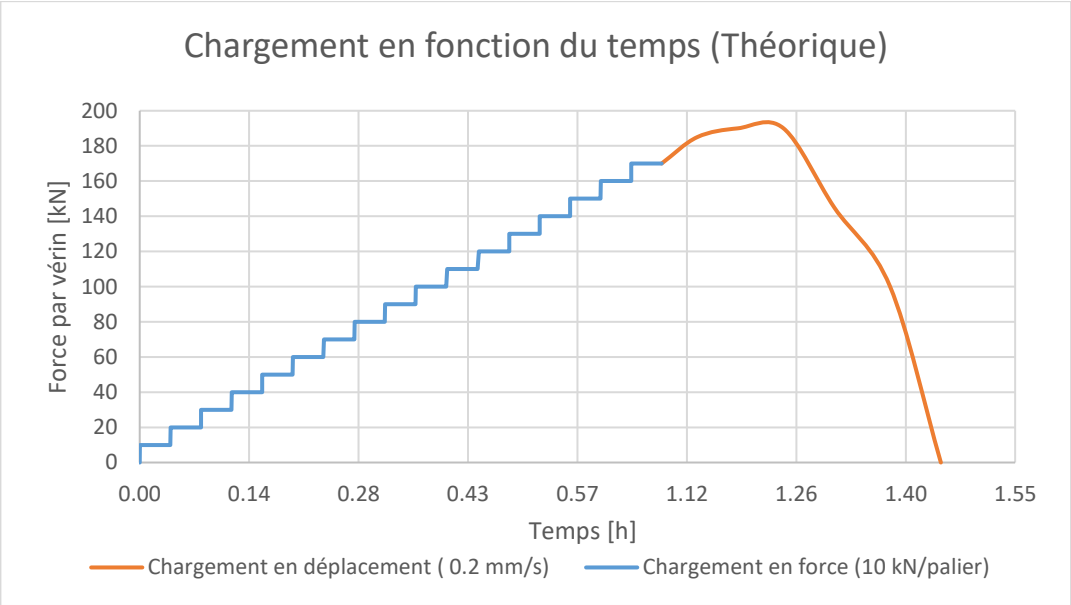


Figure 4-27 - Chargement à la rupture, charge en fonction du temps (théorie)

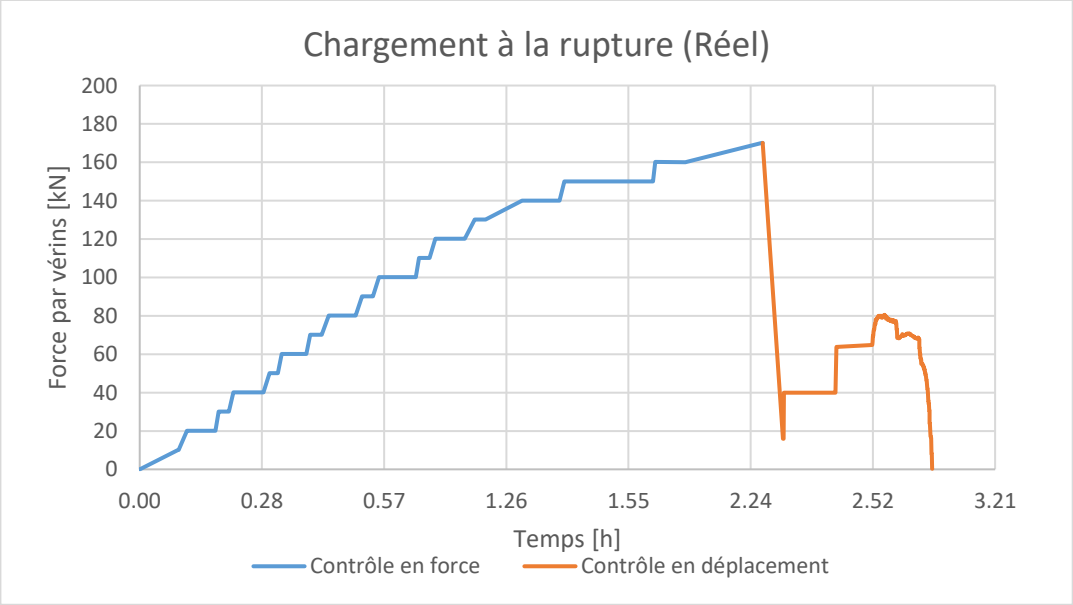


Figure 4-28 - Chargement à la rupture, charge en fonction du temps (réel)

La rupture s'est produite par interaction de flexion et de cisaillement. En effet, à 170 $[kN]$, une fissure de flexion importante est apparue, et s'est ensuite propagée de façon oblique, indiquant un phénomène d'effort tranchant. Etant donné les charges atteintes, la rupture est bien de type fragile, puisqu'une fois les 170 $[kN]$ atteints sur le vérin de gauche, il n'a plus été possible d'atteindre cette charge (voir section précédente, Figure 4-28). Les illustrations suivantes présentent le début de la fissure (fissure de flexion dans la semelle inférieure), la propagation de la fissure de façon oblique et la fissure traversante juste avant la rupture.

Il est intéressant de constater qu'en parallèle de cette fissure, d'autres, obliques également, se sont propagées. Néanmoins, la rupture s'est produite en conséquence de la première fissure.



Figure 4-29 - Zoom sur l'apparition de la fissure de flexion



Figure 4-30 - Propagation de la fissure de flexion en fissure de cisaillement



Figure 4-31 - Propagation de la fissure initiale et apparition de fissures en parallèle



Figure 4-32 - Propagation des fissures

Les figures précédentes exposent les observations du côté extérieur du pont lors de la formation et de la propagation des fissures. Les deux figures suivantes présentent la fissure initiale au moment où elle est traversante, c'est-à-dire qu'elle apparait des deux côtés du pont.

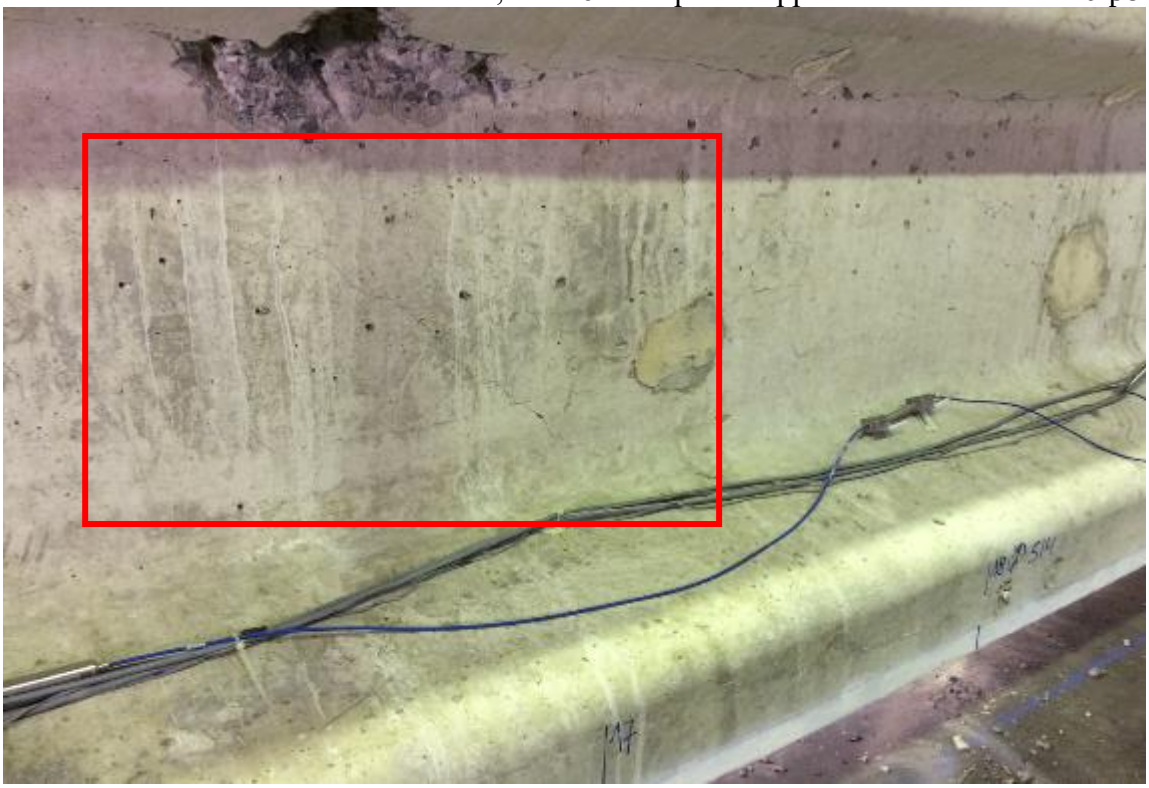


Figure 4-33 – Fissure initiale traversante

A la figure suivante, on observe également un excès de compression en semelle supérieure. Le mécanisme de rupture est décrit dans le chapitre 6.



Figure 4-34 - Fissures traversantes et surcompression en semelle supérieure

Enfin, à la figure suivante, la poutre rompue est présentée.



Figure 4-35 - Rupture – côté extérieur



Figure 4-36 - Rupture – côté extérieur



Figure 4-37 - Rupture – côté intérieur

CHAPITRE 5 : INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DE COURBURE

Ce chapitre est dédié aux interprétations des résultats concernant les courbures mesurées. L'interprétation de toutes les mesures prises lors du test n'a pas été réalisée dans le cadre de cette étude. Ce chapitre se concentrera donc sur les données récoltées à l'aide des Démecs, des fibres de Bragg, des capteurs de flèche ainsi que des inclinomètres.

Après avoir rappelé les éléments théoriques nécessaires à l'interprétation des mesures, la première étape des analyses de courbure est de valider les mesures manuelles des Démecs. Pour ce faire, ces dernières sont croisées avec l'acquisition automatique de déplacement via les jauges en travée centrale. L'erreur maximale sur la courbure étant de 0,63%, les mesures au Démec apparaissent fiables (raisonnement et résultats disponibles en annexe (pages 275-281)).

Ces étapes préliminaires remplies, les diagrammes de déplacement les plus représentatifs sont brièvement présentés. Ensuite, les diagrammes moment-courbure sont présentés et comparés aux attentes théoriques. Vu les divergences observées, l'analyse et les hypothèses des différences de mesure entre le côté intérieur et extérieur de la poutre sont avancées.

Il semble opportun de comparer les flèches et inclinaisons mesurées avec les courbures dérivées des Démecs et fibres de Bragg. Dans un premier temps, la courbure au centre est tirée de la flèche au centre et comparée avec le diagramme moment-courbure (du Démec). L'analyse suivante consiste à tirer, des courbures, les flèches et inclinaisons. La validité des mesures des fibres de Bragg est alors discutée.

1 DÉMARCHE ET RAISONNEMENT ADOPTÉS

La mesure de la courbure revêt un grand intérêt pour le travail. En effet, elle permet de vérifier de nombreuses hypothèses et de nombreuses estimations. Parmi celles-ci:

- Le module d'Young et l'inertie de la section, donc la qualité des estimations théoriques développées au chapitre 2;
- L'influence de phénomènes parasites:
  - dûs aux dégradations;
  - dûs au cisaillement ;
- L'analyse de la rupture, par l'analyse du diagramme moment – courbure.

Comme expliqué au chapitre 4, les instruments utilisés sont:

- Six systèmes de cinq Démecs (placés à des hauteurs différentes);
- Quatre réseaux de trois fibres de Bragg;
- Des jauges de déformation sur le béton, en vue de vérifier les valeurs données par les Démecs;
- Des inclinomètres (mesure indirecte de la courbure);
- Des capteurs de flèche (mesure indirecte de la courbure).

Les mesures des Démecs et fibres de Bragg ont été prises jusqu'à 160 kN (pour des questions de sécurité).

1.1 CALCUL DE COURBURE - DÉMEC

La courbure est calculée de deux manières différentes pour chaque système de Démecs:

- Une première méthode qui détermine la droite de régression (approximation aux moindres carrés) sans tenir compte des valeurs extrêmes (à 6 et 89 centimètres de la semelle supérieure de la poutre);
- Une seconde méthode qui consiste à déterminer la pente de la droite de régression (approximation aux moindres carrés) sur base de toutes les mesures.

Compte tenu des allongements mesurés, la première méthode semble la plus adaptée, comme présenté à la section 2. Néanmoins, pour chaque résultat, l'erreur relative entre les deux modèles est calculée de la manière suivante:

$$Erreur = \frac{\left(\rho_{régression} - \rho_{valeurs\ extrêmes}\right)^2}{\rho_{régression}^2}$$

Dans cette définition de l'erreur, notons que le carré a pour but d'éliminer les valeurs négatives.

L'erreur permet de réaliser rapidement si une mesure au Démec est faussée. En effet, lorsqu'une erreur dépasse les 2%, il convient d'observer le graphique et de, bien souvent, réaliser qu'une ou plusieurs des cinq mesures s'écarte(nt) totalement de la tendance. Sous des petits chargements, certaines séries de mesures ont totalement été ignorées dans les interprétations, et ceci s'explique par la résolution du Démec, présenté au chapitre 4.

Le calcul sera réalisé:

- Pour chaque système de Démec;
- Pour les valeurs moyennes obtenues entre l'extérieur et l'intérieur.

En effet, en ne considérant pas les éventuels effets tri-dimensionnels (déversement, par exemple), nous devrions obtenir les mêmes mesures à l'intérieur et à l'extérieur de la section. Dès lors, la courbure moyenne peut être intéressante.

1.2 CALCUL DE COURBURE – FIBRE DE BRAGG

Les mesures dérivées des fibres de Bragg ne permettent pas d'utiliser les mêmes raisonnements que dans le cas du Démec puisqu'ici, seules deux mesures sont acquises du côté intérieur et une seule du côté extérieur. Dès lors, la courbure du côté intérieur est déterminée en calculant simplement l'équation de la droite passant par les deux mesures. Du côté extérieur, la courbure n'est pas extraite, mais la mesure est exploitée pour analyser la présence de phénomènes tridimensionnels.

2 DIAGRAMMES POSITION – ALLONGEMENT

Les diagrammes représentés dans cette section présentent les allongements mesurés en fonction de la position de la mesure depuis la semelle supérieure de la poutre et ce, pour différents chargements.

Les diagrammes qui ne sont pas présentés dans cette section sont tous disponibles en annexe (11.2). Pour chaque diagramme présenté, la position du système de mesures sur la poutre est précisé et accompagné d'une photo de l'ouvrage.

Il convient de rappeler les résolutions des instruments utilisés:

- Démec: 7,95 μS;
- Jauge béton: 1μS;
- Fibre de Bragg: 1μS.

2.1 SYSTÈME DÉMEC EXT – 2, DEUXIÈME ET TROISIÈME CYCLE

Le système Démec ext-2 est situé en mi-travée de la poutre, comme rappelé à la Figure 5-1.

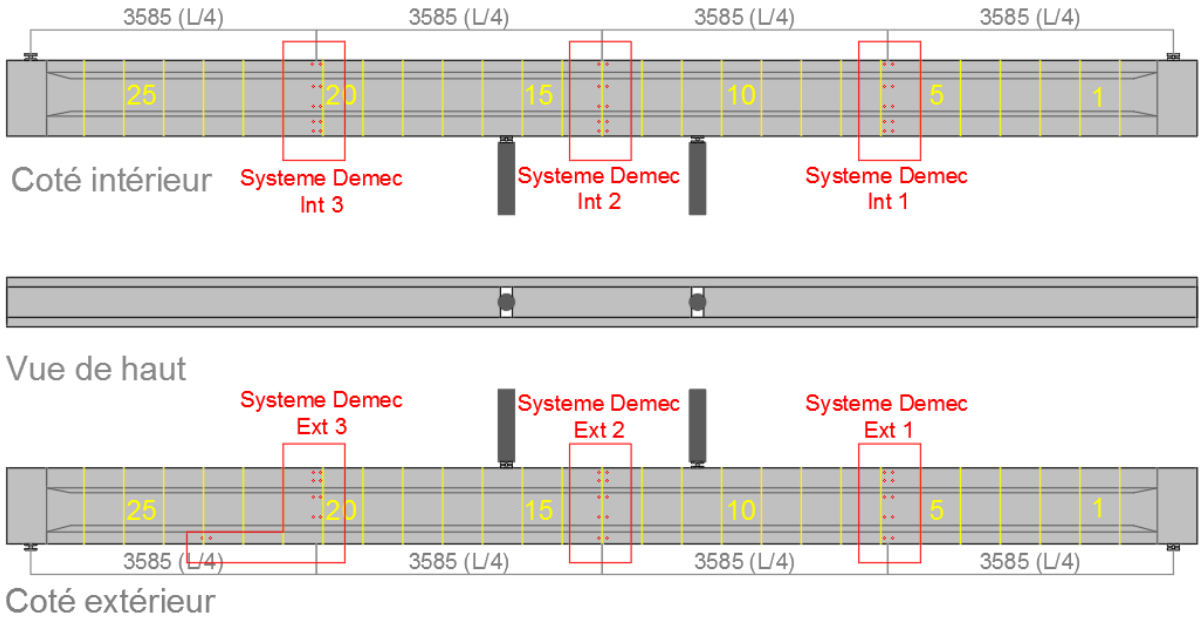


Figure 5-1 - Positions des systèmes Démec sur la poutre

En plus des 5 Démecs, deux jauges de déformation sont placées, comme présenté à la Figure 5-2.

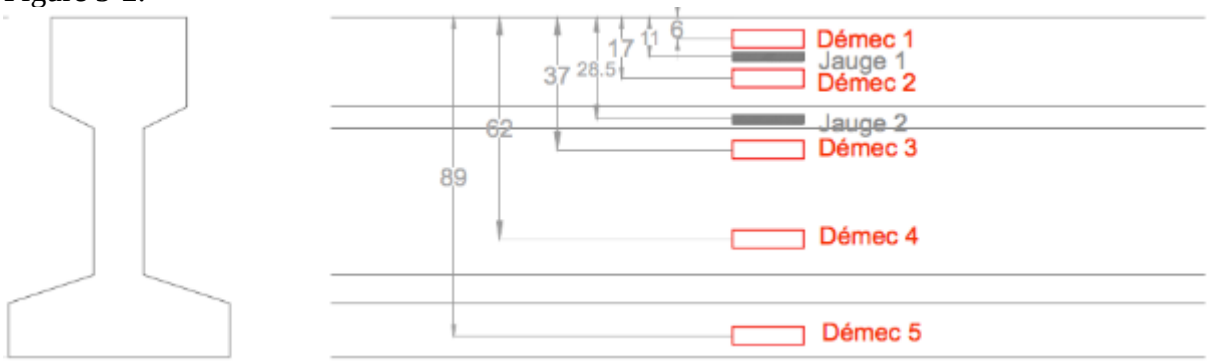


Figure 5-2 - Disposition des Démec et des jauges de déformation au système Démec 2-ext

Sur le graphe suivant (Figure 5-3), une micro-fissure semble apparaître entre les chargements à 60 [kN] et 70 [kN]. En effet, en semelle inférieure, un saut apparaît entre ces deux mesures. Cette hypothétique micro-fissure ne semble cependant pas s'ouvrir davantage par la suite. Néanmoins, compte tenu de la résolution du Démec (7,95 $\mu Strain$), il convient de garder un oeil critique sur cette hypothèse.

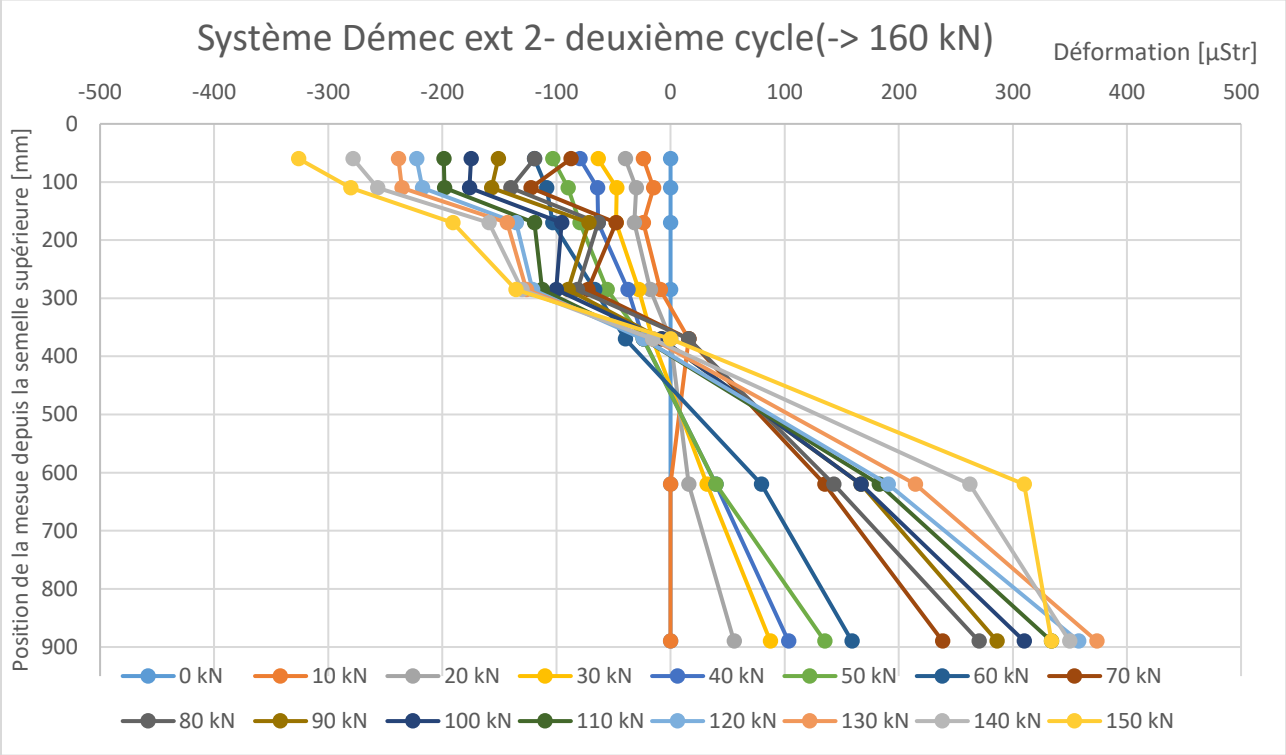


Figure 5-3- Deuxième cycle - L/2 extérieur

Au cycle suivant (dont les mesures sont présentées à la Figure 5-4), la fissure étant déjà formée, il est normal que celle-ci ne provoque pas de saut dans les mesures. Néanmoins, l'hypothèse de cette éventuelle fissure trouve une limite sur ce graphe. En effet, au second chargement, les déformations en semelle inférieure sont inférieures à celles mesurées au premier chargement pour la même sollicitation. Dès lors, cette microfissure devient peu probable, car il n'y a a priori aucune raison justifiant que la fissure s'ouvre moins au chargement suivant.

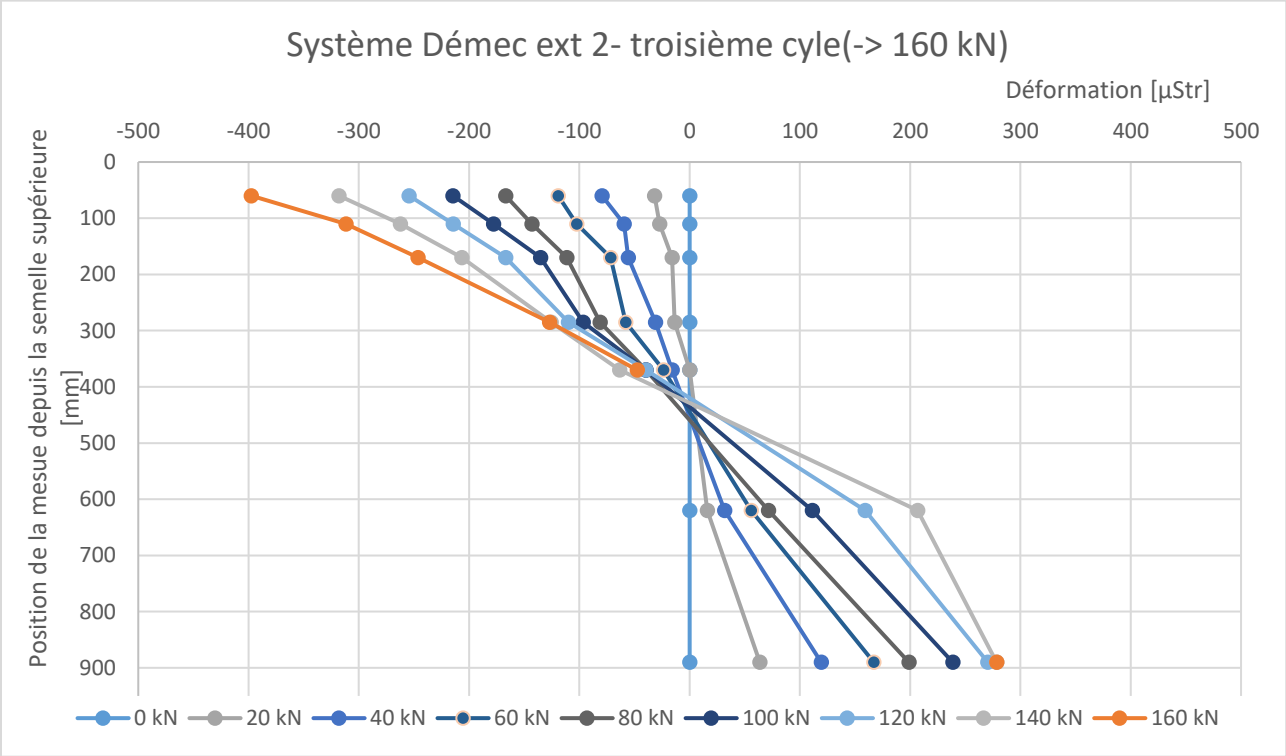


Figure 5-4 - Troisième cycle - L/2 extérieur

Le tableau présenté ci-après (Tableau 5-1) présente l'erreur relative entre le calcul de courbure tenant compte de toutes les valeurs ou uniquement celles intérieures (dans l'âme). Les erreurs sont toujours faibles (maximum 2%) sous des chargements limités, sauf sous très faibles charges, où l'erreur peut s'expliquer par la résolution insuffisante du Démec.

Sous de plus grands chargements (à partir de 140 kN), l'erreur augmente. Ceci indique que les semelles supérieures et inférieures semblent moins bien suivre les déplacements globaux. Une des hypothèses avancées est que ce Démec se trouve dans une zone endommagée (particulièrement atteinte dans sa semelle supérieure). Dès lors, les contraintes sont peut-être déviées dans le béton.

	CHARGE [KN]	COURBURE (SUR BASE DE TOUTES LES VALEURS) [1/M]	COURBURE (SUR BASE DES VALEURS INTÉRIEURES) [1/M]	ERREUR [%]
1E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	7,25E-05	8,67E-05	2,680%
	20	1,35E-04	1,20E-04	1,641%
	30	1,82E-04	1,77E-04	0,077%
	40	2,47E-04	2,36E-04	0,225%
	50	2,98E-04	2,88E-04	0,117%
2E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	2,97E-05	4,93E-05	15,793%
	20	1,11E-04	1,06E-04	0,285%
	30	1,77E-04	1,77E-04	0,002%
	40	2,20E-04	2,29E-04	0,169%
	50	2,84E-04	2,70E-04	0,272%
	60	3,53E-04	4,12E-04	2,034%
	70	4,30E-04	4,55E-04	0,307%
	80	4,97E-04	5,08E-04	0,047%
	90	5,52E-04	5,82E-04	0,256%
	100	6,07E-04	6,31E-04	0,138%
	110	6,71E-04	7,17E-04	0,416%
	120	7,27E-04	7,70E-04	0,312%
	130	7,74E-04	8,44E-04	0,687%
	140	8,12E-04	9,88E-04	3,178%
	150	8,68E-04	1,16E-03	6,367%
3E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	20	1,07E-04	7,49E-05	18,576%
	40	2,26E-04	1,93E-04	2,982%
	60	3,35E-04	2,95E-04	1,789%
	80	4,35E-04	4,17E-04	0,180%
	100	5,45E-04	5,64E-04	0,103%
	120	6,51E-04	7,41E-04	1,484%
	140	7,54E-04	9,33E-04	3,670%
	160	7,81E-04	9,96E-04	4,657%

Tableau 5-1 - Erreur entre les courbures calculées sur base des valeurs intérieures ou sur base de toutes les valeurs

2.2 SYSTÈME BRAGG (7,97M): SENSEURS 9 ET 10 – EXTÉRIEUR, DEUXIÈME ET TROISIÈME CYLCE

La Figure 5-5 rappelle la situation des senseurs 9 et 10 dont les résultats sont interprétés dans cette section.

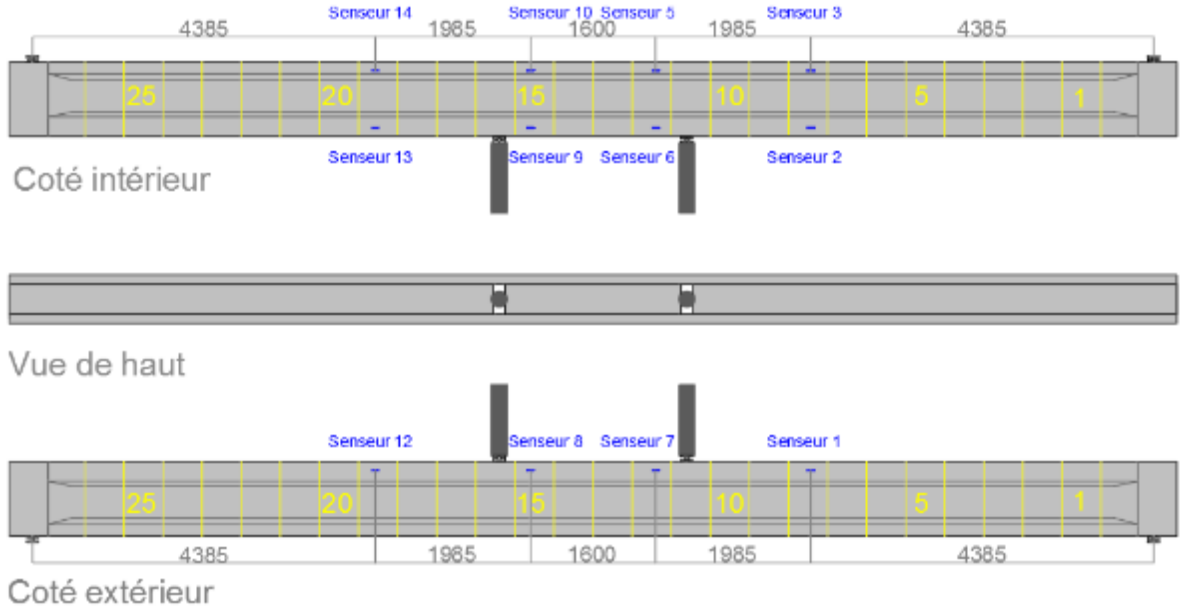


Figure 5-5 - Rappel: disposition des mesures Bragg

Le senseur 10 est placé à 110 mm de la semelle supérieure et le senseur 9, à 110 mm de la semelle inférieure.

Le graphe suivant (Figure 5-6) indique qu'une microfissure apparait à 100 kN et continue à s'ouvrir. En effet, les mesures au-delà de la fissuration ne sont pas groupées comme au cas précédent, mais continuent de s'éloigner l'une de l'autre.

Il convient de préciser que l'échelle utilisée habituellement a été modifiée, compte tenu des importants déplacements.

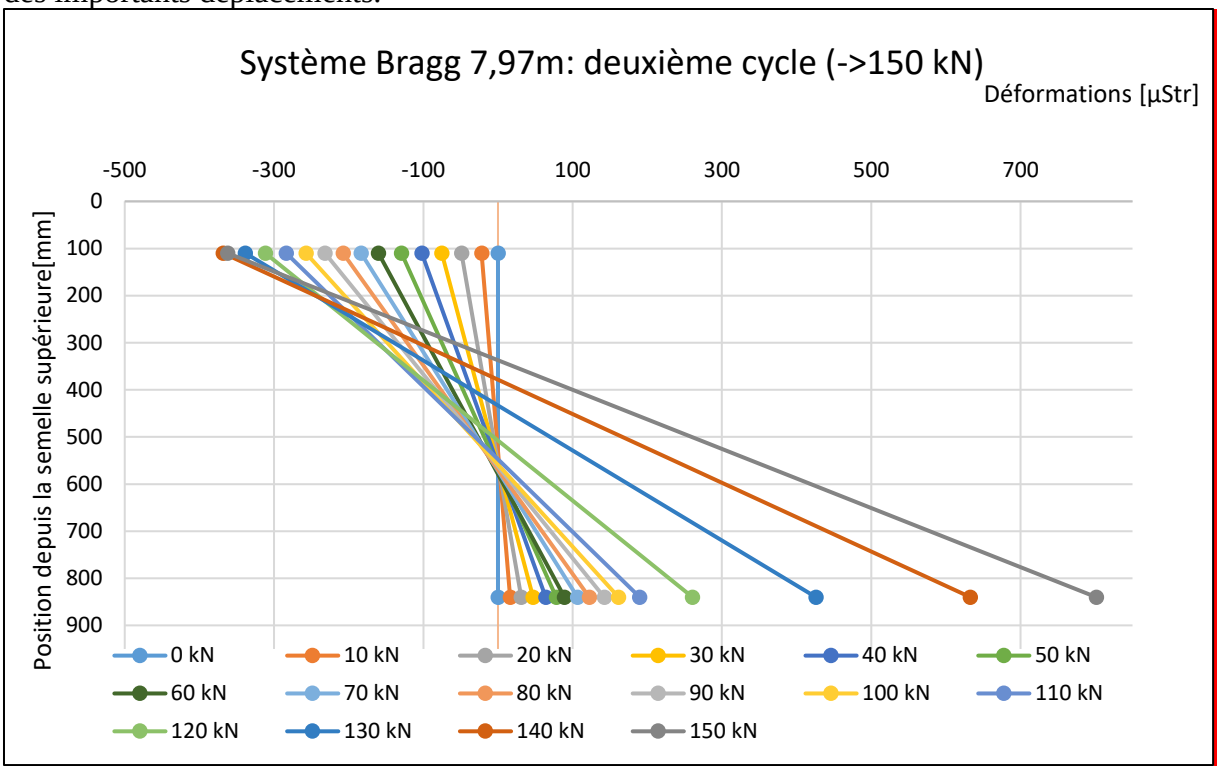


Figure 5-6- Deuxième cycle- Bragg 7,97m

Sur le graphe présentant les déformations au troisième cycle (Figure 5-7), on constate que l'ouverture de la microfissure (apparue aux alentours de 100kN) se reproduit. En effet, on peut voir que les déformations en semelle inférieure sont au moins aussi grandes qu'au deuxième cycle. Dans le cas où elles sont identiques, cela signifie que la fissure s'est ré-ouverte, et dans le cas où elles sont plus grandes, cela traduit une inélasticité dans la fissure (qui s'est donc ouverte davantage).

Il est important de préciser qu'il s'agit bien d'une micro-fissure, non observable à l'œil nu. En effet, la fibre de Bragg ayant une base de 10 centimètres, une déformation de 800 μS (valeur observée à 160 kN lors du troisième cycle de chargement) correspond à une ouverture de 0,08 mm.

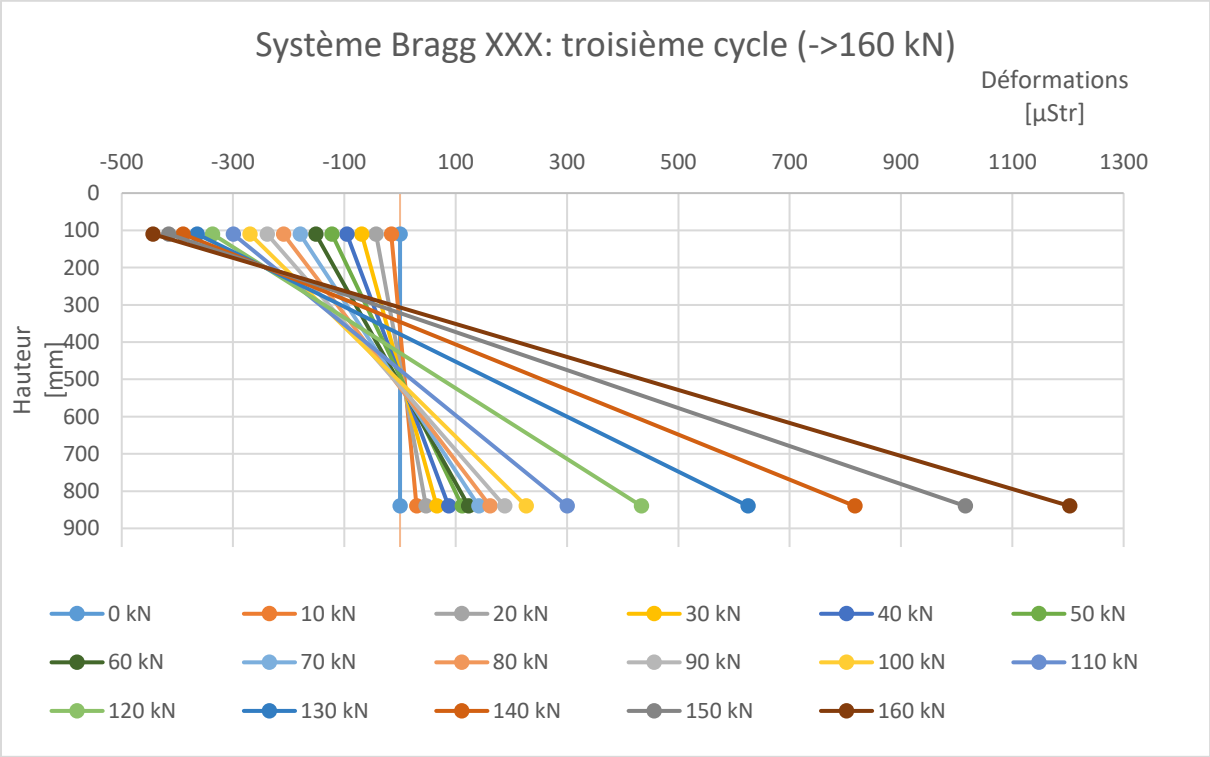


Figure 5-7- Troisième cycle- Bragg 7,97m

2.3 SYSTÈME DÉMEC 3 (3L/4) EXTÉRIEUR, DEUXIÈME ET TROISIÈME CYCLES

Le système Démec ext-3 est situé aux ¾ de la poutre, comme rappelé à la Figure 5-8

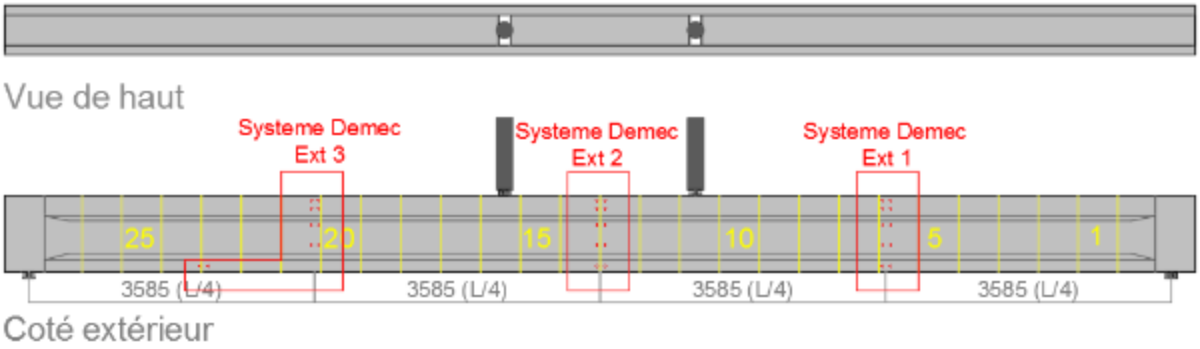


Figure 5-8 – Rappel : disposition des mesures Démec

Ici, seuls les 5 Démecs sont placés sur la hauteur de la poutre, comme présenté à la Figure 5-9.

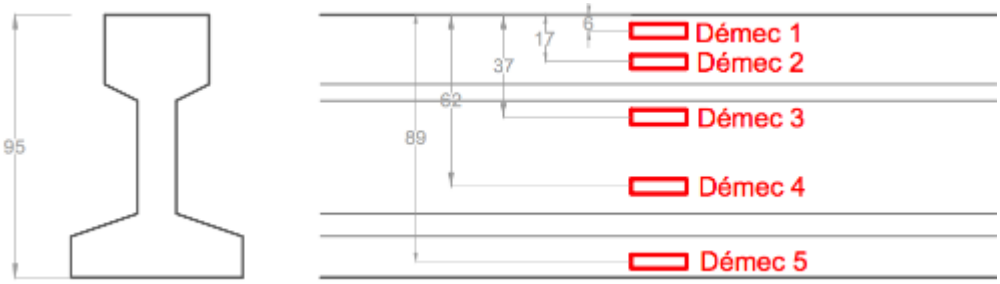


Figure 5-9 - Disposition des Démecs au système Démec 3-ext

A la Figure 5-12, le graphe présente les mesures d'allongement au troisième cycle. A nouveau, comme dans le premier cas exposé, une fissure semble apparaitre entre 60 et 70 kN. Ensuite, cette dernière ne semble ne pas s'ouvrir davantage. Néanmoins, il convient, comme dans le cas exposé, de garder un œil critique sur ces mesures et de ne pas en tirer des conclusions trop hâtives. Un autre phénomène est observé ici : les mesures en semelle inférieure semblent indiquer que cette dernière ne suit pas le déplacement global, c'est-à-dire qu'elle ne prend pas la même courbure.

Vu la résolution ($7{,}95\ \mu Strain$) de l'appareil, ces divergences ne sont peut-être dûes qu'à des imprécisions. Néanmoins, cette tendance apparait à tous les paliers de chargement, ce qui rend l'hypothèse d'une erreur de mesure moins crédible. Ces divergences, observées au droit de l'endommagement de la poutre, peuvent trouver une explication dans l'hétérogénéité du béton. En effet, si le béton est de meilleure qualité, il est bien plus rigide et donc se déforme moins.

Le Démec 3 se situe sur le tronçon 20, dont la Figure 5-10 rappelle l'état du côté extérieur de la poutre. L'âme est endommagée (un plan de décollement semble se présenter) et la semelle inférieure est également détériorée. On y voit deux torons sectionnés. La semelle inférieure, par contre, bien que du béton soit manquant, semble dans un état bien meilleur. De plus, elle a moins subi les dégradations liées aux intempéries, puisqu'elle était protégée par la dalle de compression du pont.



Figure 5-10 - Tronçon 20

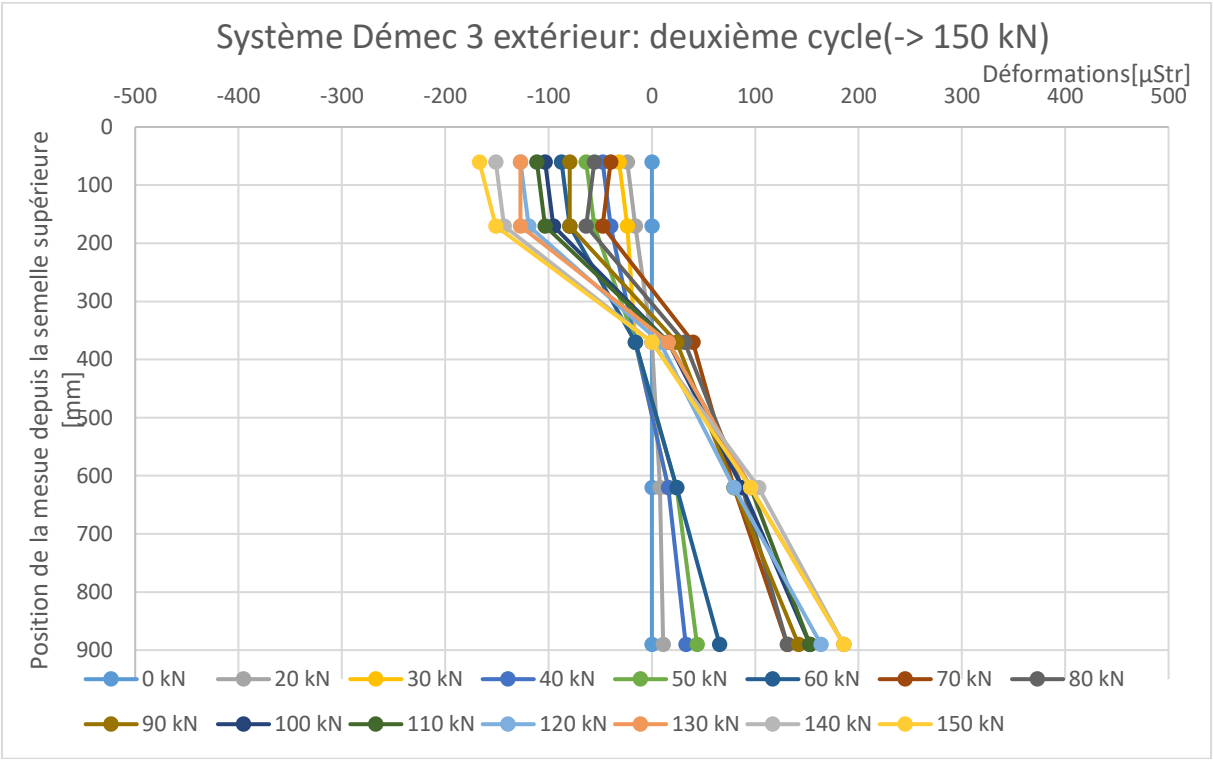


Figure 5-11 -Système Démec 3 (3L/4) extérieur- Deuxième cycle

A la Figure 5-12, les différences de pente entre deux mesures dans la semelle supérieure par rapport à l'âme et la semelle inférieure sont toujours bien présentes, ce qui confirme le comportement. Néanmoins, en semelle inférieure, la fissure n'apparait plus et on se retrouve dans le cas d'une fissure qui ne s'élargit visiblement pas.

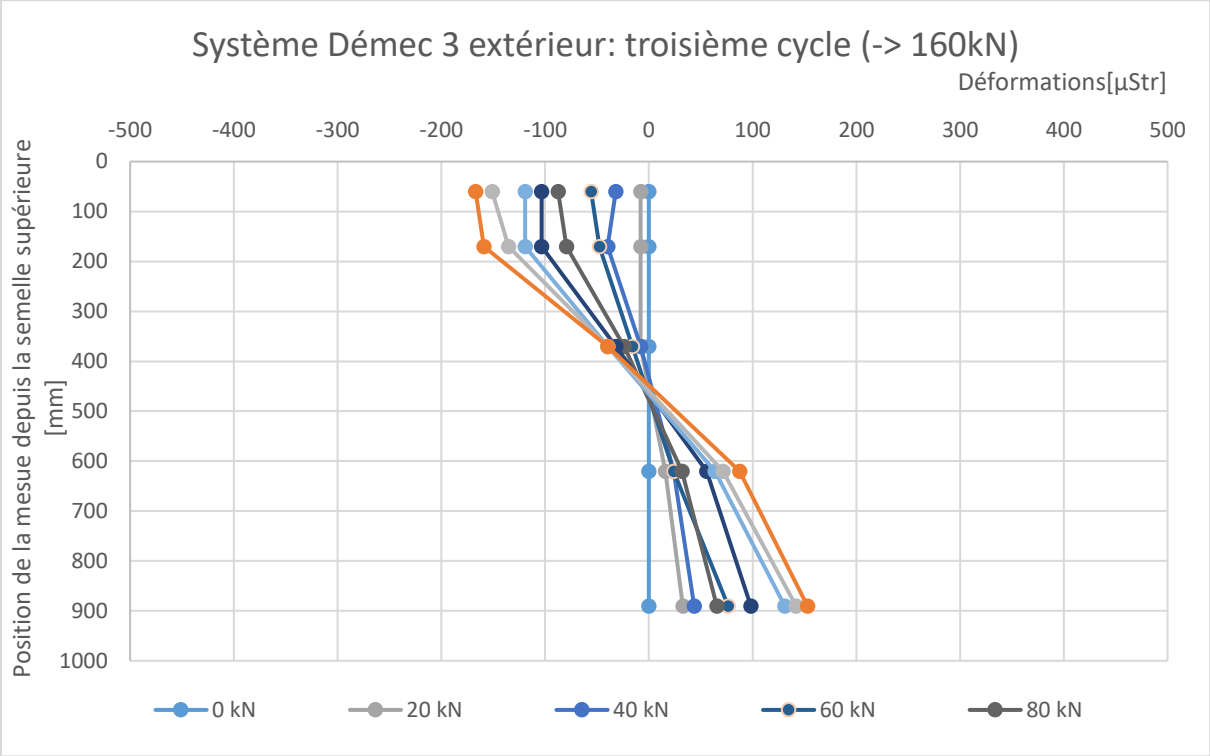


Figure 5-12 - Système Démec 3 (3L/4) extérieur- Troisième cycle

	CHARGE [KN]	COURBURE CÔTÉ EXTÉRIEUR (TOUTES [1/M]	COURBURE CÔTÉ EXTÉRIEUR (INTÉRIEURES) [1/M]	ERREUR EXT
1E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	3,26E-05	3,39E-05	0,133%
	20	7,06E-05	8,60E-05	3,210%
	30	9,69E-05	1,23E-04	4,369%
	40	1,32E-04	1,58E-04	2,727%
	50	1,58E-04	2,10E-04	6,009%
2E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	0,00E+00	0,00E+00	
	20	4,24E-05	5,21E-05	3,468%
	30	8,25E-05	8,99E-05	0,687%
	40	1,02E-04	1,24E-04	3,025%
	50	1,38E-04	1,76E-04	4,558%
	60	1,93E-04	2,27E-04	2,223%
	70	2,23E-04	2,78E-04	3,927%
	80	2,48E-04	3,31E-04	6,233%
	90	2,85E-04	3,48E-04	3,296%
	100	3,28E-04	4,01E-04	3,332%
	110	3,42E-04	4,37E-04	4,664%
	120	3,69E-04	4,35E-04	2,323%
	130	4,02E-04	4,87E-04	3,087%
	140	4,35E-04	5,42E-04	3,921%
	150	4,48E-04	5,41E-04	2,923%
3E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	20	5,22E-05	5,47E-05	0,218%
	40	1,03E-04	1,41E-04	7,042%
	60	1,61E-04	1,59E-04	0,021%
	80	1,97E-04	2,46E-04	3,956%
	100	2,68E-04	3,53E-04	5,807%
	120	3,28E-04	4,07E-04	3,784%
	140	3,76E-04	4,59E-04	3,233%
	160	4,20E-04	5,46E-04	5,311%

Tableau 5-2 - Erreurs sur la courbure calculée sur base des mesures intérieures ou sur base de toutes les mesures

Les erreurs sur la courbure en cet endroit (reprises dans le Tableau 5-2) sont plus importantes tout au long du chargement, notamment parce que les déformations en semelle inférieure et supérieure ne suivent pas la déformation de l'âme dès le début. Vu les dégradations sur ces parties de la poutre, il est très probable que les contraintes soient déviées dans ces zones.

2.4 SYSTÈME DÉMEC 1 (L/4) INTÉRIEUR, DEUXIÈME CYCLE

Le système Démec 1 (L/4) intérieur est placé du côté intérieur de la poutre, comme rappelé à la Figure 5-13.

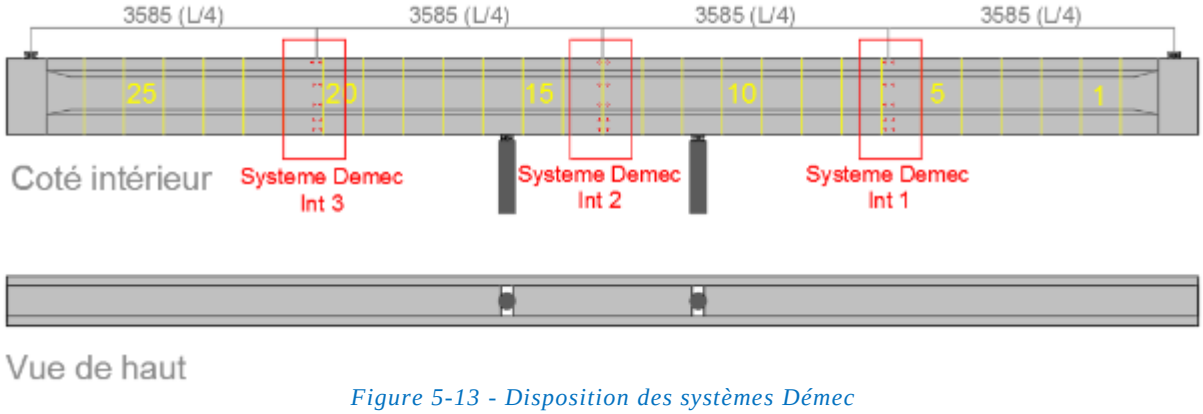


Figure 5-13 - Disposition des systèmes Démec

A la Figure 5-14, le graphe représente les allongements obtenus lors du second chargement. Dans ce cas-ci, l'âme ne semble pas suivre les déformations des semelles supérieures et inférieures. De telles déformations indiquent des phénomènes de cisaillement importants. Une quantification de ces sollicitations pourrait être intéressante, mais nécessite de passer par un modèle aux éléments finis, ce qui n'a pas été réalisé dans le cadre de ce travail. D'autre part, ce comportement est assez peu attendu, compte tenu de la forme de la poutre et des sollicitations imposées.

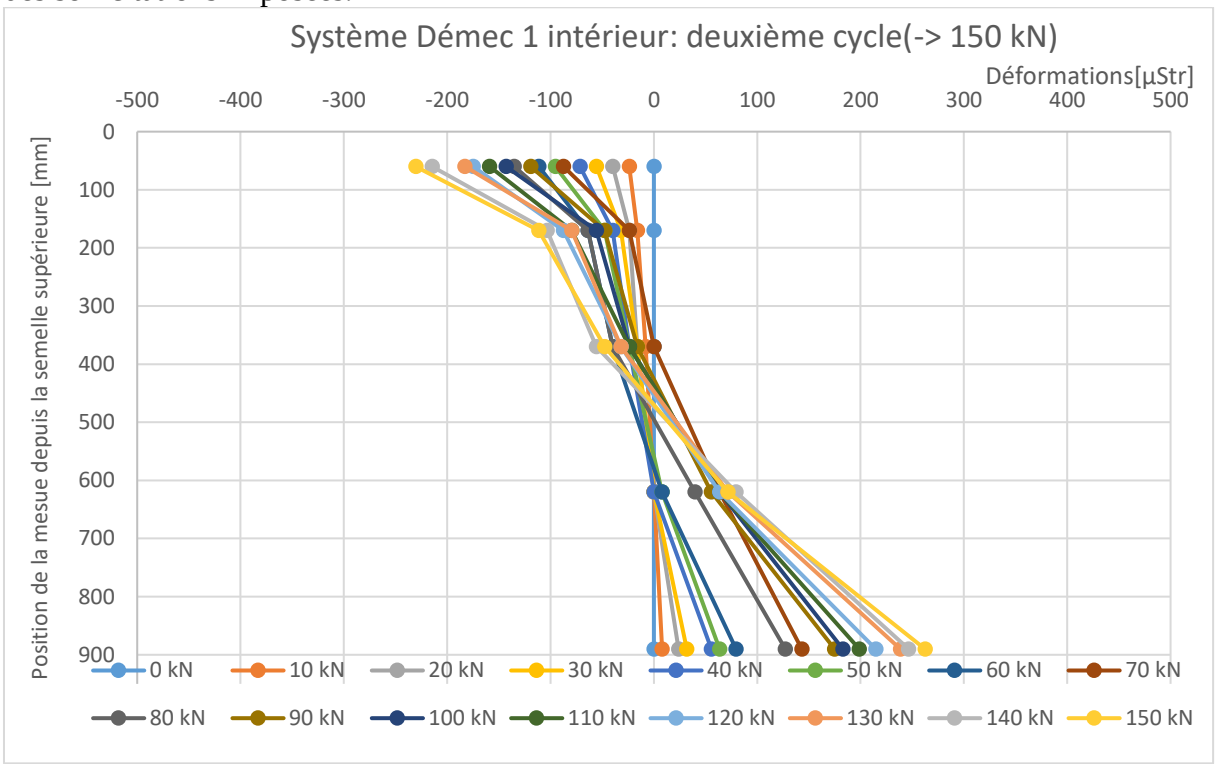


Figure 5-14 - Système Démec 1 (L/4) intérieur- Deuxième cycle

	CHARGE [KN]	COURBURE CÔTÉ INTÉRIEUR (TOUTES) [1/M]	COURBURE CÔTÉ INTÉRIEUR (INTÉRIEUR) [1/M]	ERREUR INT
1E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	2,70E-05	1,95E-05	14,6%
	20	7,02E-05	5,47E-05	7,9%
	30	1,01E-04	5,73E-05	57,8%
	40	1,30E-04	9,25E-05	16,1%
	50	1,71E-04	1,09E-04	31,7%
2E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	10	3,68E-05	3,52E-05	0,2%
	20	7,11E-05	5,34E-05	10,9%
	30	9,63E-05	7,04E-05	13,6%
	40	1,39E-04	8,86E-05	32,0%
	50	1,74E-04	1,24E-04	16,3%
	60	2,13E-04	1,60E-04	10,9%
	70	2,57E-04	1,97E-04	9,5%
	80	2,95E-04	2,33E-04	7,0%
	90	3,27E-04	2,32E-04	16,7%
	100	3,63E-04	2,68E-04	12,3%
	110	4,05E-04	3,19E-04	7,2%
	120	4,39E-04	3,38E-04	9,1%
	130	4,69E-04	3,39E-04	14,8%
	140	5,22E-04	4,12E-04	7,1%
	150	5,51E-04	4,09E-04	12,0%
3E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	
	20		7,04E-05	
	40	1,18E-04	1,41E-04	2,5%
	60	1,91E-04	2,29E-04	2,8%
	80	2,66E-04	3,01E-04	1,4%
	100	3,29E-04	3,53E-04	0,5%
	120	4,08E-04	4,05E-04	0,0%
	140	4,81E-04	4,59E-04	0,2%
	160	5,48E-04	4,93E-04	1,2%

Tableau 5-3 - Erreurs entre la courbure calculée sur base des valeurs de l'âme et sur base de toutes les mesures

Les erreurs présentées Tableau 5-3 sont à nouveau importantes, mais ici on peut se demander si un modèle qui ne tiendrait compte des valeurs extrêmes ne serait pas plus adapté.

3 DIAGRAMMES MOMENT – COURBURE

Les diagrammes moment-courbure présentés dans cette section ont été choisis parmi tous ceux disponibles en annexe (Page 287). Certains seront aussi exposés lors des comparaisons avec flèches et inclinomètres mesurés. De plus, étant donné que les systèmes Démec comportent 5 Démecs à cinq positions différentes, tandis que les Bragg ne sont composés que de deux mesures, les courbures dérivées des Bragg ne seront exposées qu'en annexe.

3.1 SYSTÈME DÉMEC 1 – INTÉRIEUR – EXTÉRIEUR – COMPARAISON

A titre d'exemple, les résultats des mesures intérieures et extérieures du Démec 1, placé en L/4, sont comparés dans cette section. La situation du Démec 1 est rappelée à la Figure 5-15.

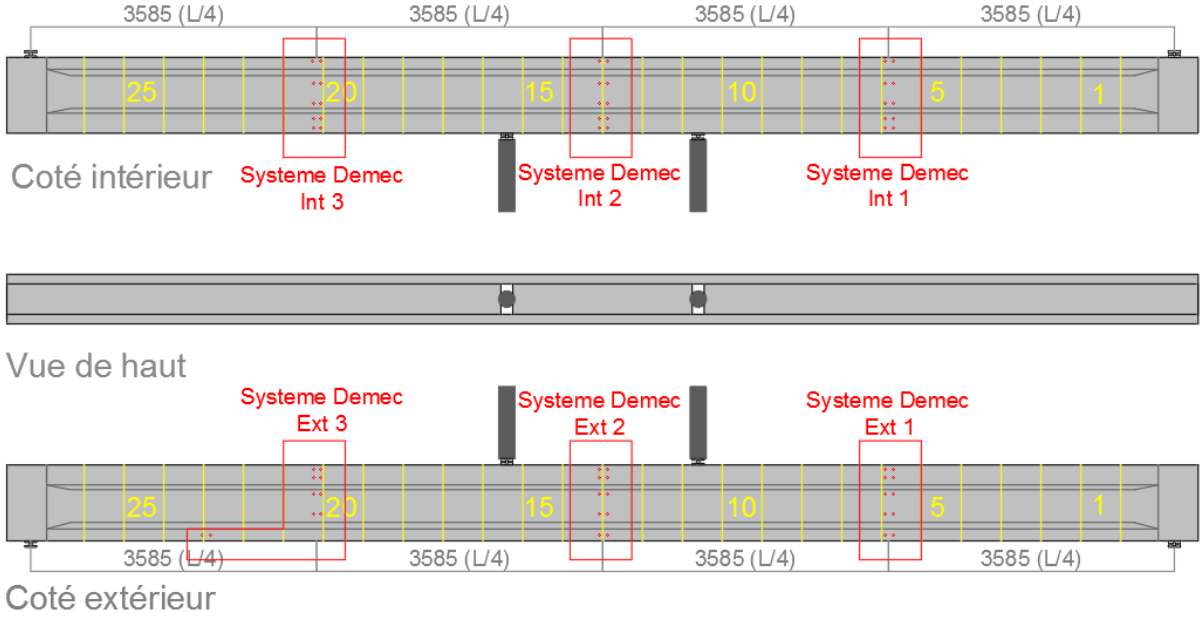


Figure 5-15 - Rappel: disposition des mesures Démec

A la Figure 5-16, les résultats de courbure (sur base des valeurs de déformation de l'âme) sont présentés. Il est intéressant de constater qu'au troisième cycle, sous le même moment, la courbure est plus grande, ce qui indique que la section devient moins rigide (et a donc quitté la phase élastique après le premier chargement). D'autre part, les mesures sont bien proches de la moyenne calculée d'un point de vue théorique, et toujours comprises entre les bornes $[\mu - SD; \mu + SD]$. Ceci confirme le modèle théorique développé.

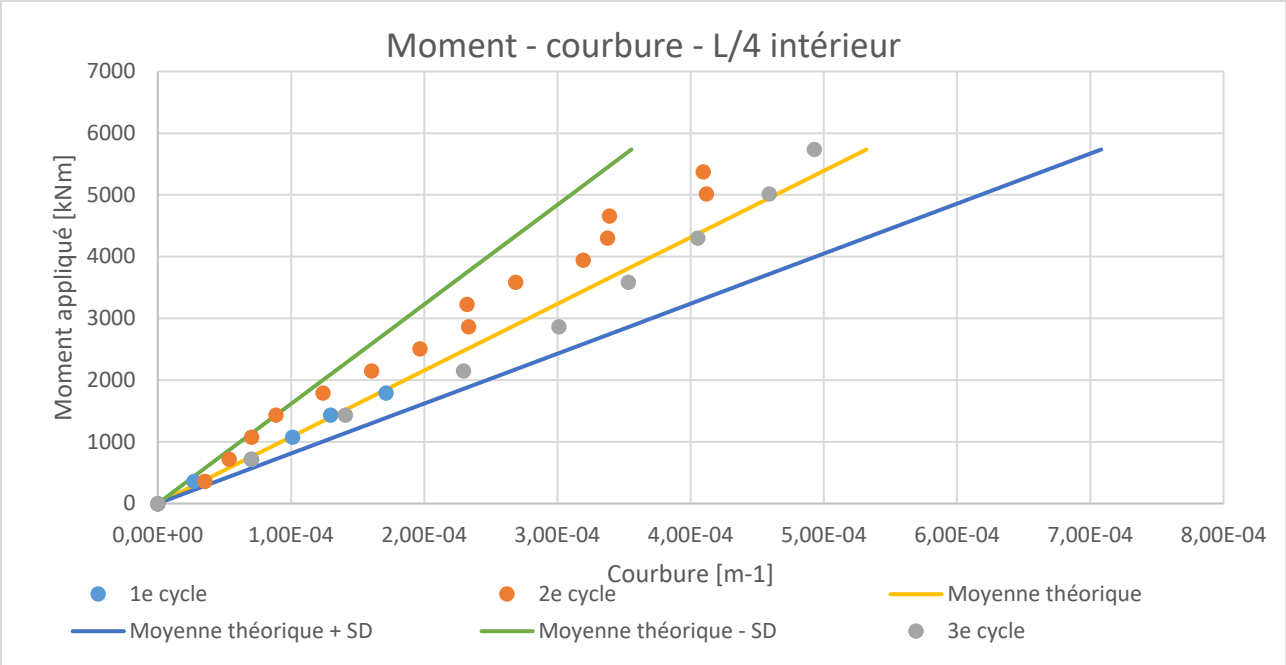


Figure 5-16 - Moment courbure - intérieur - Démec L/4

A la Figure 5-17, le comportement du côté extérieur de la poutre est présenté. Ici, la section semble se rigidifier après le second cycle de chargement, ce qui indique qu'un phénomène non considéré apparaît. De plus, sous des faibles chargements, les mesures semblent s'écarter de la valeur moyenne.

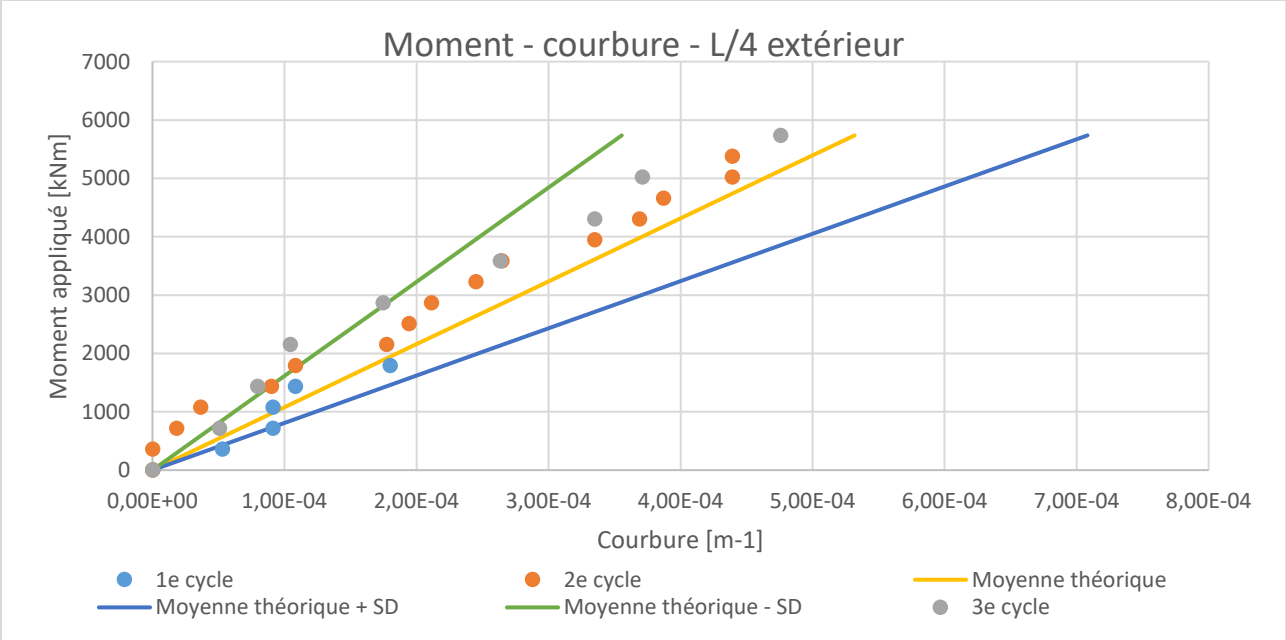


Figure 5-17 - Moment courbure - Extérieur - Démec L/4

En comparant les mesures intérieures et extérieures (Figure 5-18), les mesures à l'intérieur et à l'extérieur de la poutre semblent donner des résultats de courbure similaires. Afin de quantifier cette affirmation, l'erreur par rapport à la courbure moyenne (calculée sur base des mesures moyennes) est calculée à chaque chargement comme suit:

$$Erreur = \frac{\left(Courbure\ moyenne - courbure\ intérieure(ou\ extérieure)\right)^2}{Courbure\ moyenne}$$

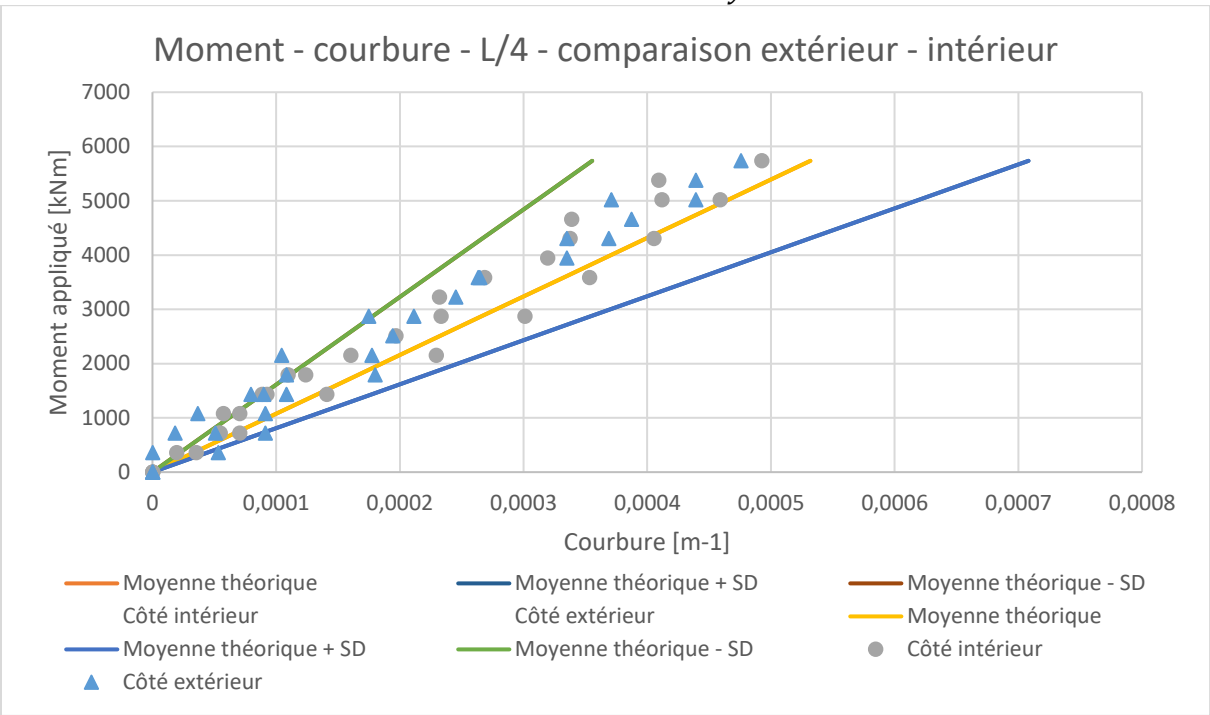


Figure 5-18 - Moment courbure – Comparaison Extérieur-intérieur - Démec L/4

La première constatation du Tableau 5-4 est que la courbure, sur base des valeurs moyennes, n'est pas la moyenne des courbures intérieures et extérieures. De plus, les erreurs sont beaucoup plus importantes pour le côté intérieur, jusqu'à 24%.

	CHARGE PAR VÉRIN [KN]	COURBURE CÔTÉ INTÉRIEUR [1/M]	COURBURE CÔTÉ EXTÉRIEUR [1/M]	COURBURE MOYENNE [1/M]	ERREUR EXTÉRIEUR PAR RAPPORT À LA MOYENNE	ERREUR INTÉRIEUR PAR RAPPORT À LA MOYENNE
1E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00		
	10	1,95E-05	5,30E-05	3,58E-05	0,0%	20,7%
	20	5,47E-05	9,12E-05	7,30E-05	0,0%	6,2%
	30	5,73E-05	9,12E-05	7,43E-05	0,0%	5,2%
	40	9,25E-05	1,08E-04	1,00E-04	0,0%	0,6%
	50	1,09E-04	1,80E-04	1,45E-04	0,0%	5,9%
2E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00		
	10	3,52E-05	0,00E+00	3,52E-05	0,0%	
	20	5,34E-05	1,82E-05	3,58E-05	0,0%	24,1%
	30	7,04E-05	3,65E-05	5,34E-05	0,0%	10,1%
	40	8,86E-05	8,99E-05	8,93E-05	0,0%	0,0%
	50	1,24E-04	1,08E-04	1,16E-04	0,0%	0,5%
	60	1,60E-04	1,77E-04	1,69E-04	0,0%	0,3%
	70	1,97E-04	1,94E-04	1,95E-04	0,0%	0,0%
	80	2,33E-04	2,11E-04	2,22E-04	0,0%	0,2%
	90	2,32E-04	2,45E-04	2,39E-04	0,0%	0,1%
	100	2,68E-04	2,65E-04	2,67E-04	0,0%	0,0%
	110	3,19E-04	3,35E-04	3,27E-04	0,0%	0,1%
	120	3,38E-04	3,69E-04	3,53E-04	0,0%	0,2%
	130	3,39E-04	3,87E-04	3,63E-04	0,0%	0,4%
	140	4,12E-04	4,39E-04	4,26E-04	0,0%	0,1%
	150	4,09E-04	4,39E-04	4,24E-04	0,0%	0,1%
3E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00		
	20	7,04E-05	5,08E-05	6,06E-05	0,0%	2,6%
	40	1,41E-04	7,95E-05	1,24E-04	0,0%	1,9%
	60	2,29E-04	1,04E-04	1,67E-04	0,0%	14,1%
	80	3,01E-04	1,75E-04	2,38E-04	0,0%	7,1%
	100	3,53E-04	2,63E-04	3,08E-04	0,0%	2,1%
	120	4,05E-04	3,35E-04	3,70E-04	0,0%	0,9%
	140	4,59E-04	3,71E-04	4,13E-04	0,0%	1,2%
	160	4,93E-04	4,76E-04	4,84E-04	0,0%	0,0%

Tableau 5-4 - Erreurs sur la courbure par rapport à la courbure moyenne

3.2 SYSTÈME DÉMEC 3- 3L/4: COMPARAISON INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR

Les diagrammes présentés dans cette section permettent de pointer un phénomène dont des pistes d'explications seront développées à la section suivante. Les mesures exploitées proviennent du Démec 3, dont la situation est rappelée à la Figure 5-19.

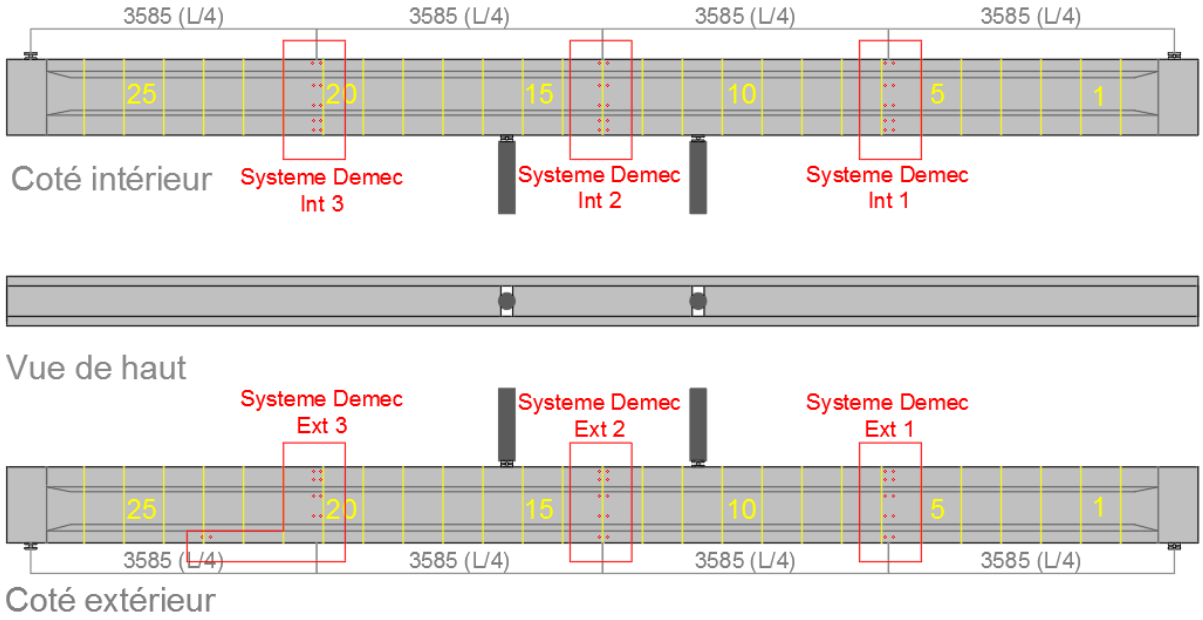


Figure 5-19 - Rappel: disposition des mesures Démec

A la Figure 5-20, les courbures sur base des mesures intérieures de la poutre sont présentées. Ces dernières sont toujours situées dans l'intervalle $[\mu; \mu + SD]$. Le comportement de l'ouvrage ne semble pas varier significativement entre les trois cycles de chargement.

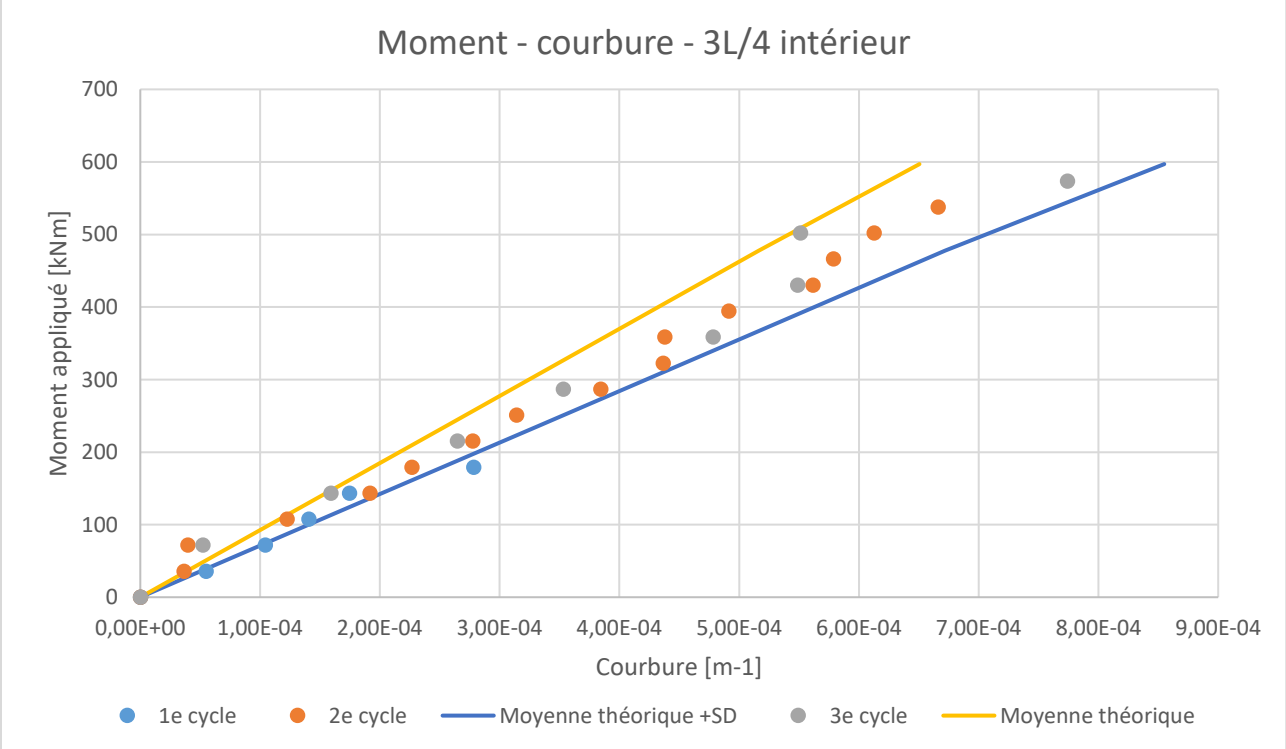


Figure 5-20 - Diagramme moment - courbure 3L/4 intérieur

A la Figure 5-21, les observations du côté extérieur (endommagé) du pont sont quelque peu différentes. En effet, ici, les moments pour une courbure donnée sont supérieurs à la moyenne théorique. Néanmoins, ils n'en sont pas très éloignés.

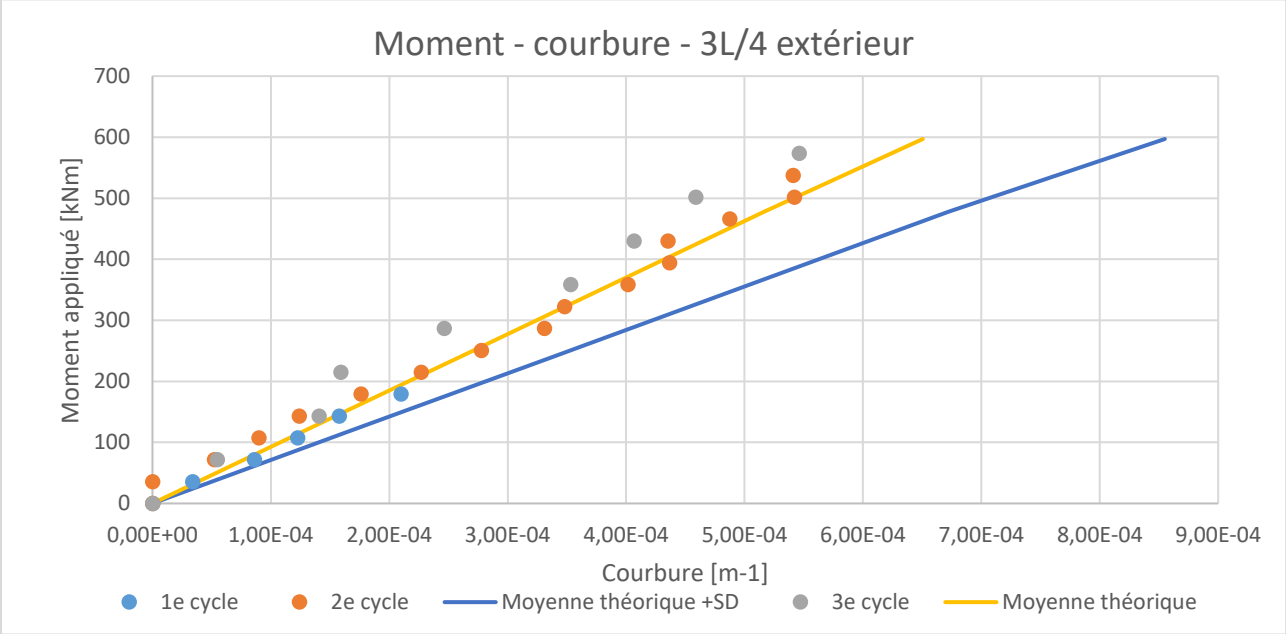


Figure 5-21 - Diagramme moment - courbure 3L/4 extérieur

La Figure 5-22 permet de comparer les courbures calculées sur base des mesures extérieures et intérieures de la poutre, afin de mieux appréhender la différence de comportement des deux systèmes de Démecs. A première vue, cette différence, bien marquée, semble traduire une rigidité plus importante du côté extérieur du pont, ce qui ne s'explique pas. Par contre, en considérant le problème sous un autre angle, l'hypothèse d'une courbure horizontale peut être avancée. Cette dernière sera analysée et approfondie à la section suivante.

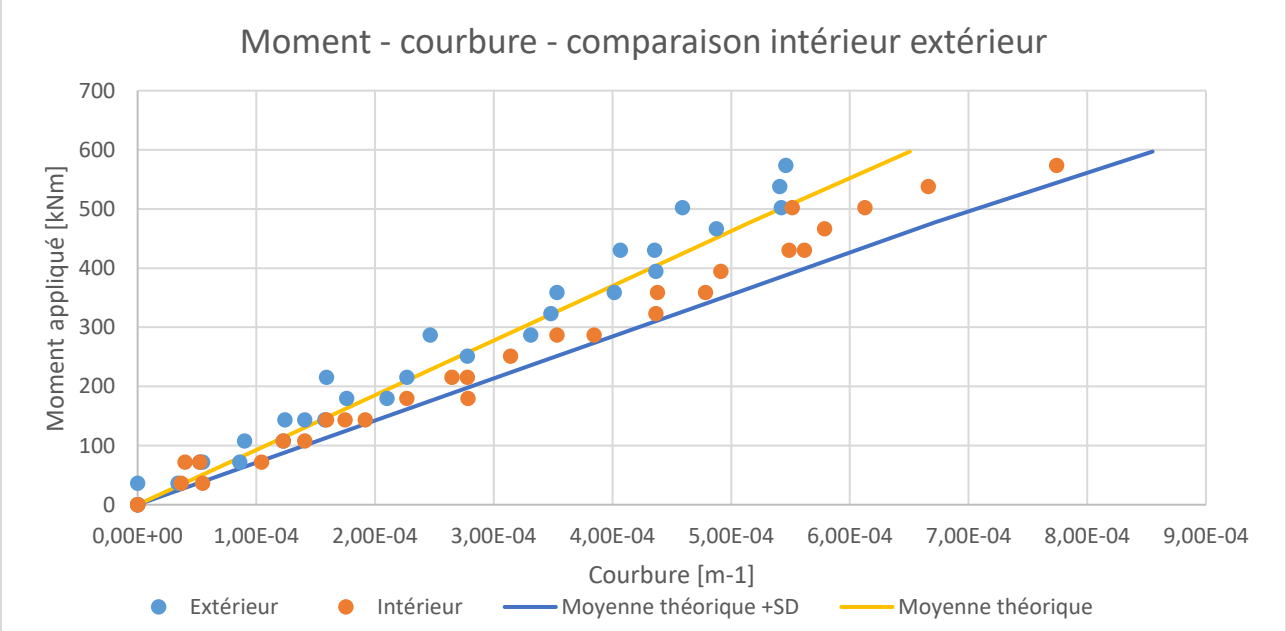


Figure 5-22 - Comparaison intérieur et extérieur 3L/4

4 ANALYSE DES DIVERGENCES DE MESURE ENTRE INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR

4.1 VALIDATION DU PHÉNOMÈNE

Avant d'avancer une hypothèse, il convient de vérifier le résultat précédent, afin d'éviter toute sur-interprétation. Pour ce faire, les fibres de Bragg à proximité du Démec 3 (3L/4, exposée à la section précédente) sont analysées.

Les deux fibres de Bragg les plus proches de ce Démec sont les fibres situées à 10,264 m (senseurs 12 et 14 à la Figure 5-23) et 7,97m (senseurs 8 et 10).

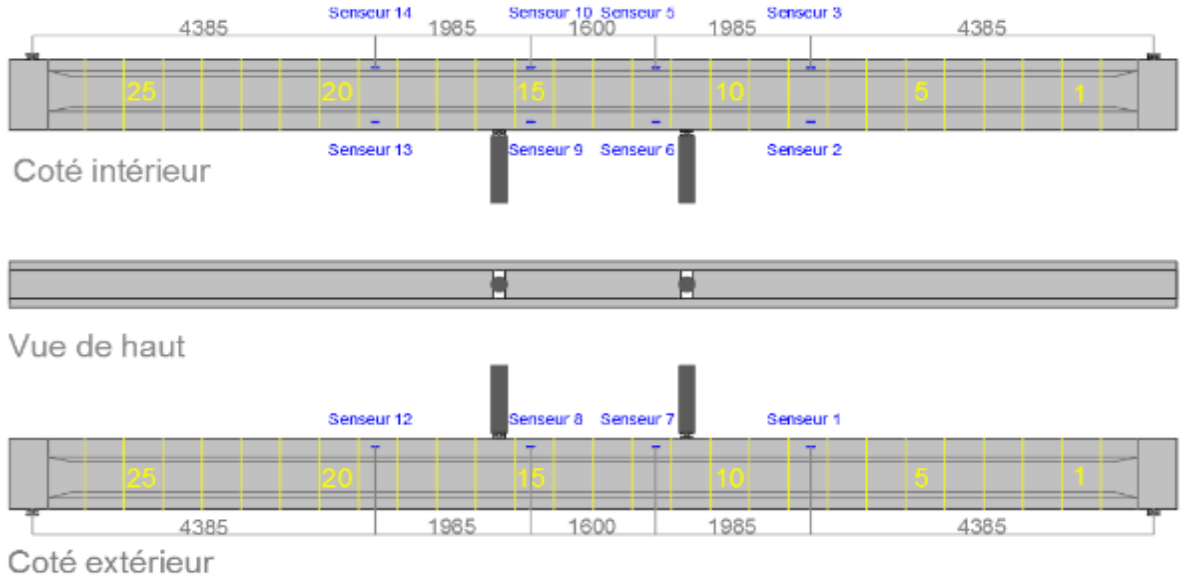


Figure 5-23 - Rappel sur la disposition des Bragg

4.1.1 VALIDATION 1: FIBRE 10,264 M - SENSEURS 12 ET 13

Les figures suivantes (Figure 5-24, Figure 5-25 et Figure 5-26) présentent les déformations obtenues au senseur 12 (côté extérieur) et au senseur 14 (côté intérieur) en semelle supérieure.

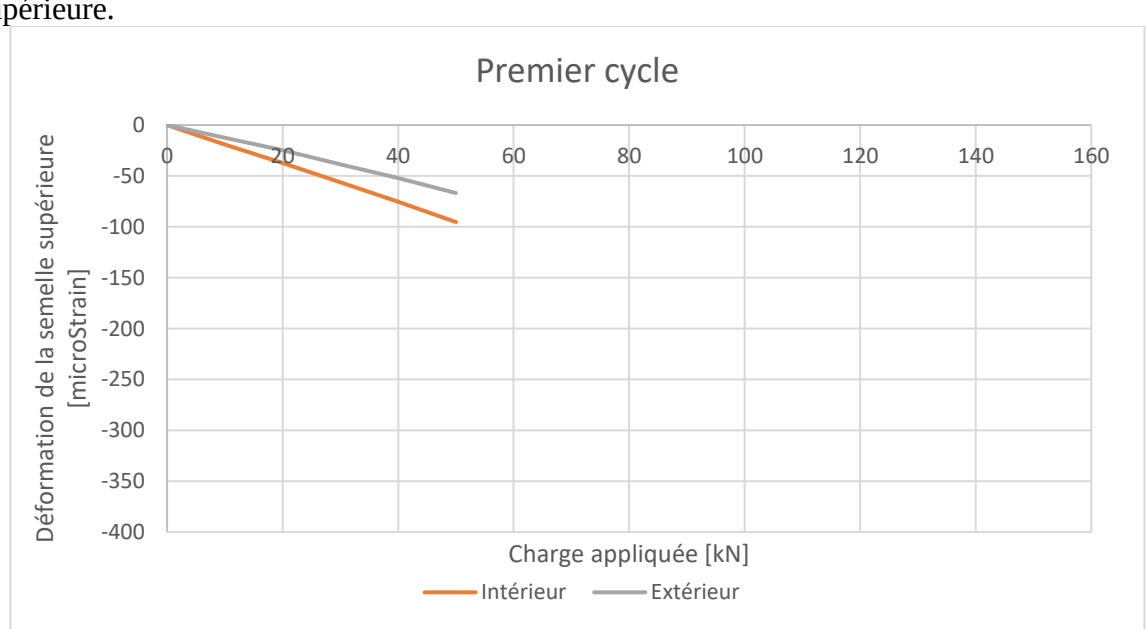


Figure 5-24 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 12 et 14– Premier cycle

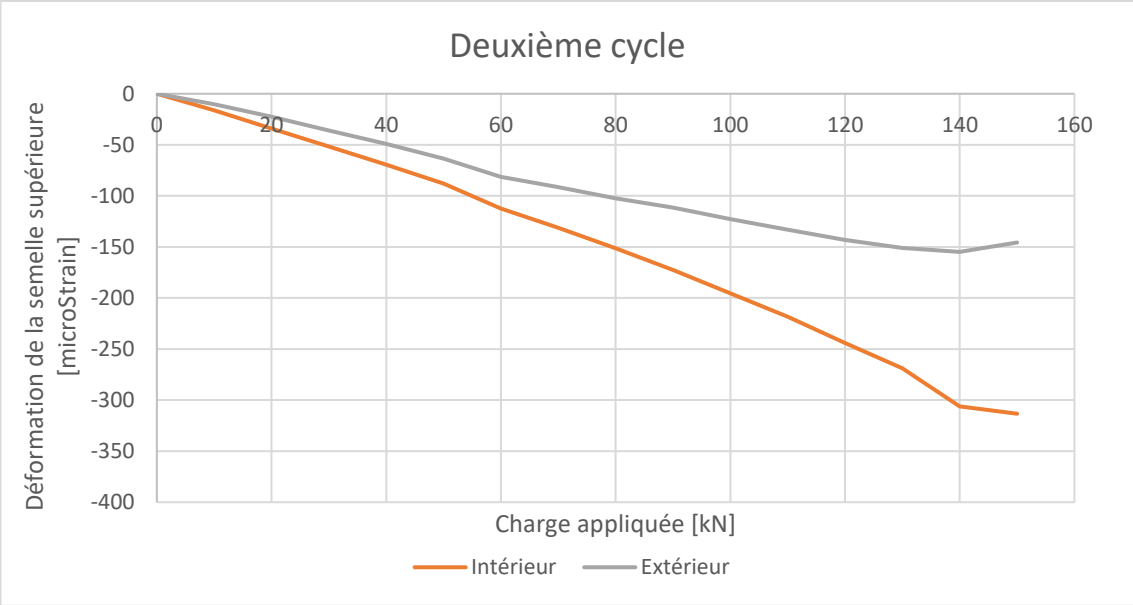


Figure 5-25 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 12 et 14– Deuxième cycle

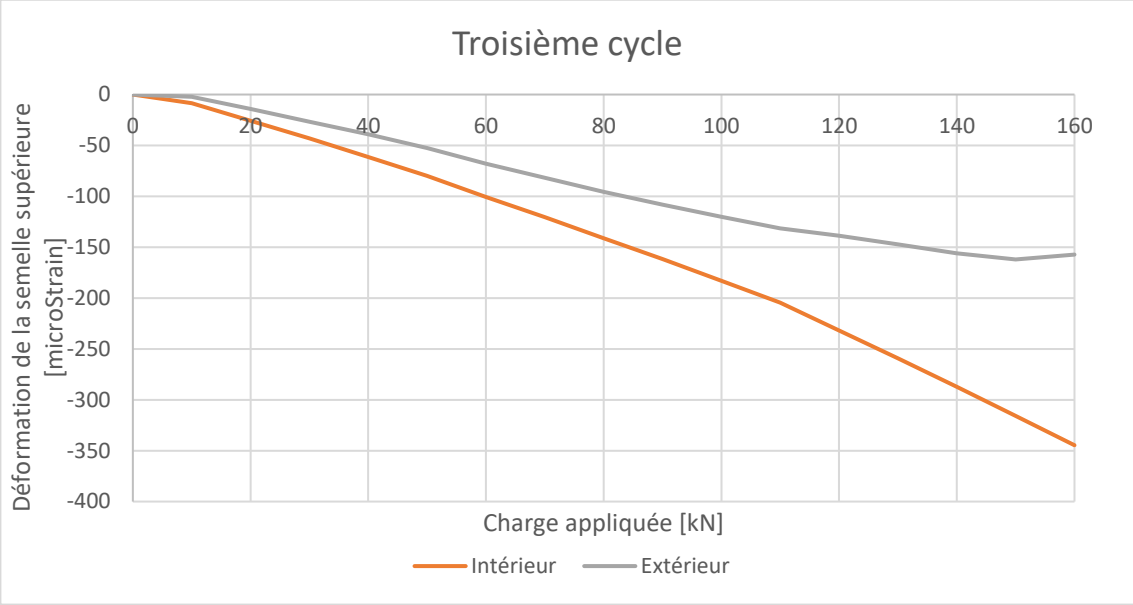


Figure 5-26 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 12 et 14 – Troisième cycle

La tendance observée au Démec en 3L/4 semble se confirmer par les graphes précédents (Figure 5-24, Figure 5-25 et Figure 5-26). En effet, le côté extérieur (endommagé) du pont de la semelle supérieure se déforme moins que du côté intérieur.

4.1.2 VALIDATION 2: FIBRE 7,97 M - SENSEURS 8 ET 9

Afin de confirmer le comportement, les figures présentées ci-dessous (Figure 5-27, Figure 5-28 et Figure 5-29) indiquent que le comportement est bien différent sur les deux faces de la semelle supérieure de la poutre.

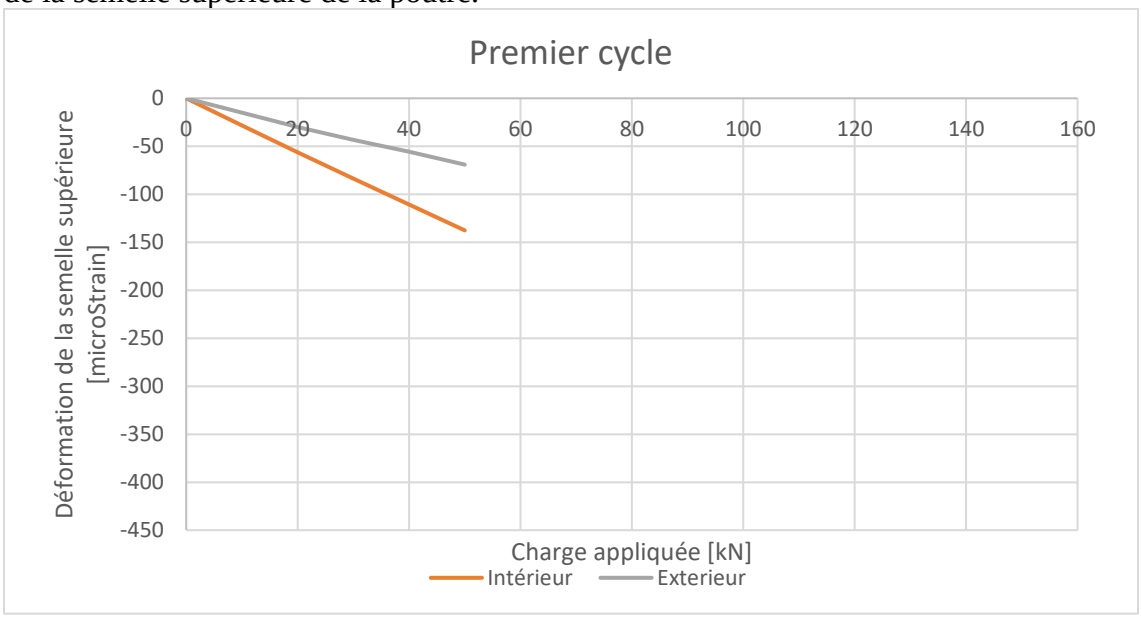


Figure 5-27 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 8 et 10 – Premier cycle

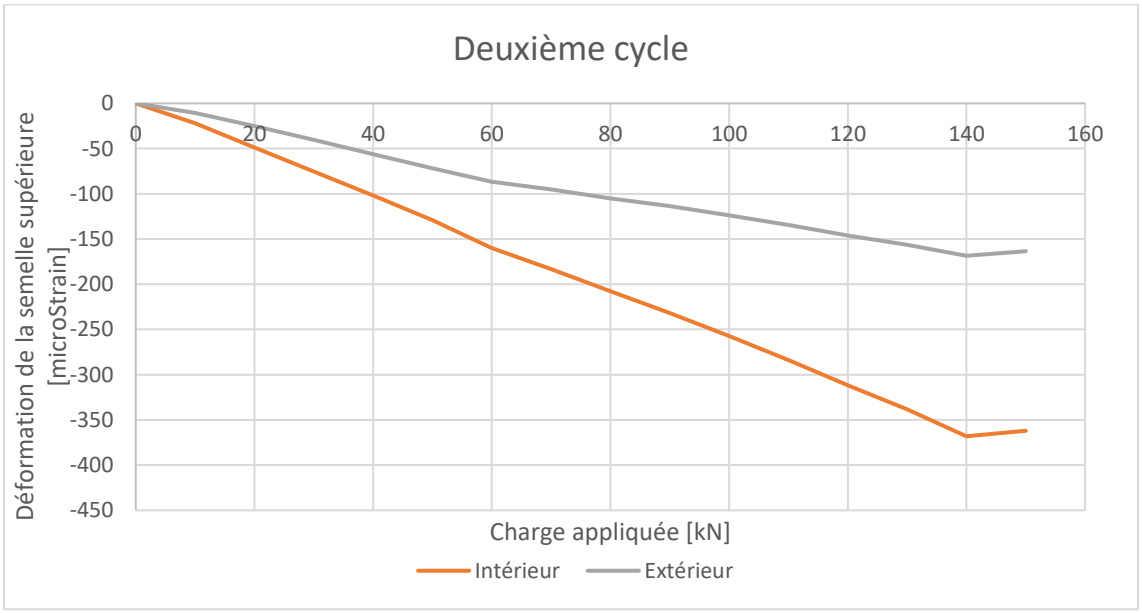


Figure 5-28 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 8 et 10 – Deuxième cycle

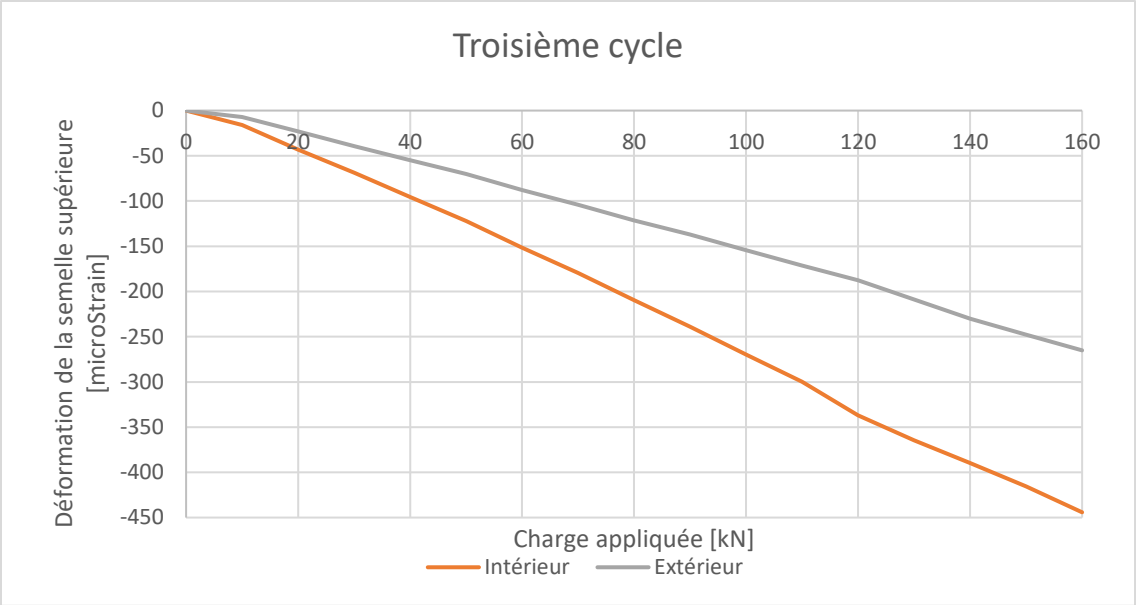


Figure 5-29 - Comparaison intérieur et extérieur des déformations en semelle supérieure, aux senseurs 8 et 10 – Troisième cycle

4.2 HYPOTHÈSE AVANCÉE

Les constatations présentées ne trouvent pas d'explication dans le modèle et les sollicitations bi-dimensionnelles développées jusqu'ici. Dès lors, l'analyse devra être poussée plus loin, en passant par exemple par un modèle aux éléments finis. Néanmoins, dans le cadre de ce travail, il est intéressant d'avancer des pistes d'explication.

A ce stade, la seule hypothèse avancée est l'apparition d'une sollicitation transversale. Dans les théories des poutres, la courbure est définie au centre de la poutre, et, en l'absence de sollicitations tridimensionnelles, cette dernière doit être identique sur les deux faces de l'ouvrage, comme présenté au schéma de gauche à la Figure 9-8.

Une sollicitation transversale provoque l'effet identique, mais dans le sens transversal de l'ouvrage, voir schéma de droite à la Figure 5-30.

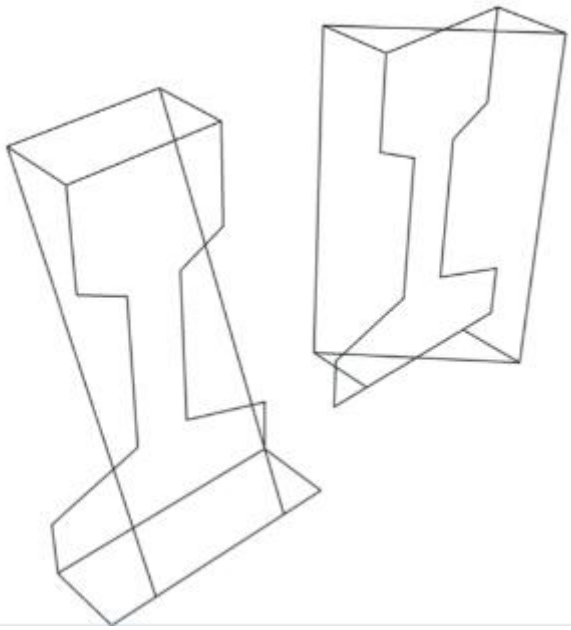


Figure 5-30 - Schémas des contraintes en flexion longitudinale et transversale

Si cette sollicitation transversale existe, la poutre subit alors un phénomène de déplacement transversal.

Durant l'essai de mise en charge, des torons se sont rompus dans la semelle inférieure et du côté extérieur de l'ouvrage (affirmation basée sur des observations de l'ouvrage après l'essai). Dès lors, de ce côté, le niveau de précontrainte varie, tandis que celui du côté intérieur est conservé. Cela induit un moment transversal dans la poutre, qui pourrait expliquer les différences de déformation obtenues.

Cette explication est encore hypothétique. Afin d'avoir une idée de sa probabilité, la courbure transversale est évaluée et la flèche transversale déduite.

Les raisonnements présentés ci-dessous s'appuient sur les mesures du Démec 3 (3L/4).

Les courbures sont obtenues de la manière suivante, pour chacun des cinq Démecs placés sur la section:

$$Courbure = \frac{(\varepsilon_{ext} - \varepsilon_{int})}{largeur\ de\ la\ poutre\ à\ la\ position\ des\ démecs}$$

Pour rappel, les deux premiers Démecs sont placés sur la semelle supérieure (380 mm), les deux suivants sur l'âme (140 mm) et le dernier sur la semelle inférieure (620 mm).

Le graphe suivant (Figure 5-31) présente, pour le second cycle de chargement (0 à 150 kN), les courbures transversales dérivées pour les cinq Démecs. Les courbures sont présentées de 50 à 100kN afin de garantir que la mise en place soit bien effectuée et de se tenir suffisamment loin de la charge de rupture.

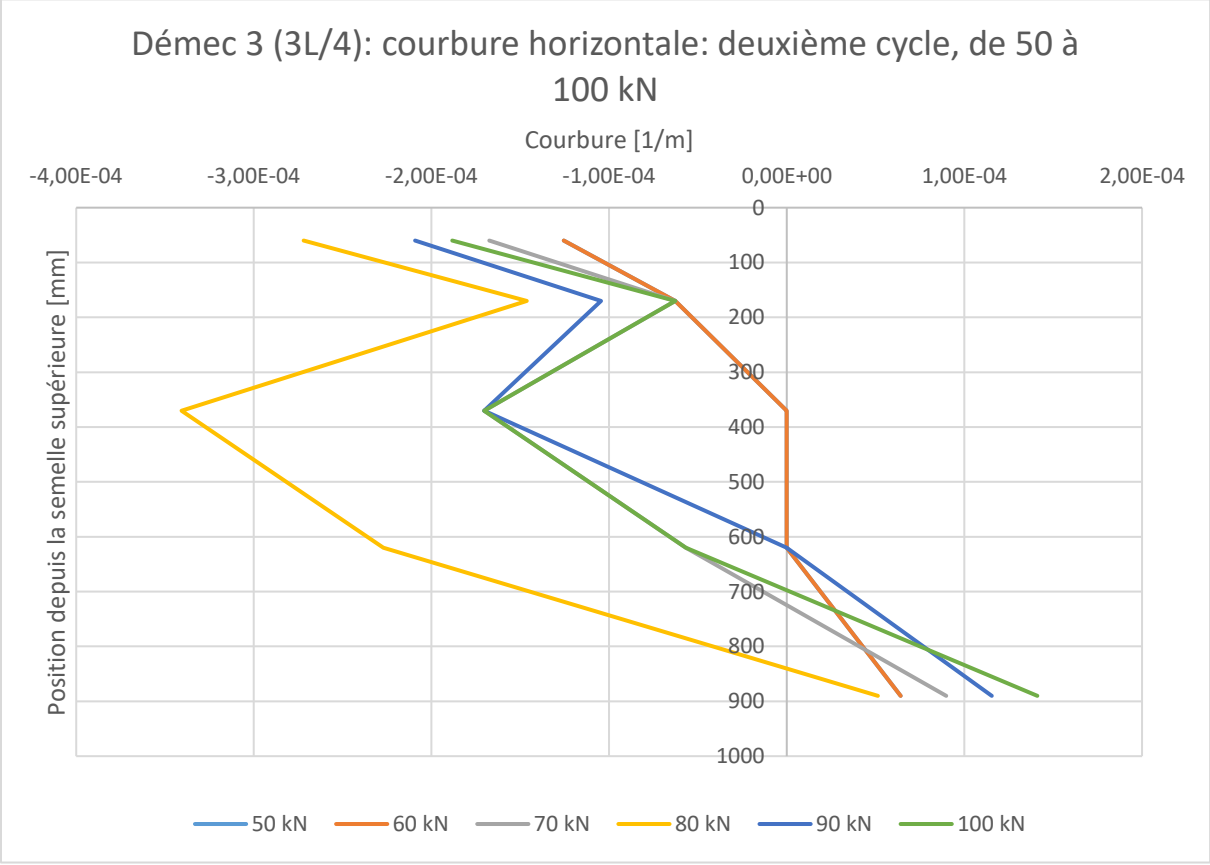


Figure 5-31 - Courbures transversales

Si l'hypothèse de la courbure transversale expliquait à elle seule les divergences de mesure entre le côté extérieur et intérieur du pont, la courbure devrait être la même sur toute la hauteur de la section, ce qui n'est pas le cas. Dès lors, d'autres hypothèses devront être avancées pour expliquer complètement le phénomène observé (torsion, etc.).

Néanmoins, en se basant sur des courbures transversales moyennes, le déplacement horizontal peut être déterminé en vue d'évaluer si oui ou non ce phénomène a pu se produire. En effet, lors de l'essai, le déplacement horizontal n'a pas été mesuré, mais si les calculs mènent à des déplacements horizontaux très élevés, l'hypothèse devra être rejetée, car de tels déplacements auraient été remarqués lors de la mise en charge.

Le Tableau 5-5 présente les courbures horizontales dérivées des mesures pour le deuxième et le troisième cycle. La courbure moyenne est également calculée. Il convient de remarquer que la courbure sur base du premier Démec (à 60 mm de la semelle supérieure) augmente avec le chargement, ce qui n'est pas forcément le cas pour les autres mesures. Le fait que la courbure n'évolue pas avec le chargement peut venir du caractère ponctuel de la rupture des torons. En effet, si un toron casse, la précontrainte de ce dernier est libérée en une fois.

De plus, la courbure moyenne maximale calculée est de $1{,}87 * 10^{-4}$ $[\frac{1}{m}]$, mais en prenant la moyenne des valeurs absolues des courbures, la valeur serait plus élevée. En effet, en analysant les courbures à 80 kN (troisième cycle), par exemple, on observe que la courbure s'inverse à mi-hauteur de la poutre, ce qui semble indiquer un phénomène de torsion. La démarche adoptée ici ne donnera donc que les prémices d'une analyse en profondeur des phénomènes apparus.

		DÉMEC 1 [1/M]	DÉMEC 2 [1/M]	DÉMEC 3 [1/M]	DÉMEC 4 [1/M]	DÉMEC 5 [1/M]	COURBURE MOYENNE [1/M]
POSITION DÉMEC (DEPUIS LA SEMELLE SUPÉRIEURE) **[MM]**		60	170	370	620	890	
CHARGE APPLIQUÉE [KN]							
2E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
	10	-6,28E-05	-4,18E-05	-1,14E-04	0,00E+00	1,28E-05	4,11E-05
	20	-8,37E-05	-2,09E-05	-1,14E-04	-5,68E-05	2,56E-05	4,99E-05
	30	-1,05E-04	-6,28E-05	0,00E+00	-5,68E-05	3,85E-05	3,71E-05
	40	-1,05E-04	-8,37E-05	0,00E+00	-7,87E-19	3,85E-05	3,00E-05
	50	-1,26E-04	-6,28E-05	0,00E+00	-7,87E-19	6,41E-05	2,48E-05
	60	-1,26E-04	-6,28E-05	0,00E+00	-7,87E-19	6,41E-05	2,48E-05
	70	-1,67E-04	-6,28E-05	-1,70E-04	-5,68E-05	8,98E-05	7,35E-05
	80	-2,72E-04	-1,46E-04	-3,41E-04	-2,27E-04	5,13E-05	1,87E-04
	90	-2,09E-04	-1,05E-04	-1,70E-04	0,00E+00	1,15E-04	7,38E-05
	100	-1,88E-04	-6,28E-05	-1,70E-04	-5,68E-05	1,41E-04	6,74E-05
	110	-2,30E-04	-8,37E-05	-2,27E-04	-5,68E-05	1,67E-04	8,62E-05
	120	-2,51E-04	-1,05E-04	-2,27E-04	1,14E-04	1,92E-04	5,54E-05
	130	-3,14E-04	-1,05E-04	-2,84E-04	0,00E+00	1,92E-04	1,02E-04
	140	-3,56E-04	-1,26E-04	-2,27E-04	-1,14E-04	2,18E-04	1,21E-04
	150	-3,98E-04	-1,46E-04	-2,84E-04	0,00E+00	2,95E-04	1,07E-04
3E CYCLE	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00
	20	-6,28E-05	-2,09E-05	5,68E-05	-5,68E-05	1,28E-05	1,42E-05
	40	-1,05E-04	-2,09E-05	-5,68E-05	0,00E+00	5,13E-05	2,62E-05
	60	-1,26E-04	-6,28E-05	0,00E+00	1,70E-04	3,85E-05	4,11E-06
	80	-1,67E-04	-8,37E-05	-1,14E-04	1,14E-04	1,15E-04	2,71E-05
	100	-2,30E-04	-6,28E-05	-5,68E-05	2,27E-04	1,41E-04	3,70E-06
	120	-3,14E-04	-1,05E-04	-1,14E-04	1,70E-04	1,80E-04	3,64E-05
	140	-3,56E-04	-4,18E-05	-1,70E-04	1,70E-04	2,31E-04	3,33E-05
	160	-4,60E-04	-2,09E-04	-1,70E-04	1,70E-04	3,08E-04	7,23E-05
						MAXIMUM	**1,87E-04**

Tableau 5-5 - Courbures horizontales pour le 2e et 3e cycle

Sur base de la courbure maximale dérivée des moyennes, le calcul de flèche horizontale est réalisé de la manière suivante. En supposant le pire cas, c'est-à-dire celui dans lequel le phénomène tridimensionnel apparait sur toute la poutre (ce qui n'est, au vu des mesures des

Démecs, visiblement pas le cas), un moment M est envisagé comme sollicitation horizontale, de la manière suivante (présentée à la Figure 5-32) :



Figure 5-32 - Sollicitation transversale

En dérivant la flèche au centre de cette sollicitation, cela revient à

$$v_H\left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{M}{EI}\right)_H * \frac{L^2}{8}.$$

Etant donné que le terme $\left(\frac{M}{EI}\right)_H$ peut être estimé par la courbure, en utilisant la courbure maximum moyenne dérivée au Tableau 12 - Courbures horizontales pour le 2e et 3e cycle, la flèche devient

$$v\left(\frac{L}{2}\right) = \chi_{horizontale} * \frac{14{,}34^2}{8} = 4{,}8 * 10^{-3} m,$$

donc environ 5 mm. Ceci, bien que ce soit le pire cas envisagé (où l'effet se produirait sur toute la poutre) semble tout à fait limité et il est probable que la poutre se soit déplacée de ces 5 mm sans que cela n'ait été remarqué pendant l'essai. En ne considérant plus le maximum des moyennes des courbures, mais la courbure maximale calculée, soit $4{,}6 * 10^{-4}$ $[\frac{1}{m}]$, la flèche au centre devient de 1,2 cm. Ceci est donc le pire des cas : il considère une courbure maximale, et postule que l'effet se produit sur tout l'ouvrage. Même de cette manière, le déplacement de 1,2 cm aurait pu se produire sans être observé.

Afin d'évaluer les effets de rotation de la poutre autour de son axe, les inclinomètres transversaux sont placés sur la poutre comme rappelé à la Figure 5-33.

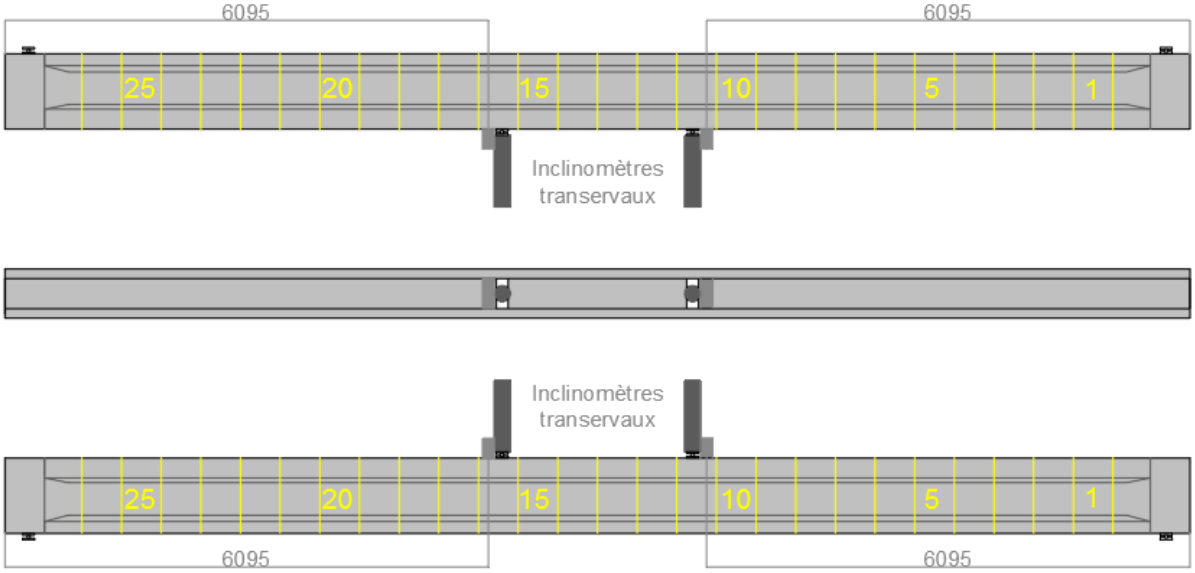


Figure 5-33 – Position des inclinomètres

Les résultats de ces inclinomètres transversaux sont présentés à la page suivante (Tableau 5-6. Il apparait que les angles mesurés sont très faibles (maximum 0,082 $degrés$), mais il est intéressant de constater que sous des charges significatives (à plus de 20 kN par vérin), cette valeur est toujours plus élevée dans le cas gauche, c'est-à-dire dans la zone endommagée.

	CHARGE *APPLIQUÉE PAR VÉRIN* **[KN]**	**ANGLE MESURÉ** *INCLINO DROITE* **[°]**	**ANGLE MESURÉ** *INCLINO GAUCHE* **[°]**
1E CYCLE	0	0,000	0,000
	10	0,034	0,014
	20	0,025	0,025
	30	0,021	0,032
	40	0,018	0,037
	50	0,016	0,040
2E CYCLE	0	0,040	0,008
	10	0,031	0,021
	20	0,024	0,030
	30	0,021	0,035
	40	0,017	0,040
	50	0,015	0,043
	60	0,016	0,074
	70	0,015	0,048
	80	0,011	0,050
	90	0,015	0,077
	100	0,010	0,053
	110	0,011	0,053
	120	0,011	0,053
	130	0,015	0,053
	140	0,015	0,060
3E CYCLE	0	0,046	0,015
	20	0,033	0,032
	40	0,027	0,039
	60	0,023	0,044
	80	0,022	0,048
	100	0,009	0,082
	120	0,017	0,057
	140	0,017	0,060
	160	0,018	0,058
MAXIMUM		**0,046**	**0,082**

Tableau 5-6 - Angles transversaux mesurés avec les inclinomètres transversaux

En conclusion, l'hypothèse d'un déplacement transversal ne semble pas saugrenue. Néanmoins, compte tenu des variations de courbure sur la section, une analyse plus approfondie serait intéressante, afin de mieux comprendre le phénomène. En effet, les valeurs d'angle mesurées par les inclinomètres transversaux n'étant pas énormes, cette hypothèse ne semble pas expliquer complètement les mesures. La sollicitation qui s'est produite est donc probablement une combinaison de diverses sollicitations menant à différents états de contrainte. De plus, les mesures des fibres de Bragg et par les Démecs sont prises sur l'enveloppe extérieure de la poutre. Vu l'endommagement, il est possible que le béton ne soit pas homogène et que certains plans de décollement empêchent la mesure de refléter les phénomènes globaux l'ouvrage.

5 MISE EN RELATION DES COURBURES, INCLINAISONS ET FLÈCHES MESURÉES

Deux démarches sont adoptées pour lier la courbure mesurée aux mesures de flèches et d'inclinaison :

- La première consiste à dériver la courbure de la flèche ou de l'inclinaison mesurée et de la comparer aux mesures de courbures ;
- La seconde tire la flèche et l'inclinaison de la courbure.

La première démarche, est développée en annexe (Pages 292-298), tandis que la seconde est présentée dans cette section. En effet, la deuxième approche requiert moins d'hypothèses et permet donc de tirer plus d'informations de l'analyse.

Dans cette section, les mesures de courbure sont donc intégrées pour en dériver la flèche. Ensuite, les flèches calculées sur base des courbures sont comparées avec les flèches mesurées.

5.1 ANALYSE DE L'ALLURE DES COURBURES GLOBALES

Avant d'intégrer les résultats de courbure, il est intéressant de les analyser, non plus de façon isolée comme dans les sections précédentes, mais bien dans leur globalité. Aux Figure 5-34, Figure 5-35 et Figure 5-36 sont présentées les courbures obtenues respectivement au premier, second et troisième cycle de chargement. Les courbures présentées sont les courbures moyennes (pour les Démecs) et extérieures (dérivées des Bragg). Pour rappel, les mesures sont prises de la manière suivante:

- A 3,585m (L/4): Démec;
- A 4,385m : Bragg;
- A 6,37m: Bragg;
- A 7,17m (L/2): Démec;
- A 7,97m (Bragg): Bragg;
- A 10,264m: Bragg;
- A 11,064m (3L/4): Démec.

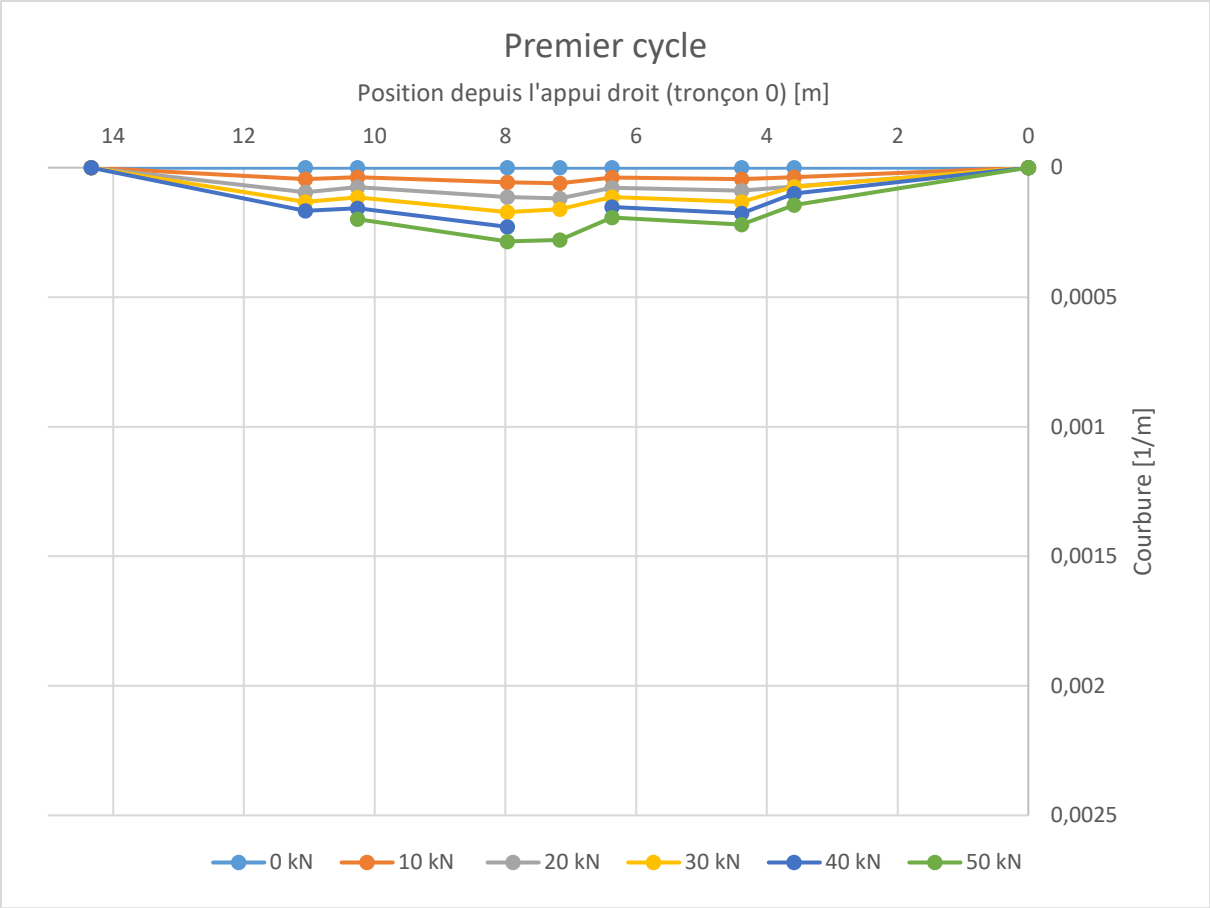


Figure 5-34 - Courbures mesurées au premier cycle

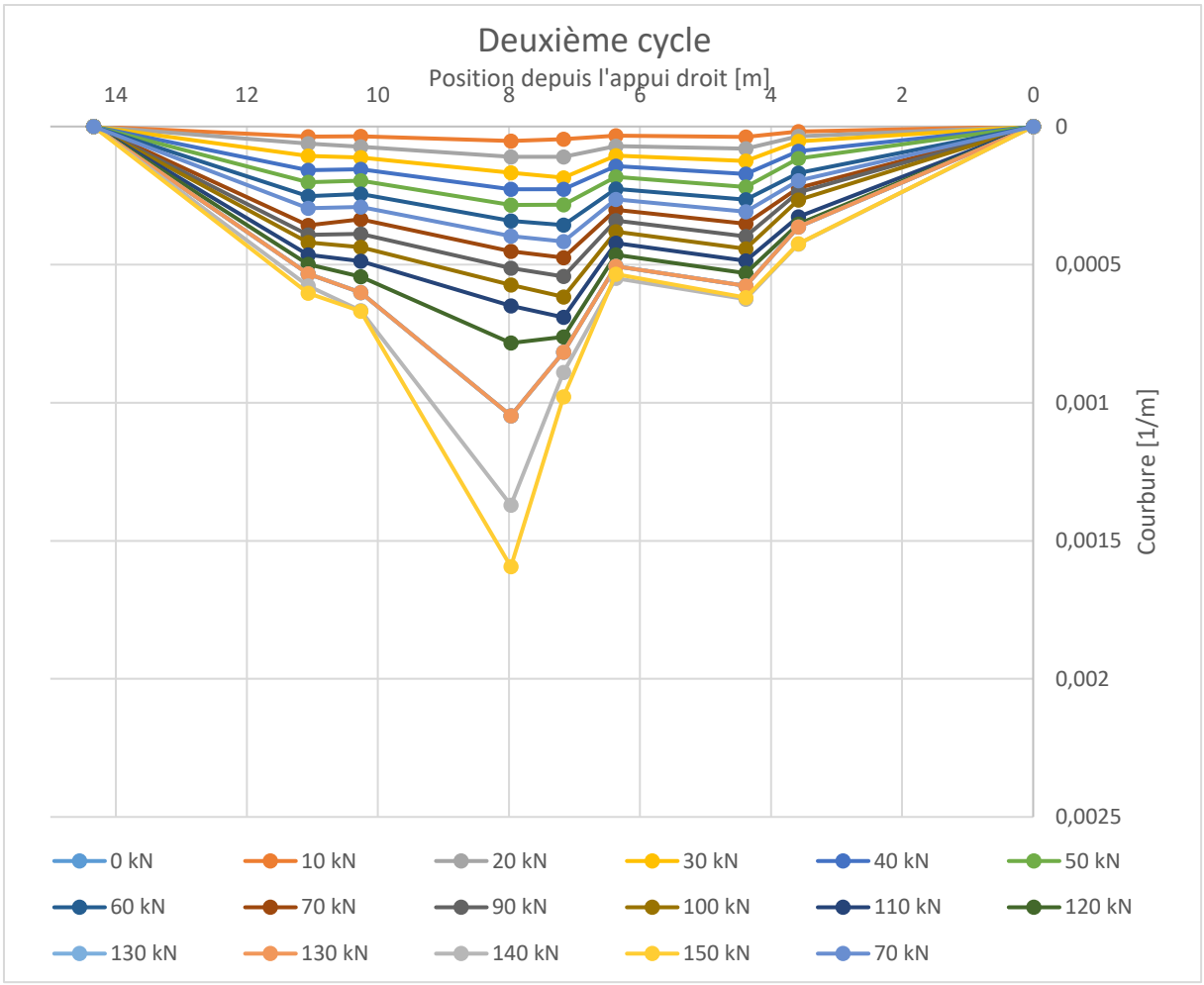


Figure 5-35 - Courbures mesurées au Deuxième cycle

A la Figure 5-35, un phénomène se produit à 8 m de l'appui droit. En effet, la courbure produit un « pic » à cet endroit et à partir de 120 kN.

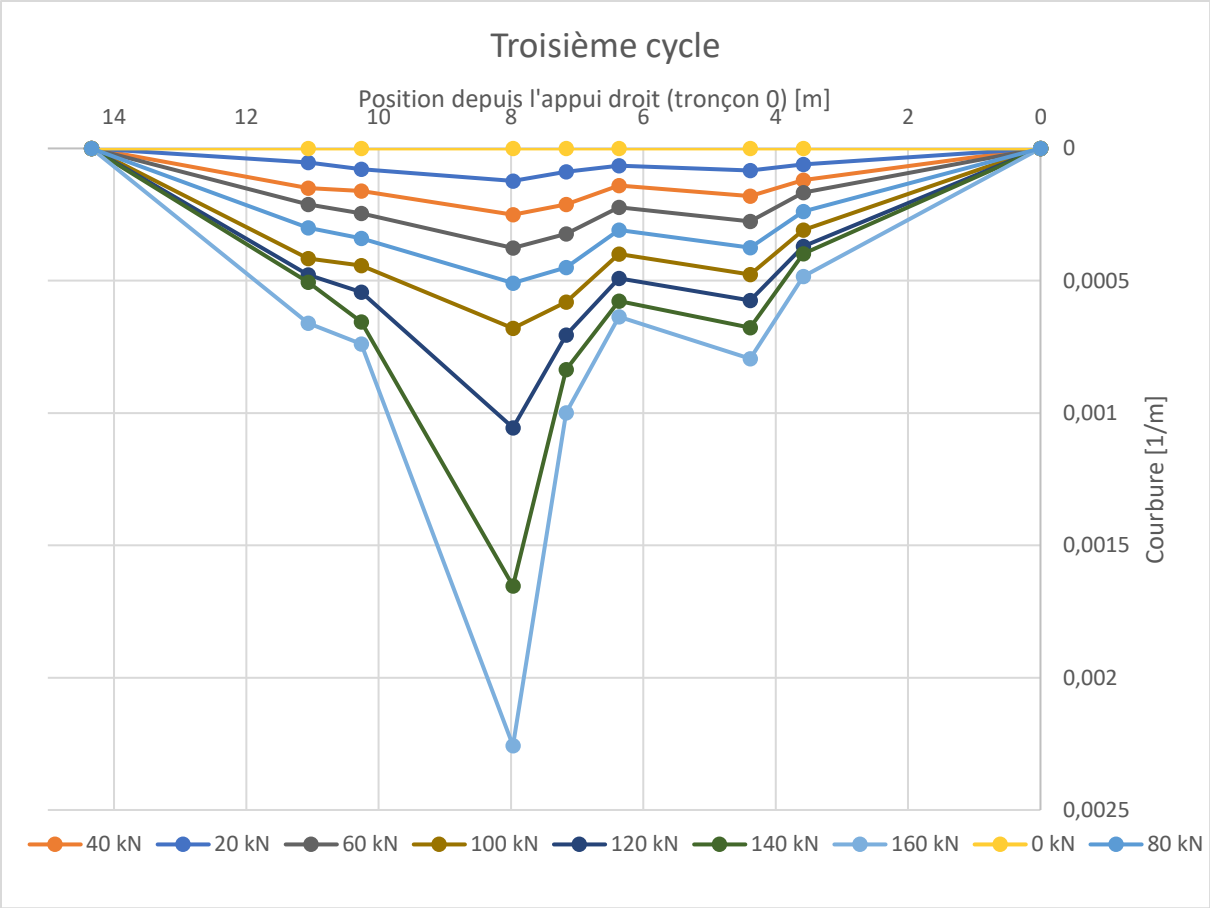


Figure 5-36 - Courbures mesurées au troisième cycle

Ce phénomène apparait tout aussi clairement et à partir de la même charge à Figure 5-36 qui présente le troisième cycle de chargement. Dès lors, et puisque ces deux paliers n'ont pas été réalisés le même jour, l'erreur dans l'acquisition de la mesure est fort peu probable. De plus, cette zone est située au beau milieu de la zone endommagée, qui présente donc peut être une amorce de rupture. La Figure 5-37 rappelle l'endommagement de la poutre. La zone encadrée en rouge délimite la zone endommagée.

A la lumière du graphe et de la photographie, il est surprenant d'observer sur le graphe une diminution de la courbure entre la mesure à 4,385m et à 6,37m (toutes deux mesurées par fibre de Bragg). Etant donné qu'entre ces deux points, le moment augmente (ceci est une certitude puisque le moment est imposé par les vérins), le produit $Module * Inertie = EI$ de la section doit augmenter pour que la courbure diminue. Or, vu l'état de la section dans ces deux zones, cela semble difficile à imaginer.



Figure 5-37 - Rappel: situation de la poutre

A la Figure 5-38 sont représentés les tronçons 12 (mesure à 6,37m) et 8 (mesure à 4,385m). Le tronçon 12 a deux de ses torons sectionnés, tandis que le tronçon 8 semble sain sur toutes ses parties. La seule hypothèse qui pourrait expliquer cette observation serait que le tronçon 8 est endommagé de façon non-observable de l'extérieur (torons dégradés, …). Néanmoins cela n'a pas pu être vérifié (pas d'observations de ce tronçon après l'essai de mise en charge).



Figure 5-38 - Rappel de l'état des tronçons 8 et 12

Il est également intéressant de comparer l'allure de la courbure obtenue avec l'allure du diagramme des moments. En effet, la courbure théorique est donnée par l'équation $\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$. Or, dans le cas d'une poutre homogène (ce qui n'est pas le cas ici), le produit $E * I$ est constant, et donc $1/r$ a la même allure que M.

La Figure 5-39 présente une superposition du diagramme des moments et des courbures obtenues. Bien entendu, il ne s'agit ici que d'une comparaison qualitative, qui permet surtout de pouvoir observer la zone de moment constant. A nouveau, il semble particulièrement difficile d'expliquer la diminution de courbure entre deux points où le moment augmente, tandis que la forte augmentation trouve une justification dans l'endommagement du béton. Il est important de préciser que le moment a été évalué aux points où une mesure de courbure a été prise, et que la courbe présentée est simplement ces évaluations reliées par des segments de droites.

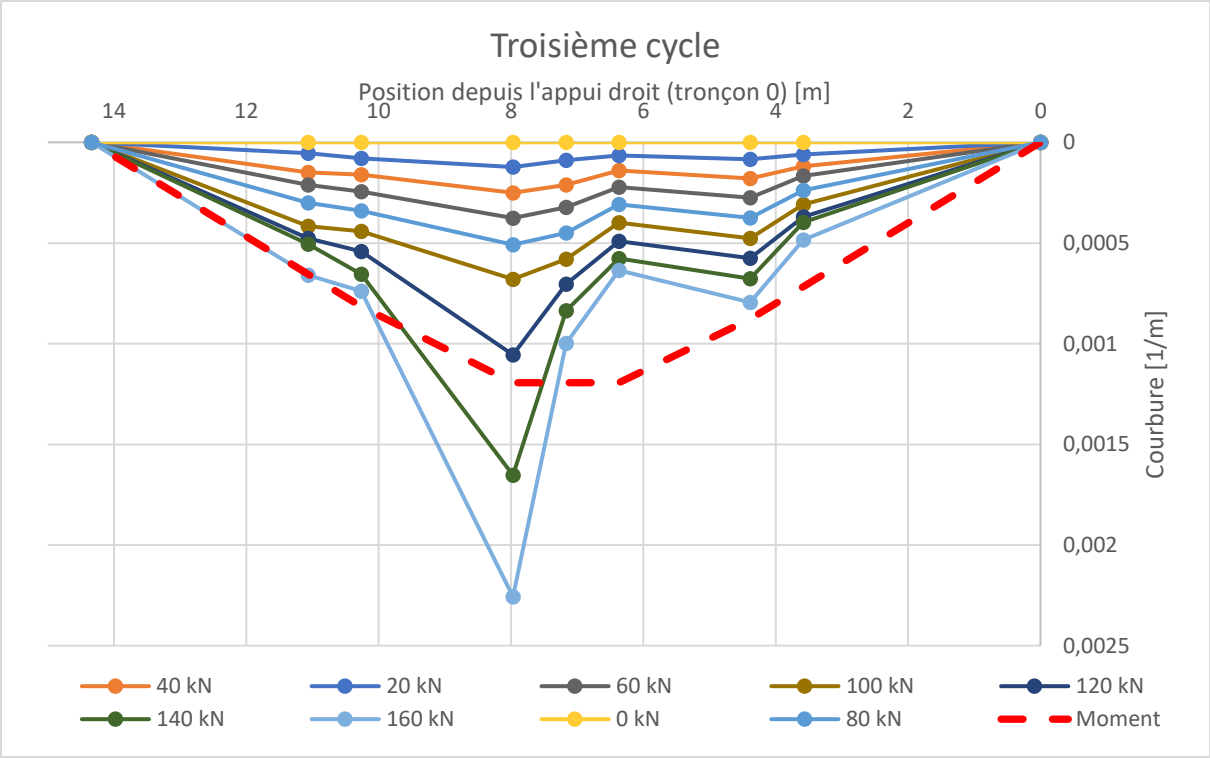


Figure 5-39 - Superposition de l'allure du diagramme des moments avec la courbure au troisième cycle

Néanmoins, en écartant les mesures des fibres de Bragg, les mesures prises avec le Démec donnent un graphe présenté à la Figure 5-40. Le moment, évalué aux trois points où sont placés les Démecs, a alors une allure tout à fait semblable aux mesures de Démec. La zone de moment constant n'est pas observée ici dans le diagramme des moments puisque trop peu de points de mesure sont indiqués. De plus, l'asymétrie observée correspond avec les dégradations de la poutre : la courbure est moindre du côté sain de la poutre, car celle-ci est plus rigide.

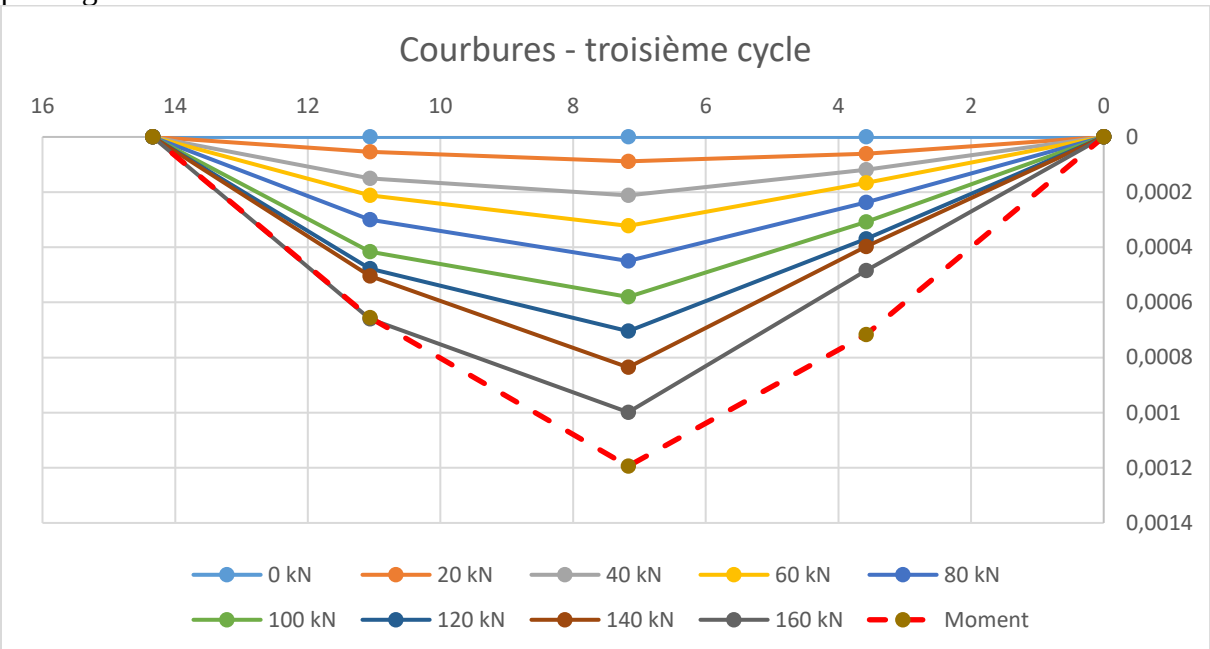


Figure 5-40 - Mesures Démec + allure du diagramme des moments evalué aux points de mesure

Cela correspond également avec les constatations faites sur les graphes présentant les flèches, présenté à la Figure 5-41.

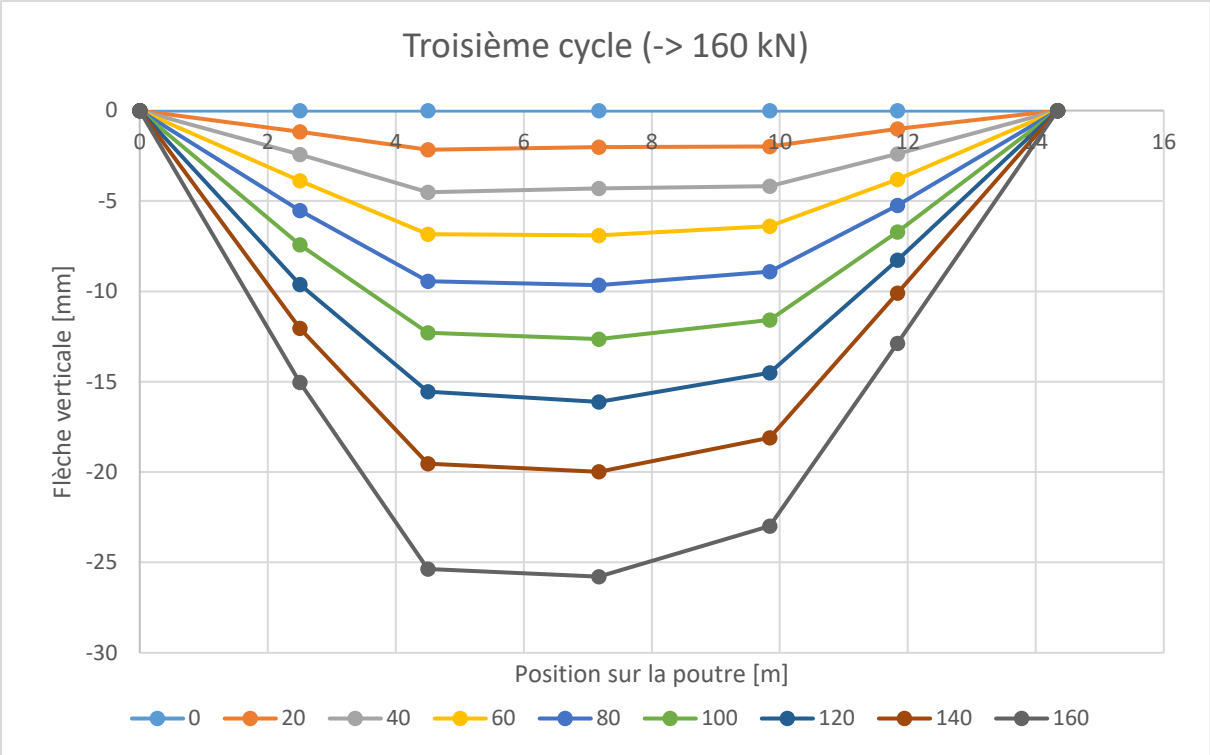


Figure 5-41 - Flèche mesurée au troisème cycle

Compte tenu de ces observations, la courbure sera intégrée pour dériver la flèche de deux manières différentes : en tenant compte de toutes les mesures ou en ne considérant que les Démecs.

5.2 COMMENTAIRE SUR L'APPROCHE UTILISÉE

Les hypothèses posées ont un grand impact sur les résultats présentés aux deux sections suivantes, il est donc important de rappeler la démarche utilisée.

Tout d'abord, la courbure de l'ouvrage est dérivée sous chaque chargement en faisant une interpolation aux moindres carrés sur les mesures et en imposant les conditions aux limites (les courbures sont nulles aux appuis). Le degré du polynôme utilisé est de deux, et donc la courbure approchée aura une forme symétrique. Ensuite, la courbure est intégrée et en donnant une condition d'appui (valeur mesurée par l'inclinomètre), il est possible d'obtenir l'inclinaison approchée à l'autre appui. De la même manière, la courbure est également intégrée deux fois, et par les conditions d'appui (flèches nulles aux appuis), la flèche est dérivée tout le long de la poutre.

Ensuite, le calcul présenté est valable à la fibre neutre, or les mesures d'inclinomètres sont prises en semelle supérieure et les mesures de flèche en semelle inférieure.

5.3 COMPARAISON DES DEUX APPROCHES : INCLINAISON

Un premier point de comparaison est l'inclinaison de la poutre. En effet, grâce à la valeur de l'inclinaison à droite, il est possible d'intégrer la courbure pour trouver l'inclinaison à gauche. Les résultats sont présentés à la Figure 5-42. Les résultats ne semblent pas coller aux mesures, mais semblent moins éloignés dans le cas des courbures prises uniquement par les Démecs.

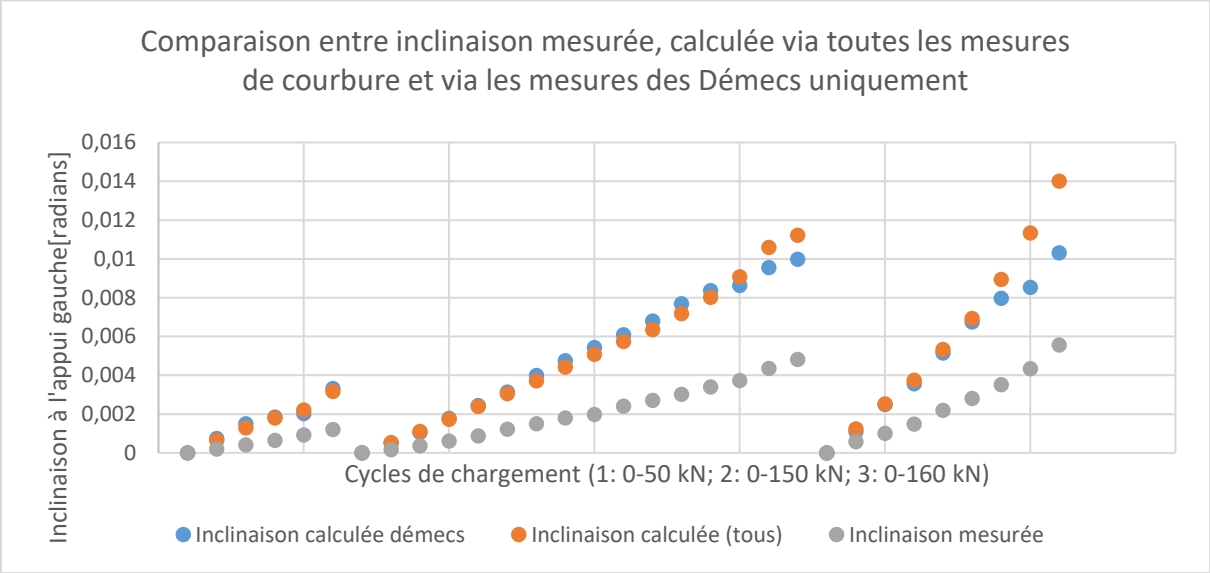


Figure 5-42 - Comparaison de l'inclinaison mesurée ou calculée

5.4 COMPARAISON DE LA FLÈCHE OBTENUE AVEC LES DEUX APPROCHES

Seul le troisième cycle de chargement sera analysé dans cette section, mais les graphes des deux cycles précédents se trouvent en annexe (11.6).

Les Figure 5-43 et Figure 5-44 permettent d'observer directement la différence entre les deux approches. Il apparait en effet très clairement que la flèche obtenue en ne tenant compte que des courbures des Démecs est plus optimiste et plus loin de la réalité que celle calculée grâce à toutes les mesures. Dès lors, le pic observé sur le graphe des courbures n'est probablement pas une erreur de mesure, mais doit bien être pris en compte.

Par ailleurs, une des limites de la modélisation présentée est bien mise en évidence. En effet, comme rappelé à la section précédente, la parabole utilisée pour modéliser la courbure, par sa symétrie, ne permet pas de tenir compte des hétérogénéités de la section. Il serait donc intéressant d'approfondir l'étude en passant soit par plusieurs polynômes mis bout à bout, soit par une fonction plus élaborée que la parabole. Il a néanmoins été choisi de ne pas augmenter le degré de l'approximation par moindres carrés de la courbure, car passer d'un degré deux à un degré trois pour la courbure ferait passer la flèche à un polynôme de degré cinq, ce qui risque de provoquer des instabilités.

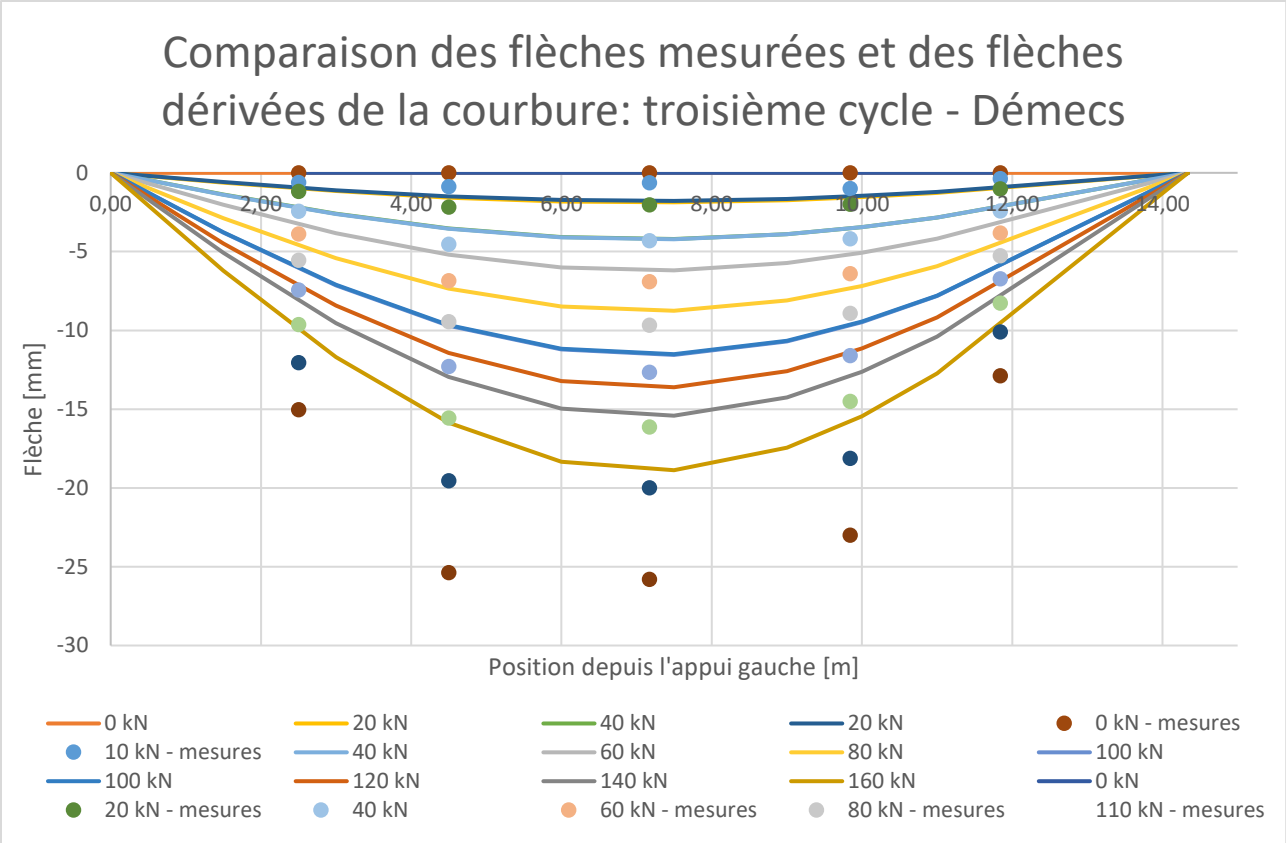


Figure 5-43 - Comparaison des flèches obtenues par la courbure (Démecs) et mesurées

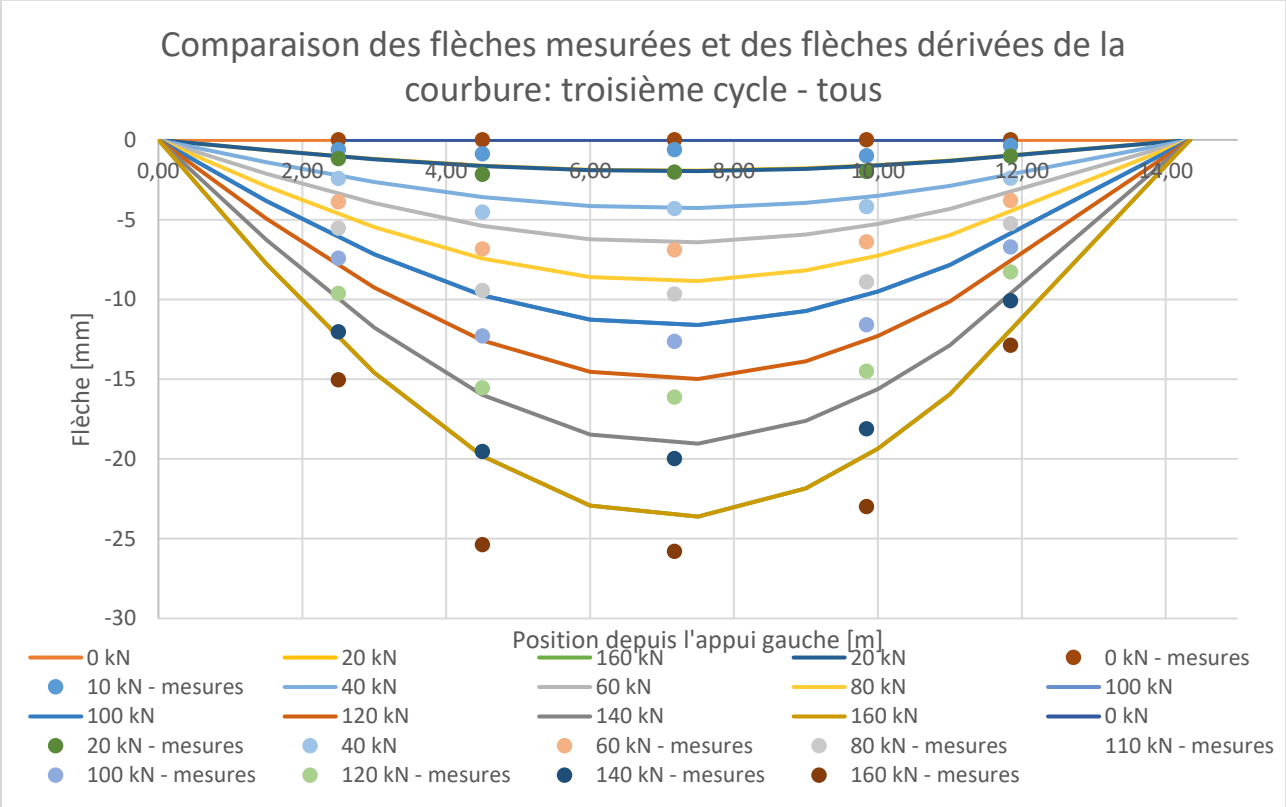


Figure 5-44 - Comparaison des flèches obtenues par la courbure (Démecs et Bragg) et mesurées

6 CONCLUSION

Au vu de toutes les considérations présentées dans ce chapitre, l'analyse de la courbure de la poutre se révèle extrêmement intéressante, car elle permet de mettre en évidence une multitudes d'autres phénomènes. D'autre part, ce chapitre indique aussi les limites d'un modèle 2D tel qu'utilisé dans ce travail. Les analyses présentées lancent les pistes de nouvelles perspectives de travail, et notamment dans l'explication des phénomènes tri-dimensionnels manifestement bien présents. Un modèle aux éléments finis permettrait sans doute de mieux appréhender toutes les hypothèses avancées, en vue de les confirmer ou d'expliquer autrement les mesures dont l'origine n'a pu être certifiée.

De plus, l'analyse de la courbure a permis de croiser et donc de valider bon nombre de mesures acquises par des instruments différents. Cela apporte évidemment de la confiance en les résultats avancés.

CHAPITRE 6 : COMPARAISON ENTRE ATTENTES THÉORIQUES ET RÉSULTATS – ANALYSE DU COMPORTEMENT À LA RUPTURE

Le but de ce chapitre est de lier les résultats obtenus au programme de calcul avec les observations et d'analyser les divergences entre les attentes théoriques et le déroulement de l'essai de mise en charge.

Dans un premier temps, les calculs théoriques issues du programme de calcul sont liées aux observations et au comportement de la poutre lors du chargement.

Ensuite, une analyse inverse de la rupture permettra de mieux appréhender le phénomène de rupture apparu lors de la mise en charge.

1 ANALYSE ET COMPARAISON DES OBSERVATIONS AVEC LES ATTENTES THÉORIQUES

Les graphes présentés aux sous-sections suivantes permettent d'évaluer la perte de résistance engendrée par les dégradations de la poutre. L'état général de la poutre est rappelé à la Figure 6-1. Les graphes présentés peuvent chaque fois être analysés au regard de cette illustration (pour rappel, le tronçon 0 correspond à l'appui droit de la poutre).



Figure 6-1 - Rappel: état de la poutre

Les résultats détaillés et chiffrés des attentes théoriques sont disponibles en annexe (Page 303).

1.1 MOMENT DE RUPTURE ET MOMENT DE FISSURATION

Le moment de rupture en flexion n'a pas pu être atteint, compte tenu de la rupture en flexion/cisaillement qui s'est produite.

Au niveau du moment provoquant la fissuration, la première fissure a été observée à 140 kN, mais le chapitre 5 a montré que des phénomènes de micro-fissuration étaient peut-être apparus aux alentours de 100 kN. La fissure à 140 kN a été observée du côté intérieur (sain) du pont et il est tout à fait probable que des fissures soient apparues du côté endommagé du pont avant d'avoir atteint ce pallier. En effet, l'endommagement de la poutre empêchait un examen complet de l'état de la semelle inférieure entre chaque pallier.

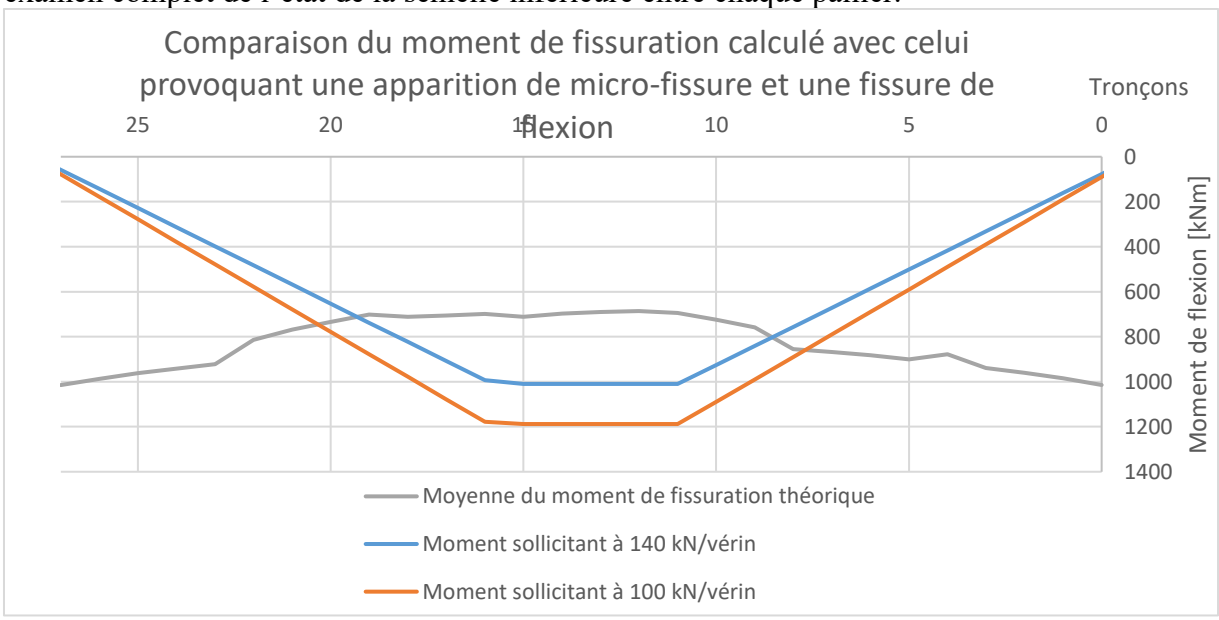


Figure 6-2 - Moment de fissuration: comparaison attentes théoriques et observations

Le graphe présenté à la Figure 6-2 compare estimations théoriques et observations. A 100 $kN/vérin$ (apparition de la probable micro-fissure), le moment de fissuration moyen n'est pas encore atteint, mais la valeur est très proche de la courbe ($\mu_{calcul} - \sigma_{calcul}$). Dès lors, en se rappelant que l'enveloppe $[\mu - \sigma; \mu + \sigma]$ comprend, pour une distribution normale, 68% des individus, la valeur de 100 kN est assez proche des prédictions.

La courbe à 140 kN est proche de l'autre extrême, ($\mu_{calcul} + \sigma_{calcul}$). Etant donné que cette fissure est apparue du côté intérieur du pont, où le niveau de précontrainte local est plus élevé que du côté extérieur, et que le béton est sans doute meilleur, une fissure de flexion non observée (vu les conditions) est très probablement apparue du côté endommagé sous une charge moindre. Compte tenu de ces remarques, la valeur de 140 kN ne semble pas contraire aux calculs théoriques.

Même si le phénomène n'a pas pu être observé, le graphe présentant le moment de rupture calculé pour les différents tronçons est présenté à la Figure 6-3 et la rupture aurait dû se produire par flexion, aux alentours de 230 kN/vérin (entre 1260 kNm, correspondant à $\mu - \sigma$ et 1424 kNm, correspondant à $\mu + \sigma$).

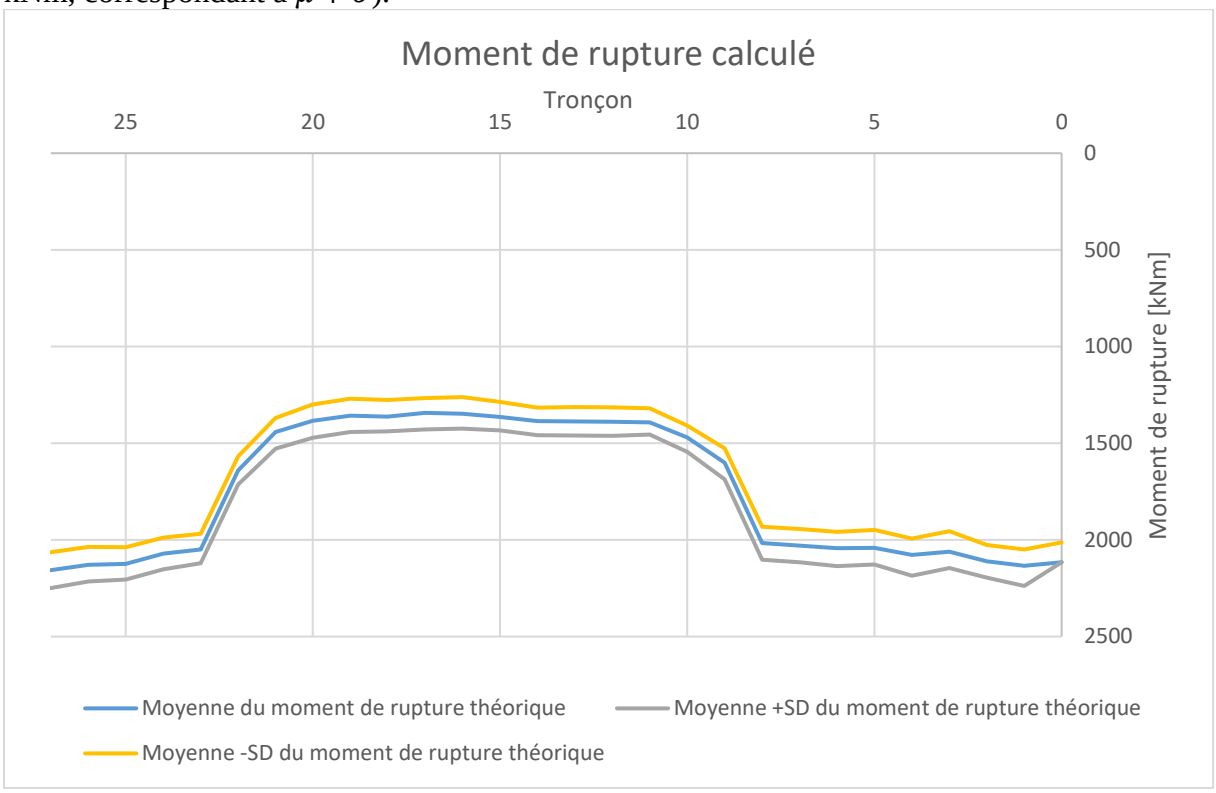


Figure 6-3 - Moment rupture : attentes théoriques

1.2 RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT

L'analyse de la résistance à l'effort tranchant revêt une importance capitale dans le cadre de ce travail puisque c'est par interaction de moment et d'effort tranchant que la poutre a cédé. La charge de rupture est de 170 kN.

Néanmoins, les calculs présentés dans le cadre de ce travail ne sont que la première étape de l'analyse du phénomène. En effet, la plupart des modèles simples traitent les problèmes de flexion et d'effort tranchant de manière cantonnée, alors que dans le cas présenté, il y a une réelle combinaison des deux modes de rupture. Dans ce sens, le modèle empirique utilisé (voir chapitre 3), puisqu'il combine les effets du cisaillement et de la flexion, devrait donner des résultats d'efforts tranchants plus proches des observations que l'approche par contraintes principales.

Le graphe présenté à la Figure 6-4 donne le diagramme des efforts tranchants sollicitants à $170\ kN$, ainsi que les estimations d'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme par l'approche de Jourawski (contraintes principales). Afin de tirer profit de l'analyse statistique, l'enveloppe $[\mu - \sigma; \mu + \sigma]$ des résultats est représentée.

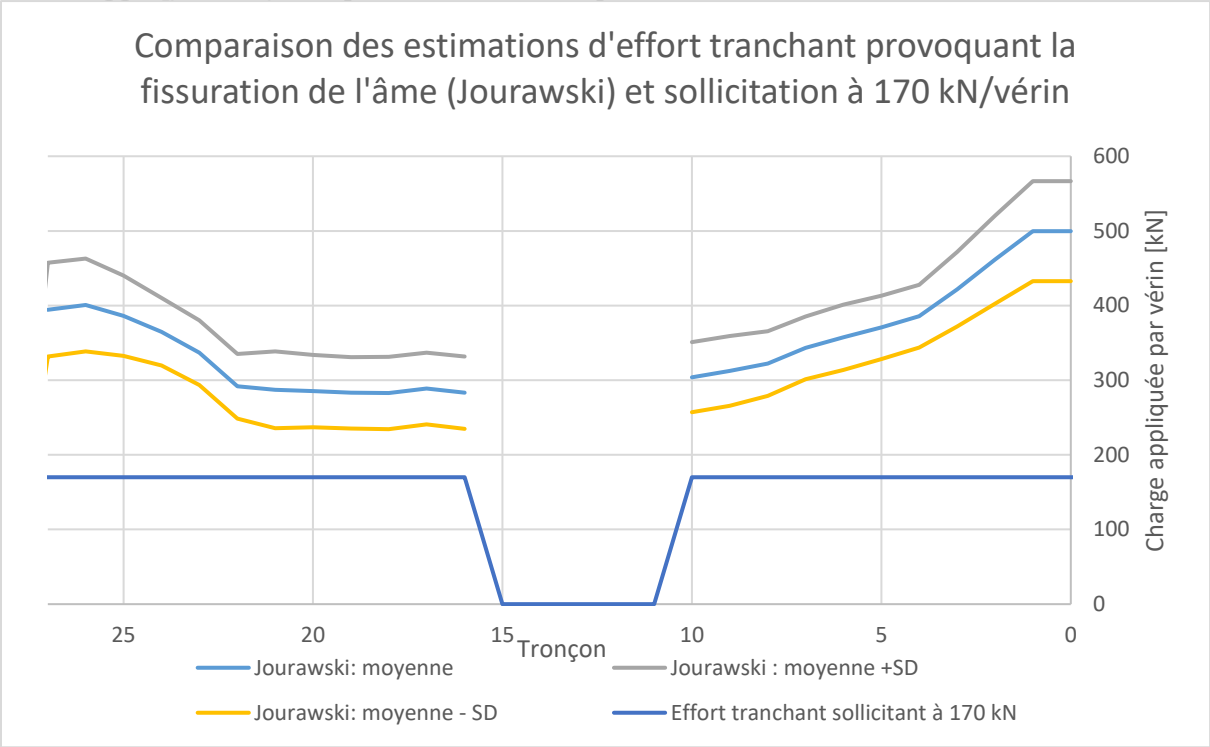


Figure 6-4 - Comparaison des estimations d'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme (Jourawski) et sollicitation à 170 kN / vérin

Au vu de ce graphe, il apparait que cette démarche donne une résistance évaluée bien au-delà des observations. Ceci est cohérent avec le fait que ce modèle ne tient pas compte de l'amorce de rupture provoquée par la fissure de flexion.

Le graphe ci-dessous (Figure 6-5) donne les estimations via l'approche "Model Code". Ici, les résultats sont très proches de la sollicitation à $170\ kN/vérin$. Le point de faiblesse de la poutre, d'après cette courbe, se trouve au niveau du tronçon 21, alors que la rupture s'est produite au niveau du tronçon 17. Néanmoins le tronçon 17, avec une moyenne de $180\ kN$, donne lieu à un effort $\mu - \sigma$ (moyenne – écart-type) de $170\ kN$, ce qui indique que les estimations des matériaux ne sont pas grandement éloignées de la réalité. L'analyse paramétrique, présentée au chapitre 7, prend tout son sens dans ce contexte. D'autre part, ce graphe indique la fidélité de l'approche prescrite par le "Model Code".

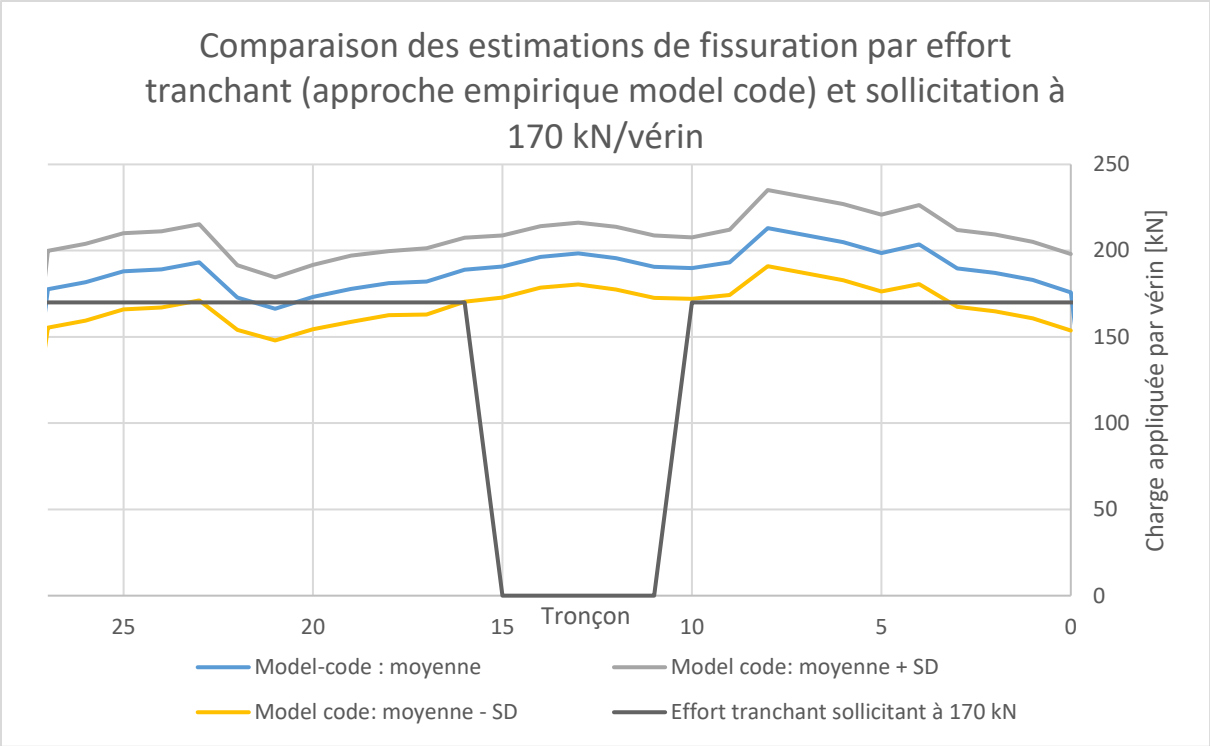


Figure 6-5 - Comparaison des estimations de fissuration par effort tranchant (approche empirique model code) et sollicitation à 170 kN/vérin

1.3 DIAGRAMME MOMENT - COURBURE

En utilisant la géométrie et les caractéristiques de la poutre au tronçon 15 (mi-travée, là où est arrivée la fissure à la rupture), le diagramme moment-courbure de ce tronçon a pu être établi. Pour ce faire, une macro Excel (dont le code figure dans l'annexe à la page 231) a été rédigée.

Ce code parcourt tous les états de déformation possibles pour la poutre en partant d'une déformation maximale (limite de rupture du béton et de l'acier) et en se rapprochant de la situation à courbure nulle. Pour chaque état de déformation, la courbure en est déduite, permettant d'ainsi obtenir les couples (M,N). Seuls les couples dont la force normale est nulle ont été retenus pour tracer le diagramme moment-courbure. Enfin, il convient de corriger le diagramme obtenu pour replacer la courbe dans le système relatif. Le moment dû au poids propre et à la précontrainte doivent être annulés. Ce graphe, une fois corrigé est représenté sur la Figure 6-6.

Le graphe compare également la courbe obtenue avec la courbure dérivée des Démecs et celle obtenue en utilisant les valeurs de flèche. Les observations correspondent assez bien avec le résultat.

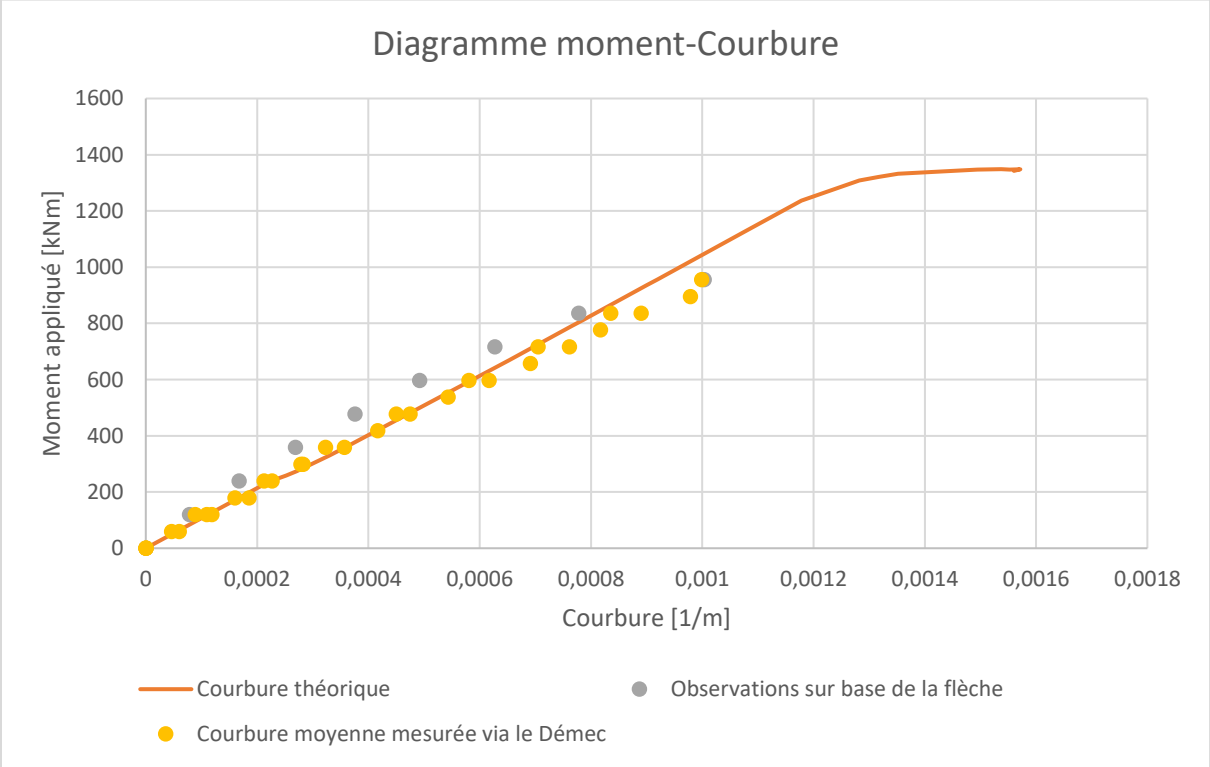


Figure 6-6 - Diagramme moment-courbure pour le tronçon 15

Afin de comprendre au mieux le phénomène de rupture observé durant l'essai , une analyse inverse a été réalisée. En effet, l'approche classique consiste en la détermination de l'effort provoquant la rupture. Ceci a été réalisé dans les sections précédentes. Ici, la ruine est imposée à $170[kN]$ et la répartition de cette charge sur les différents éléments de la section est déduite.

Pour évaluer la répartition de l'effort dans les composants de la poutre, les considérations théoriques qui suivent s'inspirent de l'article « *The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams*"[3].

Ce dernier pose l'hypothèse d'une répartition de l'effort tranchant dans quatre composantes principales:

- Reprise directe dans les armatures transversales (étriers) (V_s sur la Figure 9-95);
- Reprise par frottement dans la zone comprimée de béton non fissuré (V_c sur la Figure 9-95) ;
- Transfert le long de la fissure dans l'âme (V_w sur la Figure 9-95) ;
- Effet goujon dû aux armatures longitudinales (V_l sur la Figure 9-95).

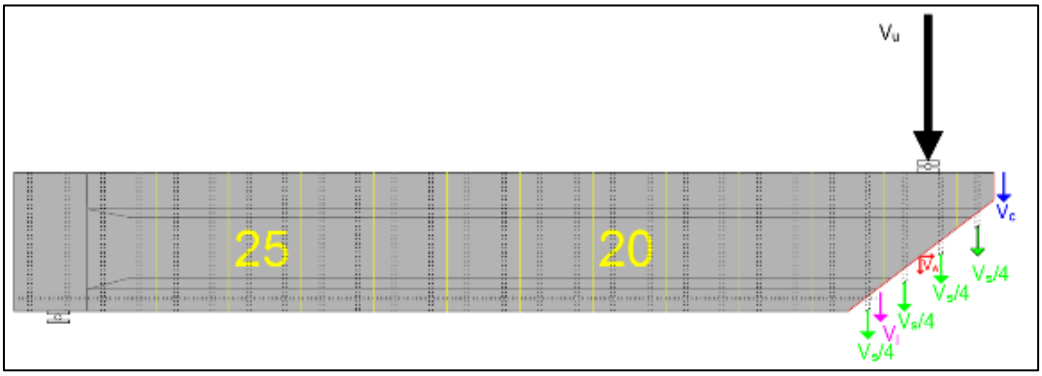


Figure 6-7 - Schéma de la demi poutre a la rupture

En utilisant la répartition de l'effort à la rupture entre la semelle supérieure, l'âme et l'effet goujon des torons telle que fournie par l'article, l'effort tranchant à la rupture V_u s'exprime comme le produit d'une constante et de la somme des contributions individuelles des quatre composantes précédentes (écriture adaptée à l'analyse inverse présentée ici).

$$V_u = C * (v_c + v_w + v_l) + V_s$$

Où :

- $v_C = \xi\left\{\left(0.88 + \left(0.20 + 0.50\frac{\mathrm{b}}{\mathrm{b_w}}\right)v_s\right)\frac{x}{d} + 0.02\right\}\frac{b_{v,eff}}{b}$ $\mathrm{K_p}$, la part de la force reprise par la zone de béton comprimé ;
- $v_w = 167\frac{f_{ctm}}{Ecm}\frac{b_w}{b}\left(1 + 2\frac{G_f\, Ecm}{f_{ctm}^2 d_0}\right)$, la part de la force reprise par le frottement le long de la fissure;
- V_s, force reprise par les armatures transversales, vaut la limite de rupture des étriers juste avant la rupture, et zéro juste après la rupture des armatures transversales. Etant donné que quatre étriers ($\phi 6$) se sont rompus, cela donne un effort
  $V_s = \pi * \frac{d^2}{4} * 2 * 4 * f_{yk} = 121{,}8\ kN$ juste avant la rupture
  $V_s = 0\ kN$ juste après la rupture ;
- $v_l = 0.23\frac{\alpha_e \rho_l}{1-\frac{x}{d}}$, la part de la force reprise par l'effet goujon dû aux armatures longitudinales;
- C est déduit grâce à l'équation précédente dont V_u est connu.

[3] A. Cladera/A. Marí/J. Bairán/C. Ribas/E. Oller/N. Duarte · *The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams* (2016 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Structural Concrete 17 (2016), No. 6 (pp1017-1032))

Le détail du calcul des différentes composantes est assez lourd et se trouve donc en annexe. Le résultat est le suivant :

$V_u = C * (0.5216 + 0.1102 + 0.0253) + 121{,}8\ kN$ avant la rupture des étriers

C est isolé de cette équation et avec $V_u = 170\ kN$, cela donne C=73,35. De cette manière,

- V_s = 121,8 kN ;
- V_c= 38,26 kN ;
- $V_l = 1{,}86\ kN$;
- $V_w = 8{,}08\ kN$.

L'effort V_c est repris par cisaillement dans le béton. En supposant un coefficient de frottement béton-béton de 0,65, l'effort normal dans le béton $N = \frac{T}{\mu} = 58{,}86\ kN$. Rapporté à la section de béton comprimé, cela donne une contrainte de 0,5 MPa. Cette contrainte s'ajoute à la contrainte de compression dûe à la flexion, et qui vaut, en semelle supérieure et sous $170\ kN$, $22MPa$. A ce stade, la contrainte totale de compression est toujours sous la contrainte maximale de compression. Pour rappel, les essais au laboratoire ont donné lieu à des résistances à la compression entre 25 et 59 MPa.

Juste après la rupture des étriers, deux hypothèses sont envisageables : soit l'effort de $121{,}8\ kN$ se répartit en proportion dans les trois autres composantes, soit la semelle comprimée reprend tout l'effort des étriers. Compte tenu des coefficients calculés (le béton comprimé reprend la plus grande partie de l'effort) , l'hypothèse choisie transfère tout l'effort des étriers sur le béton comprimé. L'effort se répartit alors de la manière suivante :

- V_s = 0 kN ;
- V_c= 38,26 kN + 121,8 kN;
- $V_l = 1{,}86\ kN$;
- $V_w = 8{,}08\ kN$.

En procédant de la même manière que précédemment, la contrainte totale dans le béton avoisine alors les 24,5 MPa. Dès lors, étant donné les résultats des essais de compression réalisés sur les carottes prélevées de la poutre, ceci semble expliquer le phénomène. En effet, une carotte prélevée dans l'âme du tronçon 17 (d'où est partie la fissure) a donné une résistance de 25 MPa, et une autre de l'âme du tronçon 16 a donné une résistance de 24 MPa. Même si l'excès de compression est apparu au tronçon 15 (la fissure s'est propagée de façon oblique), il est tout à fait probable que la résistance au droit de ce tronçon soit similaire aux deux précédents.

Néanmoins, les essais non destructifs aux ultrasons laissent présager une meilleure qualité de béton en semelle supérieure que dans l'âme (classée dans la catégorie 4, de résistance moyenne de 31 MPa) . Par contre, au vu des fissures longitudinales importantes, il se peut que ces dernières aient précipité la rupture. L'état des trois tronçons 15, 16 et 17 est rappelé à la Figure 6-8.



Figure 6-8 - Rappel de l'état des trois tronçons où s'est propagée la fissure à la rupture

3 CONCLUSION

En conclusion, le modèle théorique semble approcher assez bien les observations, surtout en ce qui concerne l'effort tranchant provoquant la rupture par interaction flexion-cisaillement. En effet, le moment de fissuration est, comme développé précédemment, difficile à observer précisément, et l'état de la poutre complique encore l'observation. Le moment de rupture par flexion n'a pas pu être observé.

De plus, les différentes mesures de courbure, malgré les aspects difficiles à expliquer développés au chapitre 4, s'alignent assez bien avec le modèle théorique.

Enfin, l'analyse du phénomène de rupture semble expliquer au moins en partie le phénomène de sur-compression du béton observé lors de l'essai.

CHAPITRE 7 : PISTES D'AMÉLIORATION, HYPOTHÈSES ET CONCLUSION

Ce chapitre conclut le travail en donnant des pistes à explorer ultérieurement. En effet, de nombreuses hypothèses doivent encore être approfondies et la démarche demande à être complétée avant de pouvoir arriver à l'objectif final qui consiste en la définition d'une méthode d'inspection des ouvrages permettant de quantifier leur résistance résiduelle portante.

Dans un premier temps, une validation et une analyse paramétrique du modèle de calcul statistique sont données. En effet, dans une optique de généralisation, il est extrêmement utile de pouvoir définir les paramètres dont l'examen doit être le plus précis, et ceux dont l'analyse ne doit pas être poussée en profondeur.

Ensuite, des pistes d'amélioration du travail sont lancées. Celles-ci concernent les différentes étapes du travail (caractérisation des matériaux et essais non destructifs, modèle théorique et interprétation des résultats).

Pour terminer, la conclusion globale du travail est avancée.

1 ANALYSE PARAMETRIQUE DU MODELE DE CALCUL

Il est intéressant de savoir quels paramètres, parmi ceux entrés dans le programme, ont le plus d'influence sur les distributions statistiques des différentes caractéristiques calculées.

La démarche adoptée est la suivante : pour chaque paramètre, la moyenne et puis l'écart-type sont augmentés de 10% par rapport à leur valeur de départ, tandis que les autres paramètres conservent leur valeur initiale. L'impact de cette modification sur les paramètres calculés (sur leur moyenne et leur écart-type) est calculé de la manière suivante :

$$Erreur = \frac{Abs(Valeur\ après\ modification\ de\ \mu_i\ ou\ \sigma_i - Valeur\ initiale)}{Valeur\ initiale}$$

La validation du programme a montré que le calcul sur 50 combinaisons produisait un résultat stable. Dès lors, afin d'être sûrs de ne pas engendrer des erreurs dues à un nombre trop faible de calculs, 100 combinaisons sont analysées. L'analyse se base sur les caractéristiques initiales du tronçon 17 (là où la rupture s'est produite).

Pour chaque caractéristique, les résultats sont présentés comme suit :

- Un tableau récapitulatif reprend tous les résultats des erreurs/influences calculées ;
- Un premier graphe présente l'influence des différents paramètres sur la moyenne de la caractéristique calculée (pour une modification de 10% sur la moyenne ou l'écart-type) ;
- Un second graphe présente l'influence des paramètres sur l'écart-type de la caractéristique calculée, afin d'évaluer la variation de la dispersion du résultat due à la modification imposée.

Les catégories de paramètres, ainsi que leurs valeurs initiales (pour le tronçon 17) sont présentées au Tableau 7-1.

ACIERS PASSIFS				
	Limite élastique	Limite de rupture	Déformation à limite de rupture	Module
	f_{yk}	f_{tk}	ϵ_{tk}	E
	MPa	MPa	-	GPa
MOYENNE	452,93	538,55	7,71	220
SD	16	14	1	2,5
FILS				
	Limite élastique	Limite de rupture	Déformation à limite de rupture	Module
	f_{yk}	f_{tk}	ϵ_{ftk}	E
	MPa	MPa	-	GPa
MOYENNE	1551	1688	4,07	195,2
SD	45	52,12	0,37	2,51
ACIERS PC				
	Limite élastique	Limite de rupture	Déformation à limite de rupture	Module
	f_{yk}	f_{tk}	ϵ_{tk}	E
	MPa	MPa	-	GPa
MOYENNE	1650,6	1890	5,6	189,61
SD	27,62	25,92	0,28	4,06
NIVEAU DE PRECONTRAINTE				
	MPa			
MOYENNE	937,317433			
SD	125,0180825			
BETON				
	Résistance compression	Module	Résistance traction	
	f_{ck}	E_{cm}	f_{ct}	
	MPa	MPa	MPa	
MOYENNE	39,3	26900	2,52	
SD	7,8	6500	0,5	
GEOMETRIE				
	Largeur 1	Largeur 2	Largeur 3	Largeur 4	Largeur 5	Largeur 6
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
MOYENNE	38	33	14	14	59	57
SD	1	5	1	1	3	5

Tableau 7-1 - Rappel des paramètres en entrée du programme de calcul

1.1 MOMENT DE RUPTURE

Le Tableau 7-2 résume les résultats dont les graphes correspondants sont présentés ci-dessous.

	CATEGORIE	CARACTERISTIQUE	ERREUR SUR LA MOYENNE	ERREUR SUR L'ECART-TYPE
MOYENNE MODIFIEE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,03%	0,68%
		Limite de rupture	0,24%	0,33%
		Déformation à la limite de rupture	0,27%	0,51%
		Module	0,26%	0,41%
	Fils	Limite élastique	0,06%	2,01%
		Limite de rupture	0,24%	0,06%
		Déformation à la limite de rupture	0,27%	0,52%
		Module	0,06%	1,82%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	6,79%	3,55%
		Limite de rupture	1,21%	10,60%
		Déformation à la limite de rupture	0,47%	1,79%
		Module	0,18%	0,50%
		Contrainte de précontrainte	0,16%	1,50%
	Béton	Résistance à la compression	1,78%	8,43%
		Module	0,27%	0,49%
		Résistance à la traction	0,27%	0,49%
	Géométrie	Largeur 1	0,10%	1,40%
		Largeur 2	1,61%	3,14%
		Largeur 3	0,27%	0,49%
		Largeur 4	0,27%	0,49%
		Largeur 5	0,27%	0,49%
		Largeur 6	0,27%	0,49%
ECART-TYPE MODIFIE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,26%	0,45%
		Limite de rupture	0,27%	0,49%
		Déformation à la limite de rupture	0,27%	0,49%
		Module	0,27%	0,49%
	Fils	Limite élastique	0,27%	0,48%
		Limite de rupture	0,27%	0,49%
		Déformation à la limite de rupture	0,27%	0,49%
		Module	0,27%	0,49%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	0,27%	0,16%
		Limite de rupture	0,27%	0,50%
		Déformation à la limite de rupture	0,27%	0,51%
		Module	0,27%	0,49%
		Contrainte de précontrainte	0,26%	0,43%
	Béton	Résistance à la compression	0,28%	6,14%
		Module	0,27%	0,49%
		Résistance à la traction	0,27%	0,49%
	Géométrie	Largeur 1	0,27%	0,49%
		Largeur 2	0,27%	2,08%
		Largeur 3	0,27%	0,49%
		Largeur 4	0,27%	0,49%
		Largeur 5	0,27%	0,49%
		Largeur 6	0,27%	0,49%

Tableau 7-2 - Résumé des influences sur la moyenne et l'écart-type du moment de rupture

1.1.1 MOYENNE DU MOMENT DE RUPTURE

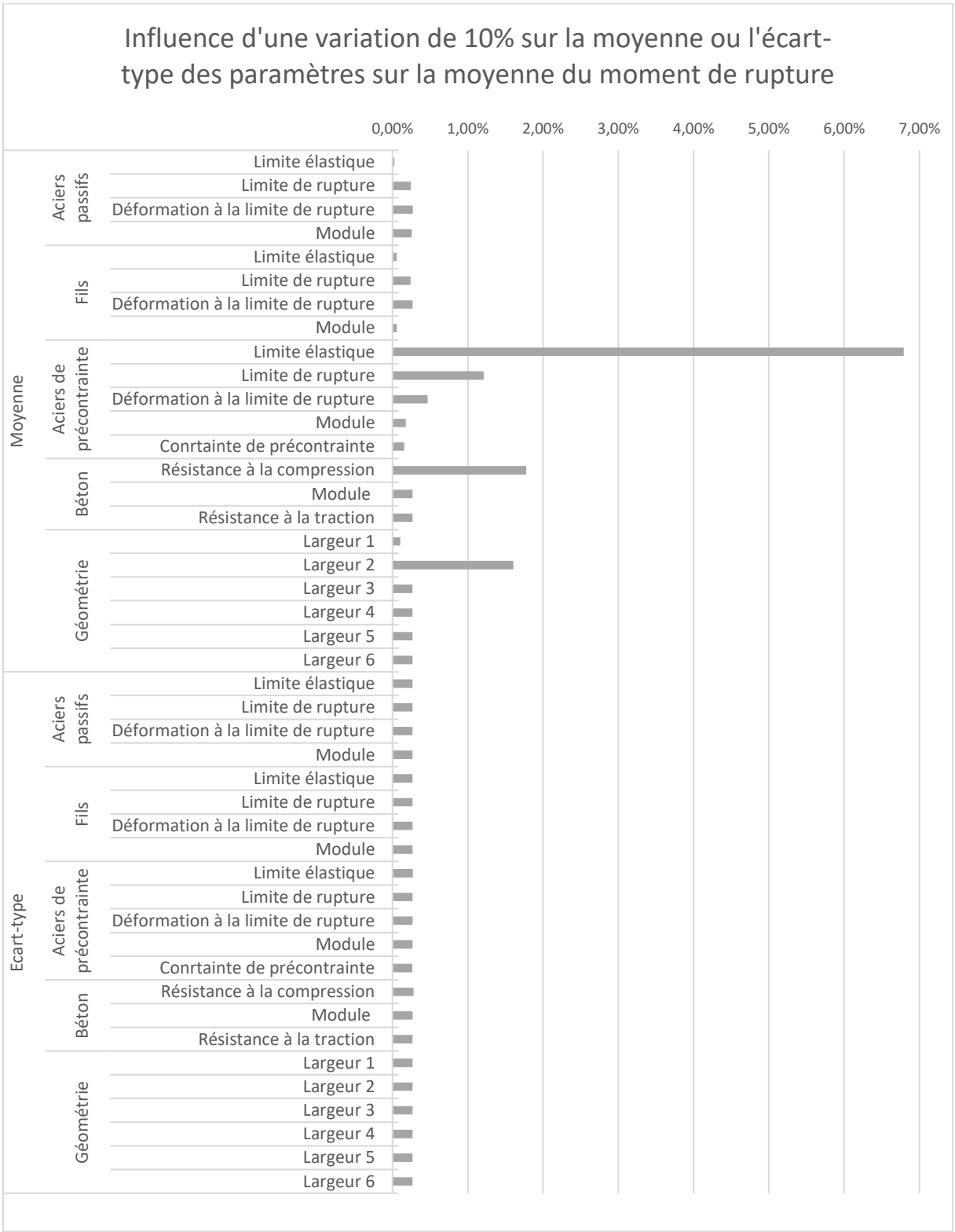


Figure 7-1 - Influence d'une variation de 10% sur la moyenne ou l'écart-type des paramètres sur la moyenne du moment de rupture

La Figure 7-1 présente l'influence des modifications des paramètres sur le moment de rupture moyen. Premièrement, la moyenne du moment de rupture est influencée presque quatre fois plus par la limite élastique du toron que par la résistance à la compression du béton. La largeur en semelle supérieure (largeurs 1 et 2) influence également le moment de rupture moyen.

Au niveau de l'influence des aciers, les aciers passifs (barres et fils) ont une très faible influence sur les différents résultats. En ce qui concerne les aciers de précontrainte, leur influence importante s'explique par leur grand nombre : $1580\ mm^2$ au total, contre $137\ mm^2$ de fils et $400\ mm^2$ de barres passives. Cette constatation s'appliquera également aux autres paramètres calculés.

Dans tous les cas, la variation de l'écart-type du paramètre considéré n'impacte pas la moyenne du moment de rupture à plus de 0,3%, ce qui semble assez peu significatif.

1.1.2 ECART-TYPE

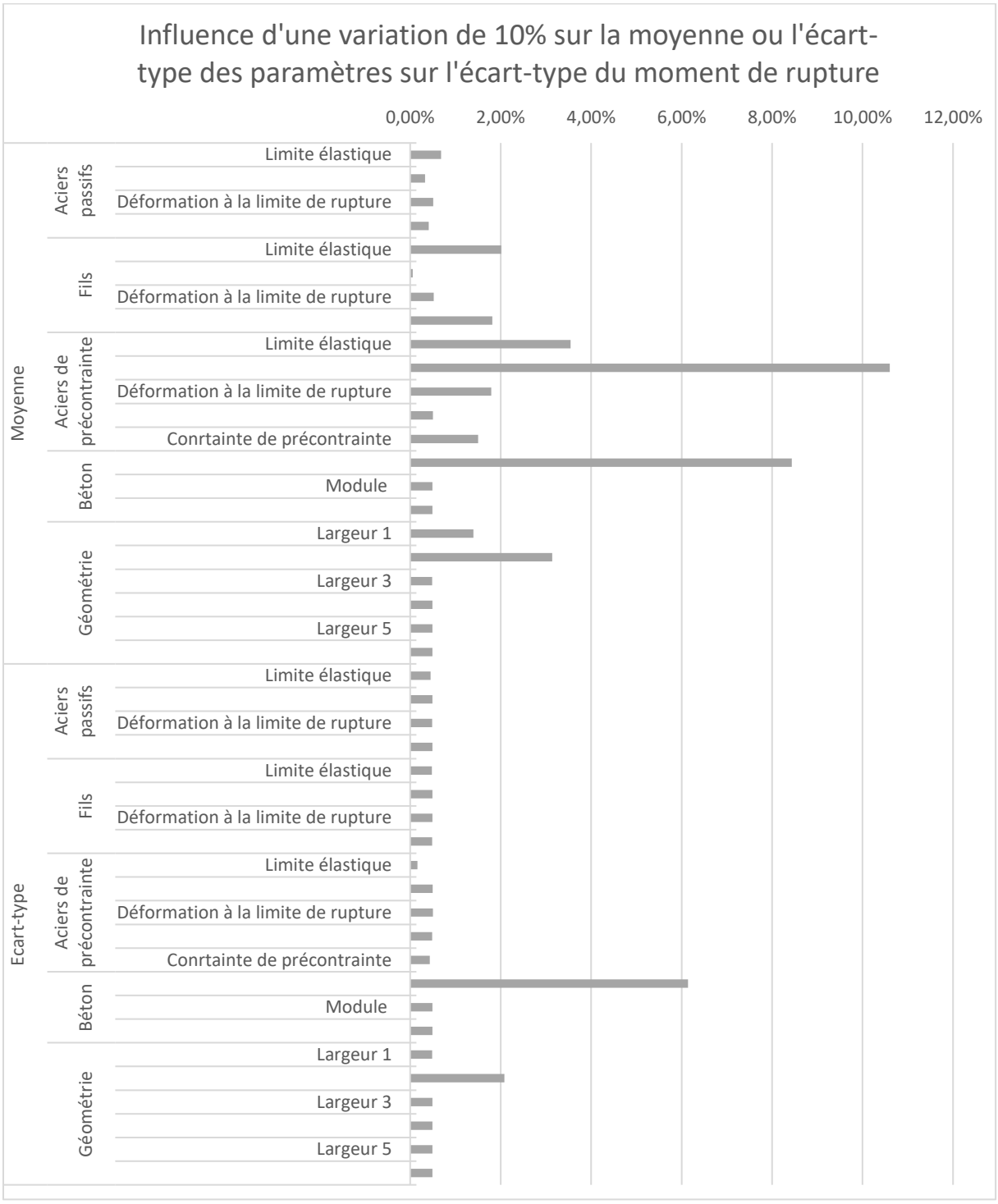


Figure 7-2 - Influence d'une variation de 10% sur la moyenne ou l'écart-type des paramètres sur la moyenne du moment de rupture

En ce qui concerne l'écart-type du moment de rupture (Figure 7-2), il est influencé par la limite de rupture des torons plus que par la limite élastique. Et même si c'est toujours visiblement le toron qui a le plus d'influence dans le calcul (plus de 10%), la résistance moyenne à la compression du béton impacte l'écart-type du moment de rupture à 8%. La largeur de la zone comprimée influe également l'écart-type, mais dans une bien moindre mesure (3,5%).

De manière un peu surprenante, c'est la variation de la moyenne des paramètres et non leur écart-type qui influence le plus l'écart-type du moment de rupture.

1.2 MOMENT DE FISSURATION

Le Tableau 7-3 résume les résultats obtenus dans le cas du moment de fissuration. Ces résultats sont commentés à la lumière des graphes ci-dessous.

MOMENT DE FISSURATION

	Catégorie modifiée	Paramètre modifié	Erreur sur la moyenne	Erreur sur l'écart-type
MOYENNE MODIFIEE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,03%	0,00%
	Fils	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,01%	0,00%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,29%	0,07%
		Contrainte de précontrainte	10,05%	0,07%
	Béton	Résistance à la compression	0,00%	0,00%
		Module	0,34%	0,08%
		Résistance à la traction	3,36%	0,01%
	Géométrie	Largeur 1	0,18%	0,03%
		Largeur 2	0,65%	0,58%
		Largeur 3	0,79%	0,66%
		Largeur 4	0,32%	0,34%
		Largeur 5	2,17%	1,32%
		Largeur 6	2,37%	1,54%
ECART-TYPE MODIFIE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Fils	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,01%
		Contrainte de précontrainte	0,16%	8,36%
	Béton	Résistance à la compression	0,00%	0,00%
		Module	0,06%	0,20%
		Résistance à la traction	0,04%	1,73%
	Géométrie	Largeur 1	0,00%	0,00%
		Largeur 2	0,01%	0,02%
		Largeur 3	0,01%	0,01%
		Largeur 4	0,00%	0,01%
		Largeur 5	0,01%	0,10%
		Largeur 6	0,00%	0,09%

Tableau 7-3 - Résumé des influences d'une variation de 10% sur l'écart-type ou la moyenne d'un paramètre sur le moment de fissuration

1.2.1 MOYENNE DU MOMENT DE FISSURATION

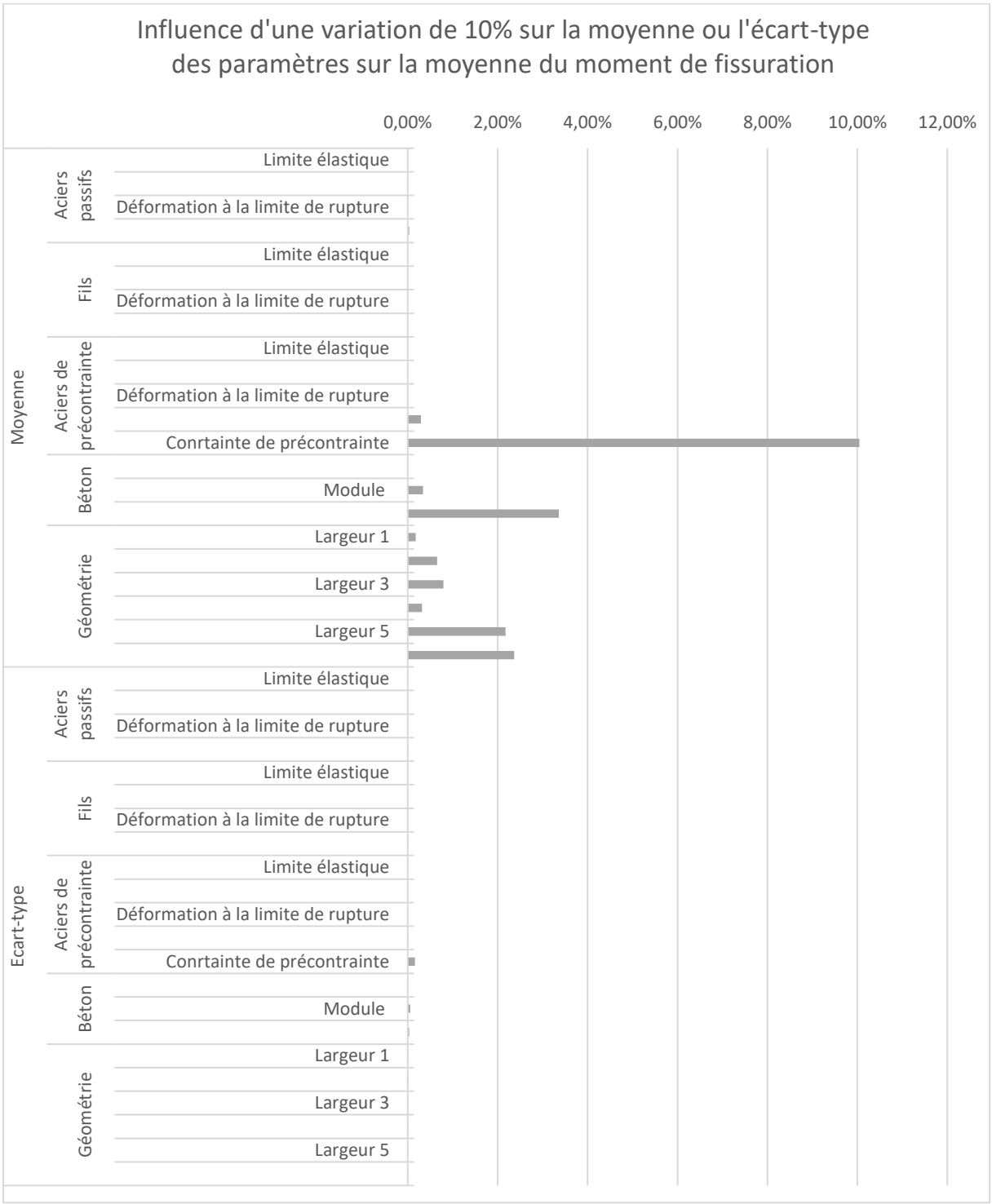


Figure 7-3 - Influence d'une variation de 10% sur la moyenne ou l'écart-type des paramètres sur la moyenne du moment de fissuration

La Figure 7-3 présente l'influence des paramètres sur la moyenne du moment de fissuration. Les paramètres déterminants de cette caractéristique sont les distributions statistiques de la précontrainte (10%), de la résistance à la traction du béton (3,5%) et de la largeur de la semelle inférieure (largeurs 5 et 6, ±2%). La précontrainte est l'élément dont l'influence est la plus marquée.

1.2.2 ECART-TYPE DU MOMENT DE FISSURATION

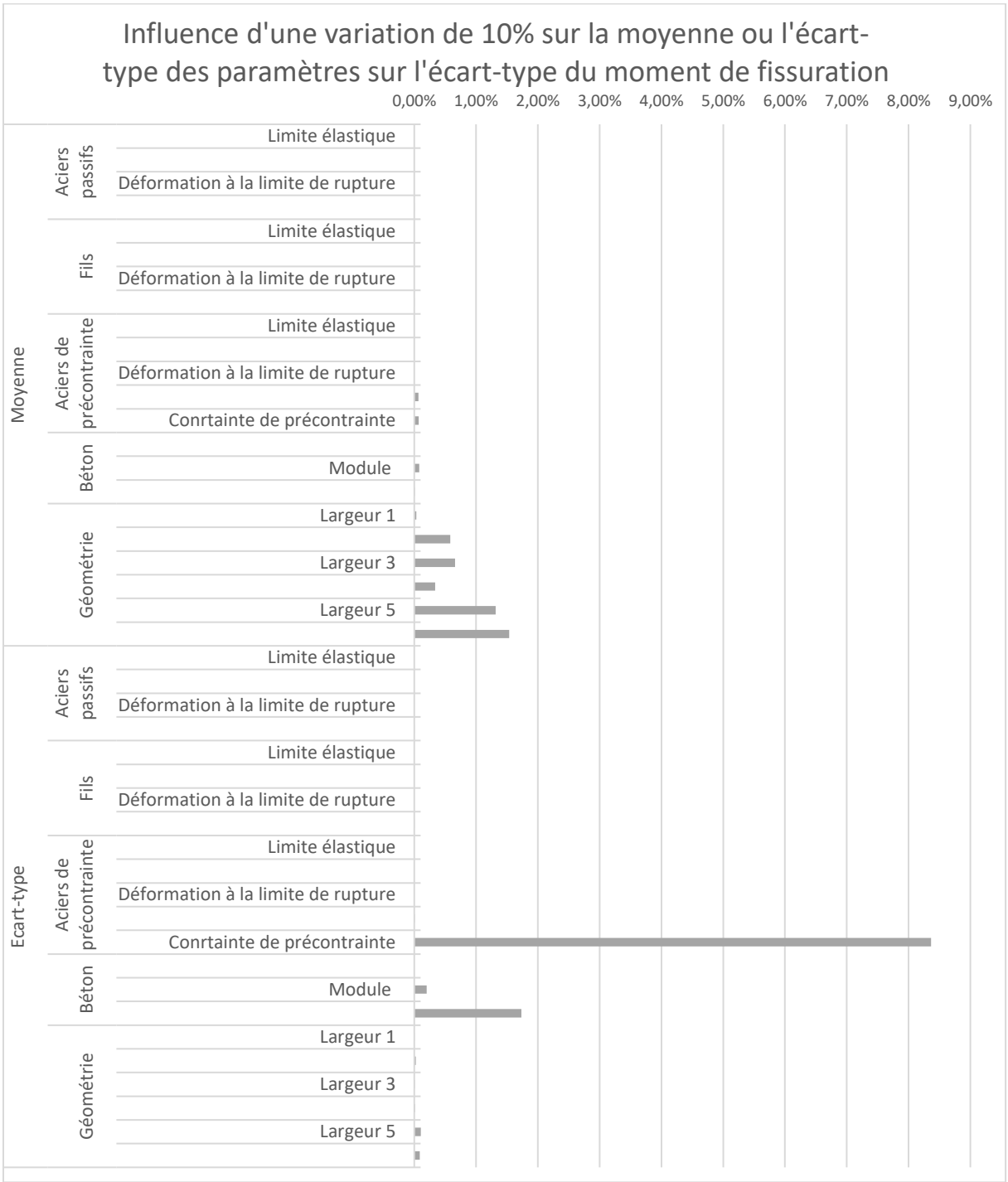


Figure 7-4 - Influence d'une variation de 10% sur la moyenne ou l'écart-type des paramètres sur l'écart-type du moment de fissuration

L'écart-type du moment de fissuration se comporte de manière plus ou moins analogue. En effet, la variation de l'écart-type de l'effort de précontrainte implique une variation de 8% de l'écart-type du moment de fissuration et la résistance à la traction du béton suit également cette observation. Néanmoins, il est intéressant de constater que les augmentations de la moyenne des largeurs provoquent une variation de l'écart-type du moment de fissuration jusqu'à 1,5%, alors que la variation de la moyenne de l'effort de précontrainte n'impacte pratiquement pas l'écart-type du moment de fissuration (0,07%).

1.3 EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA RUPTURE PAR INTERACTION FLEXION-CISAILLEMENT

Le Tableau 7-4 présente à nouveau les influences des modifications des paramètres. Celles-ci sont commentées à la lumière des graphes suivants.

EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA RUPTURE PAR INTERACTION FLEXION / CISAILLEMENT

	Catégorie modifiée	Paramètre modifié	Erreur sur la moyenne	Erreur sur l'écart-type
MOYENNE MODIFIEE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Fils	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
		Contrainte de précontrainte	5,35%	1,15%
	Béton	Résistance à la compression	1,42%	0,68%
		Module	0,00%	0,00%
		Résistance à la traction	0,00%	0,00%
	Géométrie	Largeur 1	0,93%	1,44%
		Largeur 2	1,00%	1,54%
		Largeur 3	3,56%	3,09%
		Largeur 4	3,53%	3,04%
		Largeur 5	1,31%	2,03%
		Largeur 6	0,83%	1,29%
ECART-TYPE MODIFIE (+10%)	Aciers passifs	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Fils	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
	Aciers de précontrainte	Limite élastique	0,00%	0,00%
		Limite de rupture	0,00%	0,00%
		Déformation à la limite de rupture	0,00%	0,00%
		Module	0,00%	0,00%
		Contrainte de précontrainte	0,08%	7,22%
	Béton	Résistance à la compression	0,01%	1,43%
		Module	0,00%	0,00%
		Résistance à la traction	0,00%	0,00%
	Géométrie	Largeur 1	0,00%	0,02%
		Largeur 2	0,01%	0,27%
		Largeur 3	0,04%	0,67%
		Largeur 4	0,03%	0,39%
		Largeur 5	0,00%	0,12%
		Largeur 6	0,00%	0,08%

Tableau 7-4 - Résumé des influences d'une variation de 10% sur l'écart-type ou la moyenne d'un paramètre sur Vrd,c

1.3.1 MOYENNE DE VRD,C

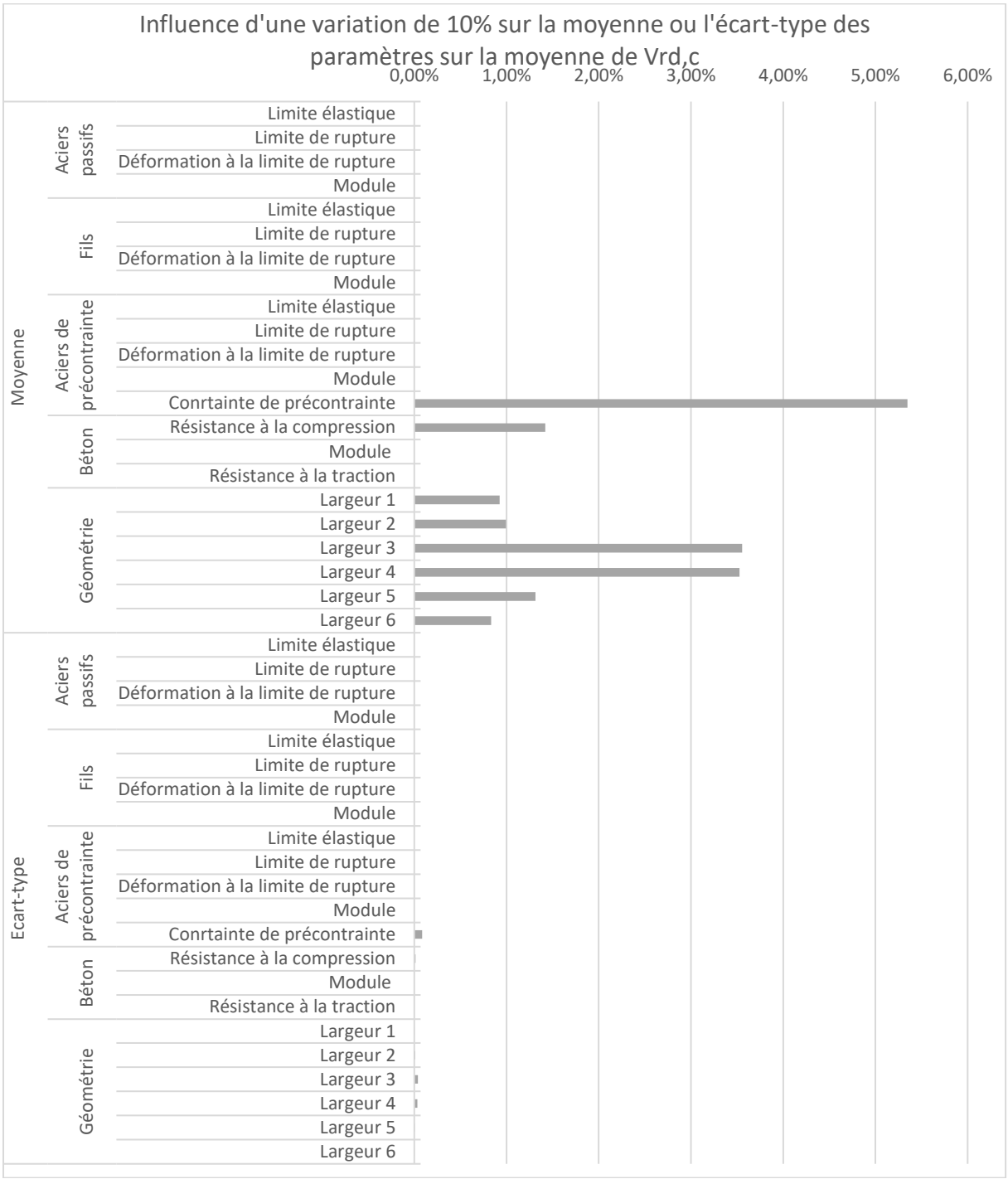


Figure 7-5 - Influence d'une variation de 10% sur les paramètres sur la moyenne de Vrd,c

Les Figure 7-5 et Figure 7-6 présentent les graphes d'influence sur la distribution statistique de l'effort tranchant provoquant la rupture par flexion/cisaillement. A nouveau, le niveau de précontrainte est le paramètre le plus impactant du résultat, ainsi que la résistance à la traction du béton et les dimensions de la section (influence un peu plus marquée de la semelle supérieure par rapport à la semelle inférieure). Il semble logique que l'épaisseur de l'âme (largeurs 3 et 4) influence plus significativement l'effort de rupture par interaction flexion/ cisaillement. De même, au niveau de l'écart-type, celui de la précontrainte a une influence supérieure à deux fois l'écart-type des largeurs et de la résistance à la traction du béton.

1.3.2 ECART-TYPE DE VRD,C

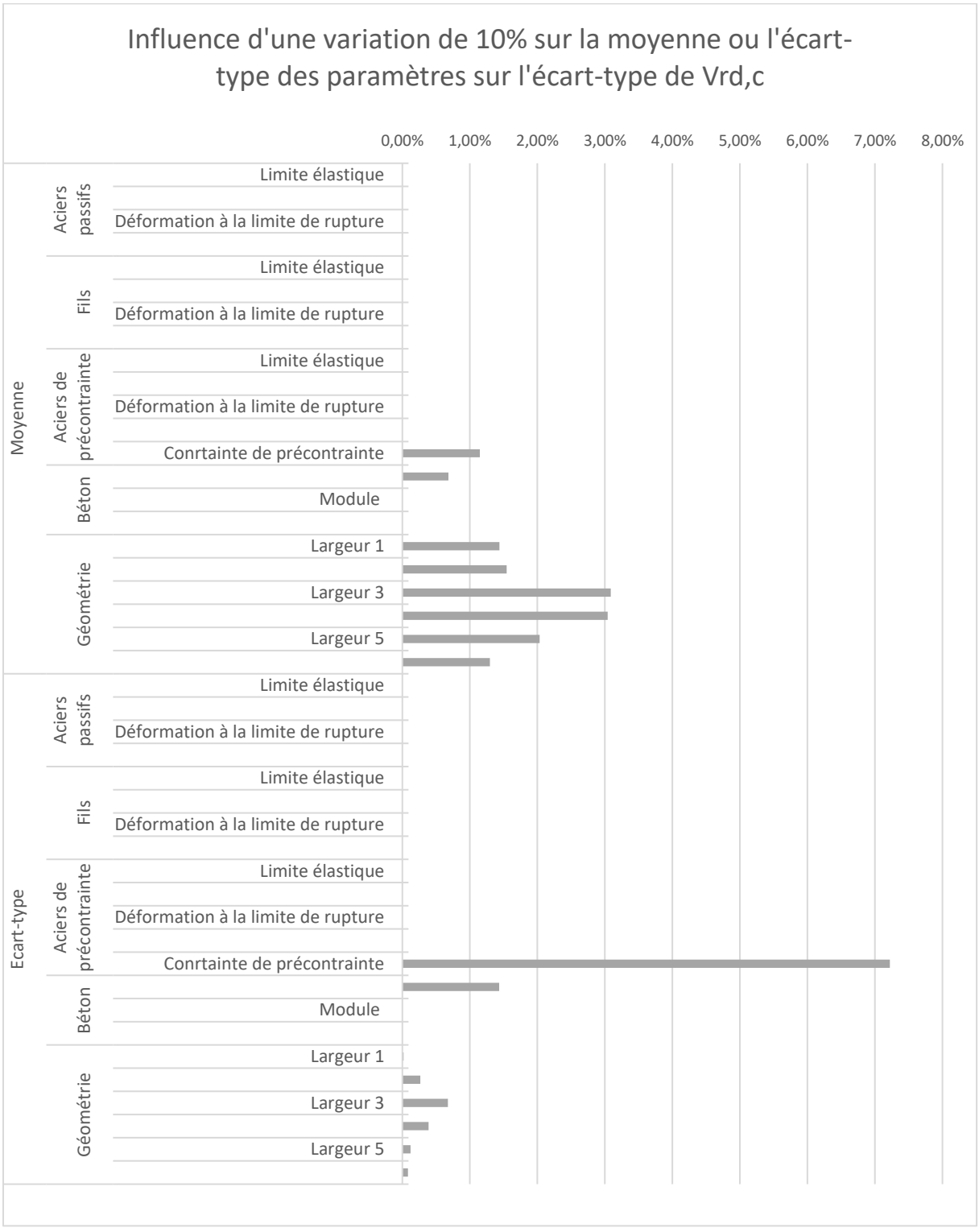


Figure 7-6 - Influence d'une variation de 10% sur la moyenne ou l'écart-type des paramètres sur la moyenne de Vrd,c

1.4 EFFORT TRANCHANT PROVOQUANT LA FISSURATION DE L'AME (JOURAWSKI)

Le temps de calcul nécessaire à l'acquisition des résultats d'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme par l'approche de Jourawski est conséquent. Dès lors, afin de réduire l'analyse, il est intéressant de déterminer les paramètres dont l'influence sera négligeable.

Pour rappel, les aciers passifs (barres et fils) n'interviennent pas, par simplification, dans le calcul du module statique de la section. Leur influence est donc, si pas nulle, non significative. Ils ne sont donc pas analysés.

Le Tableau 7-5 résume les résultats obtenus. Il apparait que les paramètres ayant le plus d'influence sur le calcul sont les modules d'Young des différents matériaux, l'effort de précontrainte, la résistance à la traction du béton et les largeurs 3 et 4 (âme).

		MOYENNE DU PARAMÈTRE MODIFIÉE		ECART-TYPE DU PARAMÈTRE MODIFIÉ	
IMPACT SUR VRD,C		Moyenne de Vrd,c	Ecart-type de Vrd,c	Moyenne de Vrd,c	Ecart-type de Vrd,c
PRÉCONTRAINTE	Limite élastique	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
	Limite de rupture	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
	Défo à limite de rupture	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
	Module d'Young	0,274%	0,220%	0,000%	0,000%
	Effort de précontrainte	0,411%	1,585%	0,000%	0,090%
BÉTON	Résistance compression	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
	Module d'Young	0,137%	0,942%	0,000%	0,000%
	Résistance à la traction	3,230%	0,437%	0,897%	3,135%
GÉOMÉTRIE	Largeur 1	0,069%	0,514%	0,000%	0,000%
	Largeur 2	0,069%	0,514%	0,000%	0,000%
	Largeur 3	1,439%	2,344%	0,206%	0,535%
	Largeur 4	0,852%	2,646%	0,206%	0,185%
	Largeur 5	0,274%	1,259%	0,000%	0,000%
	Largeur 6	0,274%	1,259%	0,000%	0,000%

Tableau 7-5 - Résumé des influences des paramètres Sur Vrd,c

1.4.1 MOYENNE DE V_JOURAWSKI

La Figure 7-7 et la Figure 7-8 présentent l'impact respectivement d'une modification de la moyenne des paramètres et de l'écart-type des paramètres, sur l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme (approche de Jourawski). A la Figure 7-8, il apparait que les variations d'écart-type influencent peu (moins d'1%) la moyenne de l'effort tranchant calculé. A la Figure 7-7, il semble assez logique que la résistance à la traction du béton soit déterminante dans le calcul. En effet, la fissure dans l'âme apparait lorsque la contrainte principale de traction atteint ce niveau f_{ct}. De plus, cette grandeur apparait dans le calcul de la hauteur de la fissure de flexion.

C'est sans doute via ce paramètre de hauteur de fissure de flexion qu'apparait l'influence de la précontrainte. Les modules apparaissent, eux, à diverses étapes du calcul, à travers les caractéristiques de la section homogène. Le module du béton influence près de quatre fois moins le résultat que le module des torons. Il est possible que cela soit dû en grande partie à leur différence : une augmentation de 10% sur un module de 30 GPa donne 3 GPa, tandis que sur les torons (190 GPa), cela revient à 19 GPa d'augmentation.

La largeur de l'âme impacte le résultat, et cela semble logique : si l'âme est plus épaisse, elle voit sa résistance plus haute également. L'influence des largeurs en semelle inférieure (5 et 6) est sans doute plus élevée que les largeurs en semelle supérieure (1 et 2), car ces dernières influencent la fissuration en flexion (voir l'analyse du moment de fissuration).

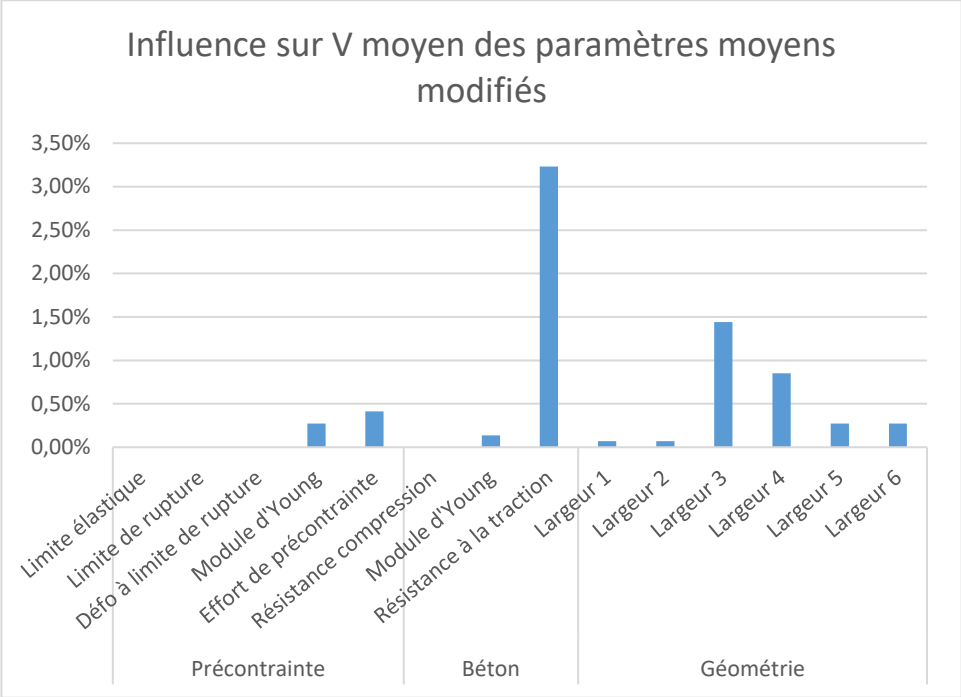


Figure 7-7 - Influence sur V moyen (Jourawski) des variations des paramètres moyens

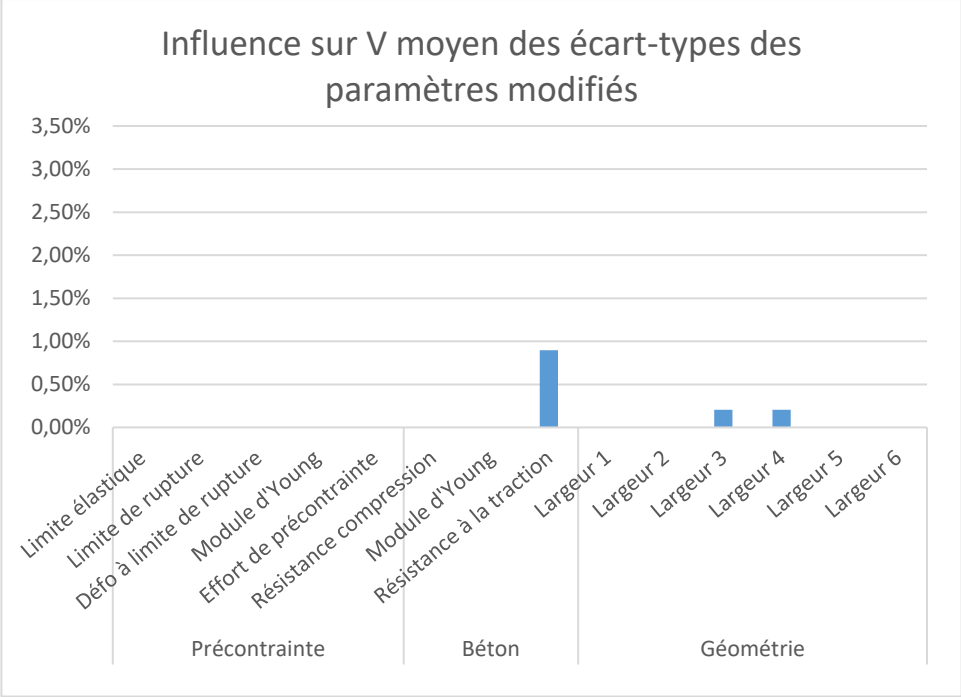


Figure 7-8 - Influence sur V moyen (Jourawski) des variations des écart-types des paramètres

1.4.2 ECART-TYPE DE V_JOURAWSKI

Sur les figures présentées ci-dessous (Figure 7-9 et Figure 7-10), l'influence d'une modification des paramètres moyens puis de leurs écart-types sur l'écart-type de l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme (Jourawski) confirme les observations précédentes.

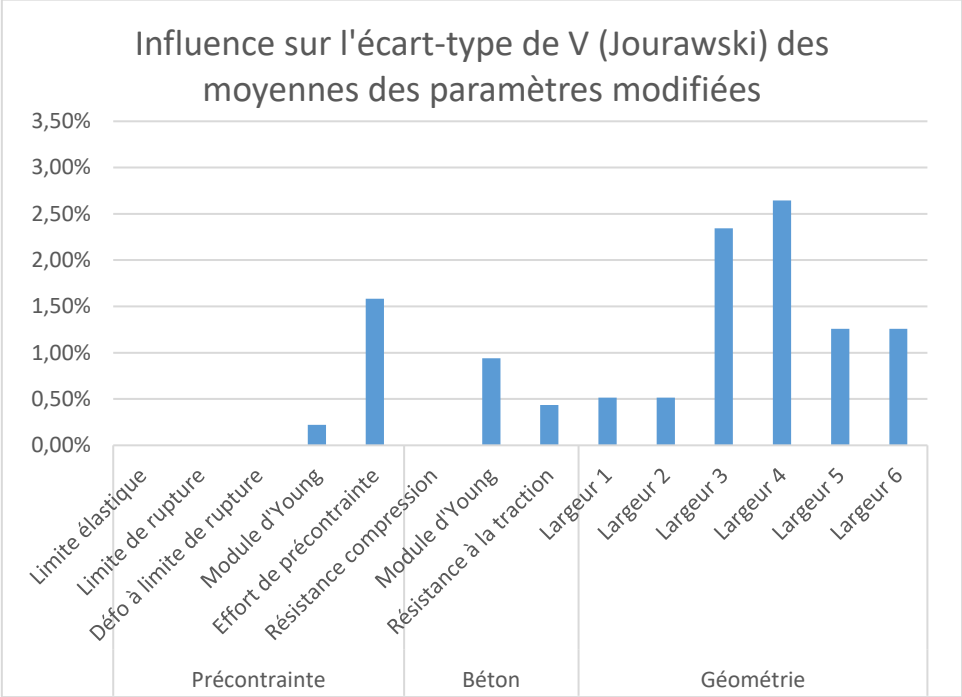


Figure 7-9 - Influence sur l'écart-type de V (Jourawski) des variations des paramètres moyens

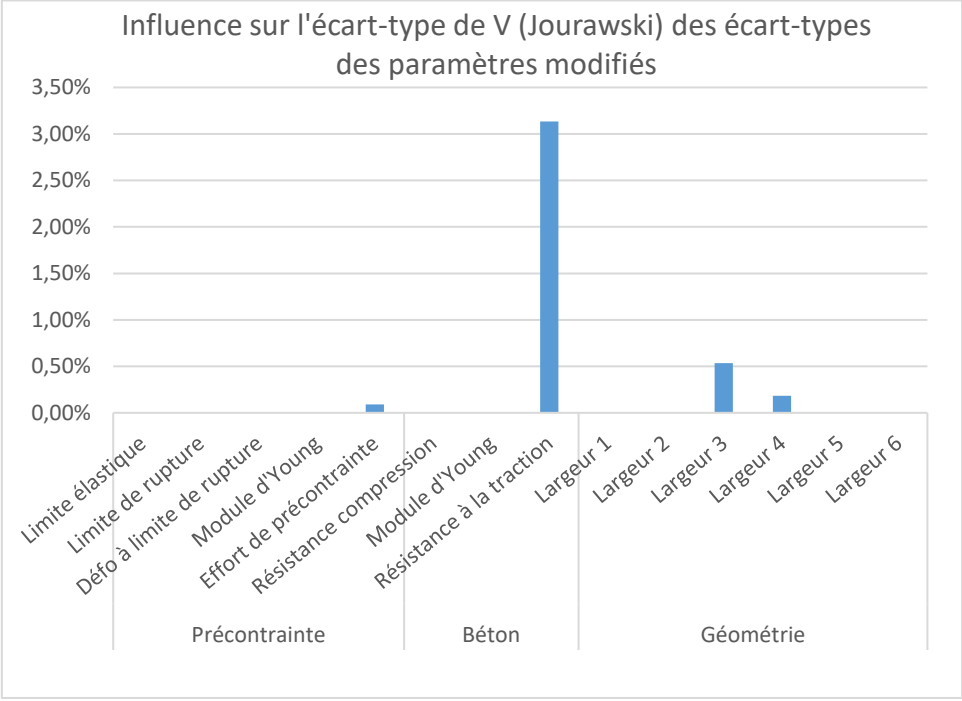


Figure 7-10 - Influence sur l'écart-type de V (Jourawski) des variations des écart-types des paramètres

1.5 CONCLUSION

Cette analyse paramétrique permet surtout de confirmer l'importance du niveau de précontrainte dans le calcul. En effet, à part pour le moment de rupture, les autres paramètres de résistance évoluent très fort en fonction de ce niveau de précontrainte. Ce paramètre est essentiel : en effet, vu le caractère destructif du test à l'arbalète (il entraine une décompression locale du béton), il est intéressant de savoir dans quelle mesure la valeur résiduelle de précontrainte doit être estimée avec précision. Comme attendu, elle influence surtout le moment de fissuration et l'effort tranchant. La variation de ce paramètre influence de manière importante l'écart-type des distributions calculées. En effet, une variation de 10% sur l'écart-type du niveau de précontrainte influence de 8% l'écart-type du moment de fissuration et de 7,5% l'écart-type de l'effort tranchant provoquant la rupture par flexion-cisaillement.

D'autre part, en ce qui concerne la démarche adoptée, il serait peut-être plus opportun de faire varier les paramètres en fonction d'une observation usuelle rencontrée sur un ouvrage endommagé. Par exemple, lors des essais, il a été mis en évidence que les aciers passifs n'avaient pas perdu significativement de résistance lorsqu'ils étaient encore enrobés. Par contre, les essais à l'arbalète ont montré que la précontrainte avait diminué plus qu'attendu dans les torons, et les essais de compression ont indiqué des modules particulièrement faibles sur le béton. Dès lors, au lieu de faire varier les paramètres de 10% (ce qui est tout à fait arbitraire), les faire varier en fonction des variations de mesures relevées pourrait être intéressant, mais requiert d'autres analyses qui n'ont pu être effectuées dans le cadre de ce travail.

Il serait particulièrement utile de définir des écart-types liés au degré d'examen à ajouter aux écart-types de base. Par exemple, dans le cas de la précontrainte, cet écart-type de degré d'examen pourrait dépendre, entre autres, du nombre d'essais à l'arbalète réalisés. Ceci constitue un travail de grande envergure, mais une fois cette étape réalisée, la démarche de l'ingénieur face à un ouvrage endommagé se verra affinée et aura gagné beaucoup en contenu.

De plus, un phénomène qui n'a pas été mis en évidence est l'influence des ancrages sur le résultat, ce qui vient du fait que les aciers sont entrés de manière déterministe dans le programme.

2 PISTES D'AMELIORATION DU MODELE THEORIQUE

2.1 PISTES D'AMELIORATION DE LA CARACTERISATION DES MATERIAUX

De nombreuses hypothèses ont été avancées dans le cadre de la caractérisation des matériaux. Certaines ont pu être vérifiées après l'essai de mise en charge (par exemple, la résistance des torons sains), tandis que d'autres sont encore, à ce jour, incertaines. Le travail nécessaire à la levée de toutes ces inconnues est conséquent. C'est dans ce cadre que, chercher à lever des incertitudes à la lumière de l'analyse paramétrique présentée à la section précédente, prend tout son sens.

Parmi les analyses possibles, certaines s'imposent. Notamment:

1) L'influence du type de dégradation (attaque aux chlorures, corrosion) et du niveau de dégradation (mesure précise de la perte de section) sur la résistance des aciers;
2) Une analyse plus en profondeur sur les longueurs d'ancrage. Les conclusions utilisées ont été extrapolées à partir des conclusions du travail de Corentin Dehem dans son mémoire (« Etude expérimentale du réancrage de cables de postcontrainte d'une poutre du viaduc de Landelies »). Il serait intéressant de réaliser un tel travail dans le cas des torons et d'analyser l'influence de la dégradation de ces aciers sur l'ancrage;
3) Il en découle également un travail nécessaire à propos de l'influence de la dégradation des aciers sur l'adhérence acier-béton, ainsi que sur la perte éventuelle de résistance du béton enrobant ces aciers. En effet, sous l'effet de la corrosion, les aciers se déforment (gonflement etc.) et induisent des contraintes dans le béton. Ces contraintes ont très probablement un effet sur la résistance globale de la section, qu'il serait intéressant de quantifier.

2.2 PISTES D'AMELIORATION DU MODELE THEORIQUE

Le modèle théorique développé et présenté ne tient pas compte des effets tri-dimensionnels, et l'analyse présentée au chapitre 5 indique bien qu'ils sont non négligeables. Dès lors, l'amélioration logique à apporter au logiciel est de le retravailler afin de pouvoir comprendre ces effets tridimensionnels. Ceci impliquera probablement de passer par une modélisation aux éléments finis.

D'autre part, de manière plus précise, deux améliorations pourraient apporter de la consistance au programme, sans devoir forcément changer radicalement l'approche:

1) Pouvoir entrer différentes caractéristiques pour les différents composants de même nature. En effet, l'élément le plus critique dans l'analyse présentée est que dans le cas des torons corrodés, le programme ne prend qu'un jeu de caractéristiques pour tous les torons. Il n'est donc pas possible de les distinguer. Or, ceci pose particulièrement problème pour les torons inférieurs et supérieurs. En effet, si les torons inférieurs sont corrodés et les supérieurs sains, utiliser une moyenne entre ces deux état tronque fortement le résultat à cause de la position de ces aciers;
2) Pouvoir entrer les diamètres des aciers de manière statistique dans le programme. En effet, au départ, il a été décidé de les entrer de manière déterministe, car ce paramètre était simplement mis à 0 dans le cas où l'acier était sectionné. Néanmoins, plus tard, il a également été décidé d'inclure les phénomènes d'ancrage et de dégradation dans ce paramètre. Or, ces phénomènes sont, comme expliqué dans le chapitre deux, particulièrement difficiles à évaluer.

2.3 PISTES D'AMELIORATION DE L'INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ESSAI DE MISE EN CHARGE

Une grande quantité de résultats a été générée durant l'essai de mise en charge, et certains d'entre eux n'ont pas été traités. Il a été choisi d'analyser plus en profondeur certains phénomènes, dont les explications sont données au chapitre 5. Néanmoins, les autres mesures risquent d'apporter énormément d'informations intéressantes, notamment en vue de comprendre les phénomènes encore non expliqués. Les résultats non traités sont repris ci-dessous, mais il est évident que même si les autres mesures ont été abordées, des informations d'autres types peuvent sans doute encore en être extraites.

Les résultats non traités concernent:

1) Les images DIC à interpréter;
2) Les jauges placées sur les torons;
3) Les jauges obliques.

3 CONCLUSION

Avant de conclure, il est nécessaire de prendre du recul par rapport au travail réalisé afin de le resituer dans son contexte global.

Tout d'abord, du point de vue des apprentissages théoriques, ce travail a démontré, une fois de plus, l'importance capitale de la prise en compte de l'effort tranchant dans les prédictions théoriques. En effet, bien que la flexion soit souvent la sollicitation la plus approfondie lors de l'étude, l'effort tranchant doit également faire l'objet de calculs détaillés afin de vérifier la résistance de l'ouvrage.

En outre, la poutre 138 date des débuts de la précontrainte, époque à laquelle les effets de l'effort tranchant étaient bien souvent, si pas négligés, sous-évalués. En outre, seulement un étrier (de diamètre 6mm) tous les 25 cm a été utilisé dans le cas de l'ouvrage présenté. En effet, l'approche par contraintes principales (théorie de Jourawski), probablement utilisée à l'époque, traite des phénomènes de flexion et d'effort tranchant de manière cloisonnée, alors qu'en pratique et comme ce fut le cas ici, les fissures de flexion-cisaillement provoquent des ruptures prématurées et fragiles. Par contre, en utilisant les méthodes du type « Model Code », les résultats de résistance présagent la rupture effectivement observée.

De manière plus générale, l'objectif final du projet est de fournir des outils simples, rapides et de mise en œuvre suffisamment aisée que pour atteindre des endroits difficiles d'accès (par exemple lorsque l'ouvrage est à une grande hauteur du précipice qu'il franchit). De plus, les essais doivent être non destructifs. Il est clair que la démarche adoptée dans le cadre de ce travail s'éloigne parfois des conditions réelles du terrain (par exemple, des torons ne pourront pas être prélevés de poutres existantes). Néanmoins, les essais réalisés ont tantôt confirmé des hypothèses (les aciers à première vue sains n'avaient pas perdu énormément de résistance, par exemple), mais ont aussi mis le doigt sur certaines fausses idées. La plus grande d'entre elles était l'état des torons enrobés de béton considérés sains jusqu'au moment de l'essai et du démantèlement de la poutre, où il est apparu que ces derniers étaient complètement corrodés, et même rompus. Dès lors, toutes ces observations, même si elles ne peuvent pas être reproduites dans le cas d'ouvrages en place, pourront servir à aiguiller les hypothèses des ingénieurs. L'analyse paramétrique prend également tout son sens dans cette démarche. En effet, certains essais pourront être privilégiés par rapport à d'autres, à la lumière des résultats présentés.

D'autre part, le mémoire présenté ne traite que de la poutre 138 du ring de Charleroi, mais le travail de généralisation reste à accomplir. De plus, certains phénomènes ont été mis en évidence, mais il serait intéressant de comprendre dans quelle mesure d'autres ouvrages, identiques dans leur mode de fabrication ou pas, y sont sensibles.

En outre, malgré le travail réalisé, beaucoup d'interrogations subsistent. En effet, les analyses des résultats présentées au chapitre cinq montrent certaines incohérences par rapport aux hypothèses envisagées. La combinaison de l'utilisation d'un programme de calcul plus précis, d'un traitement plus en profondeur des résultats de l'essai de mise en charge et d'une caractérisation plus élaborée des matériaux permettrait sans doute de mieux appréhender certains de ces phénomènes.

Finalement, même si tous les phénomènes présentés trouvent une explication, le travail de généralisation englobe également un volet traitant des renforcements envisageables. En effet, à l'heure du vieillissement des ouvrages du parc routier belge et au temps où le défi est de combiner transition écologique, économies financières et sécurité des usagers, il ne parait pas envisageable de remplacer tous les ponts arrivant à un stade d'endommagement avancé.

CHAPITRE 8 : BIBLIOGRAPHIE

Vandenberghe, J.F. & Holeyman, A. (2016). *Geotechnical design, Chapter 4: Design, sizing and verification.* Document non publié, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
Maingain, P. (XXX) *Introduction aux méthodes quantitatives et éléments de statistiques.* En ligne sur le site web de l'Université de Liège.http://www.astro.ulg.ac.be/cours/magain/STAT/Stat_Main_Fr/Chapitre5.html
Bouillard, P. (2011) *II-5. Flexion pure.* En ligne sur le site web de l'Université libre de Bruxelles. http://homepages.ulb.ac.be/~pbouilla/cours/II-05-flexionpure.pdf
Studer, M.-A. & Frey, F. (2013) *Introduction à l'analyse des structures.* Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.
Latteur, P. (2012) *Calculer une structure. De la théorie à l'exemple.* Louvain-la-Neuve: Harmattan-Academia s.a.
Latteur, P. (2016). *Mécanique des structures, Partie 5: Dimensionnement des éléments soumis aux efforts combinés et Partie 6: Cisaillement, critères de rupture et cercles de Mohr.* Document non publié, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
Cap, J.-F. (2016). *AUCE 2031-Calcul organique du béton.* Document non publié, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
Cap, J.-F. (2016). *AUCE 2032-Béton précontraint.* Document non publié, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
Cap, J.-F. (2014). *AUCE1031-Matériaux structuraux.* Document non publié, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
Gasparrelli, L. (2012). *Manuale del Geometra.* Milan : Hoepli.
Carpineteri, A. (2006). *Structural mechanics, a unified approach.* Londres: Taylor & Francis.
Bavelard, G. & Beinish H. (2006). *Guide de bonnes pratiques des essais de compression sur éprouvettes.* En ligne sur le site du CERIB: Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton. http://www.produits-beton.com/DM/ged/PUBLIC/rapports/rapports_de_recherche/046-e-guide-bonnes-pratiques-essais-compression-eprouvettes.pdf
Auteur non mentionné (date non mentionnée). *Résistance à la traction par fendage.* En ligne sur le site de l'I.M.P. : Institut für Materialprüfung, Bauberatung und Analytik. http://www.impbautest.ch/upload/cms/user/Resistancealatraction.pdf
Tahenni, T. (2006). Fissuration du béton avec référence particulière au beton à haute performance (Mémoire). USHTB, Bab Ezzouar (Alger). http://www.memoireonline.com/01/09/1871/m_Fissuration-en-beton-avec-reference-particuliere-au-beton--haute-performance9.html

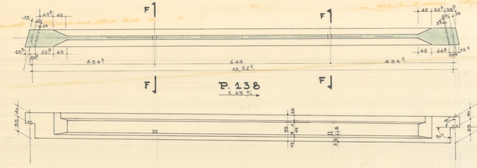
Aubagnac, C. & al. (2015). Présentation des premiers résultats de l'expérimentation de la poutre du VIPP de Clerval. Annales du batiment et des travaux publics, *67* (6).
Aubagnac, C. & al. (2015). *Experimental breaking of a prestressed concrete bridge beam reinforced with bonded FRP.* En ligne sur le site de l'AFGC (Association Française de Génie Civil). http://www.afgc.asso.fr/images/stories/visites/GC2015/Presentations/Session5-04-Aubagnac.pdf
Toussaint, P. & Demars, P. (2001). *La corrosion des aciers.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. (2001). *La carbonatation du béton.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Dondonné, E. (2001). *Les effets du gel sur les bétons anciens.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. (2001). *Actions des chlorures sur le béton.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. & Zecchin, D. (2000). *Actions des chlorures sur les aciers.* Document non publié, Service Public de Wallonie.

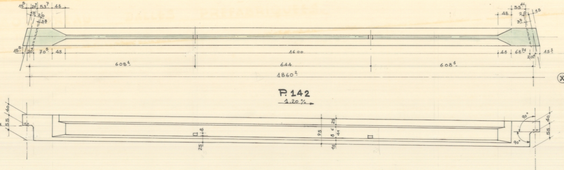
Demars, P. (2001) *Les réactions alcali-granulats dans les bétons.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. (2001) *La fragilisation des aciers par l'hydrogène.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. & Gilles, P. (2001) *Les réactions sulfatiques dans les bétons.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Demars, P. (2001) *Actions des courants vagabonds.* Document non publié, Service Public de Wallonie.
Corider, C. (2010). *Durabilité du béton armé.* Communication présentée aux Journées techniques « Coustruire des ouvrages d'art en béton », Cete. En ligne. http://www.infra-transports-materiaux.cerema.fr
Bouchaïr, A. (2009). *Calcul plastique des structures : analyse limite plastique et principes de l'EC3.* Polytech Clermont-Ferrand, Clermond-Ferrand. En ligne. https://fr.scribd.com/doc/92560113/Calcul-Plastique-Structures
Spoiden, A. & Patris, S. (2014). *Rédaction des références bibliographiques selon les normes de l'American Psychological Association.* El ligne. https://cdn.uclouvain.be/public/Exports%20reddot/fopa/documents/NormesAPA_FR_(2).pdf

CHAPITRE 9 : ANNEXES

1 ANNEXES DU CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET ÉTAT DES LIEUX DES DÉGRADATIONS

1.1 PLANS D'ÉTUDE

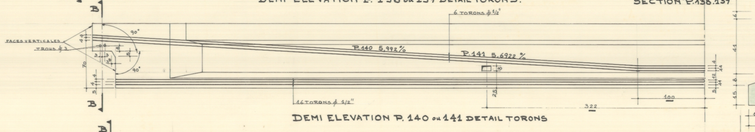


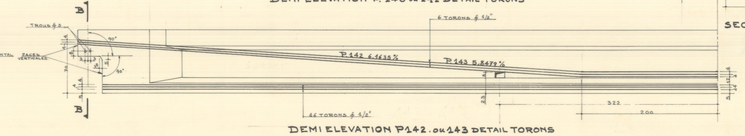


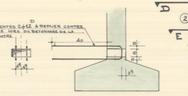


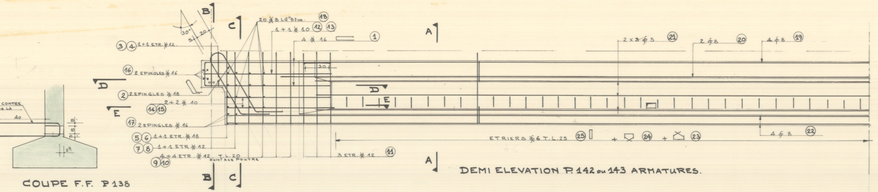


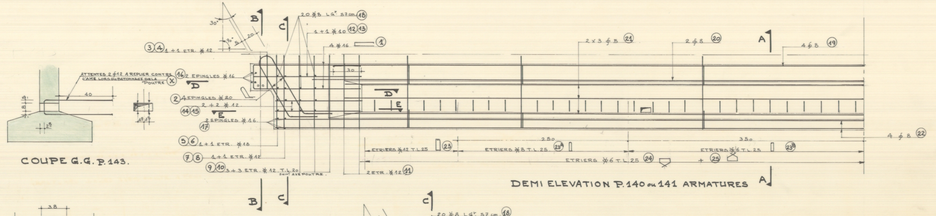


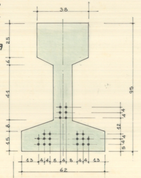




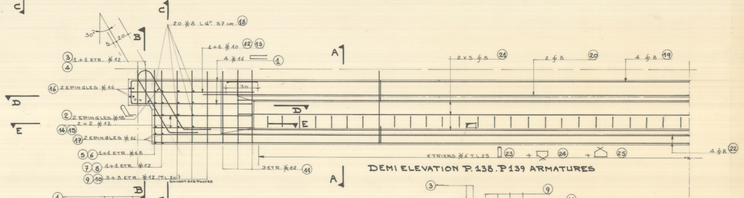


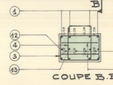


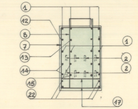


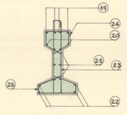


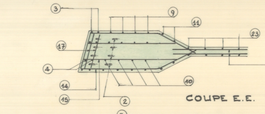


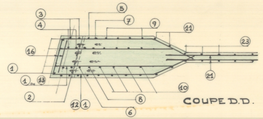












NOTES.

- LIMITE DE RUPTURE POUR TORON ϕ 5/10" 17000 kgs.
- NOMBRE DE POUTRES PREFABRIQUEES : 6 PIECES
- QUALITE DES ACIERS : ϕ ACIER T.R.S. ; $\square$ ACIER T.R.S. A nib.
- QUALITE DU BETON ; $\overline{R'_{28}}$ 450 kg/cm²

CONDITIONS D'EXECUTION

- TENSION THEORIQUE DANS LES TORONS AVANT BETONNAGE 13,8 T.
- LES TORONS DEVIED PEUVENT ETRE TENDUS DANS INCONVENIENTS A 13,8 T.
- TENSION MAXIMALE DE COMPRESSION DANS LE BETON A LA MISE EN TENSION 150 kg/cm²
- TENSION DANS LES TORONS A LA MISE EN TENSION 135 kg/mm² soit
- PERTE DIFFEREE COMPLEMENTAIRE 8 pour cent PAR TORON 12,4 T.

PREUVE AUX CALCULS 25 kg/mm² soit 2,2 T PAR TORON

- D'OU EFFORT FINAL THEORIQUE PAR TORON. 10,4 T.

VISA DU BUREAU DES PONTS
L'INGENIEUR PRINCIPAL DES PONTS ET CHAUSSEES - CHEF DE SERVICE

L'INGENIEUR EN CHEF DIRECTEUR DES PONTS ET CHAUSSEES

APPROUVE PAR LE SOUSSIGNE L'INGENIEUR EN CHEF DIRECTEUR DES PONTS ET CHAUSSEES.

Août N°43

NUMERO DU PLAN
67.17/219

MODIFICATIONS APPORTEES

IND.	DATE	DESCRIPTION

ROUTE N° 371. PETITE CEINTURE OUEST

2e TRONCON ET ECHANGEUR

ENTRE LES ROUTES N°21, N°373 ET LA SORTIE VERS BEAUMONT DE LA PETITE CEINTURE DE CHARLEROI

POUTRES PREFABRIQUEES P.138 à 143

COFFRAGE ET ARMATURES

ECH: 2 et 5 cm/m.

ENTREPRISE : SOCOL S.A. 5, RUE DE LA SCIENCE BRUXELLES
TEL. 02/12.98.60
DATE 23.4.1970

BUREAU D'ETUDES : SOCOL S.A. L'INGENIEUR D'ARRONDISSEMENT DE KEYSER

SURFACE 4,2 M. R.P.

1.2 RAPPORT DE L'INSPECTION B (2010) – SPW

Voir pages suivantes.

SPW
Service public de Wallonie

DEPARTEMENT DES EXPERTISES TECHNIQUES
Direction de l'Expertise des Ouvrages
Rue Côte d'Or, 253
4000 LIEGE
Tél. : 04/231.63.04 • Fax : 04/231.64.64
Mél : d424@met.wallonie.be

SPW - DGO1.62
Direction des Conceptions et des Calculs
Rue Côte d'Or 253

4000 LIEGE

Liège, le 03 MAI 2010

Nos réf. : 10-165-00299/P75-6990
PT/MSE
Annexe(s) : 1 rapport
Agent(s) traitant(s) : Ir P. TOUSSAINT

Copie transmise pour information.

Cet ouvrage à ajouter à la liste du Ministre (catégorie - A).

Votre dévoué,

Pour le Directeur,
le Premier Ingénieur des Ponts
et Chaussées, délégué

SPW - Direction des Conceptions et des Calculs
DGO1-62
Date: 04 MAI 2010
Dossier:
N° Entrée: 37714

ir P. GILLES.

SPW
Service public de Wallonie

DEPARTEMENT DES EXPERTISES TECHNIQUES
Direction de l'Expertise des Ouvrages
Rue Côte d'Or, 253
4000 LIEGE
Tél. : 04/231.63.04 • Fax : 04/231.64.64
Mél : d424@met.wallonie.be

SPW - DGO1.42
Direction des routes de Charleroi
Rue de l'Ecluse 22

6000 CHARLEROI

Liège, le 03 MAI 2010

Nos réf. : 10-165-00298/P75-6990
PT/MSe
Annexe(s) : 1 rapport
Vos réf. : -
Agent(s) traitant(s) : Ir P. TOUSSAINT

OBJET : Viaduc zone VI sortie 29 à Charleroi
Inspection B.

Monsieur l'Ingénieur en chef-Directeur,

Je vous prie de trouver, en annexe, un exemplaire du rapport d'inspection B effectuée par la Direction de l'Expertise des Ouvrages sur le viaduc cité en rubrique.

J'adresse une copie de ce rapport à la Direction des Conceptions et des Calculs.

Votre dévoué,

Pour le Directeur,
le Premier Ingénieur des Ponts
et Chaussées, délégué

ir P. GILLES.

SPW
Service public de Wallonie

DEPARTEMENT DES EXPERTISES TECHNIQUES
Direction de l'Expertise des Ouvrages
Rue Côte d'Or, 253
4000 LIEGE
Tél. : 04/231.63.04 • Fax : 04/231.64.64
Mél : d424@met.wallonie.be

Liège, le 03 MAI 2010

Nos réf. : 10-165-00297/P75-6990
PT/MSe
Annexe(s) : 2.
Agent(s) traitant(s) : Ir P. TOUSSAINT

RAPPORT D'INSPECTION B

NOM DE L'OUVRAGE :	**Viaduc zone VI sortie 29 à Charleroi**
BUT DE L'INTERVENTION :	**Importante fissure dans une poutre**
DATE DE L'INTERVENTION :	**22/03/2010**

N° D'ORDRE : 6 9 9 0 N° D'IDENTIFICATION : 1 • 0 0 9 • 0 0 5 • 2

DATE DE CONSTRUCTION : 1954

DEMANDEUR : Direction des Routes de Charleroi

DEMANDE : Mail de S. Houdart, du 17/02/2010

Liste des annexes : 1. Rapport photographique

2. Rapport d'essai n° E-630036 : teneurs en chlorures

1. OBJET DE L'INSPECTION

L'ouvrage ausculté constitue la sortie 29 du petit ring de Charleroi en direction de la N53. Il s'agit du pont courbe isostatique multi-travées supportant deux voies de circulations via un tablier en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint.
Une récente inspection A a mis en évidence d'importantes fissures dans la poutre de rive (côté gauche) d'une des travées. Un examen de la stabilité de cette poutre a fait suite à cette constatation.

2. SYNTHESE DES DEGRADATIONS

La poutre présente d'importantes fissures longitudinales sur plusieurs mètres de long au droit des semelles supérieures et inférieures. Les coulures de rouille et traces d'humidité permettent de conclure à une corrosion des armatures en présence de chlorures (photos 1 à 3).
Un dégagement du béton en semelles supérieure et inférieure a été réalisé du côté extérieur de la poutre afin de juger de l'état des armatures et des torons.
Ces dégagements ont été facilement réalisés, le béton étant complètement désagrégé et fissuré. L'aspect humide de celui-ci et les nombreuses micro-fissures présentes permettent de diagnostiquer le phénomène de gel-dégel comme origine des dégradations. En semelle inférieure, la résistance du béton est fortement amoindrie sur environ la moitié extérieure de la largeur. La zone altérée de la semelle supérieure est moins profonde, estimée à environ 10 cm.

Les armatures de la semelle inférieure sont complètement corrodées à proximité de la face extérieure, tant pour les étriers que pour les barres longitudinales (photo 3). Les trois torons de la première rangée verticale présentent des ruptures de fils et une réduction de section très importante. Les trois suivants sont en bon état au droit du dégagement réalisé (photos 4).

En semelle supérieure, on relève une importante corrosion des partie courbes des étriers et de l'armature longitudinale de coin (jusqu'à rupture de celle-ci), photos 5 et 6. Par contre, le premier toron dégagé présente un enrobage plus important et ne montre pas de corrosion importante dans les zones dégagées (photos 7 et 8).

A l'arrière de la zone la plus dégradée, en face intérieure de la poutre, on relève d'importantes fissures longitudinales sous la semelle supérieure, sur plusieurs mètres de part et d'autre de l'entretoise (photos 9 et 10). Un dégagement de la zone montre que le béton a gardé sa résistance ; la fissuration de celui-ci ne semble pas liée à la corrosion d'une armature (photo 11).

Le béton d'une zone de cachetage pour la précontrainte transversale passant dans une entretoise a été dégagé depuis la face extérieure de la poutre. Aucune dégradation ni perte de résistance du béton n'a été relevée (photo 12).

En plus de l'examen de la zone fortement dégradée de la poutre, quelques relevés à proximité ont mis en évidence d'autres problèmes ayant des conséquences sur la durabilité de la structure :

- Infiltrations généralisées sous les tablettes sous garde-corps (photo 13).
- Importantes infiltrations au droit du joint de dilatation situé au-dessus de la pile (photo 14) ; l'extrémité des poutres, la zone d'appui de celles-ci ainsi que les faces extérieures du chevêtre présentent des dégradations consécutives à ce problème : désagrégation du béton par le gel-dégel, corrosion des armatures liée à la présence de chlorures, éclats de béton, fissuration, encrassement et accumulation d'eau en face supérieure du chevêtre (photos 15 à 17).
- Défaut d'étanchéité du tuyau de descente de l'avaloir situé entre la poutre de rive et la suivante. Ce tuyau pénètre dans le chevêtre pour redescendre dans les bétons de la pile, avec des signes d'importants défauts d'étanchéité (photo 18). Des réparations ont déjà été réalisées mais les nombreuses traces de corrosion, d'humidité et les fissures et coulures de rouille relevées montrent que le problème persiste (photo 19).

3. ESSAIS : TENEURS EN CHLORURES

Des mesures de teneur en chlorures ont été réalisées par le laboratoire de la Direction des Structures en béton sur deux éclats de béton situés dans les zones dégradées, contre les torons corrodés. Ces mesures font l'objet du rapport E-630036 en annexe 2.

Les valeurs sont respectivement de 0.866 % et de 0.974 %, soit très élevées par rapport à la limite admise de 0.03 %, témoignant d'une pollution importante.

4. SYNTHESE ET MESURES A PRENDRE

Les dégradations relevées sont la conséquence de défauts d'étanchéité de l'ouvrage, cumulés à la gélivité du béton des poutres.
Le faciès de la poutre est caractéristique d'un béton sensible et dégradé par les cycles de gel-dégel, avec des microfissurations réparties sur toute la face exposée à l'eau. Les premiers dégagements réalisés dans ce matériau devenu presque friable et qui a perdu de sa résistance et sa cohésion ont conforté cette hypothèse.

En plus de l'eau directement projetée sur la face extérieure de la poutre de rive par le vent et les intempéries, on relève des nombreuses traces d'écoulement depuis la face latérale du tablier ; on voit l'extrémité de la chape d'étanchéité qui dépasse de l'encorbellement, sous la tablette sous garde-corps. L'eau, chargée en chlorures en période hivernale, s'écoule donc simplement vers l'extérieur, sur cette chape et sous la tablette, dans la couche de pose toujours poreuse et rapidement dégradée.

Le résultat est que la poutre est actuellement déforcée : les trois torons d'extrémité sont complètement corrodés et ne peuvent plus, pour les calculs, participer à la reprise des efforts. La résistance du béton peut aussi être considérée comme très affaiblie sur la moitié extérieure de la semelle inférieure ainsi que l'oreille extérieure de la semelle supérieure. De plus, les fissures longitudinales relevées du côté intérieur de la poutre, sous la semelle supérieure, ne semblent pas liées à des tractions initiées par la corrosion des armatures mais devraient plutôt trouver leur origine dans une déformation structurelle de la poutre, donc l'origine reste encore à déterminer. Celles-ci témoignent donc elles aussi d'un affaiblissement de la poutre.

Il convient d'abord à court terme de juger de la capacité portante résiduelle de la poutre et de décider en fonction d'éventuelles interventions à prendre comme la limitation de la circulation ou un éventuel renforcement de la poutre. La Direction de la Conception et des Calculs a déjà été informée du problème mais ce travail s'avère délicat puisqu'il semble qu'aucun plan de la structure ni aucune note de calculs ne lui ait été fourni pour cet ouvrage.

Quelques considérations peuvent toutefois être utiles :

- Même si le trottoir n'est pas large, la poutre de rive reprend une charge moins importante que les autres.
- L'ouvrage est en courbe, et cette poutre, située du côté intérieur, est la plus courte des 6. Les efforts qui la sollicitent sont donc eux aussi réduits. L'hypothèse que toutes les poutres aient la même résistance est fort vraisemblable, il devrait donc y avoir un important coefficient de sécurité entre l'effort sollicitant et la capacité résistante initiale de la poutre.
- En théorie, deux voies de circulation sont prévues pour cette sortie du ring, mais le tracé courbe rend impossible le passage côte à côte de deux véhicules lourds.

A moyen terme, le renforcement de la poutre ou son remplacement complet sont inévitables. Parallèlement, des travaux de réfection de l'étanchéité des trottoirs sont à prévoir afin d'éviter les écoulements à l'origine des dégradations.
Si on opte pour un renforcement, il conviendra, en plus de tenir compte de la corrosion des torons, de trouver une solution pour les bétons dégradés. Dans cette dernière hypothèse, il faudra aussi déterminer l'origine de la fissuration longitudinale. Le placement de témoins de plâtre, planifié dans les prochaines semaines, s'inclut dans cette réflexion.
En cas de remplacement, il faudra prendre en compte la présence d'une précontrainte transversale dans les entretoises en béton, qui compliquera les travaux.
La forte pollution du béton par les chlorures est aussi à prendre en considération dans le choix qui sera fait
Quoi qu'il en soit, au moment de concevoir cette étude, une inspection générale de l'ouvrage devrait être programmée afin de voir si d'autre éléments ne sont pas déforcés.

L'Ingénieur des Ponts et Chaussées,

ir P. TOUSSAINT.

00298.doc

ANNEXE 1

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 1

Vue générale de la travée de la sortie 29 et de la poutre de rive auscultée.

Photo 2

Sur plusieurs mètres de long, la poutre présente d'importantes dégradations : fissures, éclats de béton, coulures de rouille, traces d'écoulements d'eau.



6990_pt_photo1127.doc

SPW

DGO 1 - Département des Expertises Techniques

Direction de l'Expertise des Ouvrages

P.T.

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 3

Corrosion importante des armatures et torons de la semelle inférieure. Le dégagement au marteau burineur a été aisé tant le béton était altéré.

Photo 4

Vue après dégagement des deux rangées verticales de 3 torons. Les torons extérieurs sont corrodés de manière très importante, avec réductions de section et ruptures de fils. Les trois autres, côté intérieur, sont sains.



ANNEXE 1

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990

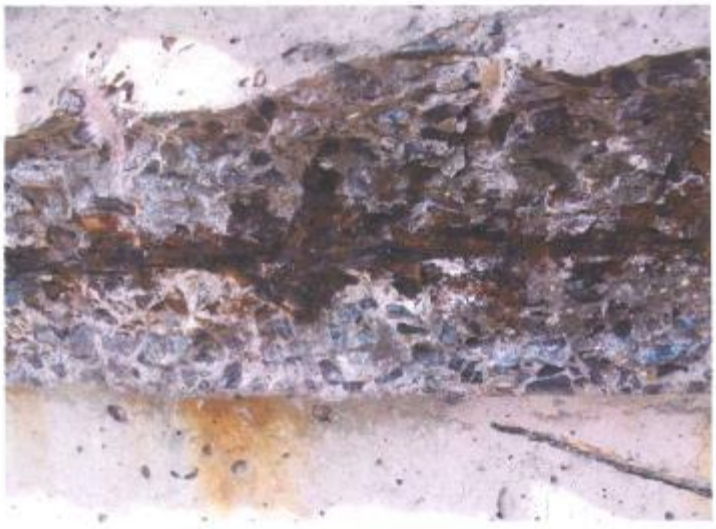


Photo 5

Après un léger dégagement au burineur, le béton de la semelle supérieure est rapidement enlevé et laisse place à une armature fortement corrodée.

Photo 6

Détail photo 5.



VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990

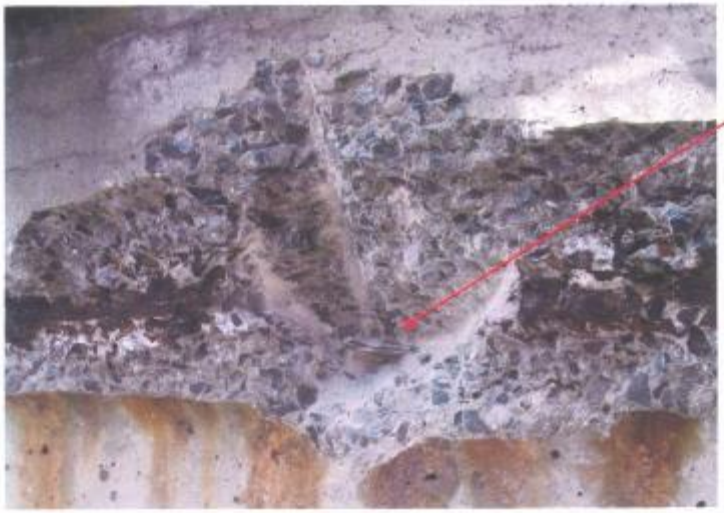


Photo 7

Après dégagement plus profond, le premier toron s'avère sain.

Photo 8

Idem dans une autre zone.



ANNEXE 1

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 9

Du côté intérieur de la poutre, on relève d'importantes fissures sous la semelle supérieure, de part et d'autre de l'entretoise.

Photo 10

Détail photo 9.



VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990

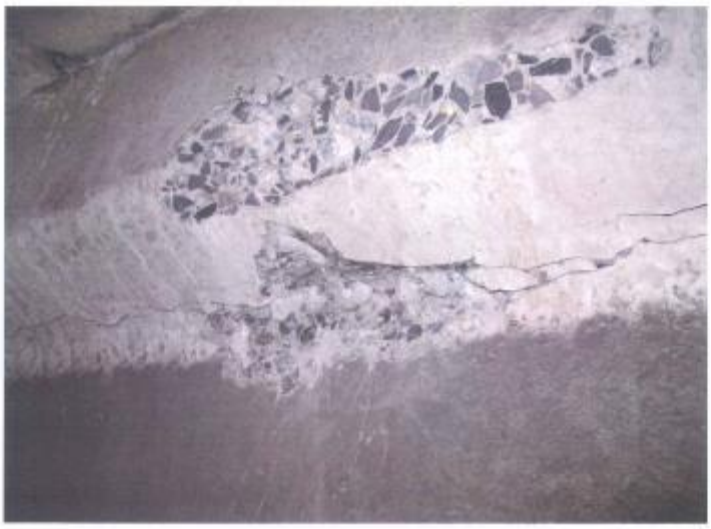


Photo 11

Un dégagement du béton – très résistant à cet endroit – n'a pas mis en évidence de corrosion d'armature ou de toron.

Photo 12

Un dégagement a été réalisé au droit d'une zone de cachetage de la précontrainte transversale de l'entretoise. Le béton s'avère résistant et sec, pas de traces de dégradations.



ANNEXE 1

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 13

Les traces d'infiltrations d'eau chargée en chlorures en période hivernale sous les tablettes sous garde-corps sont nombreuses sur le viaduc.

Photo 14

Défaut d'étanchéité du joint de dilatation au-dessus de la pile, écoulements d'eau sur les éléments en béton armé et précontraints (poutres, chevêtre, pile).



VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 15

Les deux extrémités du mur extérieur du chevêtre qui masquaient la zone d'appui ont été démolies – facilement, vu l'état du béton.

Photo 16

Fissuration liée au gel-dégel de la zone d'appui de la poutre ; éclats de béton et armatures apparentes corrodées.



ANNEXE 1

VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 17

Eclats de béton et armatures apparentes corrodées sur les faces latérale et inférieure du chevêtre liés aux venues d'eau.

Photo 18

Défaut d'étanchéité du tuyau de descente de l'avaloir. Celui-ci rentre dans le chevêtre puis redescend dans les bétons de la pile.



VIADUC ZONE VI SORTIE 29 A CHARLEROI

Inspection B de mars 2010 N° dossier : P75-6990



Photo 19

Les défauts d'étanchéité du tuyau de descente à l'intérieur de la pile mais aussi les écoulements en provenance du joint de dilatation dégradent fortement les bétons et armatures.

ANNEXE 2

Rapport d'essai n° E-63-0036

SPW
Service public de Wallonie

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE
DEPARTEMENT DES EXPERTISES TECHNIQUES
DIRECTION DES STRUCTURES EN BETON
Rue Côte d'Or, 253 - 4000 Liège - Tél. : 04/2316303

Liège, le 09 avril 2010.

RAPPORT D'ESSAI : N° E-63-0036

Annexe(s) : /

Numéro de dossier : 6990

Ouvrage : Viaduc zone VI sortie 29 à Charleroi

Exemplaire transmis au demandeur par courriel.

Demandeur : P. TOUSSAINT
SPW. Direction de l'Expertise des Ouvrages.
4000 Liège

Pour le compte de : DG01-42 Direction des Routes de Charleroi
Rue de l'Ecluse, 22
6000 Charleroi

Demande (référence + date) : E-63-0036 du 22/03/2010.

Echantillons :

1. Nature du produit : Eclats de béton.
2. Provenance : voir tableau des résultats.
3. Description et marquage : voir tableau des résultats.
4. Echantillonnage : l'échantillonnage a été réalisé par le demandeur.
5. Date de réception : 22/03/2010.
6. Date de prélèvement: non mentionnée
7. Date de l'essai : 02/04/2010
8. Conditions particulières de conservation : aucunes.

Essais demandés : Teneur en Chlorures.

Technicien responsable : GILLET C.

Responsable d'essai(s) : FRANCK C.

Le rapport d'essai ne concerne que les objets soumis à l'essai.
Toute reproduction partielle ou totale du rapport est interdite sans l'approbation écrite du laboratoire de chimie.

Procédures :

L'essai est réalisé suivant la norme NBN B15-250.

Résultats :

Tableau 1: Description et marquage.

Marquage	**Description** *(Informations fournies par le demandeur dans la demande d'essai)*	**Provenance** *(Informations fournies par le demandeur dans la demande d'essai)*
6990/cl-/1	Eclat de béton D.50mm	Poutre de rive, fissurée, zone humide.
6990/cl-/2	Eclat de béton D.50mm	Poutre de rive, fissurée, zone humide.

Tableau 2 : résultats.

Echantillon	**Nombre de mesures**	**Teneur en chlorures (% m/m)**
6990/cl-/1	1	**0.866**
6990/cl-/2	1	**0.974**

Le responsable d'essai,

Christine FRANCK.
Licenciée en sciences chimiques

Le rapport d'essai ne concerne que les objets soumis à l'essai.
Toute reproduction partielle ou totale du rapport est interdite sans l'approbation écrite du laboratoire de chimie.

2 : CHAPITRE 2: ESTIMATIONS DES CARACTÉRISTIQUES DES COMPOSANTS DE LA POUTRE

2.1 ECHANTILLONS FILS PHI 5 NEUFS– LABO LEMSC

Echantillons permettant d'évaluer un écart-type classique dans les aciers.

Résultats (prov. LEMSC) sur fils 5 mm					
Références LEMSC: 30565, 30639, 30213, 30297, 30020					
	So	E-Mod (1)	$R_{p0,2}$	R_m	A_{gt}
	mm2	G Pa	M Pa	M Pa	%
Moyenne	19,64	207,28	1.746,48	1.899,70	
Ecart-type	0,12	2,5	46	53	0,37
	19,72	205,6	1.713	1.868	4,33
	19,63	206,2	1.725	1.888	5,16
	19,63	205,4	1.723	1.885	5,04
	19,54	206,7	1.741	1.896	5,05
	19,52	207,4	1.738	1.902	5,15
	19,60	206,9	1.725	1.883	4,82
	19,69	200,8	1.699	1.861	4,43
	19,71	203,0	1.716	1.877	4,77
	19,81	208,4	1.742	1.894	4,49
	19,74	205,2	1.740	1.886	4,19
	19,69	203,6	1.713	1.875	4,89
	19,62	201,9	1.719	1.869	4,38
	19,62	206,1	1.750	1.906	4,84
	19,74	206,0	1.749	1.889	4,12
	19,74	205,4	1.761	1.894	4,26
	19,59	205,8	1.708	1.868	4,84
	19,60	205,1	1.699	1.844	3,87
	19,78	207,7	1.752	1.916	5,10
	19,60	205,2	1.720	1.885	5,20
	19,79	207,9	1.752	1.915	5,22
	19,60	207,3	1.726	1.894	5,27
	19,84	211,5	1.859	2.034	4,92
	19,82	211,2	1.827	2.012	5,13
	19,82	210,9	1.845	2.014	4,63
	19,79	206,8	1.810	1.963	3,78
	19,78	213,5	1.783	1.944	4,24
	19,78	208,0	1.826	1.995	4,98
	19,80	205,8	1.828	2.004	4,88
	19,82	206,7	1.841	*1976 (*)*	*3,29(*)*
	19,78	208,2	1.800	1.961	4,39
	19,81	205,0	1.815	1.988	5,15
	19,57	214,6	1.751	1.909	4,98
	19,57	206,5	1.751	1.908	5,09
	19,57	208,9	1.749	1.906	4,78
	19,56	207,5	1.751	1.908	4,98
	19,56	210,5	1.740	1.900	4,60
	19,55	204,7	1.736	1.899	5,29
	19,61	208,1	1.780	1.934	5,08

	19,60	208,1	1.770	1.926	4,88
	19,60	208,1	1.754	1.911	4,94
	19,57	208,8	1.764	1.912	4,40
	19,46	207,4	1.709	1.851	4,59
	19,48	206,9	1.702	1.832	4,82
	19,48	208,1	1.678	1.820	5,25
	19,48	208,1	1.690	1.825	5,05
	19,48	209,3	1.681	1.826	4,90
	19,46	208,3	1.712	1.849	4,92
	19,51	208,5	1.709	1.846	4,96
	19,45	208,4	1.684	1.824	5,11
	19,52	208,4	1.710	1.844	4,99
	19,52	206,7	1.703	1.845	4,59

2.2 ECHANTILLONS ACIERS PHI 8 NEUFS – LABO LEMSC

Echantillons permettant d'évaluer un écart-type classique dans les aciers.

Results ot the tensile tests on bars 8/8

Mark	No. labo	Mass	Length	S_n	E_n	R_e	R_m	A_{gt}	A_{gt}
		g	m	mm^2	GPa	MPa	MPa	%	%
417000117 L1	30720/1	218,8	0,567	50,27	200,0	567	619	3,2	4,0
417000117 L2	30720/2	216,4	0,559	50,27	200,0	589	626	4,3	4,5
417000117 L3	30720/3	216,8	0,562	50,27	200,0	562	623	5,0	5,1
417000152 L4	30720/4	217,4	0,560	50,27	200,0	603	646	4,0	4,9
417000152 L5	30720/5	217,1	0,560	50,27	200,0	575	641	3,8	3,8
417000152 L6	30720/6	216,8	0,559	50,27	200,0	611	642	4,1	3,6
417000174 L7	30720/7	221,5	0,570	50,27	200,0	584	637	4,3	5,4
417000174 L8	30720/8	212,3	0,550	50,27	200,0	548	598	3,7	4,9
417000174 L9	30720/9	224,8	0,575	50,27	200,0	582	637	3,8	4,7
417000117 C11	30720/11	187,3	0,482	50,27	200,0	582	632	5,5	5,1
417000152 C12	30720/12	184,0	0,475	50,27	200,0	573	621	4,2	3,8
417000152 C13	30720/13	180,8	0,466	50,27	200,0	588	627	5,9	4,1
417000174 C14	30720/14	186,6	0,481	50,27	200,0	590	638	4,6	4,8
417000174 C15	30720/15	185,4	0,475	50,27	200,0	571	635	4,2	5,2
Average						580	630	4,3	4,6
Standard-deviation						16	12	0,7	0,6

Tableau 9-1- Aciers phi 8 – Labo LEMSC

2.3 ECHANTILLONS TORONS PHI 12,5 NEUFS – LABO LEMSC

Echantillons permettant d'évaluer un écart-type classique dans les aciers.

Résultats (prov. Labo LEMSC) sur torons 12,5 mm					
30460, 30421, 30470, 30449, 30154, 30097, 30252					
	So	E-Mod (1)	$R_{p0,2}$	R_m	A_{gt}
	mm^2	kN/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	%
Moyenne	93,73	203,41	1.784,880	1.964,664	5,8
Ecart- type	0,62	4,06	27,62	25,92	0,28
Echantillons	93,41	200,4	1.816	1.980	5,69
	93,94	199,8	1.803	1.988	5,88
	93,29	201,7	1.817	1.995	5,74
	93,32	205,2	1.799	1.986	5,77
	93,63	200,9	1.804	1.985	5,80
	93,59	201,4	1.825	1.987	5,69
	93,63	200,0	1.830	1.992	5,75
	93,56	204,4	1.818	1.979	5,60
	93,58	203,2	1.828	1.989	5,61
	93,60	202,2	1.811	1.986	5,76
	93,18	196,2	1.794	1.989	5,73
	92,89	199,8	1.837	2.030	5,74
	93,27	200,0	1.850	2.010	5,75
	93,20	205,5	1.858	2.025	5,75
	93,33	203,6	1.858	2.036	5,89
	93,63	202,5	1.811	1.989	5,72
	93,92	201,9	1.802	1.975	5,68
	94,01	208,3	1.806	1.981	5,62
	93,98	200,1	1.815	1.988	5,66
	94,04	205,6	1.815	1.987	5,73
	94,02	199,2	1.803	1.974	5,50
	93,98	199,1	1.797	1.976	5,78
	93,26	199,0	1.809	1.978	5,78
	93,22	200,3	1.806	1.976	5,56
	93,34	203,1	1.806	1.975	5,79
	93,43	210,2	1.804	1.973	5,57
	93,28	203,5	1.806	1.970	5,58
	93,36	201,1	1.805	1.973	5,81
	93,23	199,6	1.823	2.006	6,03
	93,53	205,1	1.804	1.997	5,60
	93,70	202,6	1.805	1.995	5,82
	93,76	200,5	1.814	1.971	5,81
	93,99	198,3	1.795	1.989	5,70
	94,35	199,9	1.775	1.973	5,79
	93,78	200,2	1.806	1.978	5,79
	92,49	199,2	1.781	1.950	5,61
	92,52	203,9	1.766	1.943	5,74
	92,45	200,7	1.763	1.943	5,63
	92,53	199,2	1.764	1.946	5,76
	92,89	198,1	1.793	1.946	5,36
	92,93	202,0	1.805	1.954	5,25

93,19	206,8	1.750	1.939	5,69
92,83	204,0	1.804	1.949	5,31
92,99	198,5	1.803	1.949	5,41
92,97	198,8	1.809	1.955	5,21
93,00	197,0	1.788	1.944	5,33
92,99	198,5	1.821	1.956	5,16
93,04	196,9	1.818	1.957	5,11
93,00	197,3	1.795	1.949	5,42
92,86	199,7	1.822	1.958	5,18
92,90	198,2	1.805	1.951	5,04
92,73	197,6	1.800	1.957	5,16
92,81	196,7	1.803	1.958	5,46
92,90	197,0	1.809	1.957	5,33
92,81	197,9	1.781	1.943	5,57
94,68	204,0	1.756	1.959	6,06
94,54	203,8	1.788	1.983	5,93
94,05	203,2	1.784	1.975	6,04
94,50	203,5	1.784	1.976	5,99
94,57	202,2	1.781	1.978	5,94
94,42	202,8	1.783	1.982	5,97
94,53	204,2	1.788	1.986	5,92
94,60	202,9	1.784	1.983	5,98
94,55	203,8	1.784	1.977	6,05
94,39	204,2	1.791	1.984	5,81
94,59	203,3	1.781	1.973	5,70
94,53	203,3	1.756	1.961	6,02
94,66	203,2	1.753	1.957	5,96
94,64	208,9	1.756	1.960	6,09
94,58	205,9	1.762	1.966	5,86
94,65	203,5	1.762	1.967	6,29
94,04	203,4	1.795	1.988	5,89
94,64	203,7	1.762	1.965	6,07
94,49	205,3	1.786	1.978	6,02
94,64	203,6	1.753	1.958	6,23
93,78	205,8	1.743	1.909	5,74
93,86	208,4	1.737	1.906	5,56
93,83	205,7	1.739	1.908	5,54
93,91	209,4	1.745	1.914	5,70
93,86	212,8	1.742	1.911	5,53
93,79	210,5	1.743	1.909	5,46
94,63	204,6	1.734	1.906	5,60
94,52	204,6	1.729	1.905	5,53
94,52	205,8	1.733	1.910	5,68
94,61	207,2	1.749	1.919	5,68
94,66	203,1	1.769	1.931	5,64
94,64	207,0	1.763	1.933	5,55
94,69	207,6	1.760	1.936	5,46
94,64	204,4	1.751	1.926	5,30
94,69	206,6	1.753	1.927	5,60
94,49	203,5	1.688	1.912	5,69

	93,89	205,4	1.771	1.930	5,55
	93,97	205,9	1.772	1.935	5,58
	93,93	207,0	1.790	1.942	5,47
	93,85	205,6	1.783	1.938	5,39
	93,65	209,8	1.775	1.968	5,98
	93,61	206,6	1.770	1.965	5,93
	93,66	210,6	1.778	1.972	6,02
	93,75	208,0	1.775	1.971	6,18
	93,61	208,6	1.774	1.969	6,17
	93,64	208,9	1.773	1.966	5,86
	93,43	209,1	1.790	1.989	6,27
	93,39	204,4	1.779	1.978	6,01
	93,51	204,7	1.784	1.985	6,15
	93,43	208,7	1.778	1.969	6,06
	93,87	208,1	1.774	1.969	6,35
	93,86	205,7	1.767	1.962	5,97
	93,84	207,8	1.767	1.965	6,15
	94,00	209,3	1.770	1.970	6,13
	93,70	211,7	1.776	1.972	5,87
	93,57	208,0	1.778	1.976	6,24
	93,73	208,3	1.767	1.968	6,32
	93,72	207,9	1.766	1.971	6,30
	92,37	211,9	1.779	1.976	6,18
	92,41	208,8	1.779	1.977	6,13
	93,86	195,8	1.774	1.971	5,62
	93,87	197,4	1.774	1.970	5,80
	93,85	197,2	1.780	1.977	5,87
	93,91	196,8	1.778	1.975	5,76
	93,85	196,8	1.772	1.969	5,92
	93,82	199,6	1.778	1.974	5,58

Tableau 9-2 - Torons 12,5 neufs testés au labo LEMSC

3 CHAPITRE 3 : MODÈLE DE CALCUL

3.1 CODE

Le programme est codé en Visual Basic (Excel).

```
' INPUT: hauteur en mm à laquelle on cherche à obtenir la largeur de la section de béton
' OUPUT: largeur en mm à la hauteur considérée
Function large(height)
'va chercher la combinaison sur laquelle on travaille
Dim combi As Integer
combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
'remplit un tableau contenant les 6 largeurs données
Dim largeurs(6) As Double
largeurs(1) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 43).Value * 10
largeurs(2) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 44).Value * 10
largeurs(3) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 45).Value * 10
largeurs(4) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 46).Value * 10
largeurs(5) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 47).Value * 10
largeurs(6) = Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 48).Value * 10

'définit des droites sur base des 6 largeurs données
Dim m, P As Double
If (height <= 250) Then
   m = (largeurs(2) - largeurs(1)) / 250
   P = largeurs(1)
   ElseIf (height <= 310) Then
   m = (largeurs(3) - largeurs(2)) / (310 - 250)
   P = largeurs(2) - m * 250
   ElseIf (height <= 720) Then
   m = (largeurs(4) - largeurs(3)) / (410)
   P = largeurs(3) - m * 310
   ElseIf (height <= 800) Then
   m = (largeurs(5) - largeurs(4)) / (80)
   P = largeurs(4) - m * 720
   ElseIf (height <= 950) Then
   m = (largeurs(6) - largeurs(5)) / (150)
   P = largeurs(5) - m * 800
   Else:
   m = 0
   P = 0
End If
'utilise les coefficients de la droite pour trouver les largeurs en tout point
large = m * height + P
End Function

'INPUT: hauteur en mm à laquelle on cherche à obtenir l'aire de la section comprise entre 0 (semelle supérieure)
et ht
'OUTPUT: aire en mm2 de la section entre 0 (semelle supérieure) et ht
Function aire(ht)
Dim largeur As Double
largeur = large(ht)
If (ht <= 250) Then
   aire = ht / 2 * (large(0) + large(ht))
   ElseIf ht <= 310 Then
      Dim l250 As Double
      l250 = large(250)
      aire = aire(250) + (ht - 250) / 2 * (l250 + largeur)
   ElseIf ht <= 720 Then
```

```
        Dim l310 As Double
        l310 = large(310)
        aire = aire(310) + (l310 + largeur) / 2 * (ht - 310)
    ElseIf ht <= 800 Then
        Dim l720 As Double
        l720 = large(720)
        aire = aire(720) + (ht - 720) / 2 * (l720 + largeur)
    ElseIf ht <= 950 Then
        Dim l800 As Double
        l800 = large(800)
        aire = aire(800) + (ht - 800) / 2 * (l800 + largeur)
    Else: aire = 0
End If
End Function

'INPUT: hauteur considérée en mm. On cherche le module statique au-dessus de ce niveau
'OUTPUT: module statique depuis le centre de gravité au-dessus de cette hauteur. Attention: valable uniquement en section non-fissurée
Function stat(h)

'définit le centre de gravité de la section
Dim ygtot As Double
ygtot = yg_global(h)

Dim lh As Double
lh = large(h)
Dim yg As Double
If h <= 250 Then
        Dim l0 As Double
        l0 = large(0)
        yg = h / 3 * (l0 + 2 * lh) / (l0 + lh)
        stat = aire(h) * (ygtot - yg)
    ElseIf h <= 310 Then
        Dim l250 As Double
        l250 = large(250)
        yg = 250 + (h - 250) / 3 * (l250 + 2 * lh) / (l250 + lh)
        stat = stat(250) + (aire(h) - aire(250)) * (ygtot - yg)
    ElseIf h <= 720 Then
        Dim l310 As Double
        l310 = large(310)
        yg = 310 + (h - 310) / 3 * (l310 + 2 * lh) / (l310 + lh)
        stat = stat(310) + (aire(h) - aire(310)) * (ygtot - yg)
    ElseIf h <= 800 Then
        Dim l720 As Double
        l720 = large(720)
        yg = 720 + (h - 720) / 3 * (l720 + 2 * lh) / (l720 + lh)
        stat = stat(720) + (aire(h) - aire(720)) * (ygtot - yg)
    ElseIf h <= 950 Then
        Dim l800 As Double
        l800 = large(720)
        yg = 800 + (h - 800) / 3 * (l800 + 2 * lh) / (l800 + lh)
        stat = stat(800) + (aire(h) - aire(800)) * (ygtot - yg)
Else: stat = 0

End If
End Function


'INPUT: hauteur de fissuration
'OUPUT: centre de gravité de la section située entre la semelle supérieure et le point h
```

```
Function yg_beton(hauteur)
Dim yg_1, yg_2, yg_3, yg_4, yg_5, aire_1, aire_2, aire_3, aire_4, aire_5, l0, l250, l310, l720, l800, lh As Double
lh = large(hauteur)
l0 = large(0)
l250 = large(250)
l310 = large(310)
l720 = large(720)
l800 = large(800)


If hauteur <= 250 Then
      yg_beton = hauteur / 3 * (l0 + 2 * lh) / (l0 + lh)
   ElseIf hauteur <= 310 Then
      yg_1 = yg_beton(250)
      aire_1 = aire(250)
      yg_2 = 250 + (hauteur - 250) / 3 * (l250 + 2 * lh) / (l250 + lh)
      aire_2 = aire(hauteur) - aire(250)
     yg_beton = (yg_1 * aire_1 + yg_2 * aire_2) / (aire_1 + aire_2)
   ElseIf hauteur <= 720 Then
      yg_1 = 250 / 3 * (l0 + 2 * l250) / (l0 + l250)
      aire_1 = aire(250)
      yg_2 = 250 + (310 - 250) / 3 * (l250 + 2 * l310) / (l250 + l310)
      aire_2 = aire(310) - aire(250)
      yg_3 = 310 + (hauteur - 310) / 3 * (l310 + 2 * lh) / (l310 + lh)
      aire_3 = aire(hauteur) - aire(310)
      yg_beton = (yg_1 * aire_1 + yg_2 * aire_2 + yg_3 * aire_3) / (aire_1 + aire_2 + aire_3)
   ElseIf hauteur <= 800 Then
      yg_1 = 250 / 3 * (l0 + 2 * l250) / (large(0) + l250)
      aire_1 = aire(250)
      yg_2 = 250 + (310 - 250) / 3 * (l250 + 2 * l310) / (l250 + l310)
      aire_2 = aire(310) - aire(250)
      yg_3 = 310 + (720 - 310) / 3 * (l310 + 2 * l720) / (l310 + l720)
      aire_3 = aire(720) - aire(310)
      yg_4 = 720 + (hauteur - 720) / 3 * (l720 + 2 * lh) / (l720 + lh)
      aire_4 = aire(hauteur) - aire(720)
      yg_beton = (yg_1 * aire_1 + yg_2 * aire_2 + yg_3 * aire_3 + yg_4 * aire_4) / (aire_1 + aire_2 + aire_3 +
aire_4)
   ElseIf hauteur <= 950 Then
      yg_1 = 250 / 3 * (large(0) + 2 * l250) / (large(0) + l250)
      aire_1 = aire(250)
      yg_2 = 250 + (310 - 250) / 3 * (l250 + 2 * l310) / (l250 + l310)
      aire_2 = aire(310) - aire(250)
      yg_3 = 310 + (720 - 310) / 3 * (l310 + 2 * l720) / (l310 + l720)
      aire_3 = aire(720) - aire(310)
      yg_4 = 720 + (800 - 720) / 3 * (l720 + 2 * l800) / (l720 + l800)
      aire_4 = aire(800) - aire(720)
      yg_5 = 800 + (hauteur - 800) / 3 * (l800 + 2 * lh) / (l800 + lh)
      aire_5 = aire(hauteur) - aire(800)
      yg_beton = (yg_1 * aire_1 + yg_2 * aire_2 + yg_3 * aire_3 + yg_4 * aire_4 + yg_5 * aire_5) / (aire_1 +
aire_2 + aire_3 + aire_4 + aire_5)
   Else: yg_beton = 0
End If
End Function

'INPUT: hauteur non-fissurée
'OUTPUT: centre de gravité global en tenant compte des armatures (section homogène)
Function yg_global(haut)
Dim yg_bet, m_A_yg_acier, a_beton As Double
yg_bet = yg_beton(haut)
a_beton = aire(haut)
```

```
Dim Es, Ec, m, diametre, inertie, aire_acier, mI, mA, y, mAy As Double
Ec = Sheets("Béton").Cells(7, 3).Value
mI = 0
mAy = 0

Dim i As Integer
i = 4
While (i < 44)
   Es = Sheets("Aciers").Cells(i, 12).Value
   m = Es / Ec
   aire_acier = Sheets("Aciers").Cells(i, 5).Value
   mA = mA + m * aire_acier
   y = Sheets("Aciers").Cells(i, 2).Value
   mAy = mAy + m * aire_acier * y
   i = i + 1
Wend
yg_global = (yg_bet * a_beton + mAy) / (a_beton + mA)
End Function

'INPUT: hauteur non-fissurée
'OUPUT: inertie de la section, en ne tenant pas compte des rigidités des aciers
Function inertie_b(hauteur_fissuration)
If hauteur_fissuration <= 250 Then
  inertie_b = (hauteur_fissuration) ^ 3 / 36 * (large(0) ^ 2 + 4 * large(0) * large(hauteur_fissuration) +
large(hauteur_fissuration) ^ 2) / (large(0) + large(hauteur_fissuration))
   ElseIf hauteur_fissuration <= 310 Then
      yg_bet = yg_beton(hauteur_fissuration)
      inertie_1 = inertie_b(250)
      A1 = aire(250)
      yg_1 = yg_beton(250)
      Tr_1 = A1 * (yg_1 - yg_bet) ^ 2
      haut = large(250)
      bas = large(hauteur_fissuration)
      hteur = hauteur_fissuration - 250
      inertie_2 = (hteur) ^ 3 / 36 * (haut ^ 2 + 4 * haut * bas + bas ^ 2) / (bas + haut)
      A2 = aire(hauteur_fissuration) - aire(250)
      yg_2 = 250 + (hauteur_fissuration - 250) / 3 * ((large(250) + 2 * large(hauteur_fissuration)) / (large(250) +
large(hauteur_fissuration)))
      Tr_2 = (A2) * (yg_2 - yg_beton(hauteur_fissuration)) * (yg_2 - yg_beton(hauteur_fissuration))
      inertie_b = inertie_1 + inertie_2 + Tr_1 + Tr_2
   ElseIf hauteur_fissuration <= 720 Then
      yg_bet = yg_beton(hauteur_fissuration)
      inertie_1 = inertie_b(310)
      A1 = aire(310)
      yg_1 = yg_beton(310)
      Tr_1 = A1 * (yg_1 - yg_bet) ^ 2
      haut = large(310)
      bas = large(hauteur_fissuration)
      hteur = hauteur_fissuration - 310
      inertie_2 = (hteur) ^ 3 / 36 * (haut ^ 2 + 4 * haut * bas + bas ^ 2) / (bas + haut)
      A2 = aire(hauteur_fissuration) - aire(310)
      yg_2 = 310 + (hauteur_fissuration - 310) / 3 * ((large(310) + 2 * large(hauteur_fissuration)) / (large(310) +
large(hauteur_fissuration)))
      Tr_2 = (A2) * (yg_2 - yg_beton(hauteur_fissuration)) ^ 2
      inertie_b = inertie_1 + inertie_2 + Tr_1 + Tr_2
   ElseIf hauteur_fissuration <= 800 Then
      yg_bet = yg_beton(hauteur_fissuration)
      inertie_1 = inertie_b(720)
      A1 = aire(720)
      yg_1 = yg_beton(720)
```

```
        Tr_1 = A1 * (yg_1 - yg_bet) ^ 2
        haut = large(720)
        bas = large(hauteur_fissuration)
        hteur = hauteur_fissuration - 720
        inertie_2 = (hteur) ^ 3 / 36 * (haut ^ 2 + 4 * haut * bas + bas ^ 2) / (bas + haut)
        A2 = aire(hauteur_fissuration) - aire(720)
        yg_2 = 720 + (hauteur_fissuration - 720) / 3 * ((large(720) + 2 * large(hauteur_fissuration)) / (large(720) +
large(hauteur_fissuration)))
        Tr_2 = (A2) * (yg_2 - yg_beton(hauteur_fissuration)) ^ 2
        inertie_b = inertie_1 + inertie_2 + Tr_1 + Tr_2
    ElseIf hauteur_fissuration <= 950 Then
        yg_bet = yg_beton(hauteur_fissuration)
        inertie_1 = inertie_b(800)
        A1 = aire(800)
        yg_1 = yg_beton(800)
        Tr_1 = A1 * (yg_1 - yg_bet) ^ 2
        haut = large(800)
        bas = large(hauteur_fissuration)
        hteur = hauteur_fissuration - 800
        inertie_2 = (hteur) ^ 3 / 36 * (haut ^ 2 + 4 * haut * bas + bas ^ 2) / (bas + haut)
        A2 = aire(hauteur_fissuration) - aire(800)
        yg_2 = 800 + (hauteur_fissuration - 800) / 3 * ((large(800) + 2 * large(hauteur_fissuration)) / (large(800) +
large(hauteur_fissuration)))
        Tr_2 = (A2) * (yg_2 - yg_beton(hauteur_fissuration)) ^ 2
        inertie_b = inertie_1 + inertie_2 + Tr_1 + Tr_2
    Else: inertie_b = 0
    End If
End Function

'INPUT: hauteur non-fissurée
'OUTPUT: inertie de la section homogène
Function inertie_glob(ht)
Dim inertie_bet, Tr_bet, mI_aciers, Tr_aciers, yG_TOT As Double
inertie_bet = inertie_b(ht)
Tr_bet = (yg_beton(ht) - yg_global(ht)) ^ 2 * aire(ht)
yG_TOT = yg_global(ht)

Dim Es, Ec, m, diametre, inertie, aire_acier, mI, mA, y As Double
Ec = Sheets("Béton").Cells(7, 3).Value
mI = 0
Tr_aciers = 0
Dim i As Integer
i = 4
While (i < 44)
    Es = Sheets("Aciers").Cells(i, 12).Value
    m = Es / Ec
    diametre = Sheets("Aciers").Cells(i, 4).Value
    aire_acier = Sheets("Aciers").Cells(i, 5).Value
    inertie = 3.14159265359 * (diametre) ^ 4 / 64
    y = Sheets("Aciers").Cells(i, 2).Value
    mI = mI + m * inertie
    Tr_aciers = Tr_aciers + m * aire_acier * (y - yG_TOT) ^ 2
    i = i + 1
Wend
inertie_glob = inertie_bet + Tr_bet + mI + Tr_aciers
End Function

'INPUT: hauteur non-fissurée
'OUTPUT: aire de la section homogène
Function aire_glob(ht)
```

```
Dim Es, Ec, m, diametre, aire_acier, mA As Double
Ec = Sheets("Béton").Cells(7, 3).Value
mA = 0
Dim i As Integer
i = 4
While (i < 44)
   Es = Sheets("Aciers").Cells(i, 12).Value
   m = Es / Ec
   aire_acier = Sheets("Aciers").Cells(i, 5).Value
   mA = mA + m * aire_acier
  i = i + 1
Wend
aire_glob = aire(ht) + mA
End Function


'PROCESS: calcule l'inertie + le terme EI en phase non fissurée et l'inscrit dans la feuille de résultats
Sub stat_Inertie()
Dim charge, indice_charge, indice_combi, sigmax, fctk, h_f, E, moment As Double
indice_combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
E = Sheets("Béton").Cells(7, 3).Value 'MPa
inertie = inertie_glob(950)
Sheets("Analyse stat").Cells(indice_combi, 53).Value = inertie
Sheets("Analyse stat").Cells(indice_combi, 54).Value = inertie
Dim aire_bet, aire_fil, aire_passif, aire_toron, E_fil, E_passif, E_toron As Double
aire_bet = aire(950)
aire_fil = Sheets("Aciers").Cells(48, 5).Value
aire_torons = Sheets("Aciers").Cells(49, 5).Value
aire_passif = Sheets("Aciers").Cells(50, 5).Value
E_fil = Sheets("Aciers").Cells(4, 12).Value
E_toron = Sheets("Aciers").Cells(32, 12).Value
E_passif = Sheets("Aciers").Cells(5, 12).Value
Eg = (aire_bet * E + aire_fil * E_fil + aire_torons * E_toron + aire_passif * E_toron) / (aire_bet + aire_fil +
aire_toron + aire_passif)
Sheets("Analyse stat").Cells(indice_combi, 55).Value = (aire_bet * E + aire_fil * E_fil + aire_torons * E_toron
+ aire_passif * E_toron) / (aire_bet + aire_fil + aire_toron + aire_passif)
Sheets("Analyse stat").Cells(indice_combi, 54).Value = (Eg * inertie) / 1000000000 ' en kNm2
End Sub

'PROCESS: va inscrire la valeur de la hauteur non-fissurée dans la feuille "Charges"
Sub haut_fissure()
Call Normal_Calc
Dim diff, x_N, x_O, A, i, G, y0, m, N, Mgt, P, fct As Double
P = Sheets("Charges").Cells(2, 2).Value
fct = Sheets("Béton").Cells(10, 3)
Call moment(P)
'définition du chargement + y0
y0 = yg_global(950) 'centre de gravité de la section de référence - non fissurée
m = Sheets("Charges").Cells(15, 2).Value * 1000000
N = Sheets("Charges").Cells(14, 2).Value * 1000
x_N = 900 'pour la première itération
x_O = 0
diff = 500000
iteration = 1
If (N / aire_glob(950) + m * (y0 - 950) / inertie_glob(950)) < -fct Then
   While (diff >= 2 And iteration < 40)
      G = yg_global(x_N) 'G idem 1e iteration
      i = inertie_glob(x_N) 'idem 1e it
      A = aire_glob(x_N) 'idem 1e it
```

```
        Mgt = m + N * (G - y0)
        x_O = x_N
        x_N = G + (N * i) / (Mgt * A) + fct * i / Mgt
        diff = Abs(x_O - x_N)
        iteration = iteration + 1
        i = inertie_glob(x_N)
        Sheets("Charges").Cells(2, 6).Value = x_N
    Wend
Else
Sheets("Charges").Cells(2, 6).Value = 950
End If

If iteration >= 40 Then
    Sheets("Charges").Cells(2, 6).Value = 950
End If
End Sub

'PROCESS: va inscrire la valeur du moment de fissuration dans la feuille de résultats
Sub m_fiss_fast()
Dim N, A, ftck, i, yg, M_newton, M_knewton, M_int, M_f As Double
N = Sheets("Charges").Cells(14, 2).Value * 1000
A = aire_glob(950)
i = inertie_glob(950)
yg = yg_global(950)
ftck = -Sheets("Béton").Cells(10, 3).Value
M_newton = i / (950 - yg) * (N / A - ftck)
M_knewton = M_newton / 1000000
M_int = Sheets("Charges").Cells(11, 2).Value + Sheets("Charges").Cells(24, 2).Value 'moment du au PP et à la
PC
M_f = M_knewton - M_int
Dim combi As Integer
combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 50).Value = M_f
End Sub

'PROCESS: va inscrire la valeur du moment de rupture dans la feuille de résultats
Sub mrd_fast()
'definition des parametres du beton
Dim hauteur_b, B, fck, epsilon_u2_beton As Double
hauteur_b = Sheets("Béton").Range("B13").Value 'hauteur de la table de compression
B = Sheets("Béton").Range("B12").Value 'largeur de la table de compression
fck = Sheets("Béton").Range("C3").Value
epsilon_u2_beton = Sheets("Béton").Range("C9").Value

'definition des parametres des aciers
Dim yp(39), diametre(39), fyk(39), F_plastif(39), ftk(39), defo_fyk(39), defo_ftk(39), defo_0(39), module(39),
aire_a(39) As Double
Dim type_b(39) As String
Dim i As Integer
i = 4
While (i < 44)
yp(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 2).Value
type_b(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 3).Value
diametre(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 4).Value
aire_a(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 5).Value
fyk(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 6).Value
F_plastif(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 7).Value
ftk(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 8).Value
defo_fyk(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 9).Value
defo_ftk(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 10).Value
```

```
defo_0(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 11).Value
module(i - 4) = Sheets("Aciers").Cells(i, 12).Value
i = i + 1
Wend


'Calcule la déformation de toutes les armatures si seuls les torons inférieurs participent et sont plastifiés
Dim F_PC, F_passif, F_beton, hc, yc, x As Double
Dim deformation(39), contrainte(39) As Double

F_PC = Sheets("Aciers").Cells(46, 8).Value
F_passif = 0
F_beton = F_PC + F_passif 'on considère uniquement la force provoquée par la plastification des torons en
semelle inférieure
hc = F_beton / (fck * B) 'hauteur de béton comprimé
If (hauteur_b < hc) Then
'MsgBox "La zone comprimée va au-delà de la table de compression, hypothèses à revoir"
End If
yc = hc / 2
x = hc / 0.8

i = 4 'indice du premier acier
While (i < 44) '41=indice du dernier acier
   Dim type_acier As String
   type_acier = type_b(i - 4)
   Dim delta_eps, epsilon As Double
   delta_eps = epsilon_u2_beton * ((yp(i - 4) - x) / x)
   If (type_acier = "toron") Then
      deformation(i - 4) = delta_eps + defo_0(i - 4) 'epsilon
      If (Abs(deformation(i - 4)) < defo_fyk(i - 4)) Then 'acier sous la limite élastique
           contrainte(i - 4) = deformation(i - 4) * module(i - 4)
           Else 'acier plastifié
            contrainte(i - 4) = (deformation(i - 4) / Abs(deformation(i - 4))) * (fyk(i - 4) + (ftk(i - 4) - fyk(i - 4)) *
(Abs(deformation(i - 4)) - defo_fyk(i - 4)) / (defo_ftk(i - 4) - defo_fyk(i - 4)))
      End If
      Else
      deformation(i - 4) = delta_eps
      If (Abs(deformation(i - 4)) < defo_fyk(i - 4)) Then 'acier sous la limite élastique
         contrainte(i - 4) = deformation(i - 4) * module(i - 4)
         Else 'acier plastifié
         contrainte(i - 4) = (deformation(i - 4) / Abs(deformation(i - 4))) * (fyk(i - 4) + (ftk(i - 4) - fyk(i - 4)) *
(Abs(deformation(i - 4)) - defo_fyk(i - 4)) / (defo_ftk(i - 4) - defo_fyk(i - 4)))
      End If
   End If
   i = i + 1
Wend

'Calcul de la force dans tous les aciers
Dim F_acier As Double
Dim Mrd_old, Mrd_new, difference, iteration As Double
Mrd_old = 0
Mrd_new = 200
difference = 1000000
iteration = 0

Do While (difference > 5)
   F_acier = 0
   i = 4 'départ
   While (i < 44)
      F_acier = F_acier + contrainte(i - 4) * aire_a(i - 4)
```

```
        i = i + 1
    Wend

    'Calcul des propriétés de la section de béton comprimée
    Dim Mrd, S_nec As Double
    F_beton = F_acier
    S_nec = F_beton / fck
    Dim h2, S_trap, l2, l3, m, P, A, Be, delta As Double
    If S_nec <= aire(250) Then
        hc = F_beton / (fck * B)
        ElseIf S_nec <= aire(310) Then
        l2 = large(250)
        l3 = large(310)
        S_trap = S_nec - aire(250)
        m = (l3 - l2) / (310 - 250)
        P = l2 - m * 250
        A = m / 2
        Be = (P + l2) / 2
        delta = Be * Be + 4 * A * S_trap
        h2 = (-Be + Sqr(delta)) / (2 * A)
        hc = 250 + h2
        ElseIf S_nec <= aire(720) Then
        Dim l4 As Double
        l3 = large(250)
        l4 = large(310)
        S_trap = S_nec - aire(310)
        m = (l4 - l3) / (720 - 310)
        P = l3 - m * 310
        A = m / 2
        Be = (P + l3) / 2
        delta = Be * Be + 4 * A * S_trap
        h2 = (-Be + Sqr(delta)) / (2 * A)
        hc = 310 + h2
        Else: ' MsgBox "La zone comprimée va au-delà de la table de compression, hypothèses à revoir" & F_beton
/ (fck * B)
        hc = F_beton / (fck * B)
    End If
    yc = yg_beton(hc)
    x = hc / 0.8

    Mrd = 0
    'Calcul du moment résistant de chaque acier + déformation
    i = 4
    While (i < 44)
        f_current_acier = contrainte(i - 4) * aire_a(i - 4)
        'Moment du à l'acier courant
        current_mrd = (yp(i - 4) - yc) * f_current_acier
        'Moment total = somme des moments
        Mrd = Mrd + current_mrd
        deformation(i - 4) = epsilon_u2_beton * ((yp(i - 4) - x) / x) + defo_0(i - 4)
        If (Abs(deformation(i - 4)) < defo_fyk(i - 4)) Then 'acier sous la limite élastique
            contrainte(i - 4) = deformation(i - 4) * module(i - 4)
            Else 'acier plastifié
            contrainte(i - 4) = (deformation(i - 4) / Abs(deformation(i - 4))) * (fyk(i - 4) + (ftk(i - 4) - fyk(i - 4)) *
(Abs(deformation(i - 4)) - defo_fyk(i - 4)) / (defo_ftk(i - 4) - defo_fyk(i - 4)))
        End If
    i = i + 1
    Wend
    Mrd_old = Mrd_new
    Mrd_new = Mrd / 1000000
```

```
    difference = Abs(Mrd_new - Mrd_old)
    If iteration > 10 Then
    'MsgBox "Le calcul ne converge pas, résultat probablement erroné."
        Mrd_new = "Erreur"
        Exit Do
    End If
    iteration = iteration + 1
Loop
Dim combi As Integer
combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
Dim moment_obtenu, poids_propre As Double
poids_propre = Sheets("Charges").Cells(24, 2).Value
If Mrd_new = "Erreur" Then
    Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 49).Value = "Erreur"
    Else
    moment_obtenu = Mrd_new - poids_propre
    Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 49).Value = moment_obtenu
End If
End Sub

'INPUT: charge par vérin P
'OUTPUT: moment , inscrit à la feuille charge
Function moment(P)
   x = Sheets("Charges").Cells(3, 2)
      If x < 6 Then
      Sheets("Charges").Cells(5, 2) = P * x
      ElseIf x < 6 + 2.4 Then
      Sheets("Charges").Cells(5, 2) = P * 6
      Else: Sheets("Charges").Cells(5, 2) = P * x - P * (x - 6) - P * (x - 8.4)
      End If
End Function

'PROCESS: calcule l'effort tranchant max via l'approche model code et inscrit la valeur à la feuille résultats
Sub V_norme()
Dim d, Asi, rho_l, bw, ksi, fck, N, sigma_cp, V_n, Ac As Double
d = 950
ksi = 1 + (200 / d) ^ (1 / 2)
Asi = 0
N = 0
Dim indice As Integer
indice = 4
' va chercher le Asi + le N
While (indice < 44)
    If Sheets("Aciers").Cells(indice, 3) = "toron" Then
        N = N + Sheets("Aciers").Cells(indice, 13).Value
        indice = indice + 1
        Else
        Asi = Asi + Sheets("Aciers").Cells(indice, 5)
        indice = indice + 1
    End If
Wend
bw = (large(310) + large(720)) / 2
rho_l = Asi / (bw * d)
If rho_l > 0.02 Then
    rho_l = 0.02
End If
fck = Sheets("Béton").Cells(3, 3).Value
Ac = aire(950)
sigma_cp = N / Ac
V_n = bw * d * (0.18 * ksi * (100 * rho_l * fck) ^ (1 / 3) + 0.15 * sigma_cp) 'O.18 et pas 0.12 car pas de coeff
```

```
de sécurité
Dim combi As Integer
combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
If V_n < 0.035 * bw * d * (ksi * (fck) ^ (1 / 3)) Then
   Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 51).Value = 0.035 * bw * d * (ksi * (fck) ^ (1 / 3)) / 1000
   Else
   Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 51).Value = V_n / 1000
End If
End Sub

'PROCESS: met à jour les feuilles acier, charges et béton avec la nouvelle combinaison (générée via Monte
Carlo)
Sub fast_combi()

Dim BoEcran As Boolean, BoBarre As Boolean, BoEvent As Boolean, BoSaut As Boolean
'conserver les configurations existantes
BoEcran = Application.ScreenUpdating
BoBarre = Application.DisplayStatusBar
BoEvent = Application.EnableEvents
BoSaut = ActiveSheet.DisplayPageBreaks
icalcul = Application.Calculation
'Forcer les configurations
Application.ScreenUpdating = False
Application.DisplayStatusBar = False
Application.Calculation = xlManual
Application.EnableEvents = False
ActiveSheet.DisplayPageBreaks = False
Dim simulation_courante As Integer
simulation_courante = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value
Sheets("Aciers").Cells(1, 22) = simulation_courante + 1
simulation_courante = simulation_courante + 1
Dim acier_courant As Integer
'va chercher les caractéristiques générées aléatoirement
Dim P_limite_elast, P_limite_rupt, P_def_rupt, P_module, PC_limite_elast, PC_limite_rupt, PC_def_rupt,
PC_module, PC_prec, F_limite_elast, F_limite_rupt, F_def_rupt, F_module As Double
Dim B_compression, B_module, B_traction As Double
Dim G_largeur1, G_largeur2, G_largeur3, G_largeur4, G_largeur5, G_largeur6 As Double
'aciers passifs
P_limite_elast = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 27).Value
P_limite_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 28).Value
P_def_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 29).Value
P_module = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 30).Value
'fils
F_limite_elast = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 31).Value
F_limite_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 32).Value
F_def_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 33).Value
F_module = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 34).Value
'aciers de précontrainte
PC_limite_elast = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 35).Value
PC_limite_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 36).Value
PC_def_rupt = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 37).Value
PC_module = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 38).Value
PC_prec = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 39).Value
'béton
B_compression = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 40).Value
'MsgBox B_compression
B_module = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 41).Value
'MsgBox B_module
B_traction = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 42).Value
'caract géométriques
```

```
G_largeur1 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 43).Value
G_largeur2 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 44).Value
G_largeur3 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 45).Value
G_largeur4 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 46).Value
G_largeur5 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 47).Value
G_largeur6 = Sheets("Analyse stat").Cells(simulation_courante, 48).Value
Dim indice As Integer
indice = 4
While (indice < 44)
   If Sheets("Aciers").Cells(indice, 3) = "toron" Then
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 6) = PC_limite_elast
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 8) = PC_limite_rupt
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 10) = PC_def_rupt / 100
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 12) = PC_module * 1000
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 14) = PC_prec
      ElseIf Sheets("Aciers").Cells(indice, 3) = "fil" Then
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 6) = F_limite_elast
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 8) = F_limite_rupt
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 10) = F_def_rupt / 100
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 12) = F_module * 1000
      Else
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 6) = P_limite_elast
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 8) = P_limite_rupt
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 10) = P_def_rupt / 100
      Sheets("Aciers").Cells(indice, 12) = P_module * 1000
   End If
indice = indice + 1
Wend
Sheets("Béton").Cells(3, 3) = B_compression
Sheets("Béton").Cells(7, 3) = B_module
Sheets("Béton").Cells(10, 3) = B_traction
Sheets("Béton").Cells(12, 2) = G_largeur2 * 10
'Remettre comme initialement
Application.ScreenUpdating = BoEcran
Application.DisplayStatusBar = BoBarre
Application.Calculation = icalcul
Application.EnableEvents = BoEvent
ActiveSheet.DisplayPageBreaks = BoSaut
Sheets("Aciers").Cells(5, 17).Value = yg_global(950)
End Sub

'PROCESS: Calcule les différentes caractéristiques pour autant de combinaisons que demandé
Sub stat_rupture_inertie_moment()
Dim iteration As Integer
iteration = 0
Sheets("Aciers").Cells(22, 1).Value = 11
Call fast_combi
Do While (iteration < 50)
Call Normal_Calc
Call mrd_fast
Call Normal_Calc
Call m_fiss_fast
Call stat_Inertie
Call V_norme
'Call v_fiss_ame
Sheets("Aciers").Activate
Call fast_combi
iteration = iteration + 1
Loop
End Sub
```

```
Sub v_Jourawski()
Call Normal_Calc
Dim P As Double
P = 210
Sheets("Charges").Cells(2, 2).Value = P


Dim temoin, iteration As Integer
temoin = 0
iteration = 0

'définition section et position des torons + coefficient m = E_aciers / E_béton
Dim posi_torons(6), aire_torons(6), m_toron As Double
posi_torons(1) = 170
posi_torons(2) = 210
posi_torons(3) = 250
posi_torons(4) = 840
posi_torons(5) = 880
posi_torons(6) = 900
aire_torons(1) = Sheets("Aciers").Cells(22, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(23, 5).Value
aire_torons(2) = Sheets("Aciers").Cells(24, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(25, 5).Value
aire_torons(3) = Sheets("Aciers").Cells(26, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(27, 5).Value
aire_torons(4) = Sheets("Aciers").Cells(28, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(29, 5).Value +
Sheets("Aciers").Cells(36, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(37, 5).Value
aire_torons(5) = Sheets("Aciers").Cells(30, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(31, 5).Value +
Sheets("Aciers").Cells(32, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(38, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(39, 5).Value
+ Sheets("Aciers").Cells(40, 5).Value
aire_torons(6) = Sheets("Aciers").Cells(33, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(34, 5).Value +
Sheets("Aciers").Cells(35, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(41, 5).Value + Sheets("Aciers").Cells(42, 5).Value
+ Sheets("Aciers").Cells(43, 5).Value
m_toron = Sheets("Aciers").Cells(32, 18).Value

'definition des parametres du beton
Dim fctk As Double
fctk = Sheets("Béton").Cells(10, 3).Value

'combinaison
Dim combi As Integer
combi = Sheets("Aciers").Cells(1, 22).Value


Do While (temoin < 1 And iteration <= 20)
   'va chercher les charges, calcule la hauteur de la section non-fissurée et calcule les caractéristiques + Mgt
   Dim N, hauteur_f, A, m, yGT, i, V, Mgt As Double
   Sheets("Charges").Cells(2, 2).Value = P
   Call moment(P)
   Call haut_fissure
   hauteur_f = Sheets("Charges").Cells(2, 6).Value
   N = Sheets("Charges").Cells(14, 2).Value * 1000
   m = Sheets("Charges").Cells(15, 2).Value * 1000000
   V = Sheets("Charges").Cells(2, 2).Value * 1000 + Sheets("Charges").Cells(26, 2).Value * 1000
   A = aire_glob(hauteur_f)
   yGT = yg_global(hauteur_f)
   i = inertie_glob(hauteur_f)
   y0 = yg_global(950)
   Mgt = m + N * (yGT - y0)

   'hauteurs où sont évaluées les contraintes
   Dim y(48) As Double
```

```
    y(0) = 10
    Dim h As Integer
    h = 10
    Dim stati, tau, sigma1, sigma, indice As Double
    Dim yg As Double
    'indice = 0
    While (h < 950 And temoin < 1)
    '    y(indice) = y(indice - 1) + 20
        h = h + 20
        'complete les contraintes normales
        If N / A + Mgt * (yGT - h) / i >= 0 Then
            sigma = N / A + Mgt * (yGT - h) / i
            Else
            sigma = 0
        End If
        'calcule le module statique depuis le centre de gravité
        'module statique du beton
        Dim statib_250, statib_310, statib_720, statib_800 As Double
        statib_250 = aire(250) * (yGT - (250 / 3 * (large(0) + 2 * large(250)) / (large(0) + large(250))))
        statib_310 = statib_250 + (aire(310) - aire(250)) * (yGT - (250 + (310 - 250) / 3 * (large(250) + 2 *
large(310)) / (large(250) + large(310))))
        statib_720 = statib_310 + (aire(720) - aire(310)) * (yGT - (310 + (720 - 310) / 3 * (large(310) + 2 *
large(720)) / (large(310) + large(720))))
        statib_800 = statib_720 + (aire(800) - aire(720)) * (yGT - (720 + (800 - 720) / 3 * (large(720) + 2 *
large(800)) / (large(720) + large(800))))
        Dim h_bet As Double
        If sigma <= 0 Then
            h_bet = hauteur_f
            Else
            h_bet = h
        End If

        If sigma >= 0 Then
            If h_bet <= 250 Then
                yg = h_bet / 3 * (large(0) + 2 * large(h_bet)) / (large(0) + large(h_bet))
                statib = aire(h_bet) * (yGT - yg)
                ElseIf h <= 310 Then
                yg = 250 + (h_bet - 250) / 3 * (large(250) + 2 * large(h_bet)) / (large(250) + large(h_bet))
                statib = statib_250 + (aire(h_bet) - aire(250)) * (yGT - yg)
                ElseIf h_bet <= 720 Then
                yg = 310 + (h_bet - 310) / 3 * (large(310) + 2 * large(h_bet)) / (large(310) + large(h_bet))
                statib = statib_310 + (aire(h_bet) - aire(310)) * (yGT - yg)
                ElseIf h <= 800 Then
                yg = 720 + (h_bet - 720) / 3 * (large(720) + 2 * large(h_bet)) / (large(720) + large(h_bet))
                statib = statib_720 + (aire(h_bet) - aire(720)) * (yGT - yg)
                ElseIf h <= 950 Then
                yg = 800 + (h_bet - 800) / 3 * (large(800) + 2 * large(h_bet)) / (large(800) + large(h_bet))
                statib = statib_800 + (aire(h_bet) - aire(800)) * (yGT - yg)
                Else: statib = 0
            End If
            Else
            statib = 0
        End If

        'module statique des torons (aciers passifs négligés)
        Dim stati_acier As Double
        If h <= posi_torons(1) Then
            stati_acier = 0
            ElseIf h < posi_torons(2) Then
            stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1))
```

```
        ElseIf h < posi_torons(3) Then
        stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1)) + aire_torons(2) * (yGT - posi_torons(2))
        ElseIf h < posi_torons(4) Then
        stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1)) + aire_torons(2) * (yGT - posi_torons(2)) +
aire_torons(3) * (yGT - posi_torons(3))
        ElseIf h < posi_torons(5) Then
        stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1)) + aire_torons(2) * (yGT - posi_torons(2)) +
aire_torons(3) * (yGT - posi_torons(3)) + aire_torons(4) * (yGT - posi_torons(4))
        ElseIf h < posi_torons(6) Then
        stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1)) + aire_torons(2) * (yGT - posi_torons(2)) +
aire_torons(3) * (yGT - posi_torons(3)) + aire_torons(4) * (yGT - posi_torons(4)) + aire_torons(5) * (yGT -
posi_torons(5))
        Else
        stati_acier = aire_torons(1) * (yGT - posi_torons(1)) + aire_torons(2) * (yGT - posi_torons(2)) +
aire_torons(3) * (yGT - posi_torons(3)) + aire_torons(4) * (yGT - posi_torons(4)) + aire_torons(5) * (yGT -
posi_torons(5)) + aire_torons(6) * (yGT - posi_torons(6))
      End If

      'module statique global
      stati = statib + m_toron * stati_acier

      'complete les contraintes de cisaillement
      tau = (V * stati) / (large(h) * i)

      ' complete les sigma 1
      If sigma > 0 Then
         sigma1 = sigma / 2 - ((sigma / 2) ^ 2 + (tau) ^ 2) ^ (1 / 2)
         Else
         sigma1 = -tau
      End If

      If -sigma1 > (fctk) Then
         temoin = 1
         Exit Do
      End If
      indice = indice + 1

   Wend
'MsgBox P
'MsgBox iteration

P = P + 10
iteration = iteration + 1
'MsgBox sigma1

Loop

If temoin >= 1 Then
   Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 52).Value = P
 '  MsgBox "Je suis content"
   Else
   Sheets("Analyse stat").Cells(combi, 52).Value = ">P"
  ' MsgBox "Je suis pas content"
End If

End Sub
```

3.2 VALIDATION DU PROGRAMME DE CALCUL

- Moment de fissuration ;

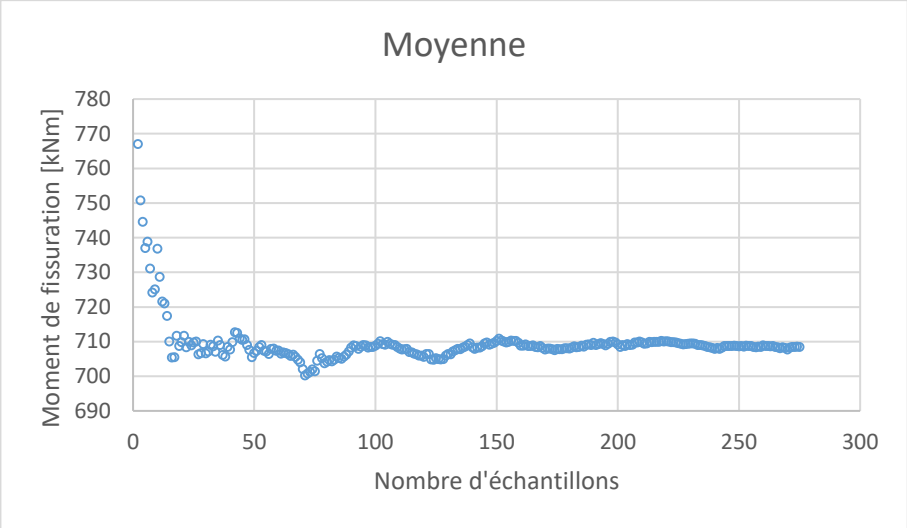


Figure 9-1- Evolution de la moyenne du moment de fissuration avec le nombre d'échantillons

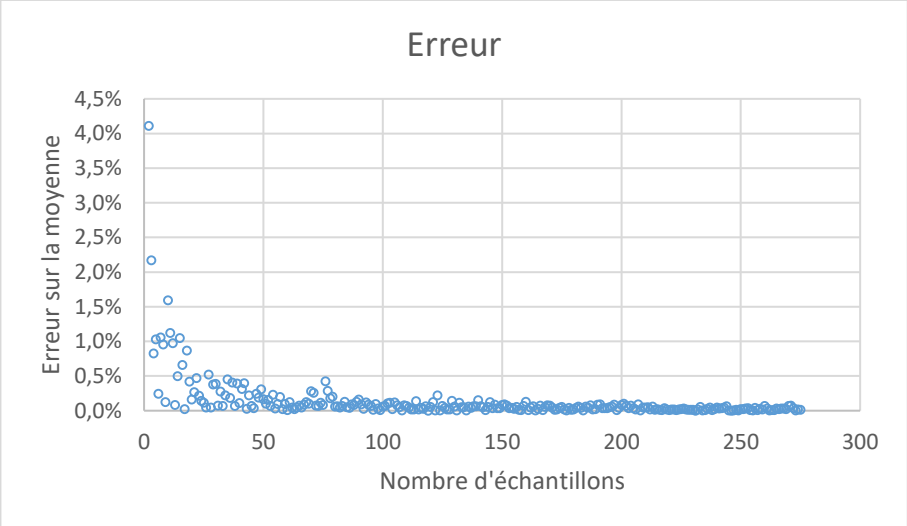


Figure 9-2- Evolution de l'erreur de la moyenne du moment de fissuration avec le nombre d'échantillons

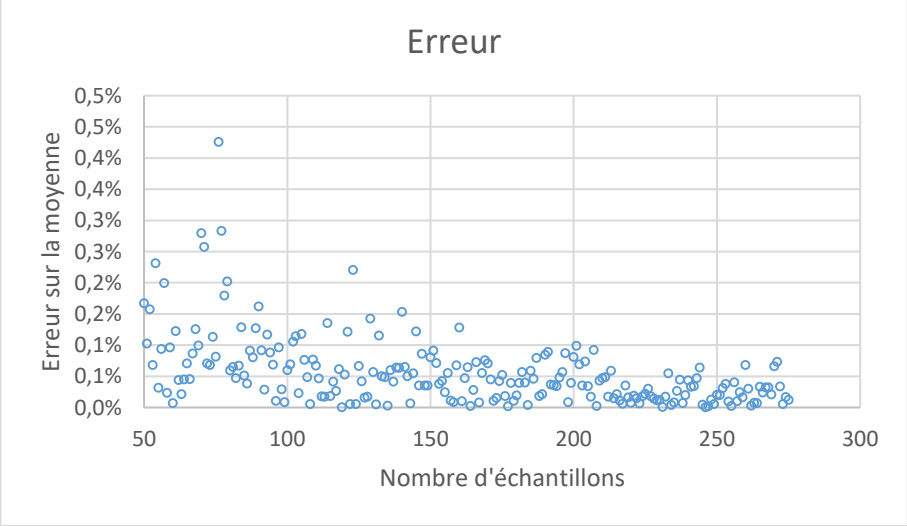


Figure 9-3- Evolution de l'erreur de la moyenne du moment de fissuration avec le nombre d'échantillons

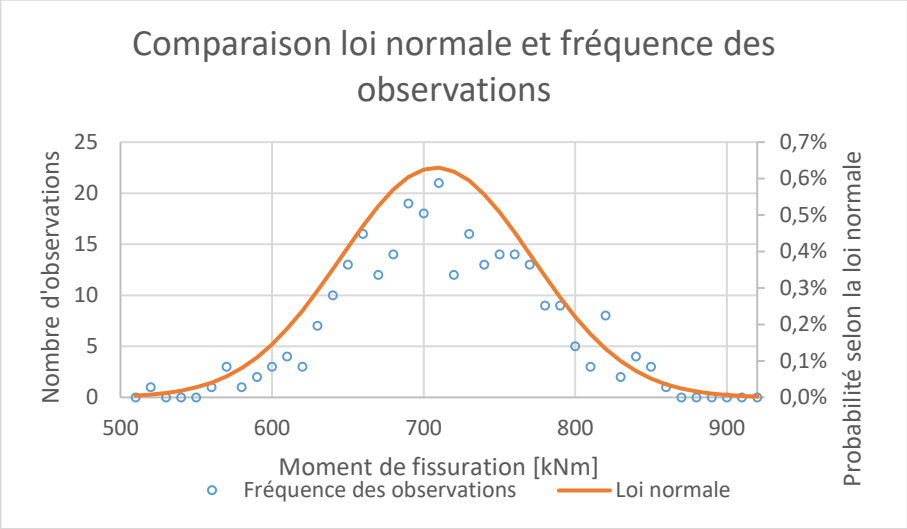


Figure 9-4- Comparaison de la normale obtenue avec la fréquence des observations

- Effort tranchant critique (interaction flexion-cisaillement) ;

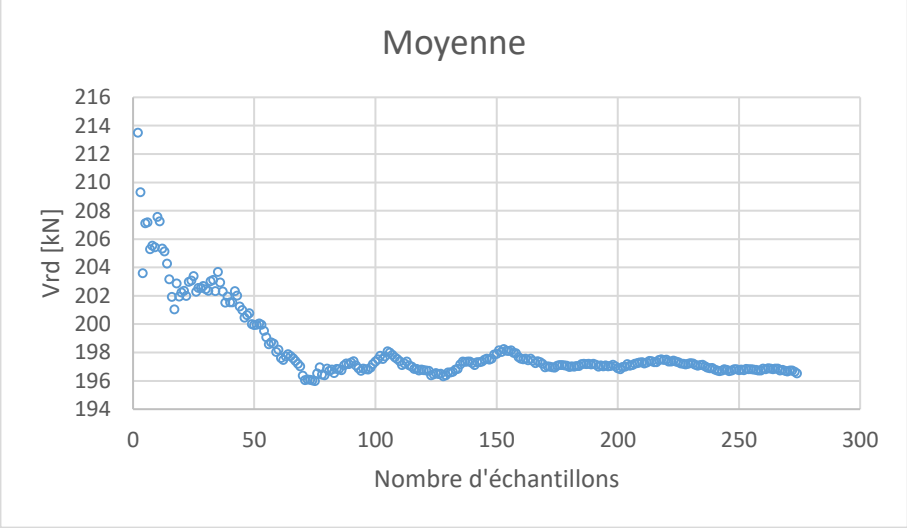


Figure 9-5- Evolution de la moyenne de Vrd,c avec le nombre d'échantillons

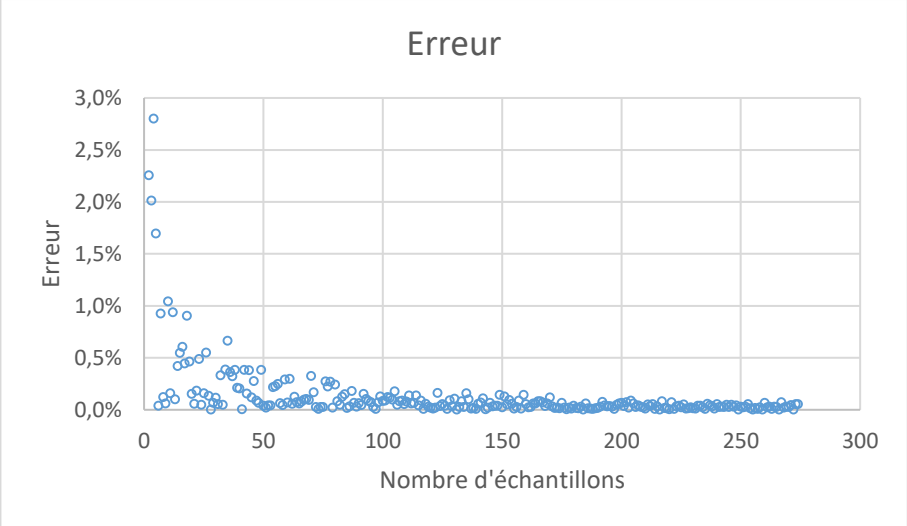


Figure 9-6- Evolution de l'erreur sur la moyenne de Vrd,c avec le nombre d'échantillons

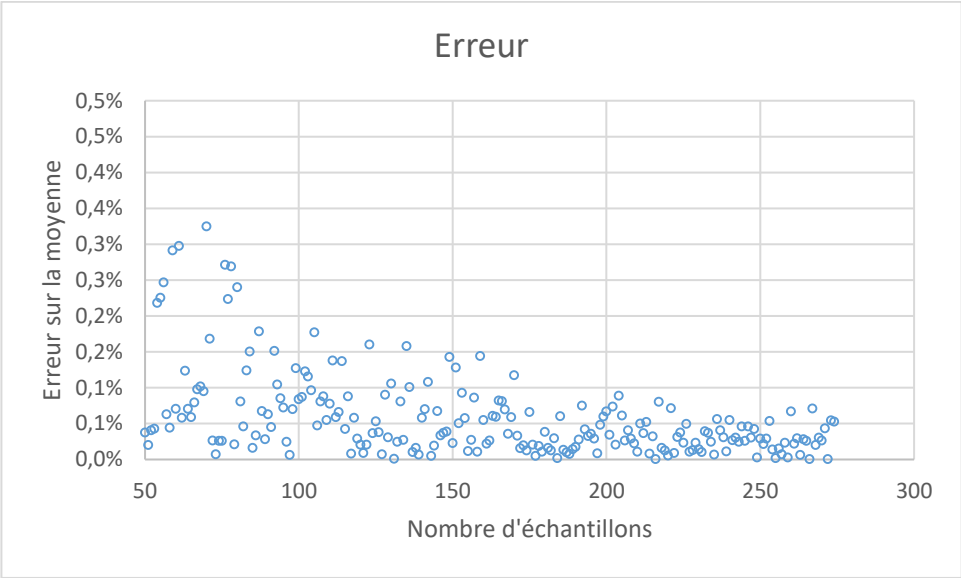


Figure 9-7- Evolution de l'erreur sur la moyenne de Vrd,c avec le nombre d'échantillons

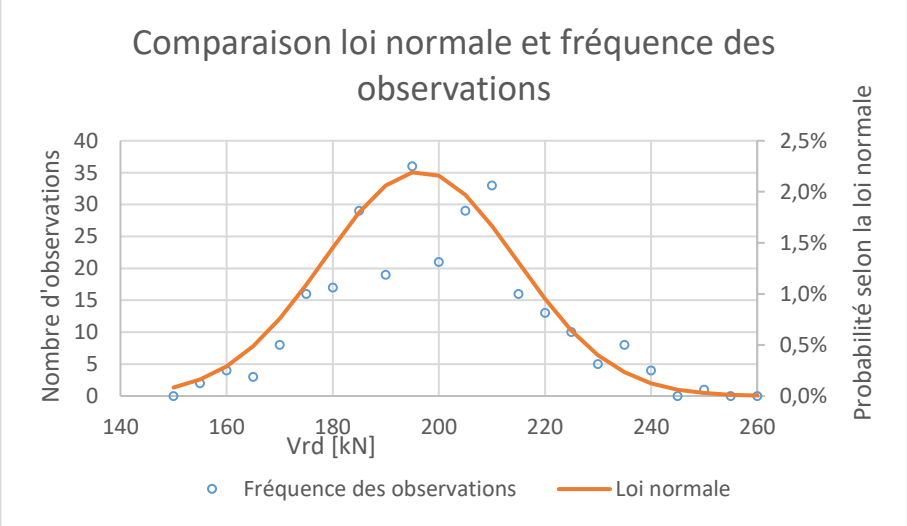


Figure 9-8-Comparaison de la loi normale obtenue avec la fréquence des observations sur Vrdcc

- Effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme ;

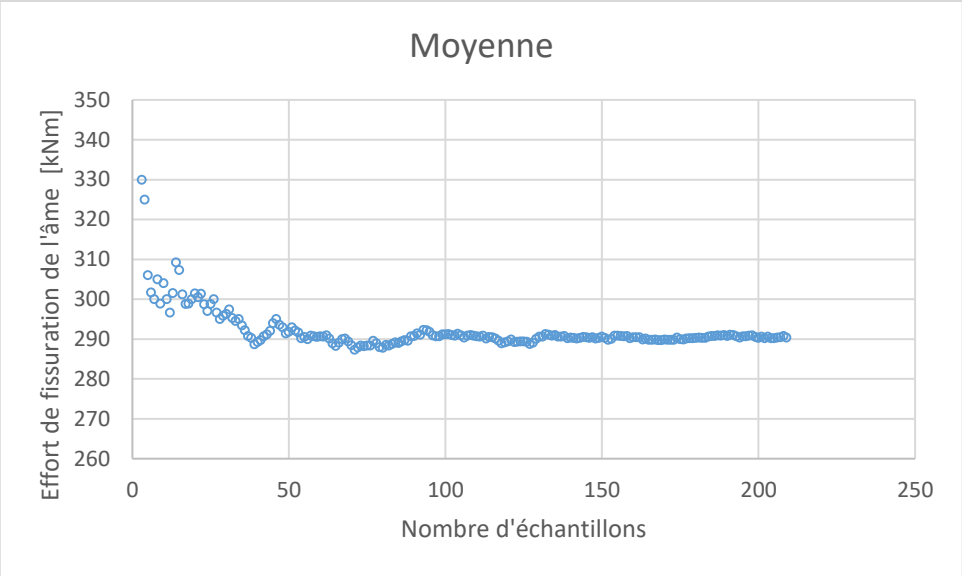


Figure 9-9- Evolution de la moyenne de l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme avec le nombre d'échantillons

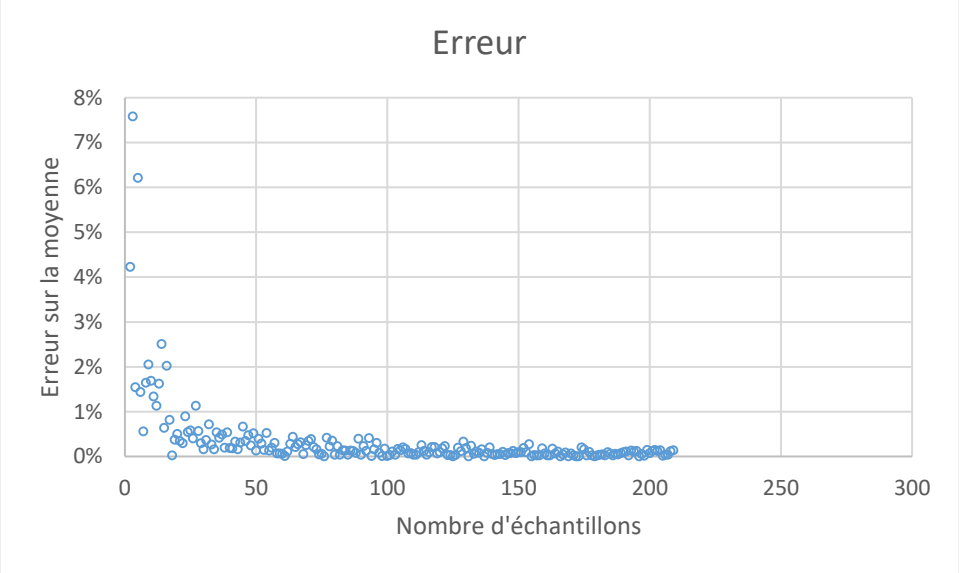


Figure 9-10- Evolution de l'erreur sur la moyenne l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme avec le nombre d'échantillons

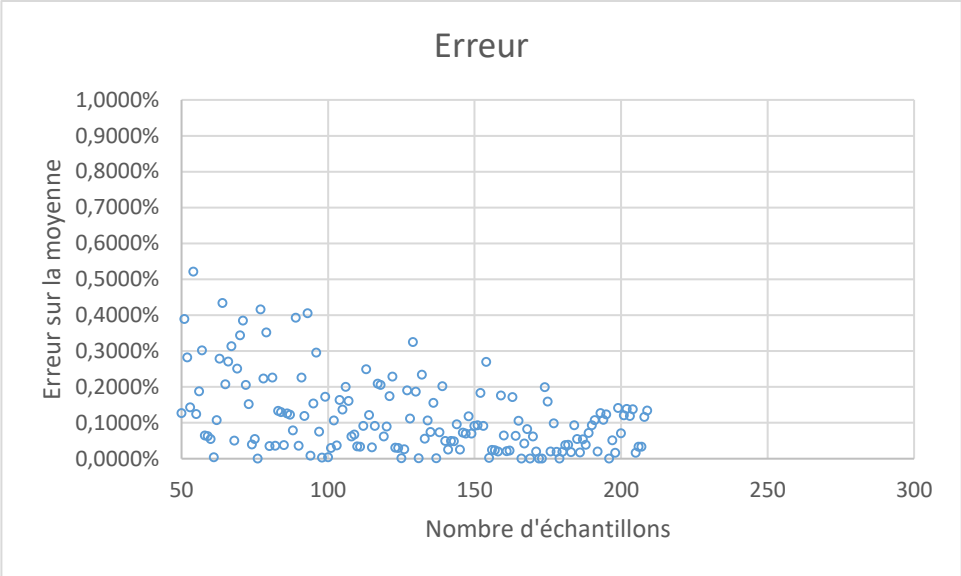


Figure 9-11- Evolution de l'erreur sur la moyenne de l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme avec le nombre d'échantillons

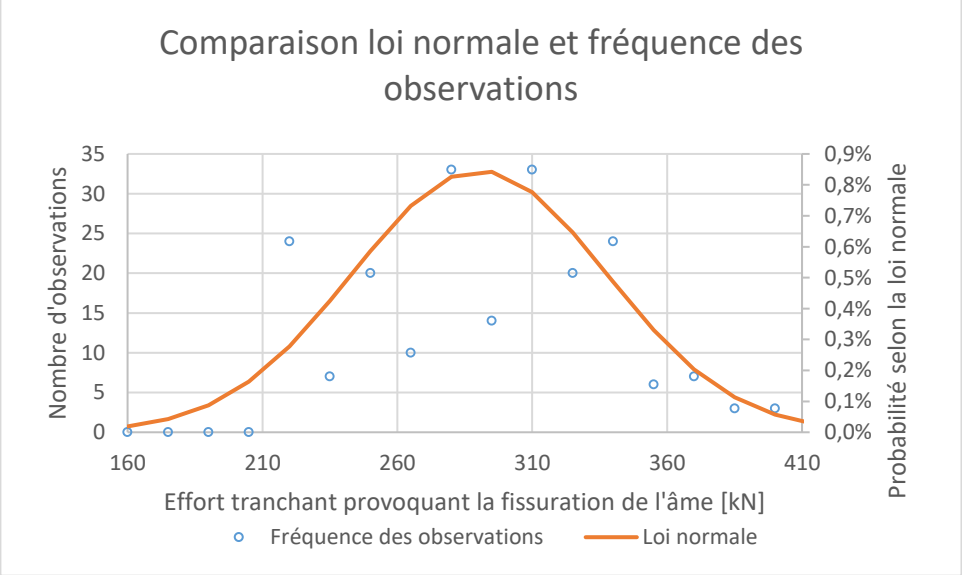


Figure 9-12-Comparaison de la loi normale avec les fréquences observées pour l'effort tranchant provoquant la fissuration de l'âme

- Courbure en phase non-fissurée;

La courbure en phase fissurée se calcule via la formule $\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$. Le moment ne varie pas pour les différentes combinaisons pour une même charge appliquée aux vérins, donc l'analyse peut se faire sous une seule charge, puisque c'est l'évolution du terme $E * I$ qui est intéressante.

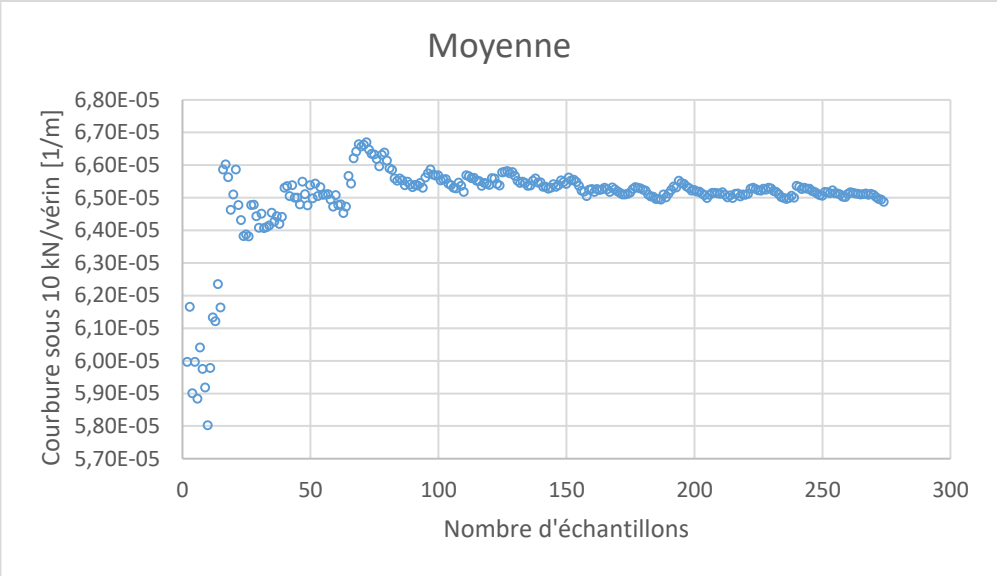


Figure 9-13- Evolution de la moyenne de la courbure en phase Non-fissurée de la section avec le nombre d'échantillons

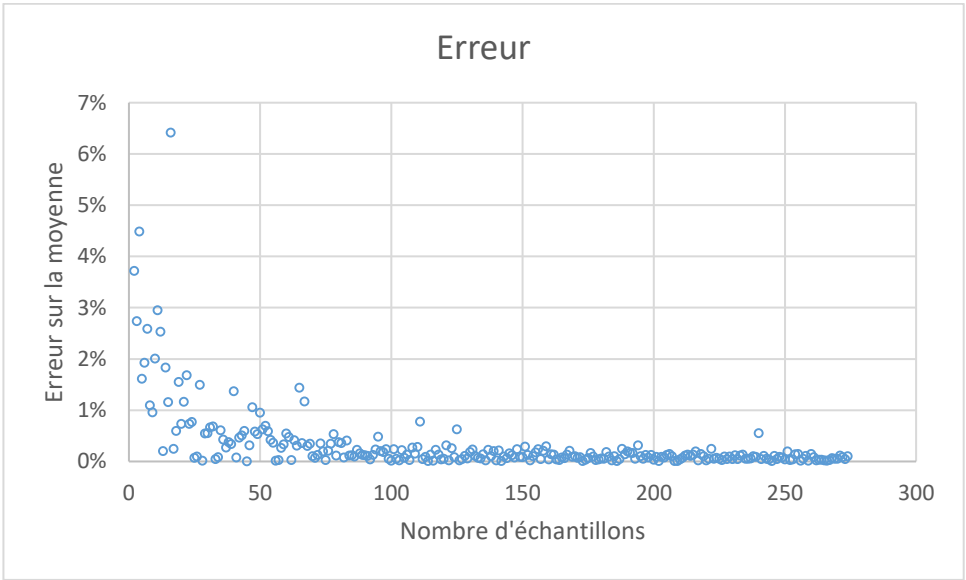


Figure 9-14- Evolution de l'erreur sur la moyenne de la courbure en phase Non-fissurée de la section avec le nombre d'échantillons

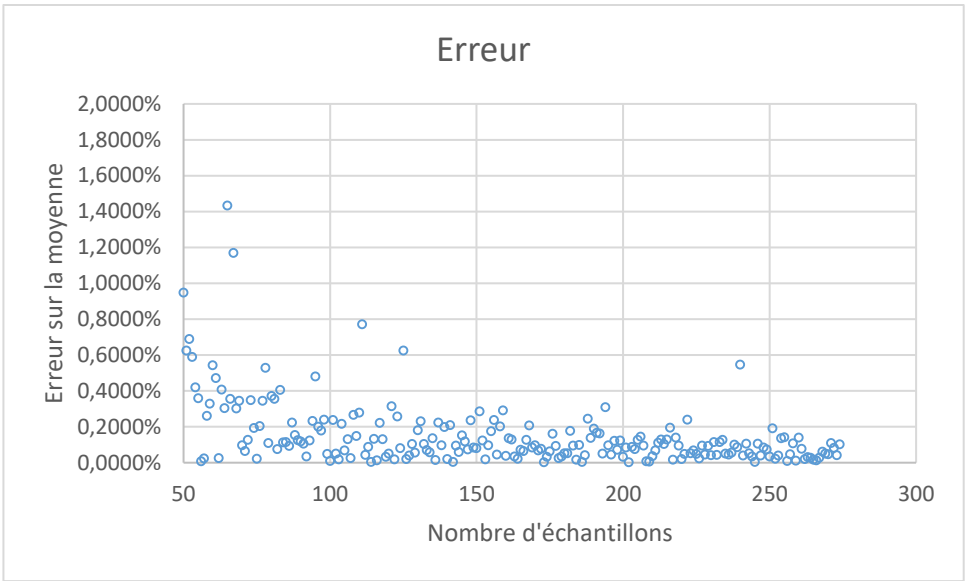


Figure 9-15- Evolution de l'erreur sur la moyenne de la courbure en phase Non-fissurée de la section avec le nombre d'échantillons

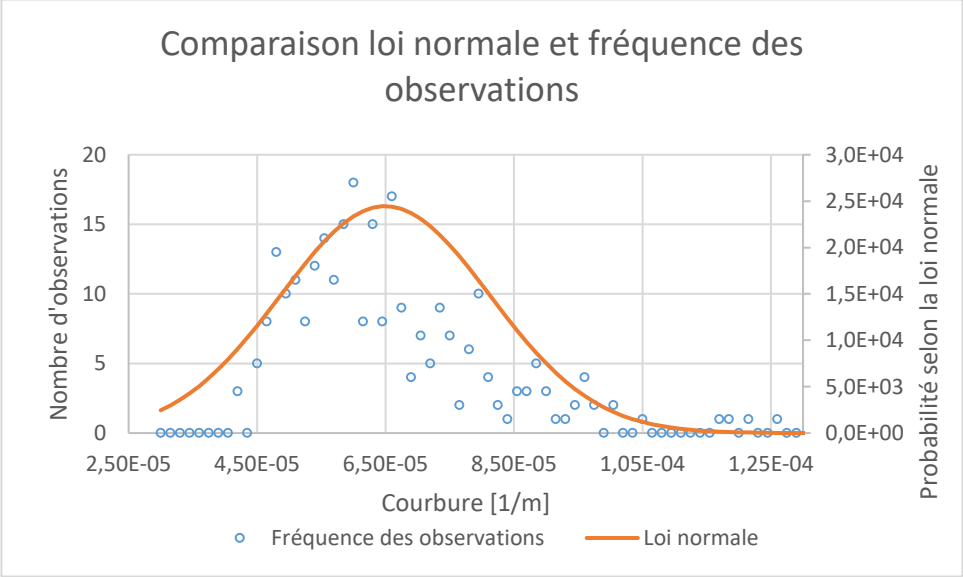


Figure 9-16-Comparaison de la loi normale avec les fréquences observées pour la courbure en phase non fissurée

4 CHAPITRE 4 : ESSAI DE MISE EN CHARGE

4.1 RÉFÉRENCES DES INSTRUMENTS DE MESURE

4.1.1 LASER 1 (GAUCHE)

KEYENCE

96M13951

Détecteur de mouvement à laser et CCD
Haute vitesse, haute précision

Série LK-G



Figure 9-17 - Laser 1

4.1.2 LASER 2 (DROITE)

KEYENCE

MLK12FR



Mode d'emploi

Capteur de déplacement à laser et à CCD

Série LK-2000

Figure 9-18 - Laser 1

4.1.3 INCLINOMÈTRES

- Inclinomètres placé dans le sens de la poutre

Jewell Instruments

LSR Inclinometer

BEST IN CLASS



The Jewell LSR Series meets the needs of applications with space constraints. The compact, cylindrical shape and the "stacking" feature of the LSR facilitate the use of several inclinometers when multi-axis measurement is required. The LSR offers precise readings with high outputs at lower range frequencies.

LSR Inclinometer Specifications

Performance					
Input Range, °:	±1	±3	±14.5	±30	±90
Full Range Output (FRO), VDC ±1%[1]:	±5.0	±5.0	±5.0	±5.0	±5.0
Nonlinearity, % FRO[2], maximum:	0.05	0.05	0.02	0.02	0.05
Scale Factor, volts/g nominal:	286.5	95.5	20.0	10.0	5.0
Scale Factor Temp Sensitivity, PPM/°C, maximum:	400	300	100	60	60
Natural Frequency, Hz, nominal:	1.0	2.0	15.0	20.0	40.0
Bandwidth (-3db), Hz, nominal:	1.0	2.0	15.0	20.0	40.0
Input-Axis Misalignment, °, maximum:	0.1	0.15	0.25	0.5	1.0
Output at 0° Tilt, volts, maximum:	0.1	0.04	0.02	0.02	0.02
0° Output Temp Sensitivity, volts/°C, maximum:	0.005	0.003	0.001	0.0005	0.0003
Resolution and Threshold:			1μradian		
Electrical					
Input Voltage, VDC[4]:			±12 to ±18		
Input Current, mA, nominal:			±15		
Output Impedance, ohms, nominal:	15k	5k	16k	8k	4k
Noise, Vrms, maximum:			0.002		
Environmental					
Operating Temp Range:			-18° C to +71° C		
Survival Temp Range:			-60° C to +90° C		
Vibration:			20 grms		
Shock:			1500g, 0.5 msec, ½ sine		
Seal:			MIL-STD 202, Method 112		
Weight:			4.0 oz.		

[1] Full Range is defined "from negative full input angle to positive full input angle."
[2] Nonlinearity is specified as deviation of output referenced to theoretical sine function value, independent of misalignment.
[3] Output Phase angle = 90°.
[4] Unit Power connections can be easily adapted for operations from single-ended, floating power supplies of 24 to 36 Volts DC.

Applications

- *Heavy Construction, Grading*
- *Ship & Barge Leveling*
- *Deviation Surveys*
- *Continuous Casting*
- *Wingeons Platform Leveling*

sales@jewellinstruments.com • www.jewellinstruments.com • 800 227-8065

Figure 9-19 - Fiche technique inclinomètres axiaux

- Inclinomètres transversaux

WYLER AG
Im Hölderli
CH-8405 WINTERTHUR
Switzerland

Tel. 0041 (0) 52 233 66 66
Fax. 0041 (0) 52 233 20 53

Homepage: http://www.wylerag.com
E-Mail: wyler@wylerag.com

Mode d'Emploi

LEVELTRONIC "classic" et "NT"

MINILEVEL "classic" et "NT"

LEVELMETER 25 / C25
LEVELMETER 2000

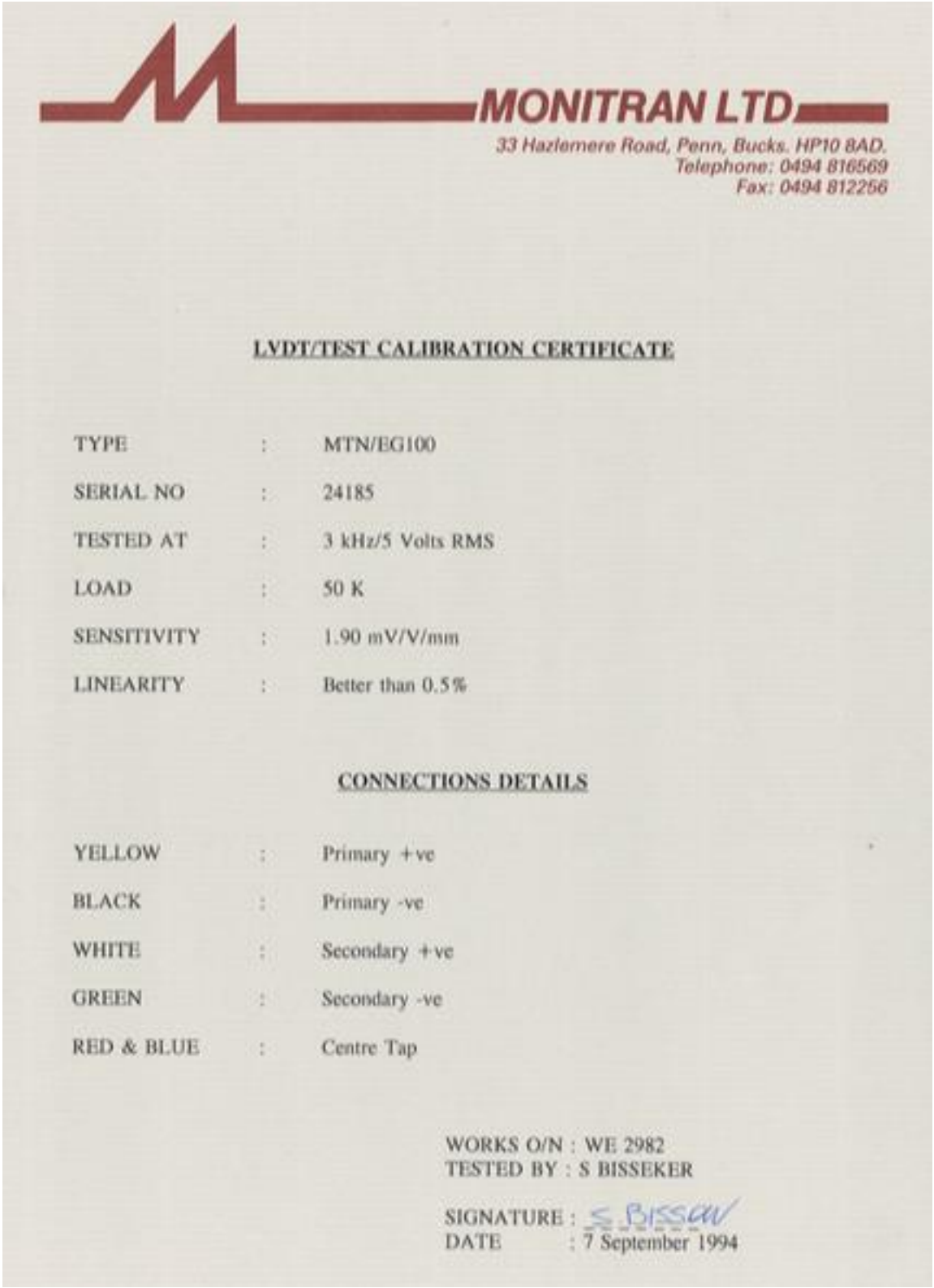




File: "NT_FR.DOC" 04.2003

Figure 9-20 - Fiche technique inclinomètres transversaux

4.1.4 LVDT



MONITRAN LTD

33 Hazlemere Road, Penn, Bucks. HP10 8AD.
Telephone: 0494 816569
Fax: 0494 812256

LVDT/TEST CALIBRATION CERTIFICATE

TYPE	:	MTN/EG100
SERIAL NO	:	24185
TESTED AT	:	3 kHz/5 Volts RMS
LOAD	:	50 K
SENSITIVITY	:	1.90 mV/V/mm
LINEARITY	:	Better than 0.5%

CONNECTIONS DETAILS

YELLOW	:	Primary +ve
BLACK	:	Primary -ve
WHITE	:	Secondary +ve
GREEN	:	Secondary -ve
RED & BLUE	:	Centre Tap

WORKS O/N : WE 2982
TESTED BY : S BISSEKER

SIGNATURE : S Bissek
DATE : 7 September 1994

Figure 9-21 - Fiche technique LVDT

4.1.5 POTENTIOMÈTRE



Figure 9-22 –Fiche technique Potentiomètre

4.1.6 JAUGES DE DÉFORMATION

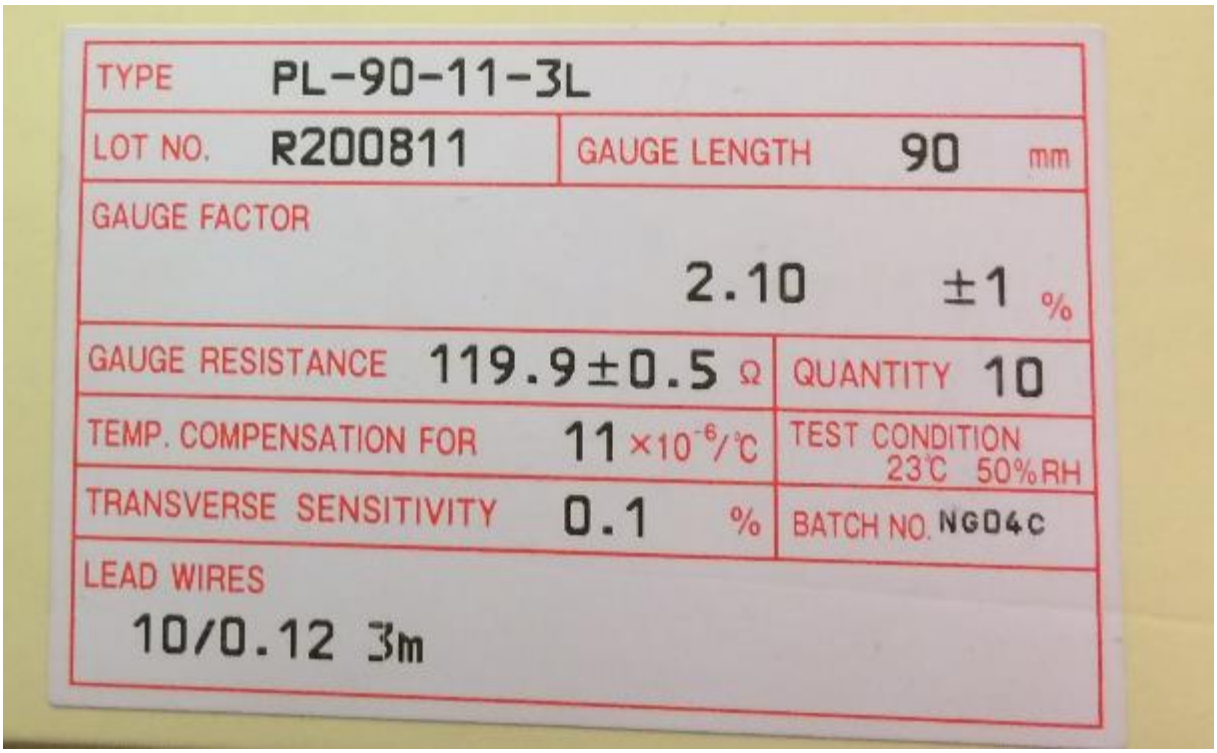


Figure 9-23 –Fiche technique Jauge de déformation

4.1.7 FIBRES DE BRAGG



Figure 9-24 - Fibre de Bragg

4.2 ETUDE SUR PLACEMENT DE JAUGES SUR TORONS NEUFS DANS L'AXE DU FIL OU DU TORON

En vue de valider le processus expérimental d'essais sur torons par jauges de déformations dans l'axe du toron ou dans l'axe d'un fil du toron, nous avons procedé à un test sur un toron neuf (T12,5). Le but de l'essai est de déterminer la méthode la plus adéquate pour dériver le module d'Young du toron d'un essai de traction.

Dans un premier temps, nous avons incrémenté la charge manuellement, puis nous avons programmé l'enregistrement avec augmentation de la charge.

4.2.1 DÉTERMINATION DE LA CHARGE MAXIMALE A APPLIQUER

Vu de la résistance du toron, nous avons décidé d'appliquer un effort maximal de 100 kN, ce qui correspond à une contrainte de 1072 MPa. Sachant que nous travaillons avec un acier de 1860 MPa de limite élastique, nous sommes bien largement en dessous de ce seuil.

4.2.2 CYCLES DE CHARGE – DÉCHARGE

- Premier chargement

Le graphe ci-dessous compare les valeurs obtenues avec l'extensomètre par rapport à celles obtenues avec la jauge alignée avec le toron.

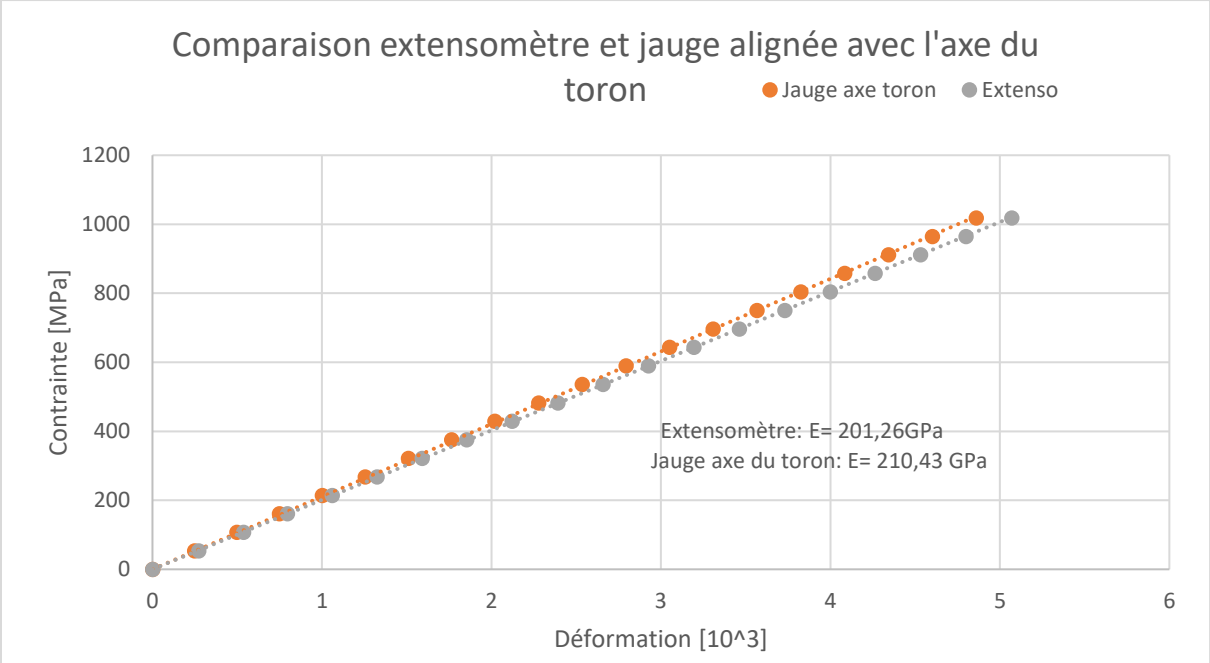


Figure 9-25 - Premier chargement - comparaison extensomètre et jauge alignée avec l'axe du toron

La valeur donnée par l'extensomètre est la valeur "globale", tandis que la valeur donnée par la jauge correspond à un seul fil. Finalement, on obtient une déformation plus grande pour l'extensomètre que pour la jauge alignée avec le fil du toron. Cela peut s'expliquer par le fait que fil droit à l'intérieur du toron est sollicité uniquement via le frottement avec les fils enroulés autour de celui-ci.

Ensuite, on compare la valeur obtenue avec l'extensomètre et celle obtenue par la jauge alignée avec le fil, résultat présenté à la Figure 9-26.

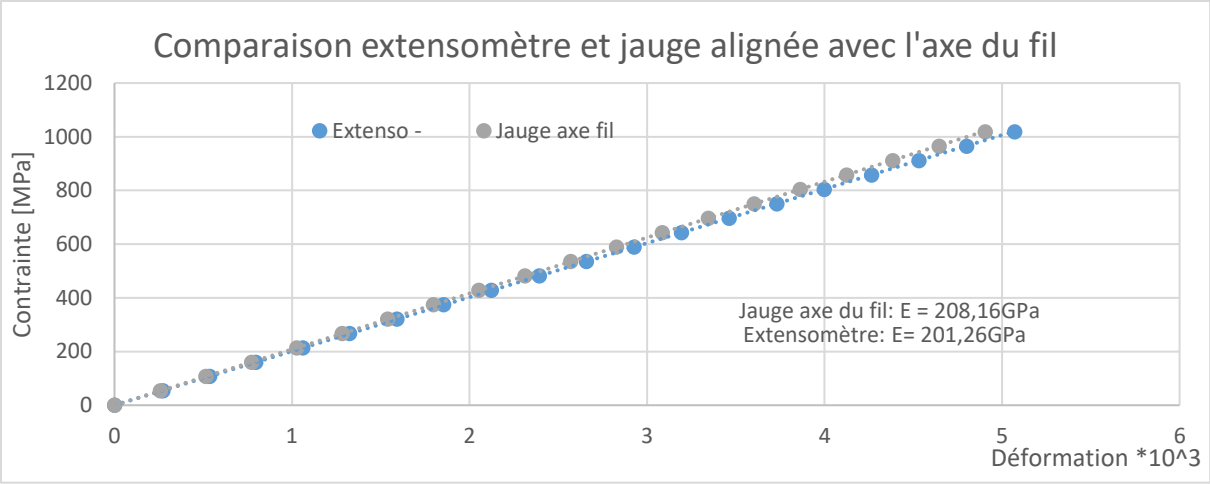


Figure 9-26 - Premier chargement - comparaison extensomètre et jauge alignée avec l'axe du toron

La valeur de E obtenue via les deux jauges sont plus proches que celle de l'extensomètre. Finalement, pour le même niveau de contrainte, la déformation est plus grande dans l'extensomètre. L'intuition favorise le résultat inverse: pour avoir un allongement vertical identique dans les deux cas, étant donné son inclinaison, la jauge de l'axe du fil devra se déformer plus (composantes horizontale et verticale). L'effet inverse observé s'explique par le resserrement des fils enroulés sur le fil vertical. De plus, l'angle d'inclinaison des fils est assez faible.

- Déchargement

Les graphes en Figure 9-27 et en Figure 9-28 présentent les graphes de la section précédente dans le cas du déchargement.

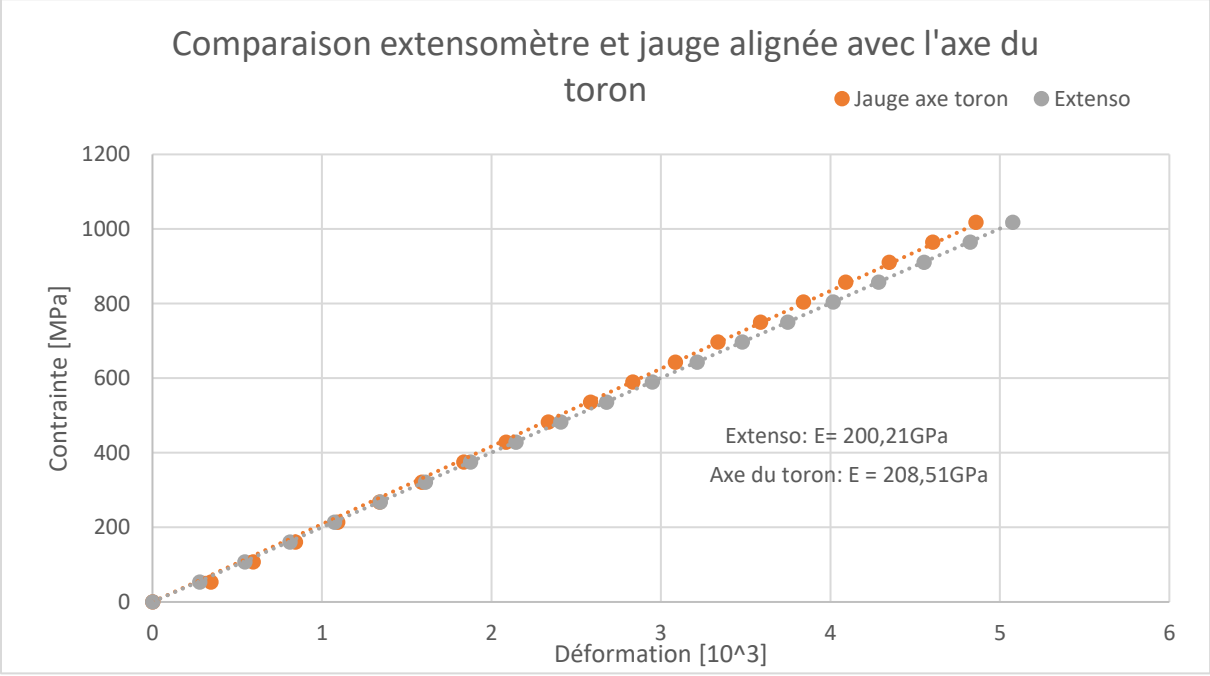


Figure 9-27 - Déchargement - comparaison extensomètre et jauge alignée avec l'axe du toron

Les modules observés ici sont légèrement plus faibles qu'à la charge.

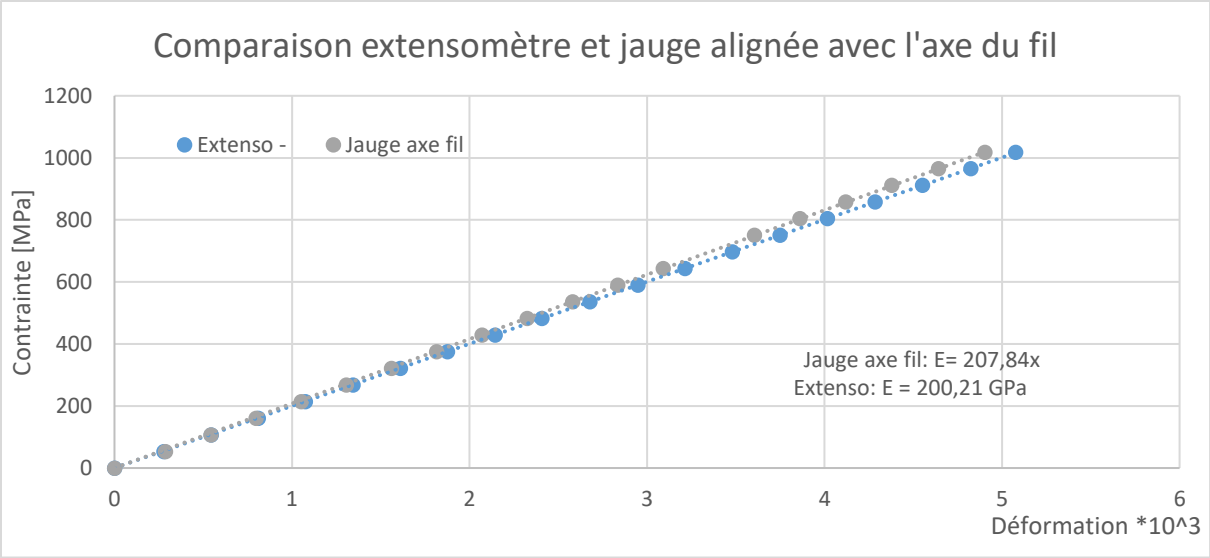


Figure 9-28 - Déchargement - comparaison extensomètre et jauge alignée avec l'axe du fil

- Comparaison des modules obtenus

Le tableau ci-dessous reprend les valeurs obtenues pour les différents modules en fonction du nombre de palliers réalisés.
Les modules sont donnés en GPa.

PALIER	EXTENSO	AXE TORON	AXE FIL
1E CHARGE	201,26	210,43	208,16
1E DÉCHARGE	200,21	208,51	207,84
2E CHARGE	200,87	207,81	207,3
2E DÉCHARGE	200,1	209,6	208,69
VALEUR MOYENNE TOUS CYCLES	201,21	215,31	211,09
VALEUR MOYENNE SANS LES 3 PREMIERS CYCLES	201,13	215,71	211,37

Tableau 9-3 - résumé des modules d'Young obtenus

On constate que les modules sont plus élevés après plusieurs cycles, et que la jauge placée dans l'axe du fil donne un résultat plus proche de l'extensomètre.

4.2.3 OBSERVATION DU PHÉNOMÈNE D'HYSTÉRÉSIS

Etant donné que le toron central est sollicité au frottement par les autres fils qui se resserent autour, on peut se poser la question de la linéarité du phénomène. En effet, il est probable que plus les fils extérieurs sont soumis à un effort important et plus ils se ressèrent autour du fil intérieur, et plus celui-ci a une influence importante du la déformation. Dès lors, un chargement est choisi (le quatrième pour assurer que plusieurs cycles se sont déjà produits avant), et comparer l'exactitude de l'interpolation, pour deux interpolations différentes (concavité vers le bas ou linéaire).

Les courbes de tendance sont générées via Excel et donnent les graphes suivants:

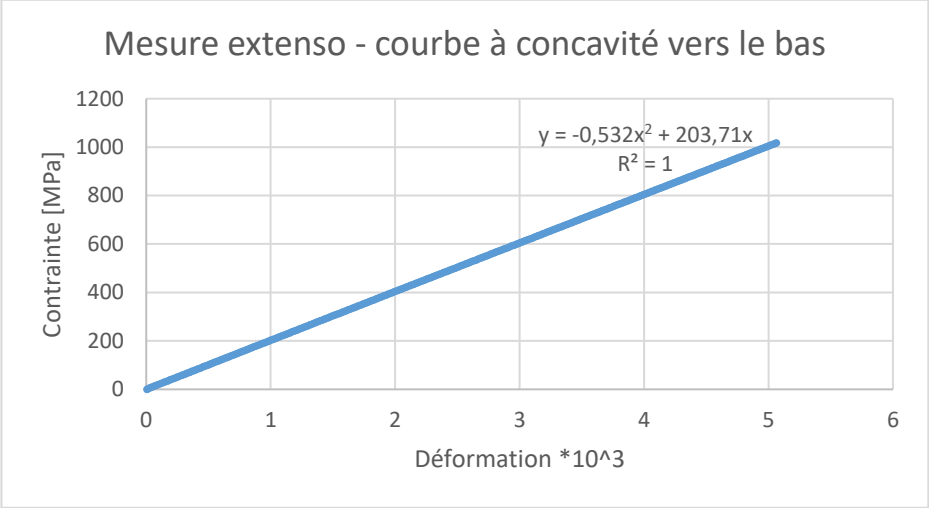


Figure 9-29 - Approximation de la mesure de l'extensomètre à une courbe à concavité vers le bas

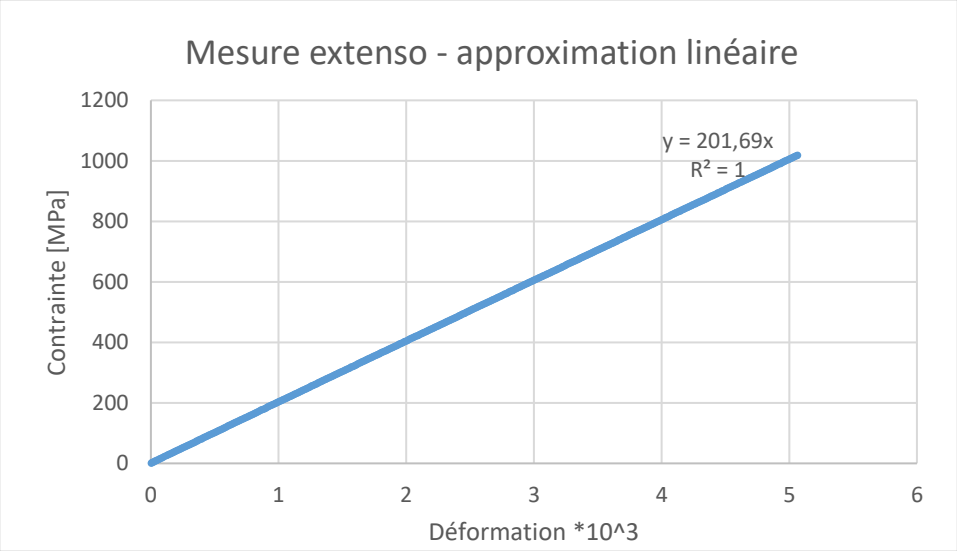


Figure 9-30 - Approximation de la mesure de l'extensomètre à une courbe à concavité vers le bas

L'allure générale étant tout à fait semblable, les coefficients d'exactitude sont comparés. Il vaut 1 dans le cas parabolique, ce qui indique que cette interpolation semble être meilleure que l'interpolation linéaire (qui donne un coefficient R^2 plus faible).

Pour le vérifier, la différence (en valeur absolue) entre l'approximation et la valeur observée est calculée. Ensuite, pour savoir laquelle des approximations est la meilleure, nous ferons une différence entre l'approximation polynomiale et l'approximation linéaire. Si cette différence est négative, l'approximation polynomiale est meilleure au point considéré. Afin de pouvoir comparer les deux approximations, nous cumulerons ensuite les différences positives d'une part, et négatives d'autre part.

La cumulée négative est de 483 et la cumulée positive de 17. Ceci montre clairement que l'approximation via le polynôme de degré deux est nettement meilleure que l'approximation linéaire. Compte tenu de ces conclusions, il n'est pas nécessaire de tester une approximation à concavité vers le haut, car celle-ci s'écarterait encore davantage du polynôme ici considéré.

5 CHAPITRE 5: INTERPRETATION DES RÉSULTATS DE COURBURE

5.1 VALIDATION DES MESURES DÉMEC PAR LES JAUGES

Afin de valider la procédure utilisée avec les Démecs, les résultats de courbure obtenus sont comparés en tenant compte ou non des jauges placées en travée centrale.

Une bonne manière d'observer les divergences entre les deux mesures est d'observer les graphes en tenant compte ou pas des mesures prises avec les jauges, et de comparer les courbures obtenues via les droites de régression. Les droites de régression tiennent ici compte des cinq mesures (Démecs uniquement) ou des six ou sept mesures (Démecs et jauges).

L'erreur sur la courbure, présentée dans les tableaux ci-dessous, est calculée selon la formule suivante:

$$E^2 = \frac{\left(\rho_{sans\ jauge} - \rho_{avecjauge}\right)^2}{\rho^2_{sansjauge}}$$

Lors de la comparaison des mesures, il convient de se rappeler que la résolution des Démecs est de 23 $\mu Strain$, tandis que celle de la jauge est de 1 $\mu Strain$.

5.1.1 INTÉRIEUR

Du côté intérieur de la poutre, une seule jauge est placée entre les Démecs 1 et 2, comme présenté sur la figure suivante (Figure 9-31).

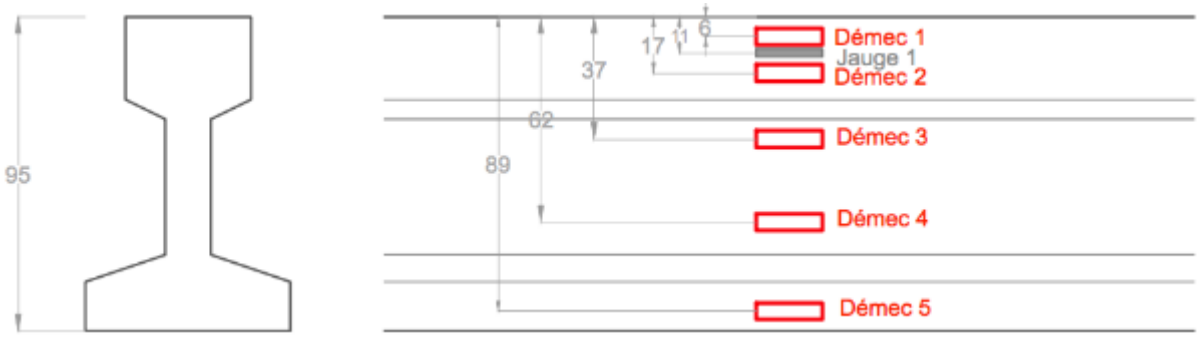


Figure 9-31 - Schéma position Démecs et jauge en travée centrale (intérieur)

Le tableau ci-dessous reprend, pour chaque palier de chargement, la courbure calculée sur base de la droite de régression en tenant compte ou pas de la jauge.

	CHARGE APPLIQUÉE [KN]	COURBURE [1/M] AVEC JAUGES	COURBURE [1/M] SANS JAUGES	ERREUR COURBURE
1E CYCLE	10	4,75E-05	4,71E-05	**0,006%**
	20	9,59E-05	8,92E-05	**0,568%**
	30	1,37E-04	1,34E-04	**0,075%**
	50	2,60E-04	2,56E-04	**0,031%**
2E CYCLE	10	6,13E-05	5,69E-05	**0,620%**
	20	1,06E-04	1,05E-04	**0,006%**
	30	1,88E-04	1,80E-04	**0,210%**
	40	2,28E-04	2,22E-04	**0,078%**
	50	2,80E-04	2,78E-04	**0,009%**
	60	3,59E-04	3,56E-04	**0,008%**
	70	4,35E-04	4,51E-04	**0,128%**
	80	4,81E-04	4,82E-04	**0,000%**
	90	5,59E-04	5,75E-04	**0,079%**
	100	6,49E-04	6,59E-04	**0,022%**
	110	7,33E-04	7,42E-04	**0,016%**
	120	8,18E-04	8,29E-04	**0,018%**
	130	8,86E-04	9,01E-04	**0,026%**
	140	9,95E-04	1,01E-03	**0,012%**
	150	1,12E-03	1,13E-03	**0,014%**
3E CYCLE	20	7,08E-05	7,76E-05	**0,755%**
	40	1,92E-04	1,97E-04	**0,063%**
	60	3,12E-04	3,21E-04	**0,070%**
	80	4,66E-04	4,73E-04	**0,022%**
	100	6,17E-04	6,26E-04	**0,017%**
	120	7,63E-04	7,74E-04	**0,020%**
	140	9,21E-04	9,36E-04	**0,027%**
	160	9,98E-04	9,89E-04	**0,007%**
			MAXIMUM	**0,75%**

Tableau 9-4 - L/2 int. : Erreur relative sur la courbure en compte ou pas de la jauge

Le tableau précédent indique une erreur de maximum 0,75% sur la courbure, ce qui valide que les mesures des Démecs correspondent bien aux mesures de la jauge. Néanmoins, la droite de régression tenant compte des six mesures, le poids de la mesure de la jauge est limité dans la détermination de la droite, il convient donc d'analyser et de comparer également les graphes obtenus.

- Les Figure 9-32 et Figure 9-33 présentent les mesures obtenues au premier cycle avec et sans jauges. Compte tenu de la résolution des instruments, les mesures semblent correspondre;

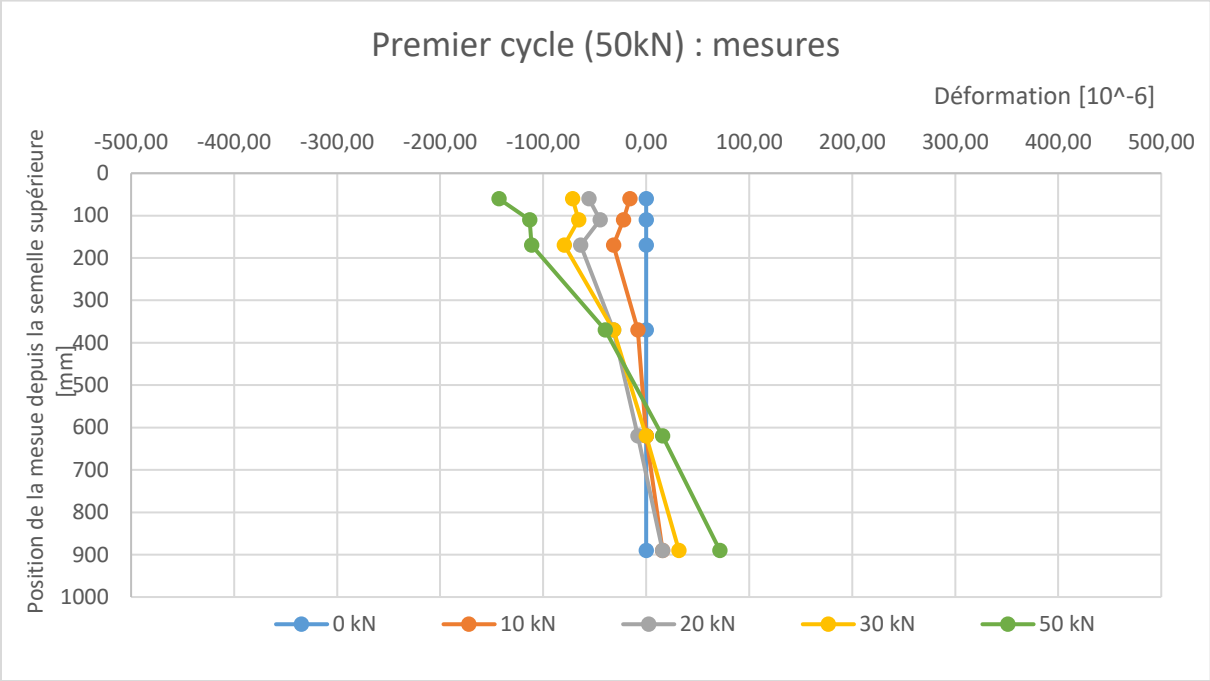


Figure 9-32 - 1e cycle (L/2 int) avec jauges

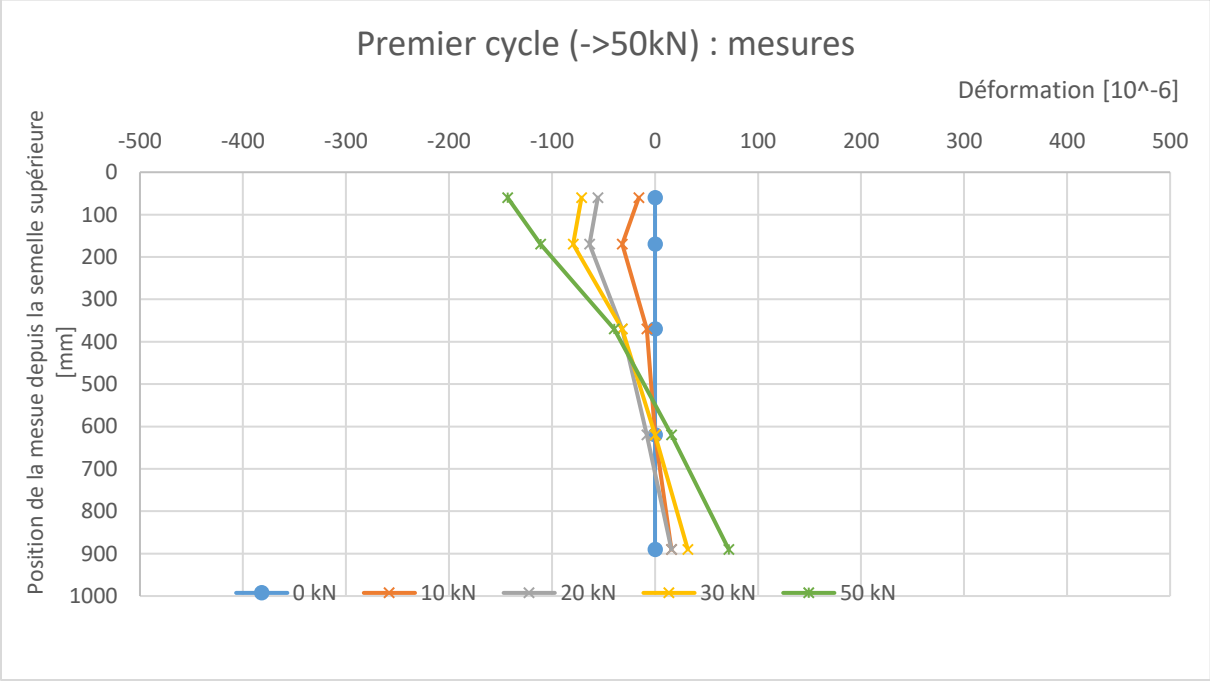


Figure 9-33 - 1e cycle (L/2 int) SANS JAUGES

- Les Figure Figure 9-34 et Figure 9-35présentent les mesures du deuxième cycle, les conclusions précédentent sont toujours valables (les mesures correspondent);

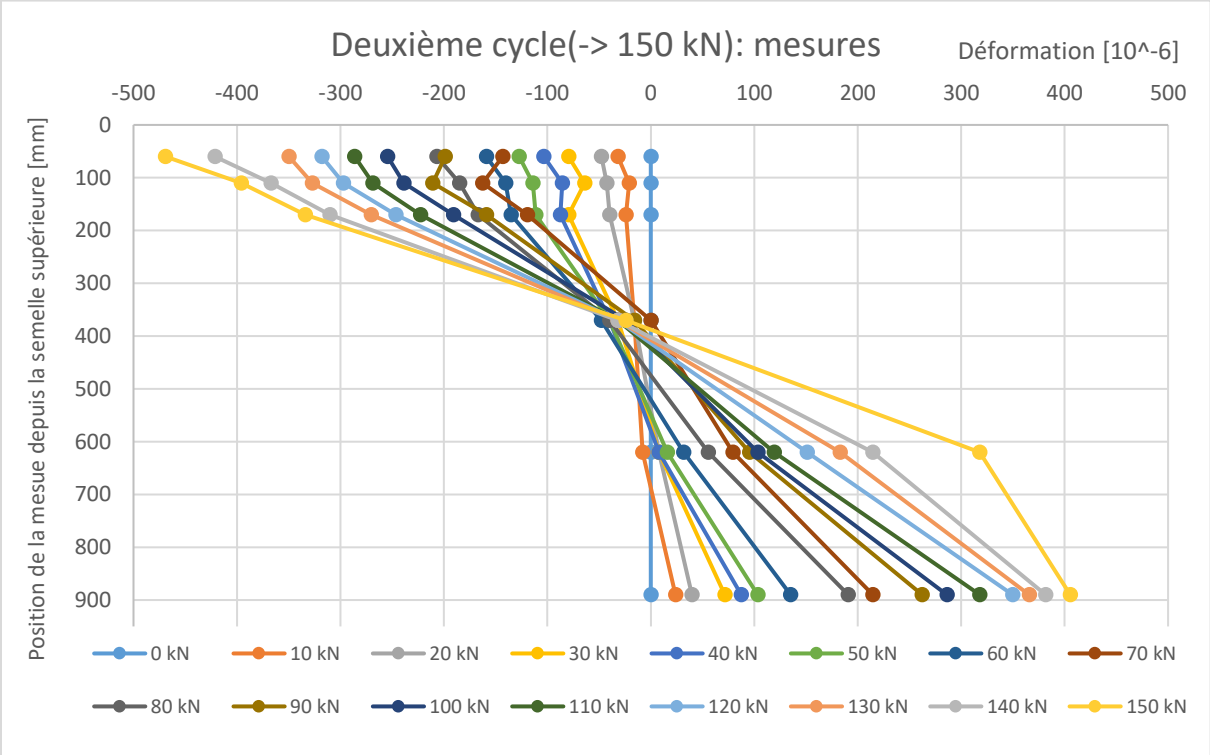


Figure 9-34 - 2e cycle (L/2 int) avec jauges

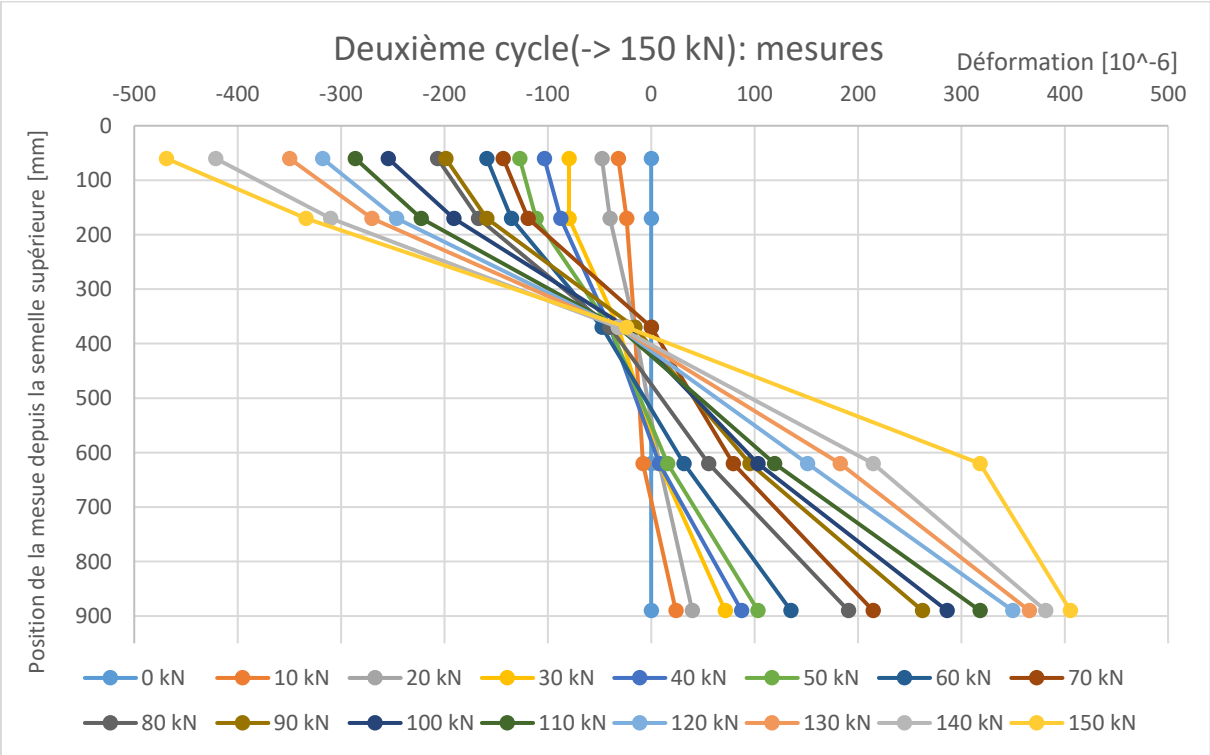


Figure 9-35 - 2e cycle (L/2 int) sans jauges

- Les Figure 9-36 et Figure 9-37confirment les observations dans le cas du troisième cycle.

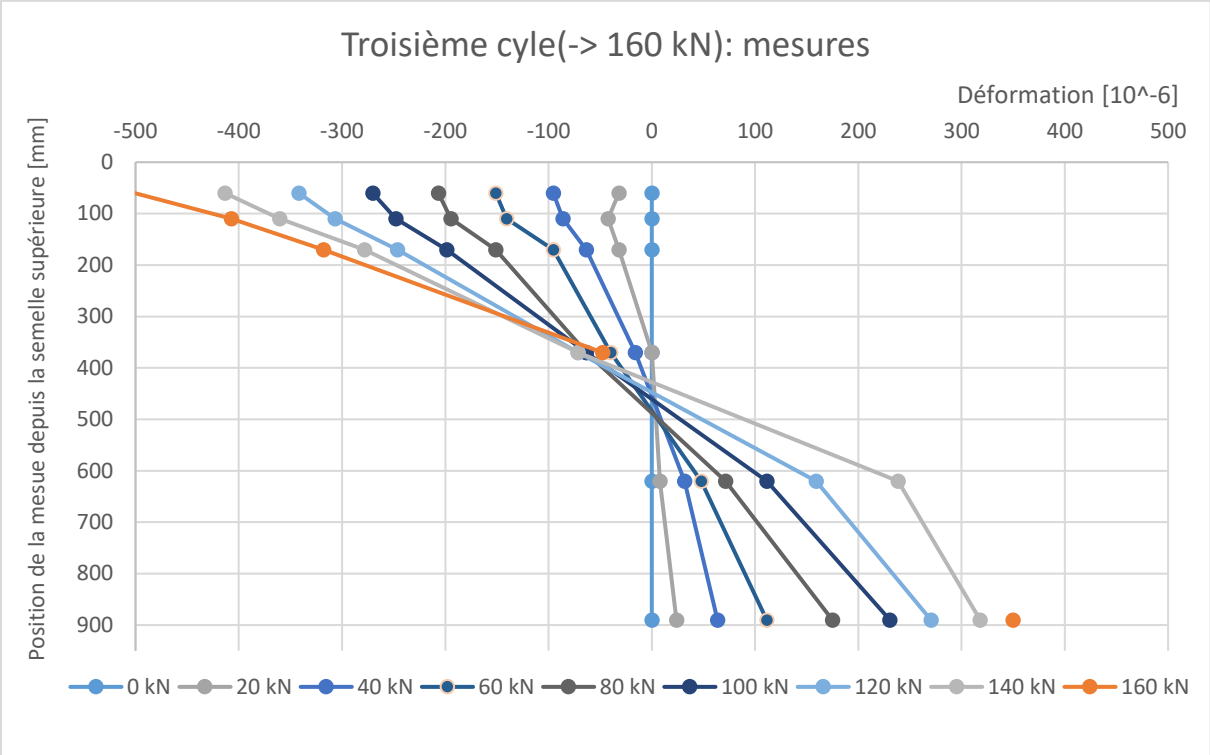


Figure 9-36 - 3e cycle (L/2 int) avec jauges

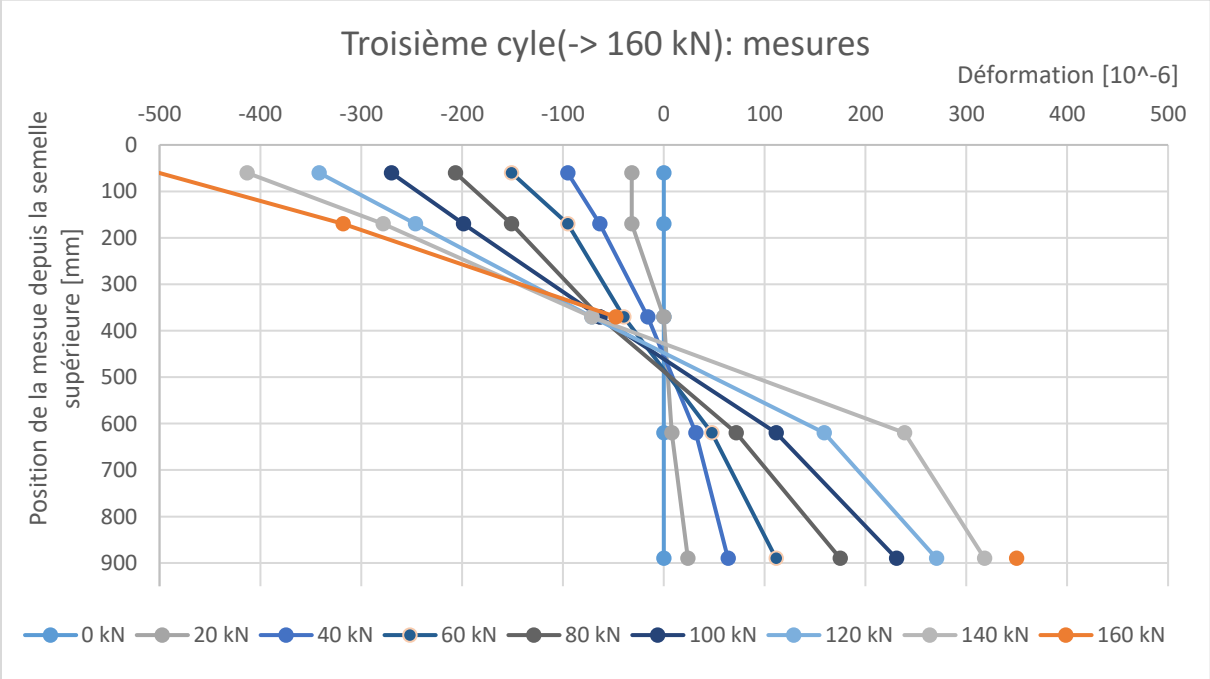


Figure 9-37 - 3e cycle (L/2 int) sans jauges

5.1.2 EXTÉRIEUR

Du côté extérieur de la poutre, deux jauges sont placées: la première entre les Démecs 1 et 2, et la deuxième entre les Démecs 2 et 3, comme présenté à la Figure 9-38.

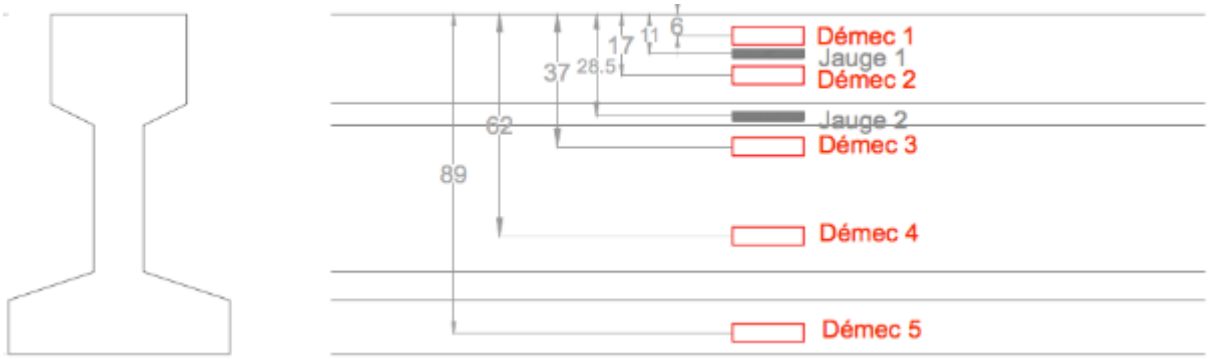


Figure 9-38 - Position des Démecs et jauges en travée centrale (extérieur)

Le Tableau 9-5 résume, comme dans le cas des mesures intérieures, les courbures mesurées via les droites de régression en tenant compte ou non des jauges.

	CHARGE APPLIQUÉE [KN]	COURBURE (< DROITE REG.) [1/M] AVEC JAUGES	COURBURE (< DROITE REG.) [1/M] SANS JAUGES	ERREUR
1E CHARGE	10	7,25E-05	7,27E-05	**0,00039%**
	20	1,35E-04	1,41E-04	**0,19828%**
	30	1,82E-04	1,83E-04	**0,00649%**
	40	2,47E-04	2,45E-04	**0,00313%**
	50	2,98E-04	2,97E-04	**0,00258%**
2E CHARGE	10	2,97E-05	3,03E-05	**0,04177%**
	20	1,11E-04	1,13E-04	**0,03429%**
	30	1,77E-04	1,82E-04	**0,07342%**
	40	2,20E-04	2,25E-04	**0,04235%**
	50	2,84E-04	2,85E-04	**0,00173%**
	60	3,53E-04	3,54E-04	**0,00145%**
	70	4,30E-04	3,98E-04	**0,63622%**
	80	4,97E-04	4,68E-04	**0,37572%**
	90	5,52E-04	5,27E-04	**0,22793%**
	100	6,07E-04	5,84E-04	**0,16257%**
	110	6,71E-04	6,49E-04	**0,11338%**
	120	7,27E-04	7,05E-04	**0,09674%**
	130	7,74E-04	7,48E-04	**0,12714%**
	140	8,12E-04	7,84E-04	**0,12184%**
	150	8,68E-04	8,42E-04	**0,09309%**
3E CHARGE	20	1,07E-04	1,06E-04	**0,00714%**
	40	2,26E-04	2,32E-04	**0,06595%**
	60	3,35E-04	3,33E-04	**0,00339%**
	80	4,35E-04	4,34E-04	**0,00037%**
	100	5,45E-04	5,43E-04	**0,00147%**
	120	6,51E-04	6,46E-04	**0,00616%**
	140	7,54E-04	7,50E-04	**0,00257%**
	160	7,81E-04	7,83E-04	**0,00043%**
			MAXIMUM	**0,636%**

Tableau 9-5 - L/2 ext. : Erreur relative sur la courbure en compte ou pas des jauges

A nouveau, les erreurs semblent tout à fait acceptables, d'autant plus que de ce côté, deux jauges sont placées en plus des Démecs. Elles ont donc plus de poids dans le calcul de la régression.

- Les mesures du premier cycle (Figure 9-39 et Figure 9-40) correspondent, ce qui complète l'observation de l'erreur minime (maximum 0,2%);

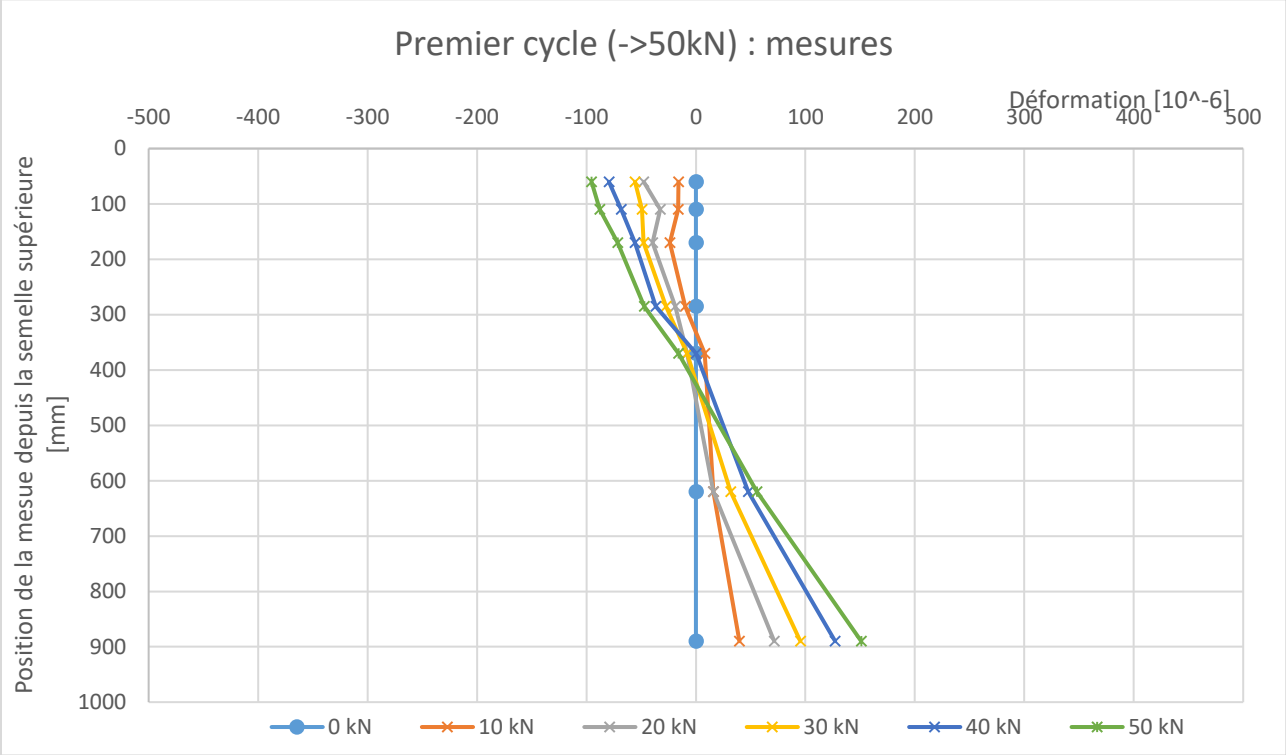


Figure 9-39 - 1e cycle (L/2 ext) avec jauges

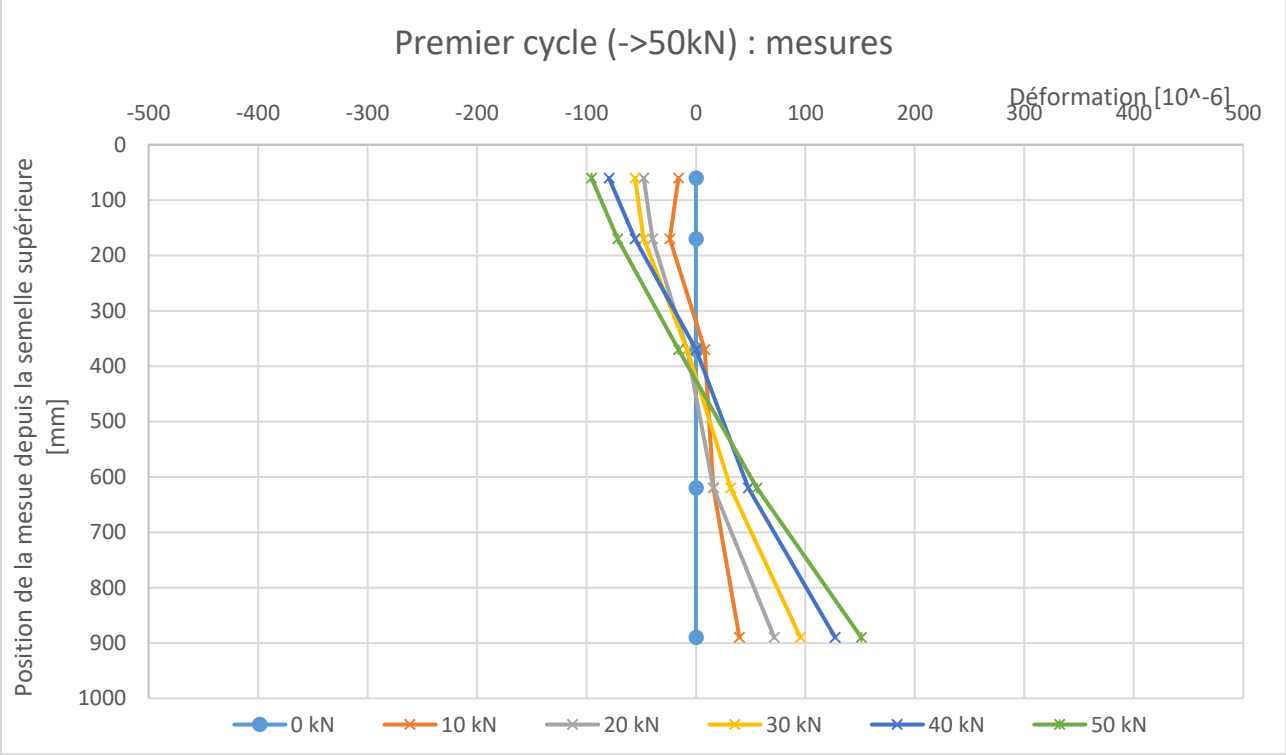


Figure 9-40 - 2e cycle (L/2 ext) sans jauges

- Les mesures du second cycle (Figure 9-41 et Figure 9-42) varient un peu plus que dans le premier cas, c'est pourquoi les erreurs sur la courbure sont plus importantes (maximum 0,63%);

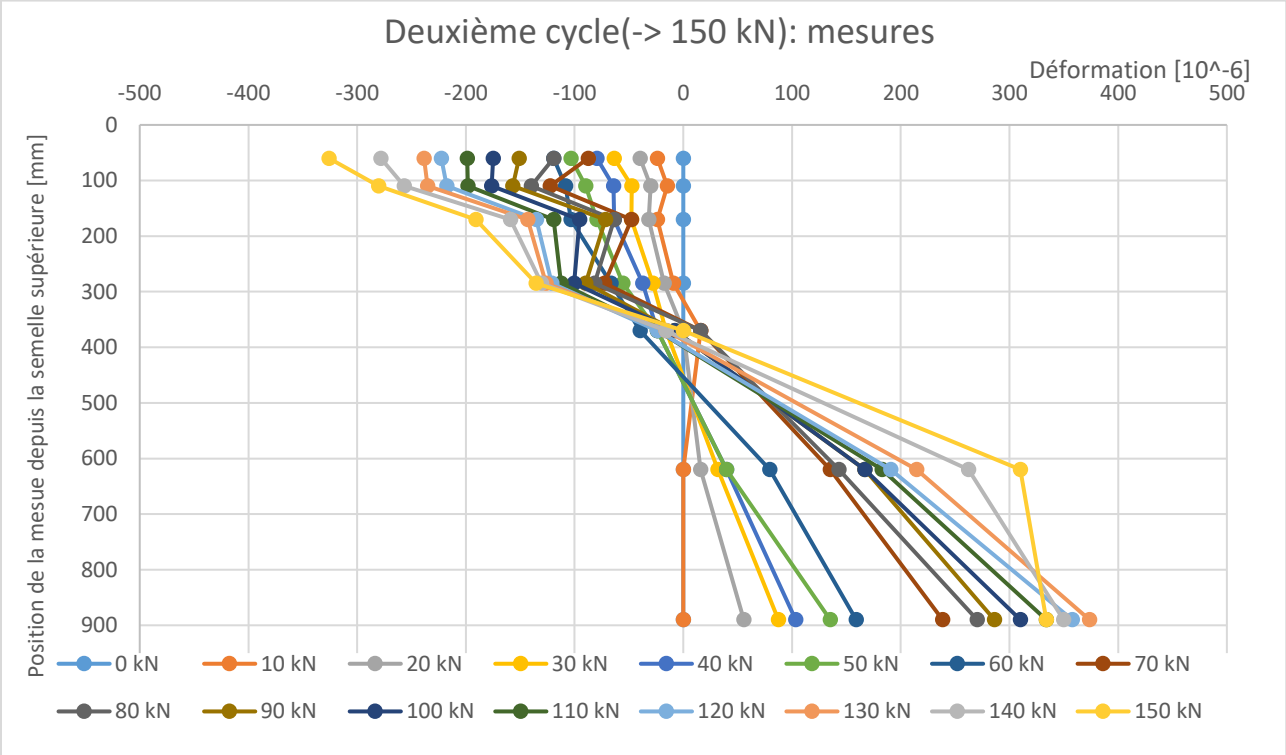


Figure 9-41 - 2e cycle (L/2 ext) avec jauges

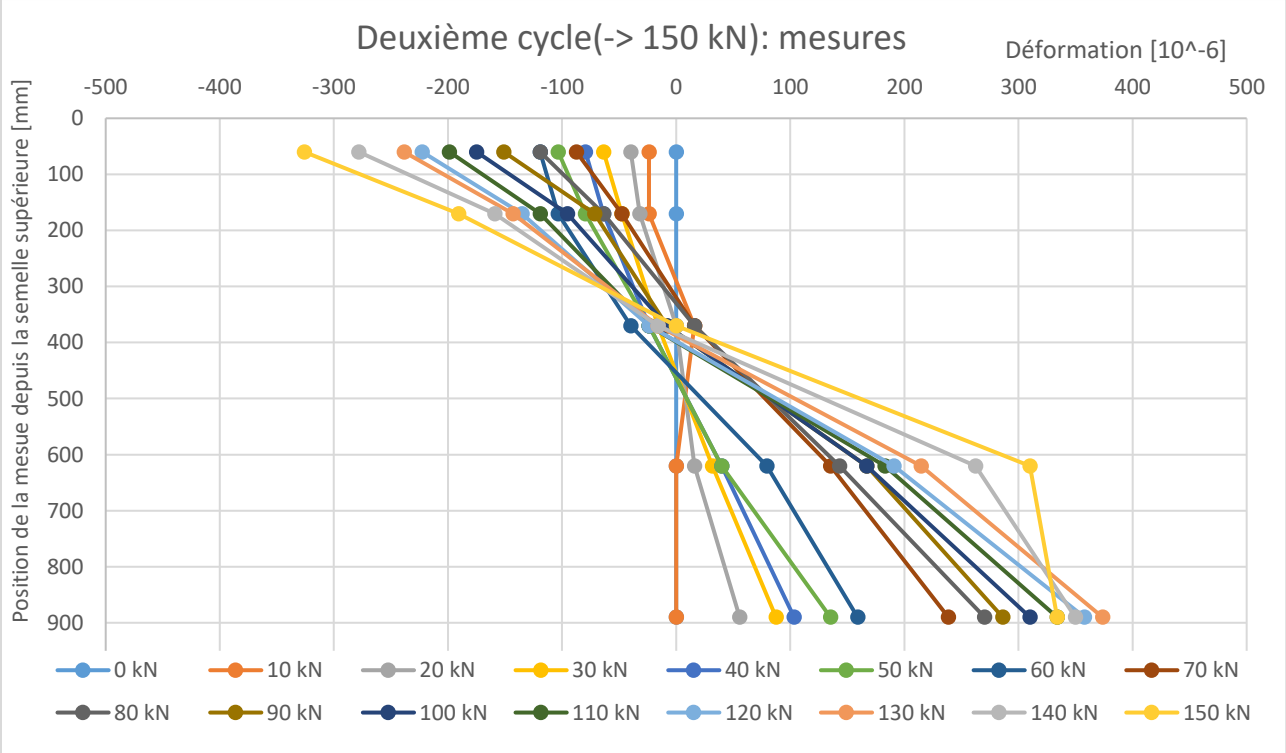


Figure 9-42 - 2e cycle (L/2 ext) sans jauges

- Visuellement, les mesures du troisième cycle (Figure 9-43 et Figure 9-44) correspondent, et ceci est bien vérifié par l'erreur maximale de 0,09%.

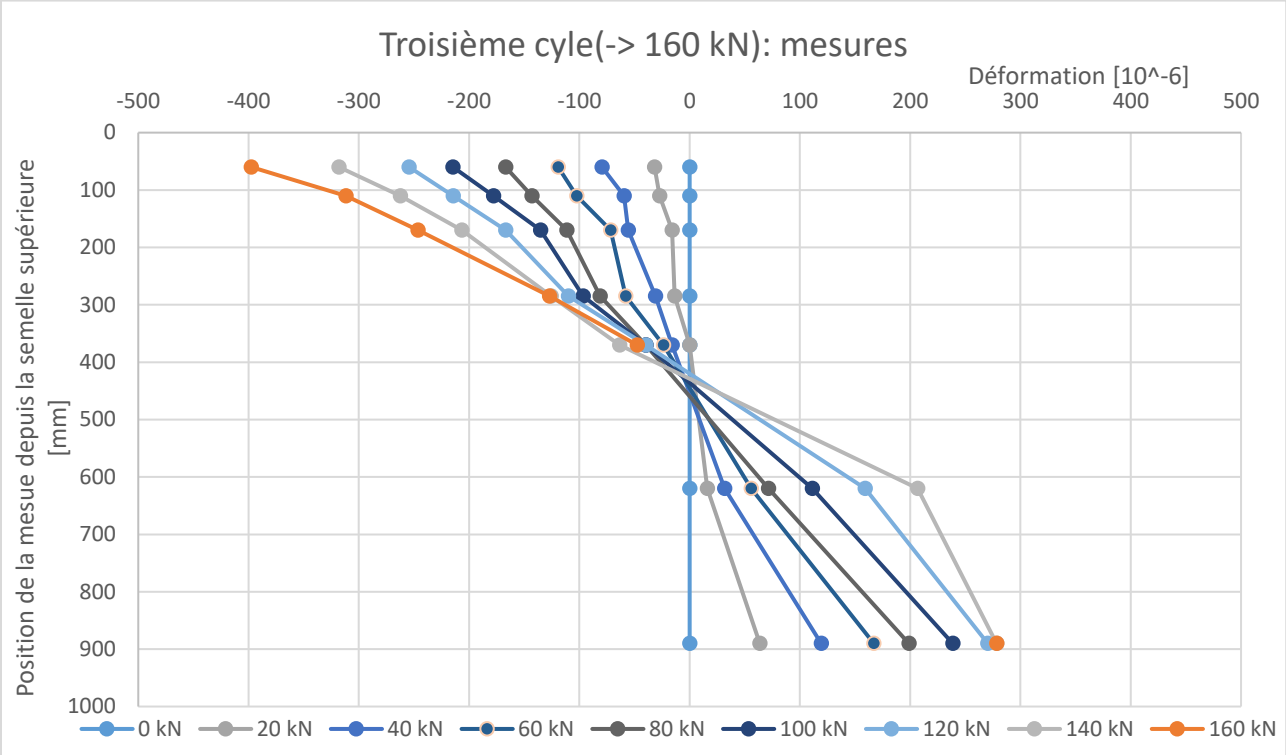


Figure 9-43 - 3e cycle (L/2 ext) avec jauges

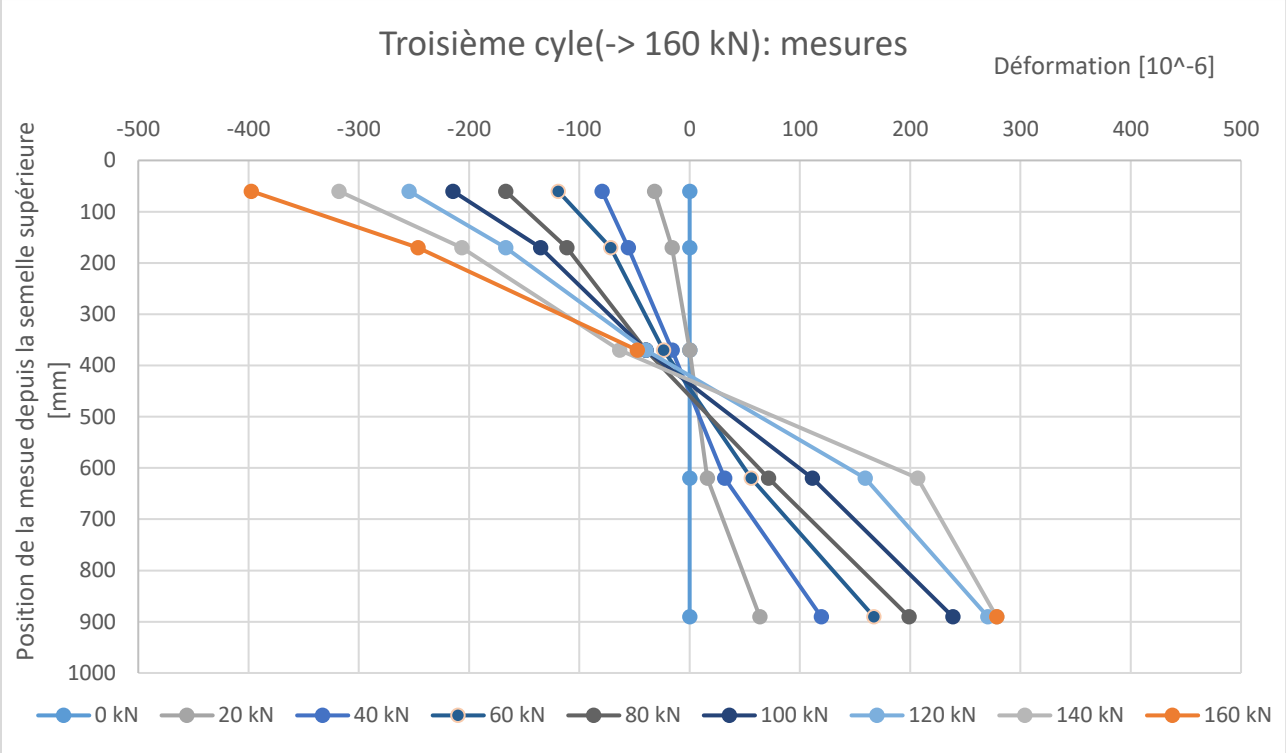


Figure 9-44 - 3e cycle (L/2 ext) sans jauges

5.2 PRÉSENTATION DES DIAGRAMMES POSITION – DÉFORMATION NON EXPOSÉS DANS LE CHAPITRE 4

Le lecteur attentif remarquera que les échelles utilisées sur les graphes sont chaque fois les mêmes pour un même système, mais que selon la position du système, l'échelle utilisée varie.

Les dispositions des Démecs et fibres de Bragg sont rappelées aux figures ci-dessous.

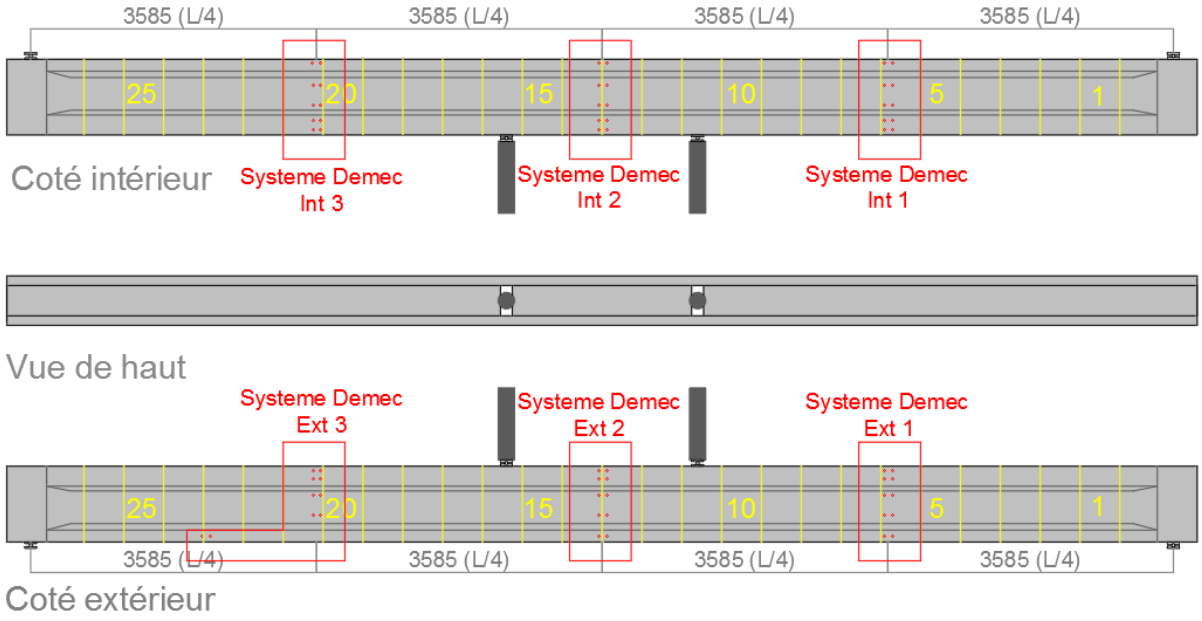


Figure 9-45 - Positions des systèmes Démec sur la poutre

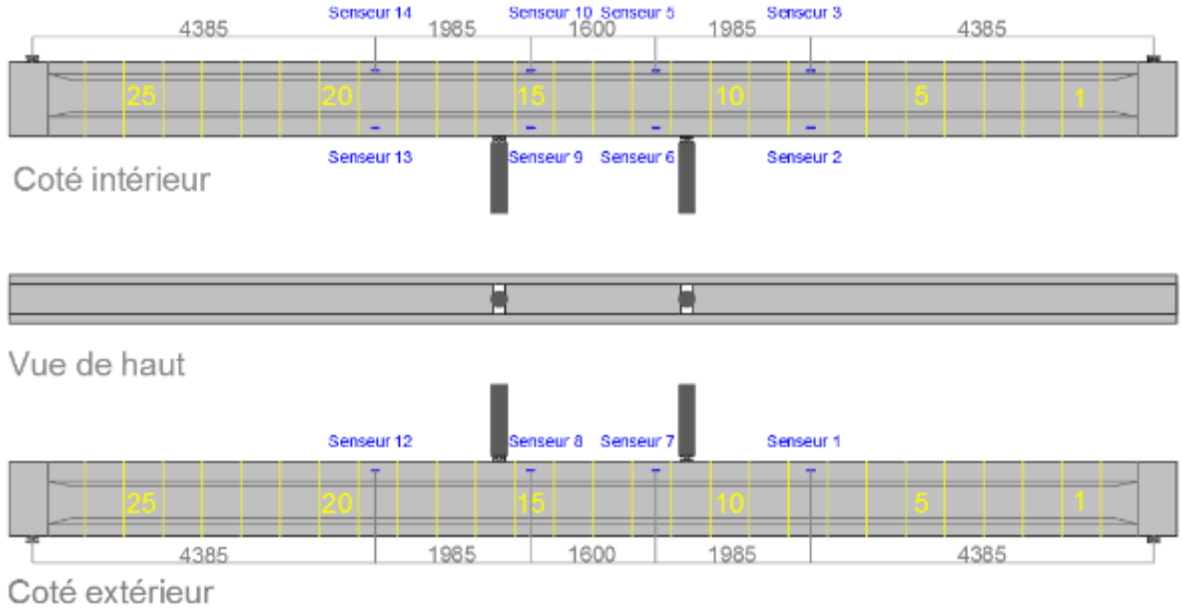


Figure 9-46 – Rappel : disposition des mesures Bragg

5.2.1 DÉMEC 1 : L/4

- Intérieur

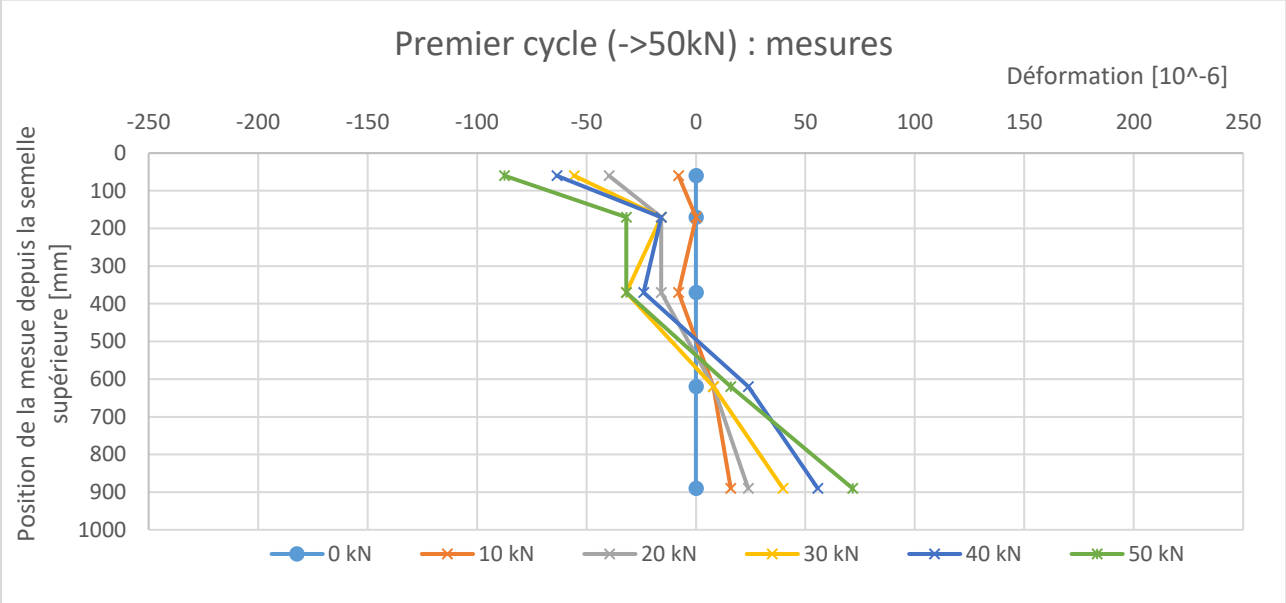


Figure 9-47 - Démec 1- int : Premier cycle

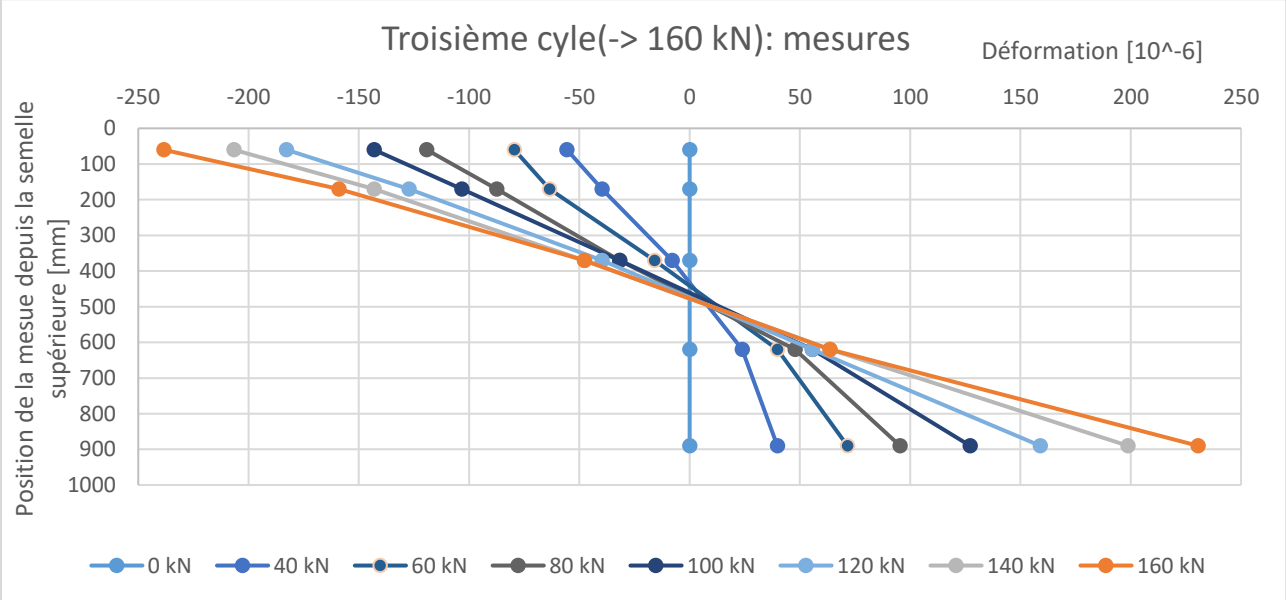


Figure 9-48 - Démec 1- int : Troisième cycle

- Extérieur

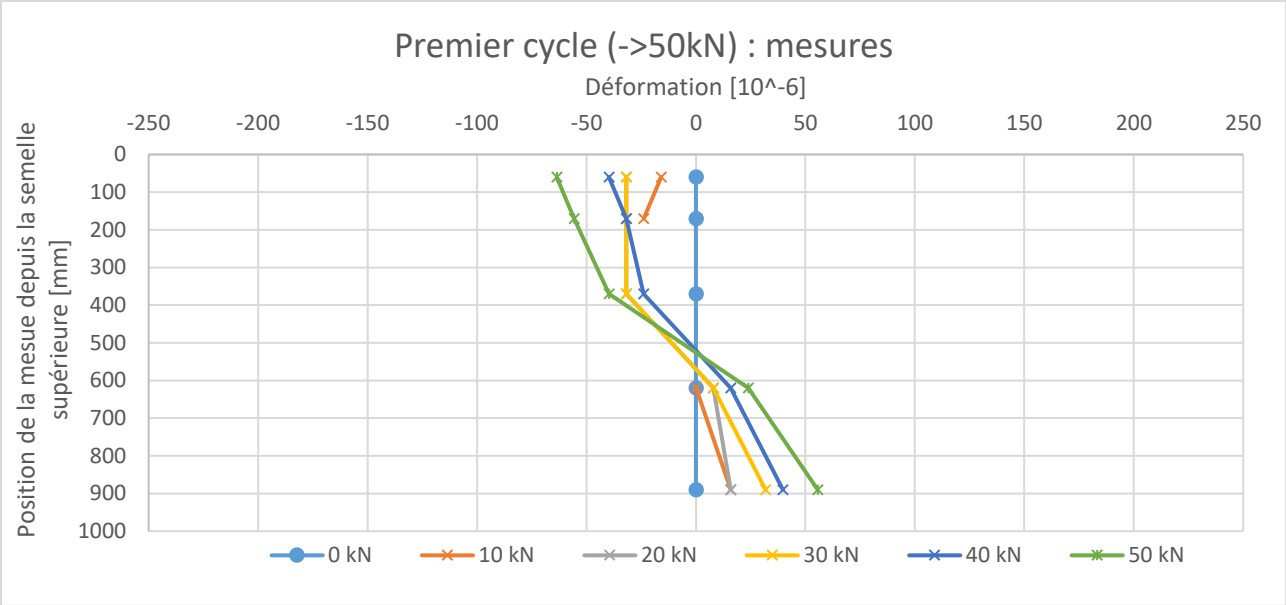


Figure 9-49 - Démec 1- Ext : Premier cycle

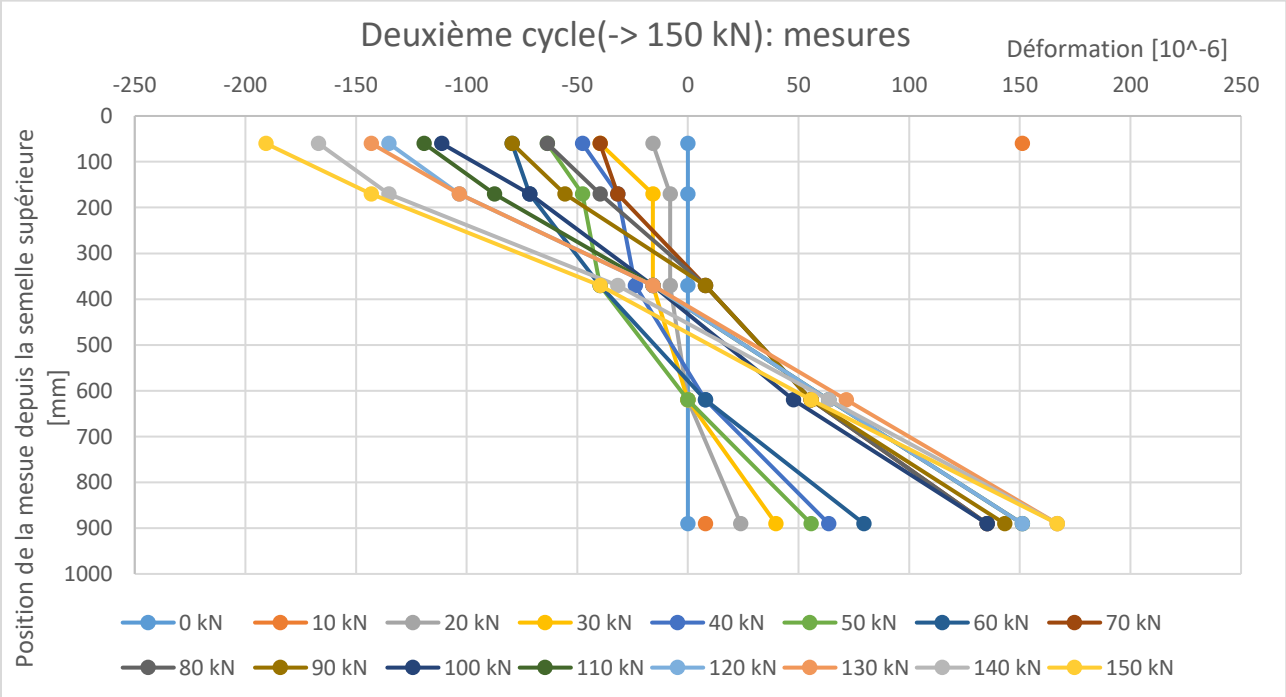


Figure 9-50 - Démec 1- Ext : Deuxième cycle

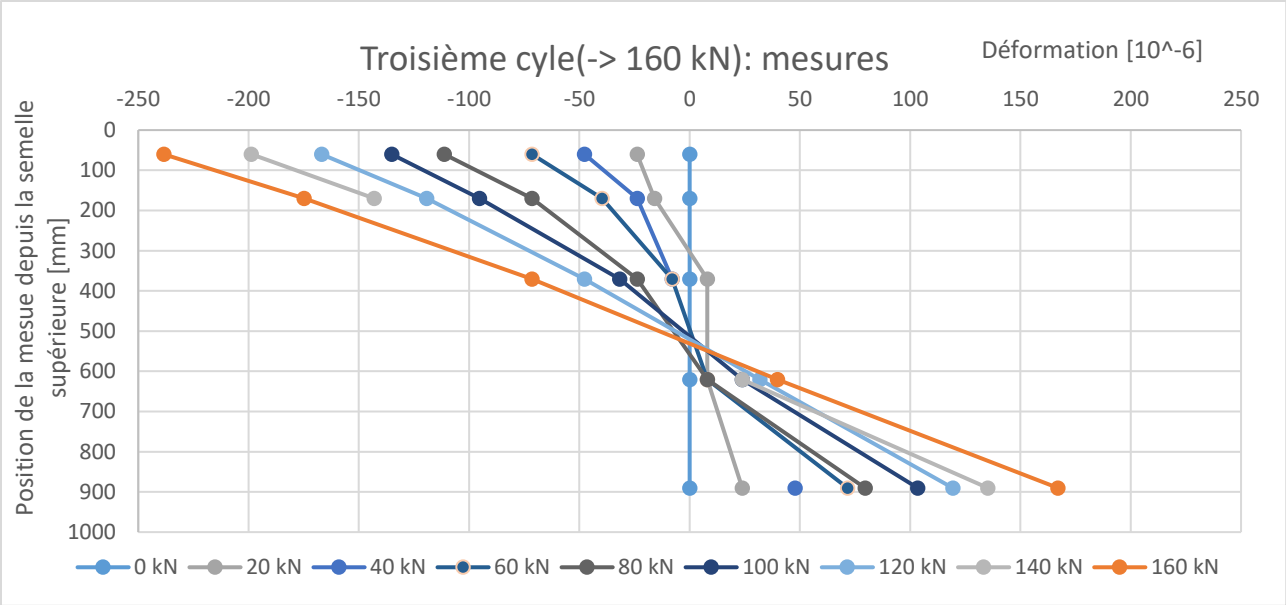


Figure 9-51 - Démec 1- Ext : Troisième cycle

5.2.2 DÉMEC 2 : L/2

- Intérieur

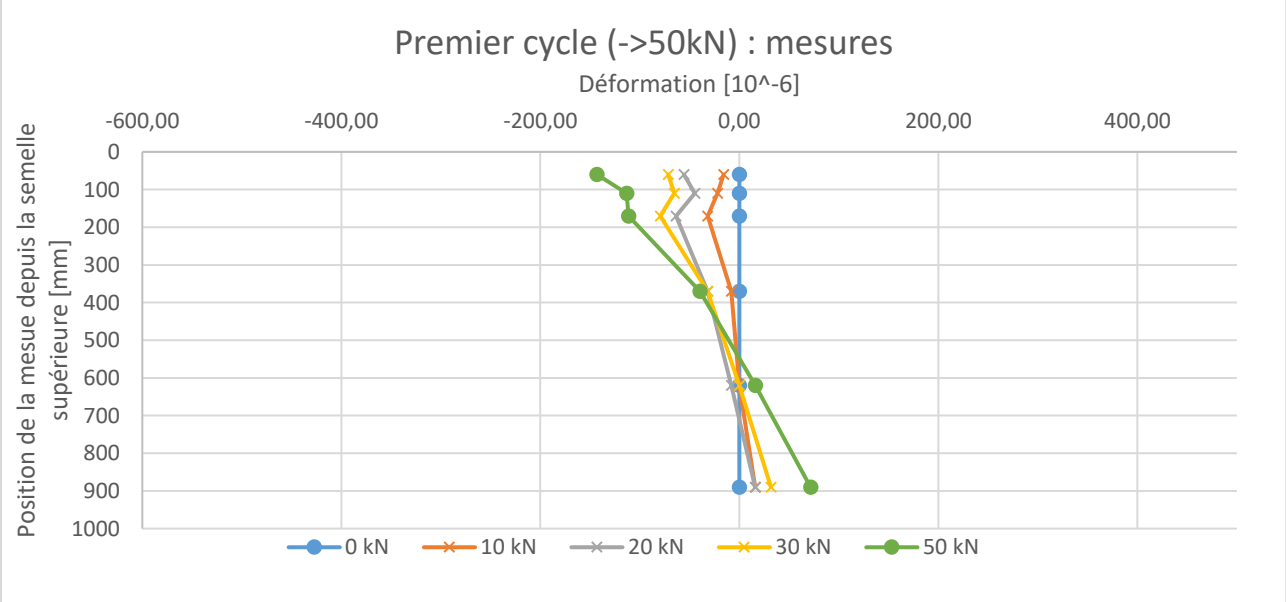


Figure 9-52 - Démec 2- int : Premier cycle

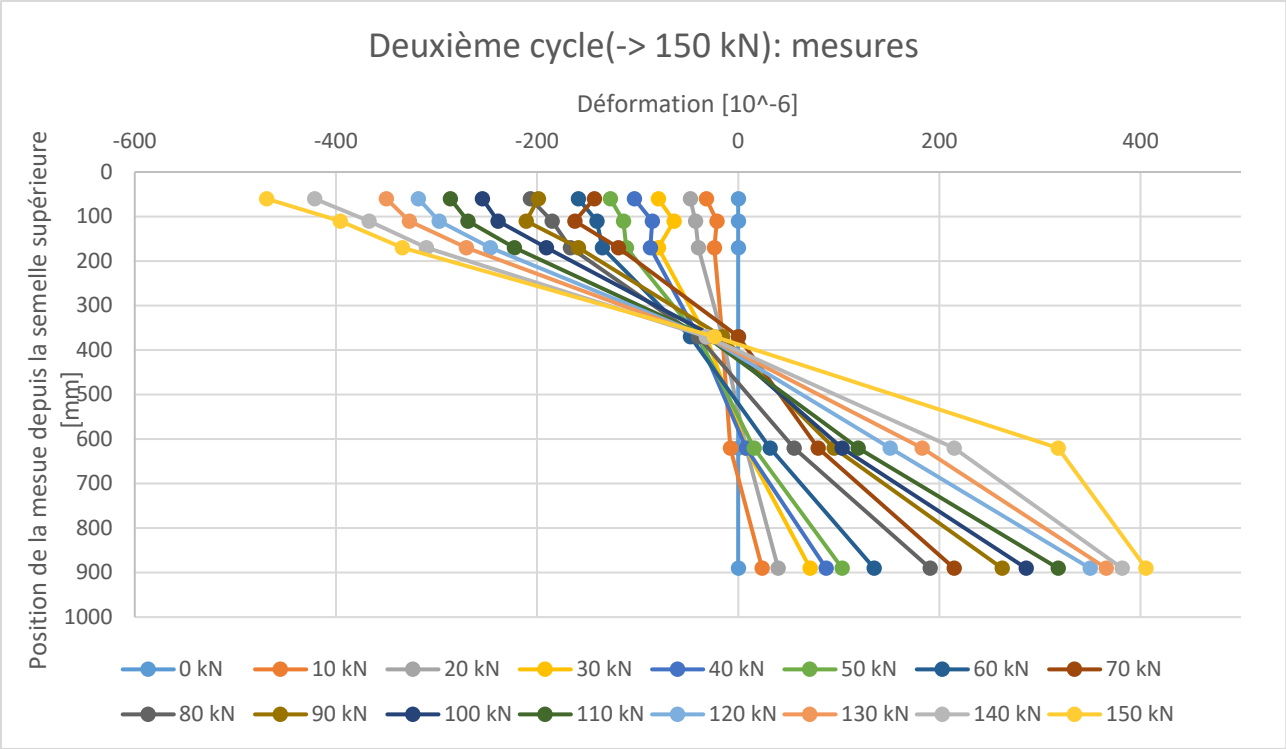


Figure 9-53 - Démec 2- int : Deuxième cycle

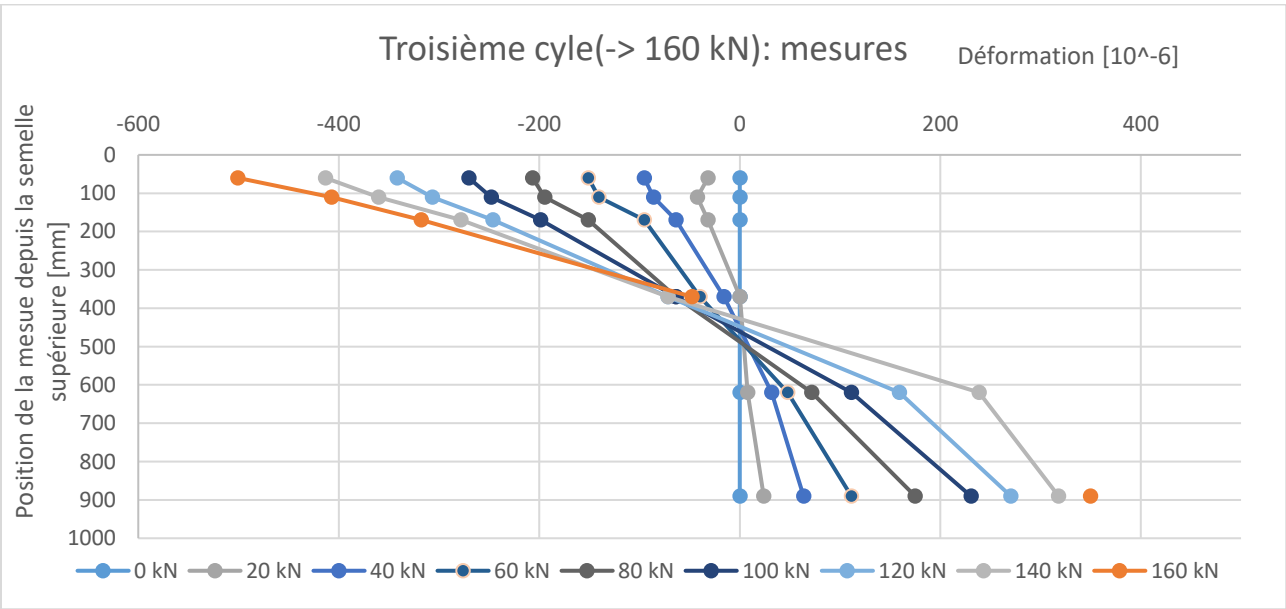


Figure 9-54 - Démec 2- int : Troisième cycle

- Extérieur

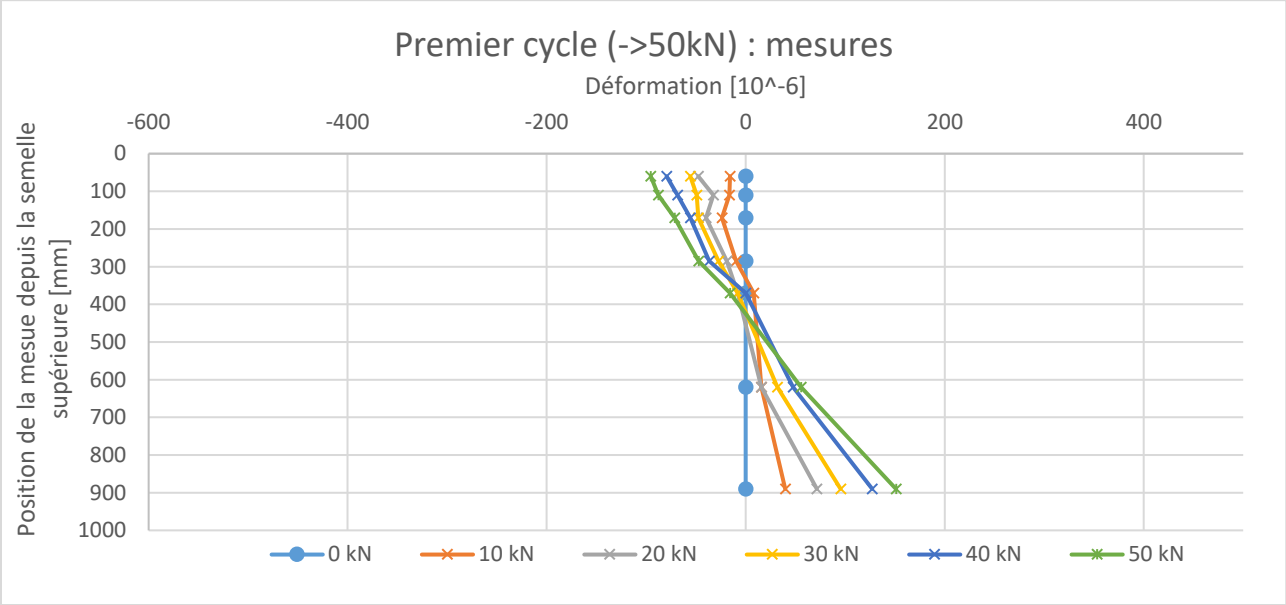


Figure 9-55 - Démec 2- Ext : Premier cycle

5.2.3 DÉMEC 3 : 3L/4

- Intérieur

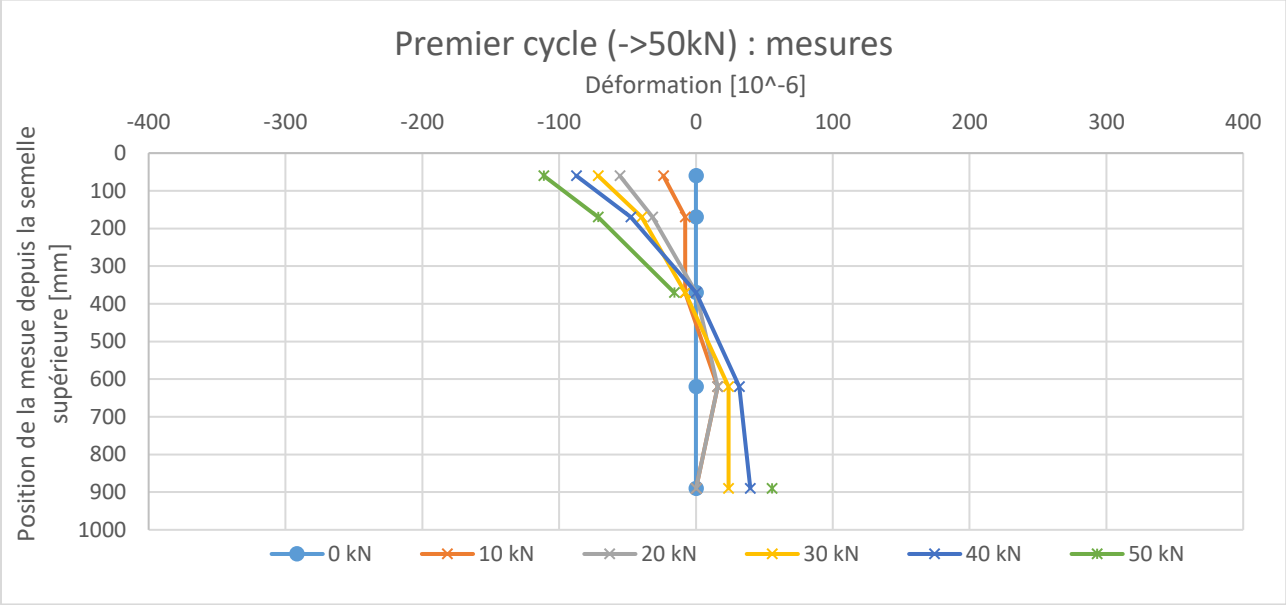


Figure 9-56 - Démec 3- int : Premier cycle

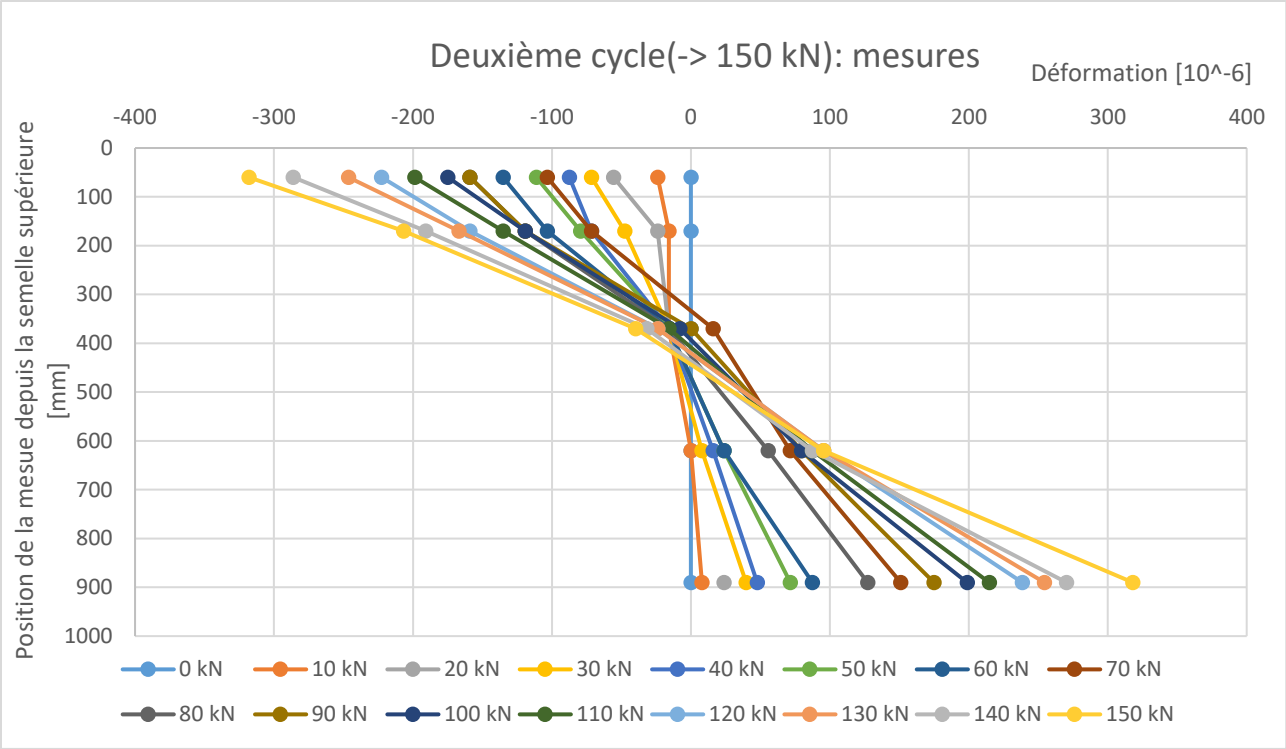


Figure 9-57 - Démec 3- int : deuxième cycle

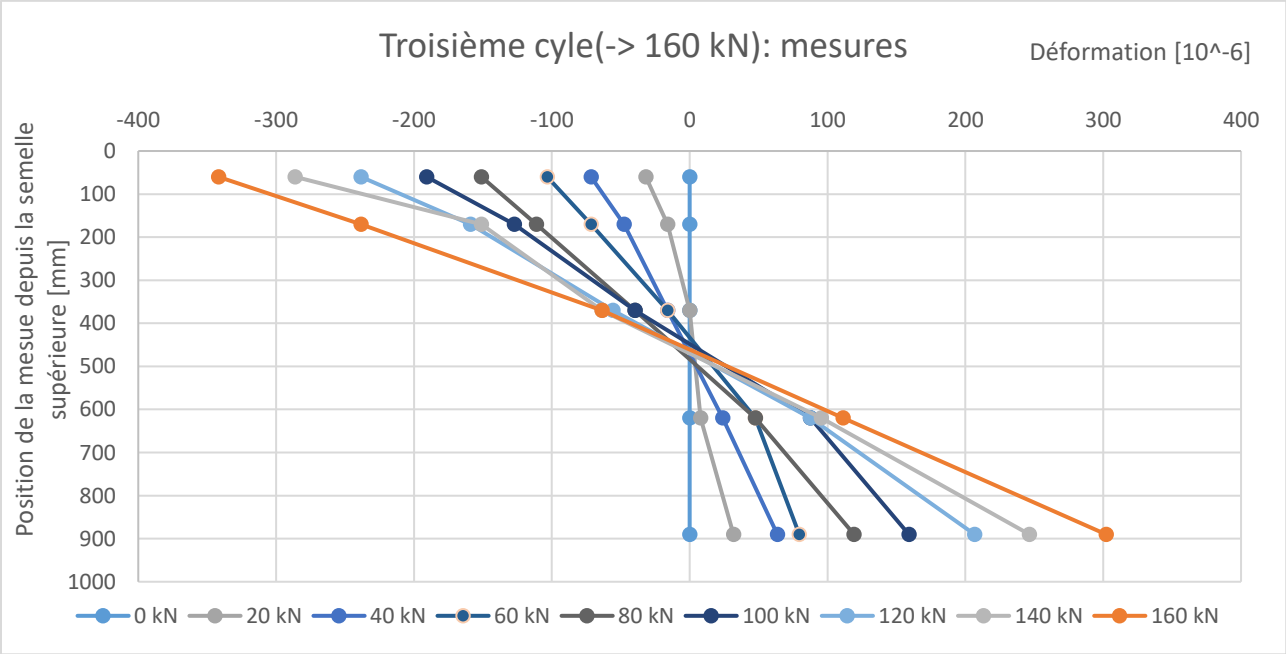


Figure 9-58 - Démec 3- int : Troisième cycle

- Extérieur

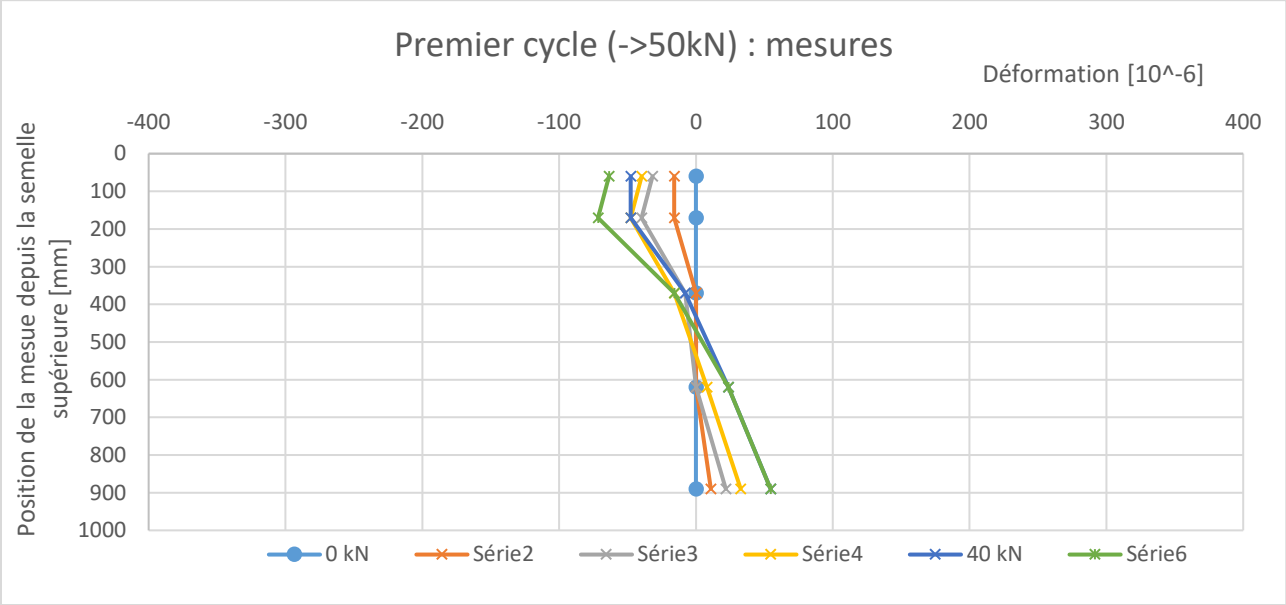


Figure 9-59 - Démec 3- ext : Premier cycle

5.2.4 BRAGG 4,385M : SENSEURS 2 ET 3

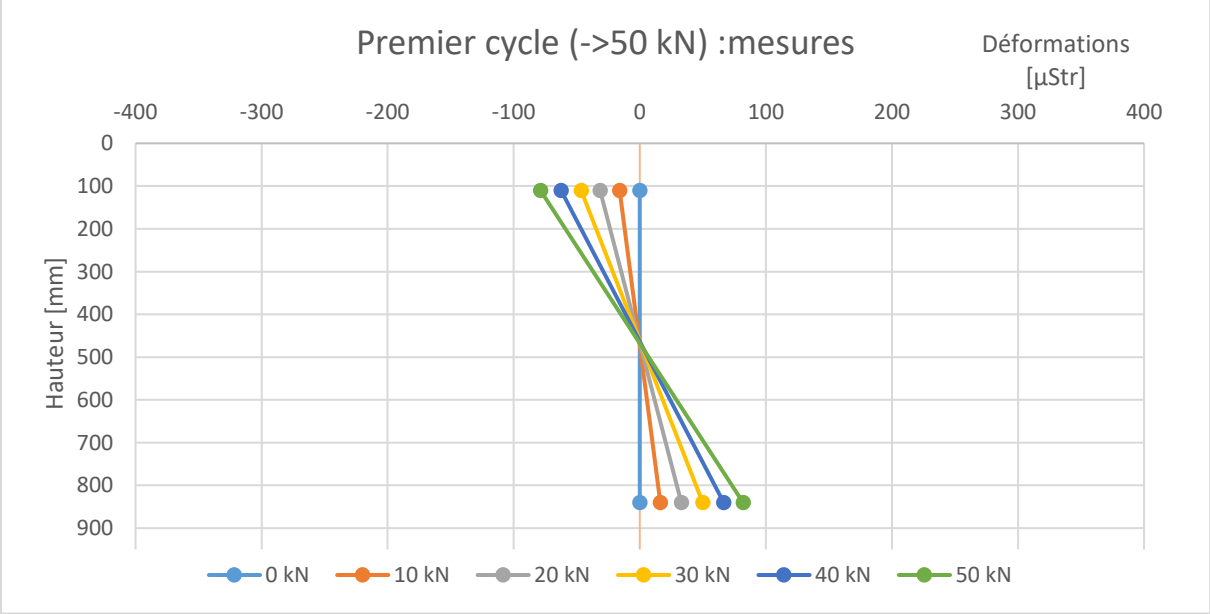


Figure 9-60 – Bragg 4,385 m : premier cycle

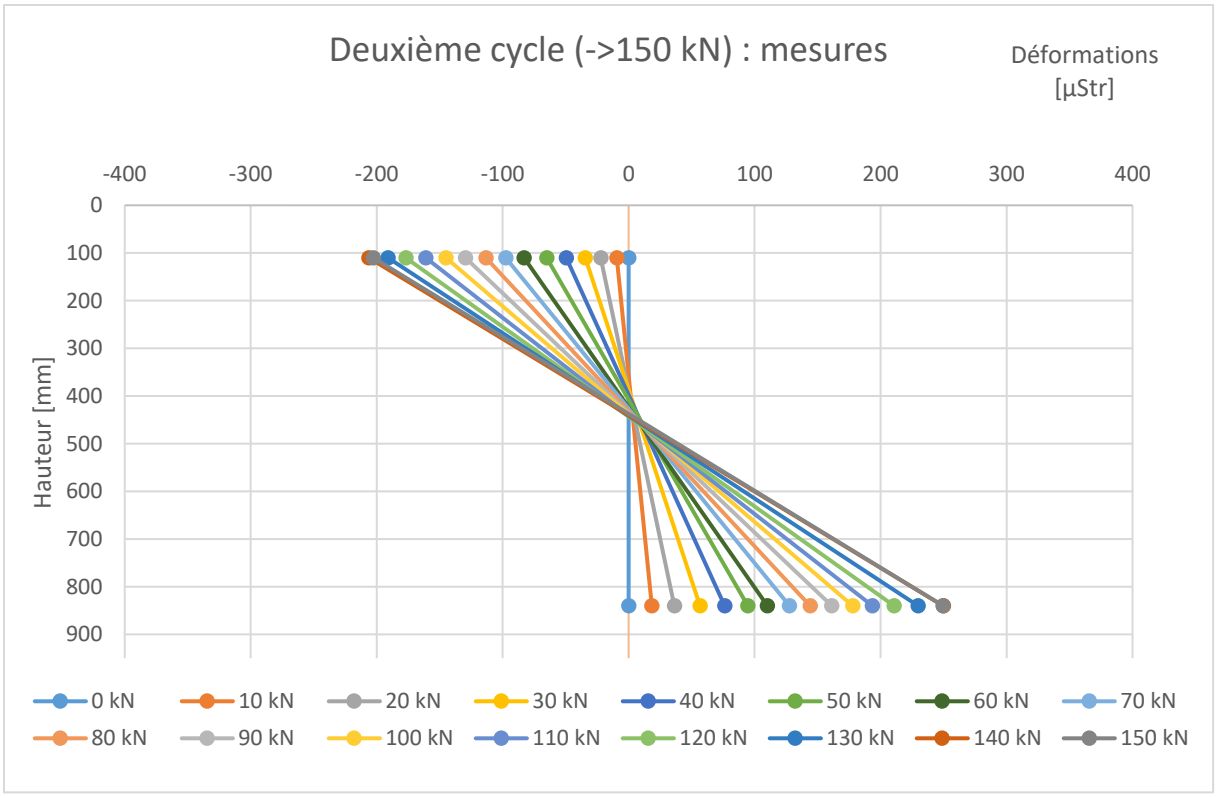


Figure 9-61 – Bragg 4,385 m : Deuxième cycle

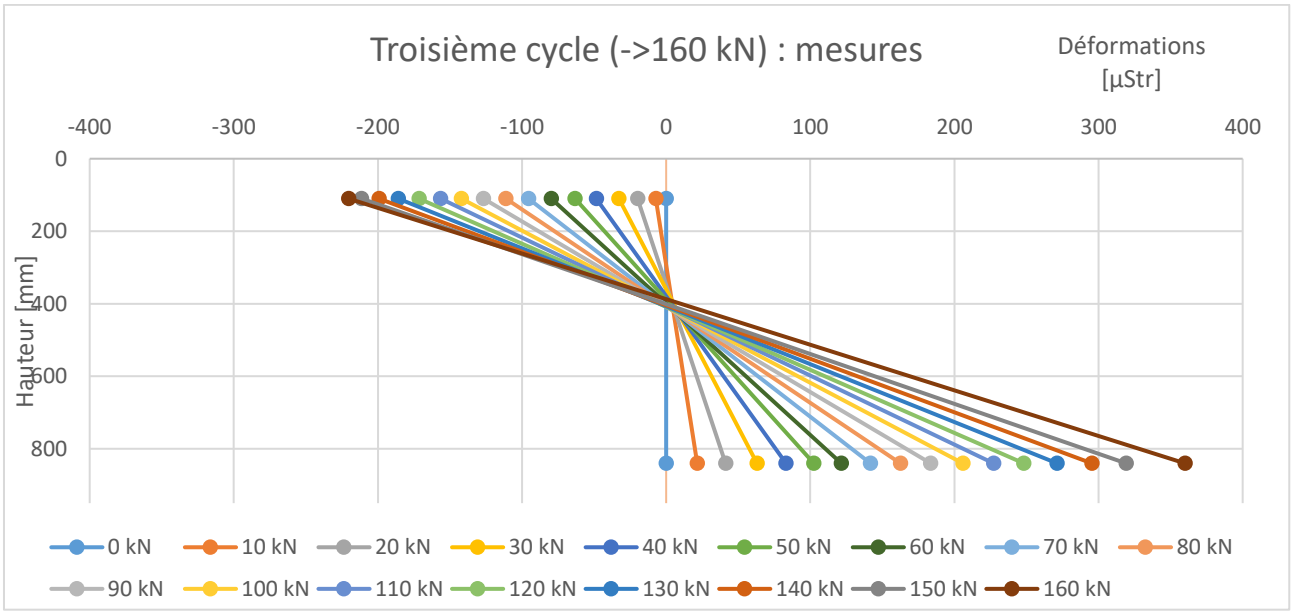


Figure 9-62 – Bragg 4,385 m : troisième cycle

5.2.5 BRAGG 6,37M : SENSEURS 5 ET 6

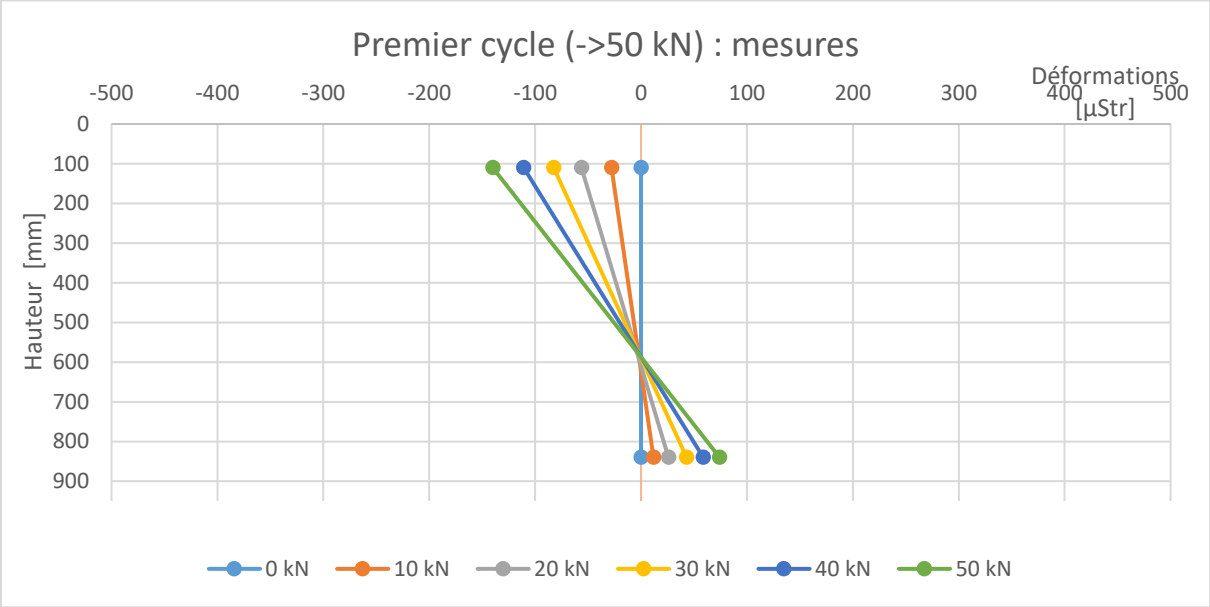


Figure 9-63 – Bragg 6,37 m : premier cycle

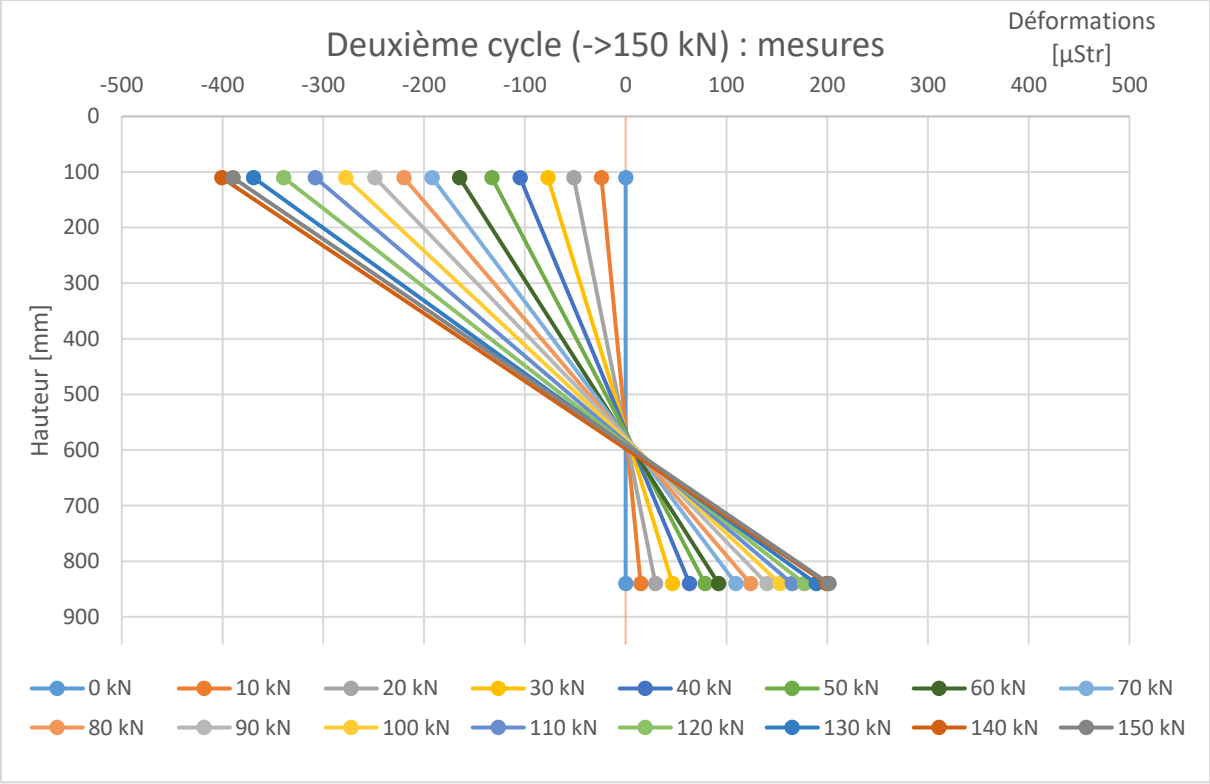


Figure 9-64 – Bragg 6,37 m : Deuxième cycle

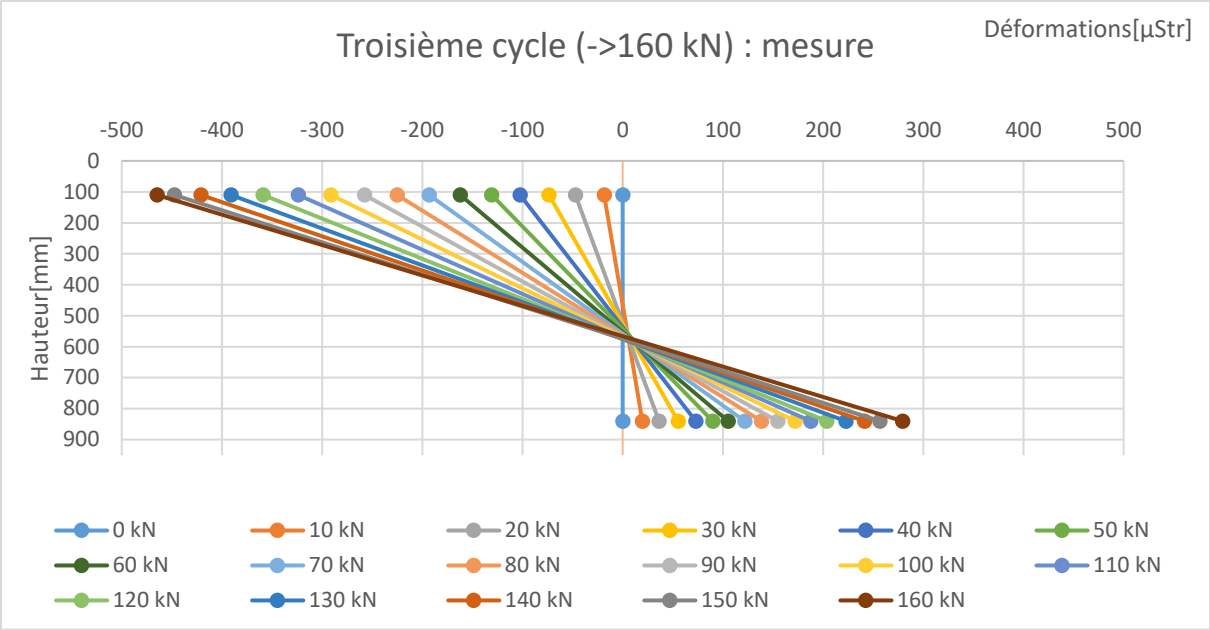


Figure 9-65 – Bragg 6,37 m : Troisième cycle

5.2.6 BRAGG 7,97 M : SENSEURS 9 ET 10

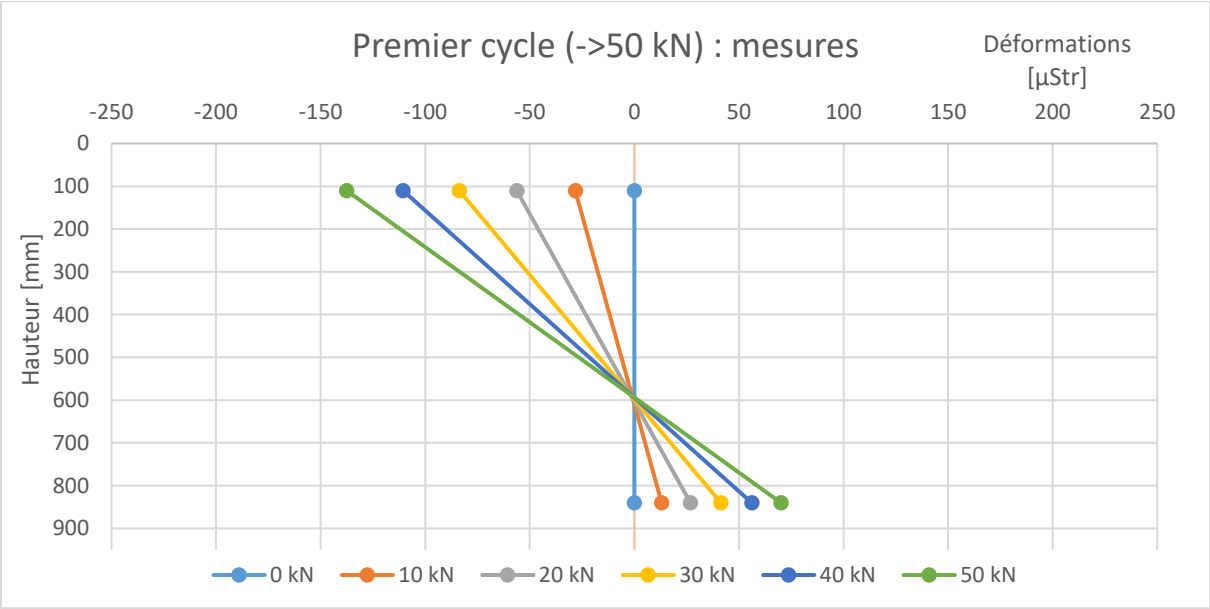


Figure 9-66 – Bragg 7,97 m : premier cycle

5.2.7 BRAGG 10,264M : SENSEURS 13 ET 14

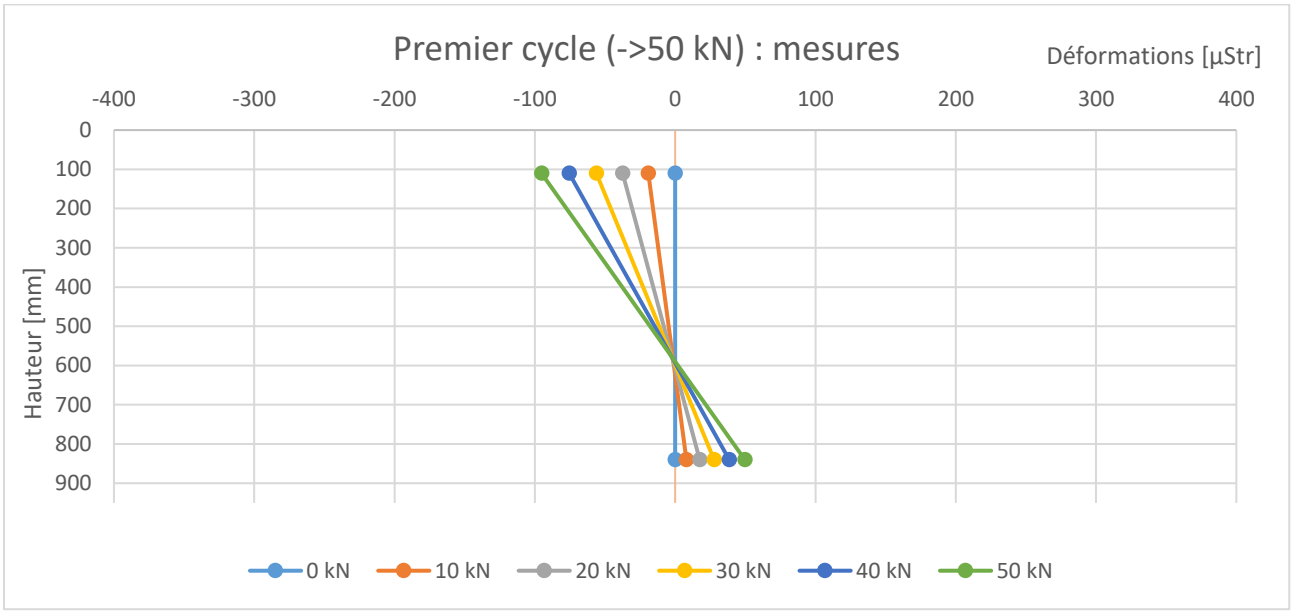


Figure 9-67 – Bragg 10,264 m : premier cycle

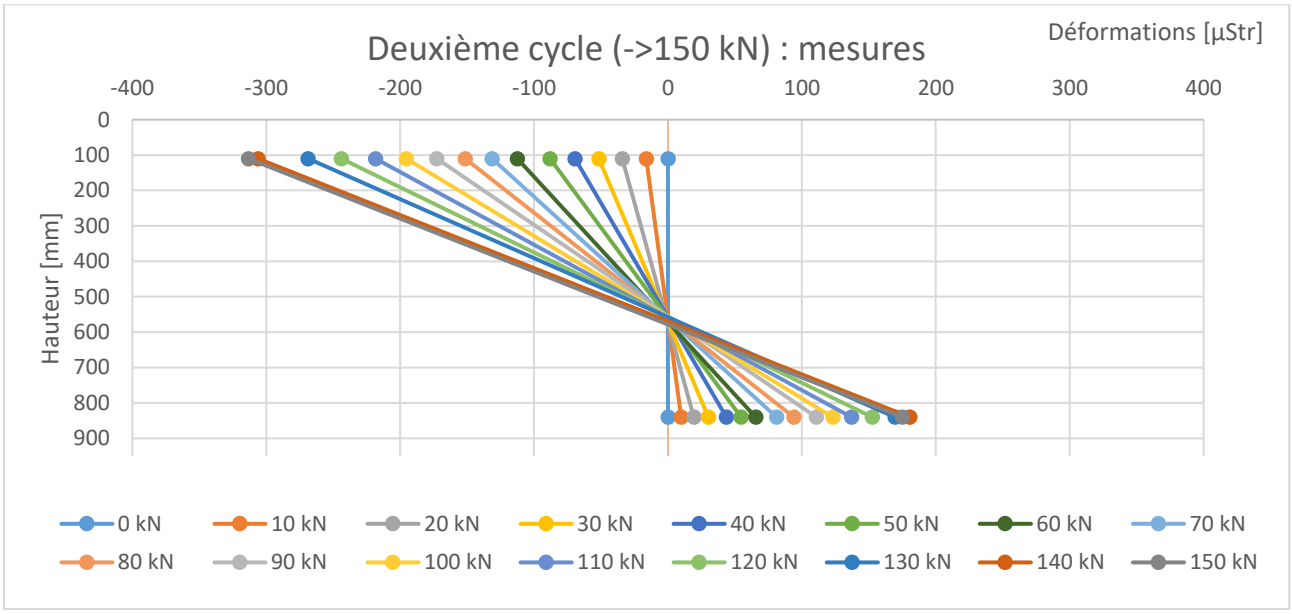


Figure 9-68 – Bragg 10,264 m : deuxième cycle

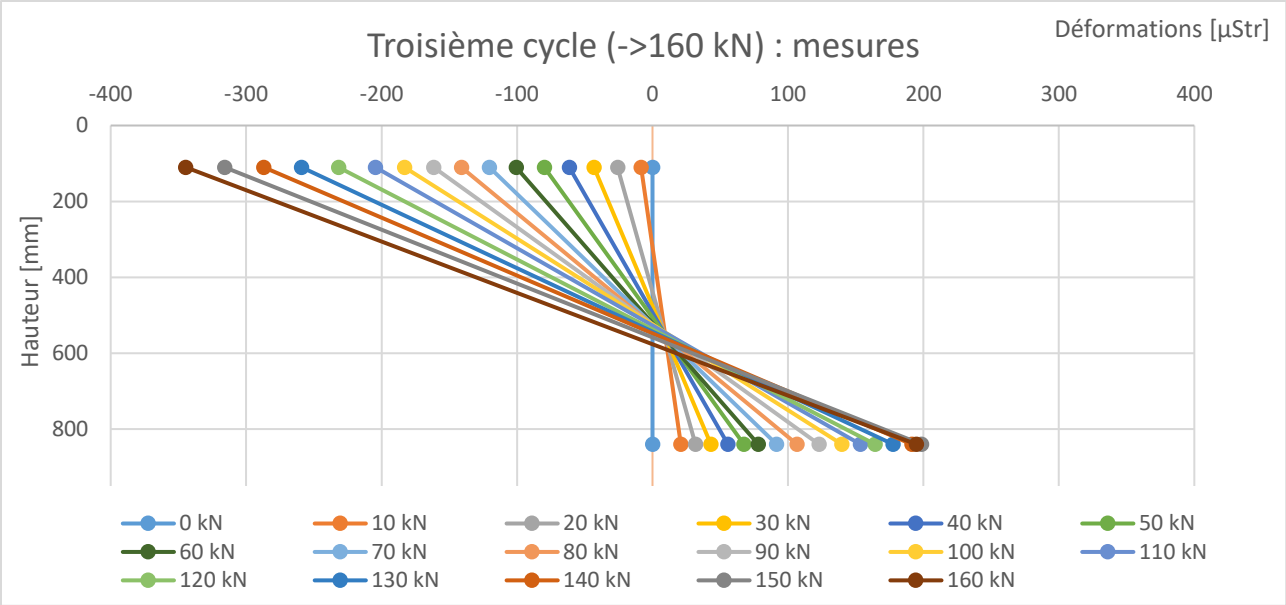


Figure 9-69 – Bragg 10,264 m : troisième cycle

5.3 PRÉSENTATION DES DIAGRAMMES MOMENT-COURBURE NON EXPOSÉS DANS LE CHAPITRE 5

5.3.1 DÉMEC 3 : 3L/4

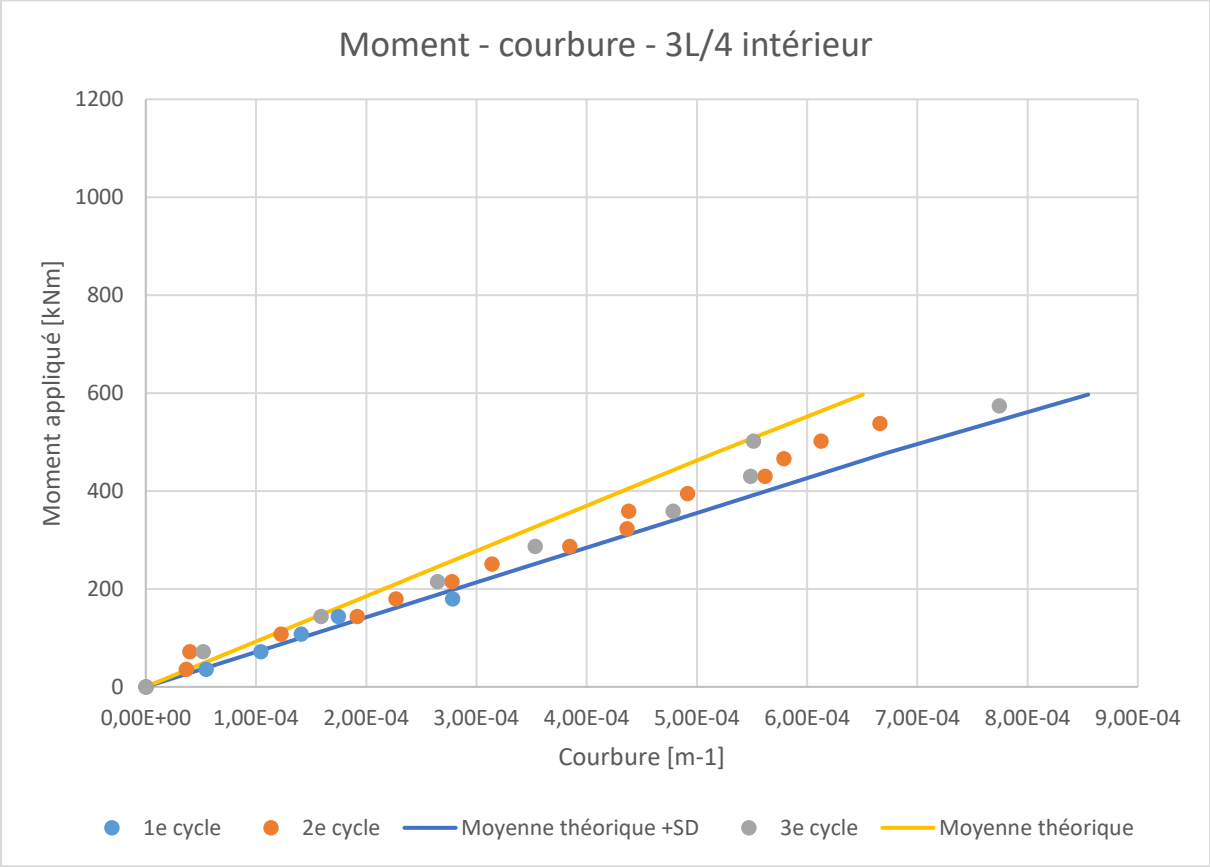


Figure 9-70 – Démec 3 : moment-courbure intérieur

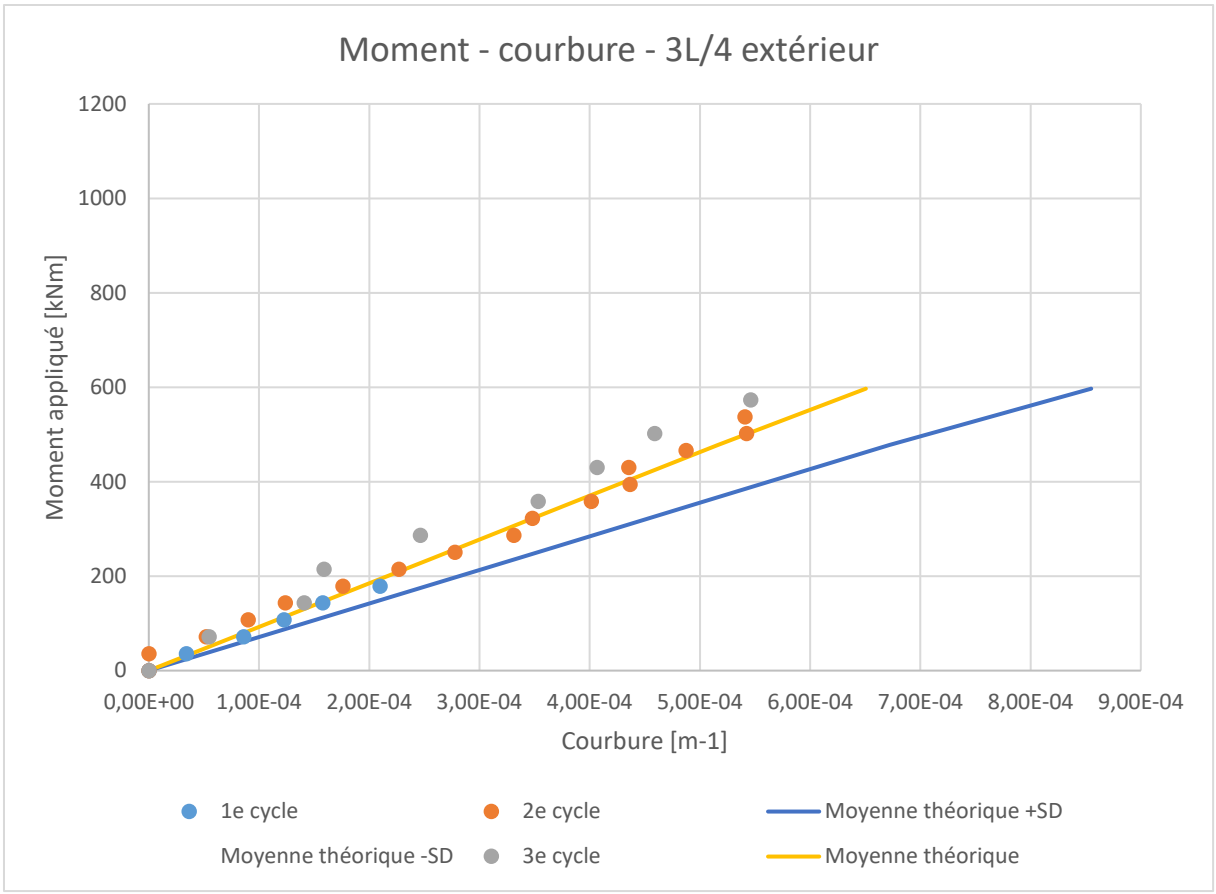


Figure 9-71 – Démec 3 : moment-courbure extérieur

5.4 PRÉSENTATION DES COMPARAISONS DES MESURES INTÉRIEURES – EXTÉRIEURES : FIBRES DE BRAGG

5.4.1 FIBRE 4,385 M : SENSEURS 1 ET 2

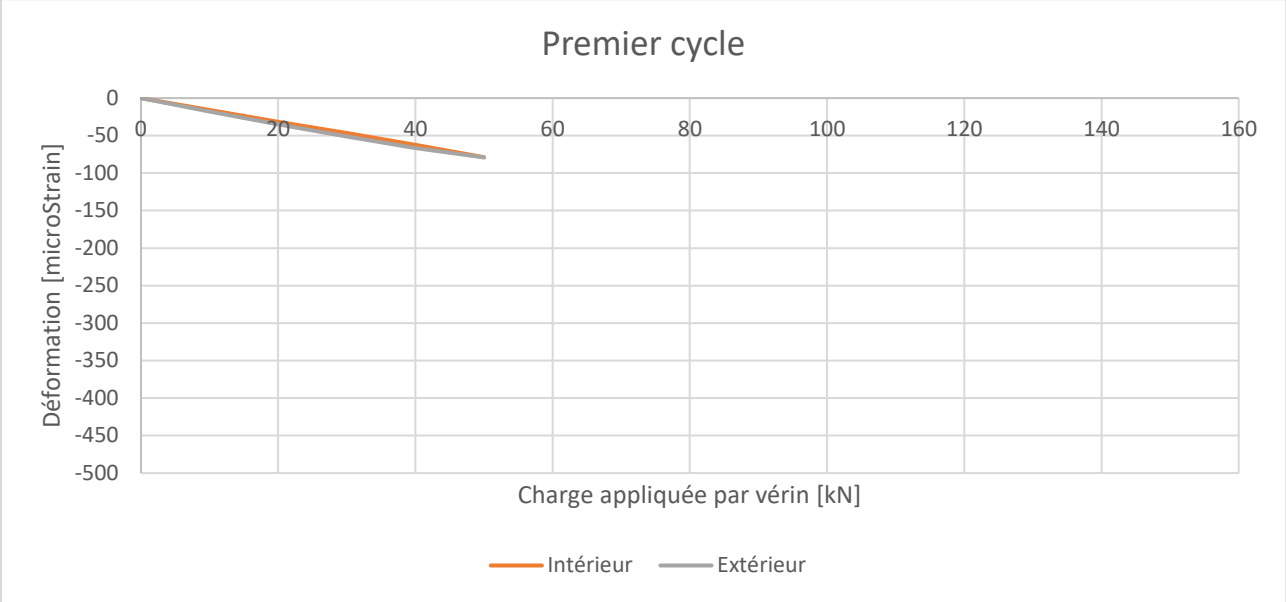


Figure 9-72 – Bragg 4,385 m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur – Premier cycle

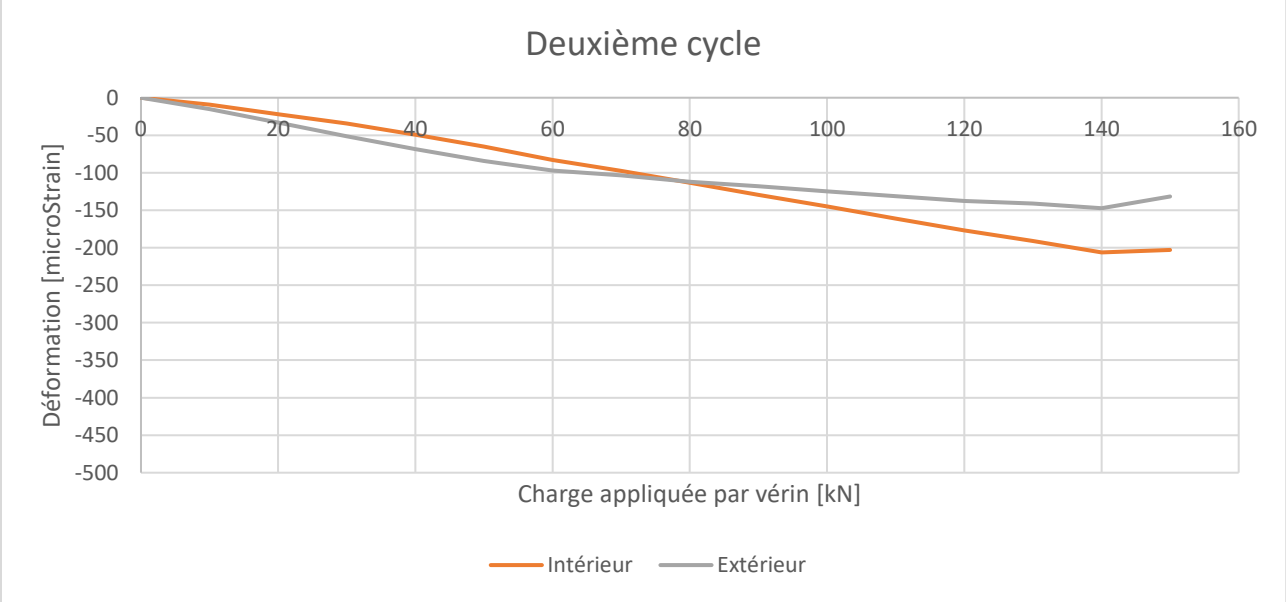


Figure 9-73 – Bragg 4,385 m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur – Deuxieme cycle

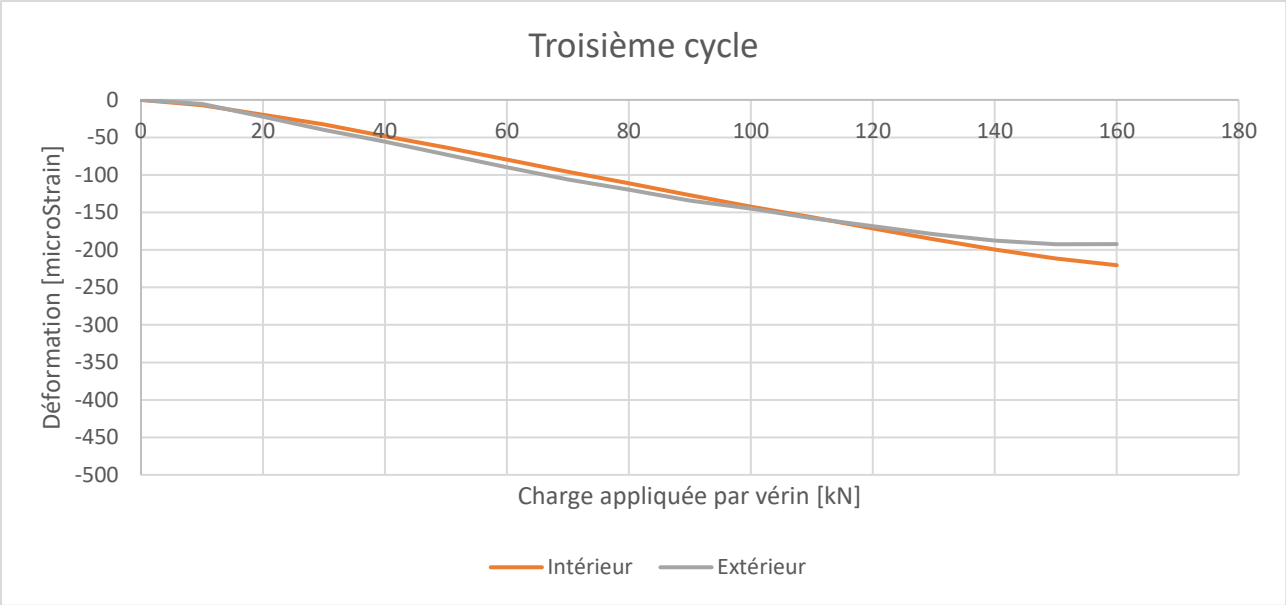


Figure 9-74 – Bragg 4,385 m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur- Troisième cycle

5.4.2 FIBRE 6,37M : SENSEURS 6 ET 7

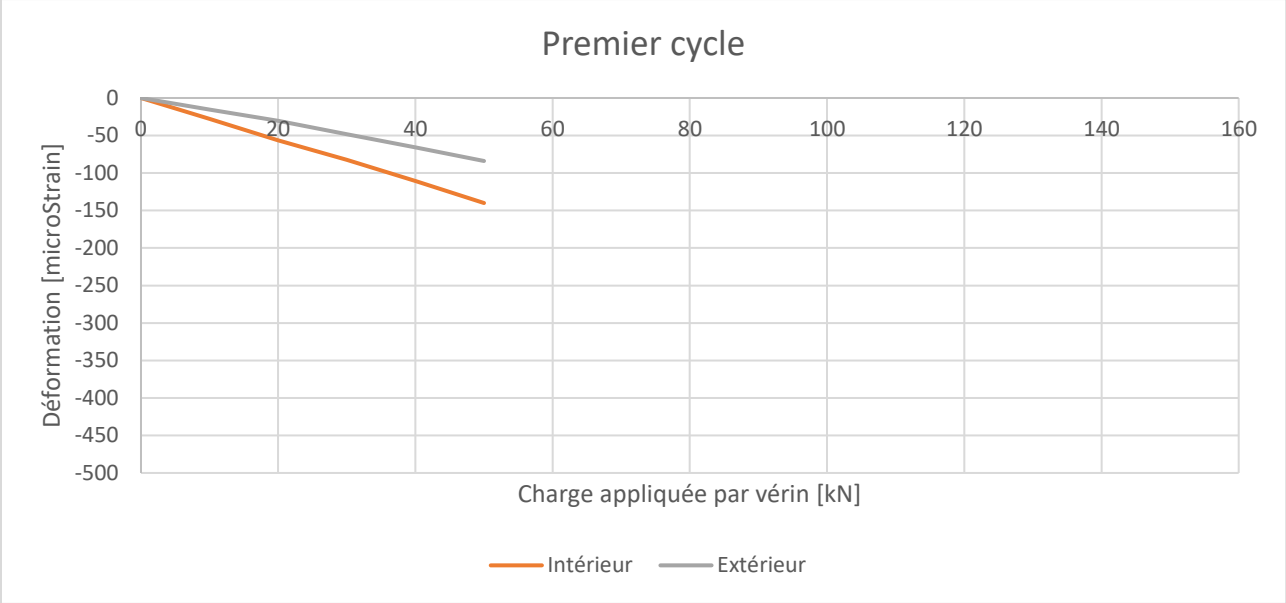


Figure 9-75 – Bragg 6,37m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur- Premier cycle

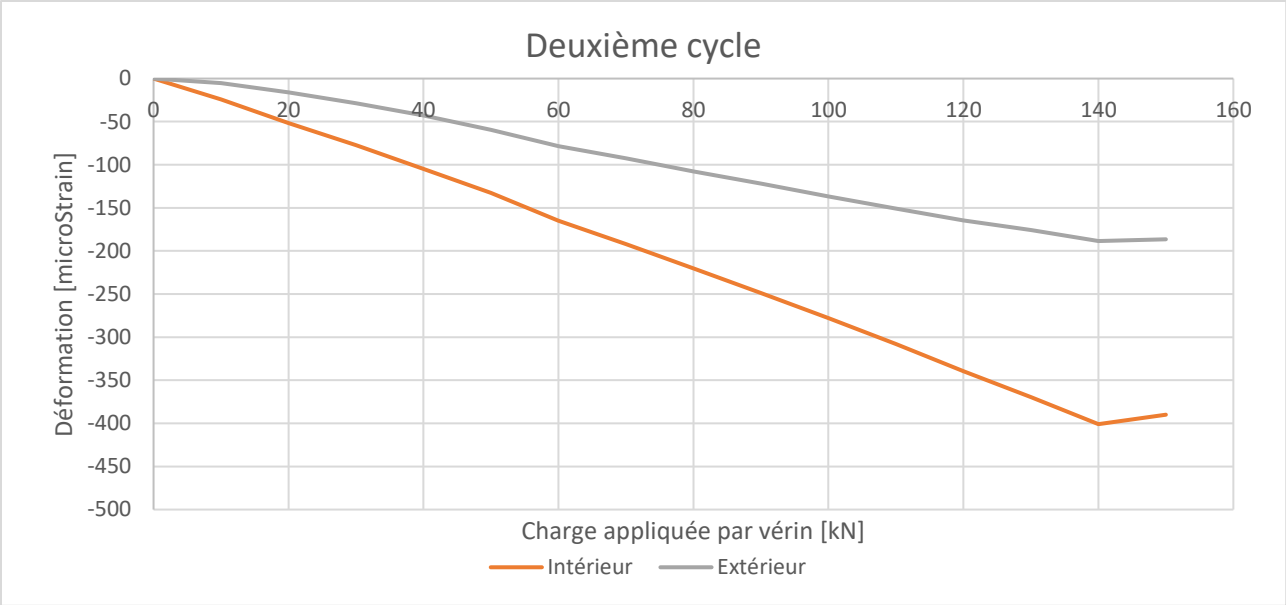


Figure 9-76 – Bragg 6,37m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur-Deuxième cycle

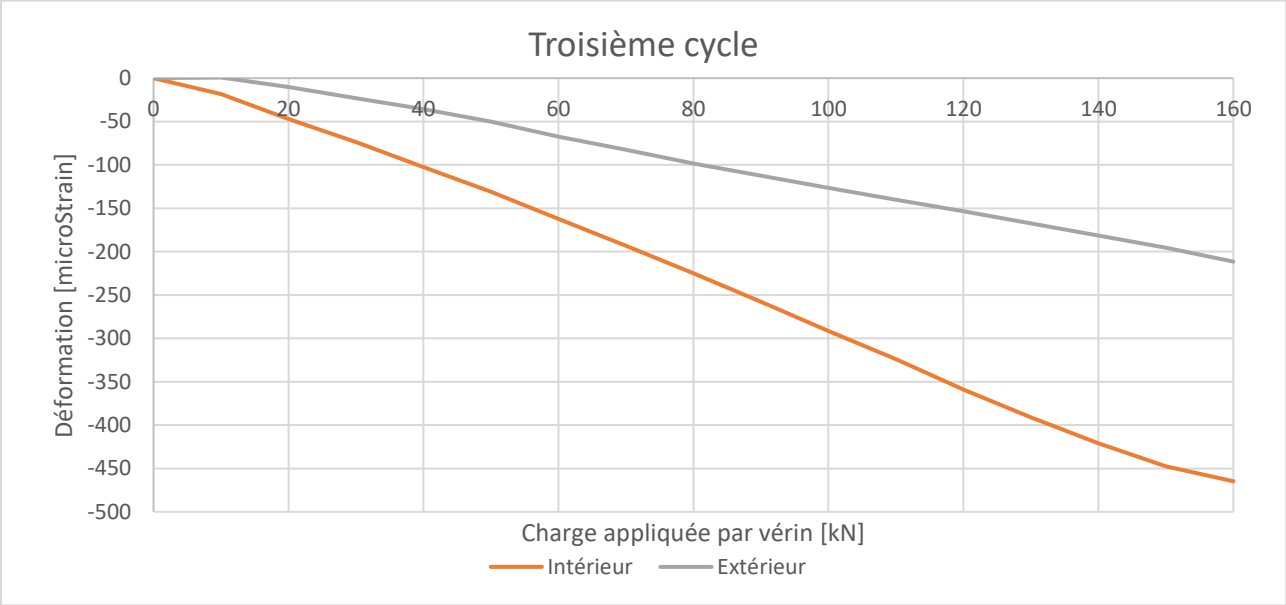


Figure 9-77 – Bragg 6,37m : comparaison des déformations en semelle supérieure intérieur-extérieur-Troisième cycle

5.5 PRÉSENTATION DES COMPARAISONS ENTRE FLÈCHES CALCULÉES ET MESURÉES – CYCLE 1 ET CYCLE 2

5.5.1 FLÈCHE CALCULÉE SUR BASE DES MESURES DE COURBURE PAR DÉMECS

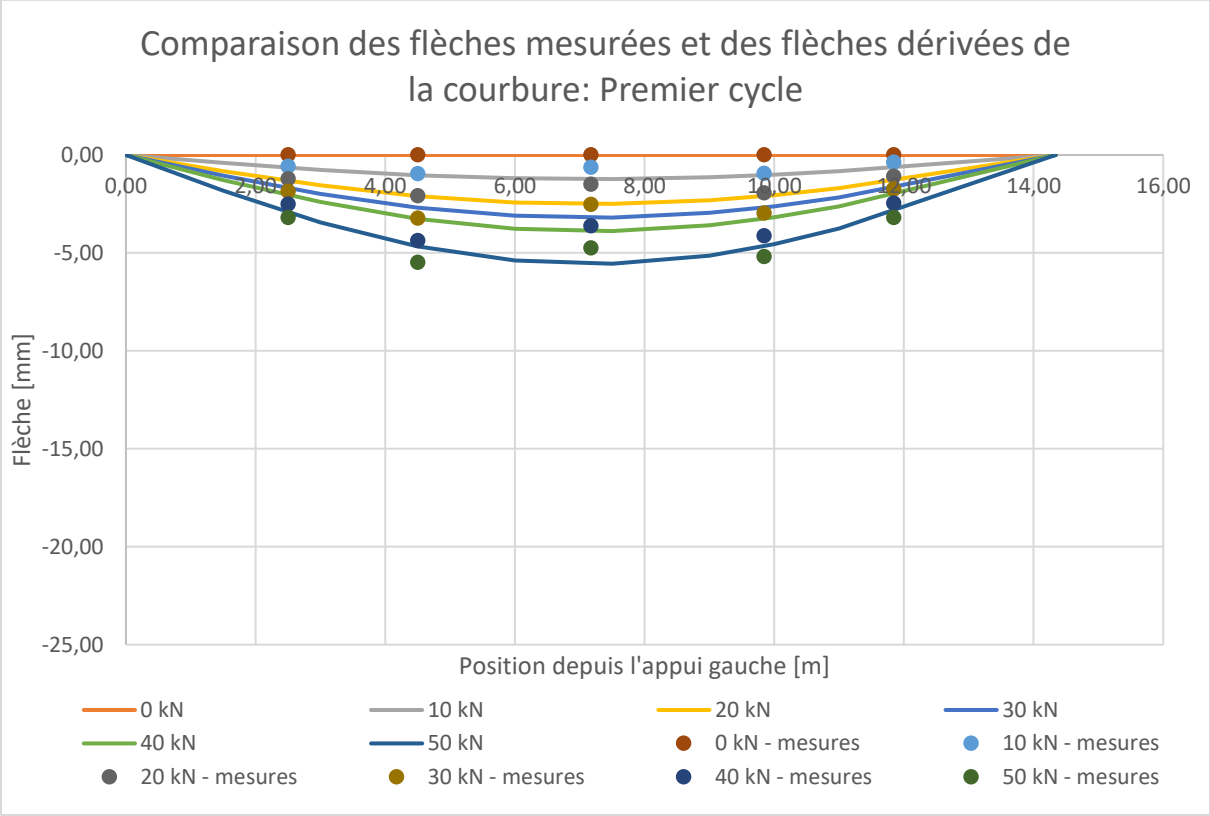


Figure 9-78 - comparaison des flèches - premier cycle - Démecs

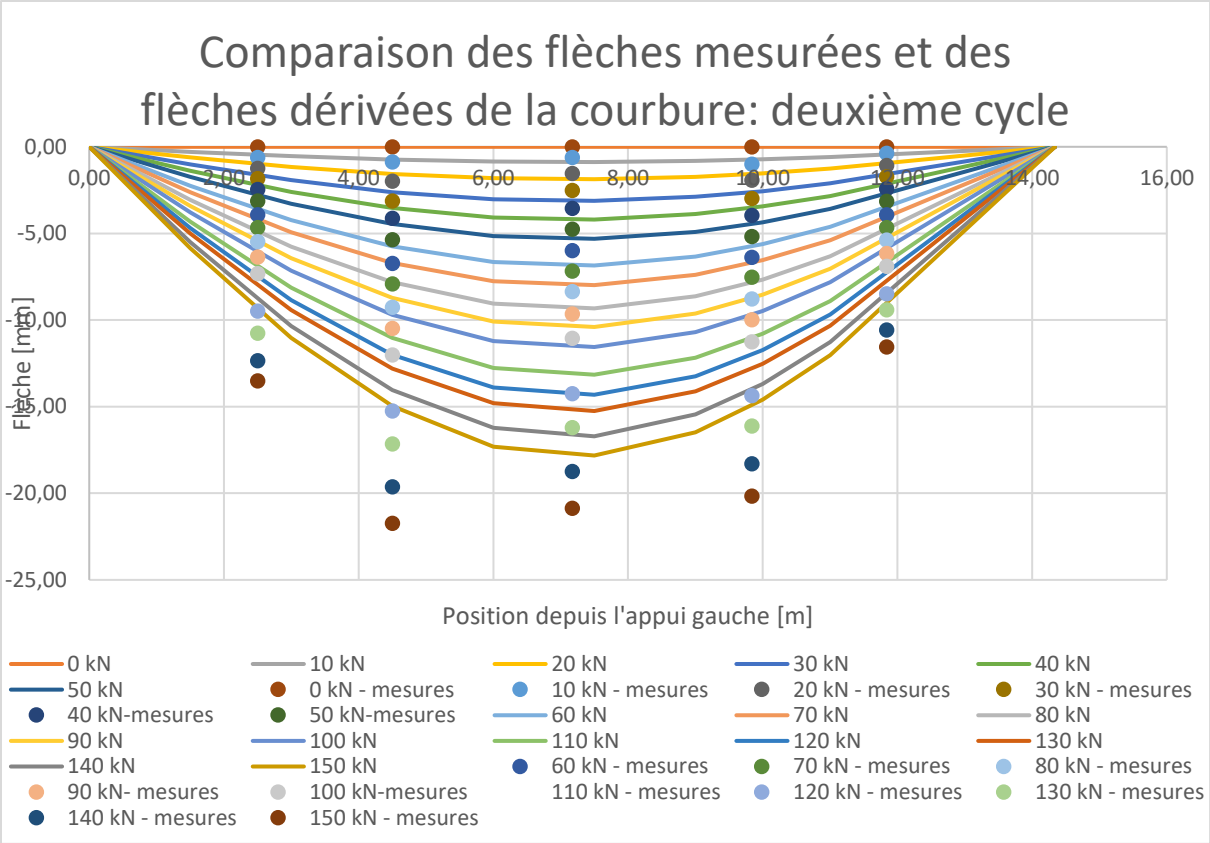


Figure 9-79 - comparaison des flèches - Deuxième cycle – Démecs

5.5.2 FIBRES DE BRAGG ET DÉMECS

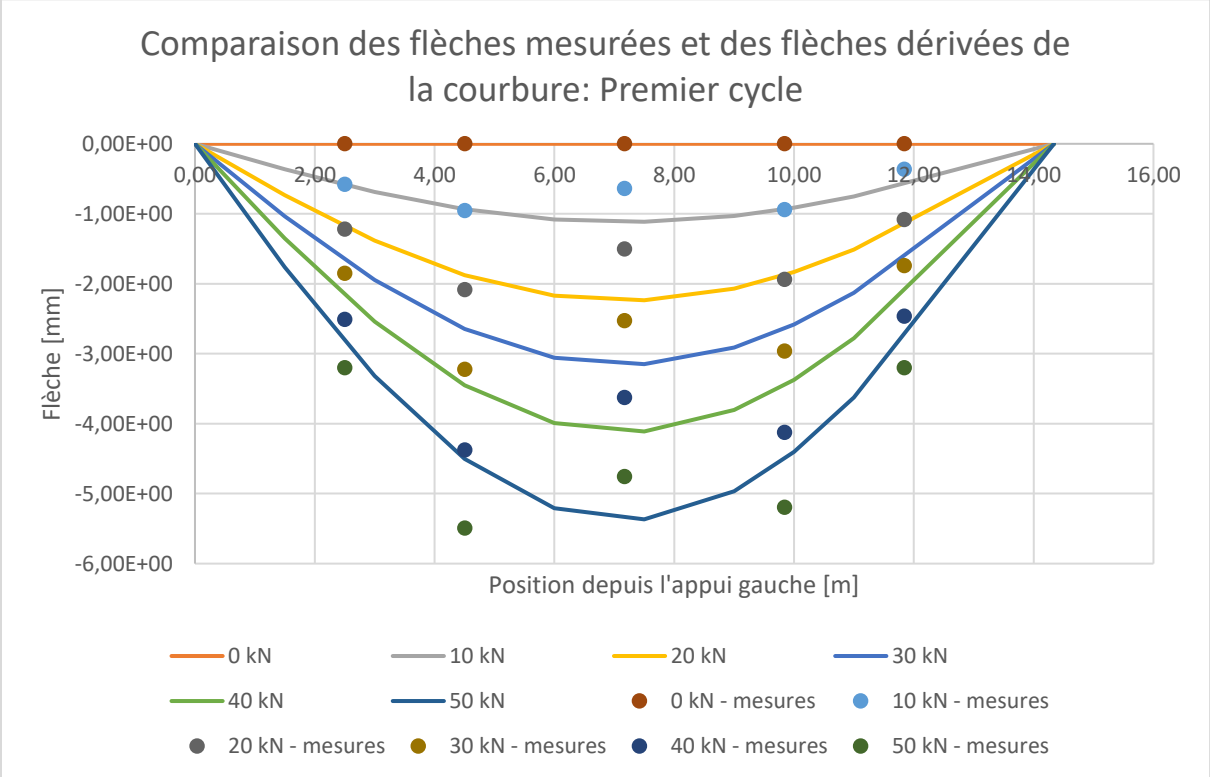


Figure 9-80 - comparaison des flèches - premier cycle – Démecs et Bragg

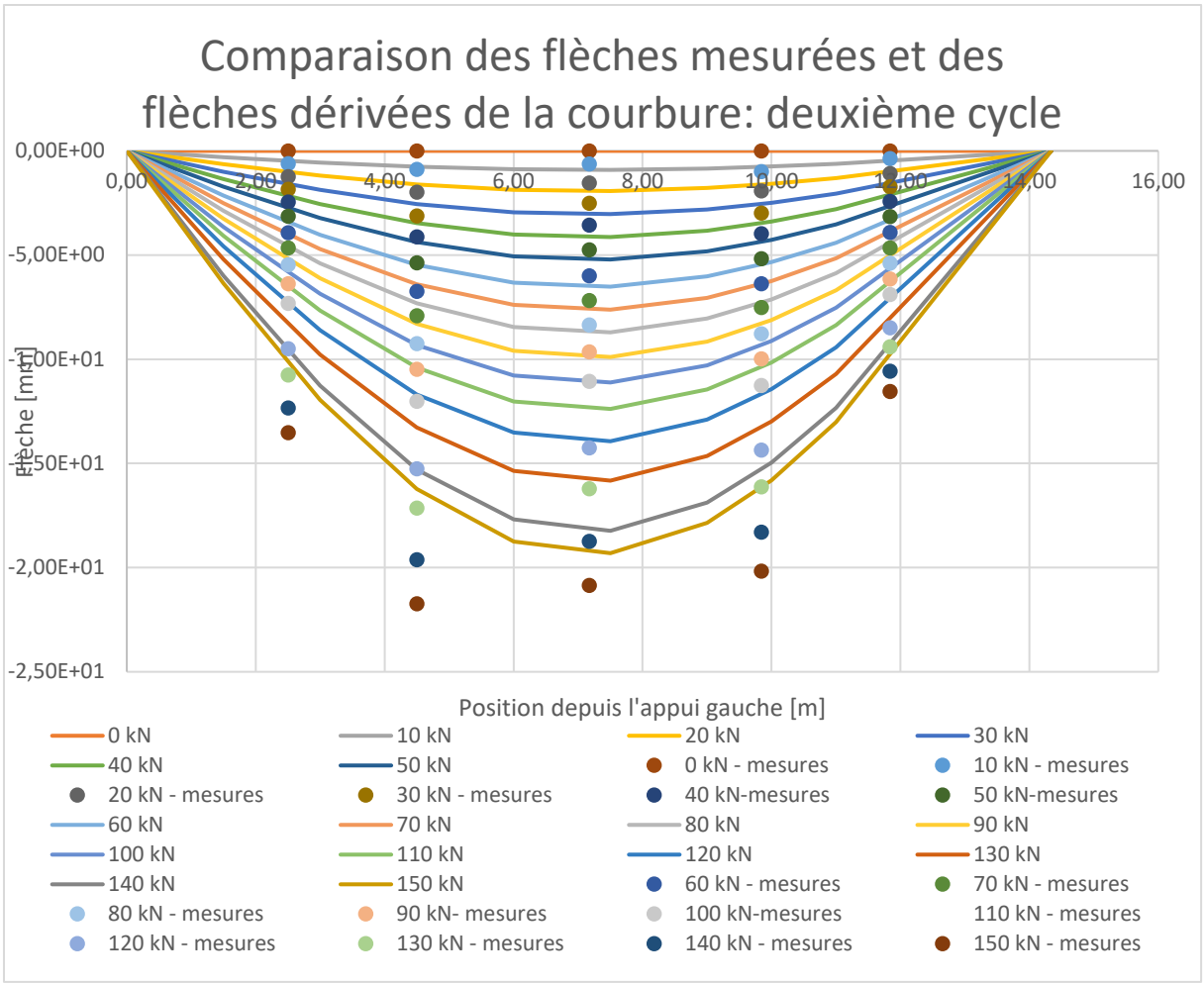


Figure 9-81 - comparaison des flèches - Deuxième cycle – Démecs et Bragg

5.6 CALCUL DE LA COURBURE À PARTIR DE LA FLÈCHE AU CENTRE

Pour dériver la courbure de la flèche au centre, nous utilisons la relation géométrique suivante:

$$(r-f)^2+\left(\frac{L}{2}\right)^2=r^2$$

$$r=\frac{f^2+\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2*f}$$

Et en se rappelant que la courbure $\rho=\frac{1}{r}$, nous pouvons très facilement tirer la courbure de la flèche au centre.

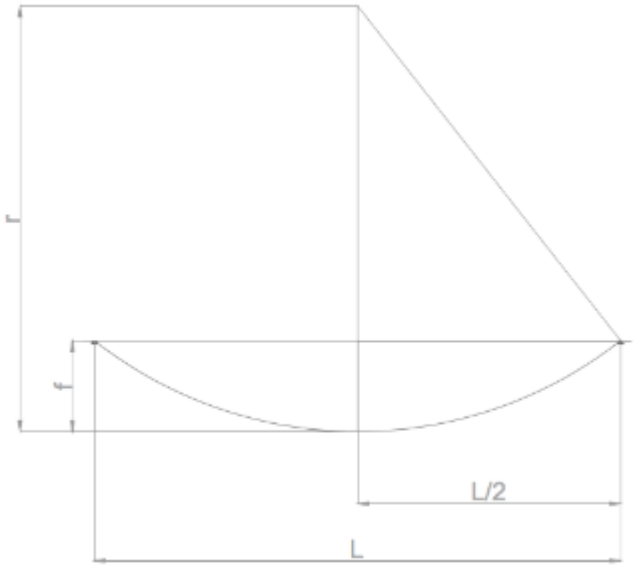


Figure 9-82 - Flèche au centre

Les figures ci-dessous présentent les diagrammes moment-courbure obtenus via :

- Les mesures des Démecs ;
- La mesure de la flèche au centre ;
- Le modèle théorique. (L'intervalle $[\mu+SD;\mu-SD]$ correspond au niveau de confiance 68%).

La Figure 10-2 présente le cas des mesures du Démec du côté intérieur du pont. Pour un même moment, la courbure dérivée de la flèche semble moins importante que la courbure locale mesurée par le Démec. L'hypothèse avancée est la suivante : compte tenu de la dégradation plus importante dans cette zone, cette section (ce tronçon) se déforme plus que le reste de la poutre. Et comme la mesure de la flèche fait l'hypothèse d'une déformation en arc de cercle, cette hypothèse donne des résultats légèrement tronqués.

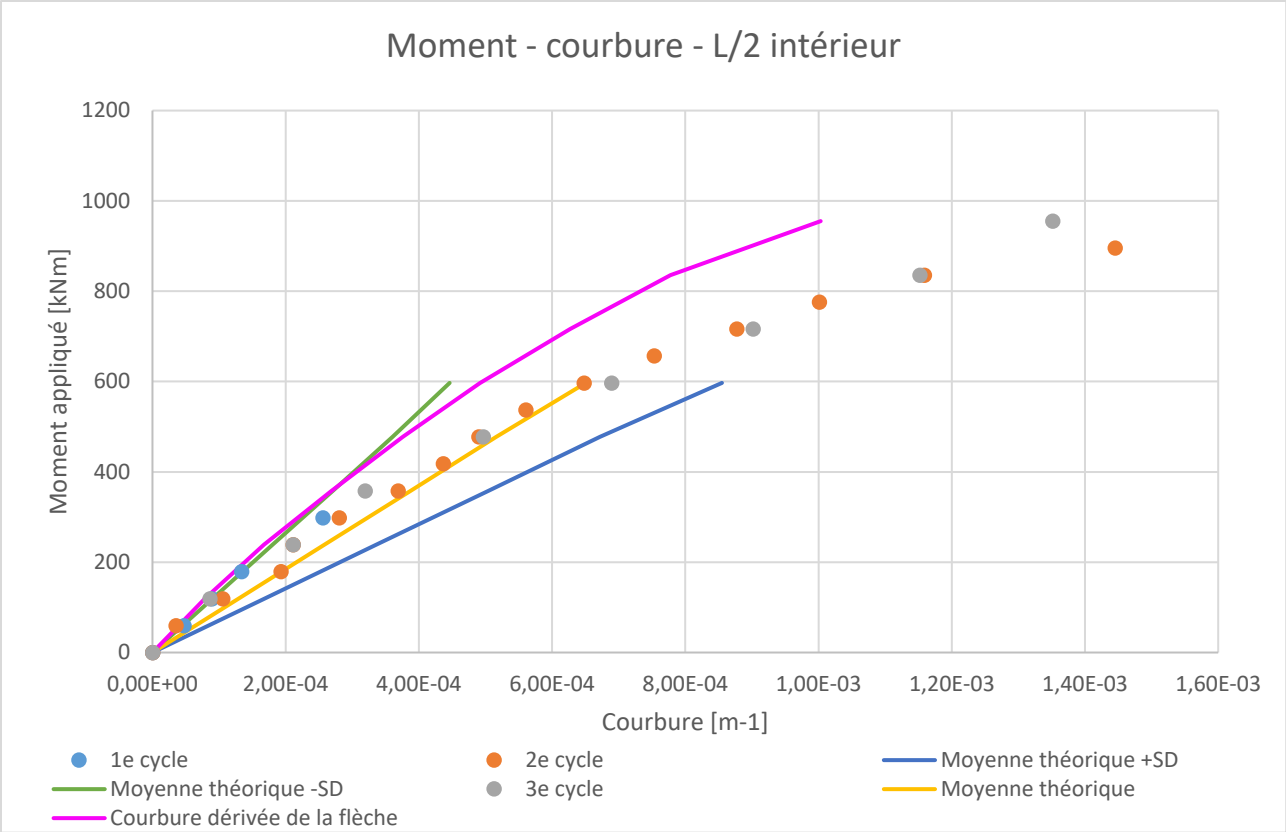


Figure 9-83 – Comparaison de la courbure au centre, obtenue grâce au calcul de flèche et mesurée par le système Démec 2 – intérieur

La Figure Figure 9-84 confirme l'observation précédente.

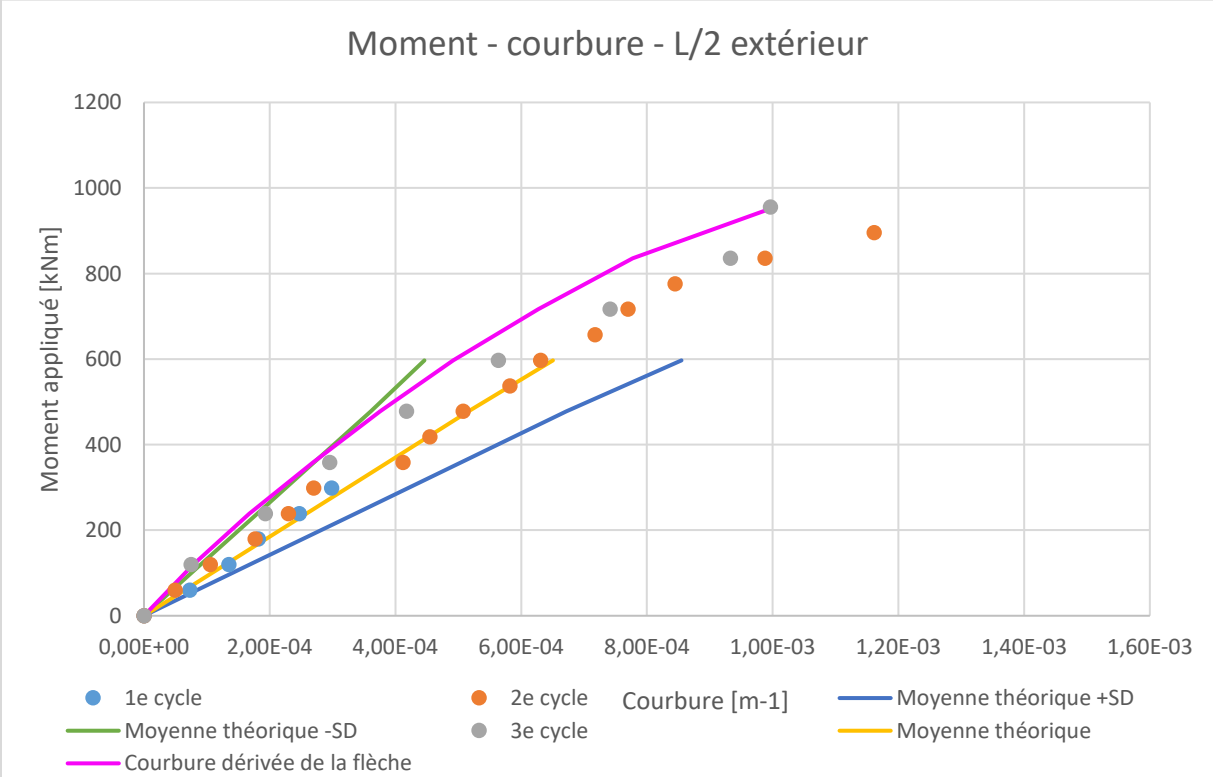


Figure 9-84 - Comparaison de la courbure au centre obtenue grâce au calcul de flèche et mesurée par le système Démec 2 – Extérieur

La Figure 9-85 confirme que, dans pratiquement tous les cas, la courbure dérivée de la flèche est moins importante que celle mesurée par le Démec, pour un même moment appliqué.

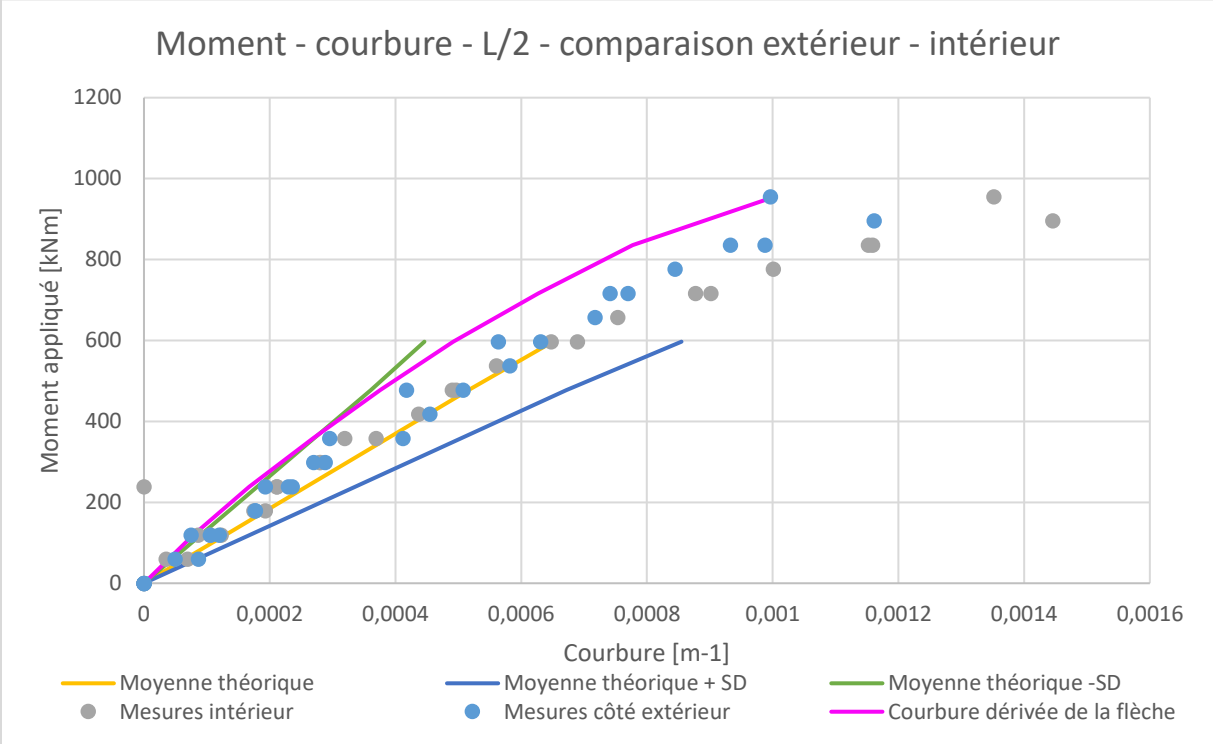


Figure 9-85 - Comparaison de la courbure au centre obtenue grâce au calcul de flèche et mesurée par le système Démec 2 – intérieur et extérieur

5.6.1 FLÈCHE EN 1/3 DE TRAVÉE ET 2/3 DE TRAVÉE

Pour calculer la courbure sur base des mesures en tiers et à deux-tiers de la travée, il serait envisageable de poser une hypothèse sur la déformée sur base des mesures en ces endroits, d'en déduire la flèche au centre et calculer la courbure comme au point précédent. Néanmoins, vu l'allure de la déformée, présentée à la Figure 9-86, et vu les erreurs obtenues sur les flèches, les erreurs risquent de se cumuler de manière trop importante.

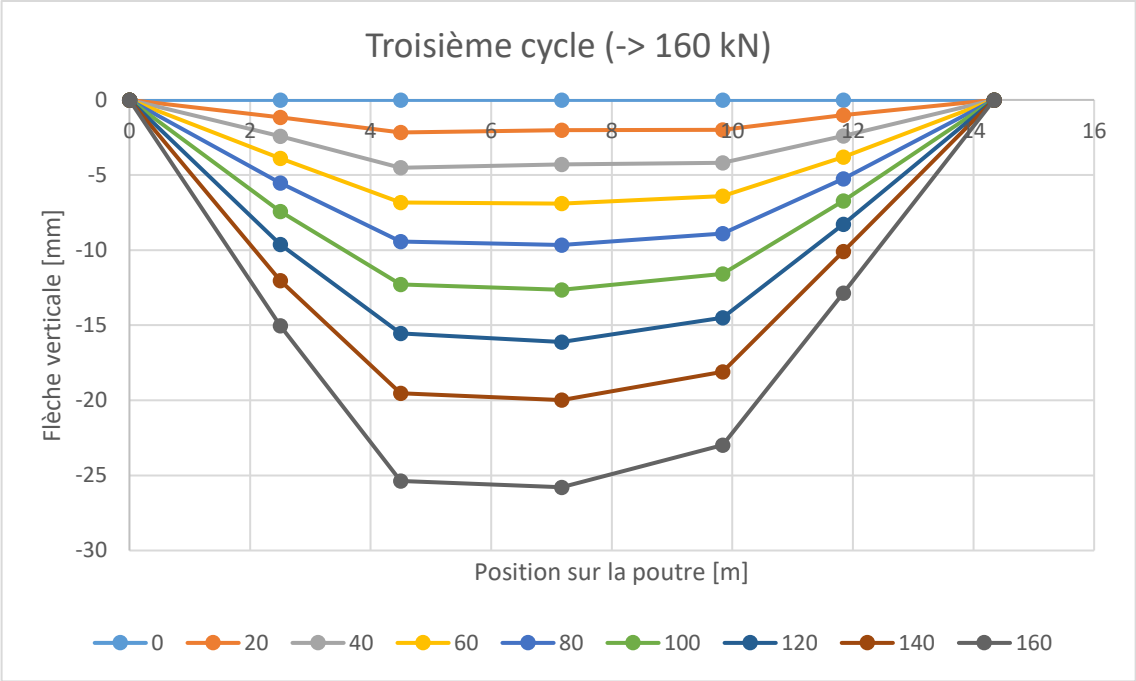


Figure 9-86 - Flèches mesurées au troisième cycle

5.6.2 LIEN INCLINAISON - COURBURE

Les inclinomètres sont placés au niveau des appuis, et donnent l'angle [degrés] d'inclinaison de la poutre. Sur la Figure 9-87, les inclinomètres dont les résultats sont traités dans cette section sont les inclinomètres "sens poutre".

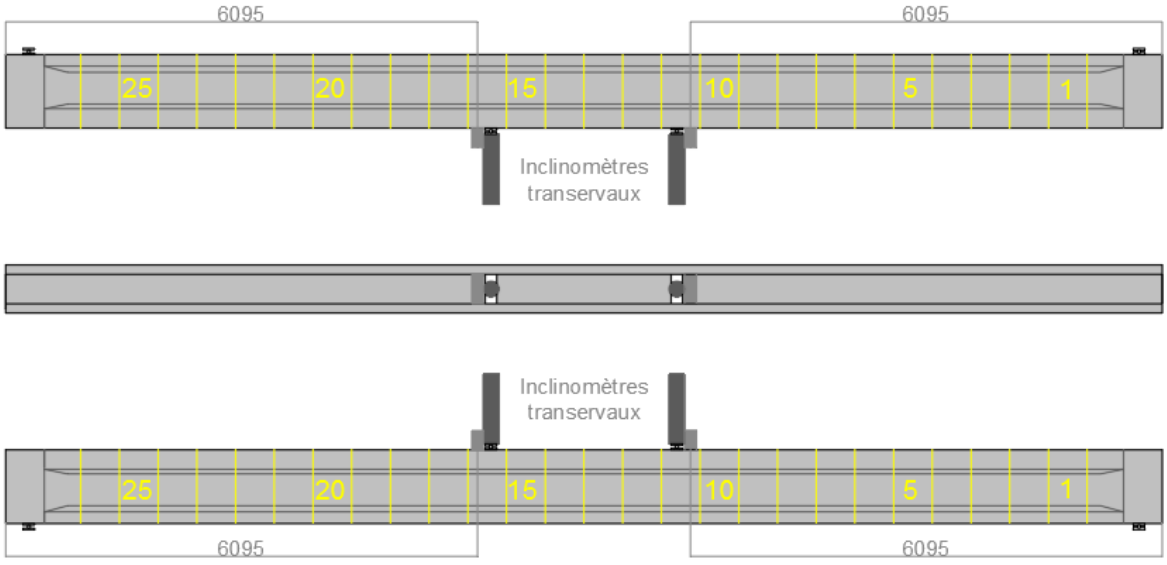


Figure 9-87 – Disposition des inclinomètres

Afin d'interpréter les mesures, une manière simple consiste en l'approximation de la déformée à un arc surbaissé. Dès lors, la flèche au centre et l'angle θ donné par l'inclinomètre sont liés par la formule suivante:

$$\tan\theta = \frac{2 * f}{L/2}$$

$$\frac{L}{4} * \tan\theta = f$$

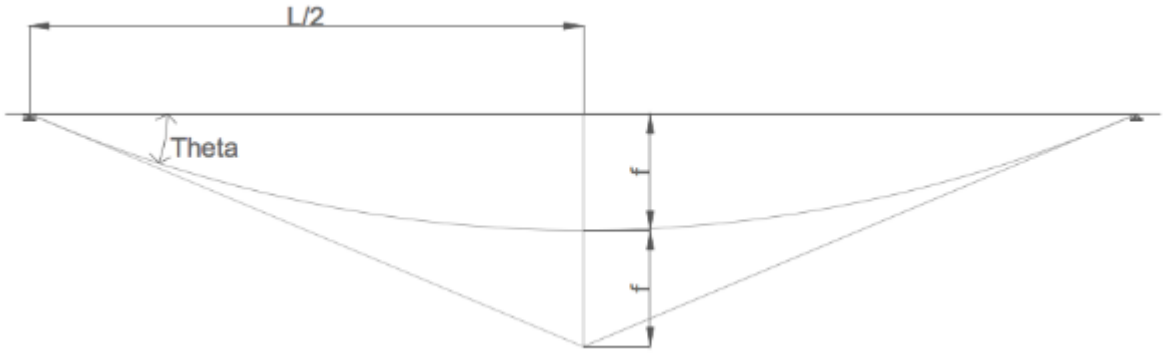


Figure 9-88 - Lien angle d'inclinaison et flèche au centre

Ce raisonnement est considéré comme valable pour des angles θ très petits. Dans ce cas-ci, à 160 kN, l'angle theta vaut 0,3°, l'approximation peut être appliquée. D'autre part, ce raisonnement pose l'hypothèse d'une déformée symétrique, ce qui ne reflète pas forcément la réalité de la structure.

Une fois que la flèche au centre est déduite, la courbure est déduite de la même manière qu'à la section précédente. L'hypothèse sur la forme de la déformée est assez peu conforme à la réalité, compte tenu des mesures de flèches observées, comme rappelé à la Figure 9-89 qui présente la flèche mesurée pour différentes charges au troisième cycle de chargement.

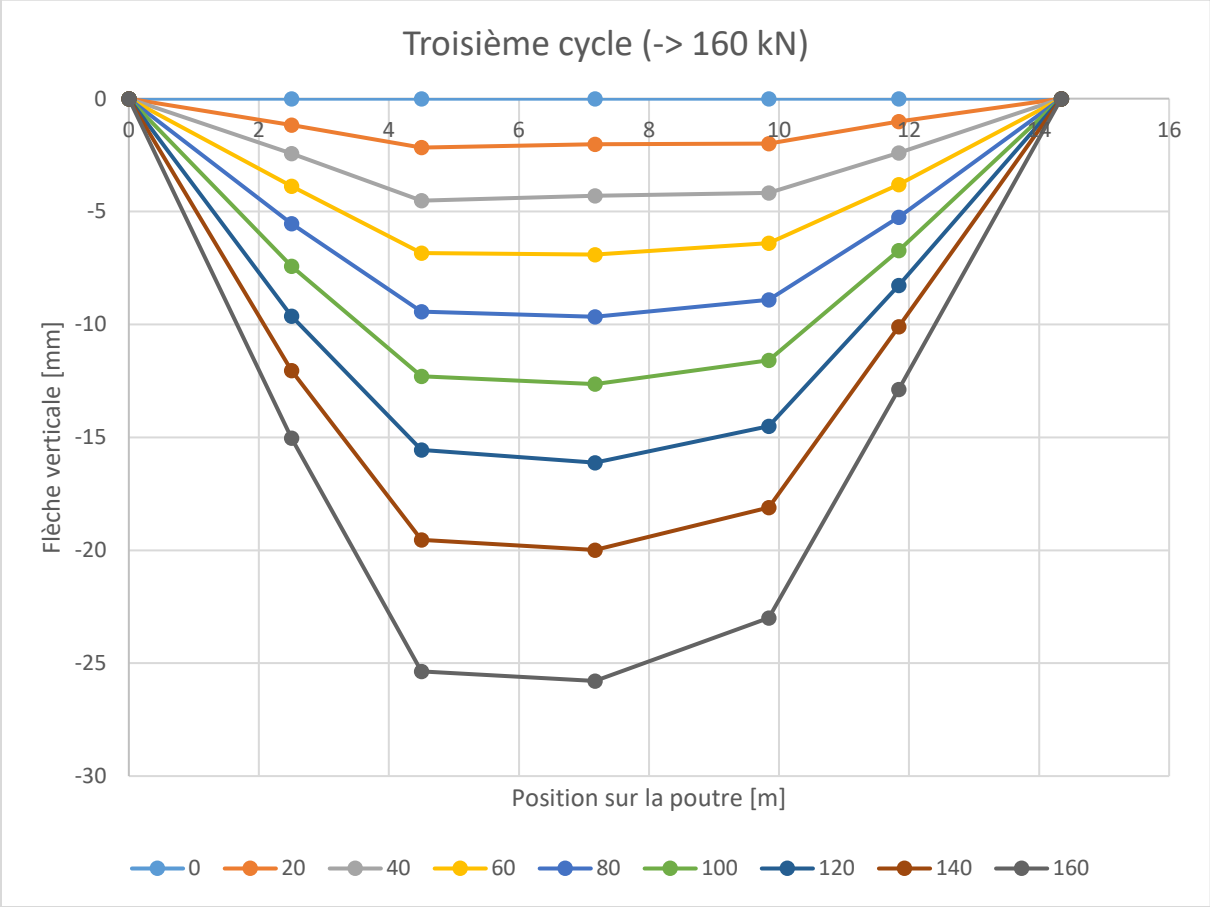


Figure 9-89 - Flèche mesurée au troisième cycle de chargement

Au Tableau 9-6, les erreurs sur la flèche au centre obtenues en comparant :

- la valeur de la flèche déduite des valeurs des inclinaisons ;
- les flèches au centre mesurées.

L'erreur est calculée comme suit:

$$Erreur = \frac{(Flèche\ au\ centre\ mesurée - Flèche\ au\ centre\ déduite\ de\ l'inclinomètre)^2}{Flèche\ au\ centre\ mesurée^2}$$

	CHARGE APPLIQUÉE PAR VÉRIN (KN)	FLÈCHE AU CENTRE MESURÉE [MM]	FLÈCHE AU CENTRE DE INCLINO DROITE [MM]	FLÈCHE AU CENTRE DE INCLINO GAUCHE [MM]	ERREUR SUR LA FLÈCHE AU CENTRE - INCLINO DROIT	ERREUR SUR LA FLÈCHE AU CENTRE - INCLINO GAUCHE
1E CHARGE	0	0,00	0,00	0,00	0,0%	0,0%
	10	0,64	0,91	1,19	9,0%	21,7%
	20	1,50	1,80	2,20	2,8%	10,1%
	30	2,53	2,61	3,01	0,1%	2,6%
	40	3,63	3,88	4,55	0,5%	4,2%
	50	4,76	4,05	3,81	3,0%	6,1%
2E CHARGE	0	0,00	0,00	0,00	0,0%	0,0%
	10	0,61	0,72	0,91	2,1%	10,5%
	20	1,53	1,59	1,93	0,1%	4,3%
	30	2,51	2,53	2,97	0,0%	2,4%
	40	3,55	3,31	3,51	0,5%	0,0%
	50	4,74	4,02	3,72	3,2%	7,5%
	60	5,98	5,41	5,43	1,1%	1,0%
	70	7,17	6,00	5,61	3,8%	7,7%
	80	8,35	7,02	6,94	3,6%	4,1%
	90	9,64	7,82	7,11	5,4%	12,7%
	100	11,05	8,76	7,91	6,8%	15,8%
	110	12,55	9,96	9,16	6,7%	13,6%
	120	14,25	11,00	9,92	8,7%	19,0%
	130	16,20	12,58	11,86	8,3%	13,4%
	140	18,73	14,05	12,64	11,1%	23,2%
	150	20,85	15,65	14,21	11,0%	21,9%
3E CHARGE	0	0,00	0,00	0,00	0,0%	0,0%
	20	2,02	1,16	0,65	53,3%	432,8%
	40	4,30	3,20	2,85	11,7%	25,6%
	60	6,90	5,02	4,73	14,0%	21,0%
	80	9,66	6,47	5,33	24,2%	65,6%
	100	12,64	8,62	7,41	21,7%	49,7%
	120	16,11	10,87	9,40	23,3%	51,0%
	140	19,98	13,92	12,45	18,9%	36,6%
	160	25,78	17,65	15,61	21,3%	42,4%

Tableau 9-6 - Erreurs sur la flèche au centre des mesures d'inclinomètres

Les erreurs varient fortement (de 0 à 400%), les graphes suivants présentent donc les erreurs obtenues aux différents cycles de chargement :

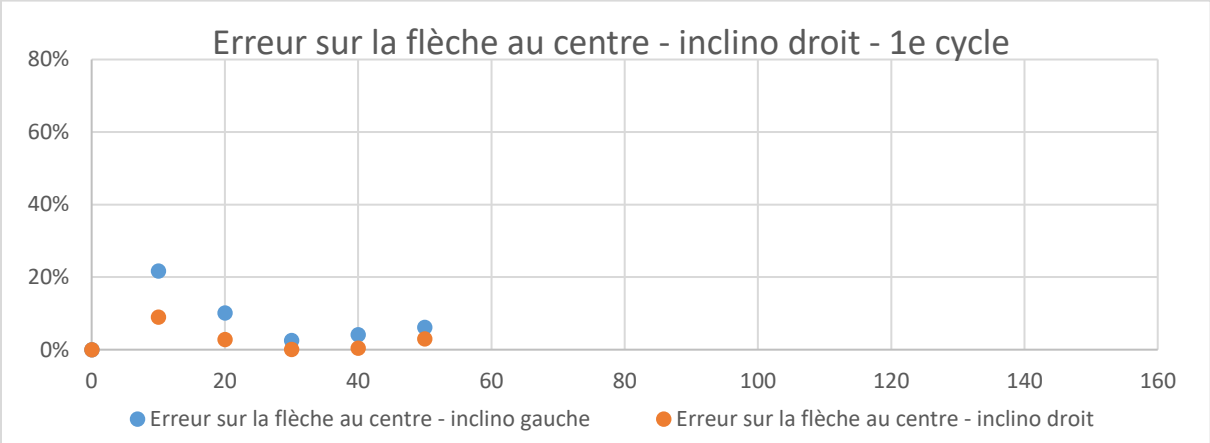


Figure 9-90 - Erreur sur la flèche au centre - inclinomètre droit - 1e cycle

Lors du premier cycle présenté à la Figure 9-90, les erreurs sont limitées à 30% et ces divergences traduisent probablement un phénomène de mise en place puisque dès 30 kN, l'erreur reste sous la barre des 10%.

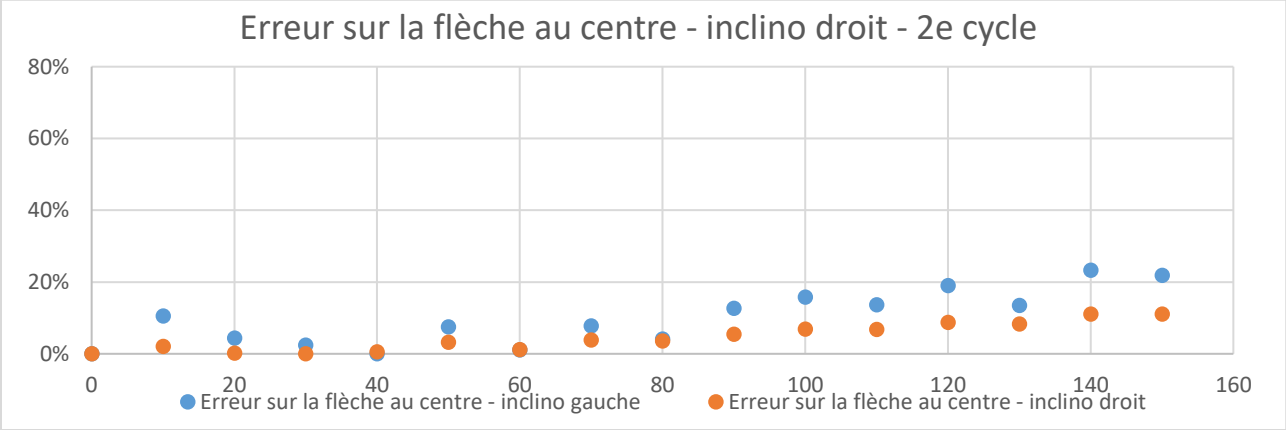


Figure 9-91 - Erreur sur la flèche au centre - inclinomètre droit - 2e cycle

Dans le second cycle, présenté à la Figure 9-91, les erreurs sont limitées à 25%, mais augmentent progressivement à partir de 90 kN. De plus, les erreurs sont plus importantes lorsqu'elles sont dérivées du côté gauche de la poutre, c'est-à-dire du côté endommagé.

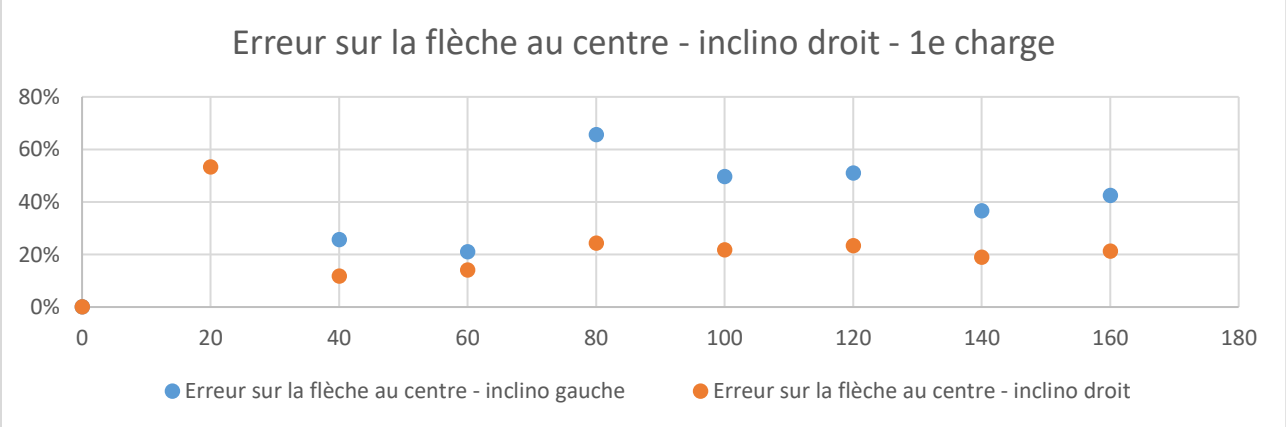


Figure 9-92 - Erreur sur la flèche au centre - inclinomètre droit - 2e cycle

Une fois la valeur de 400% présentée au Tableau 9-6 écartée (à 20 kN), les erreurs calculées atteignent les 70% et les hypothèses posées semblent trop fortes. De plus, l'erreur est toujours supérieure du côté endommagé.

Les observations sont les suivantes:

- Les erreurs sont limitées pour les 2 premiers cycles de chargement;
- Les erreurs deviennent inadmissibles à partir de 90 kN, peut-être parce que le chargement se rapproche peu à peu de l'endommagement.

L'inexactitude des résultats fournis pour l'inclinomètre de gauche s'expliquent facilement par le fait que celui-ci est disposé du côté le plus endommagé de la poutre.

D'autre part, les flèches tirées de l'inclinomètre de droite donnent des valeurs inférieures aux mesures observées, car la poutre est en bien meilleur état sur son côté droit, comme rappelé à la Figure 9-93.



Figure 9-93 - Poutre dans son état dégradé

Ces conclusions indiquent qu'il semble fort peu intéressant de dériver la courbure de la valeur de la flèche calculée de l'inclinaison.

6 CHAPITRE 6 : COMPARAISON ATTENTES THÉORIQUES ET RÉSULTATS – ANALYSE DU PHÉNOMÈNE DE RUPTURE

6.1 RÉSULTATS DU PROGRAMME DE CALCUL

TRONÇON	MRD - RUPTURE		MRD - FISSURATION		V MAX (MODEL CODE)		V MAX (JOURAWASKI)		EI	
	kNm		kNm		kN		kN		kNm2	
	Moyenne	SD	Moyenne	SD	Moyenne	SD	Moyenne	SD	Moyenne	SD
0	2116	103	1015	79	176	22	500	67	957184	188648
1	2135	84	985	79	183	22	500	67	1052630	207419
2	2110	84	961	79	187	22	461	59	1052630	207419
3	2061	106	939	79	190	22	422	50	999863	185642
4	2078	86	878	80	204	23	386	42	1044312	212009
5	2041	93	900	79	199	22	371	42	1024659	194978
6	2044	86	882	78	205	22	357	44	1102359	229198
7	2029	86	868	78	209	22	343	42	1102359	229198
8	2017	86	855	78	213	22	322	43	1102359	229198
9	1601	75	758	67	193	19	313	47	1036523	207592
10	1470	62	725	63	190	18	304	47	1079299	229492
11	1393	73	695	63	191	18	Pas calculé		948093	178175
12	1389	73	686	63	196	18	Pas calculé		940206	176113
13	1387	73	691	63	198	18	Pas calculé		950782	178518
14	1385	69	697	63	196	18	Pas calculé		977285	189151
15	1364	77	712	63	191	18	Pas calculé		957103	183104
16	1347	86	699	64	189	19	283	49	875996	150977
17	1343	77	705	67	182	19	289	48	888529	195942
18	1362	86	711	64	181	19	283	49	872164	149954
19	1357	86	702	68	178	19	283	48	785555	151218
20	1385	86	734	64	173	19	285	48	872662	150378
21	1442	73	769	64	166	18	287	51	836982	161643
22	1640	72	815	67	173	19	292	43	989587	210679
23	2050	82	922	79	193	22	337	43	1006873	210423
24	2071	82	942	79	189	22	365	45	1006873	210423
25	2124	86	961	79	188	22	386	54	1094496	11367
26	2130	93	988	79	182	22	401	62	1017959	10499
27	2157	93	1015	79	178	22	394	63	1017959	10499

Figure 9-94 - Résumé des caractéristiques calculées via le programme de calcul

Remarque : les efforts tranchants par l'approche Jourawski ne sont pas calculés car ils se situent dans la zone d'effort tranchant nul (entre les vérins) et ce calcul est particulièrement lourd en terme de temps de calcul.

6.2 CALCUL DES COEFFICIENTS POUR L'ANALYSE DU PHÉNOMÈNE DE RUPTURE

Les coefficients sont calculés comme suit :

- $\xi = 1.2 - 0.2a \geq 0.65$ (a en [m])
- $K_p = 1 + 0.3\frac{Pcos\alpha(x+d_s-d_p)}{f_{ctm}bd^2}$
- α = l'angle des étriers (=90°)
- $b_{v,eff} = b_w + 2h_f \leq b$
- $\frac{x0}{d} = \alpha_e\rho_l\left(-1+\sqrt{1+\frac{2}{\alpha_e\rho_l}}\right)+\left(\frac{h-x_o}{d}\right)\left(\frac{d}{h}\right)\frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{cp}+f_{ctm}}$
- $\alpha_e = \frac{E_{acier}}{E_{beton}} = 6.1$
- d = distance des torons par rapport à semelle supérieure ($= 880[mm]$)
- h = hauteur totale de la poutre ($= 950[mm]$)
- $\frac{x}{d} = \frac{x_0}{d}+\left(\frac{h-x_o}{d}\right)\left(\frac{d}{h}\right)\frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{cp}+f_{ctm}}$ = 0.4881(x = 429 [mm])

Ces paramètres étant, pour la plupart, liés à la géométrie de la poutre au droit de la rupture il convient de rappeler de la géométrie de la demi-poutre sectionnée. Celle-ci est représentée sur la Figure 9-95.

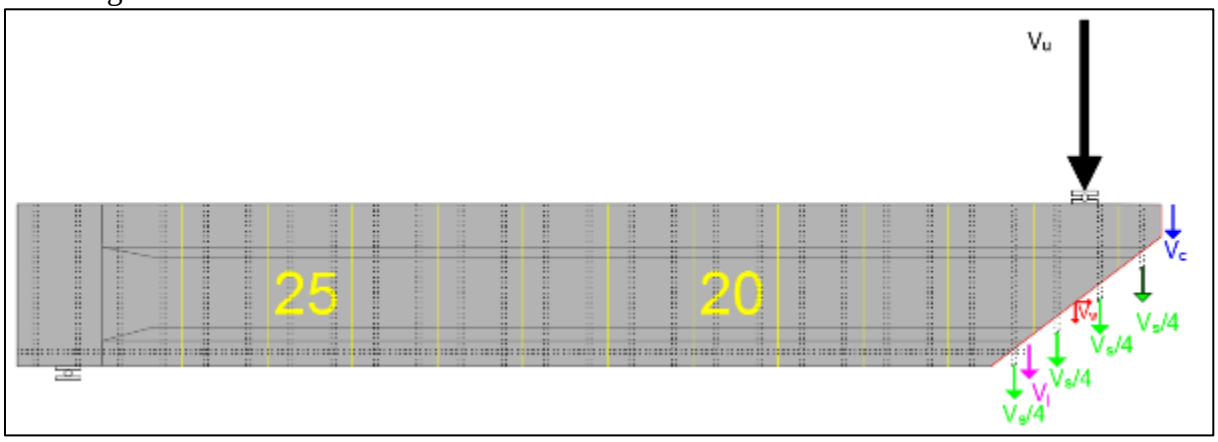


Figure 9-95 - Schéma de la demi poutre a la rupture

En se basant sur la Figure 9-96, issue de l'article de référence[4], les facteurs géométriques appliqués au cas présenté sont déterminés.

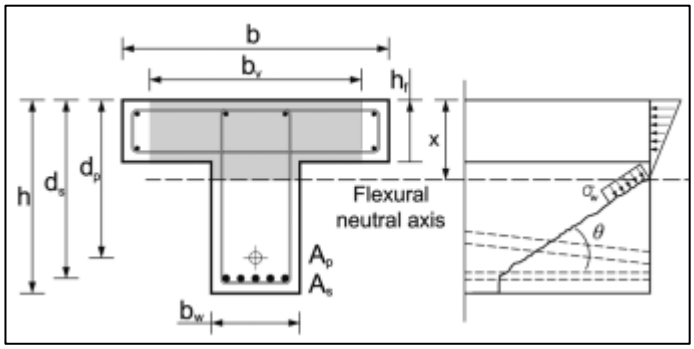


Figure 9-96 - Schéma coupe transversale de l'article

[4] A. Cladera/A. Marí/J. Bairán/C. Ribas/E. Oller/N. Duarte · *The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams* (2016 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Structural Concrete 17 (2016), No. 6 (pp1017-1032))

En utilisant tous les coefficients présentés, le calcul donne les résultats suivants:

- $v_C = 0.65 * \left\{\left(0.88 + \left(0.2 + 0.5 * \frac{380}{140}\right) * 0.4644\right) * 0.4881 + 0.02\right\} * 1 * 1 = 0{,}5216$
- $v_w = 167 * \frac{2.52}{26900} * \frac{140}{380} \left(1 + 2 * \frac{2*26900}{2.5^2*950}\right) = 0.1102$
- $v_l = 0.23 \frac{(6.1*0.00925)}{1-0.4881} = 0.0253$

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique **www.uclouvain.be/epl**