

Table des matières

INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : ÉTAT DE L'ART	4
1. ÉTAT DE L'ART SUR LE DIMENSIONNEMENT PAR LA METHODE DES BIELLES – TIRANTS	6
1.1 Présentation de la méthode des bielles – tirants	6
1.1.1 Détermination du treillis équivalent dans un cadre industriel.....	7
1.1.2 Recommandation des normes : justification sur le dimensionnement.....	10
1.2 Détermination du treillis dans un cadre automatisé.....	13
1.2.1 Dimensionnement structurel par optimisation topologique	14
1.2.2 Méthode automatique de recherche de modèle bielles – tirants.....	16
1.3 Verrous relatifs à l'automatisation de la méthode bielles – tirants	18
2. VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA METHODE BIELLES – TIRANTS	19
2.1 Essais expérimentaux de la littérature	19
2.2 Description des besoins de validation expérimentale et technologie d'instrumentation.....	20
2.2.1 Mesure de champ par corrélation d'images numérique.....	21
2.2.2 Mesure de déformation par fibres optiques : les techniques existantes	24
3. CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE	26
CHAPITRE 2 : CAMPAGNE EXPERIMENTALE	28
1. ÉLÉMENTS DE CONTEXTE REGLEMENTAIRE ET INDUSTRIEL ET ENJEUX DES ESSAIS	30
2. PROTOCOLE EXPERIMENTAL	32
2.1 Éprouvette.....	32
2.1.1 élément de structure : géométrie	32
2.1.2 Matériau cible	33
2.1.3 Ferraillage.....	34
2.2 Principe de l'essai : présentation des séquences d'essais	35
2.2.1 Application de chargements simples successifs.....	36
2.2.2 Essai de compression biaxiale	37
2.2.3 Chargement alterné	37
2.3 Prédimensionnement	39
2.3.1 Conditions aux limites	39
2.3.2 Charge.....	40
2.3.3 Mesures.....	43
2.4 Concrétisation du principe de l'essai.....	43
2.4.1 Environnement d'essai et mise en place de l'éprouvette	43
2.4.2 Éprouvette.....	45
2.4.3 Description d'ensemble.....	50
2.4.4 Réalisation des conditions aux limites.....	52
2.4.5 Dispositif de mesure.....	54
3. CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE	61
CHAPITRE 3 : DEPOUILLEMENT ET ANALYSES DES RESULTATS D'ESSAIS	63
1. ENJEUX DES ESSAIS ET VISION GLOBALE DE LA SÉRIE D'ESSAIS	65
2. DES MESURES AUX QUANTITÉS D'INTERET MECANIQUES	65
2.1 Traitement des images par corrélation d'images numériques.....	66
2.1.1 Première étape de corrélation d'images.....	66
2.1.2 Développement de l'étalonnage des mires.....	67
2.2 Interpolation sur le maillage élément fini de chaque caméra.....	74
2.3 Assemblage des champs issus de chaque caméra	77
2.3.1 Correction des déplacements grâce aux mires	77
2.3.2 Correction des déplacements par les recouvrements.....	78
2.3.3 Traitement des champs.....	79
2.4 Déformations dans le volume de l'éprouvette	82
2.4.1 Enjeux des mesures de fibres optiques	82
2.4.2 Traitement des mesures dans la maquette et détermination des pics.....	83

3.	ANALYSE ET INTERPRETATION DES ESSAIS	86
3.1	<i>Corrections apportées suite à l'essai 0.....</i>	86
3.2	<i>Chargements de compression successifs.....</i>	87
3.3	<i>Essai de compression biaxiale</i>	100
3.4	<i>Conclusion sur les résultats d'essais.....</i>	110
4.	RESULTATS DE L'HISTORIQUE DE CHARGEMENTS.....	110
5.	DISCUSSIONS SUR LES BIELLES – TIRANTS	115
6.	CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE	119
CONCLUSION ET PERSPECTIVES		120
BIBLIOGRAPHIE		123
ANNEXES.....		I
1.	CARACTERISATION DU MATERIAU ET CALCUL DES ARMATURES D'ANCRAGE	II
1.1	<i>Essais de compression</i>	ii
1.2	<i>Essais de fendage</i>	iv
2.	CRITERES DE DIMENSIONNEMENT.....	v
2.1	<i>Critère de Mazars (Mazars, 1984).....</i>	v
2.2	<i>Critère d'Ottosen (CEB-fib, 2012)</i>	vi
3.	ANNEXES SUR LES CALCULS PAR CORRELATION D'IMAGES	IX
3.1	<i>Essai 1 : Chargements simples successifs.....</i>	ix
3.1.1	Écart-type des erreurs d'interpolation mire et éprouvette.....	ix
3.1.2	Déplacements.....	13
3.1.3	Déformations.....	17
3.1.4	Direction principale de compression.....	20
3.2	<i>Essai 2 : Essai de compression biaxiale</i>	24
3.2.1	Écart-type des erreurs d'interpolation mire et éprouvette.....	24
3.2.2	Déplacements.....	27
3.2.3	Déformations.....	31
3.2.4	Déformation principale de compression.....	37
4.	RESULTATS SUR LES FIBRES OPTIQUES.....	41
4.1	<i>Essai 1 : Chargements simples successifs.....</i>	41
4.1.1	Fibres de la colonne FO_1, FO_2 et FO_3	41
4.1.2	Fibres de la console FO_D, FO_E, FO_F, FO_G	43
4.2	<i>Essai 2 : Essai de compression biaxiale</i>	46
4.2.1	Fibres de la colonne FO_1, FO_2 et FO_3	46
4.2.2	Fibres de la console FO_D, FO_E, FO_F, FO_G	49
5.	ESSAI 3 : CHARGEMENTS ALTERNES EN VERIN 2 - COURBE GLOBALE.....	50

Liste des figures

Figure 1. Analogie du treillis sur une poutre (Kotronis, 2000)	6
Figure 2. Champ de compression d'un corbeau et treillis équivalent (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987).....	7
Figure 3. Exemples pratiques de zones de discontinuité (appelées aussi zones D) (CEB-fib, 2012)	8
Figure 4. Lignes de champs de déformation (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987).....	8
Figure 5. Un modèle de bielles approximant la direction des contraintes, (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987).....	9
Figure 6. Différentes formes des bielles (CEB-fib, 2012).....	9
Figure 7. Différents types de nœud – C désignant une membrure tendue donc une bielle et T une membrure tendue donc un tirant.....	10
Figure 8. Efforts transversaux de traction	11
Figure 9. Armatures traversant la bielle (CEB-fib, 2012)	13
Figure 10. Trois catégories d'optimisation structurelle. a) Optimisation de forme b) Optimisation topologique c) Optimisation des dimensions d'une structure en treillis. Le problème initial est à gauche et la solution optimisée à droite (Bendsøe, 1995)	15
Figure 11. (a) maximum et minimum locaux de contraintes. (b) direction de bielles résultants de (a). (c) structure de base. (d) treillis optimisé. (Mendoza-Chavez, 2018).....	17
Figure 12. Conservation de la luminosité : le point P a la même "luminosité" dans les deux images, légende : RI : Région d'Intérêt	22
Figure 13. Schéma d'une fibre optique (Henault, 2014).....	24
Figure 14. Cas du corbeau traité par (Mendoza-Chavez, 2018).....	31
Figure 15. Élément de structure et corbeau	32
Figure 16. Dimensions de notre éprouvette (unités en cm).....	33
Figure 17. Plan de ferraillage final de l'éprouvette	35
Figure 18. Platines de positionnement de chargement (F1 et F2) et blocages	35
Figure 19. Courbes attendues de chargement : ESSAI 1 a) effort en fonction du temps b) déplacement imposé théorique	37
Figure 20. Courbes attendues de chargement : ESSAI 2 a) effort en fonction du temps b) déplacement imposé théorique des deux efforts	37
Figure 21. Courbes attendues de chargement de l'essai 3. En haut. déplacement imposé. En bas. efforts hypothétiques.....	38
Figure 22. Modélisation par éléments finis. (a) Blocage 1 ; (b) Blocage 2 ; (c) Pads de chargement ..	39
Figure 23. Déformation équivalente au sens de Mazars avec un déplacement imposé en face 1 à 4 mm	41
Figure 24. Effort relatif à un déplacement de 4mm au niveau du vérin 1	41

Figure 25. Déformation équivalente au sens de Mazars avec un déplacement imposé en face 1 et face 2 à 4 mm	42
Figure 26. Effort relatif à une compression biaxiale de déplacement de 4mm au niveau du vérin 1 et du vérin 2	42
Figure 27. Strates du support.....	44
Figure 28. Centrale à béton du Département d'Enseignement et de Recherche Génie Civil Environnement de l'ENS Paris-Saclay: de g. à d. les trémies pour les matériaux, le malaxeur	45
Figure 29. Destruction par compression de l'éprouvette.....	47
Figure 30. Contrainte-déformation pour une éprouvette cylindrique 16x32 (premier échantillon de la première gâchée) pour les trois cycles en élastique.....	47
Figure 31. Évolution de la contrainte en fonction de la déformation dans le domaine élastique pour le dernier cycle pour notre échantillon	48
Figure 32. Essai jusqu'à rupture en compression de l'éprouvette 16x32	48
Figure 33. Destruction par fendage de l'éprouvette.....	49
Figure 34. Montage de la barre équipée de l'extensomètre sur la machine de traction, réf. (Jourdain, Molinaro, & Soleilhet, 2018).....	50
Figure 35. Vue de la plateforme avec ses blocs modulaires.....	51
Figure 36. Vue en plan du dispositif général de l'essai	52
Figure 37. Blocage 1 : condition au niveau de l'encastrement	53
Figure 38. Blocage 2 : condition au niveau du mur de réaction.....	53
Figure 39. Vérins de chargement et rotules.....	54
Figure 40. Vérin 2: goujons d'ancrage.....	54
Figure 41. Positions des caméras avec le logiciel BLENDER (7 en hauteur et 1 en tranche)	55
Figure 42. Portique support des appareils photos.....	56
Figure 43. Disposition des caméras et zones de recouvrement.....	57
Figure 44. 4 mires vues par les caméras en hauteur	58
Figure 45. Disposition finale pour les câbles de fibre optique et vue en plan des trames.....	59
Figure 46. Ferraillage et fibres optiques.....	59
Figure 47. Sortie des fibres et soudures faites	60
Figure 48. Dispositifs pour les acquisitions	60
Figure 49. (a) Système de coordonnées d'une image numérique. (b) Système de coordonnées adopté	66
Figure 50. Image numérique de la caméra 2. (a) Image dans son repère. (b) Maillage de la zone d'intérêt en éléments T3.....	67
Figure 51. Éprouvette et mires vues sur une photo	68
Figure 52. Application de transformation pour le sous-domaine de l'éprouvette du domaine d'une image i.....	69

Figure 53. Essai 0 : écart-types des valeurs de déplacement approximées pour les 5 caméras utilisées, suivant X et suivant Y	72
Figure 54. Essai 1 : écart-types des valeurs de déplacement approximées pour la caméra 6 et la mire 2 suivant X et suivant Y	73
Figure 55. Dispositif testé ESSAI 0 (AVANT) et dispositif corrigé (APRES).....	74
Figure 56. Transformation du repère de l'image au repère du maillage complet : mise à l'échelle et rotation.....	75
Figure 57. Vue en plan, vue de la caméra dans l'épaisseur avec les points à coordonnées réelles (X) .	75
Figure 58. Définition des différents éléments d'une image, exemple au niveau de la caméra 2	76
Figure 59. Interpolation du champ de déplacement par caméra sur le maillage entier éléments finis...	77
Figure 60. Recouvrement de deux caméras.....	78
Figure 61. Essai 1: champ de déplacement DX. (a) instant avant fissure. (b) instant après fissure.....	80
Figure 62. Essai 1 : champ de déplacement DY. (a) avant fissure (b) après fissure	81
Figure 63. Champs de déformation utilisés sur le maillage, ici déformation <i>exx</i> , pour les instants après fissures en fin d'essai. (a) Essai 1, (b) Essai 2.....	81
Figure 64. Essai 1 : déformation dans l'épaisseur au niveau de la colonne sur plusieurs instants de l'essai	82
Figure 65. Essai 1 : déformation dans l'épaisseur du côté de la colonne sur plusieurs instants	83
Figure 66. Essai 1 : Déformation dans l'épaisseur du côté du vérin 2, sur plusieurs instants	83
Figure 67. Dénomination des portions de fibre optique	84
Figure 68. Exemple de traitement de courbe de déformation en fonction de l'abscisse avec les pics déterminés.....	86
Figure 69. Essai 0 : Portion de courbes efforts en fonction du temps et déplacement en fonction du temps	87
Figure 70. Essai 1 : Courbe globale avec les données d'acquisition.....	88
Figure 71. Déplacements relevés lors de la détermination par corrélation d'images	89
Figure 72. Essai 1 : Courbe globale avec les déplacements corrigés	89
Figure 73. Essai 1: déplacements au temps T2 suivant X et suivant Y	91
Figure 74. Essai 1 : Champs de déplacement au temps T3a. (a) Champ DX. (b) Champ DY.....	92
Figure 75. Essai 1 : au temps T3b, déformations le long des fibres de la direction de la console (en violet dans le schéma), fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette	93
Figure 76. Essai 1 : au temps T3b, déformations le long des fibres de la direction de la colonne (en jaune dans le schéma), fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette	93
Figure 77. Essai 1 : Champs de déplacement au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en	

effort et début de l'application de F2. (a) Champ DX. (b) Champ DY. Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette.....	94
Figure 78. Essai 1 : Champs de déformation au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en effort et début de l'application de F2. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy}	95
Figure 79. Essai 1 : ε_{xx} au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en effort et début de l'application de F2. Zoom sur la fissure	95
Figure 80. Essai 1 : Champs de déplacement au temps T4. (a) Champ DX. (b) Champ DY.	96
Figure 81. Essai 1 : au temps T4 niveaux de déformation vue par les fibres et niveaux des pics représentant les fissures. (a) dans le poteau. (b) dans la console début du chargement F2 (b). Fissure dans le coin et fissure due à F2.....	97
Figure 82. Essai 1 : Champs de déplacement au temps final TF. (a) Champ DX. (b) Champ DY.....	98
Figure 83. Essai 1 : Champs de déformation en fin d'essai TF. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy} . Fissures finales sur la maquette.....	99
Figure 84. Essai 1 : Fissures photographiées à la fin de l'essai	99
Figure 85. Essai 1: Photo des fissures dans l'épaisseur	100
Figure 86. Essai 2 : Courbe globale avec les données d'acquisition.....	100
Figure 87. Essai 2 : Courbe globale avec les déplacements corrigés	101
Figure 88. Essai 2 : Champs de déplacement au temps T4a. (a) Champ DX. (b) Champ DY.....	102
Figure 89. Essai 2 : au temps T4a, déformations le long des fibres de la direction de la console, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissure dans le coin dans le volume de la maquette avec les fibres de la console	103
Figure 90. Essai 2 : au temps T5a, déformations le long des fibres de la direction de la console, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissure sur le coin dans le volume avec les fibres de la console.....	103
Figure 91. Essai 2 : Champs de déplacement au temps T5a. (a) Champ DX. (b) Champ DY.....	104
Figure 92. Essai 2 : Champs de déformation à T5a. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy} . Fissures dans le poteau	105
Figure 93. Essai 2 : au temps T5a, déformations le long des fibres de la direction de la colonne, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dans le poteau et fissure sur le coin	105
Figure 94. Essai 2 : Champs de déplacement au temps final TF. (a) Champ DX. (b) Champ DY	106
Figure 95. Essai 2 : Champs de déformation au temps final TF. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy} . Fissures apparentes sur la partie du poteau	107
Figure 96. Essai 2 : Champ de déformation ε_{xx} au temps final TF. Zoom sur la fissure au coin.....	107
Figure 97. Essai 2 : au temps final TF, déformations le long des fibres de la direction de la colonne : mise en évidence de toutes les fissures. Avec fibres supérieures (up) et inférieures (low.....	108
Figure 98. Essai 2 : évolution sur les temps caractéristiques de la fibre FO_3 (fibre supérieure) et	

apparition de la fissure sur le coin.....	109
Figure 99. Essai 2 : Photo des fissures à la fin de l'essai.....	109
Figure 100. Essai 2 : Photo des fissures 2 et 3 dans l'épaisseur.....	110
Figure 101. Essai 1 : évolution des directions principales de compression aux instants caractéristiques avec les chargements associés	111
Figure 102. Essai 1 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression	112
Figure 103. Champs de déformation ε_{xx} en fin d'essai T et fissures finales. (a) Essai 1 (b) Essai 2 .	113
Figure 104. Directions principales de déformation aux instants T4 des deux essais	114
Figure 105. Amplitude des angles d'inclinaison des directions principales de déformation aux instants T4 des deux essais	114
Figure 106. Essai 1 : détermination des zones de compression sur les angles d'orientation des directions de compression	116
Figure 107. Essai 2 : détermination des zones de compression sur les angles d'orientation des directions de compression	117
Figure 108. Essai 1 : Bielles inspirées des zones de compression	118
Figure 109. Essai 2 : Bielles inspirées des zones de compression	118
Figure 110. Courbes Contraintes - déformations du béton pour l'essai 1 (5 échantillons pour le module d'Young).....	ii
Figure 111. Contraintes - déformations du béton pour l'essai 2 (5 échantillons pour le module d'Young)	ii
Figure 112. Surface de charge du critère d'Ottosen.....	vii
Figure 113. fonction de charge $F\sigma_1$ en fonction de la contrainte appliquée σ_1 en traction uniaxiale (zoom à droite autour de la racine de traction).....	viii
Figure 114. Surface de charge en fonction de σ_1 et σ_2 , [valeur absolue]	ix
Figure 115. Surface de charge en fonction de σ_1 et σ_2	ix
Figure 116. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 4 par rapport aux mires (1 et 3).....	x
Figure 117. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 5 par rapport aux mires (1 et 3).....	x
Figure 118. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 6 par rapport aux mires (2 et 4).....	xi
Figure 119. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 7 par rapport à la mire 2	xi
Figure 120. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 8 par rapport à la mire 5	xii
Figure 121. Essai 1 : Évolution des déplacements DX sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	13
Figure 122. Essai 1 : Évolution des déplacements DX	14
Figure 123. Essai 1 : Évolution des déplacements DY sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	15

Figure 124. Essai 1 : Évolution des déplacements DY	16
Figure 125. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xx} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5).....	17
Figure 126. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xx}	17
Figure 127. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{yy} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5).....	18
Figure 128. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{yy}	18
Figure 129. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xy} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5).....	19
Figure 130. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xy}	19
Figure 131. Essai 1 : Directions principales correspondantes à la compression.....	20
Figure 132. Essai 1 : Directions principales avec les amplitudes des déformations	21
Figure 133. Essai 1 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression	22
Figure 134. Essai 1 : Directions principales correspondantes à la compression interpolées sur un maillage plus grossier (taille d'élément : 6 cm)	23
Figure 135. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 4 par rapport aux mires (1 et 3)....	24
Figure 136. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 5 par rapport aux mires (1 et 3)....	24
Figure 137. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 6 par rapport aux mires (2 et 4)....	25
Figure 138. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 7 par rapport aux mires (2 et 4)....	25
Figure 139. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 8 par rapport à la mire 5	26
Figure 140. Essai 2 : Évolution des déplacements DX sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	27
Figure 141. Essai 2 : Évolution des déplacements DX	28
Figure 142. Essai 2 : Évolution des déplacements DY sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	29
Figure 143. Essai 2 : Évolution des déplacements DY	30
Figure 144. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xx} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	31
Figure 145. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xx}	32
Figure 146. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{yy} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	33
Figure 147. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{yy}	34
Figure 148. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xy} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)	35
Figure 149. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xy}	36

Figure 150. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression	37
Figure 151. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression avec leur amplitude ...	38
Figure 152. Essai 2 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression	39
Figure 153. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression interpolées sur un maillage plus grossier (taille d'élément : 6 cm) :	40
Figure 154. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T1 et T2	41
Figure 155. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T3 et TF1.....	41
Figure 156. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T4 et TF (final)	42
Figure 157. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_1 sur tous les instants.....	42
Figure 158. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_2 sur tous les instants.....	43
Figure 159. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_3 sur tous les instants.....	43
Figure 160. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur l'instant T2	44
Figure 161. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T3 et TF1	44
Figure 162. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T4 et TF (final).....	44
Figure 163. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_D sur tous les instants.....	45
Figure 164. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_E sur tous les instants	45
Figure 165. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_F sur tous les instants.....	46
Figure 166. Essai 1 :Évolution de la fibre FO_G sur tous les instants	46
Figure 167. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T1 et T2	47
Figure 168. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T3 et T4	47
Figure 169. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T5 et TF (final)	47
Figure 170. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_1 sur tous les instants.....	48
Figure 171. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_2 sur tous les instants.....	48
Figure 172. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_3 sur tous les instants.....	49
Figure 173. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur l'instant T2	49
Figure 174. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T3 et T4	50
Figure 175. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T5 et TF (final).....	50
Figure 176. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_G sur les temps	50
Figure 177. Essai 3 : Courbe globale avec les données d'acquisition.....	51

Liste des tableaux

Tableau 1. Définition des essais.....	36
---------------------------------------	----

Introduction

Tableau 2. Formulation du béton de la première gâchée	46
Tableau 3. Caractéristiques des caméras	56
Tableau 4. Détails sur les acquisitions.....	61
Tableau 5. Pentes sécantes pour l'essai 1 et niveaux d'efforts correspondant.....	90
Tableau 6. Pentes sécantes pour l'essai 2 et niveaux d'efforts correspondant.....	101
Tableau 7. Résumé des valeurs caractéristiques des essais de caractérisation.....	iii
Tableau 8. Récapitulatif des valeurs des résistances en traction.....	iv

Notations

Les notations utilisées pour les équations mathématiques sont :

x désigne un scalaire x

\boldsymbol{x} désigne un vecteur \boldsymbol{x}

\mathbf{X} désigne une matrice \mathbf{X}

Les vecteurs sont exprimés en colonne entre accolades.

Les matrices sont exprimées entre crochets.

Introduction

Le contexte actuel intégrant le dérèglement climatique et le déploiement du digital dans le génie civil a fait ressortir plusieurs enjeux majeurs :

- L'optimisation des ressources, en particulier en considérant la densité d'armature dans le cadre du béton armé,
- La mise en place d'une continuité numérique au sein d'un environnement BIM (Building Information Modeling) depuis la CAO (Conception Assistée par Ordinateur) jusqu'à la réalisation sur le chantier en passant par des modèles éléments finis optimaux et des post-traitements avec un niveau élevé d'automatisation,
- Le maintien d'un niveau de sûreté égal pour les ouvrages nucléaire.

L'objectif *in fine* est celui d'améliorer la constructibilité sans réduire la performance globale des structures.

On resserre ce contexte général à celui des ouvrages nucléaires en béton armé. Ces structures contreventées par voiles présentent des équarrissages très importants du fait des contraintes de radioprotection et sont soumises à des chargements extrêmes. Mécaniquement elles se présentent comme un assemblage d'éléments en béton armé avec un fort niveau d'hyperstatisme, figurant des zones B (plaques et éventuellement poutres, où les hypothèses de Saint Venant sont respectées) et des zones D (éléments massifs où Saint Venant n'est pas respecté et la théorie des plaques et coques ne peut être appliquée).

La méthode bielle-tirant est la méthode de conception recommandée pour structures massives ou zones D dans les codes et normes. Néanmoins, en contraste avec les éléments 1D et 2D où des procédures automatiques consolidées existent, l'application de la méthode bielles-tirants est usuellement réalisée à la main par le concepteur. De plus, comme cela sera expliqué dans la suite, la méthode des bielles – tirants ne se prête pas bien à l'application des normes de conception car elle ne gère pas facilement les nombreuses combinaisons d'actions. Pour ces deux raisons, très souvent dans la pratique courante les zones massives ou D ne sont pas modélisées proprement ; en effet, la modélisation 3D est remplacée par une modélisation 2D et, de manière cohérente, les méthodes de conception correspondantes sont appliquées. Cela est spécialement notable dans le secteur nucléaire du fait de l'épaisseur souvent importante des éléments structurels : les zones D (par exemple radiers et zones de jonction voile-plancher) occupent une partie importante de la structure complète. Conjugué aux sollicitations de conception souvent très importantes prises en compte pour les structures nucléaires, ceci conduit à des taux de ferrailage tellement élevés qu'ils impactent défavorablement la constructibilité de l'ouvrage. A titre d'exemple, on franchit des densités d'armature supérieures à 500 kg/m³ (voir (Foltz, 2019)).

Introduction

Une amélioration des pratiques de conception portera dans l'avenir sur plusieurs aspects : l'amélioration de la modélisation des zones D ou massives, l'automatisation du dimensionnement des armatures, de manière à se conformer aux méthodes de conception des éléments 1D et 2D et l'adaptation des méthodes de conception à plusieurs cas de chargements.

Concernant ce dernier aspect, en effet, un modèle bielle-tirant est généralement conçu pour un chargement spécifique, alors que les normes recommandent la vérification des éléments structurels à plusieurs combinaisons d'actions. Or, un modèle bielles-tirant conçu pour une certaine sollicitation peut ne pas être optimal pour une autre sollicitation, car le flux de contrainte dans les deux cas ne sera pas le même. Cette considération vaut déjà sous l'hypothèse d'un comportement élastique et c'est encore plus vrai si la fissuration du béton est considérée, car dans ce cas l'historique d'application des chargements prend son importance : une fissure développée sous une certaine sollicitation peut perturber le flux de contraintes d'une autre sollicitation.

C'est le sujet de l'historique de chargement qui est au centre du travail présenté dans ce manuscrit. Pour étudier en détail ce sujet, une approche expérimentale a été entreprise et une structure traditionnellement dimensionnée par le biais de la méthode bielles-tirants a été choisie : un poteau avec corbeau. Le corbeau est sollicité par deux charges élémentaires, parallèle ou orthogonale au poteau ; la réponse de la structure sous chargements concomitants ou successifs est étudiée

Pour ce faire, on imagine un essai répondant à ces contraintes et validant les méthodes usuelles correspondantes à ce type de structure. La corrélation d'images numériques a montré ses performances dans la mesure de champs et on vise un essai instrumenté en surface pour comprendre le comportement de la structure. On s'assure d'obtenir des informations dans l'épaisseur pour consolider l'hypothèse d'une situation « plane ». Un étalonnage des instruments de mesure pertinent sur le temps pendant toute la durée des essais est recherché. Aussi dans le but d'assurer toutes les validations possibles, les différentes occurrences de chargement sont testées. On cherche à exploiter les mesures par corrélation d'images de telle manière à obtenir des informations riches des différents champs sur la surface.

Les objectifs de la thèse sont de :

- Déterminer l'influence des différentes combinaisons d'actions liée à leurs historiques de chargement et des fissurations associée particulièrement sur les modèles bielles-tirants,
- Disposer d'une base de validation expérimentales pour benchmarker les méthodes automatiques de génération de treillis Bielles – Tirants.

Pour répondre à ces objectifs il a été choisi de concevoir et exploiter une campagne expérimentale sur une maquette de structure massive en béton armé à taille réelle.

Introduction

La première étape consiste à définir l'état de l'art sur le dimensionnement par la méthode des bielles – tirants dans lequel on fait un bref rappel sur les justifications et les recommandations des normes concernant le dimensionnement par cette méthode. Ensuite, on relève les quelques méthodes automatisant la recherche de treillis équivalent de bielles – tirants en mettant en exergue les verrous relatifs à l'automatisation de la méthode. En réponse aux besoins présentés, la conception d'une campagne expérimentale s'est présentée nécessaire. Ainsi, une discussion autour des différentes technologies pour arriver à des résultats pertinents a été nécessaire. Le but d'avoir une maquette numérique suite aux résultats expérimentaux est recherché.

Le deuxième chapitre décrit le protocole expérimental. Le choix de la géométrie, du matériau cible et de la mise en place sont discuté. Les séquences d'essais sont établies et détaillées. Elles répondent aux besoins établis dans les parties précédentes. Ensuite, l'essai est monté : le dimensionnement et les mesures recherchées sont discutés. Toute la conception se concrétise alors dans la dernière partie du chapitre en détaillant l'environnement d'essai, les conditions aux limites et l'ensemble de l'instrumentation.

Le troisième chapitre concerne en premier le dépouillement des essais. On passe des mesures à des résultats : d'abord en définissant les enjeux de chaque mesure puis en développant les traitements nécessaires. Ensuite, l'intérêt des données continues pendant l'essai montre sa valeur : réussir à comprendre l'évolution au cours du temps, en fonction de toutes les données d'acquisition, le comportement de la structure en fonction de tous ces paramètres. Ce dernier chapitre discute également des différentes séquences d'essai notamment sur l'historique de chargements. Une discussion dans le sens du treillis équivalent de bielles – tirants est entamée et on détaille les principales conclusions en lien avec la campagne expérimentale.

Chapitre 1 : État de l'art

Introduction du chapitre :

La méthode des bielles – tirants est recommandée dans les dimensionnements de structures massives en béton armé. Elle est utilisée depuis des décennies en ingénierie et est présente dans les normes de calcul actuelles. Cependant, malgré toutes les améliorations et évolutions de mise en pratique de la méthode, qui seront présentées dans ce chapitre, on peut en extraire certaines limites. Mêmes si les étapes de dimensionnement sont détaillées, elles semblent présenter dès la première étape qui est la détermination d'un treillis équivalent, un débat et une méfiance au sein de la communauté. Il s'agit notamment de se mettre d'accord sur les critères de choix du treillis. En parallèle, la course vers un outil qui serait automatisé et optimisé est menée. Concernant cette dernière, même si le côté subjectif est levé dans le choix du treillis, il est important de redéfinir les critères et de déceler leurs limites. Ce chapitre présente un bref état de l'art sur le dimensionnement par la méthode des bielles – tirants, d'abord en la présentant dans le contexte industriel puis selon les besoins d'un cadre plus automatisé. Ensuite, les verrous relatifs à l'utilisation de la méthode dans ce cadre automatisé et optimisé sont discutés. Puis, on mettra en évidence le besoin en essai expérimental qui répond aux problématiques liés à l'automatisation de la méthode bielles – tirants. On discutera notamment des moyens de mesures adéquats pouvant satisfaire les besoins expérimentaux.

Sommaire du chapitre

1. État de l'art sur le dimensionnement par la méthode des bielles – tirants
 - 1.1 Présentation de la méthode des bielles – tirants
 - 1.1.1 Détermination du treillis équivalent dans un cadre industriel
 - 1.1.2 Recommandation des normes : justification sur le dimensionnement
 - 1.2 Détermination du treillis dans un cadre automatisé
 - 1.2.1 Dimensionnement structurel par optimisation topologique
 - 1.2.2 Méthode automatique de recherche de modèle bielles – tirants
 - 1.3 Verrous relatifs à l'automatisation de la méthode bielles – tirants
 2. Validation expérimentale de la méthode bielles – tirants
 - 2.1 Essais expérimentaux de la littérature
 - 2.2 Description des besoins de validation expérimentale et technologie d'instrumentation
 - 2.2.1 Mesure de champ par corrélation d'images numérique
 - 2.2.2 Mesure de déformation par fibres optiques : les techniques existantes
 3. Conclusion partielle du chapitre
-

1. ÉTAT DE L'ART SUR LE DIMENSIONNEMENT PAR LA MÉTHODE DES BIELLES – TIRANTS

1.1 PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DES BIELLES – TIRANTS

Le modèle des bielles – tirants est une généralisation de l'analogie du treillis (Kotronis, 2000). L'analogie du treillis a été introduite par (Ritter, 1899) et (Mörsch, 1902) pour décrire le comportement d'une poutre en flexion fissurée (voir Figure 1). Des fissures inclinées par rapport aux barres horizontales d'acier apparaissent et séparent le béton en une série de bielles diagonales parallèles aux fissures. Les bieilles de compression (voir Figure 1) sont supposées résister en compression axiale et forment avec les armatures tendues un treillis capable de résister à l'effort appliqué.

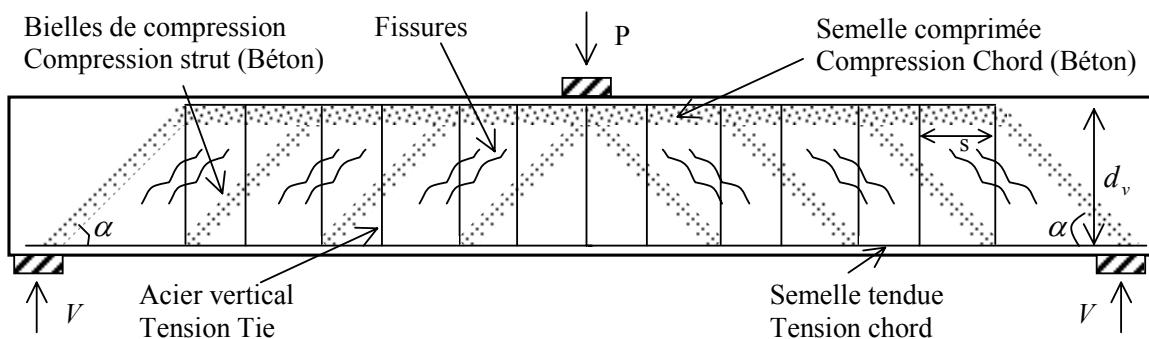


Figure 1. Analogie du treillis sur une poutre (Kotronis, 2000)

L'analogie du treillis selon (Kotronis, 2000) est utilisé en conception du béton par l'analyse du cisaillement. Aussi, l'analogie du treillis veut que la répartition d'efforts dans une structure en béton armé soit la même que la répartition d'efforts dans un modèle de treillis. Ce modèle de treillis comprend un champ de contraintes de compression et un ensemble de tirant en tension, qui relie ce champ de contraintes de compression.

Les efforts dans le treillis ainsi formé sont déterminés statiquement par l'équilibre des nœuds. Ce modèle très simplifié est à la base des codes de dimensionnement actuels (CEB-fib, 2012), (Afnor Editions, 2007)).

La méthode des treillis a été repris par Schlaich (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987) pour des structures plus complexes que les poutres. Notamment, il choisit la géométrie du treillis de manière à représenter le mieux possible le fonctionnement mécanique de la structure et pour permettre le dimensionnement des armatures.

Ces barres sont reliées par des articulations (ou nœuds) auxquelles sont appliqués les efforts extérieurs sur la structure. Les barres idéalisent un champ de contrainte uniaxiale. L'auteur

a étendu l'analogie de Ritter-Mörsch aux éléments à forte discontinuité géométrique comme les corbeaux, etc... Le principe est celui de créer un treillis dans lequel les barres comprimées modélisent des bielles de béton, et les barres tendues les armatures. L'exemple de la Figure 2 montre le choix du treillis découlant de la méthode de Schlaich pour le cas d'un corbeau.

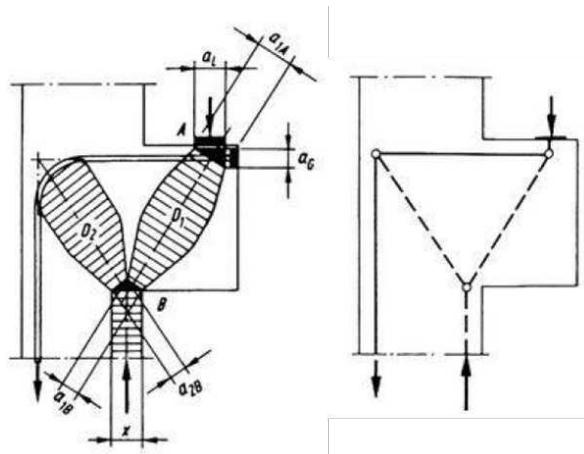


Figure 2. Champ de compression d'un corbeau et treillis équivalent (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987)

Les tirants représentés par les barres d'acier, qui forment avec les bielles de béton le treillis de Ritter – Mörsch sont censées représenter la répartition d'efforts.

Les éléments utilisés pour idéaliser la structure étudiée sont alors:

- Les bielles, représentant les zones compressées, modélisées en béton
- Les tirants, représentant les zones tendues, modélisées en acier
- Les nœuds, établissant les connexions entre les différentes zones, modélisées en béton

1.1.1 Détermination du treillis équivalent dans un cadre industriel

La méthode recommandée par l'Eurocode 2 (cf. §5.6.4 et 6.5 de la réf. (Afnor Editions, 2017)) pour le dimensionnement de structures en béton armé des zones massives et les zones discontinues, appelées aussi zones D, est la méthode des bielles – tirants. Une zone massive par définition ne peut être assimilée à une plaque ou à une poutre : les approches par équilibre de section ne peuvent être utilisées pour le dimensionnement des armatures. Une zone D (Discontinuité ou Disturbed) est une zone soumise à des chargements concentrés, ou bien présentant une géométrie discontinue (voir Figure 3). De ce fait, elle est caractérisée par une distribution non-linéaire des déformations .

Chapitre 1 : État de l'art

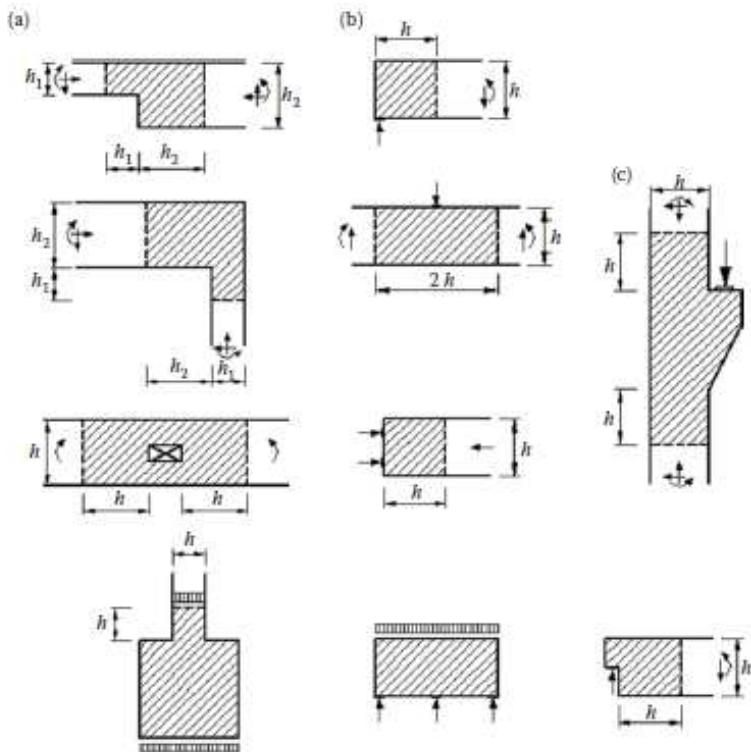


Figure 3. Exemples pratiques de zones de discontinuité (appelées aussi zones D) (CEB-fib, 2012)

Par opposition, les zones B (Beam ou Bernoulli, en référence à l'hypothèse de Bernouilli) correspondent aux zones définies par l'application du principe de Saint Venant. Comme on peut observer avec les lignes de champs de déformation par l'application d'un effort ponctuel sur la Figure 4, les contraintes et les déformations dans une région d'un solide suffisamment éloignée des points d'application des efforts extérieurs ne dépendent que du torseur résultant de ces efforts (Albiges, Coin, & Lebelle, 1983).

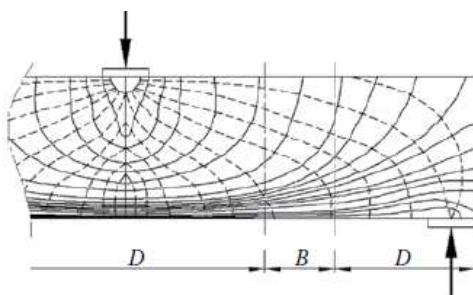


Figure 4. Lignes de champs de déformation (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987)

Les normes européennes actuelles (Afnor Editions, 2005) s'appuient toutes sur les lignes de champ de contrainte élastique (voir Figure 5) pour déterminer l'orientation et la position des bielles de compression (voir l'alinéa (2) du §5.6.4 de l'Eurocode 2 (Afnor Editions, 2005)).

Chapitre 1 : État de l'art

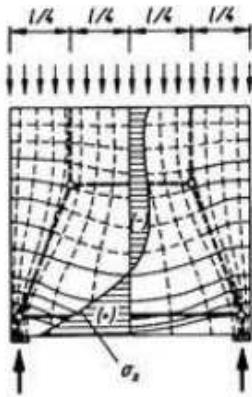


Figure 5. Un modèle de bielles approximant la direction des contraintes, (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987)

En particulier (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987) propose une approche pratique qui peut servir de déclinaison à l'alinéa (2) du §5.6.4 de l'Eurocode (Afnor Editions, 2017). La première étape consiste à créer une première géométrie du modèle en orientant les bielles et les tirants de façon à prendre en compte les directions des contraintes principales mineures et majeures en supposant un comportement élastique du matériau.

Selon (CEB-fib, 2012), les bielles ont trois types de forme (Figure 6) : prismatique (a), « bouteille » (b) ou en éventail (c). Leur analyse jusqu'à présent est représentée par la forme prismatique.

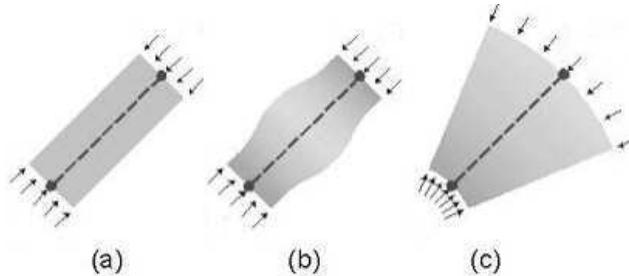


Figure 6. Différentes formes des bielles (CEB-fib, 2012)

Les points de jonction entre les tirants et les bielles appelés nœuds, sont de différents types en fonction de la nature des barres qui s'y lient (voir Figure 7). Ils représentent le point de transfert des forces. Il vient alors l'étape de la vérification du nœud, qui doit être choisi de manière à ne pas dépasser une contrainte maximale appliquée sur un nœud et dépendant du type de nœud, selon le classement de la Figure 7.

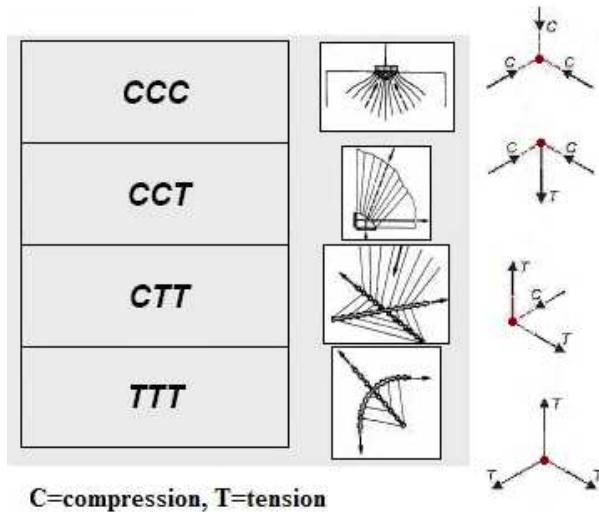


Figure 7. Différents types de nœud – C désignant une membrure tendue donc une bielle et T une membrure tendue donc un tirant

Cette valeur de contrainte maximale est définie par les normes ; elle dépend de l'ancrage des barres dans le nœud de jonction et décroît selon le nombre de tirants qui arrivent sur le nœud.

La deuxième étape consiste à calculer les efforts internes dans les barres. En effet, après avoir choisi un schéma adéquat de bielles – tirants, l'étape suivante est la détermination des efforts que ces éléments doivent supporter. Cela se calcule de manière à vérifier les équations d'équilibre mécanique dans le treillis articulé défini précédemment.

La dernière et troisième étape de la méthode consiste à déterminer la section des barres tendues, de manière qu'elles ne dépassent pas le seuil de résistance à la traction pour l'acier. La contrainte maximale sur le béton est également vérifiée.

Dans la pratique, certains tirants ne sont pas placés dans la direction optimale, c'est-à-dire dans la direction principale des contraintes de traction, à cause de contraintes de constructibilité (angles difficiles lors de la réalisation sur chantier). Cela se concrétise par une imposition des angles des armatures (Afnor Editions, 2007).

1.1.2 Recommandation des normes : justification sur le dimensionnement

1.1.2.1 Justifications selon l'Eurocode 2 (EC2)

L'Eurocode 2 présente les justifications nécessaires sur les bielles – tirants du treillis choisi. Les justifications sont notamment faites aux états limites ultimes.

D'abord pour les bielles en béton, la contrainte de compression calculée dans la bille σ_{cc} ne doit pas excéder la résistance maximale d'une bille en béton $\sigma_{Rd,max}$. Cette dernière dépend de la forme de la bille, notamment s'il s'agit ou pas d'une bille en forme de bouteille qui nécessite une armature pour reprendre la traction transversale. Elle est définie en fonction de la résistance de calcul en compression f_{cd} par :

Chapitre 1 : État de l'art

$$\sigma_{Rd,max} = \begin{cases} f_{cd} & \text{avec ou sans compression transversale} \\ kV'f_{cd}^1 & \text{avec traction transversale} \end{cases} \quad 1$$

Quant aux tirants en acier, les justifications concernent principalement les tirants appelés secondaires (Figure 8) qui servent à empêcher le fendage des bielles en compression et répondant à la traction transversale.

L'effort T de traction transversale dans les tirants secondaires est défini en fonction des dimensions géométriques (a, b, H) et de l'effort imposé à la structure, il peut être pris égal à :

$$T = \begin{cases} \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F & \text{pour les régions de discontinuité partielle } (b \leq H/2) \\ \frac{1}{4} \left(1 - 0.7 \frac{a}{H}\right)^2 F & \text{pour les régions de discontinuité totale } (b > H/2) \end{cases} \quad 2$$

Concernant les nœuds, la résistance σ_{Rd} au niveau du nœud est limitée pour éviter l'écrasement du nœud, correspondant à l'écrasement du béton.

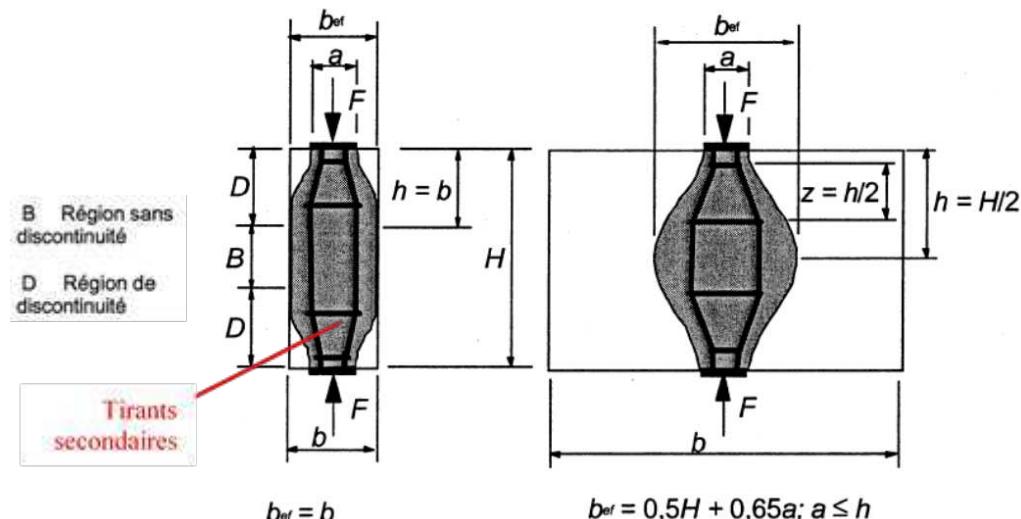


Figure 8. Efforts transversaux de traction

Il s'agit notamment de définir en premier lieu le type de nœud :

- Pour un nœud en compression, sans tirants (type CCC) :

$$\sigma_{Rd} = \max(\sigma_{Rd1}; \sigma_{Rd2}; \sigma_{Rd3}) \leq \sigma_{Rd,max} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 3$$

¹ $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$, avec $\alpha_{cc} = 1$ (pour le béton armé) et $\gamma_c = 1.5$; $V' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$, avec f_{ck} la résistance caractéristique du béton au $k^{\text{ème}}$ jour ; k : coefficient dépendant des types d'efforts sur le noeud

Chapitre 1 : État de l'art

- Pour un nœud en compression et traction avec un tirant ancré dans une direction (type CCT) :

$$\sigma_{Rd} = \max(\sigma_{Rd1}; \sigma_{Rd2}) \leq \sigma_{Rd,max} = 0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 4$$

- Pour un nœud en compression et traction avec des tirants dans deux directions (type CTT) ou soumis en traction avec trois tirants (type TTT) :

$$\sigma_{Rd} \leq \sigma_{Rd,max} = 0.75 V' f_{cd} \quad 5$$

1.1.2.2 Dimensionnement préconisé par l'American Concrete Institute (ACI)

Les efforts F_u dans chaque élément du treillis de bielles – tirants sont limités tels que :

$$\phi F_n \geq F_u \quad 6$$

avec F_n la résistance nominale correspondant au type d'élément (F_{ns} , F_{nt} , F_{nn} respectivement pour les bielles, les tirants et les nœuds), ϕ un coefficient réducteur de l'effort qui dépend du cas de calcul de la structure (par exemple une valeur de ϕ pour le calcul d'une structure en flexion est différente de celui adopté pour la méthode bielles – tirants).

Concernant les bielles, la résistance nominale vaut

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad 7$$

Elle correspond au produit de la résistance effective de compression f_{cu} par la section de la bieille A_c (à la base pour les bielles en forme de bouteille). $\phi f_{cu} = \phi_{STM} \alpha_1 \beta_s f'_c$ est écrit en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f'_c et des coefficients α_1 , β_s spécifiques à l'ACI (Design of structural concrete with strut-and-tie models 2002).

Une vérification supplémentaire est nécessaire dans le cas de bielles en forme de bouteille dans la vérification des tirants qui reprennent la traction transversale (similaire au cas des tirants secondaires dans l'EC2).

En effet, dans le cas où $f'_c < 6000 \text{ psi}$ (soit 40.8 MPa), les armatures qui traversent les bielles doivent respecter la relation suivante.

$$\sum \frac{A_{si}}{b s_i} \sin \gamma_i \geq 0.003 \quad 8$$

où A_{si} représente la section des armatures espacées de s_i dans une configuration avec des barres faisant un angle γ_i avec l'axe de la bieille et b la largeur de la bieille au niveau du nœud.

Ce besoin d'armature doit être assuré sur deux directions orthogonales faisant les angles γ_i avec la bieille et si ce n'est pas le cas, avec une seule direction d'armature, l'angle ne dépasserait pas les 40° (voir Figure 9).

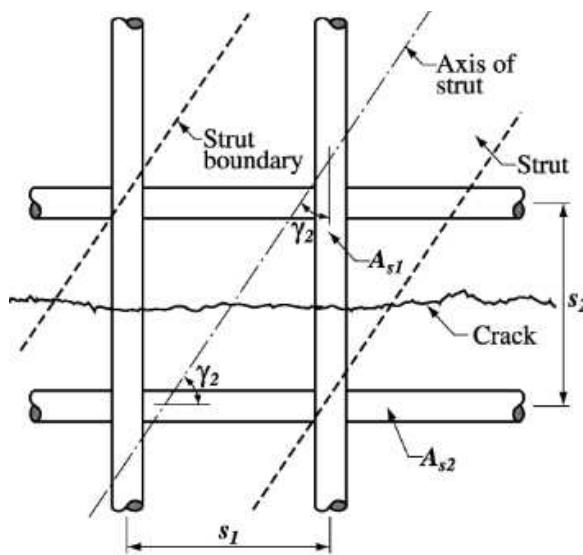


Figure 9. Armatures traversant la bielle (CEB-fib, 2012)

L'équation (1-7) est corrigée dans le cas où des armatures travaillent en compression et augmentent la résistance d'une bielle, elle se trouve modifiée en ajoutant la résistance apportée par l'acier : $F_{ns} = f_{cu}A_c + f'_s A'_s$, avec f'_s la contrainte de compression dans l'armature et A'_s la section des armatures comprimées dans la bielle.

Quant aux tirants, la résistance nominale est écrite :

$$F_{nt} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{ps} \quad 9$$

avec f_y est la résistance caractéristique à la traction de l'acier, A_{st} la section d'armature de tirant (non précontraint), f_{se} la contrainte effective après les pertes dans le cas d'armatures précontraintes, Δf_p est l'augmentation de contraintes dans les câbles de précontrainte. Et $A_{ps} = 0$ (section d'armature précontrainte) pour les éléments non précontraints.

Sur la base de tests expérimentaux et de comparaison avec des codes étrangers, la version 2002 de l'ACI préconise les valeurs des coefficients suivant concernant la résistance effective de compression :

- Nœud type CCC : $\beta_n = 1.0, \alpha_1 = 0.85$
- Nœud type CCT : $\beta_n = 0.80, \alpha_1 = 0.85$
- Nœud type CTT ou TTT : $\beta_n = 0.60, \alpha_1 = 0.85$

1.2 DETERMINATION DU TREILLIS DANS UN CADRE AUTOMATISE

L'analyse élastique linéaire a été utilisée pour l'analyse actuel des modèles bielles – tirants. Toutefois, une des limites de cette méthode est l'incertitude liée au développement de

Chapitre 1 : État de l'art

modèles pour des cas de plus en plus complexes. Fondamentalement, la méthode des bielles – tirants conventionnelle utilise des critères de résistance basés sur la contrainte et ne tient pas compte des déformations inélastiques. Ces limitations ont conduit au développement de la méthode non linéaire en proposant des étapes supplémentaires dans les algorithmes automatiques (Alshegeir & Ramirez, 1992), (Yun, 2000), (To, Ingham, & Sritharan, 2001). Ces méthodes non linéaires ont permis de prédire le comportement de structures complexes avec une précision accrue. Mais la complexité et le temps de traitement ont rendu ces méthodes impraticables pour une utilisation intensive par les ingénieurs.

Dans le dimensionnement par la méthode des bielles – tirants, la détermination du meilleur treillis équivalent reste d'actualité dans le cadre industriel. En effet, le choix du modèle bielles – tirants est fait sur base d'un ou plusieurs critères définissant une fonction coût à minimiser, ce qui conduit à la recherche du treillis optimisé. Par exemple, des critères énergétiques peuvent être utilisés, comme proposé par (British Standards Institution , 2004) ou (Kostic, 2009). Il est aussi possible d'employer des critères pratiques comme la constructibilité, en imposant par exemple des directions privilégiées des tirants (Afnor Editions, 2007).

De plus, selon (Kettelkamp, 2016), on peut proposer par exemple une procédure pour distinguer un mauvais d'un bon modèle de bielles – tirants. En effet, si la configuration d'un modèle bielles – tirants ne correspond pas à la distribution des contraintes dans l'élément, la structure doit subir une déformation importante pour développer le modèle mal supposé, ce qui entraîne une fissuration large mal distribuée. Le dimensionnement aux états limites de service consiste alors en l'étude du comportement d'aptitude au service du béton en termes de largeur maximale de fissure et de déformation de liaison estimée dans un modèle de bielles – tirants représentatif. Toutefois, il s'agit de la vérification d'un modèle et non d'un choix. Ainsi, faire un choix reste subjectif au calculateur.

Des études se sont intéressées à automatiser cette recherche de modèles et utilisent des méthodes d'optimisation structurelle ; elles sont présentées dans la partie suivante.

1.2.1 Dimensionnement structurel par optimisation topologique

L'optimisation structurelle (voir Figure 10) concerne traditionnellement l'optimisation de forme, de topologie ou paramétrique. La première est l'optimisation de forme où le but est de trouver la forme optimale d'un domaine à topologie constante (c'est-à-dire la connectivité et le nombre des cavités qui restent constantes). La seconde est l'optimisation topologique et constitue la forme la plus générale de l'optimisation structurelle dans laquelle la connectivité des membres structuraux peut évoluer dans le processus d'optimisation. La variable de dimensionnement est liée directement à la distribution de matière dans un domaine sans imposition à priori de connectivité (Bendsøe, Optimization of Structural Topology, Shape, and Material, 1995) (Chen, Wang, & Zhong, 2019).

Pour finir, l'optimisation paramétrique d'une structure consiste à optimiser des paramètres de dimensionnement comme les épaisseurs de poutres ou plaques ou, pour une structure en

treillis en treillis dans les sections des barres.

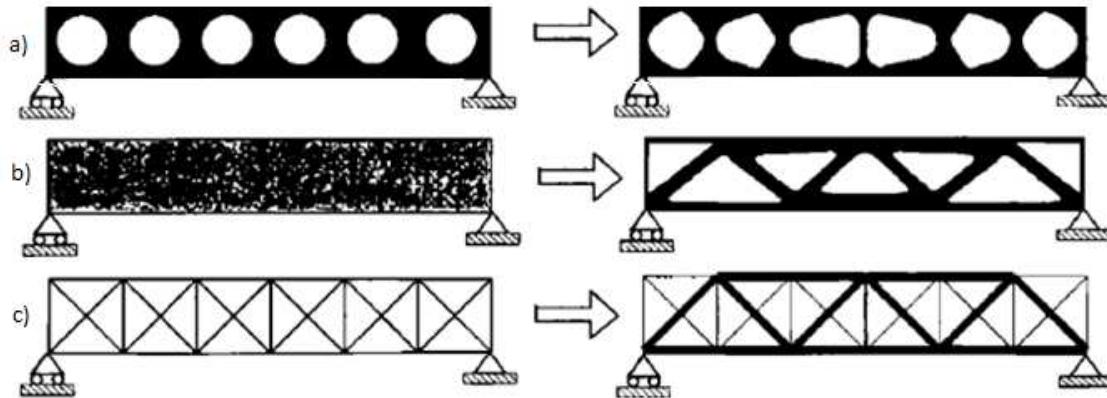


Figure 10. Trois catégories d'optimisation structurelle. a) Optimisation de forme b) Optimisation topologique c) Optimisation des dimensions d'une structure en treillis. Le problème initial est à gauche et la solution optimisée à droite (Bendsøe, 1995)

Ces approches peuvent être utilisées pour la recherche d'un modèle bielles – tirants équivalent. Dans ce cadre, plusieurs possibilités de fonctions objectif existent. L'optimisation de la compliance est une des méthodes les plus couramment utilisées (Sigmund, 2001), (Chen, Wang, & Zhong, 2019), (Andreassen, Clausen, Schevenels, Lazarov, & Sigmund, 2011) (Bendsøe & Sigmund, 2003) et appartient à la famille des critères énergétiques. La compliance est définie comme le travail des efforts extérieurs dans le champ de déplacements solution d'un problème élastique. Dans un cadre discréteisé, on peut écrire la compliance c en fonction du vecteur de déplacement U et du vecteur de chargement F , par l'expression

$$c = F^T U \quad 10$$

et donc, avec la matrice de rigidité K , on peut écrire

$$c = U^T K U \quad 11$$

Le problème d'optimisation est alors formulé de sorte à minimiser la compliance sur toutes les variables de design v qu'on peut écrire alors le problème d'optimisation comme :

$$\min_v c(v) = U^T K U \quad 12$$

Pour un matériau isotrope, on peut réécrire la rigidité en fonction du module d'Young E et de la rigidité initiale k_0 :

$$K = E k_0 \quad 13$$

En choisissant comme variable de design la densité ρ , (qui aura une signification non physique au cours de l'optimisation), à chacun des éléments e qui constituent la discréteisation de la structure, on peut réécrire le problème d'optimisation sur un nombre total N d'éléments utilisés pour la discréteisation :

Chapitre 1 : État de l'art

$$\min_{\rho} c(\rho) = \mathbf{U}^T K \mathbf{U} = \sum_{e=1}^N E_e(\rho_e) u_e^T k_0 u_e \quad 1-1$$

Cette densité sera comprise entre 0 (vide) et 1 (matière). Deux approches les plus fréquentes définissent la pénalisation de ces densités : l'approche SIMP (Solid Isotropic Material with Penalization) (Andreassen, Clausen, Schevenels, Lazarov, & Sigmund, 2011) qui est la plus courante et l'approche RAMP (Rational Approximation of Material Properties) (Van de Ven, Hooijkamp, Langelaar, & Van Keulen, 2015). Elles utilisent un schéma d'interpolation qui force la densité à aller à sa limite. Le module d'Young $E(\rho_e)$, de l'élément e pour une densité ρ_e est alors défini comme :

$$E(\rho_e) = \begin{cases} E_{min} + \rho_e^p (E_0 - E_{min}) & \text{schéma SIMP modifié} \\ E_{min} + \frac{\rho_e}{1+q(1-\rho_e)} (E_0 - E_{min}) & \text{schéma RAMP} \end{cases} \quad 1-2$$

avec E_{min} le module d'Young des vides, qui est couramment différent de 0 ; E_0 est le module du matériau ; p et q les facteurs de pénalisation (dans la pratique $p=3$ et $q=6$). La forme générale est $E(x_e) = \rho_e^p E_0$ mais l'utilisation d'une valeur minimale E_{min} résout les problèmes de singularité pour la matrice de rigidité.

Le résultat obtenu est une structure entièrement constituée d'un matériau homogène. Pour le dimensionnement en béton armé, l'optimisation devrait prendre en compte la limite de résistance à la traction des armatures d'aciers en plus de la résistance à la compression du béton. On observe alors le principal inconvénient de l'optimisation qui fait que les régions tendues ne sont pas définies comme des éléments d'armature (Mourad, 2021). Des techniques existent en proposant une optimisation prenant en compte alors deux matériaux, comme avec (Carstensen, 2019) qui proposent une optimisation topologique hybride bilinéaire. L'approche consiste à optimiser deux domaines superposés : un treillis prédéfini d'acier et un élément continu en béton, le maillage est alors hybride. Le matériau est tel que le béton supporte les contraintes en compression et l'acier en traction. La stabilité de cette solution est conditionnée par le bon choix des facteurs de pénalisation (Bendsøe & Sigmund, 2003).

Dans la recherche d'un treillis bielles – tirants, l'optimisation topologique reste couteuse en termes de calculs mais surtout dans les procédures de post-traitement car le modèle trouvé, aussi optimisé qu'il le soit doit encore être adapté pour les questions d'exécutions et de constructibilité.

1.2.2 Méthode automatique de recherche de modèle bielles – tirants

Cette méthode développée par (Mendoza-Chavez, 2018) propose l'optimisation paramétrique d'un treillis de base. Ce treillis de base est construit sur la base des résultats de l'analyse linéaire élastique. Les champs des directions des contraintes principales sont utilisés comme prédicteurs des directions des barres formant le treillis final.

La première étape de cette recherche consiste à délimiter les zones de la structure où des éléments de type bielle ou tirant peuvent être placés. La division de la géométrie est établie selon les principes suivants :

- 1) La division résultante doit tenir compte des coordonnées des potentiels nœuds structurels (maxima locaux de champs de contraintes).
- 2) Chaque subdivision doit être suffisamment grande pour pouvoir contenir une bielle dans ses limites.
- 3) En même temps, les subdivisions doivent être suffisamment petites pour présenter une direction clairement prépondérante de la contrainte mineur (en considérant uniquement les résultats du modèle éléments-finis initial situé à l'intérieur de la chaque division).

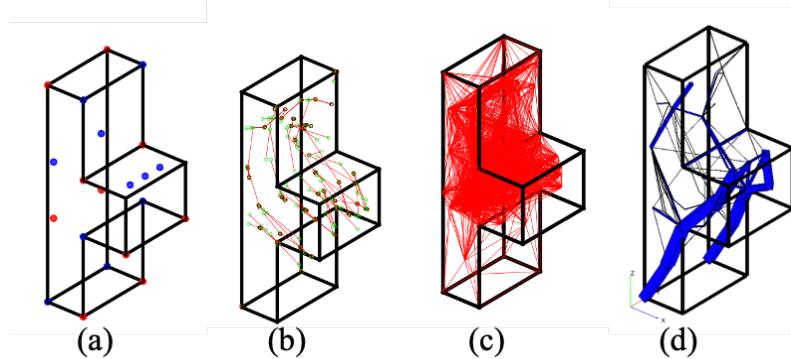


Figure 11. (a) maximum et minimum locaux de contraintes. (b) direction de bielles résultants de (a). (c) structure de base. (d) treillis optimisé. (Mendoza-Chavez, 2018)

La structure de base construite (voir Figure 11c.), il s'agit ensuite de différencier les bielles – tirants, cela se traduit en pratique par le choix des matériaux à affecter sur les barres de la structure. La première itération consiste alors à associer les matériaux selon le signe de l'effort repris dans chaque élément.

Le critère d'optimisation est basé sur la méthode du Fully Stressed Design (FSD) ou dimensionnement en contraintes (Querin, Victoria, Alonso, Loyola, & Montrull, 2017) dont le critère élémentaire prescrit que la contrainte de Von Mises ne dépasse pas la résistance ultime du matériau. S'agissant d'éléments unidimensionnels, la contrainte de Von Mises correspond à la contrainte uniaxiale. Ainsi au cours des itérations i , la section a optimisée de chaque barre m représente celle qui reprend entièrement l'effort F ; si on dénote $\sigma_{m,R}$ la résistance du matériau d la barre m :

$$a_{m,i} = \frac{F_{m,i}}{\sigma_{m,R}} \quad 14$$

Sur les sections est imposée une borne non nulle pour assurer le bon conditionnement de la matrice de rigidité. Aussi, pendant ces itérations, certaines sections atteignent la limite inférieure non nulle. Les barres à section minimale sont supprimées si cela ne nuit pas au conditionnement de la matrice de rigidité globale. Les barres devant être gardées pour assurer la stabilité de la matrice de rigidité sont appelées « secondaires » et n'assurent aucun

apport mécanique réel. Les éléments appelés « principaux » sont les éléments dont la section est supérieure à la borne inférieure. Basé sur une conception totale en contrainte, l'algorithme répond aux risques liés aux états limites ultimes.

1.3 VERROUS RELATIFS A L'AUTOMATISATION DE LA METHODE BIELLES – TIRANTS

Dans la méthode des bielles – tirants, l'étape de détermination des armatures d'acières représentant les tirants vient une fois que le treillis équivalent est déterminé. Le besoin dans la méthode est alors l'assurance d'un treillis répondant au comportement mécanique de la structure (Lee & Kang, 2021).

Cette première étape se montre alors conséquente pour toute la suite de la méthode. Ainsi, dans la méthode de recherche automatique de treillis, le treillis équivalent dépend du chargement appliqué. Les normes (voir (Afnor Editions, 1990)), en parlent plus généralement d'« actions ». Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

Les actions peuvent être classées selon :

- Leur variation dans le temps : les actions permanentes pour le poids propre par exemple ; les actions variables concernant l'exploitation de la structure et les actions accidentnelles qui concernent des événements rares et rapides appliqués sur la structure ;
- Leur variabilité dans l'espace : les actions fixes et les actions libres (qui peuvent varier en position) ;
- La réponse de la structure : les actions statiques et les actions dynamiques.

Ces actions sont combinées et affectées de coefficients définis par des méthodes semi-probablistes pour devenir des valeurs de calcul, dépendant aussi de l'état limite considéré (Afnor Editions, 1990).

Dans le dimensionnement de structures classiques, telles que les éléments en flexion ou éléments élancés, la conception par les normes fonctionne grâce à la sollicitation qui est bien définie et représente le cas préjudiciable dans le dimensionnement de l'élément de structure, comme en flexion pour les poutres ou en compression pour les poteaux. La conception avec les chargements complexes ou pour des géométries complexes se fait principalement avec la méthode bielles – tirants mais il a été montré que les efforts calculés dans les barres sont surévalués (Averbuch, 1996), et donc le dimensionnement est très conservatif.

Chapitre 1 : État de l'art

De plus, selon (Muttoni, Schwartz, & Thürlimann, 1997), le comportement complexe du béton, fortement non-linéaire, contredit la procédure de conception usuelle basée sur une réponse purement élastique. Les déformations inélastiques dans le béton sont dues à un endommagement progressif et irréversible de la structure interne du matériau, la résistance du béton est influencée en outre par différents phénomènes tels que la microfissuration, l'historique de chargement et l'interaction avec l'armature. La non-linéarité du matériau joue un rôle particulier dans le cas de chargements et de géométries complexes. Les fissurations intéressent particulièrement la méthode de détermination du treillis équivalent, une historique de fissuration semble importante dans le choix final du treillis. L'historique de fissuration requiert tout naturellement un historique de chargement. Dans la littérature, la comparaison de différents historiques de chargement semble ne pas être discutée dans la méthode des bielles – tirants.

Il s'agit alors de mettre en évidence l'impact de sollicitations complexes et de l'historique de chargement dans le modèle bielles – tirants final. Pour cela, nous nous intéressons aux différents essais expérimentaux mettant en œuvre les dimensionnements de structures par bielles – tirants.

2. VALIDATION EXPERIMENTALE DE LA METHODE BIELLES – TIRANTS

2.1 ESSAIS EXPERIMENTAUX DE LA LITTERATURE

On peut trouver une multitude de papiers dans la littérature proposant la détermination du modèle de bielles-tirants adéquat pour une structure donnée (Zhou, Zhong, Wang, & Chen, 2021), que ce soit à la suite d'une analyse numérique dans le domaine linéaire ou non-linéaire. La détermination du modèle est souvent accompagnée d'une validation expérimentale.

D'abord, les essais expérimentaux ont démontré que la prédiction de la résistance et du comportement des structures en béton armé par la méthode des bielles – tirants est fiable (Ghoraba, El-Metwally, & El-Zoughiby, 2020). Cette fiabilité est illustrée par son conservatisme notamment par rapport à une analyse non linéaire, même si cette dernière se montre plus précise mais fastidieuse. De plus, les résultats de l'analyse de (Chandra & Teng, 2022) montrent que les modèles des bielles – tirants proposés (notamment de l'ACI (ACI Committee, 2019), des Eurocodes (Afnor Editions, 2004), de (Kassem, 2015), ou de (Hwang & Lee, 2002)) sont conservatifs. Par exemple, dans la prédiction de la résistance au cisaillement des murs de cisaillement de faible hauteur, ils présentent un coefficient de variation autour de 30 % dans le sens du conservatisme.

Plusieurs géométries sont testées : les poutres à appuis larges (Mata-Falcón, Pallarés, & Miguel, 2019), les poutres profondes (Abdul-Razzaq, Jalil, & Dawood, 2021) et les voiles de cisaillement (Kassem, 2015) ou les corbeaux (Abdul-Razzaq & Dawood, 2020). Dans la plupart des cas, une échelle réduite est utilisée pour les dimensions des éprouvettes et une

Chapitre 1 : État de l'art

remarque est faite à propos de l'effet d'échelle (Chen, Yi, & Hwang, 2018), notamment que les modèles de cisaillement basés sur les résultats des essais en laboratoire réalisés à une échelle réduite peuvent surestimer la résistance au cisaillement de structures réelles.

Comme discuté auparavant, le modèle bielles – tirants est un modèle de conception à l'état limite ultime développé sur la base de la trajectoire des contraintes élastiques sans tenir compte de la redistribution des contraintes après fissuration. Cet argument a notamment été remise en question pour prédire le comportement en service des zones d'ancrage (Zhou & Wan, 2022). Les essais expérimentaux ont consisté à démontrer que la charge portante ultime évaluée avec la méthode des bielles – tirants est plus conservatrice que la réalité et permet d'assurer la résistance même après la première fissuration. Plusieurs modèles sont proposés en évaluant la résistance au cisaillement des éléments de structures en considérant une fissure, notamment la fissure de cisaillement critique (Chen, Yi, & Hwang, 2018).

En somme, les validations expérimentales peuvent se baser sur l'analyse des trajectoires des directions de contraintes, comme l'étude de (Kondalraj & Rao, A., 2022) qui montre qu'utiliser l'analyse élastique linéaire comme une approximation du treillis bielles – tirants est acceptable pour les poutres profondes. La validation de la méthode peut aussi se baser sur l'observation des fissures et la détermination à priori des efforts dans les barres pour déterminer les forces de cisaillement comme (Ghoraba, El-Metwally, & El-Zoughiby, 2020).

Une partie de ces validations ressort la dépendance des modèles aux paramètres géométriques des structures. Comme (Abdul-Razzaq, Jalil, & Dawood, 2021) qui a montré que la charge portante d'une structure en compression dépend de paramètres géométriques, notamment du ratio largeur de l'appui de la force sur la hauteur de l'élément chargé. Une autre étude (Hwang, Yang, & Li, 2021) constate aussi l'existence de paramètres influents sur la résistance maximale au cisaillement pour les poutres profondes notamment l'angle d'encastrement des bielles, le comportement adoucissant du béton ou les armatures longitudinales.

2.2 DESCRIPTION DES BESOINS DE VALIDATION EXPERIMENTALE ET TECHNOLOGIE D'INSTRUMENTATION

Rappelons le verrou qui nous intéresse, qui est de mettre en évidence l'impact des sollicitations complexes et de l'historique de chargement dans le modèle bielles – tirants final. Un fragment des types de structure avec des références présentes dans la littérature et les cas d'école, traité avec la méthode est le corbeau comme avec (Abdul-Razzaq & Dawood, 2020) ou (Putri, 2018). Il serait naturel d'aller dans ce sens pour choisir la géométrie de la maquette. On choisit de travailler avec une échelle réelle pour éviter les effets d'échelle (voir (Chen, Yi, & Hwang, 2018)).

On cherchera à appliquer des chargements complexes dans différentes directions et on choisit de baser la validation expérimentale par l'analyse des directions de contraintes /

Chapitre 1 : État de l'art

déformations. Ce choix implique une instrumentation permettant d'obtenir une mesure même indirecte des contraintes et donc de déformations. Une mesure de champ, notamment de déformation, est ainsi recherché sur l'éprouvette

La contrainte de l'échelle réelle et l'instrumentation de mesure de champ pousse à repenser au montage expérimental : une mesure de champ en 3 dimensions sur une éprouvette à taille réelle (au moins 1 mètre de hauteur) n'est pas faisable. La technologie de mesure de champ mécanique de qui a montré ses preuves actuellement s'agit d'essais volumiques (Chambard, Jaminion, Tazeroualti, Galerne, & Hild, 2009). Pourtant, la taille d'échelle réelle entrave ces mesures au tomographe. L'option que l'on peut prendre serait de se remettre à un problème plan pour permettre une mesure de champ en 2 dimensions. Les technologies de mesure de champ mécaniques dans le plan et donc sur le plan du corbeau permettent d'atteindre l'objectif d'observer les directions principales de déformation.

Nous présentons dans cette section deux techniques de mesure de la déformation : la corrélation d'image numérique et les mesures par fibres optiques. Ces deux techniques ont été utilisées pour les essais présentés dans ce manuscrit.

En effet, les dispositifs les plus couramment utilisés pour la mesure de déformation sont les jauge électriques. Ils ne sont pas utilisés dans nos essais car ils fournissent une mesure très locale. La corrélation d'image et les fibres optiques lui ont été préféré du fait de leur caractère diffus, permettant d'obtenir une carte de déformations sur une surface ou un chemin. Les mesures par fibre optiques et par corrélation d'image sont des méthodes de mesure relativement récentes, datant d'une quelques décennies et sont déjà employées sur de nombreux ouvrages (voir (Caussignac, Chabert, & Renaudin, 1999) pour les fibres optiques). Les fibres optiques sont actuellement utilisées pour la surveillance de l'état des structures en raison de leurs multiples avantages tels que la possibilité de mesures continues (sur un trajet choisi) et leur petite taille (50 µm de diamètre dans des superstructures).

2.2.1 Mesure de champ par corrélation d'images numériques

La corrélation d'images numériques (Chu, Ranson, & Sutton, 1985) est aujourd'hui l'une des méthodes les plus utilisées pour mesurer les déplacements en mécanique. Il s'agit d'une technique de mesure de champs de déplacements 2D sur la surface d'une éprouvette, lors d'un essai mécanique sur un matériau ou une structure. Le principe de la corrélation d'images numériques est basé sur le suivi d'informations d'une image dite « de référence » dans les images suivantes, souvent appelées « images déformées ».

L'outil CORRELI (Hild & Roux, 2008) développé par (Hild & Roux, 2012), servira de base dans le post-traitement des mesures d'essai.

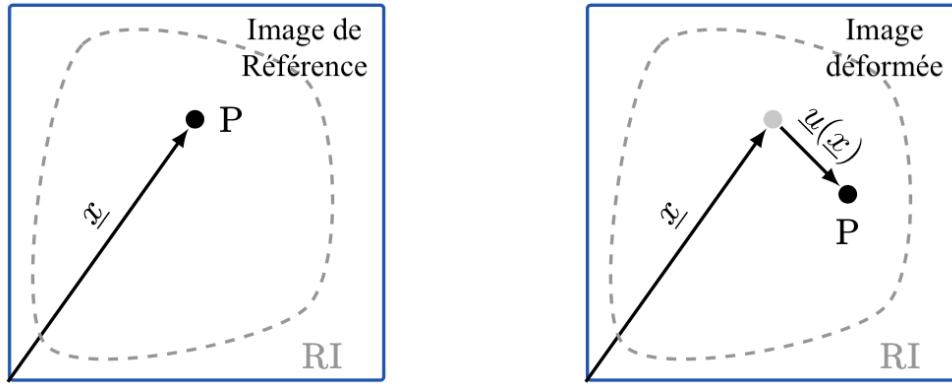


Figure 12. Conservation de la luminosité : le point P a la même "luminosité" dans les deux images, légende : RI : Région d'Intérêt

La méthode commence par ce que l'on appelle la "conservation de la luminosité". Le concept est qu'un point matériel aura la même couleur et la même intensité dans chaque image, quelle que soit sa position dans l'image.

On parle d'intensité dans le jargon des caractéristiques des images numériques. En effet, une image est composée de pixels et la définition d'une image donne le nombre de pixels qui compose l'image, par exemple une image de définition 800 x 600 (800 par 600), signifie que cette image est composée de 800 pixels en largeur et de 600 pixels en hauteur, soit en tout $800 \times 600 = 480000$ pixels. Un pixel est composé de trois parties : une partie rouge, une partie verte et une partie bleue. À chaque pixel on associe donc 3 couleurs : le rouge, le vert et le bleu. On parle du canal rouge, du canal vert et du canal bleu d'un pixel (on parle de système RVB ou RGB en anglais). La valeur de l'intensité lumineuse associée à chaque canal de chaque pixel d'une image est très souvent comprise entre 0 (noir) et 255 (blanc) (256 valeurs possibles). On parle de niveau de gris quand une image est convertie c'est-à-dire pour chaque pixel, les trois valeurs représentant les niveaux de rouge, de vert et de bleu, sont remplacées par une seule valeur d'intensité représentant la luminosité.

En absence de mouvement, il ne devrait pas y avoir de différence entre le niveau de gris f d'un point matériel P désigné par le vecteur x dans la configuration de référence, et celui g du même point matériel dans une seconde configuration où l'on suppose que le point s'est déplacé d'un déplacement $u(x)$. Mathématiquement, cela s'exprime comme suit :

$$f(x) = g(x + u(x)) \quad 15$$

En considérant la conservation de la luminosité pour tous les points matériels dans la région d'intérêt (RI), une fonction de coût dans le sens des moindres carrés se lit :

$$X = \int_{RI} \left(f(x) - g(x + u(x)) \right)^2 dx \quad 16$$

La variable inconnue est alors le champ de déplacement qui minimisent la fonction de coût. À ce stade, $u(x)$ peut toujours être une fonction vectorielle bidimensionnelle quelconque, ce qui n'est pas pratique à rechercher. Pour cette raison, $u(x)$ est approximée par un

Chapitre 1 : État de l'art

ensemble fini de fonctions choisies

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^n a_i \mathbf{N}_i(\mathbf{x}) \quad 17$$

où $\{a\} = \{a_1, a_2, a_3, \dots, a_n\}$ sont les amplitudes appelées degrés de liberté, $[N]$ les fonctions de forme. Il existe de nombreux choix pour ces fonctions de forme cependant, pour la plupart des applications de corrélation d'image, la discréétisation et les fonctions d'interpolation des déplacements typiquement utilisés dans la méthode des éléments finis sont très appropriés.

L'équation 2-1 peut être approximée à l'aide d'un développement de Taylor

$$f(x) - g(x) - \nabla g(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{u}(\mathbf{x}) \approx 0 \quad 18$$

En substituant les équations précédentes, on peut réécrire la fonction coût :

$$X = \int_{RI} \left(f - g - \nabla g \cdot \sum_{i=1}^n a_i \mathbf{N}_i \right)^2 dx \quad 19$$

Le minimum de la fonction coût est situé à l'une des racines de sa dérivée.

$$\frac{\partial X}{\partial a_i} = 2 \int_{RI} \nabla g \cdot \mathbf{N}_i (f - \tilde{g}) dx = -2b_i \quad 20$$

où

$$\tilde{g} = g(\mathbf{x} + \mathbf{u}(\mathbf{x})) \quad 21$$

La racine est trouvée en utilisant une méthode de Newton-Raphson qui résout itérativement en mettant à jour les degrés de liberté $\{a\}^{(it+1)} = \{a\}^{(it)} + \{\delta a\}$,

$$b_i(\{a\}^{(it+1)}) \approx b_i(\{a\}^{(it)}) + \sum_j \frac{\partial b_i}{\partial a_j} \delta a_j + \dots = 0 \quad 22$$

avec

$$\frac{\partial b_i}{\partial a_j} = - \int_{RI} (\nabla g \cdot \mathbf{N}_i)(\mathbf{N}_j \cdot \nabla g) dx = -M_{ij} \quad 23$$

Cela mène au système final d'équation souvent rencontré :

$$[\mathbf{M}]\{\delta a\} = \{\mathbf{b}\} \quad 24$$

$[\mathbf{M}]$ est appelé matrice de la corrélation d'images, et $\{\mathbf{b}\}$ est la matrice jacobienne, ou membre de droite. Toutes les contributions dans $[\mathbf{M}]$ et $\{\mathbf{b}\}$ sont connues.

Les procédures supplémentaires intéressant notre application sont définies dans les chapitres sur le post-traitement.

2.2.2 Mesure de déformation par fibres optiques : les techniques existantes

La technologie des fibres optiques fait partie des différentes techniques qui s'agissent d'une méthode de mesure se servant de la lumière pour quantifier des distances, des déformations ou des déplacements.

L'indice de réfraction représente une mesure de la façon dont la lumière se propage à travers un matériau. Plus l'indice de réfraction est élevé, plus la lumière se déplace lentement, ce qui provoque un changement proportionnellement accru de la direction de la lumière à l'intérieur du matériau.

La fibre optique en silice est composée d'un cœur et d'une gaine optique ainsi qu'un revêtement primaire (voir Figure 13). Le cœur est constitué de silice, le signal lumineux y est propagé. On note l'indice de réfraction du cœur de la fibre n_1 . La gaine optique est également constituée de silice, mais a un indice de réfraction n_2 inférieur à celui du cœur. Cette différence d'indice va permettre de guider la lumière dans le cœur de la fibre. Généralement, la gaine optique mesure 125 µm. La gaine de revêtement sert uniquement à protéger la fibre de l'extérieur et à son isolation.

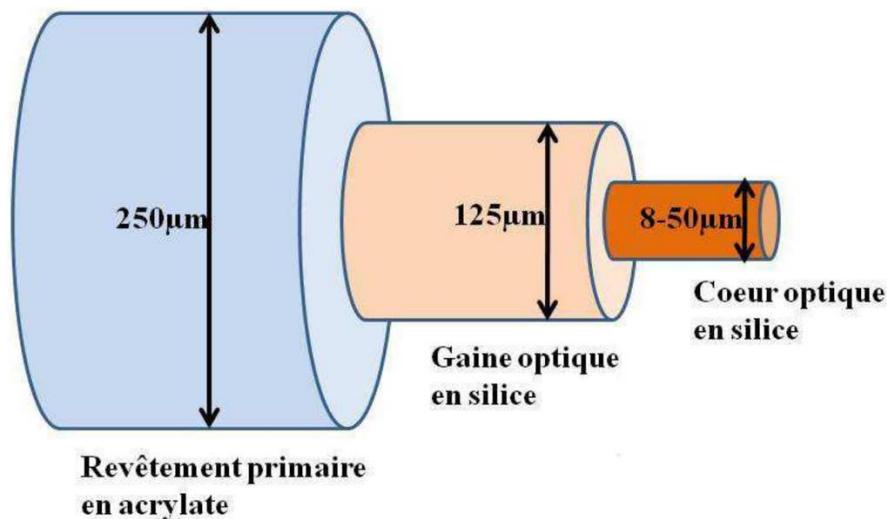


Figure 13. Schéma d'une fibre optique (Henault, 2014)

En effet, l'atténuation caractérise l'affaiblissement du signal lumineux au cours de la propagation et le principal atout des fibres optiques est une atténuation extrêmement faible. L'atténuation va varier suivant la longueur d'onde. Les fibres en silice connaissent un minimum d'atténuation vers 1 550 nm de longueur d'onde. Les fibres optiques peuvent être classées en deux catégories selon le diamètre de leur cœur et la longueur d'onde utilisée : multimode et monomode (Lecoy, 2016).

Ainsi, les fibres multimodes ont pour caractéristique de transporter plusieurs modes (trajets lumineux) grâce au diamètre importante du cœur de la fibre. Elles sont caractérisées par un diamètre de cœur de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de micromètres (les cœurs en

Chapitre 1 : État de l'art

multimodes sont de 50 ou 62,5 µm pour le bas débit). Quant aux fibres monomodes, elles sont technologiquement plus avancées car plus fines. Leur cœur très fin n'admet ainsi qu'un mode de propagation, le plus direct possible c'est-à-dire dans l'axe de la fibre. Les pertes sont donc minimes (moins de réflexion sur l'interface cœur/gaine). Les longueurs d'onde des sources lumineuses classiquement utilisées sont de 850, 1300 et 1550 nm.

En fonction de l'agencement du réseau de points de mesure, les systèmes de mesure à fibre optique permettent de faire :

- Des mesures distribuées c'est-à-dire en certains points spécifiques de la fibre, reposant sur des principes d'interférence, c'est-à-dire en utilisant le principe de la superposition pour combiner les ondes de telle sorte que le résultat de leur combinaison ait une propriété significative qui fait le diagnostic de l'état original des ondes (par exemple les réseaux de Bragg, voir (Henault, 2014)) ;
- Ou des mesures réparties permettant d'obtenir, simultanément, des informations locales et globales.

Pour notre cas, la mesure répartie répond à nos attentes en termes de mesure de déformation. Le résultat d'une acquisition pour les mesures réparties est un profil continu de diffusion de la lumière avec un pas de mesure définis.

En effet, la lumière est envoyée dans la fibre. On assiste au phénomène de diffusion qui représente la déviation du rayonnement dans diverses directions par une interaction avec des objets ou un environnement. Cette diffusion peut s'effectuer avec ou sans variation de fréquence. L'utilisation de la diffusion la plus courante est sa composante rétrodiffusée, c'est-à-dire la fraction de l'onde incidente qui est retournée dans la direction d'où elle provient.

Plusieurs phénomènes peuvent engendrer de la diffusion dans la silice (Bao & Chen, 2023):

- La diffusion Raman qui est due aux vibrations thermiques moléculaires, dont les phénomènes sont sensibles uniquement à la température ;
- La diffusion Rayleigh qui est due aux fluctuations de densité et de composition de la silice. Ces phénomènes sont sensibles à la température et à la déformation que subit la fibre optique ;
- Et la diffusion Brillouin qui permet également de détecter les variations de température et de déformations de la fibre.

L'interrogateur utilisé dans les essais objets de ce manuscrit est un interrogateur OFDR-Rayleigh (utilisation détaillée dans (Soller, Gifford, Wolfe, & Frogatt, 2005)).

En pratique, une première mesure est réalisée puis stockée en mémoire dans l'interrogateur, la fibre étant au moment de cette mesure dans un état dit « de référence ». L'environnement de la fibre ayant subi une modification mécanique, une seconde mesure est réalisée, la fibre se trouvant dans un nouvel état, différent de son état initial. Les mesures acquises par l'appareil correspondent à des profils d'intensité réfléchie en fonction de la distance à l'appareil. Une zone, d'extension correspondant au pas de mesure, est sélectionnée sur les deux profils. Les données subissent une transformée de Fourier. Les spectres obtenus sont comparés par inter-corrélation. Un décalage spectral $\Delta\nu^R$ est observé si la fibre a subi une déformation ε ou une variation de température ΔT sur la zone considérée selon l'équation :

$$\Delta\nu^R = C\varepsilon^R \cdot \varepsilon + CT^R \cdot \Delta T \quad 25$$

Où $C\varepsilon^R$ et CT^R sont respectivement des coefficients relatifs à la déformation et aux décalages de température. Dans le cas présent (Soller, Gifford, Wolfe, & Frogatt, 2005) fournissent les valeurs des coefficients de calibration qui sont $C\varepsilon^R = -0.15 \text{ GHz}/\mu\varepsilon$ et $CT^R = -1.25 \text{ GHZ}/^\circ\text{C}$.

3. CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE

Aujourd'hui, les approches automatisées pour la conception d'ouvrage selon la méthode bielles-tirants se basent sur des simulations numériques essentiellement élastiques, ce qui représente une hypothèse forte adoptée depuis les origines de la méthode.

Le travail consiste alors à valider la construction d'un réseau de bielle avec une hypothèse de chargements simultanés concomitants. En réalité, les actions peuvent ne pas être concomitantes et les premières actions appliquées peuvent générer un état mécanique résiduel susceptible de modifier le flux des déformations. Ce flux de déformation conditionne le choix de treillis dans des géométries complexes.

Dans la plupart des essais expérimentaux, le choix de treillis est justifié a posteriori par des critères différents, comme le critère sur la déformation élastique par exemple. Nous suivrons cette même procédure en proposant de comparer les différents cas de chargement par les directions principales de déformation.

Les théories de conception du béton armé distinguent deux types de zones structurelles (Rossat) (CEB-fib, 2012):

- La région B, B pour Bernoulli, s'applique aux régions des structures où le comportement en un point dépend uniquement du torseur des forces internes et non de la façon ou distance où sont appliqués les chargements ou liaisons. Il s'agit du principe de Saint-Venant qui est ici respecté. L'influence du cisaillement est aussi discutée et cette dernière est négligée pour les hypothèses d'Euler-Bernoulli mais est prise en compte dans les hypothèses de Kirchhoff-Love ;

Chapitre 1 : État de l'art

- La zone D, D comme Discontinue, quant à elle, s'applique aux régions structurelles où le champ de déformation est perturbé, c'est-à-dire que la distribution du champ de déformation dans le volume de la pièce n'est plus linéaire.

Dans le cadre réglementaire français, l'EN 1992-1-1 (Afnor Editions, 2017) préconise la méthode de calcul des armatures pour la zone dite D. Le §5.6.4 de l'EN 1992-1-1 (Afnor Editions, 2017) et affirme qu'un modèle d'assemblage de barres et donc un treillis approprié peut être défini à partir des contraintes et des distributions de contraintes obtenues en appliquant la théorie de l'élasticité linéaire. L'usage pour les états limites ultimes ne s'accompagne pas de recommandations spécifiques complémentaires. En revanche, pour traiter la vérification des contraintes de l'acier à l'ELS et le contrôle de l'ouverture des fissures, les Eurocodes insistent sur le fait que la position et l'orientation de la bielle principale doivent être choisies selon la théorie de l'élasticité linéaire des contraintes.

Depuis la mise en place des règles de conception et réalisation pour le génie civil des centrales nucléaires l'EPR (AFCEN, 2018), le cadre para-réglementaire des règles fondamentales de conception des installations nucléaires s'en est inspiré. Ainsi, l'utilisation du modèle bielles – tirants dans le cadre du génie civil nucléaire est préconisée et peut apporter deux bénéfices :

- Fournir une méthode permettant le dimensionnement des armatures sur de grands volumes dans un cadre de modélisation "hybride" combinant éléments finis volumiques et éléments finis de types coques (Hervé-Secourgeon, et al., 2019);
- Améliorer des calculs de ferraillage pour les ELS des dalles de fondation et des zones massives des enceintes (Mendoza-Chavez, 2018).

Dans les dimensionnements en béton armé (normes (Afnor Editions, 1990)), une combinaison d'actions ne prend pas en compte l'historique des chargements. Cet aspect peut poser des problèmes dans le cas où on essaie spécifiquement d'optimiser le ferraillage. Cependant, comme on le voit dans la littérature, un haut niveau de confiance dans la représentativité des contraintes est important s'il est prévu d'utiliser des algorithmes d'optimisation topologique pour déterminer le ferraillage le plus précisément possible.

On peut également reformuler ce verrou : si on crée une bielle dont la charge n'est pas coordonnée et que l'on souhaite contrôler la direction et la connecter avec un tirant de conception, il est important d'avoir un moyen de vérifier expérimentalement la validité de la modélisation. Un modèle linéaire élastique ne convient plus à ce besoin.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

Introduction du chapitre :

Les méthodes récentes pour essayer de construire automatiquement un réseau des bielles – tirants se rapportent à des cas académiques rapportés et illustrés au premier chapitre. Ces cas académiques sont, pour une partie, le résultat de simulations numériques. Ces références numériques ne font pas l'objet de tests, notamment pour un certain nombre d'hypothèses. En particulier, l'historique des fissures et l'asynchronisme temporel des charges appliquées ne sont pas pris en compte car il s'agit essentiellement de modèles élastiques linéaires. Différentes normes (Eurocode, ACI, etc.) préconisent de respecter les directions principales de déformation issue du modèle élastique linéaire. La mise en œuvre de la technologie de corrélation d'images numériques a été développée pour générer cette quantité intéressante sur une éprouvette de grande taille et permettre de la comparer directement avec les résultats des calculs par éléments finis. Un réseau de fibres optiques a été ajouté, et les données correspondantes aux mesures en surface ont été observées pour consolider les résultats de la corrélation d'images en surface. Les forces et les déplacements appliqués au niveau des conditions aux limites ont également été enregistrés. Ces instruments de mesure ont été utilisés sur une poutre console ou « corbeau » en béton armé très faiblement armé, à échelle 1. Un très faible degré de renforcement a été maintenu pour s'adapter au cadre homogène et isotrope de la simulation de béton non endommagé, avec le moins d'influence possible sur les directions principales de déformation. Trois cas ont été testés pour caractériser le caractère acceptable de charges simultanées et espacées, ou de charges alternées en parallèle avec la charge statique initialement appliquée. Ce chapitre décrit les exigences de test, leur conception, les conditions de mise en œuvre et les techniques de mesure spécifiques utilisées.

Sommaire du chapitre

1. Éléments de contexte règlementaire et industriel et enjeux des essais
 2. Protocole expérimental
 - 2.1 Éprouvette
 - 2.1.1 Élément de structure : géométrie
 - 2.1.2 Matériau cible
 - 2.1.3 Ferraillage
 - 2.2 Principe de l'essai : présentation des séquences d'essais
 - 2.2.1 Application de chargements simples successifs
 - 2.2.2 Essai de compression biaxiale
 - 2.2.3 Chargement alterné
 - 2.3 Prédimensionnement
 - 2.3.1 Conditions aux limites
 - 2.3.2 Chargement
 - 2.3.3 Mesure
 - 2.4 Concrétisation du principe de l'essai
 - 2.4.1 Environnement d'essai et mise en place de l'éprouvette
 - 2.4.2 Éprouvette
 - 2.4.3 Description d'ensemble
 - 2.4.4 Réalisation des conditions aux limites
 - 2.4.5 Dispositif de mesure
 3. Conclusion partielle du chapitre
-

1. ÉLEMENTS DE CONTEXTE REGLEMENTAIRE ET INDUSTRIEL ET ENJEUX DES ESSAIS

Le contexte réglementaire et industriel de la modélisation du treillis de bielles – tirants défini dans le chapitre précédent amène à couvrir 3 cas :

- Un cas de référence cohérent avec la modélisation usuelle où les charges sont simultanément appliquées,
- Un cas cohérent avec une « réalité » où les charges coexistent in fine mais après une application étalée dans le temps et après la stabilisation des fissures dues aux chargements antérieurs,
- Un cas cohérent avec une autre « réalité » où une des charges est cyclique alternée, l'un des extreumums de variation de la charge plaçant l'éprouvette dans la configuration du cas de référence.

Les standards s'appuyant sur des résultats de calculs numériques renvoient vers des champs de contrainte (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987). Cependant, cette grandeur qu'est la contrainte n'étant pas accessible dans la réalité physique, un biais est introduit par la recherche de la visualisation des champs de déformation. Ce détour mis à part, il importe de rappeler les objectifs en matière d'instrumentation des différents essais pour répondre au verrou formulé précédemment :

- Quantifier sur la totalité de l'éprouvette et avec une discréétisation spatiale centimétrique, voire millimétrique, les champs de déformations principales sur la surface visible d'une éprouvette en béton armé d'une manière dynamique c'est-à-dire au cours du temps ;
- Caractériser la fissuration en surface de l'éprouvette : localisations, dimensions, ouvertures et fermetures au cours du temps, y compris à des instants où elle n'est pas observable à l'œil humain,
- Compléter les données en surface par des mesures dans le volume de l'éprouvette.

A ces enjeux de mesures, viennent s'ajouter des contraintes relatives à la représentativité de l'éprouvette. En effet, celle-ci doit s'affranchir des phénomènes d'échelles qui peuvent jouer sur les mécanismes de fissuration. L'effet d'échelle a une influence dans la distribution des résistances locales sur la réponse du matériau et donc sur la formation et le développement des fissures (Mazars, 1989). A ce titre pour une structure réelle en béton armé, l'éprouvette peut faire plusieurs mètres de long et plusieurs dizaines de centimètres dans les 2 autres

Chapitre 2 : campagne expérimentale

dimensions. Des méthodes de mesure par tomographie ne pourraient pas être envisagées pour accéder à une quantification du champ de déformation dans le volume de l'éprouvette de par la taille de l'éprouvette et amènerait même les problèmes de radioprotection pour les manipulateurs.

L'ensemble de ces contraintes et objectifs pris en compte, il reste peu d'alternatives. La seule alternative possible est la corrélation d'images numériques surfaciques. Dans cette approche, les mesures consistent à la prise d'images pendant toute la phase de l'essai, à partir desquelles on peut évaluer le déplacement des niveaux de gris, puis calculer les champs de déformations et enfin, les directions de déformations principales mais également visualiser et mesurer les fissures à partir des discontinuités des champs de déplacement.

Comme la prise d'images est une mesure superficielle, on cherche à obtenir une mesure interne et la mesure de déformations par fibre optique est le meilleur candidat. Elle permet d'obtenir des mesures de déformation en continu pendant la durée de l'essai avec un échantillonnage spatial adapté à notre échelle (au centimètre près).

Concernant l'éprouvette, la campagne d'essai a été menée sur un corbeau, qui est un type de structure rencontré souvent dans les grandes infrastructures et dont la détermination d'armatures est un cas d'application typique de la méthode des bielles – tirants (Mendoza-Chavez, 2018), (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987). Les essais sont alors réalisés sur un corbeau à échelle réelle, ce qui est permis par les moyens d'essai du laboratoire.

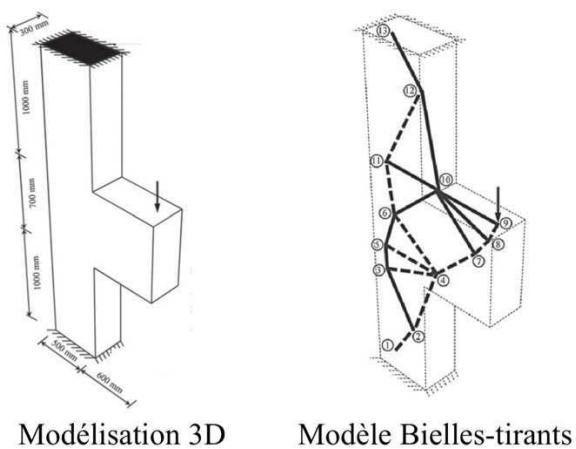


Figure 14. Cas du corbeau traité par (Mendoza-Chavez, 2018)

Les caractéristiques du matériau sont testées au sein du laboratoire (cf. section §2).

Le montage des appareils de mesure ainsi que les mesures elles-mêmes dépendent entièrement de l'environnement d'essai. La contrainte de taille de l'éprouvette est aussi importante. Ces deux dernières raisons ont motivé un pré-test de conditionnement de l'essai pour mettre à l'épreuve tout le dispositif et les moyens d'essais. Les conditions aux limites de notre maquette sont choisies au plus proche de la simulation mais elles seront vérifiées grâce à l'instrumentation par corrélation d'images.

2. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

La description du protocole expérimental commence par le choix de la structure et du matériau le constituant. On part du principe où l'essai réalisé puisse avoir son jumeau expérimental numérique : dès le prédimensionnement et pendant la concrétisation de l'essai, le dialogue numérique – expérimental est beaucoup considéré.

2.1 ÉPROUVETTE

2.1.1 Élément de structure : géométrie

Le choix de géométrie massive est fait au niveau d'éléments les plus rencontrés dans les superstructures industrielles (voir Figure 15) y compris les structures nucléaires (corbeau continu pour les chemins de roulement de ponts de manutention, corbeau circulaire pour le chemin de roulement d'un pont polaire de bâtiment réacteur).

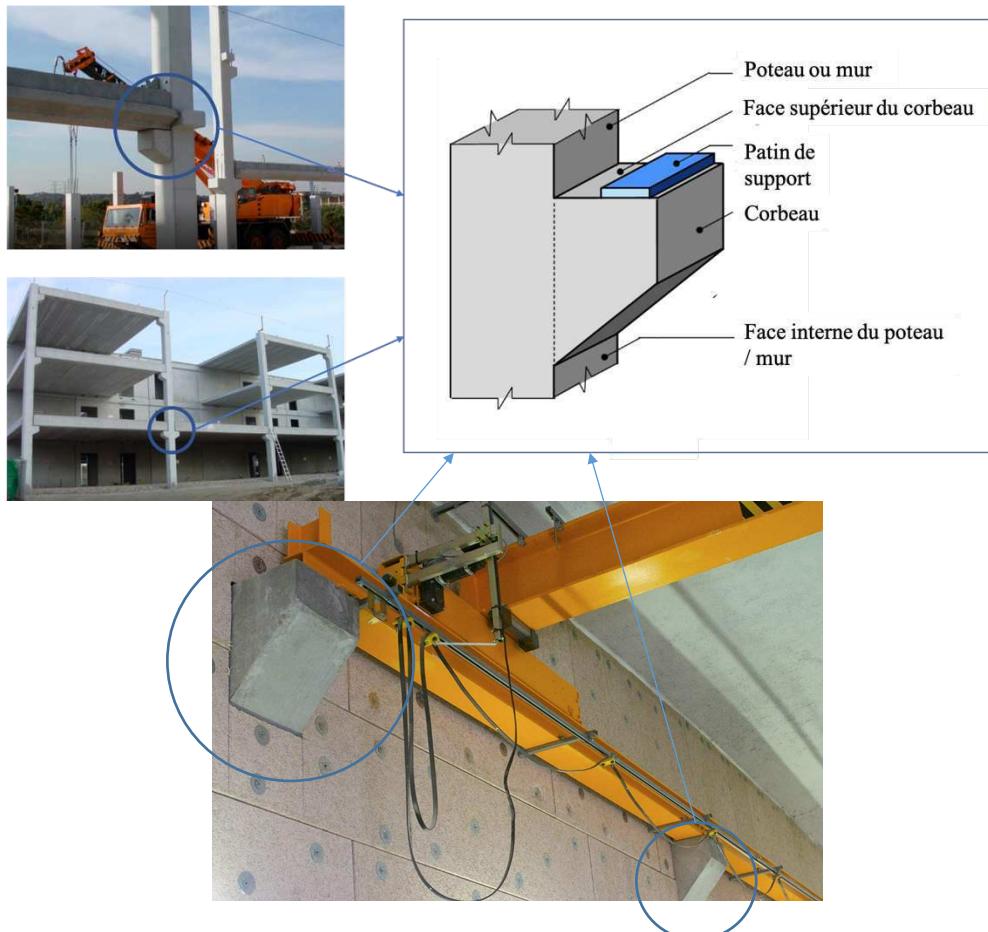


Figure 15. Élément de structure et corbeau

Cet élément de structure a les dimensions présentées comme sur la Figure 16. Il représente une jonction entre un poteau et une console courte qui peut supporter un élément

horizontal comme une dalle ou une poutrelle. Il s'agit d'un élément de structure croisé dans beaucoup de cas de construction industrielle. Les calculs de détails tant en conception qu'en vérification, se réfèrent régulièrement à des éléments de ce type d'1m d'épaisseur pour des calculs locaux.

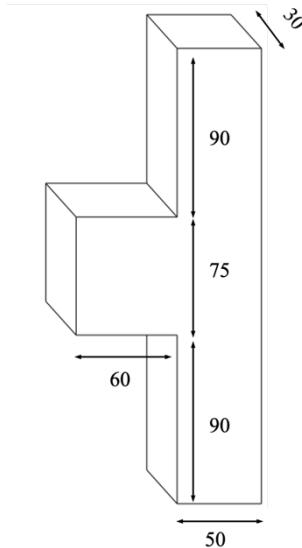


Figure 16. Dimensions de notre éprouvette (unités en cm)

2.1.2 Matériaux cible

La résistance des bétons dépend du type de sollicitation auxquels ils sont soumis. En général, on parle de leur résistance en compression quand on qualifie un béton. Le béton choisi pour les éprouvettes est un béton de classe C 30/37 (référence selon les classes de résistance à la compression pour les bétons de masse volumique (Afnor Editions, 2017)) c'est-à-dire :

- $f_{ck-cyl} = 30 \text{ N/mm}^2$ représentant la résistance caractéristique (fractile 5 %) en compression du béton déterminée par essais sur éprouvettes cylindriques ($\Ø = 160 \text{ mm} - H = 320 \text{ mm}$) à 28 jours ;
- $f_{ck-cube} = 37 \text{ N/mm}^2$ la résistance caractéristique (fractile 5 %) en compression du béton déterminée par essais sur éprouvettes cubiques (côté : 100 ou 150 mm) à 28 jours.

Ces valeurs sont recherchées lors de la formulation du béton et le béton utilisé est caractérisé pour obtenir les valeurs de résistance du béton mis en œuvre.

Le module d'élasticité sécant équivalent à cette valeur de résistance, selon (Afnor Editions, 2017) vaut $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$, selon :

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

Chapitre 2 : campagne expérimentale

Concernant les aciers, ils sont désignés par leur limite d'élasticité, leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). Les nuances d'aciers les plus utilisés sont les B500A et B500B. Les propriétés et règles normes (Afnor Editions, 2017) préconisent des caractéristiques spécifiques, y compris des caractéristiques mécaniques en traction ainsi que le module d'élasticité. Pour les aciers de nuances B500 à limite d'élasticité de 500 MPa, la norme prévoit une plage de limite d'élasticité comprise entre 400 et 600 MPa. Tandis que la valeur de calcul du module d'élasticité est prise égale à 200 GPa.

2.1.3 Ferraillage

Le béton a prouvé sa bonne résistance à la compression mais montre une faiblesse par rapport aux sollicitations de traction. C'est de cette constatation qu'est venu la mise en place du béton armé. Les armatures placées et celées dans le béton ont pour rôle de reprendre ces efforts de traction non supportés par le béton. Le principe de dimensionnement des armatures dans le béton est basé sur la reprise des efforts de traction par l'acier.

La connaissance de l'adhérence entre ces deux matériaux est primordiale pour l'étude et la conception des structures en béton armé. Dans l'étude de l'adhérence entre l'acier et le béton, il existe deux notions : l'adhérence-fissuration et l'adhérence-ancrage. Ces deux types d'adhérence sont les facteurs qui intéressent notre conception.

Détermination de l'armature et des ancrages

L'armature sert à empêcher une rupture fragile de la section, à permettre à la fissuration de se propager afin de pouvoir identifier la position des bielles liées à la méthode bielles – tirants dans le béton.

Quant au niveau du vérin 2, les armatures d'ancrage sont nécessaires pour éviter la rupture par cône de béton lors du chargement alterné (pour l'essai n°3). La détermination de la section des armatures d'ancrage suit la norme (Afnor Editions, 2017) sur la vérification des ancrages.

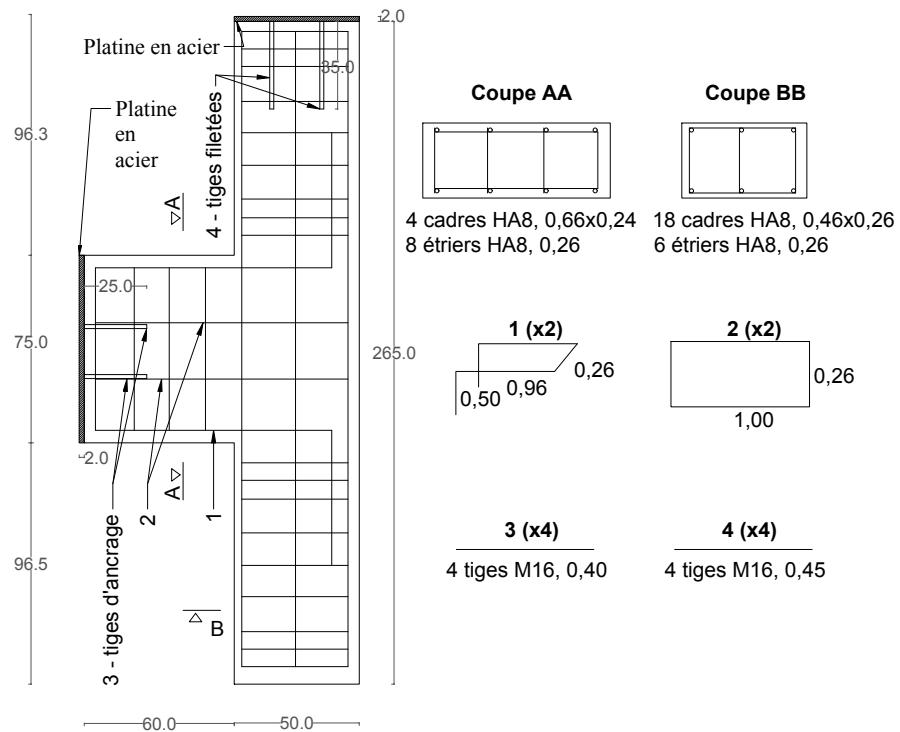


Figure 17. Plan de ferrailage final de l'éprouvette

2.2 PRINCIPE DE L'ESSAI : PRESENTATION DES SEQUENCES D'ESSAIS

L'ensemble de la campagne est composé de trois essais (voir Tableau 1). Ils consistent à traiter sur une même géométrie, faite du même matériau deux chargements F1 et F2 avec un historique différent, voir les efforts qui sont appliqués selon la normale aux platines (sur la Figure 18).

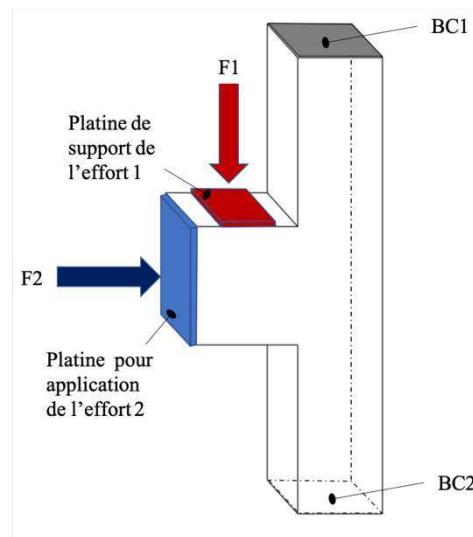


Figure 18. Platines de positionnement de chargement (F1 et F2) et blocages

Tableau 1. Définition des essais

Numéro de l'essai	Conditions de blocage	Chargements	Type de chargement
1	Blocages définis dans 2.3.1	F1 en compression précédent F2 en compression	Application de chargements simples successifs
2	Idem que 1	F1 et F2 en compression et superposés	Essai de compression biaxiale
3	Idem que 1	F1 en compression F2 en compression alternée	Changement alterné

2.2.1 Application de chargements simples successifs

Pour le premier essai, l'ensemble du chargement comprend l'application de F1 puis de F2. L'application de F1 est pilotée en déplacement imposé au niveau du vérin. Il s'agit d'un pilotage en boucle fermé, c'est-à-dire que la valeur du déplacement est imposée dans le chargement. Pour s'assurer que l'essai soit quasi-statique, le choix d'une vitesse lente est nécessaire. Cette valeur de la vitesse de chargement est de $5 \mu\text{m}/\text{s}$. L'intensité de la force associée et le niveau de déplacement sont collectés.

Pour choisir le moment de l'arrêt de l'application de la force F1, ce niveau est déterminé par les simulations et modélisations numériques basées sur les comportements non linéaires du béton. Ces simulations sont celles du prédimensionnement de la structure dans la partie 2.3. Ayant cette prédiction dans le niveau d'effort et une configuration de la fissure, on se réfère aux moyens d'instrumentation jugés préférable pendant l'essai. Toutes les données d'effort (et de déplacement imposé) et de données d'essais (images avec les caméras et déformations avec les fibres optiques) sont enregistrées pour analyse.

La force F1 est maintenue sur une valeur cible, voir Figure 19a). Le type de pilotage devient alors en effort imposé pour ce vérin au niveau (F1-fixé) dans la zone d'application F1.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

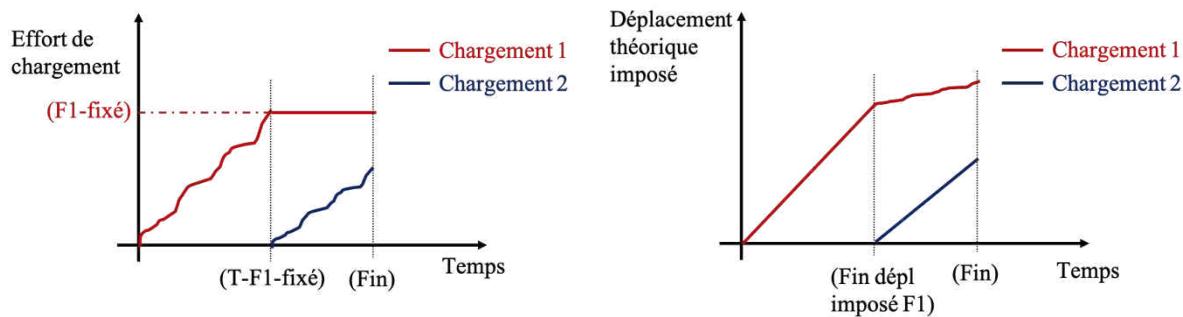


Figure 19. Courbes attendues de chargement : ESSAI 1 a) effort en fonction du temps b) déplacement imposé théorique

La force F_2 est alors appliquée avec une même vitesse de chargement en déplacement imposé de même intensité que précédemment pour la force F_1 . Les efforts ainsi appliqués sur l'éprouvette sont une force F_1 et une force F_2 toutes les deux dans le sens de la compression. L'essai reste pendant toute sa durée quasi-statique.

2.2.2 Essai de compression biaxiale

Concernant le second essai, on met en place un essai de compression biaxiale. Il servira à mettre en évidence l'effet d'un historique de chargement dans le comportement de l'éprouvette en compression. C'est un essai quasi-statique piloté en déplacement dont la vitesse de chargement des deux efforts est la même (Figure 20b). Il s'agit de la même intensité que pour le premier essai, c'est-à-dire $5 \mu\text{m}/\text{s}$.

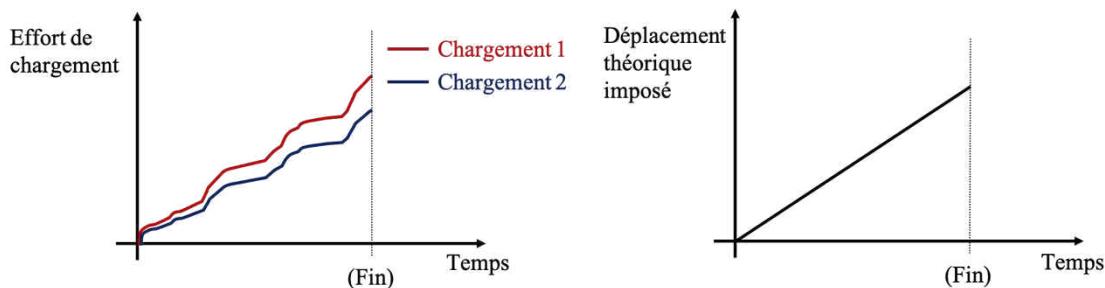


Figure 20. Courbes attendues de chargement : ESSAI 2 a) effort en fonction du temps b) déplacement imposé théorique des deux efforts

2.2.3 Chargement alterné

Il s'agit d'un essai avec un chargement avec F_1 en compression quasi-statique et F_2 en chargement alterné. Au début de l'essai, on charge l'éprouvette en compression biaxiale avec le même pilotage en déplacement pour les deux efforts (F_1 et F_2) avec une vitesse de $5 \mu\text{m}/\text{s}$.

Selon les résultats de l'essai précédent de compression biaxiale, on définit un chargement $F_{1\text{fiss}}$ où on atteint un effort de première fissuration visible sur la maquette.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

On peut prévoir 4 cycles :

- *Cycle 1* : Lorsque F_1 atteint $F_{1\text{fiss}}$, on maintient le déplacement de ce vérin en déplacement imposé et on relâche le vérin F_2 jusqu'à atteindre le déplacement initial nul. Puis on reprend en déplacement imposé F_2 jusqu'à faire atteindre un niveau d'effort de $F_{1\text{fiss}}$ à F_1 . Le niveau de déplacement imposé à F_2 avant la décharge est inférieur à ce nouveau chargement compte tenu de l'endommagement.
- *Cycle 2* : On reprend la même procédure mais pour atteindre un niveau F_1 de $F_{1\text{fiss}}+20 \text{ kN}$ en effort.
- *Cycle 3* : F_1 à $F_{1\text{fiss}}+40 \text{ kN}$.
- *Dernier chargement* : F_1 jusqu'à $F_{1\text{fiss}}+60 \text{ kN}$.

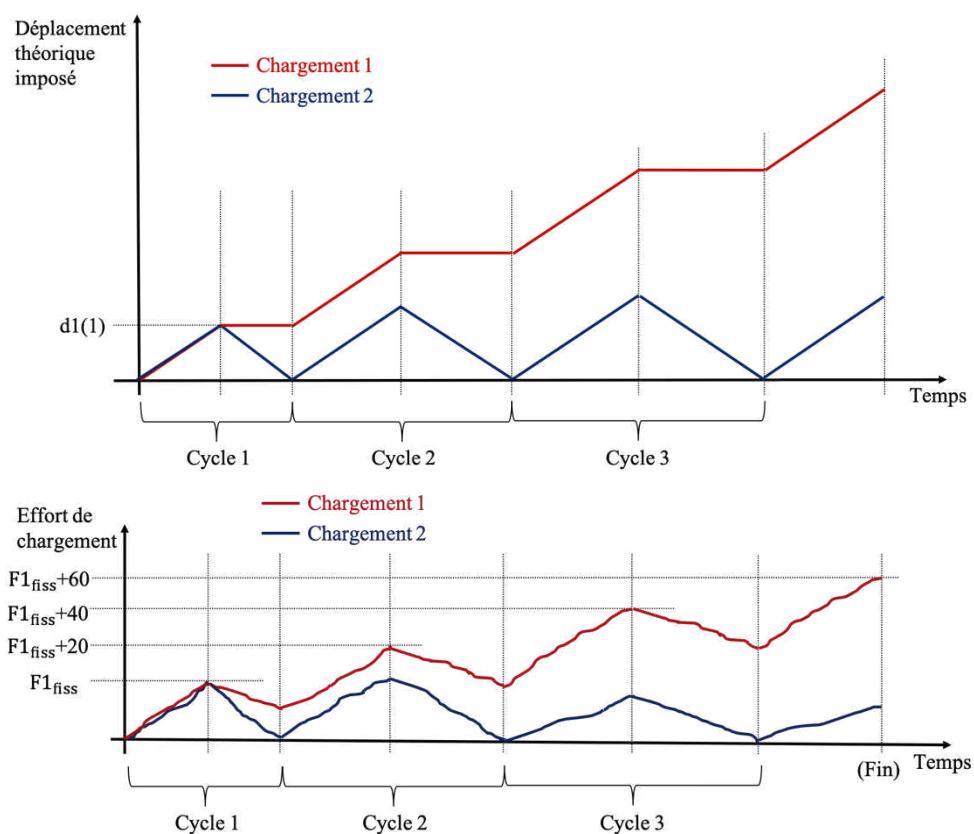


Figure 21. Courbes attendues de chargement de l'essai 3. En haut. déplacement imposé. En bas. efforts hypothétiques

2.3 PRÉDIMENSIONNEMENT

Le prédimensionnement consiste à déterminer les niveaux de chargement des vérins pour charger l'éprouvette.

L'élément de structure est modélisé en 3D avec la plateforme Salomé-Méca avec près de 150 000 nœuds pour 50 000 éléments composés de quadrangles et d'hexaèdres. Le maillage représente le béton pour les éléments volumiques (quadrangles et hexaèdres) et les aciers sont modélisés comme les éléments barres (avec une rigidité seulement en direction axiale). Les sections d'aciers sont celles calculées en 2.1.3. Les conditions aux limites sont idéalisées pour correspondre au mieux au montage possible. Elles représentent pour la première (Blocage 1, voir Figure 18) un encastrement et pour la seconde (Blocage 2) un blocage des rotations grâce à une ceinture d'acier (présenté en 2.3.1).

2.3.1 Conditions aux limites

Blocage 1 : Encastrement

L'encastrement est modélisé pour avoir les déplacements et rotations des nœuds bloqués.

Blocage 2 : Ceinture d'acier

La ceinture d'acier est composée d'une bande d'acier de 15 cm de largeur sur toutes les faces de la maquette de telle sorte à obtenir une ceinture. Les déplacements des nœuds sont bloqués dans la direction de la surface correspondante.

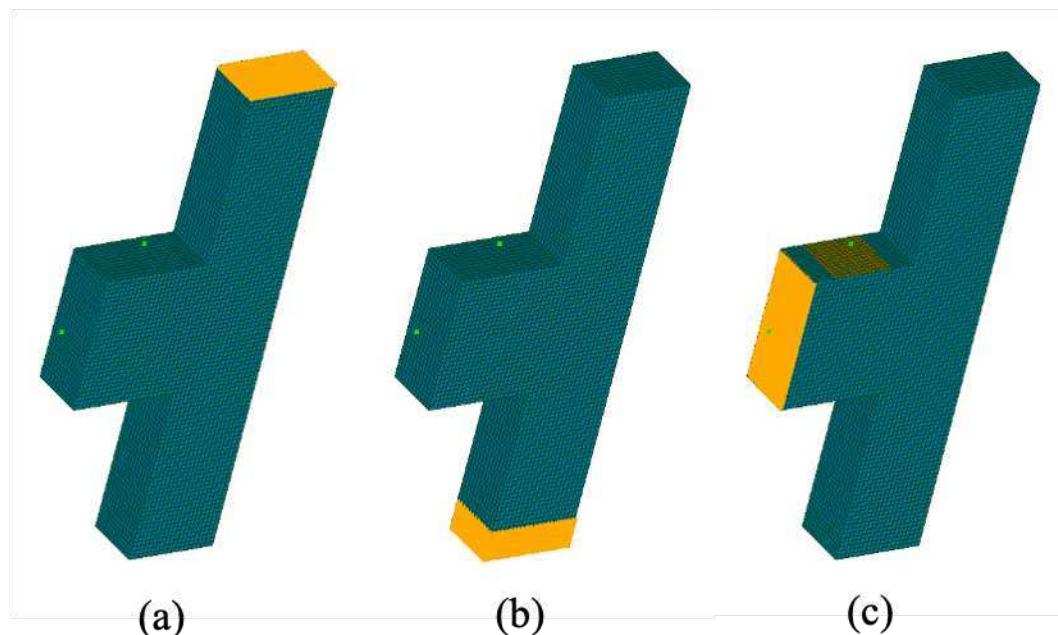


Figure 22. Modélisation par éléments finis. (a) Blocage 1 ; (b) Blocage 2 ; (c) Pads de chargement

2.3.2 Chargement

Concernant le premier chargement (voir Figure 18 et Figure 22), il est appliqué en imposant des déplacements au niveau des nœuds de l'élément platine correspondante. Pour le deuxième chargement, il est appliquée de la même manière en imposant un déplacement au niveau des nœuds de la platine.

Le chargement se fait en déplacement imposé. Le comportement utilisé pour le béton et l'acier est en premier lieu élastique. Pour déterminer le chargement correspondant, on détermine le niveau d'effort au niveau des vérins. Pour cela, la fonction critère d'endommagement de Mazars (Mazars, 1984) est utilisée. Elle définit un seuil d'endommagement dont une déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ dans le matériau, définie comme suit :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\langle \varepsilon_i^e \rangle^+)^2} \quad 27$$

Cette valeur équivalente est comparée à une valeur seuil. Le seuil pour le béton représente la déformation relative au dépassement de la résistance à la traction directe (la résistance caractéristique à la traction du béton, fractile à 5% est communément utilisée), il vaut $\varepsilon_{seuil} = f_{ctk}/E_b$. Selon les paramètres matériaux idéalisés définis en 2.1.2, la valeur de ce seuil est de l'ordre de $\varepsilon_{seuil} = 80 \mu\text{m/s}$.

2.3.2.1 Début de l'essai n°1 : chargement en compression avec l'effort F1

On recherche l'intensité de l'effort appliquée par le vérin 1 à partir duquel on obtient une fissuration. Cette partie sert de dimensionnement pour connaître les capacités nécessaires des vérins à installer.

On calcule alors la force nodale au niveau de l'application du vérin 1 à partir duquel la déformation équivalente au sens de Mazars est dépassée.

Pour chaque étape de calcul, cette valeur de déformation est évaluée. Le déplacement est imposé ici au niveau du pad du vérin 1. Avec un déplacement de 4 mm au niveau du vérin 1, on s'est assuré que le critère en déformation est dépassé et on observe qu'il se diffuse à partir de la discontinuité géométrique jusque dans la colonne (voir Figure 23).

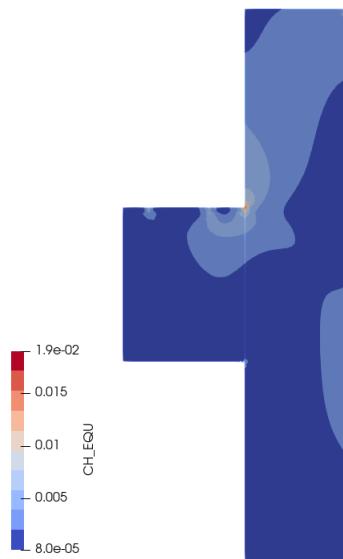


Figure 23. Déformation équivalente au sens de Mazars avec un déplacement imposé en face 1 à 4 mm

Le niveau de chargement du vérin 1 atteint les 55 kN, ce qui permet un premier dimensionnement du vérin. Concrètement, on est sûr qu'au-delà de cette valeur en termes de charge du premier vérin, on s'attend à l'apparition d'une fissure. Les types de vérins utilisés sont alors choisis de telle sorte à avoir une capacité maximale allant jusqu'à 3 fois cette valeur.

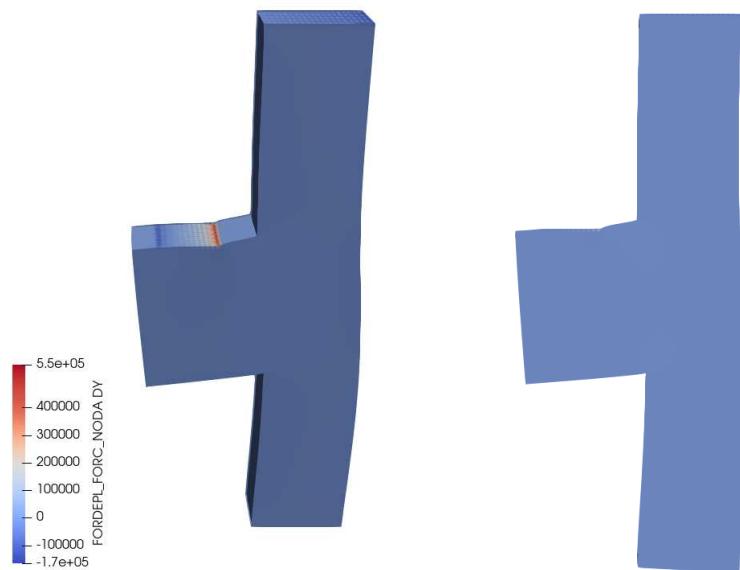


Figure 24. Effort relatif à un déplacement de 4mm au niveau du vérin 1

2.3.2.2 Début de l'essai n°2 et 3 : chargement en compression biaxiale avec F1 et F2

Le même exercice que le précédent est effectué mais cette fois-ci avec un chargement en

Chapitre 2 : campagne expérimentale

compression biaxiale. Avec un déplacement de 4 mm au niveau de F1 et aussi au niveau de F2, on observe le comportement au chargement de compression biaxiale de la structure, illustré par une déformation équivalente inférieure à la compression simple (comparer Figure 23 et Figure 25). Les niveaux de chargement sont aussi plus importants. Face au même déplacement de 4 mm de F1 et aussi de F2, le chargement atteint 89 kN (voir Figure 26) pour réussir à ouvrir nettement une fissure. De plus, les fissures ne se positionnent pas au même endroit : si on ouvre via la discontinuité géométrique avec la compression simple, avec la compression biaxiale, la fissure est localisée dans la zone en limite du poteau hors console comme une ouverture en flexion à cause de F2.

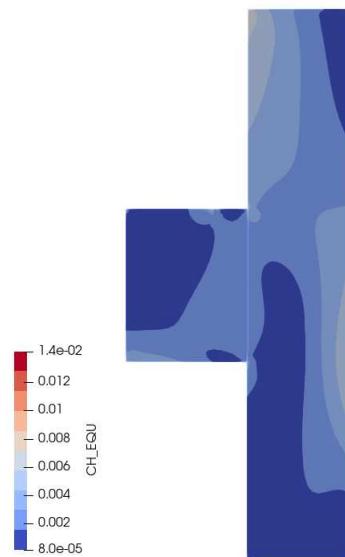


Figure 25. Déformation équivalente au sens de Mazars avec un déplacement imposé en face 1 et face 2 à 4 mm

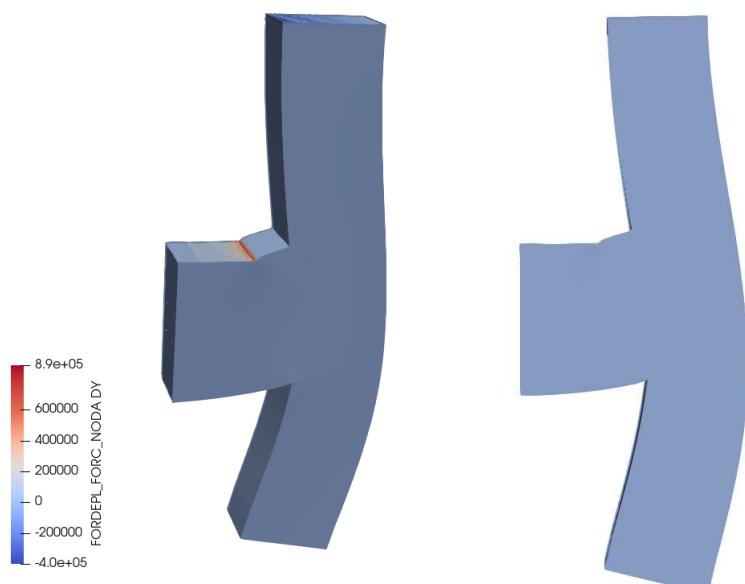


Figure 26. Effort relatif à une compression biaxiale de déplacement de 4mm au niveau du vérin 1 et du vérin 2

Chapitre 2 : campagne expérimentale

Ainsi, pour s'assurer que les vérins satisfont nos attentes, les deux vérins peuvent être choisis de manière à pouvoir atteindre les 150 kN.

2.3.3 Mesures

Les mesurandes qui nous intéressent sont principalement les mesures de déformation. Pour avoir un champ entier de déformation notamment sur toute l'éprouvette, il est nécessaire de mettre en place un dispositif permettant d'obtenir une information sur la surface du corbeau. L'objectif est aussi d'obtenir un ensemble de données dynamiques et continues.

Les caméras permettent d'obtenir une information en surface et le traitement de cette information amène à une mesure qui nous convient, à savoir un déplacement puis une déformation.

L'instrumentation prévue consiste d'abord en une prise d'image avec des caméras avec un échantillonnage temporel choisi. La prise d'image s'est concentrée sur la surface supérieure de l'éprouvette et sur une surface latérale. Cette technique permet une mesure de champs à partir des résultats sur l'ensemble de la maquette et non ponctuellement comme pour la plupart des instruments de mesure traditionnel (jauge, LVDT par exemple). La corrélation d'images numériques rend possible l'observation de flux de déplacement, l'identification des fissures et donc les bielles dans le béton. Le détail de l'instrumentation utilisée est décrit en §2 du chapitre sur le dépouillement des essais.

La limite principale de la méthode de corrélation d'images est le fait que les mesures sont exclusivement en surface ; elle ne fournit donc pas d'informations sur le comportement dans l'épaisseur de l'éprouvette. Pour pallier cela, des fibres optiques ont été positionnées à l'intérieur de l'éprouvette. Elles ont été reliées aux armatures avant le coulage du béton pour les maintenir en position. La position des fibres dans l'éprouvette est présentée.

2.4 CONCRETISATION DU PRINCIPE DE L'ESSAI

2.4.1 Environnement d'essai et mise en place de l'éprouvette

Le corbeau n'a pas été testé dans la position qu'il présenterait dans une structure réelle, c'est-à-dire en position verticale, mais en position « couchée » sur une des surfaces latérales (voir la Figure 27).

Ce choix a été fait d'abord pour faciliter le coulage de l'éprouvette et permettre une bonne répartition des granulats dans le béton, garantissant ainsi une bonne homogénéité du matériau.

D'autre part, les charges admissibles sur le plancher du laboratoire ne permettait pas de fabriquer la console verticalement, en conditions « réalistes » et de la manutentionner depuis la zone de fabrication jusqu'à la zone d'essai.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

La deuxième raison est liée à la volonté d'exclure la pesanteur des efforts qui viendront déterminer le réseau de bielles – tirants. En effet, comme montré dans la partie 1.1, la méthode bielles – tirants souhaite répondre à un dimensionnement avec des efforts ponctuels et en deuxième lieu l'idée de base était celui d'isoler deux forces bien distinctes, qui travaillent séparément ou en concomitance selon notre type d'essai : la pesanteur aurait dévié le flux de contraintes par rapport à chacune de ces forces. Grâce au choix de poser la maquette sur la surface latérale, la gravité agit hors plan par rapport aux forces appliquées.

En dernier lieu, le fait de couler l'éprouvette sur la plateforme d'essai permet de s'abstenir de la déplacer et de risquer ainsi d'engendrer des fissures lors de sa manutention.

Ce choix de coucher l'éprouvette demande en contrepartie qu'elle puisse glisser sur la plateforme sans que des forces parasites de frottement interviennent.

Ne pouvant pas annuler complètement ces forces, elles peuvent quand même être réduites à un minimum en choisissant de poser l'éprouvette sur un matériau avec un coefficient de frottement au contact du béton suffisamment faible pour que les forces de frottement soient négligeables par rapport aux forces introduites pendant l'essai.

Pour cela, dans le cas des applications tribologiques, les polymères en particulier thermoplastiques permettent de réduire le coefficient de frottement sans recourir à des systèmes de lubrification externes par l'utilisation de contacts polymère/polymère ou polymère/métal (Krir, 2017). Une épaisseur de polymère polytétrafluoroéthylène -PTFE- ou communément appelé téflon de 2 mm est posé entre le support en bois et l'éprouvette. Et le fond de coffrage de l'éprouvette est en acier d'une épaisseur de 2mm. Le choix de ces deux matériaux s'est basé sur la performance du coefficient de frottement entre l'acier et le téflon (Krir, 2017).

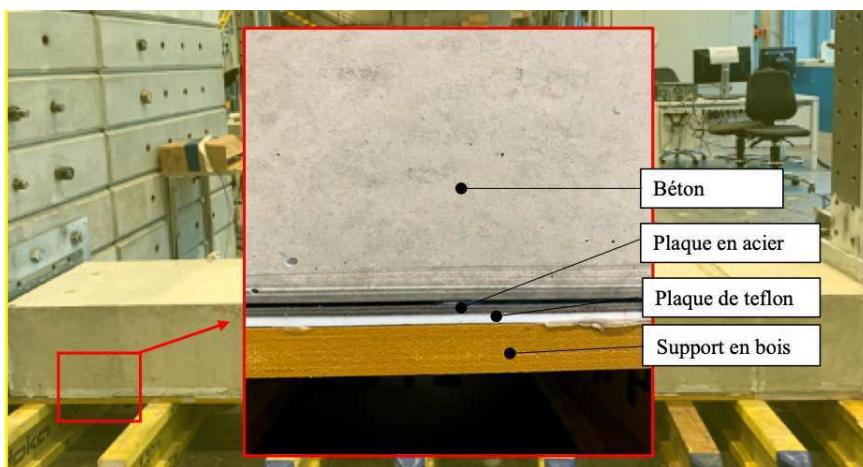


Figure 27. Strates du support

Par la loi de Coulomb, la force de frottement T pour le couple tribologique polytétrafluoroéthylène (PTFE) / acier est proportionnelle à l'effort normal N élevé à la puissance 0,85 (Rabinowicz, 1995) :

$$T = f_0 \times N^{0,85}$$

avec N étant la composante normale qui maintient en contact les deux surfaces (ici, la pesanteur due au poids propre de l'éprouvette), $N = mg$, dont m représente la masse de l'éprouvette et g l'accélération de la pesanteur.

$f_0 = 0,04$ correspond au coefficient d'adhérence propre aux deux matériaux (acier – téflon) (Giek & Giek, 2013).

Pour une valeur de la force de pesanteur $N = 5,45$ kN, la force de frottement vaut: $T = 0,16$ kN. Cette valeur de frottement est nettement inférieure aux efforts appliqués par les vérins, le glissement est alors considéré comme « parfait ».

2.4.2 Éprouvette

2.4.2.1 Caractérisation du béton

La résistance des bétons à 28 jours est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Ces valeurs définissent la classe du béton selon la norme béton NF EN 206 (Afnor Editions, 2014) .



Figure 28. Centrale à béton du Département d'Enseignement et de Recherche Génie Civil Environnement de l'ENS Paris-Saclay: de g. à d. les trémies pour les matériaux, le malaxeur

Le béton a été confectionné au département d'enseignement et de recherche de l'ENS Paris-Saclay grâce à la centrale à béton (Figure 28) qu'y est installée et qui peut fabriquer un volume de 250 L de béton. Concernant sa formulation (Tableau 2), on a un dosage du ciment de 365 kg/m³. Le rapport E/C est de 0,58 qui correspond à la classe X0, pour le béton armé sans risque de corrosion ni d'attaque.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

Tableau 2. Formulation du béton de la première gâchée

Matériaux	Dosage (kg/m ³)	Volume (L/m ³)
CEM 1 52,5	365	117
Gravier 8/20	963	380
Gravillon 4/10	53	20
Sable 0/4	344	134
Sable 0/2	305	117
Eau	213	213

Le contrôle de fabrication du béton est nécessaire pour tout béton à mettre en place. Il s'agit d'abord d'essais sur le béton frais pour obtenir une mesure de la consistance du béton, ici, l'essai d'affaissement (Slump test) défini selon la norme (Afnor Editions, 2019) est réalisé pour chaque coulée de béton. Pour s'assurer d'une bonne consistance et s'assurer de la conformité par rapport aux caractéristiques prévues, la classe S2 selon la norme (Afnor Editions, 2014) est recherchée.

Enfin, des essais de compression et de fendage sur les éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et hauteur 32 cm sont faits de manière à déterminer les caractéristiques mécaniques du béton durci. Les tests sur éprouvettes et ceux sur structure sont réalisés au même âge du béton, environ 28 jours, de manière à ce que les propriétés obtenues sur éprouvettes correspondent à celles des essais structurels et que le béton puisse être considéré comme mûr.

Pour chaque coulée de béton, un essai de compression (Figure 29) est réalisé sur neuf éprouvettes cylindriques (trois éprouvettes pour chaque gâchée et un coulage nécessite trois gâchées) afin de déterminer la résistance en compression moyenne f_{cm} du matériau, ainsi que son module d'élasticité longitudinal moyen E_{cm} . Les pratiques sont suivies selon les normes (Afnor Editions, 2019).



Figure 29. Destruction par compression de l'éprouvette

Les résultats de résistance à la compression et de module d'Young de chaque test (Figure 30) sont fournis en relation avec chacun des trois tests et sont présents en annexes.

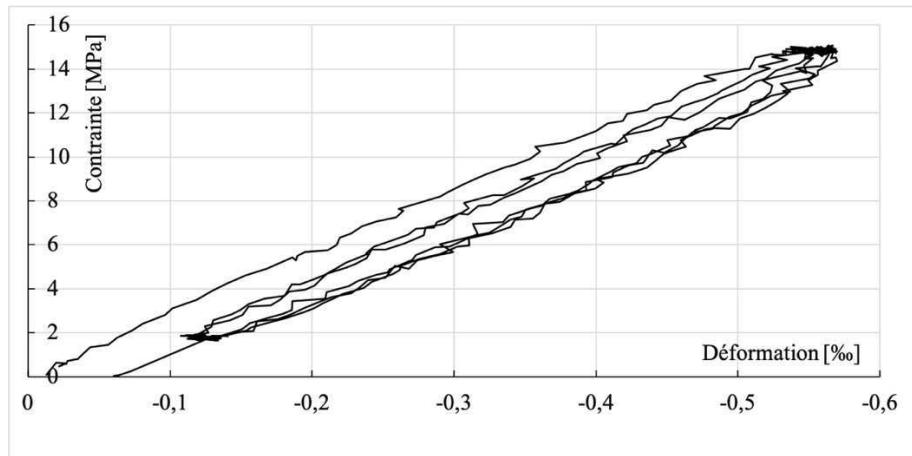


Figure 30. Contrainte-déformation pour une éprouvette cylindrique 16x32 (premier échantillon de la première gâchée) pour les trois cycles en élastique

Ainsi, avec les essais de compression en zone élastique, la valeur du module d'élasticité longitudinale peut être déduite grâce à la loi de Hooke mettant en relation linéaire les contraintes et les déformations.

$$\sigma(\varepsilon) = E_c \times \varepsilon$$

29

La validité de cette loi requiert un intervalle de contraintes limité par $\sigma \in [0 ; 0,3\sigma_{max}]$ dont σ_{max} correspond à la contrainte à la rupture.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

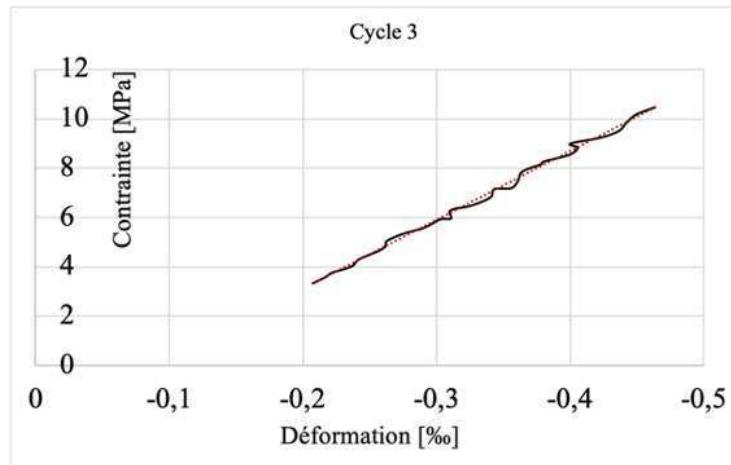


Figure 31. Évolution de la contrainte en fonction de la déformation dans le domaine élastique pour le dernier cycle pour notre échantillon

L'évaluation du module d'Young se fait sur la courbe du dernier cycle (Figure 31). Cela permet d'obtenir une valeur du module d'Young $E_{cm} = 27,12 \pm 0,81$ GPa.

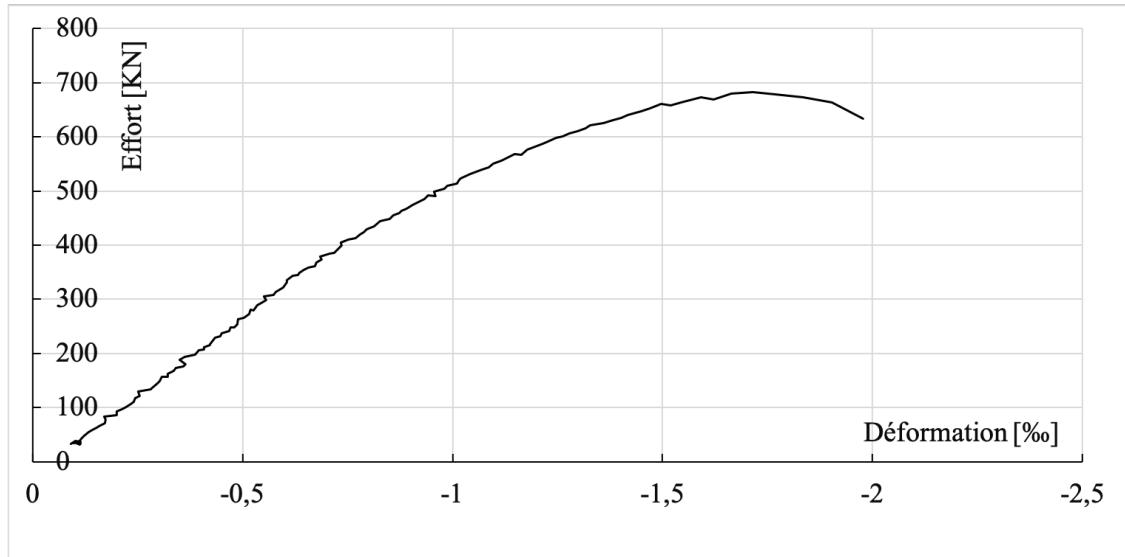


Figure 32. Essai jusqu'à rupture en compression de l'éprouvette 16x32

La résistance moyenne en compression correspond à la contrainte maximale supportée par l'échantillon (Figure 32). Pour nos échantillons, on obtient : $f_{cm} = 35,40 \pm 1,73$ MPa.

Concernant les essais de fendage (Figure 33) définis par la norme (Afnor Editions, 2012), ils sont également réalisés sur trois éprouvettes cylindriques. Cet essai permet de déterminer expérimentalement une résistance moyenne en traction du béton f_{ctm} .



Figure 33. Destruction par fendage de l'éprouvette

La résistance à la traction vaut $f_t = 3,1 \pm 0,24$ MPa (moyenne sur 9 échantillons). Ces résultats correspondent à des valeurs élevées pour un béton de la classe choisie.

2.4.2.2 Caractérisation de l'acier

Cette caractérisation de l'acier, utilisé dans le laboratoire a été réalisé par (Jourdain, Molinaro, & Soleilhet, 2018) par le même matériau qui est utilisé. Les paramètres qui nous intéressent sont son module d'élasticité ainsi que sa limite élastique.

Les essais de traction uniaxiale sont fait sur les barres d'acières haute adhérence de 8 mm de diamètre. Les barres HA 8 sont montées entre les mors d'une machine de traction (Figure 34) qui va les solliciter jusqu'à leurs ruptures, un extensomètre est placé sur la barre d'acier pour relever les déformations et l'effort de traction dans la barre d'acier. En négligeant l'effet Poisson, la contrainte dans la barre d'acier peut être admise comme le rapport de la force sur la section.

Les résultats obtenus par permettent d'ajuster les paramètres de notre acier lors des simulations pour l'interprétation des résultats d'essai. Notamment, sur trois essais, le module d'Young moyen vaut $E_{s,moy} = 237 \pm 11$ GPa et la limite d'élasticité moyenne $f_{y,moy} = 561 \pm 4,5$ MPa.



Figure 34. Montage de la barre équipée de l'extensomètre sur la machine de traction, réf. (Jourdain, Molinaro, & Soleilhet, 2018)

2.4.3 Description d'ensemble

La plateforme modulaire d'essais sur structure – RESIST – du laboratoire permet de tester des éléments de structures. La plateforme (Figure 35) permet notamment de tester, sous des sollicitations complexes des structures de formes et de rigidités diverses avec des méthodes de mesures variées. Elle comprend une plateforme en acier à haute résistance de 6 m x 6 m qui repose sur des coussins qui permettent d'isoler la pièce testée du reste du bâtiment. Le gonflement des coussins permet de réduire les vibrations de la plateforme liées aux réactions avec le sol ou le bâtiment de la halle d'essai.

Chapitre 2 : campagne expérimentale



Figure 35. Vue de la plateforme avec ses blocs modulaires

Une vue en plan de l'éprouvette couchée, voir Figure 36 est présentée. Les blocages sont représentés :

- pour la partie gauche (blocage 1) une partie encastrée illustrée par des tiges d'ancrages fixées au poteau fixé lui à son tour à la plateforme.
- et pour la partie droite (blocage 2) une ceinture d'acier faite de platines en acier fixées au mur de réaction.

Ces blocages sont détaillés dans la partie 2.4.4.

Les chargements par les vérins sont représentés. L'actionneur 1 par le vérin 1 s'applique à la structure par une plaque en acier répartissant l'effort. Une rotule est mise en place au niveau de l'application pour éviter les effets couplés avec le deuxième vérin. Le deuxième vérin, quant à lui, est fixé à l'éprouvette avec les ancrages fixés à la rotule et fixé sur toute la surface de l'éprouvette. Des rotules sont également installées (voir Figure 36) au niveau de l'application sur l'éprouvette et au niveau du poteau de fixation du vérin pour pallier les éventuels effets couplés. Ces montages sont détaillés dans la partie 2.4.4.2.

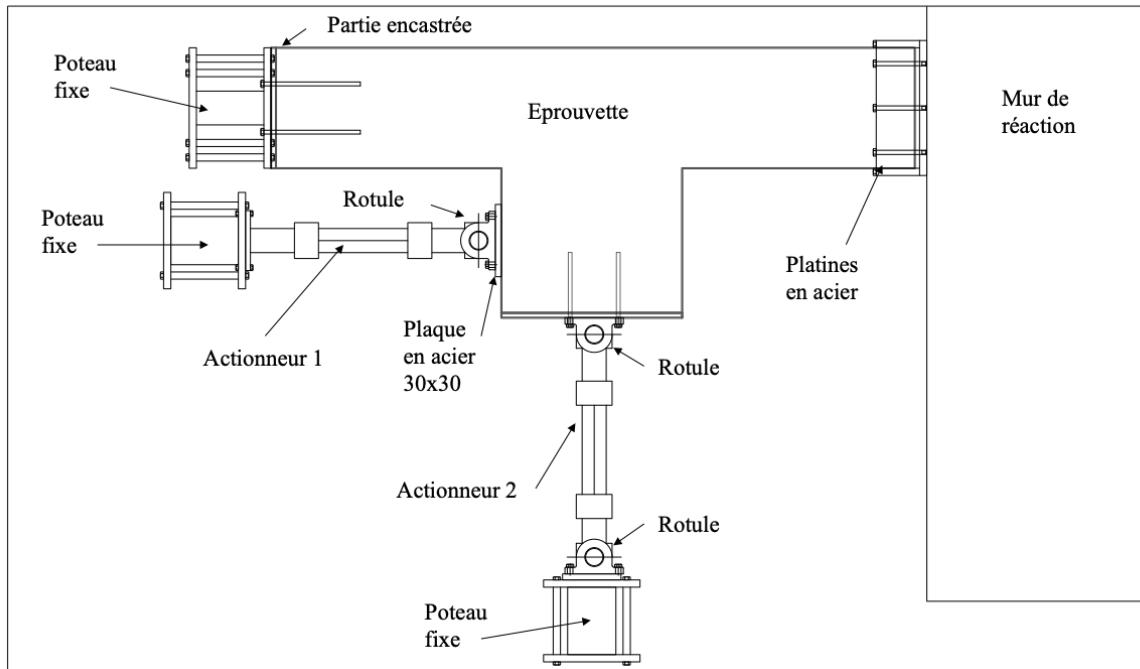


Figure 36. Vue en plan du dispositif général de l'essai

2.4.4 Réalisation des conditions aux limites

2.4.4.1 Conditions de blocage réelles de la maquette

Les conditions de blocage peuvent être représentatives des conditions aux limites qui ont été choisi de manière à représenter l'élément de structure dans son environnement entier.

Le blocage 1 représentant l'encastrement est réalisé par une connexion rigide entre la section de l'éprouvette et un poteau en acier fixé à la plateforme (voir la Figure 37). Pour ce faire, des tiges filetées coulées dans l'éprouvette sont fixées au poteau métallique par le biais d'une platine verticale entre le poteau et l'éprouvette. Une deuxième platine est fixée de l'autre côté du poteau métallique et fixée à la première platine via quatre tiges, et ce pour rigidifier l'ensemble de la connexion. Le filetage des tiges ainsi que le fait qu'elles sont mises en place avant coulage du béton assure l'adhérence entre les tiges et le béton. La section des tiges filetées, Ø16 mm, découle d'un calcul assurant le non-cisaillement des tiges et le blocage des rotations de la section d'extrémité ainsi que les déplacements dans les trois directions. On s'assure alors au mieux de l'encastrement.

Toutes les platines sont faites en acier et ont 2 cm d'épaisseur.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

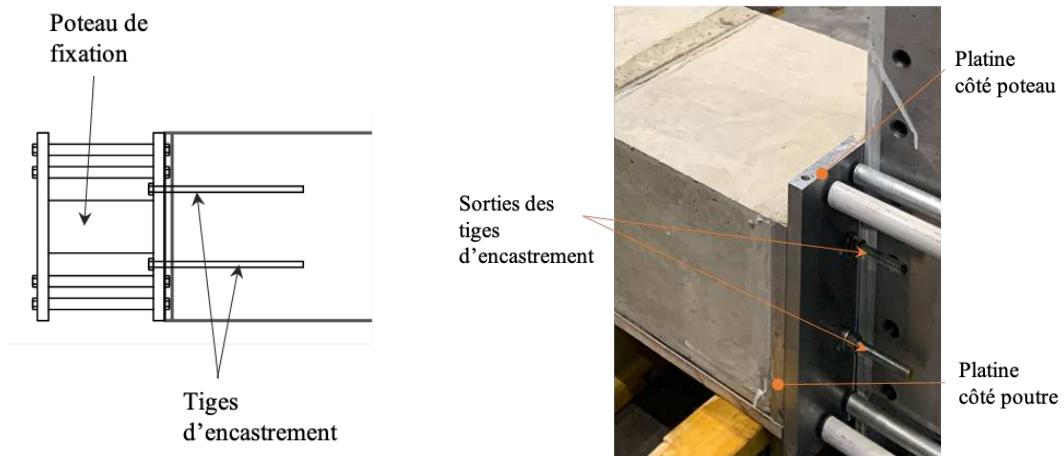


Figure 37. Blocage 1 : condition au niveau de l'encastrement

Le blocage 2 de l'éprouvette est assuré par une ceinture d'acier (Figure 38) qui entoure l'extrémité de l'éprouvette. La ceinture comprend trois platines rigides d'acier de 20 cm de profondeur et de 3 cm connectées au mur de réaction par des goujons. Ce blocage sert à bloquer les rotations de la section. La ceinture n'empêche pas le glissement entre le poteau et la ceinture, c'est-à-dire un espace est laissé libre entre le mur de réaction et l'éprouvette.

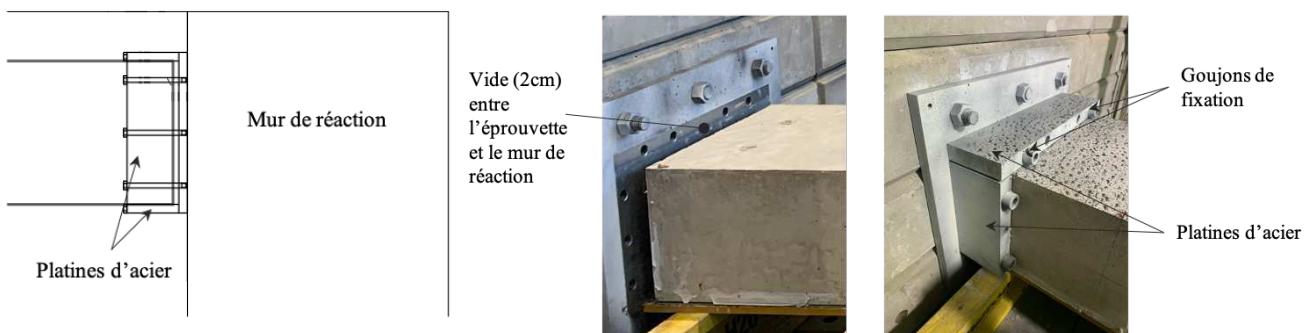


Figure 38. Blocage 2 : condition au niveau du mur de réaction

2.4.4.2 Mise en application des chargements

L'application du chargement se fait par le biais de deux vérins (Figure 39). Le vérin 1 applique une force sur la console parallèle à l'axe de la colonne ; le vérin 2 applique une force sur la console perpendiculaire à l'axe de la colonne (voir aussi Figure 36).

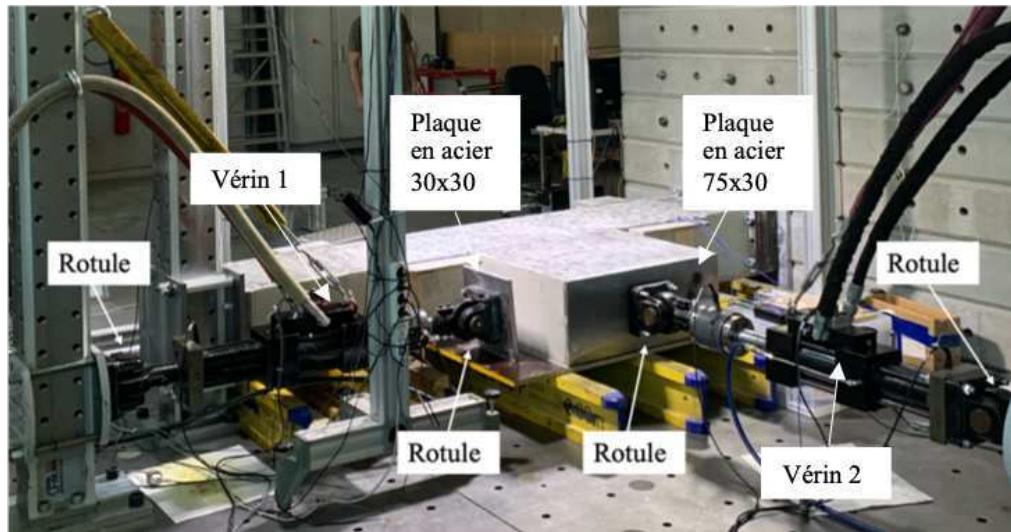


Figure 39. Vérins de chargement et rotules

Chaque vérin est maintenu à un poteau en acier fixé à la plateforme. Pour le vérin 1, une plaque en acier de 30 x 30 cm est utilisée pour appliquer le contact avec l'éprouvette.

Le deuxième vérin est fixé à l'éprouvette par des goujons d'ancrages (Figure 40). Une plaque en acier recouvre toute la face de l'éprouvette 75 x 30 cm en faisant aussi office de coffrage, avec une épaisseur de 2 cm.

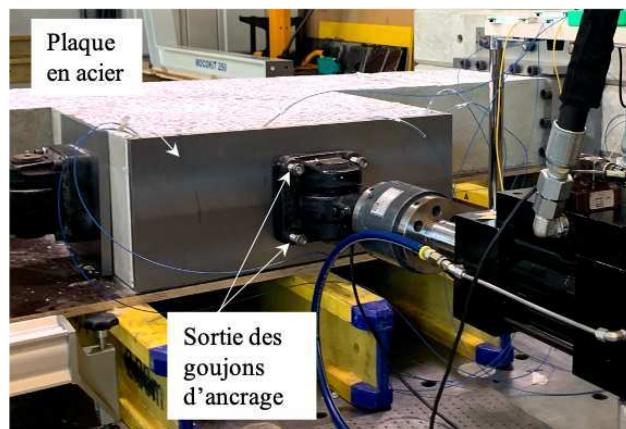


Figure 40. Vérin 2: goujons d'ancrage

Les rotules sont installées pour chaque montage de vérin pour éviter les éventuels effets de couplage entre les deux vérins (pour voir les rotules, voir Figure 39).

2.4.5 Dispositif de mesure

2.4.5.1 Mise en place des caméras pour la corrélation d'images numériques

Les caméras sont disposées de façon à obtenir un recouvrement entier de la surface de la maquette. La contrainte pour le choix des caméras concerne la résolution des images. Pour arriver à observer une ouverture de fissure, les retours d'expérience sur de nombreux ouvrages et les résultats d'essais en laboratoire depuis plusieurs décennies ont confirmé que

Chapitre 2 : campagne expérimentale

des fissures de 0,20 à 0,30 mm correspondent à un fonctionnement normal du béton armé selon (Afnor Editions, 2017). Pour mettre en place les caméras et pour assurer la contrainte de résolution, le logiciel BLENDER a été utilisé (Figure 41). Ainsi, on a modélisé l'éprouvette et son environnement d'essai. L'optimisation à faire s'agit de trouver la meilleure résolution (en mm/pixel), en fonction des positions des caméras, des caractéristiques de ces dernières et en respectant un recouvrement entier de l'éprouvette (dont l'intérêt est suscité dans le domaine expérimental (Iskef, 2016))

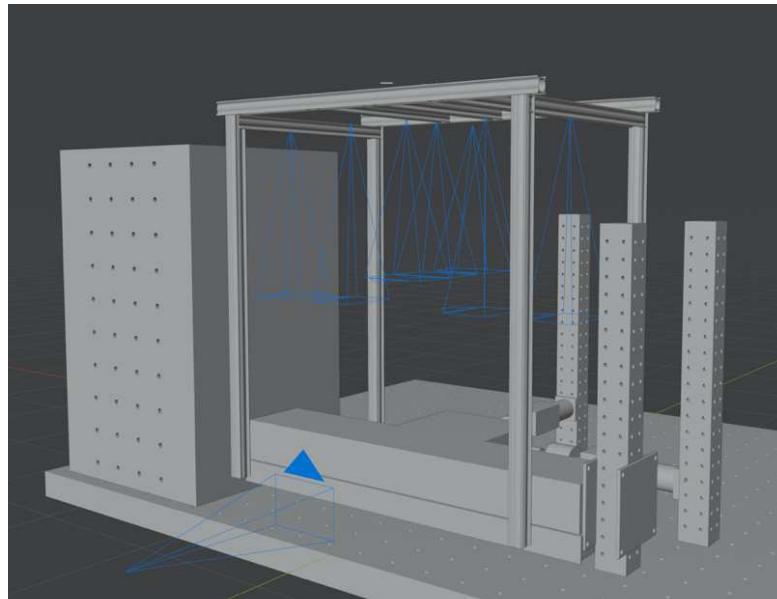


Figure 41. Positions des caméras avec le logiciel BLENDER (7 en hauteur et 1 en tranche)

Une caméra est composée de son boîtier et d'un objectif. Le boîtier est caractérisé par le type de capteur. Un capteur est en fait un composant électronique photosensible. Ses caractéristiques sont son type (technologie utilisée : CMOS par exemple), le nombre de pixel total et la taille du capteur d'image. L'objectif d'une caméra est un système optique formé de plusieurs lentilles, et éventuellement de miroirs et permet d'ajuster la profondeur de champ sur laquelle une image est nette.



Figure 42. Portique support des appareils photos

En somme, les caméras sont installées sur un portique (Figure 42) désolidarisé de tout le dispositif d'essai à une hauteur de 3 m au-dessus de l'éprouvette. Leurs caractéristiques sont résumées sur le Tableau 3.

Tableau 3. Caractéristiques des caméras

Numéro	Boitier	Objectif	Taille capteur d'image	Résolution
1	Canon 90D	Fixe 50 mm	CMOS 22,3 mm × 14,8 mm	0,15 mm/px
2	Canon 90D	Fixe 50 mm	CMOS 22,3 mm × 14,8 mm	0,15 mm/px
3	Canon 90D	Fixe 50 mm	CMOS 22,3 mm × 14,8 mm	0,15 mm/px
4	Canon 70D	Fixe 50 mm	CMOS 22,5 mm x 15,0 mm	0,15 mm/px
5	Canon 70D	Fixe 60 mm	CMOS 22,5 mm x 15,0 mm	0,15 mm/px
6	Canon 60D	Fixe 50 mm	CMOS 22,3 mm x 14,9 mm	0,15 mm/px
7	Canon 60D	Fixe 70 mm	CMOS 22,3 mm x 14,9 mm	0,15 mm/px
8	Canon 60D	Fixe 50 mm	CMOS 22,3 mm x 14,9 mm	0,22 mm/px

2.4.5.2 Intérêt de l'étalonnage par les mires

Suite à des tests d'instrumentation notamment lors de l'essai 0, une nécessité d'avoir des repères d'objets fixes s'est présentée. En effet, comme le portique, support des caméras est

Chapitre 2 : campagne expérimentale

posé sur la plateforme, des mouvements mêmes millimétriques de ce support peuvent engendrer des mouvements non voulus. Les images sont donc inutilisables à post-traiter.

L'objectif de notre étalonnage est de retrouver une référence de mouvement (notamment ici nul) vu par la caméra. La façon la plus immédiate permettant l'étalonnage serait une approche indépendante, caméra par caméra. Dans les méthodes expérimentales, les mires d'étalonnages sont utilisées dans la stéréo-corrélation (Chambard, Jaminion, Tazeroualti, Galerne, & Hild, 2009). Pour notre cas, elles ont notamment comme fonctions :

- L'étalonnage du système de prise de vue : les points de la mire doivent être "vus" par les caméras.
- La détermination d'un référentiel : notamment dans les mouvements du support de ces mires.

Les mires utilisées seront alors mouchetées comme utilisé par (Cornille, 2005) et ainsi avoir plusieurs points comparé aux mires classiques en damier. Chaque caméra doit au moins voir une mire dans sa prise de vue (voir Figure 43) pour s'assurer des corrections sur les images prises sur chacune d'elles.

En effet, la correction que l'on cherche ici est appliquée directement sur le champ de déplacement, ce qui n'est pas le cas des étalonnages classiques qui déterminent des paramètres intrinsèques des caméras (Colantonio, 2020) à appliquer à l'étape avant la corrélation d'images.

On cherche alors à corriger chaque caméra des mouvements parasites. Pour notre cas, on observe ces mouvements parasites pendant toute la durée de l'essai. Pour cela, les mires sont installées indépendamment du dispositif. Elles appartiennent au champ de prise de vue des caméras, fixées à la plateforme.

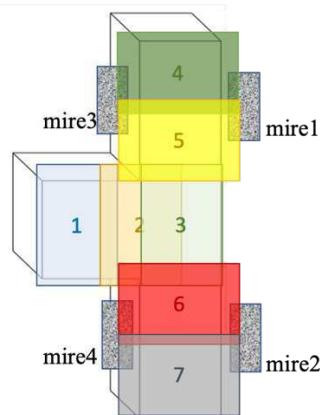


Figure 43. Disposition des caméras et zones de recouvrement

Le béton étant un matériau naturellement rugueux, sa surface est déjà naturellement tachetée. Toutefois, on décide de rajouter un mouchetis formant un ensemble de taches fines et grossières sur toute la surface de l'éprouvette dont les variations de contraste sont

Chapitre 2 : campagne expérimentale

plus marquées. Les mires sont toutes aussi mouchetées (voir Figure 44).



Figure 44. 4 mires vues par les caméras en hauteur

Les caméras sont des appareils photos reflex. Le principe du reflex est d'utiliser un miroir pivotant qui se relève lors du déclenchement. Toutes les caméras sont réglées manuellement pour contrôler la netteté ainsi que les paramètres d'exposition (la sensibilité ISO qui est la sensibilité du capteur à la lumière, l'ouverture du diaphragme qui est le diamètre d'ouverture maximale du diaphragme au déclenchement et la vitesse d'obturation qui est le temps d'ouverture du diaphragme au déclenchement).

Chaque caméra a une sortie pour l'acquisition et une entrée pour télécommander les prises d'images. Lors de l'essai, un signal est envoyé à chacune des caméras pour prendre un cliché synchrone. Il s'agit de prendre une photo toutes les 10 secondes pendant toute la durée de l'essai, permettant d'avoir assez d'informations sur l'évolution de la structure.

2.4.5.3 Mise en place des fibres optiques

Pour rappeler le rôle des fibres optiques, on veut s'assurer de l'hypothèse de problème « plan » du dispositif en obtenant un profil de déformation constant dans l'épaisseur de l'éprouvette. Pour cela, des fibres internes ont été installées. Le deuxième rôle des fibres optiques s'agit de la détection des premières fissures du béton. Cette justification a permis de choisir le positionnement des fibres optiques. Suite au test 0, les informations intéressantes et pertinentes en termes de mesures correctes et non bruitées se trouvent au niveau de la console courte. On choisit alors de placer deux directions de fibres dans cette localisation (voir Figure 45).

Chapitre 2 : campagne expérimentale

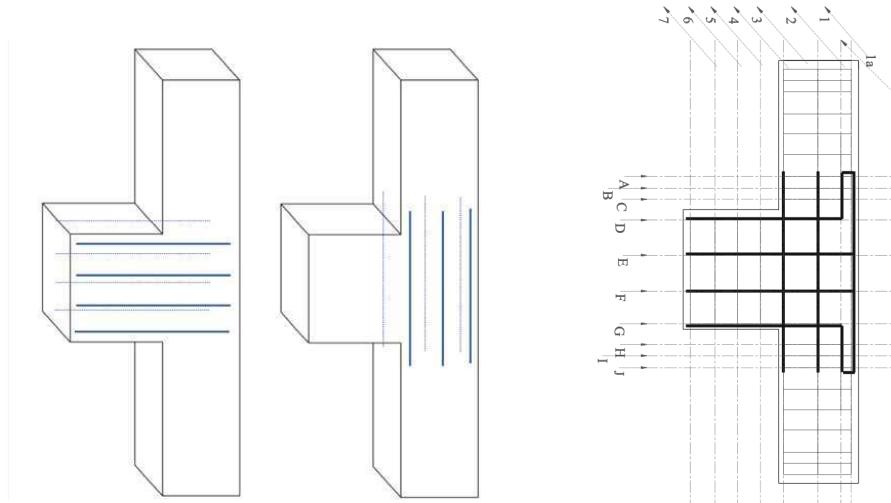


Figure 45. Disposition finale pour les câbles de fibre optique et vue en plan des trames

Pour positionner les fibres optiques, le choix s'est fait en suivant le ferraillage d'armatures en fixant la fibre optique avec des colliers de serrage sans écraser la fibre (voir Figure 46). Cette mise en place de la fibre convient afin d'obtenir la déformation du béton (Henault, 2014).

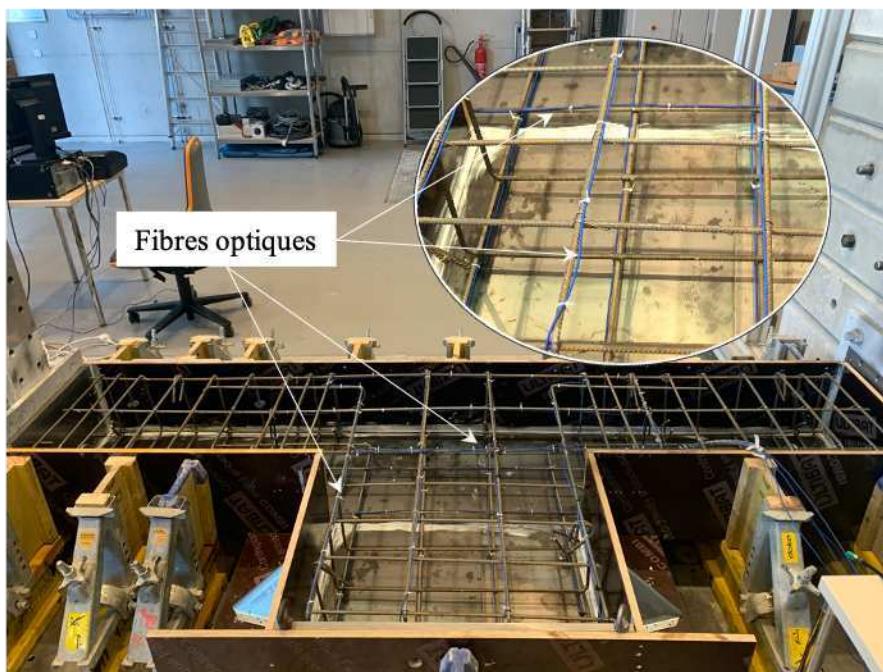


Figure 46. Ferraillage et fibres optiques

Les fibres optiques ayant suivi le chemin voulu, seront adaptées pour pouvoir être « interrogées ». L'adaptation consiste à souder la fibre à une prise d'entrée vers l'interrogateur : il s'agit du côté d'envoi du signal. L'autre bout de la fibre est soudé à une terminaison. La soudure consiste à lier entre elles, la silice présente dans les gaines de fibre optique. Ces soudures (voir Figure 47) sont des points sensibles de la mesure dans le sens où elles sont sources de bruits de mesure.



Figure 47. Sortie des fibres et soudures faites

Les capteurs de déformation fournis, construits avec une fibre revêtue de polyamide d'un diamètre de 155 µm, sont étalonnés et offrent un pas de jauge jusqu'à 5,2 mm et avec une fréquence de mesure de 30 Hz.

2.4.5.4 Résumé du dispositif



Figure 48. Dispositifs pour les acquisitions

Toutes les acquisitions ont été réalisées automatiquement pendant l'essai. L'ensemble des acquisitions est constitué par trois actions (Figure 48) :

- l'enregistrement au niveau des capteurs des vérins (efforts et déplacements),
- la prise des images numériques par les caméras

Chapitre 2 : campagne expérimentale

- l'interrogation des fibres optiques.

L'échantillonnage spatial et temporel des différentes quantités données obtenues *in fine* (après l'ensemble des étapes de post-traitement) est exposé dans le Tableau 4.

Tableau 4. Détails sur les acquisitions

	Quantités d'intérêts (<i>in fine</i>)	Résolution / Échantillonnage spatial	Échantillonnage temporel	Moyen de synchronisation entre dispositifs
Caméras pour la corrélation d'images numériques	Déformations	0.15 mm/px en X et 0.15 mm/px en Y (valeurs moyennes sur les 8 caméras)	20 s	Repère horaire Numéro d'images
Fibres optiques	Déformations	5.2 mm	0.08 s	Repère horaire
Vérins	Efforts	Grandeur locale au point d'ancrage	1 s	Repère horaire
	Déplacements	Grandeur locale au point d'ancrage	1 s	Repère horaire

3. CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE

Trois éprouvettes ont été testés pour caractériser la propriété acceptable de charges simultanées et non concomitantes, ou de charges alternées en parallèle avec la charge statique initialement appliquée. Ce chapitre a décrit les exigences de test, leur conception, les conditions de mise en œuvre et les techniques de mesure spécifiques utilisées.

En effet, l'éprouvette et sa taille à échelle réelle de structure ont été détaillées. Le choix du corbeau s'est fait car il s'agit d'un élément beaucoup rencontré dans les grandes infrastructures et il représente correctement un élément massif de structure. Le matériau cible a été déterminé et mise en œuvre dans les calculs de prédimensionnement. Ce dernier répond à la détermination des efforts à appliquer sur la structure selon les différentes séquences d'essais qui s'enchaîneront.

Le choix des trois types d'essai répond à la problématique définie : on veut mettre en évidence le cas de chargement où toutes les forces sont appliquées (essai n°2), qu'on souhaite comparer par un type d'essai où d'abord, les efforts se suivent (essai n°1) et un troisième essai permet d'élargir le mode de chargement en mettant en place un chargement cyclique alterné.

Chapitre 2 : campagne expérimentale

L'intérêt de chacun de ces essais est alors de quantifier les champs de déformations au cours du temps et la mise en place en l'instrumentation répond à cette exigence : les caractéristiques des caméras de prise de photo et leur position mais aussi les fibres optiques installés dans le béton.

Il s'agit d'un essai innovant par la richesse de la prise d'images synchrone de plusieurs caméras dont le suivi et les mesures se font quasiment pendant toute la durée. L'usage des mires dans la reconstruction d'un champ global à partir des champs locaux de chaque caméra est également un élément innovant du procédé d'essai employé. Les informations enregistrées permettent de post-traiter des données numériques qui serviront à obtenir une maquette numérique de l'éprouvette. De plus, la compréhension du comportement de la structure est assurée par nos deux mesures complémentaires en surface avec la corrélation des images numériques et dans le volume par les fibres optiques.

Chapitre 3 : Dépouillement et analyses des résultats d'essais

Introduction du chapitre :

Une fois conçus, les essais sont alors réalisés. Le cheminement vers des résultats d'abord exploitables puis corrects est un travail rigoureux et nécessitant beaucoup d'adaptations et changements jusqu'au dispositif final. Ce chapitre discute des données de mesures enregistrées lors des différents essais et notamment des modifications après l'essai test « essai 0 ». Les quantités d'intérêt ainsi que le traitement nécessaire pour les atteindre sont présentées : en effet, arriver à un système de données exploitable et comparable aux simulations numériques a été fastidieux. Les acquisitions des efforts et les déplacements permettent d'analyser le comportement global de l'éprouvette et les résultats de post-traitement enrichissent l'analyse du comportement de notre maquette. Sur la base de ce comportement global, des instants caractéristiques sont définis. Ces instants représentent un état particulier de la maquette et serviront à une analyse plus en détails. Une observation de l'état de la structure en fin d'essai est aussi présentée et permet d'observer les fissures résultantes des différents cas de chargement. L'intérêt du suivi en acquisition et mesures de l'essai pendant toute sa durée est principalement de comprendre l'évolution des fissurations selon l'historique du chargement de la maquette. La fissuration est importante dans la détermination et le choix de modèles équivalents de bielles – tirants. Ainsi, mettre en corrélation historique de chargements et historique de fissuration permet de lever un point important dans le calcul et dimensionnement des structures pour les cadres déjà industrialisés de la méthode bielles - tirants.

Sommaire du chapitre

1. Enjeux des essais et vision globale de la série d'essais
 2. Des mesures
 - 2.1 Traitement des images par corrélation d'images numériques
 - 2.1.1 Première étape de corrélation d'images
 - 2.1.2 Développement de l'étalonnage des mires
 - 2.2 Interpolation sur le maillage élément fini de chaque caméra
 - 2.3 Assemblage des champs issus de chaque caméra
 - 2.3.1 Correction des déplacements grâce aux mires
 - 2.3.2 Correction des déplacements par les recouvrements
 - 2.3.3 Traitement des champs
 - 2.4 Déformations dans le volume de l'éprouvette
 - 2.4.1 Enjeux des mesures de fibres optiques
 - 2.4.2 Traitement des mesures dans la maquette et détermination des pics
 3. Analyse et interprétation des essais
 - 3.1 Corrections apportées suite à l'essai 0
 - 3.2 Chargements de compression successifs
 - 3.3 Essai de compression biaxiale
 4. Résultats de l'historique de chargements
 5. Discussions sur les bielles – tirants
 6. Conclusion partielle du chapitre
-

1. ENJEUX DES ESSAIS ET VISION GLOBALE DE LA SERIE D'ESSAIS

L'enjeu de ces essais est de valider les hypothèses des approches bielles-tirants qui doivent être élaborées sur la base de champs de contraintes élastiques à partir de calculs éléments finis.

Etant impossible de visualiser des flux de contraintes expérimentalement, les flux de déformation sont quantifiés.

L'exploitation de champs de contraintes élastiques requise par les codes et normes induit trois hypothèses fortes :

- Négliger l'influence de l'état de fissuration existant dans le cheminement des flux de déformations,
- Considérer que les flux de déformation et l'état de fissuration issus d'actions mécaniques si elles sont concomitantes ou non concomitantes sont les mêmes,
- Considérer que les flux de déformation et l'état de fissuration issus d'actions mécaniques cycliques alternées sont les mêmes.

Ces hypothèses ont conduit à réaliser les trois essais définis en chapitre 2 au paragraphe §2.2 :

- Essai 1 : chargements quasi-statiques monotones à déplacement imposé, les chargements étant appliqués l'un après l'autre ;
- Essai 2 : chargements quasi-statique monotones à déplacement imposé, avec les chargements appliqués simultanément.
- Essai 3 : Le chargement au niveau du vérin 1 est appliqué de manière quasi-statique monotone, le chargement au niveau du vérin 2 est alterné compression / décharge.

Avant de réaliser les essais 1 à 3, un premier essai à blanc, nommé essai 0 par la suite, a été réalisé afin de contrôler l'ensemble des paramètres d'essais.

A ce titre, les conditions aux limites sont les mêmes que pour l'Essai 1, de ce fait, le dispositif expérimental a pu être optimisé et corrigé.

2. DES MESURES AUX QUANTITES D'INTERET MECANIQUES

Les conditions de l'environnement d'essai sont importantes pour garantir la qualité des mesures expérimentales et les erreurs potentielles. L'essai 0 s'est déroulé en journée d'été

dans la halle d'essai du laboratoire de l'ENS Paris-Saclay. Les paramètres de luminosité étaient importants car les instrumentations sont des mesures optiques. Ces conditions d'environnement de l'essai ont conduit à des évolutions importantes entre l'essai 0 et les essais suivants et également à une vigilance particulière dans les dépouillements des images numériques. Ces différents points sont détaillés dans le cadre de cette section.

2.1 TRAITEMENT DES IMAGES PAR CORRELATION D'IMAGES NUMERIQUES

2.1.1 Première étape de corrélation d'images

D'un point de vue numérique, une image est un tableau de pixels et les coordonnées sont usuellement orientées comme sur la Figure 49a. Pour la suite de notre traitement, on adopte le système de coordonné présenté Figure 49b de façon à se mettre dans un repère orthonormé direct.

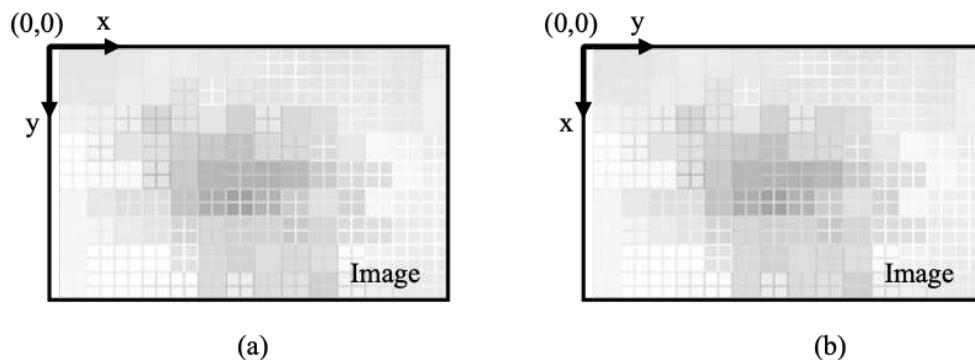


Figure 49. (a) Système de coordonnées d'une image numérique. (b) Système de coordonnées adopté

La méthode utilisée pour le traitement par corrélation d'images est l'approche globale basée sur les éléments finis selon (Hild & Roux, 2012). La procédure de corrélation d'images commence par la définition d'une zone d'intérêt, pour chaque caméra. Dans l'image vue par la caméra sur la maquette non déformée (voir Figure 50a) la zone est définie par des coordonnées exactes, en pixel sur la photo. Un maillage est ensuite généré sur cette surface (voir Figure 50b), ce qui permet un traitement numérique via une approche par éléments finis des champs de déplacement : interpolation, construction des champs de déformation.

Bien que cela soit variable d'un observateur à l'autre, la largeur de fissure minimale d'une surface visible à l'œil nu est d'environ 0,10 mm, soit de l'ordre de la résolution d'un pixel (voir résolution en Tableau 3). La largeur des fissures nous est importante par rapport au choix de la taille des éléments. Ainsi, le choix de la finesse du maillage est une question essentielle, car plus le maillage est fin, moins il contribue aux écarts entre interpolation sur les éléments finis et réalité, mais plus le coût du calcul augmente. Pour notre part, la taille des éléments triangulaires à 3 noeuds du maillage présentant le meilleur compromis entre finesse et coût de calcul, prenant en compte la résolution des caméras (voir Tableau 3), et si

on cherche à observer les fissures de plus de 5 mm d'ouverture, est de 34 pixels. Cela représente près de 7700 éléments pour chaque image, dépendant de la zone sélectionnée (cette valeur correspond à l'image de la caméra 2 sur la Figure 50).

Une fois créé le maillage, les déplacements sont déterminés comme décrit en §2.2. Le résultat pour chaque caméras est un champ de déplacement exprimé en pixel.

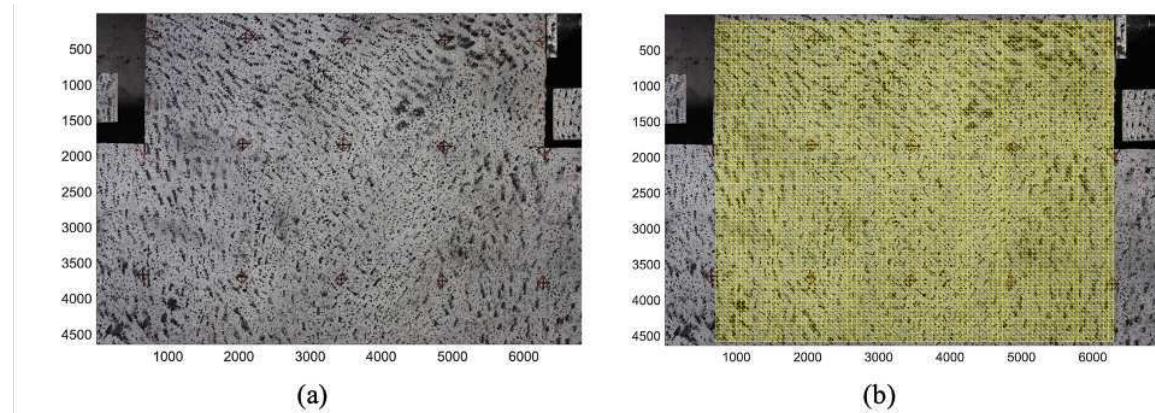


Figure 50. Image numérique de la caméra 2. (a) Image dans son repère. (b) Maillage de la zone d'intérêt en éléments T3

2.1.2 Développement de l'étalonnage des mires

Les mires ont un rôle important dans le cadre de cet essai. Les mouvements détectés sur les images de l'éprouvette lors de l'essai captées par les caméras doivent être corrigés. Les mouvements relatifs des caméras liés aux éventuels mouvements des supports ou des vibrations de fonctionnement des appareils photos réflexes utilisés (levée du miroir avant exposition du capteur) doivent être déduit.

A cette fin et à la suite du retour d'expérience de l'essai 0, des mires ont été installées. Elles correspondent à des cibles désolidarisées du corps d'épreuve, installées dans le plan focal des appareils photos numériques et supposées fixes sans mouvement.

Elles servent de référence en permettant d'isoler en particulier des mouvements de corps rigides des zones.

Afin de corriger les déplacements, pour chaque zone d'intérêt deux régions sont définies : celle avec la mire et celle qui contient la maquette (Figure 51).

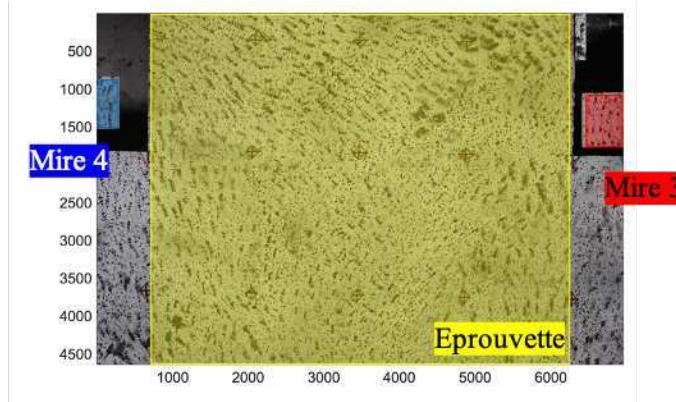


Figure 51. Éprouvette et mires vues sur une photo

Pour réussir à étalonner avec nos mires, indépendamment du maillage, mais en fonction des coordonnées dans le repère de l'image (x, y), une première approximation des valeurs de déplacement peut se faire avec une base polynomiale de degré 2. En effet, cette approche présente un retour d'expérience robuste en traitement d'images (Sadeh, 1996).

Pour notre part, on se basera sur cette technique pour établir un étalonnage permanent et ce pendant toute la durée de l'essai. En effet, les données au niveau des mires servent à caractériser les coefficients polynomiaux approchant le mouvement de corps rigide en considérant la base de degré 2 précédemment évoquée. Les coefficients sont caractérisés par une minimisation au sens des moindres carrés.

Par la suite on considère tous les développements mathématiques suivants propres à une seule caméra. Ces développements sont nécessaires pour justifier les mesures de champs sur notre éprouvette, de manière à pouvoir s'y appuyer pour la suite des post-traitements (champs de déplacement, champs de déformations etc...).

On considère une caméra c , qui produit un ensemble d'image i .

Les coordonnées employées sont celles du centre des pixels des appareils photographiques numériques employés pour capturer les images appelé domaine Ω_i .

Les coordonnées des zones considérées, sous-domaines $\Omega_{i,\text{éprouvette}}$ ou $\Omega_{i,\text{mire}}$, subissent un changement de repère et les valeurs sont normées par la longueur et la largeur en pixel de chaque sous-domaine de l'image considéré.

Dans la suite, les coordonnées des domaines sont telles que :

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{l_x} & 0 \\ 0 & \frac{1}{l_y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{\text{capteur}} - x_0 \\ y_{\text{capteur}} - y_0 \end{Bmatrix} \quad 30$$

Où (x, y) désignent les coordonnées paramétriques de la zone considérée, $(x_{\text{capteur}}, y_{\text{capteur}})$ les coordonnées dans le repère du capteur d'un point de la zone

considérée, (x_0, y_0) les coordonnées de l'angle supérieur gauche de la zone considérée, l_x et l_y désignent la longueur et la largeur en pixel de la zone considérée. Ces éléments sont illustrés dans la Figure 52.

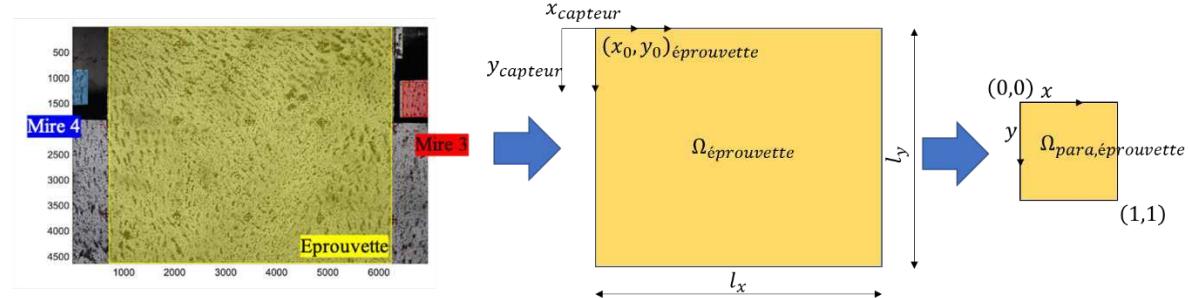


Figure 52. Application de transformation pour le sous-domaine de l'éprouvette du domaine d'une image i

On considère dans ce repère paramétrique un sous-domaine quelconque.

Soient :

- Le vecteur de la base d'interpolation polynomiale exprimée pour tout point du plan de coordonnée (x, y) dans la zone de l'image considérée (avec les coordonnées de points du maillage de la zone définie de l'éprouvette $\Omega_{\text{éprouvette}}$)

$$\mathbf{p} = \begin{Bmatrix} 1 \\ x \\ y \\ xy \\ x^2 \\ y^2 \end{Bmatrix} \quad 31$$

- Le vecteur de la base d'interpolation polynomiale exprimée pour tout point du plan de coordonnée (x, y) inclus dans une mire (avec les coordonnées des points du maillage de la zone de la mire Ω_{mire})

$$\mathbf{p}_{\text{mire}} = \begin{Bmatrix} 1 \\ x \\ y \\ xy \\ x^2 \\ y^2 \end{Bmatrix} \quad 32$$

- le vecteur des coefficients du polynôme d'interpolation de degré 2 pour une image i :

$$\mathbf{a}_i = \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \end{Bmatrix} \quad 33$$

Soient $\tilde{\mathbf{u}}_i$ les valeurs approchées des déplacements, sur base d'une interpolation polynomiale, des n points définis pour une image i :

$$\tilde{\mathbf{u}}_i = \begin{Bmatrix} a_0 & \dots & a_0 \\ a_1 & \dots & a_1 \\ a_2 & \dots & a_2 \\ a_3 & \dots & a_3 \\ a_4 & \dots & a_4 \\ a_5 & \dots & a_5 \end{Bmatrix}^T \begin{Bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ x_1 & \dots & x_n \\ y_1 & \dots & y_n \\ x_1y_1 & \dots & x_ny_n \\ x_1^2 & \dots & x_n^2 \\ y_1^2 & \dots & y_n^2 \end{Bmatrix} \quad 34$$

On peut écrire ainsi les deux matrices \mathbf{A}^T et \mathbf{P} :

$$\tilde{\mathbf{u}} = \mathbf{A}^T \mathbf{P} \quad 35$$

On chercher à déterminer le vecteur $\tilde{\mathbf{u}}_i$ qui minimise la distance avec les valeurs \mathbf{u}_i du vecteur \mathbf{u} mesuré sur une zone i sur l'ensemble des points n .

$$d = \frac{1}{2}(\mathbf{u} - \tilde{\mathbf{u}})^T(\mathbf{u} - \tilde{\mathbf{u}}) \quad 36$$

En introduisant le vecteur des paramètres de la base d'approximation polynomiale satisfaisant le minimum de cette distance on peut écrire une fonctionnelle coût $J(\mathbf{A})$ telle que :

$$J(\mathbf{A}) = \frac{1}{2}(\mathbf{u} - \mathbf{A}^T \mathbf{P})^T(\mathbf{u} - \mathbf{A}^T \mathbf{P}) \quad 37$$

On cherche les valeurs de la matrice \mathbf{A} qui permettent de minimiser cette fonction, soit :

$$(J(\mathbf{A}), \partial \mathbf{A}) = 0 \quad 38$$

On dérive partiellement l'expression de la fonction par rapport à \mathbf{A} :

$$(J(\mathbf{A}), \partial \mathbf{A}) = \frac{1}{2} \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{P}^T \partial \mathbf{A} + \frac{1}{2} \partial \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{P}^T \mathbf{A} - \mathbf{u} \mathbf{P}^T \partial \mathbf{A} + 0 \quad 39$$

Soit donc :

$$(\mathbf{P}^T \mathbf{A} - \mathbf{u}_i)^T \mathbf{P}^T \partial \mathbf{A} = 0 \quad 40$$

On en déduit :

$$\mathbf{P} \mathbf{P}^T \mathbf{A} - \mathbf{P} \mathbf{u} = 0 \quad 41$$

La solution \mathbf{A} est directement obtenue en calculant :

$$\boxed{\mathbf{A} = (\mathbf{P}\mathbf{P}^T)^{-1}\mathbf{P}\mathbf{u}}$$

42

Soient $\tilde{\mathbf{u}}_{i,mire}$ et $\tilde{\mathbf{u}}_{i,\text{éprouvette}}$, respectivement les champs approchés des déplacements des points définis dans la zone de l'image i limitée à la mire et dans la zone de l'image limitée à l'éprouvette :

$$\tilde{\mathbf{u}}_{mire} = \mathbf{A}_{mire}^T \mathbf{P}_{mire} = \begin{bmatrix} a_{0,mire} & \dots & a_{0,mire} \\ a_{1,mire} & \dots & a_{1,mire} \\ a_{2,mire} & \dots & a_{2,mire} \\ a_{3,mire} & \dots & a_{3,mire} \\ a_{4,mire} & \dots & a_{4,mire} \\ a_{5,mire} & \dots & a_{5,mire} \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ x_{1,mire} & \dots & x_{n,mire} \\ y_{1,mire} & \dots & y_{n,mire} \\ x_{1,mire}y_{1,mire} & \dots & x_{n,mire}y_{n,mire} \\ x_{1,mire}^2 & \dots & x_{n,mire}^2 \\ y_{1,mire}^2 & \dots & y_{n,mire}^2 \end{bmatrix} \quad 43$$

$$\tilde{\mathbf{u}}_{\text{éprouvette}} = \mathbf{A}_{\text{éprouvette}}^T \mathbf{P}_{\text{éprouvette}} \quad 44$$

où x_{mire}, y_{mire} les coordonnées paramétriques de la zone délimitant la mire et x, y les coordonnées paramétriques de la zone qui délimite l'éprouvette.

Les erreurs d'interpolation ε_{mire} (pour la mire) et $\varepsilon_{\text{éprouvette}}$ (pour la zone de maquette) évaluées en tout point du domaine sont stockées en vecteur et constituent notre indicateur de vérification :

$$\varepsilon_{mire} = \tilde{\mathbf{u}}_{mire} - \mathbf{u}_{mire} \quad 45$$

$$\varepsilon_{\text{éprouvette}} = \tilde{\mathbf{u}}_{\text{éprouvette}} - \mathbf{u}_{\text{éprouvette}} \quad 46$$

On considère ensuite le vecteur $\bar{\varepsilon}$ dont $\bar{\varepsilon}$ l'erreur moyenne d'interpolation du vecteur d'erreur ε associées aux n pixels de l'image :

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{n} \underbrace{\begin{pmatrix} 1 \\ \vdots \\ 1 \end{pmatrix}}_{nx1}^T \varepsilon \quad 47$$

L'écart-type pour ces erreurs d'interpolation est évalué sur chacun des i images lors de l'essai:

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{(\varepsilon - \bar{\varepsilon} \cdot \mathbf{I})^T (\varepsilon - \bar{\varepsilon} \cdot \mathbf{I})}{i}} \quad 48$$

Dont \mathbf{I} est le vecteur identité. Ces valeurs, pour chaque image i , sont regroupées pour obtenir un vecteur écart-type pour chaque caméra c :

$$\mathbf{e} = \begin{pmatrix} \bar{\sigma}_1 \\ \vdots \\ \bar{\sigma}_i \end{pmatrix} \quad 49$$

Les premières tentatives de post-traitement ont montré une instabilité des résultats des déplacements. En effet, alors même que l'éprouvette n'est pas soumise au chargement (pendant les photos de référence), on observe que les écart-types des valeurs de déplacements en px sont anormalement élevés (Figure 53). Et avec la résolution moyenne des capteurs, cela indiquerait un déplacement de l'éprouvette de l'ordre de 1.5 mm ce qui n'est pas le cas car l'éprouvette n'est pas encore chargé. L'interprétation privilégiée est la présence de mouvements parasites.

Ces mouvements peuvent provenir du dispositif même de prise d'images. Pour justifier cette hypothèse, il est alors nécessaire de contrôler au maximum l'environnement du dispositif d'essai en entier et de réussir à maîtriser et quantifier les mouvements parasites.

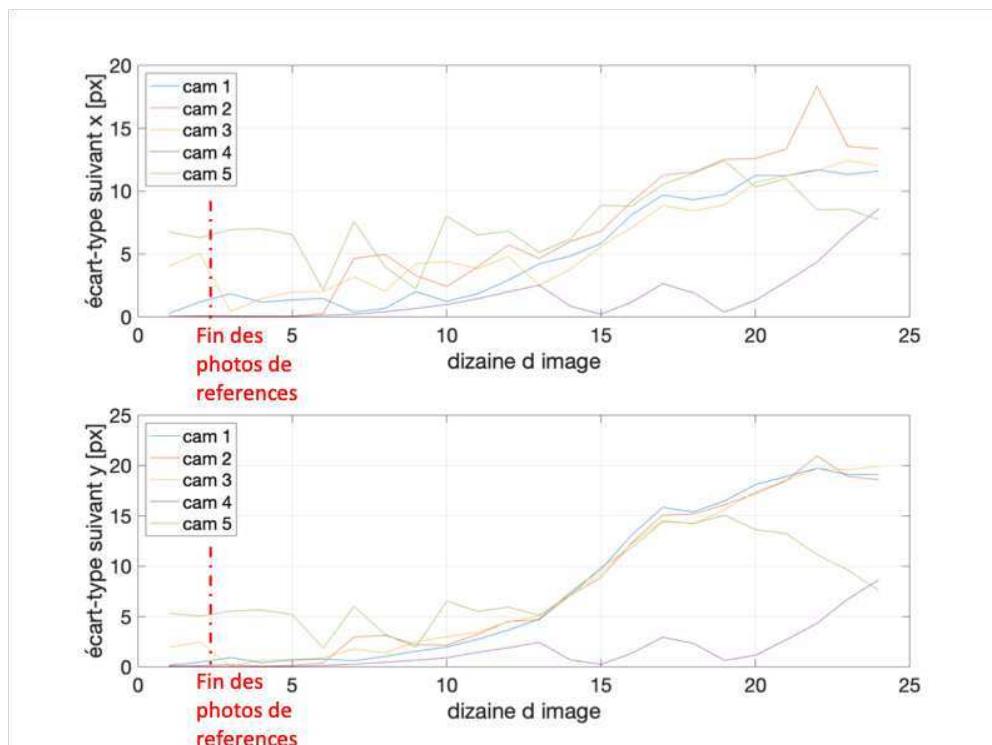


Figure 53. Essai 0 : écart-types des valeurs de déplacement approximées pour les 5 caméras utilisées, suivant X et suivant Y

Le dispositif d'essai a été corrigé (cf. avant/après sur la Figure 55) pour permettre les conditions satisfaisantes sur les acquisitions de photos.

D'abord, Le système d'appui isolateur de la plateforme n'était pas actif lors du test essai 0. La dalle d'essai n'était pas désolidarisée du reste de la halle d'essai qui est proche de l'avenue. Lors des essais, le campus de Paris-Saclay étant une construction, elle était fréquentée par des véhicules lourds produisant des vibrations importantes et donc des mouvements non quantifiables. Ainsi, ce problème a été corrigé par le gonflage des coussins d'appuis de la plateforme.

Puis, le système de supportage a été le plus désolidarisé possible des ancrages et zones d'application des vérins de la maquette. Les bagues de mise au point et de réglage de focale

Chapitre 3 : Dépouillement et analyses des résultats d'essais

des objectifs ont été fixées grâce à des bandes collantes. Le plus grand changement apporté concerne l'installation d'un rideau opaque pour limiter les variations de luminosité sur le dispositif. La halle expérimentale étant placée derrière des panneaux de verre donnant sur une avenue fréquentée par des véhicules et également faisant face à un immeuble vitré reflétant la lumière solaire et ses variations liées au passage nuageux.

Ensuite, l'ensemble du dispositif de prise d'images est corrigé en ajoutant des appareils photos complémentaires. Grâce à cela, le maillage de toute la surface de l'éprouvette est complet assurant une définition importante en longueur et des zones de recouvrement entre caméra confortable de l'ordre de 20%. De plus, le portique supportant les appareils photos est posé de façon à l'isoler de l'éprouvette (appuis, vérin, etc...), cela permet d'isoler aussi tous les mouvements de l'éprouvette des mouvements du portique. Le plus grand changement concerne l'installation d'un rideau opaque pour avoir le contrôle de la luminosité sur le dispositif et les images prises. Ainsi, on évite tous les sauts de luminosité qui peuvent apparaître et donc fausser les interprétations de la corrélation.

Enfin, l'élément le plus notable dans la méthode de corrélation d'images est l'ajout de mires dans le champ de chaque capteur. En effet, l'étalonnage par des mires a été nécessaire et sa spécificité est le suivi pendant toute la durée d'essai.

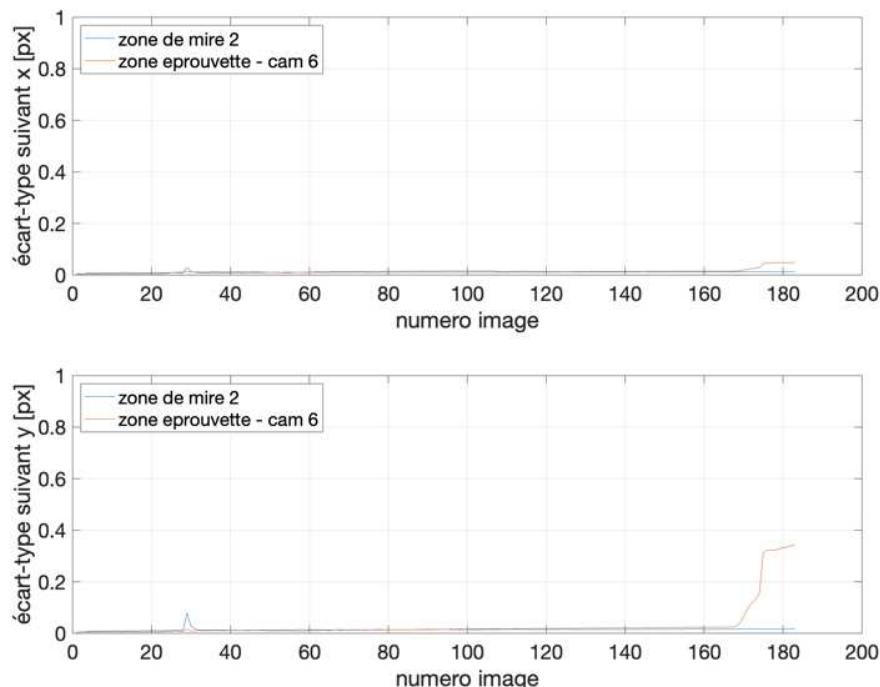


Figure 54. Essai 1 : écart-types des valeurs de déplacement approximées pour la caméra 6 et la mire 2 suivant X et suivant Y

Les corrections apportées sur le dispositif ont permis d'obtenir une stabilité de mesure : ici on compare l'écart-type des déplacements au niveau de la zone de mires et la zone de

l'éprouvette pendant tout l'essai (dans la Figure 54 pour une des caméras et le reste des caméras sera présenté en annexes). Les niveaux d'écart-types n'excèdent pas le pixel (soit une valeur inférieure à 0,13 mm de déplacement). Vers la fin des essais donc avec le chargement maximum, on observe l'augmentation de la valeur d'écart-type qui marque alors une présence de fissures (qui sont des valeurs aberrantes de déplacement).



Figure 55. Dispositif testé ESSAI 0 (AVANT) et dispositif corrigé (APRES)

2.2 INTERPOLATION SUR LE MAILLAGE ELEMENT FINI DE CHAQUE CAMERA

Une fois que les vérifications des déplacements sont faites, la prochaine étape consiste à l'interpolation des champs résultats de chaque caméra sur le maillage élément fini complet de l'éprouvette entière.

On considère (x, y) les coordonnées en pixel de la zone considérée dans une image. On écrit (x_{ef}, y_{ef}) les coordonnées réelles en mm de ces mêmes nœuds définis précédemment. Ces coordonnées réelles dépendent de la résolution s c'est-à-dire d'une échelle pixel / mesure métrique et aussi d'une rotation θ du repère de l'image par rapport au repère du maillage aux éléments finis, chaque image ayant sa propre orientation. Ce qu'on cherchera à faire est alors d'utiliser ces paramètres pour identifier les coordonnées réelles des nœuds constituant le maillage des images.

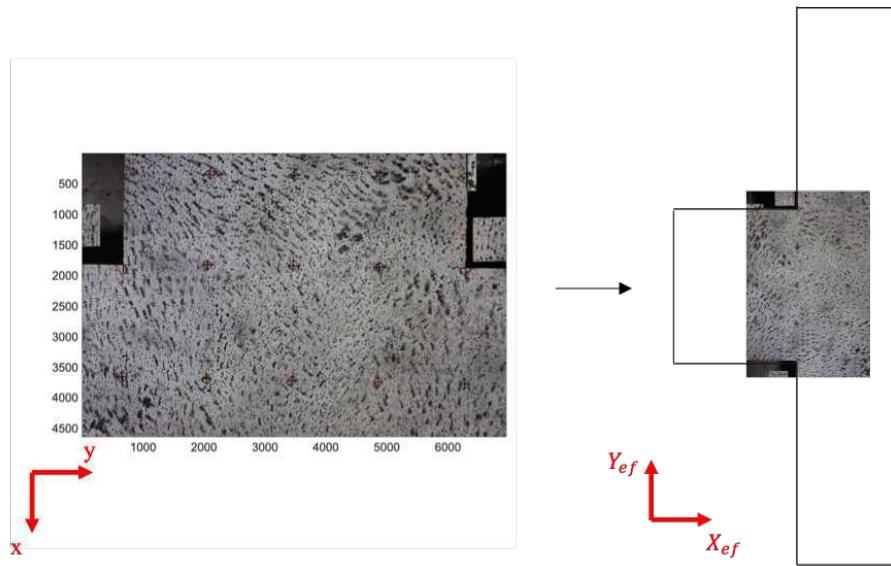


Figure 56. Transformation du repère de l'image au repère du maillage complet : mise à l'échelle et rotation

On procède alors à une transformation du repère. Pour ce faire, il était alors important d'identifier des points dont on connaît les coordonnées réelles et qui appartiennent aux images prises par les caméras. Ces points ont été marqués physiquement sur l'éprouvette (points rouges visibles sur la Figure 56) et sont définis suivant des trames choisies (Figure 57).

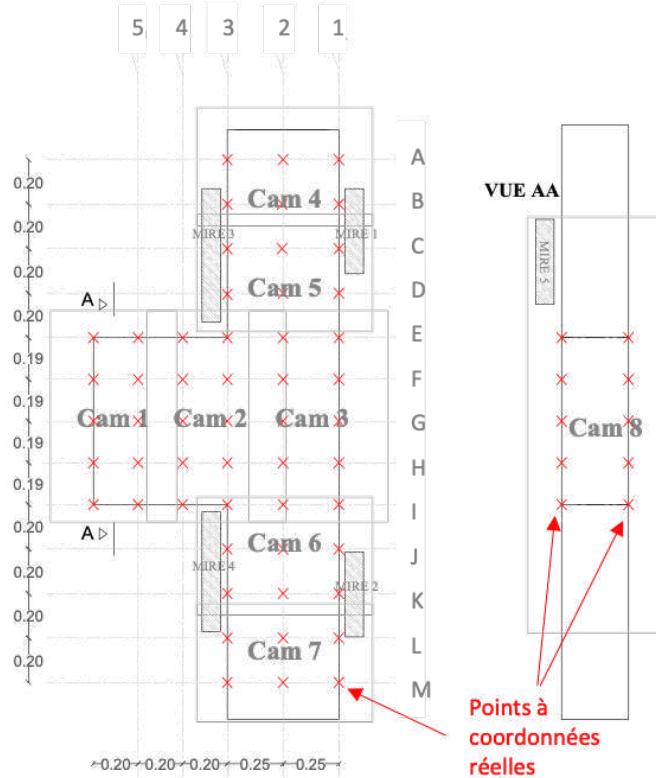


Figure 57. Vue en plan, vue de la caméra dans l'épaisseur avec les points à coordonnées réelles (X)

Chaque image d'une caméra ayant son repère comme défini sur la Figure 49, nécessite une transformation vers le maillage aux éléments finis de l'éprouvette (voir Figure 56).

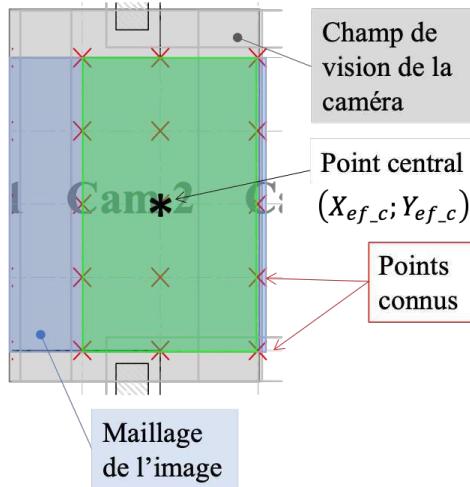


Figure 58. Définition des différents éléments d'une image, exemple au niveau de la caméra 2

On utilise les points connus (X), dont les coordonnées réelles dans le repère de coordonnées du maillage final sont connues, pour identifier les paramètres corrects $\{s ; \theta\}$. Comme nos repères sont orthonormés, pour appliquer une rotation θ , on utilise une matrice de rotation $R(\theta)$ qui fait tourner le plan d'un angle θ .

$$R(\theta) = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad 50$$

L'échelle s pixel/mesure métrique étant bilinéaire sur toute une image et de plus $s_x = s_y = s$, la transformation par changement d'échelle peut s'écrire linéairement comme le produit par le facteur s . Une étude de sensibilité des paramètres $\{s ; \theta\}$ est présentée en annexes.

Ainsi, le vecteur position x_{ef} écrit dans le repère du maillage complet s'écrit en fonction de la position x comme suit :

$$\begin{Bmatrix} x_{ef} \\ y_{ef} \end{Bmatrix} = s \cdot \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} \quad 51$$

Quant aux déplacements associés aux nœuds, une conversion du champ \mathbf{u} calculé, résultant de la corrélation des images, par l'échelle s permet d'obtenir les déplacements \mathbf{u}_{ef} en mesures métriques.

$$\mathbf{u}_{ef} = s \cdot \mathbf{u} \quad 52$$

On obtient alors un champ défini aux nœuds du maillage provenant de chaque caméra. Chaque nœud du maillage de caméra contient le champ de déplacement \mathbf{u}_{ef} associé.

Ensuite, on procède à l'interpolation des champs, sur le maillage éléments finis complet.

On interpole le champ de déplacement défini sur le maillage de caméra sur les nœuds du maillage complet (voir Figure 59). Pour ce faire, le module d'interpolation de maillage développé dans CORRELI (Hild & Roux, 2008) a été utilisé.

On obtient alors pour chaque caméra un champ de déplacement défini sur les nœuds du maillage complet. L'étape suivante consiste à l'assemblage de ces champs.

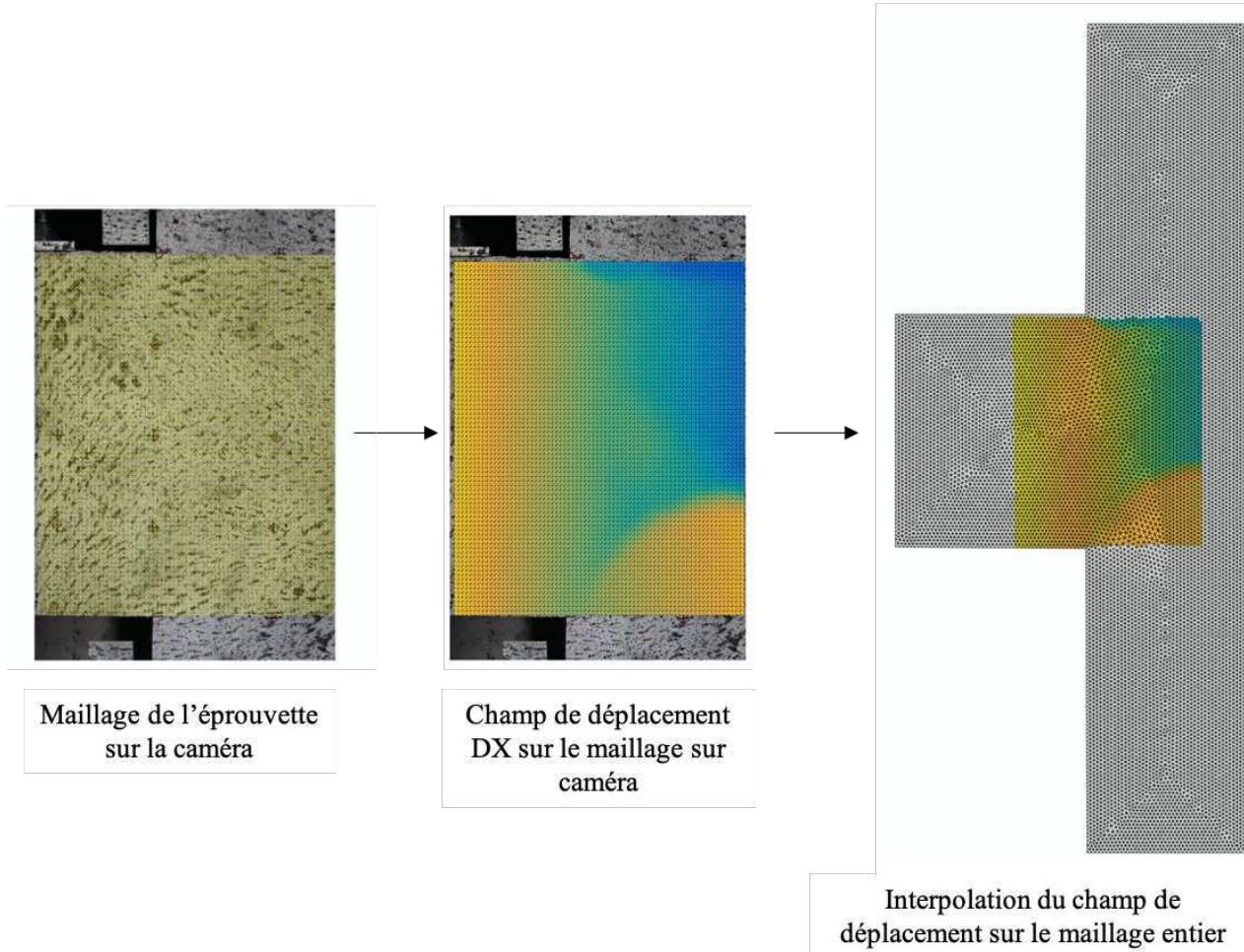


Figure 59. Interpolation du champ de déplacement par caméra sur le maillage entier éléments finis

2.3 ASSEMBLAGE DES CHAMPS ISSUS DE CHAQUE CAMERA

La première étape consiste à la correction des champs de déplacement, la première correction consiste dans la soustraction des mouvements bruits. Les mires permettent de faire cette correction.

2.3.1 Correction des déplacements grâce aux mires

Les mires fixées à la plateforme sont utilisées comme étalon par rapport aux bruits de mouvement. \mathbf{u}_{cor} représente la correction du déplacement \mathbf{u}_{ef_0} de la caméra à apporter.

Elle est déterminée grâce aux constantes d'interpolation au niveau de la mire et appliquée à la base d'interpolation \mathbf{P} qui est exprimée pour tout point du plan de coordonnées inclus dans le maillage complet.

$$\mathbf{u}_{cor} = \mathbf{A}_{mire}^T \cdot \mathbf{P} \quad 53$$

$$\mathbf{u}_{cor} = \begin{bmatrix} a_{0,mire} & \dots & a_{0,mire} \\ a_{1,mire} & \dots & a_{1,mire} \\ a_{2,mire} & \dots & a_{2,mire} \\ a_{3,mire} & \dots & a_{3,mire} \\ a_{4,mire} & \dots & a_{4,mire} \\ a_{5,mire} & \dots & a_{5,mire} \end{bmatrix}^T \cdot \begin{bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ x_1 & \dots & x_n \\ y_1 & \dots & y_n \\ x_1y_1 & \dots & x_ny_n \\ x_1^2 & \dots & x_n^2 \\ y_1^2 & \dots & y_n^2 \end{bmatrix} \quad 54$$

avec \mathbf{A}_{mire}^T , \mathbf{P} définis pendant l'étalonnage en §2.1.2.

On a alors un nouveau vecteur de déplacement \mathbf{u}_{ef} corrigé par le déplacement sensé être nul des mires.

$$\mathbf{u}_{ef} = \mathbf{u}_{ef_0} - \mathbf{u}_{cor} \quad 55$$

2.3.2 Correction des déplacements par les recouvrements

Une correction des images par les zones de recouvrement est nécessaire. Elle se fait en progression caméra par caméra. Comme les déplacements sur une caméra qui aperçoit une mire sont corrigés, les valeurs des déplacements sont dépendant d'une mire de départ.

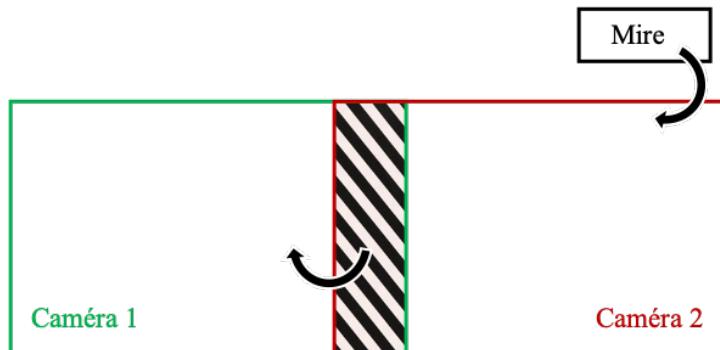


Figure 60. Recouvrement de deux caméras

Entre deux photos, comme sur la Figure 60, les champs de déplacement de la caméra 1 sont corrigés par les déplacements de la caméra 2 corrigés par la mire départ.

On a d'après §2.2, l'ensemble des champs de déplacement définis sur les nœuds du maillage complet mais pour chaque caméra : on les note ici, \mathbf{u}_{ef_1} et \mathbf{u}_{ef_2} . Une première approche de traitement des déplacements au niveau des recouvrements est le choix d'une moyenne des deux valeurs. Elle peut créer néanmoins des discontinuités de champs.

La solution développée consiste d'abord à sélectionner les nœuds commun entre \mathbf{u}_{ef_1} et \mathbf{u}_{ef_2} . Ces nœuds seront ensuite utilisés pour faire une interpolation des champs de déplacement de la caméra à corriger.

On reprend un repère paramétrique du sous-domaine ici défini par le recouvrement. On note \mathbf{P}_{12} le vecteur de la base d'interpolation polynomiale exprimée pour tout point commun des zones de définition de \mathbf{u}_{ef_1} et \mathbf{u}_{ef_2} .

$$\mathbf{P}_{12} = \begin{bmatrix} 1 & \dots & 1 \\ x_1 & \dots & x_n \\ y_1 & \dots & y_n \\ x_1y_1 & \dots & x_ny_n \\ x_1^2 & \dots & x_n^2 \\ y_1^2 & \dots & y_n^2 \end{bmatrix} \quad 56$$

Les coefficients d'interpolation \mathbf{A}_{12} dont on se servira, sont déterminés par une résolution aux moindres carrées de l'interpolation du champ sur le recouvrement et donc la différence entre les deux valeurs de déplacement sur la zone de recouvrement :

$$\mathbf{A}_{12} = (\mathbf{P}_{12}\mathbf{P}_{12}^T)\mathbf{P}_{12} \cdot (\mathbf{u}_{ef_{112}} - \mathbf{u}_{ef_{212}}) \quad 57$$

avec $\mathbf{u}_{ef_{112}}$ et $\mathbf{u}_{ef_{212}}$ qui sont respectivement les déplacements \mathbf{u}_{ef_1} et \mathbf{u}_{ef_2} sur les nœuds communs sur la zone de recouvrement.

$$\mathbf{A}_{12} = \begin{bmatrix} a_{0,12} & \dots & a_{0,12} \\ a_{1,12} & \dots & a_{1,12} \\ a_{2,12} & \dots & a_{2,12} \\ a_{4,12} & \dots & a_{4,12} \\ a_{5,12} & \dots & a_{5,12} \\ a_{6,12} & \dots & a_{6,12} \end{bmatrix} \quad 58$$

Le champ de déplacement corrigé de la caméra 1 \mathbf{u}_{ef_1} sera modifié par la correction apportée par la différence des déplacements sur la zone de recouvrement extrapolé sur les nœuds du maillage complet $P(x, y)$:

$$\mathbf{u}_{ef_1} = \mathbf{u}_{ef_1} - \mathbf{A}_{12}^T \cdot \mathbf{P} \quad 59s$$

Ainsi, tous les champs de déplacement évalués avec chaque caméra sont assemblés grâce aux zones de recouvrement et dont les corrections de bruit dépendent d'une mire de départ. Le champ de déplacement défini sur le maillage complet représente alors l'assemblage de tous ces champs provenant des caméras.

2.3.3 Traitement des champs

Cependant, la méthode classique des moindres carrées a été utilisée ici mais présente une forte sensibilité aux valeurs aberrantes. Notre champ de déplacement peut en présenter notamment lors de l'apparition de fissures qui représentent un saut des déplacements. Au niveau de ces zones on s'attend alors à une estimation incorrecte des coefficients résolvant notre approximation. Il existe des méthodes qui peuvent s'affranchir de ces problèmes aux valeurs aberrantes comme la méthode des M-estimateurs (Huber & Ronchetti, 2009) ou la méthode des moindres carrés médians (Rousseeuw, 1987).

Les zones de recouvrement permettant d'apporter la correction aux champs de déplacements présentée en §2.3.2 peuvent comprendre des fissures et donc fausser les approximations s'éloignant de ces zones de recouvrement. L'exemple se confirme notamment avec le recouvrement que l'on a entre les caméras 3 et 5 (voir Figure 43) mais aussi avec le recouvrement entre les caméras 3 et 6 pour les fissures en fin d'essai. Ainsi, les corrections entre ces caméras seront discutables dès que les fissures apparaissent dans les zones de recouvrement.. Pour l'ensemble des essais, on peut observer des valeurs trop importantes des déplacements (Figure 61, Figure 62) au-delà de ces zones, notamment au niveau des caméras 4 et 5.

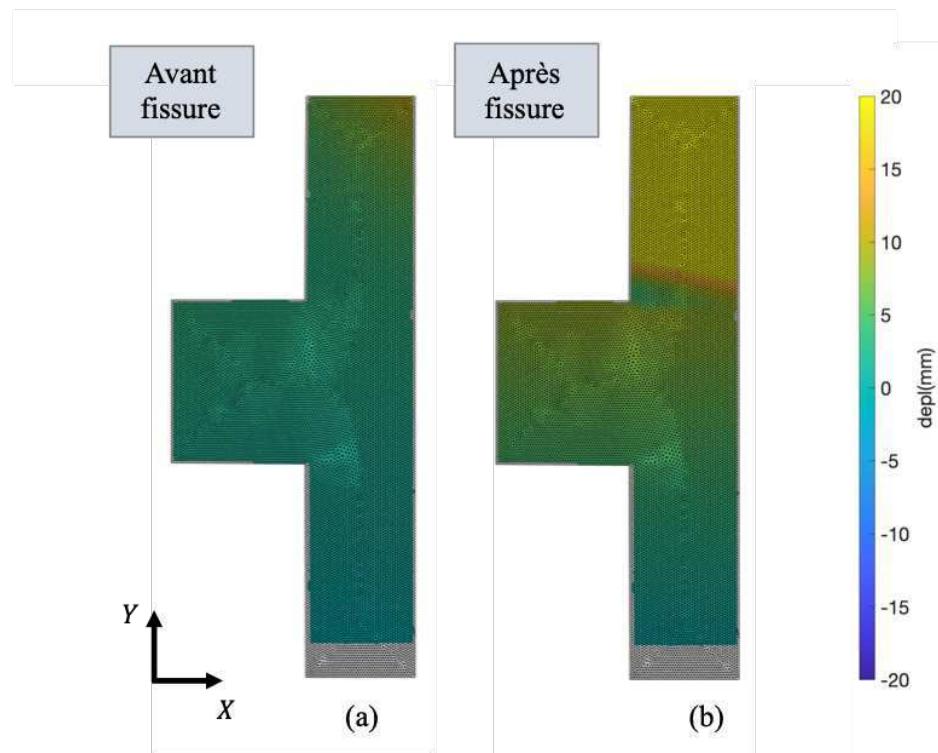


Figure 61. Essai 1: champ de déplacement DX . (a) instant avant fissure. (b) instant après fissure

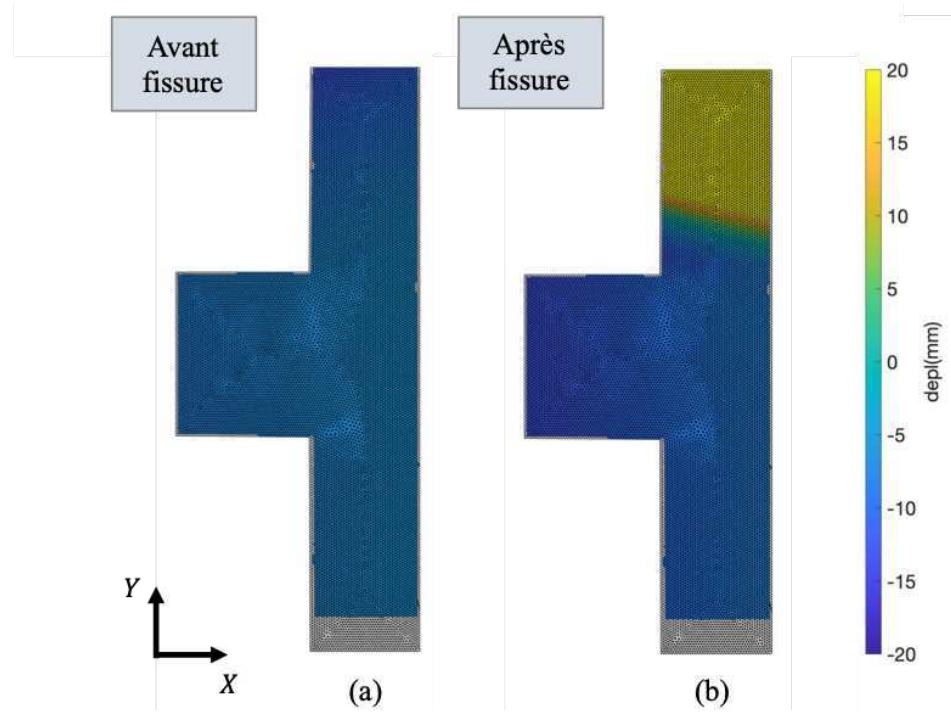


Figure 62. Essai 1 : champ de déplacement DY . (a) avant fissure (b) après fissure

Ce champ de déplacement incorrect impactera l'analyse du champ de déformation.

Ainsi, en partant de la mire 2 (voir Figure 43), on remonte jusqu'aux caméras de la console (1, 2 et 3), en passant par les caméras 6 et 7. Dans notre interprétation des champs, on utilisera alors une partie du maillage complet qui se concentrera sur la console (voir Figure 63).

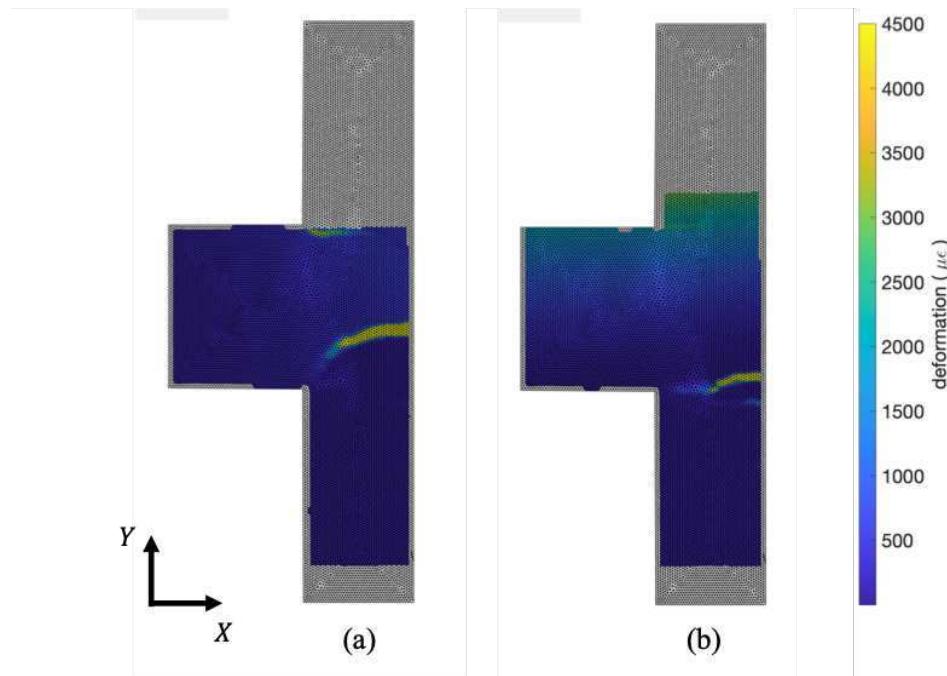


Figure 63. Champs de déformation utilisés sur le maillage, ici déformation ε_{xx} , pour les instants après fissures en fin d'essai. (a) Essai 1, (b) Essai 2

2.4 DEFORMATIONS DANS LE VOLUME DE L'EPROUVEtte

De base, l'hypothèse d'un problème 2D a été postulée dans la préparation de l'essai. Pour confirmer le respect de cette hypothèse, il est important de justifier grâce aux informations dans le volume que les déformations restent planes. Le premier intérêt des fibres est de vérifier que la variation de déformation dans l'épaisseur de la maquette reste constante. Le deuxième intérêt de ces mesures est l'observation des ouvertures des fissures internes, celles qui n'apparaissent éventuellement pas encore en surface. L'intérêt des mesures pendant toute la durée d'essai est de suivre et de noter l'évolution de ces fissures.

2.4.1 Enjeux des mesures de fibres optiques

L'hypothèse d'un comportement homogène sur l'épaisseur de l'éprouvette, qui justifie la mesure du champ des déplacements seulement sur la surface via la corrélation d'images, reste à justifier. En effet, les fibres positionnées dans l'épaisseur fournissent une information sur la déformation 1D traversant l'épaisseur de l'éprouvette. Ce qui permet de déceler une quelconque variation de déformation dans cette tranche.

Que ce soit pour valider l'application du chargement au niveau du vérin ou de la constance des déformations pour l'hypothèse en 2D, il est nécessaire de connaître ces informations.

Les différentes fibres permettent de vérifier les valeurs de déformation. Ces déformations correspondent à la déformation hors-plan de la surface vue par les caméras.

En effet, dans la zone de la colonne, les niveaux de déformations restent petits (moins de $10 \mu\epsilon$) dans les Figure 64 et Figure 65.

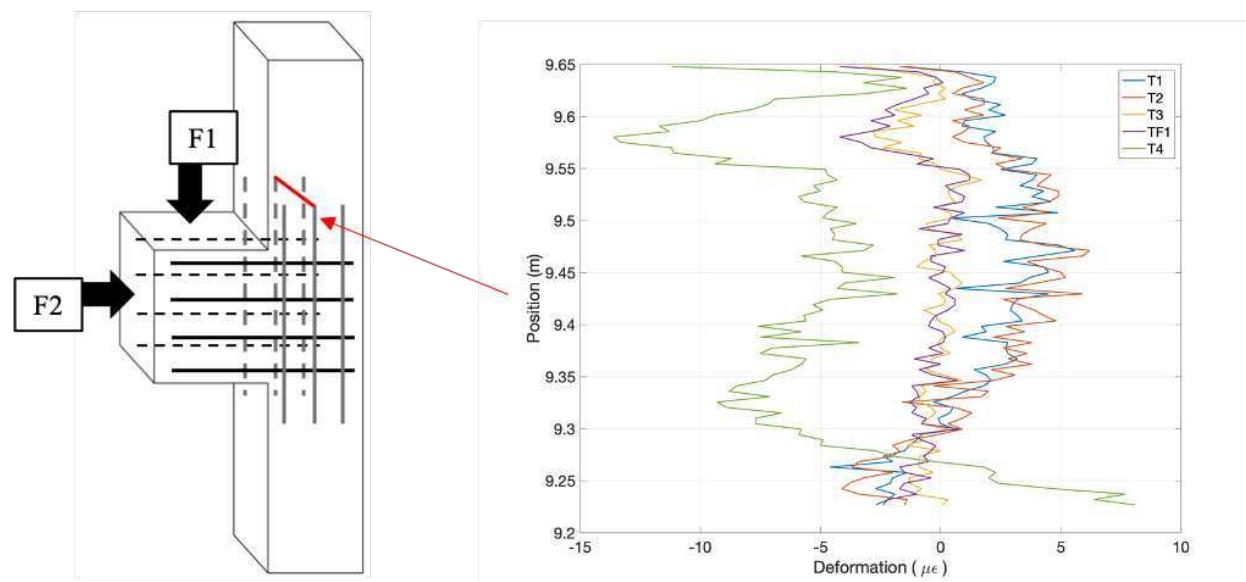


Figure 64. Essai 1 : déformation dans l'épaisseur au niveau de la colonne sur plusieurs instants de l'essai

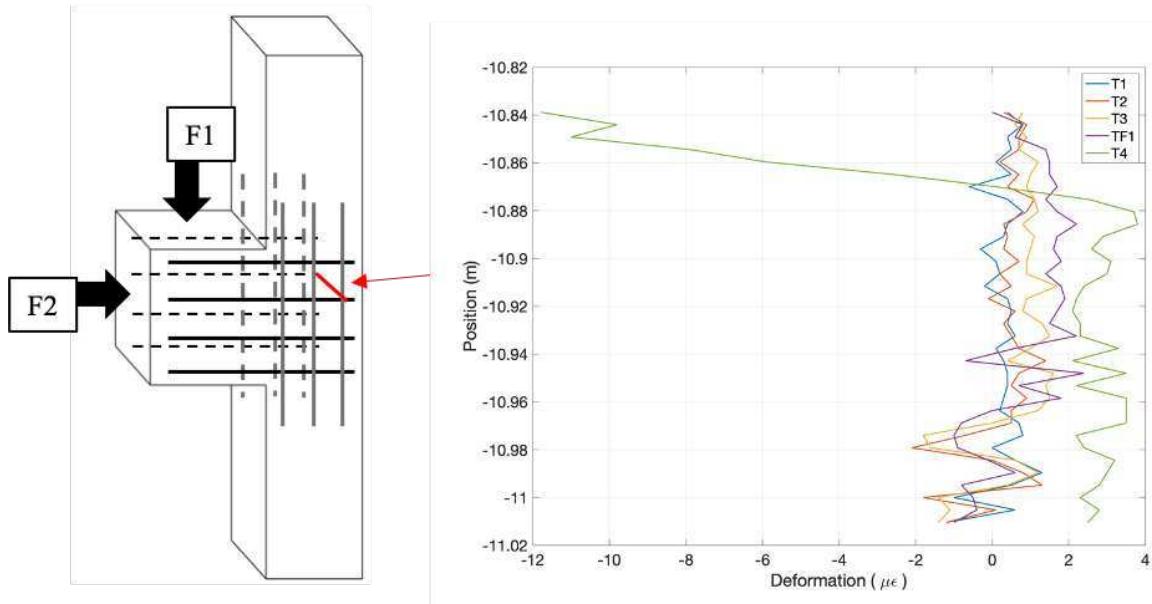


Figure 65. Essai 1 : déformation dans l'épaisseur du côté de la colonne sur plusieurs instants

Les ordres de grandeurs des déformations dans l'épaisseur restent les mêmes dans toutes les parties de l'éprouvette et on observe une stabilité des déformations même au niveau de l'application du chargement (Figure 66).

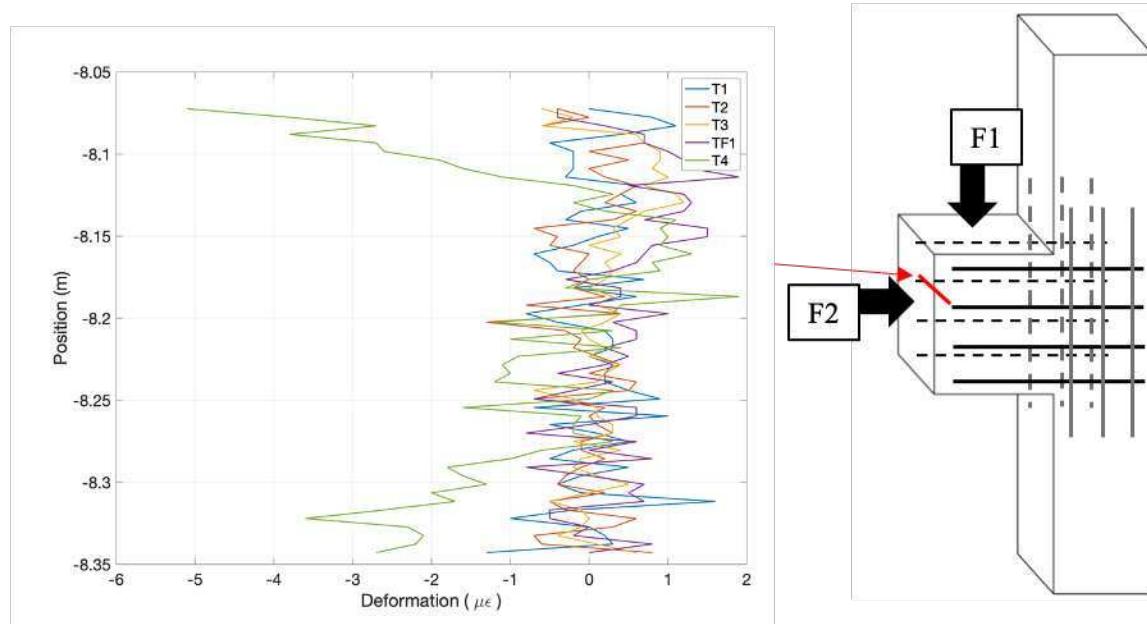


Figure 66. Essai 1 : Déformation dans l'épaisseur du côté du vérin 2, sur plusieurs instants

Ces mesures permettent d'affirmer que les déformations hors plan sont stables pendant toute la durée d'essai. On peut confirmer ainsi notre hypothèse posé de l'essai en 2D.

2.4.2 Traitement des mesures dans la maquette et détermination des pics

Les mesures de déformation obtenues avec la fibre optique permettent d'obtenir des informations dans le volume de la maquette notamment dans les début d'ouverture de fissure.

La fibre optique entière qui est interrogée est longue de 40 mètres. Afin de faciliter le post-traitement des mesures, des repères sont fixés au préalable et représentent les changements de direction des fibres. Pour rappel, nous avons les positions définies sur la Figure 45 grâce au changement de direction, on a 14 portions composées de partie supérieure (up) et partie inférieure (down) (voir Figure 67) et les fibres traversant l'épaisseur de la structure (non notées sur la figure). Les portions principales sont composées de :

- 6 fibres dans le sens du poteau : FO_1 (supérieure et inférieure), FO_2 (supérieure et inférieure) et FO_3 (supérieure et inférieure) ;
- 8 fibres dans le sens de la console : FO_D (supérieure et inférieure), FO_E (supérieure et inférieure), FO_F (supérieure et inférieure) et FO_G (supérieure et inférieure).

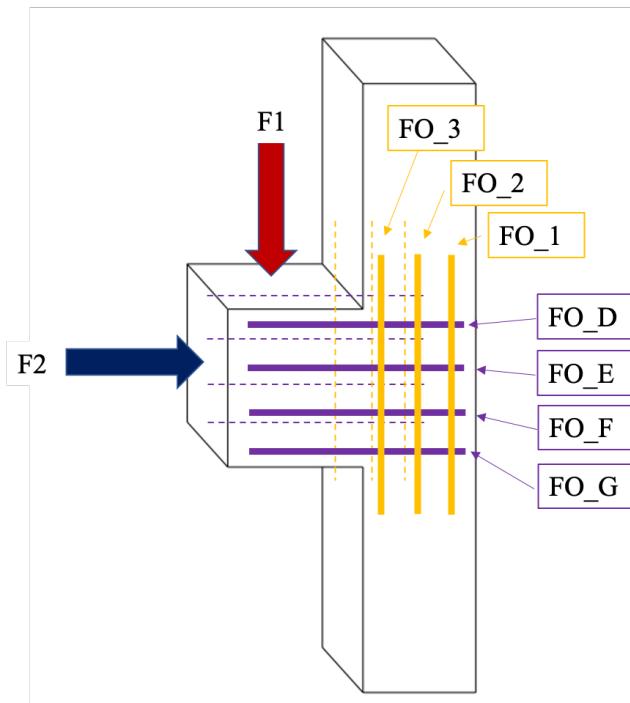


Figure 67. Dénomination des portions de fibre optique

En plus de ces portions principales, les fibres dans l'épaisseur relient les parties supérieures et inférieures de chaque portion.

Chaque fibre optique fournit des valeurs de déformation le long de la fibre, avec un pas de discréétisation égal à 5,2 mm. Dans la pratique il s'agit d'une fonction de la déformation axiale de la fibre sur l'abscisse curviligne de la fibre. Ces mesures ont également une dépendance au temps car les acquisitions sont faites à un intervalle de temps de 12,5 Hz.

Un pic de déformation sera observé en correspondance d'une fissure. On s'intéresse alors à la détermination de ces pics dans leur apparition, leur position ainsi que leur évolution.

Chapitre 3 : Dépouillement et analyses des résultats d'essais

Soit f la fonction des déformations définie sur le domaine spatial X et p un point de X .

f atteint en p un maximum local s'il existe un voisinage V de p tel que pour tout élément x de V , on ait $f(x) \leq f(p)$.

$$f(p) = \max(f) \text{ si } \exists V \text{ voisinage de } p \quad / f(x) \leq f(p) \quad 60$$

On dit alors que $f(p)$ est un pic local de f sur X et que p est un point de pic local de f .

La faible résistance en traction du béton est souvent à l'origine de sa fissuration, les fissures se développant dans un plan perpendiculaire aux extensions. Théoriquement et compte-tenu des valeurs de résistance en traction et de module d'Young, le seuil de déformation en traction conduisant à la fissuration est de l'ordre de $150 \mu\text{m/m}$ (CEB-FIB, 2008). Cette valeur représente la déformation du béton à partir de laquelle on cherche des maximums locaux.

Selon la norme (Afnor Editions, 2007), deux fissures ne peuvent apparaître à une distance inférieure à une valeur $s_r \approx 1.8s_{rmin}$

$$s_{rmin} = \frac{\emptyset}{4\rho} \frac{f_{ct}}{f_{bd}} \quad 61$$

Avec \emptyset diamètre de l'acier, $\rho = A_s/A_c$ le rapport entre la section d'acier ou du supposé tirant et la section de béton, f_{ct} la résistance caractéristique du béton à la traction, f_{bd} la contrainte ultime d'adhérence.

Pour notre cas, deux fissures ne peuvent pas apparaître à une distance inférieure à $s_r \approx 4.5 \text{ cm}$.

Ainsi, dans la détermination des fissures, on obtient une fenêtre dans laquelle deux fissures ne peuvent pas coexister : s_r .

On a la valeur de déformation à partir de laquelle on peut considérer qu'un pic représente une fissure qui est de $200 \mu\text{m/m}$. On illustre cette démarche par la Figure 68 sur laquelle on a les pics à partir de la valeur choisie. De plus, deux pics qui se suivent sont conditionnés par la distance minimale entre pics s_r .

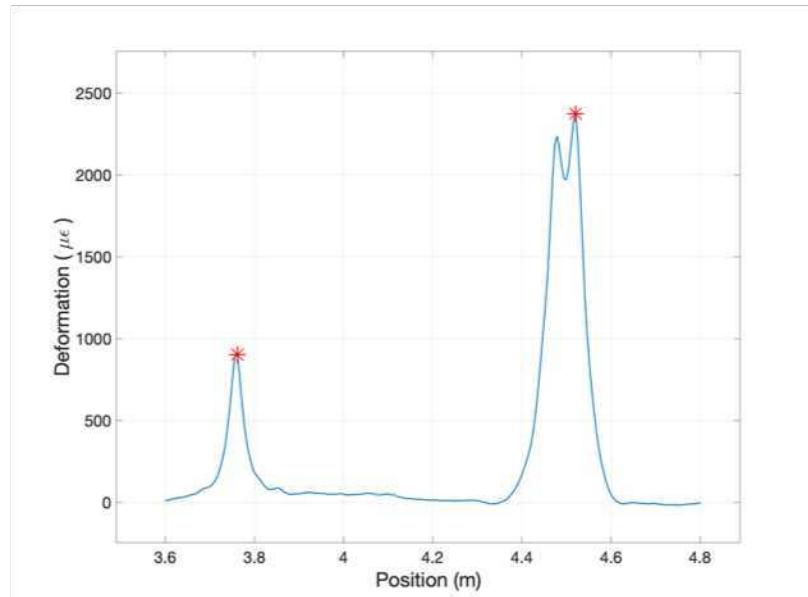


Figure 68. Exemple de traitement de courbe de déformation en fonction de l'abscisse avec les pics déterminés

Le calcul de l'ouverture de fissure nécessite une fonction de transfert entre la déformation de la fibre et celle du béton (Henault, 2014) pour être calculée rigoureusement. Néanmoins, trouver cette fonction de transfert demande des essais expérimentaux complémentaires pour étudier le comportement entre la fibre et le béton utilisé. Par manque de temps, cela n'a pas pu aboutir.

3. ANALYSE ET INTERPRETATION DES ESSAIS

La compréhension des essais peut être entamée après la mise au clair des différents post-traitements des mesures.

3.1 CORRECTIONS APPORTEES SUITE A L'ESSAI 0

La Figure 69 montre les déplacements imposés au niveau du vérin et les efforts enregistrés au point d'application du chargement par le vérin lui-même, pour l'essai 0. En effet, des paliers de déplacement sont nécessaire pour les mesures avec l'interrogateur de fibres optiques disponible à ce moment-là, qui nécessite un état statique pour effectuer des mesures. Il est possible d'observer sur ce graphe des relâchements d'effort réguliers à chaque incrément de déplacement. Les paliers créent des phénomènes de relaxation, liés aux effets visqueux qui s'accentuent au fur et à mesure et sont finalement la traduction de l'élasticité du matériau dans sa capacité à restituer et conserver l'énergie après déformation.

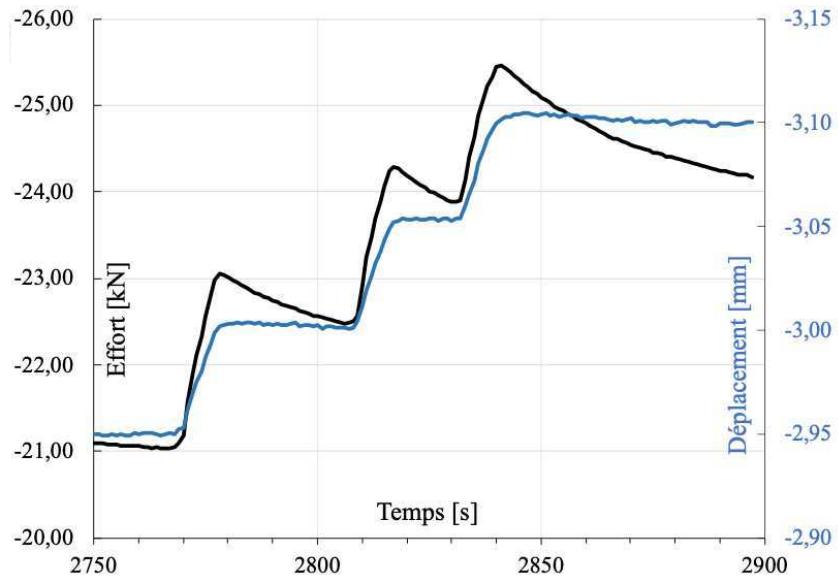


Figure 69. Essai 0 : Portion de courbes efforts en fonction du temps et déplacement en fonction du temps

Le changement d'interrogateur pour les essais autres que l'essai 0 a été nécessaire pour réaliser des mesures dynamiques et atténuer ces effets visqueux dans le vérin.

3.2 CHARGEMENTS DE COMPRESSION SUCCESSIFS

Toutes les observations seront appuyées et discutées lors de l'analyse des mesures par l'instrumentation dans le chapitre suivant mais dans cette section on définit les instants caractéristiques.

Les données d'acquisition au sein des capteurs du vérin fournissent les déplacements ainsi que les efforts permettant d'obtenir une courbe globale définissant les différents régimes au cours de l'essai.

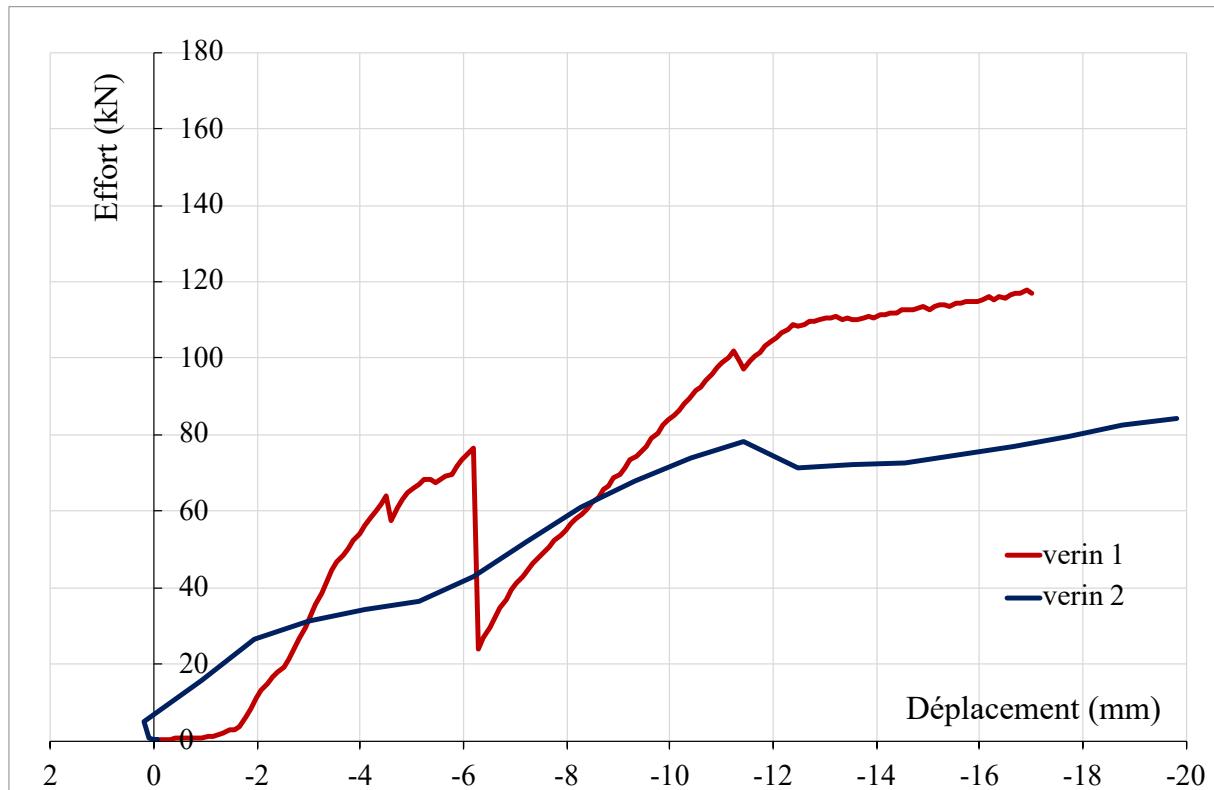


Figure 70. Essai 1 : Courbe globale avec les données d'acquisition

Sur la Figure 70, les régimes suivis par les deux vérins (rouge pour le premier et bleu pour le deuxième) sont présentés.

Cependant, ces déplacements mesurés au sein du vérin représentent un déplacement comprenant tous les jeux possibles dans le montage mécanique. Comme le dispositif de prises d'images est désolidarisé de l'éprouvette, les traitements par corrélation d'images donnent des mesures indépendantes de ces jeux mécaniques. Ainsi, dans le but d'obtenir les déplacements réalistes appliqués à la structure, le traitement par corrélation d'images, définis en section §2, a été calculé au niveau de la maquette pour chaque chargement. La valeur de déplacement pour chaque vérin utilisé est déterminée par la moyenne des déplacements le long de la zone d'application du vérin à voir Figure 71. Les niveaux d'efforts utilisés restent ceux acquis par les capteurs de vérin.

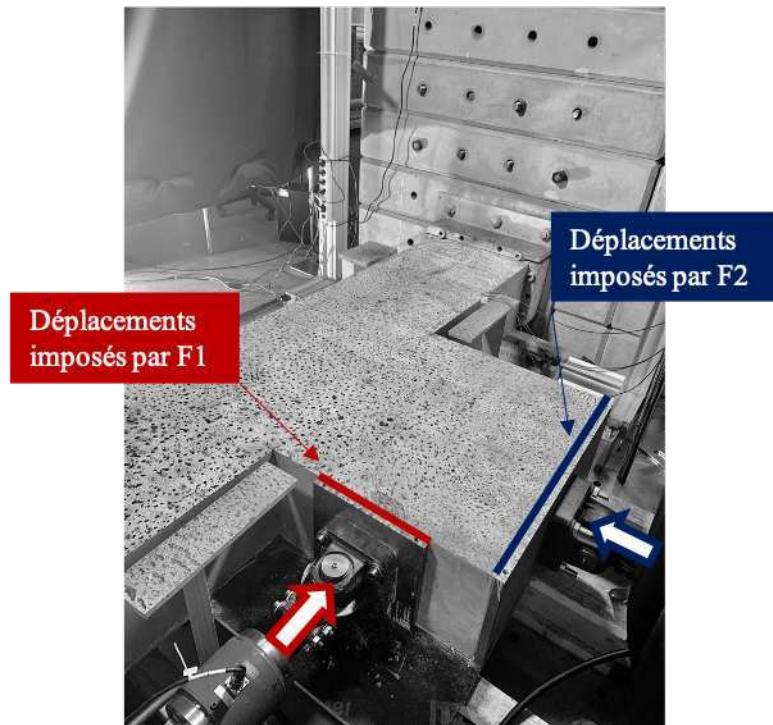


Figure 71. Déplacements relevés lors de la détermination par corrélation d'images

En Figure 72, on obtient la courbe définie avec les déplacements réels (obtenus en remplaçant les déplacements mesurés par le vérin avec ceux récupérés par corrélation d'images) au niveau des vérins. au niveau des vérins.

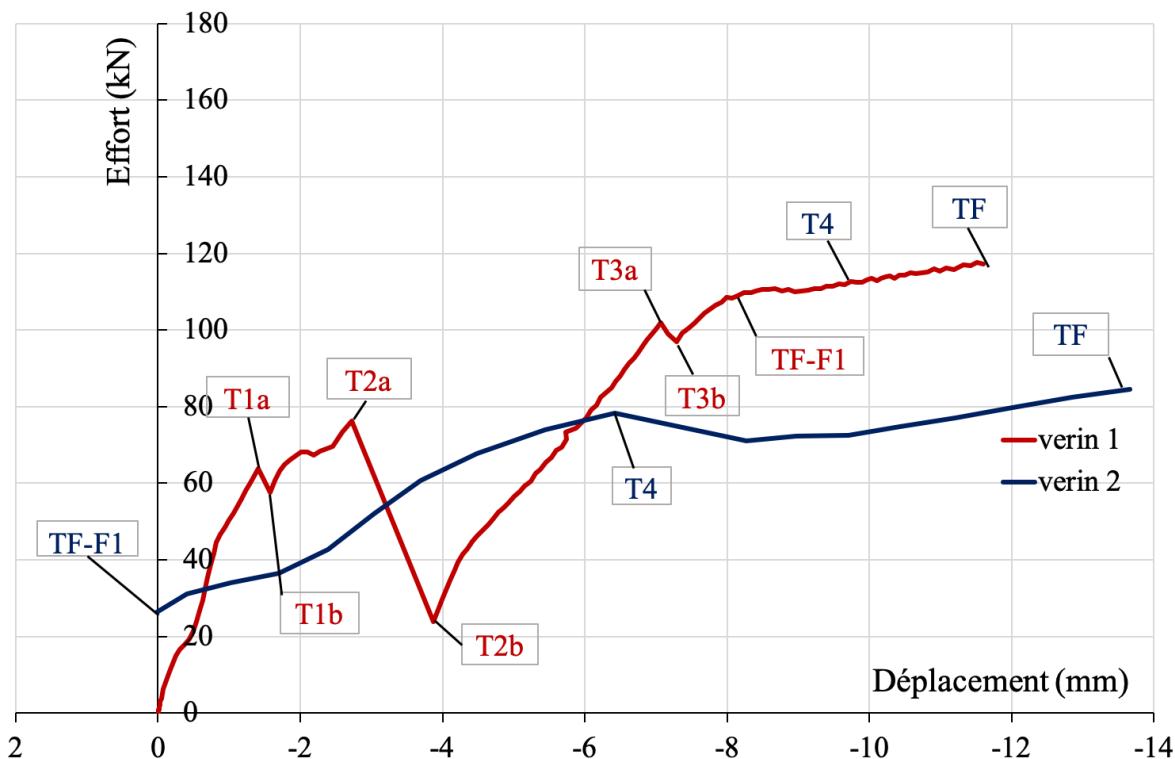


Figure 72. Essai 1 : Courbe globale avec les déplacements corrigés

Chapitre 3 : Dépouillement et analyses des résultats d'essais

La pente que l'on va définir dans cette partie caractérise la rigidité globale de notre éprouvette dans la direction des vérins associés. Elle permettra d'avoir un paramètre illustrant le comportement macroscopique de l'éprouvette selon la direction définie : c'est un paramètre qui va gouverner le travail des efforts extérieurs et ainsi les modèles équivalents de bielles – tirants. En effet, rappelons à ce titre que la norme recommande pour choisir entre deux treillis potentiels celui qui minimise le travail des efforts extérieurs (Afnor Editions, 2017).

Pour déterminer les pentes sécantes, elles sont calculées par une régression linéaire des données de la courbe effort – déplacement. La qualité de la régression linéaire est évaluée grâce au coefficient de détermination R^2 (voir Tableau 5).

Tableau 5. Pentes sécantes pour l'essai 1 et niveaux d'efforts correspondant

Temps	Vérin 1			Vérin 2		
	Pente (kN/mm)	R^2	Efforts en fin de pente (kN)	Pente (kN/mm)	R^2	Efforts en fin de pente (kN)
0 – T1a	47,11	0,99	63,88	-	-	-
T1b – T2a	12,25	0,89	76,30	-	-	-
T2b – T3a	22,30	0,99	101,85	-	-	-
T3b – TFF1	10,23	0,91	117,08	-	-	31,17
TFF1 – T4	0,04	0,63	117,12	7,46	0,95	78,31
T4 – TF	0,08	0,18	117,13	2,53	0,98	84,45

Pendant le premier essai, on rappelle que le premier vérin est d'abord en chargement, ensuite le deuxième. Pour la première phase, elle constitue une phase élastique et est comprise entre le temps du début (donc à déplacement nul du vérin 1) jusqu'au temps T1. À T1, on observe un relâchement de l'effort et jusqu'à T2a ce relâchement est maintenu sur près de 2 mm de déplacement. Au temps T2a, on assiste à un effondrement de l'effort F1. Ce phénomène est un mouvement rigide de tout l'éprouvette créant une perte de contact brusque entre le vérin et l'éprouvette, et sans saut de déplacement et donc sans ouverture de fissure (voir Figure 73).

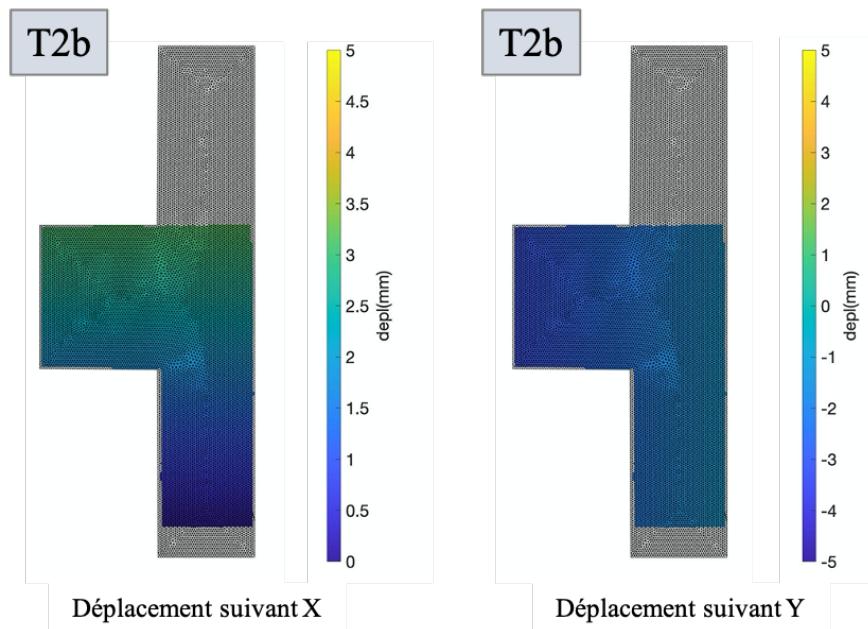


Figure 73. Essai 1: déplacements au temps T2 suivant X et suivant Y

Un déplacement (distance entre les deux instants de T2 : T2a et T2b sur la Figure 72) est nécessaire alors pour retrouver le contact du vérin à la face.

Ensuite, l'effort reprend à partir de T2b pour avoir une pente effort / déplacement jusqu'au temps T3a, elle est inférieure à celle dans la première phase. On peut alors dire que le comportement élastique est dépassé : on fait face à de l'endommagement car la pente a diminué.

Au temps T3a, à une intensité d'effort de 101,85 kN, on assiste à une petite chute de l'effort F1 qui se traduit par une ouverture de fissure si on se projette sur la pente suivante.

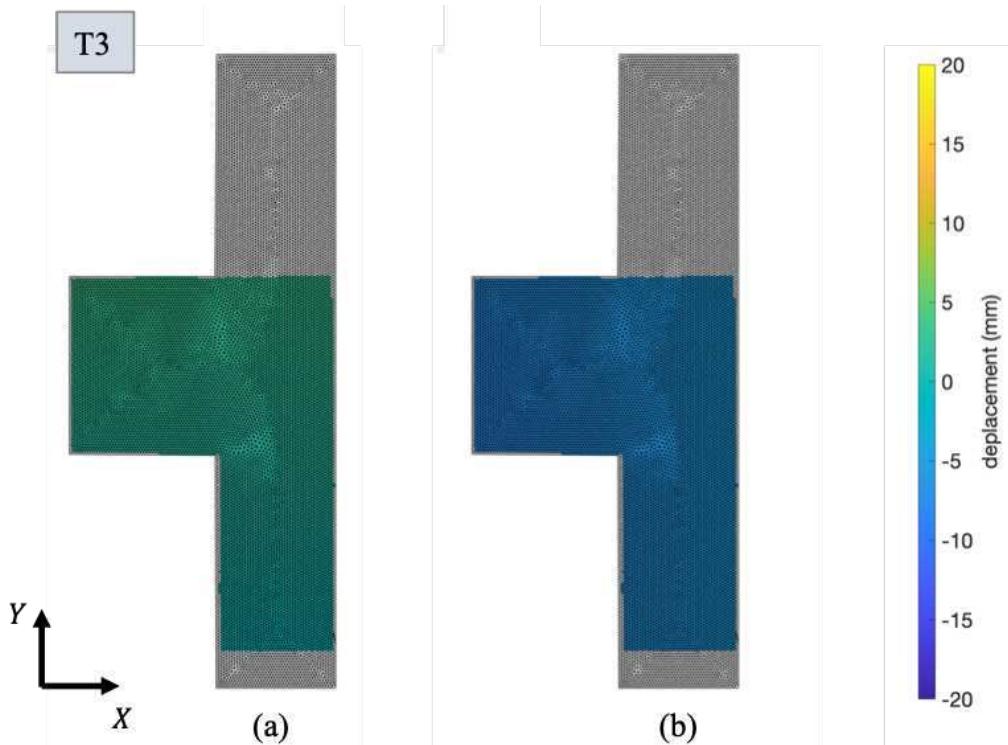


Figure 74. Essai 1 : Champs de déplacement au temps T3a. (a) Champ DX. (b) Champ DY.

En effet, la pente après T3b est nettement inférieure à la première pente. L'endommagement a alors évolué et cet endommagement peut être la suite d'une propagation de fissure. Pourtant, le champ de déplacement au temps T3 (Figure 74) permettant d'obtenir les déplacements en surface de l'éprouvette ne sont pas suffisants pour expliquer la perte d'effort. On analyse alors les fibres pour comprendre le phénomène dans le volume de la structure. On observe les fibres optiques dans le sens de la console et on peut nettement détecter les fissures internes, voir Figure 75 et Figure 76.

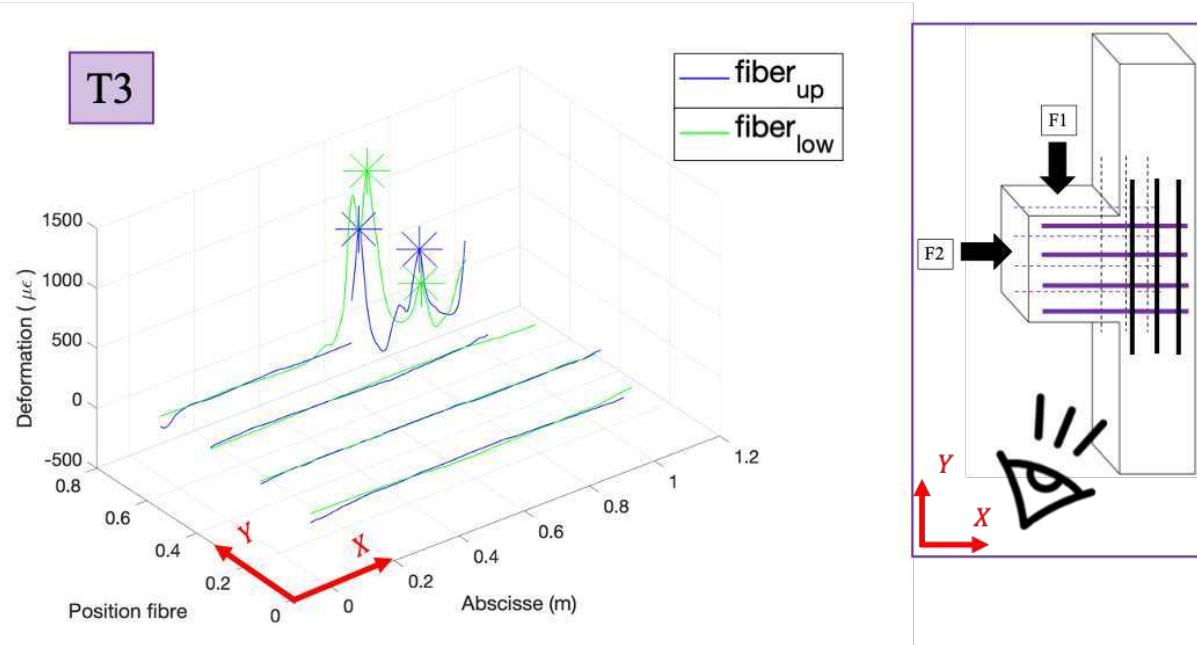


Figure 75. Essai 1 : au temps T3b, déformations le long des fibres de la direction de la console (en violet dans le schéma), fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette

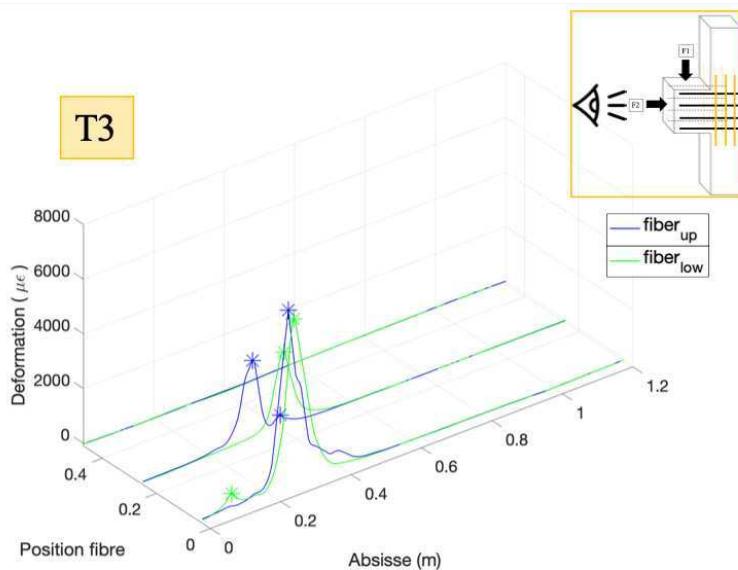


Figure 76. Essai 1 : au temps T3b, déformations le long des fibres de la direction de la colonne (en jaune dans le schéma), fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette

Ensuite, le temps TF-F1 marque la fin du chargement en déplacement de l'effort F1. L'intensité de l'effort qui sera maintenu lors de l'application du deuxième vérin est alors de 117 kN. Elle marque le changement de régime de ce vérin 1 en maintenant un contact constant sur l'éprouvette, donc en maintenant l'effort constant et le début de l'application du déplacement avec le vérin 2.

Le champ de déplacement à ce moment montre clairement un saut du déplacement notamment dans la direction DX (Figure 77).

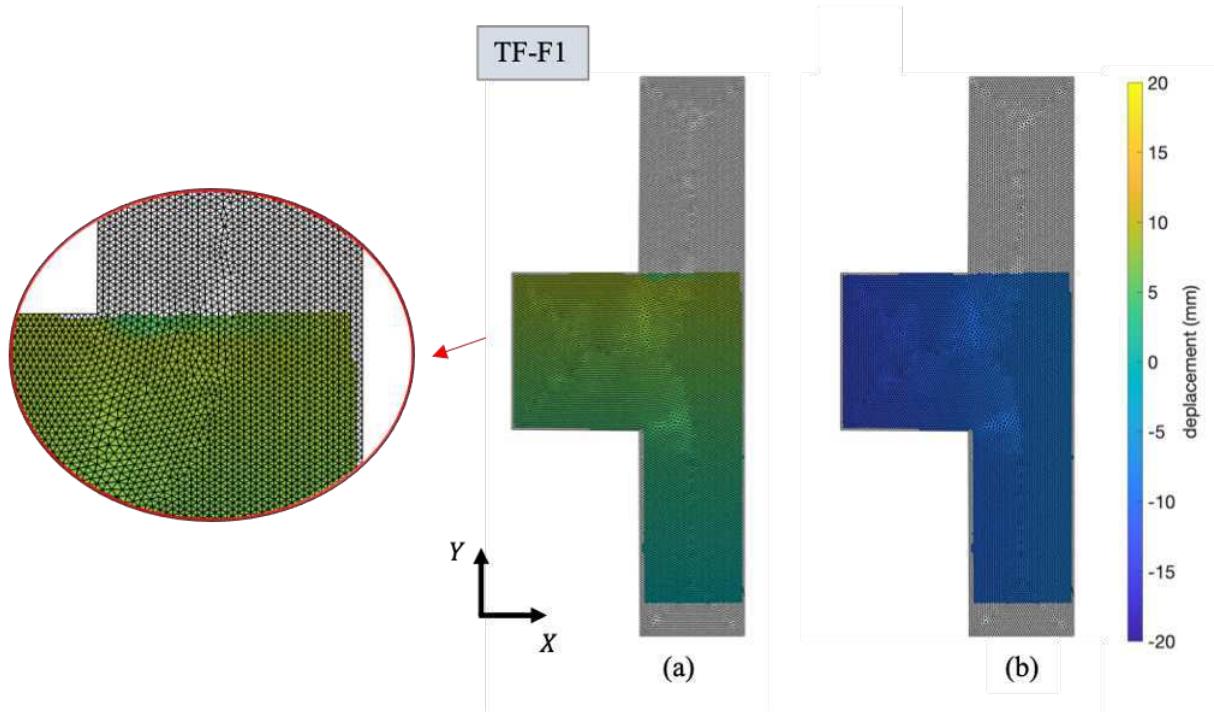


Figure 77. Essai 1 : Champs de déplacement au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en effort et début de l'application de F2. (a) Champ DX. (b) Champ DY. Fissures dues à F1, sur le coin de l'éprouvette

Avec la discontinuité, il est intéressant d'observer les champs de déformation. Notamment on peut remarquer les allongements ε_{xx} , ε_{yy} et aussi le glissement ε_{xy} (Figure 78). Une vue plus précise est présentée en Figure 79 pour un zoom au niveau du coin de la fissure.

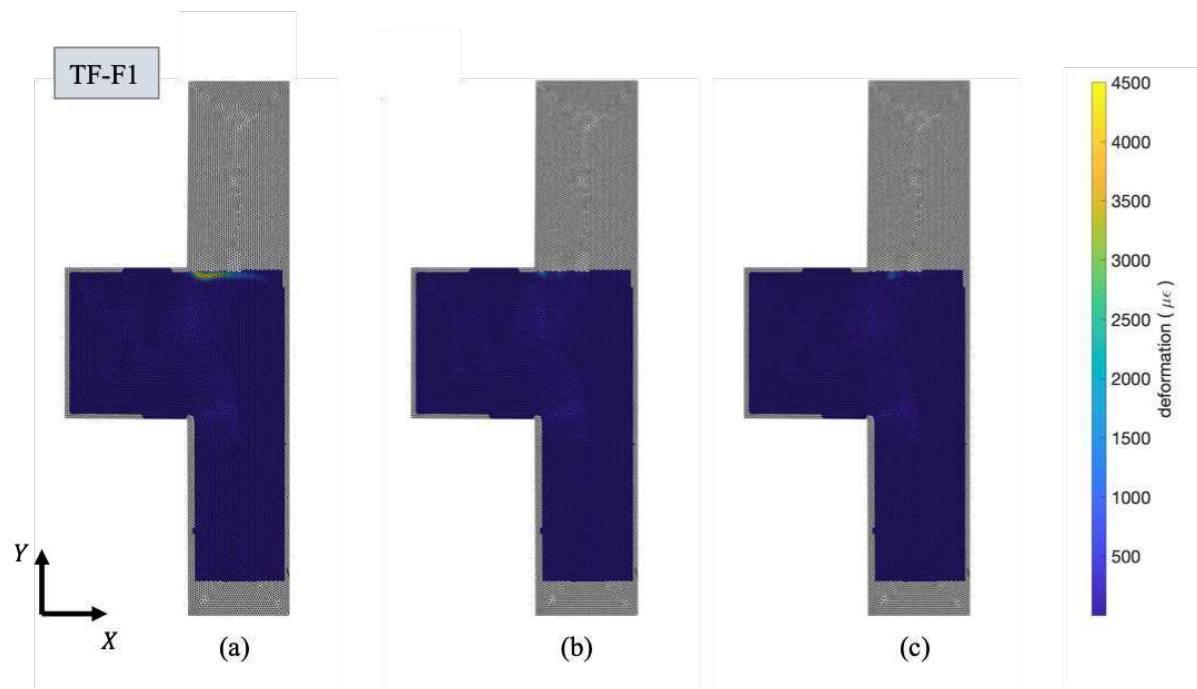


Figure 78. Essai 1 : Champs de déformation au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en effort et début de l'application de F2. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy}

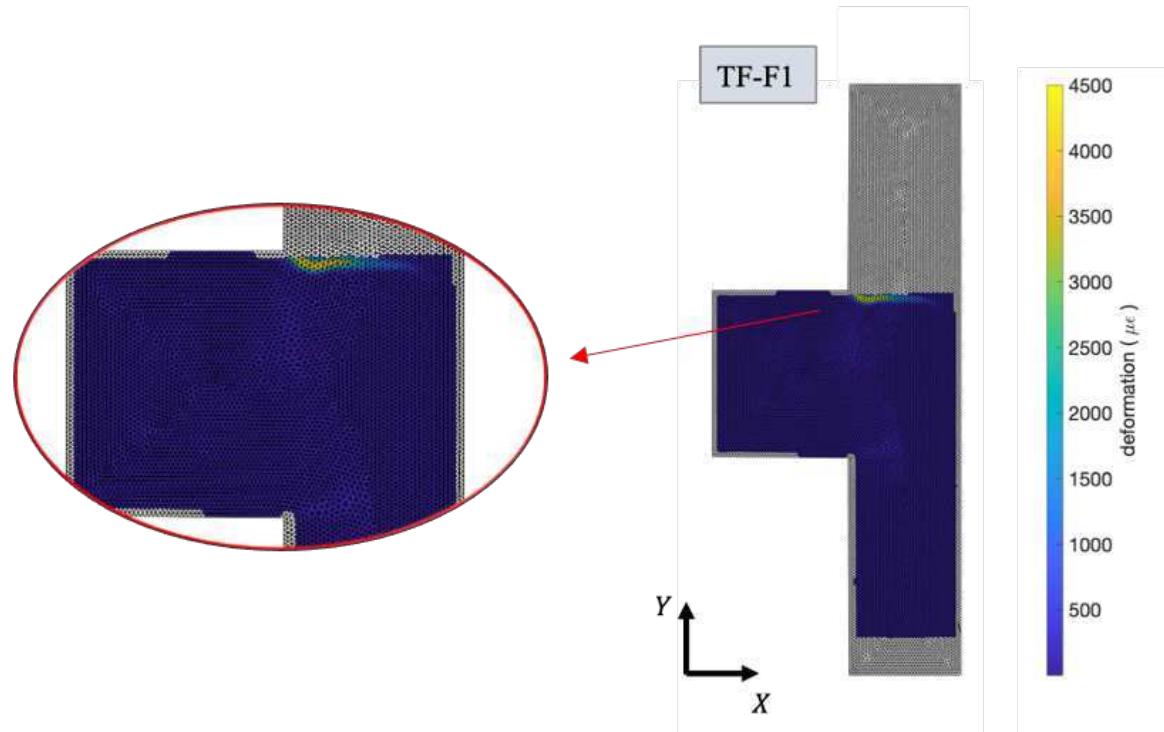


Figure 79. Essai 1 : ε_{xx} au temps TF-F1, maintien du premier chargement F1 en effort et début de l'application de F2. Zoom sur la fissure

Ainsi, après TF-F1, on a l'ouverture de la fissure due au chargement du premier vérin. Cet état endommagé marque le début de l'application du deuxième vérin.

Lors de cette deuxième phase de l'essai, c'est-à-dire lors de l'application du chargement F2,

on s'intéresse au temps T4 représentant un état assez avancé après le début du chargement. On remarque que la première fissure reste encore prépondérante (Figure 80). Sur le champ de déplacement on n'observe que la concentration des niveaux de déplacement sur le coin de la première fissure.

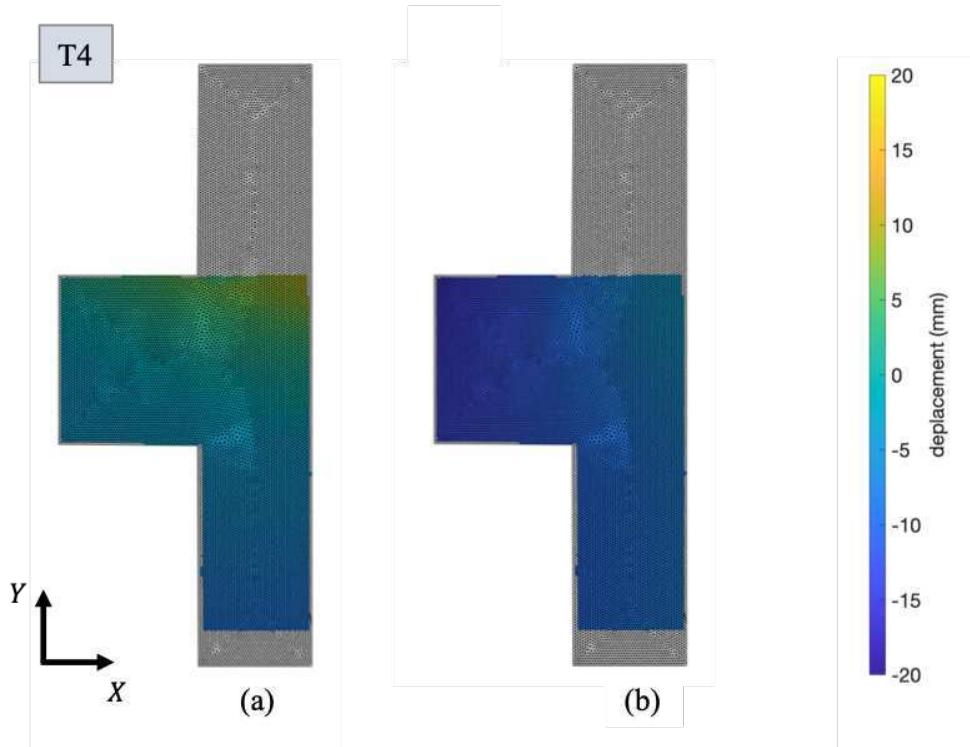


Figure 80. Essai 1 : Champs de déplacement au temps T4. (a) Champ DX. (b) Champ DY.

Mais il est intéressant de voir comment évolue l'état intérieur de la maquette. Pour ce faire, on observe les déformations des fibres optiques à ces temps. On s'intéresse notamment aux niveaux de déformation auxquels correspondent les pics (voir Figure 81).

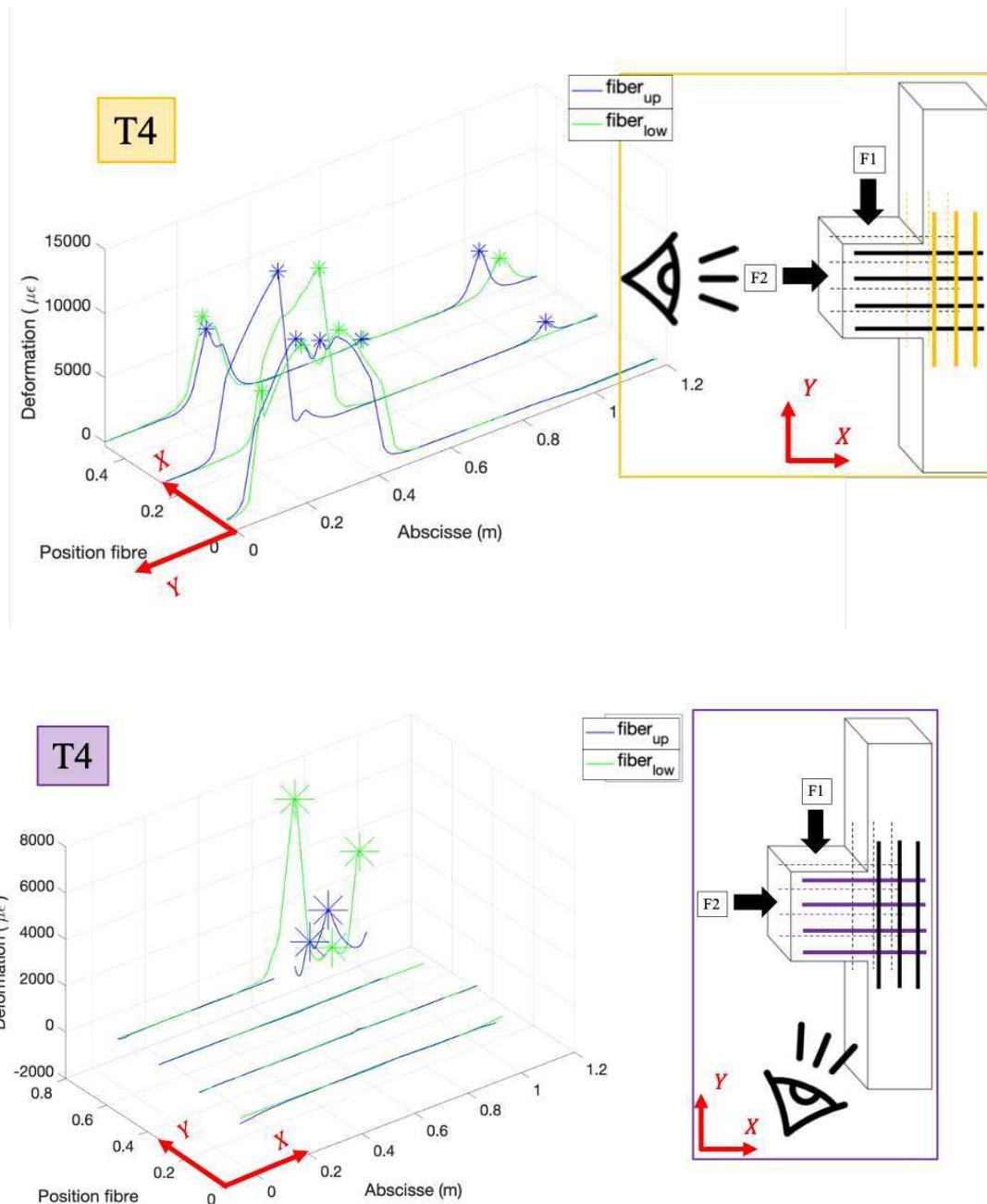


Figure 81. Essai 1 : au temps T4 niveaux de déformation vue par les fibres et niveaux des pics représentant les fissures. (a) dans le poteau. (b) dans la console début du chargement F2 (b). Fissure dans le coin et fissure due à F2(b).

On observe que les fissures se sont déjà ouvertes dans le volume et atteignent déjà les trois fibres dans le poteau, c'est-à-dire presque dans la largeur entière du poteau. On observe aussi que les fissures s'ouvrent généralement toutes perpendiculairement par rapport au poteau car elles ne sont pas repérées par les fibres dans le sens de la console (voir Figure 81. Essai 1 : au temps T4 niveaux de déformation vue par les fibres et niveaux des pics représentant les fissures. (a) dans le poteau. (b) dans la console début du chargement F2 (b). Fissure dans le coin et fissure due à F2(b)).

Ensuite, on observe une décroissance du niveau de déformation, qui, implicitement, veut dire une possible fermeture des fissures. On peut dire que l'effet de fermeture ici peut survenir soit de l'effet de la plasticité des armatures (Wolf, 1970) et/ou de l'effet de la compression de l'effort F2.

Le temps TF marque la fin de l'essai. Le champ de déplacement est présenté en Figure 82.

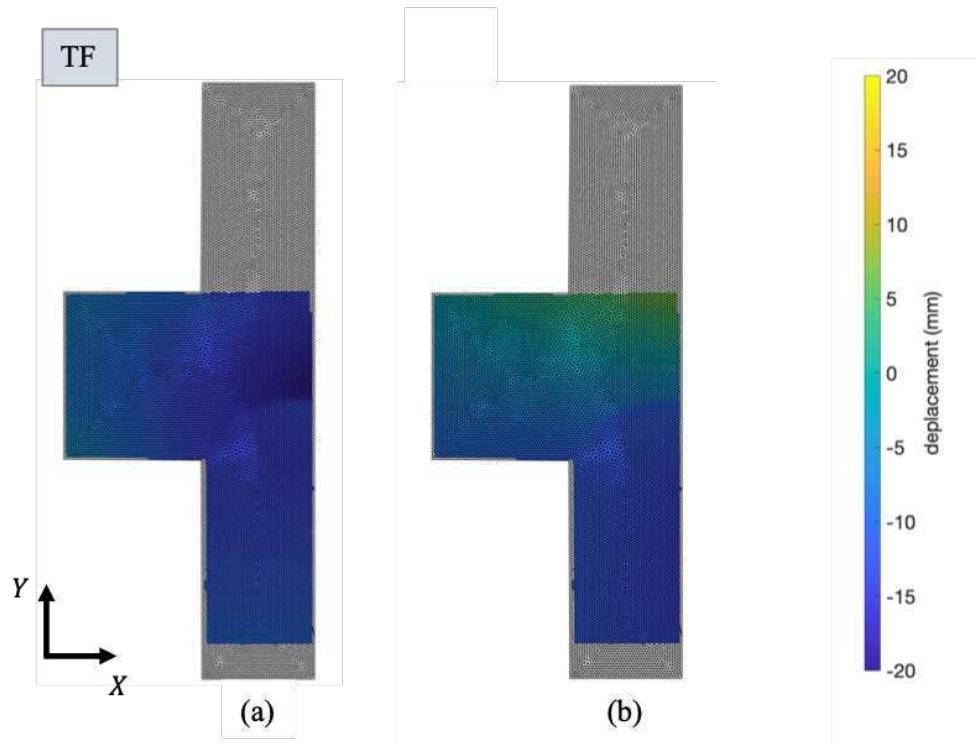


Figure 82. Essai 1 : Champs de déplacement au temps final TF. (a) Champ DX. (b) Champ DY.

On observe sur cette figure une autre discontinuité du déplacement montrant une fissure différente de la précédente. Avec les champs de déformation, on peut l'observer nettement (Figure 83).

On peut apprécier grâce au champ des déformations ε_{xx} les deux fissures distinctes.

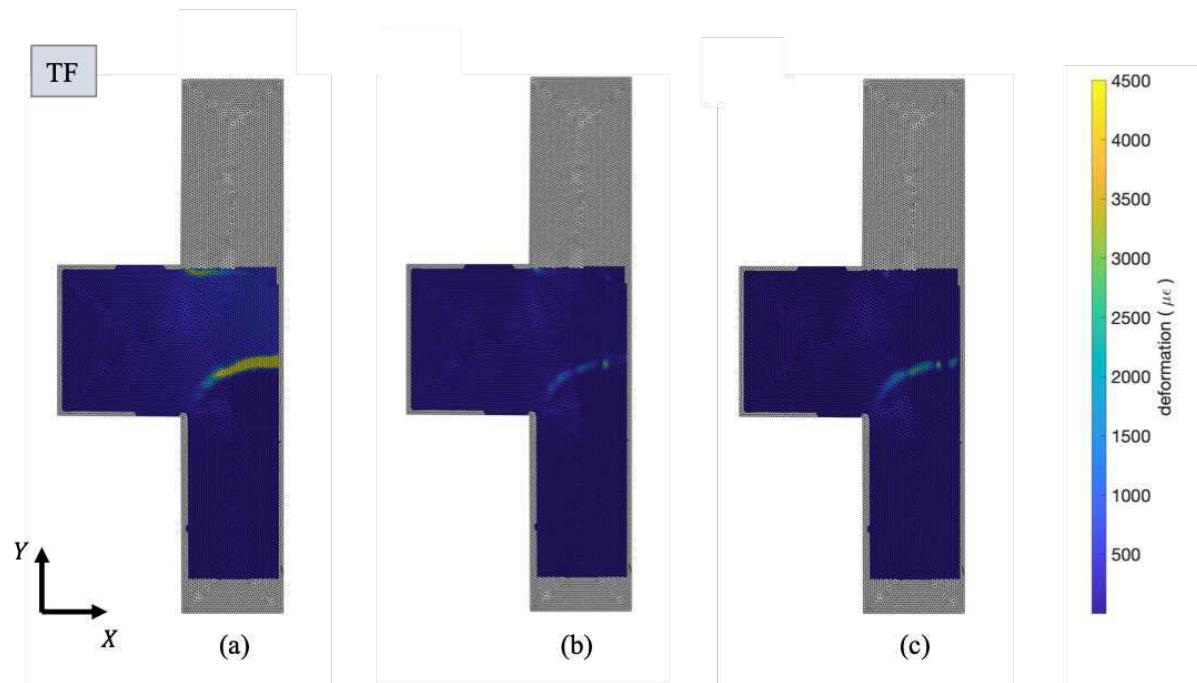


Figure 83. Essai 1 : Champs de déformation en fin d'essai TF. (a) ϵ_{xx} . (b) ϵ_{yy} . (c) ϵ_{xy} . Fissures finales sur la maquette

Ainsi, deux fissures sont obtenues en fin d'essai. Observons les clichés prises à la fin de l'essai. La fin des essais se produit avec une intensité de 120 kN avec le vérin 1 et 80 kN avec le vérin 2. Les fissures ouvertes sont celles illustrées sur la Figure 84.

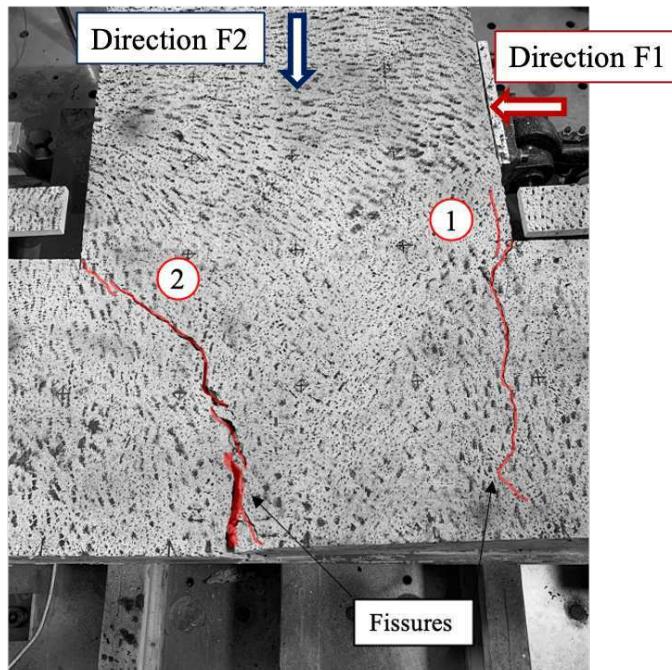


Figure 84. Essai 1 : Fissures photographiées à la fin de l'essai

La fissure 1 de la Figure 84 résulte de la discontinuité géométrique qui crée une concentration de contrainte dans le coin et/ou du cisaillement causé par l'effort F1. L'état

de contrainte élastique exposé dans la section §2.3 du chapitre 2 permet d'envisager la formation de cette fissure. On voit qu'elle s'ouvre entièrement sur la surface de la maquette.

La fissure 2 est une fissure de flexion du poteau (voir la Figure 85) due au deuxième vérin mais impactée par l'effet du premier vérin car son ouverture se passe dans la même direction que la force F2 mais avec une inclinaison n'est pas droite.

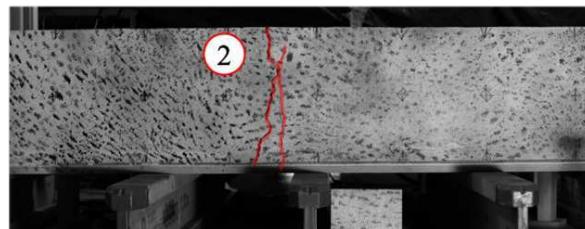


Figure 85. Essai 1: Photo des fissures dans l'épaisseur

3.3 ESSAI DE COMPRESSION BIAXIALE

Les traitements pour ce deuxième essai sont similaires au premier et sont définis en Figure 86 et Figure 87, respectivement les courbes globales avec les déplacements acquis aux capteurs aux vérins et les courbes globales avec les déplacements réels évalués avec la corrélation d'images numériques.

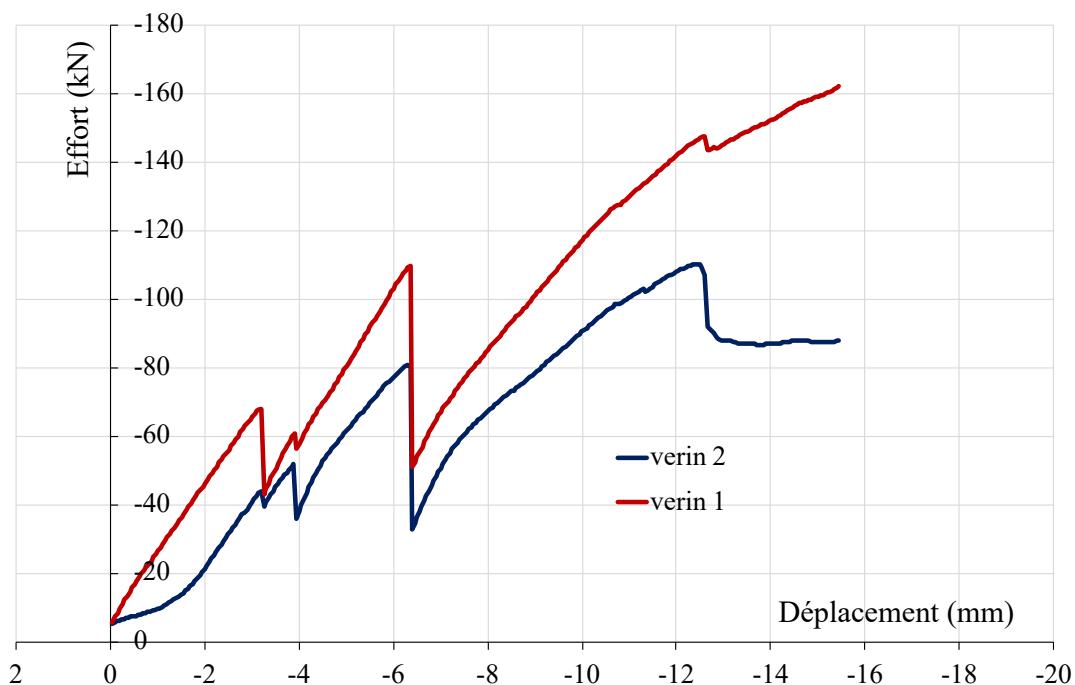


Figure 86. Essai 2 : Courbe globale avec les données d'acquisition

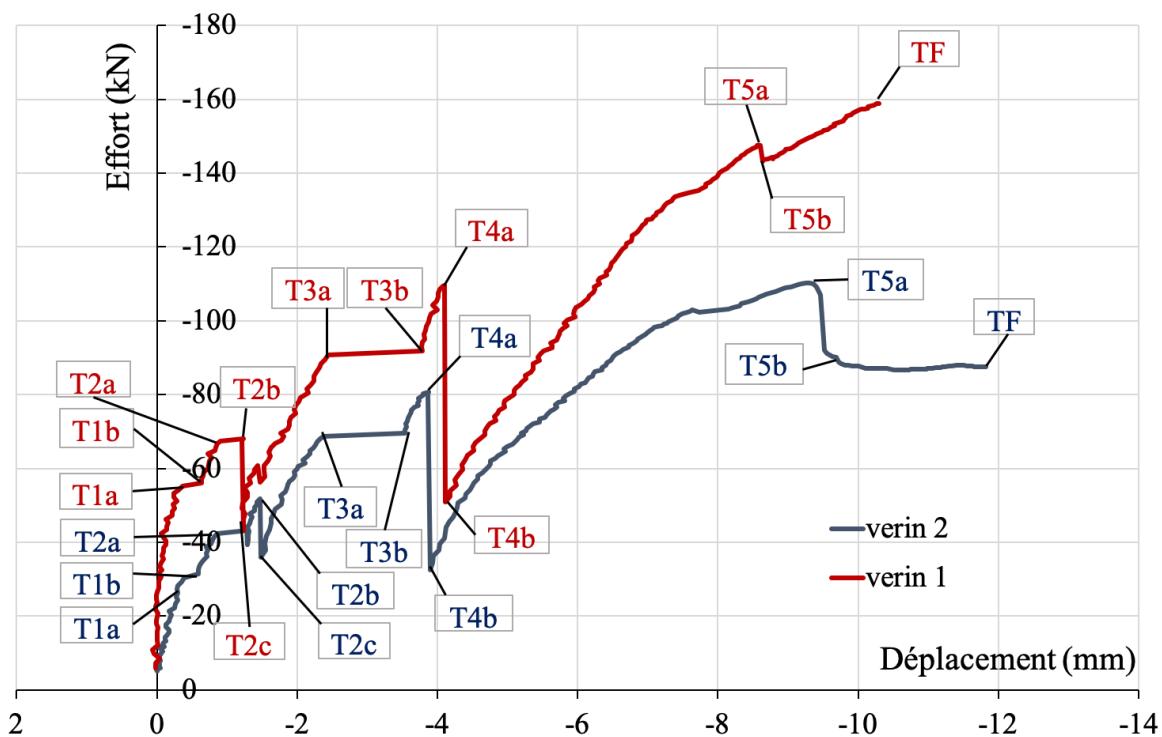


Figure 87. Essai 2 : Courbe globale avec les déplacements corrigés

Ici, les pentes calculées sont les pentes dont les zones de plateaux de la courbe ne sont pas prises en compte.

Tableau 6. Pentes sécantes pour l'essai 2 et niveaux d'efforts correspondant

Temps	Vérin 1			Vérin 2		
	Pente (kN/mm)	R ²	Efforts en fin de pente (kN)	Pente (kN/mm)	R ²	Efforts en fin de pente (kN)
0 – T1a	94,54	0,90	51,19	67,51	0,96	29,32
T1b – T2a	40,52	0,92	67,45	38,99	0,95	41,96
T2c – T3a	34,28	0,97	89,52	35,44	0,96	68,75
T3b – T4a	53,31	0,95	109,70	30,80	0,91	80,15
T4b – T5a	21,42	0,97	147,44	12,85	0,92	110,10
T5b – TF	10,01	0,99	158,92	-0,72	0,20	87,61

Contrairement au premier essai, les deux chargements sont appliqués dès le début de l'essai.

Pendant la première phase, c'est-à-dire entre 0 et T1a, la pente de l'effort F1 est supérieure

à celle de F2. Cette tendance montrant une pente effort/déplacement dû à l'effort F1 supérieure à F2, perdure pendant tout l'essai.

On observe les similitudes dans les régimes des deux forces appliquées mais on observe des différences de pente dès les premières pentes des vérins.

Au niveaux des plateaux de déplacement (T1a à T1b, T2a à T2b, T3a à T3b) de la courbe globale (en Figure 87), on n'observe pas encore d'ouverture de fissures. On peut parler de mouvements rigides faisant glisser l'éprouvette car en effet, l'effort est maintenu pendant que les déplacements augmentent.

Un effondrement des efforts se produit au temps T2b, une perte de 25 kN pour l'effort F2 et 17 kN pour l'effort F2. Les pentes pendant l'intervalle suivante c'est-à-dire entre T2c et T3a ont diminué par rapport aux premières, montrant un état déjà endommagés.

Un plateau se passe au temps T3a jusqu'à T3b avec des déplacements de 1,3 mm de chaque vérin.

Le plus grand effondrement des efforts se passe au temps T4a où l'effort F1 perd 57 kN et F2 48 kN.

On n'observe pas encore de réelle discontinuité sur les champs de déplacement (Figure 88) ce qui nous pousse à s'intéresser aux mesures de fibres optiques (Figure 89).

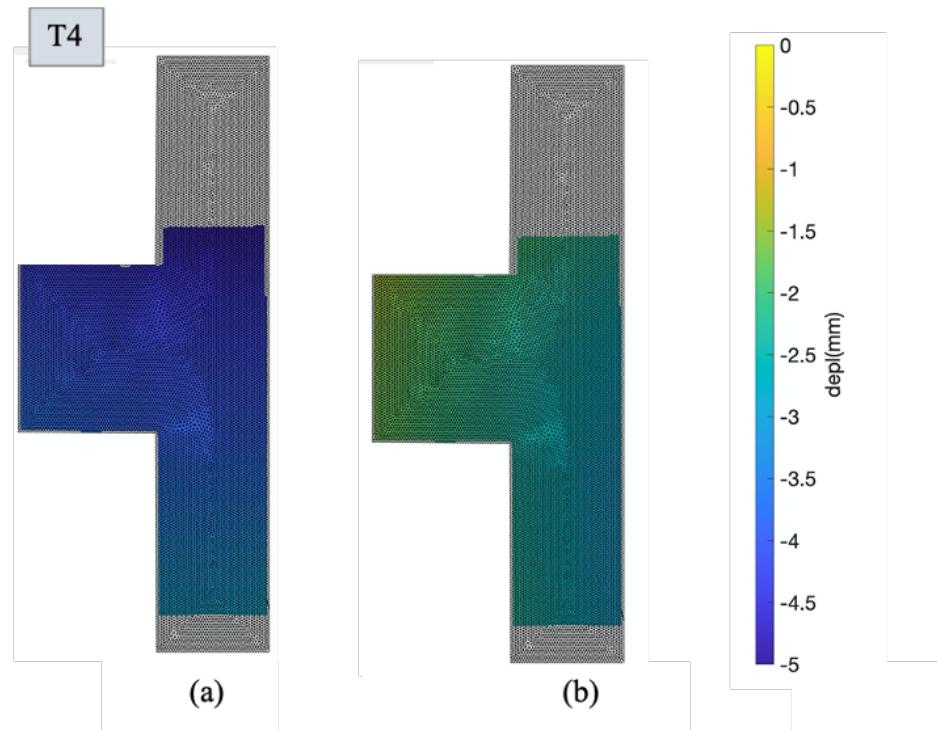


Figure 88. Essai 2 : Champs de déplacement au temps T4a. (a) Champ DX. (b) Champ DY.

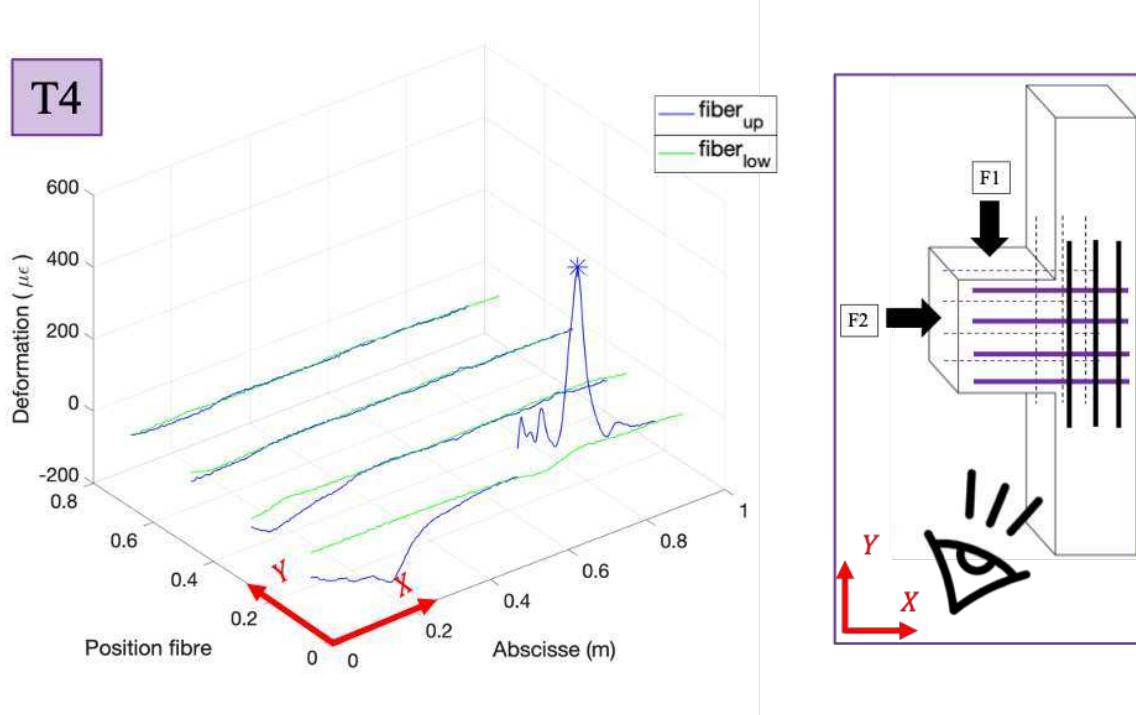


Figure 89. Essai 2 : au temps T4a, déformations le long des fibres de la direction de la console, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissure dans le coin dans le volume de la maquette avec les fibres de la console

On commence à détecter une fissure au niveau du coin, encore dans le volume de la maquette et cette même fissure continue à s'ouvrir sur les temps suivant (Figure 90).

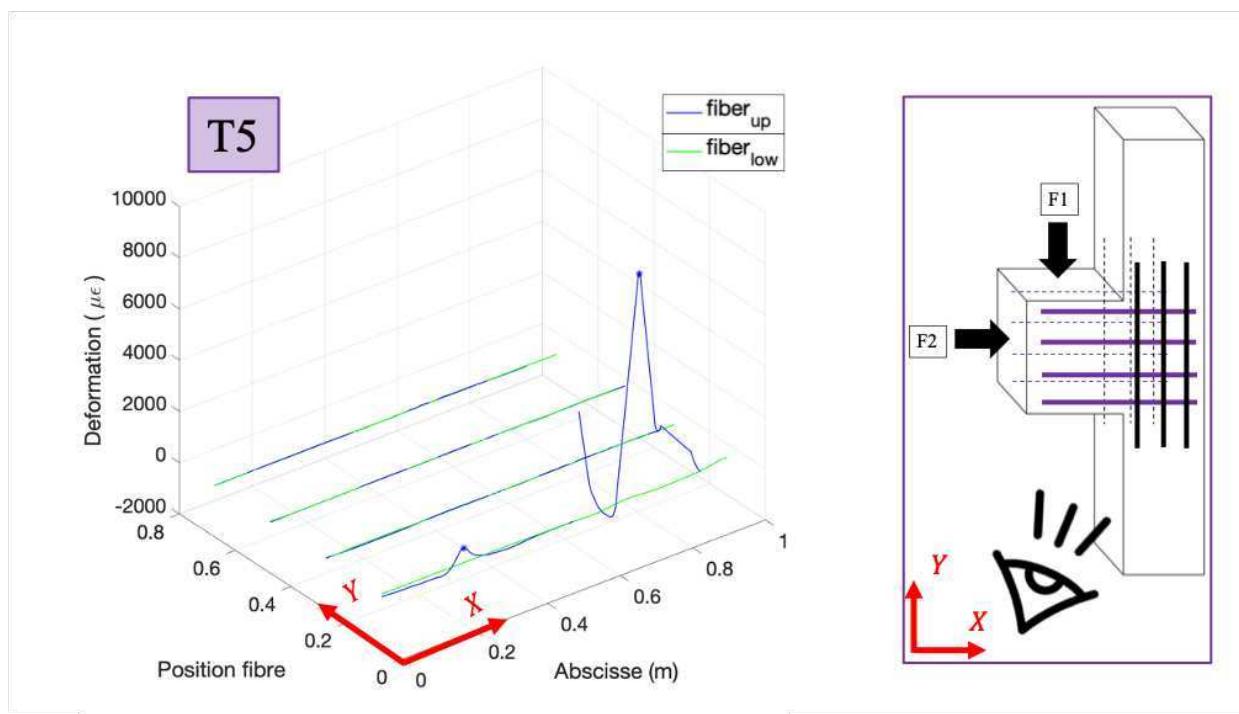


Figure 90. Essai 2 : au temps T5a, déformations le long des fibres de la direction de la console, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissure sur le coin dans le volume avec les fibres

de la console

En arrivant à T5a (F1 à 147,44 kN et F2 à 110,10 kN), l'effort F2 s'effondre et ne reprend plus en pente contrairement à F1 qui reprend une pente plus petite que la précédente (10 kN/mm). On trace le champ de déplacement (Figure 91) au temps T5a. Mais on n'observe pas une réelle discontinuité de notre champ de déplacement dans l'intervalle de mesure (entre -2 cm et 2 cm).

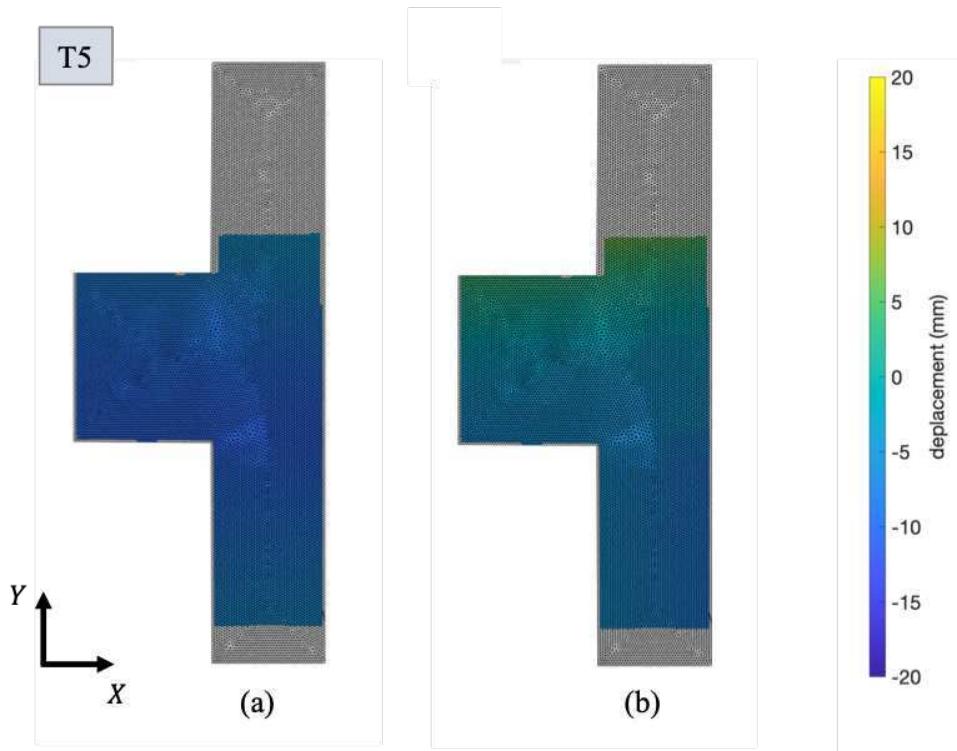


Figure 91. Essai 2 : Champs de déplacement au temps T5a. (a) Champ DX . (b) Champ DY .

La visualisation du champ des déformations permet de mieux voir cette discontinuité (Figure 92).

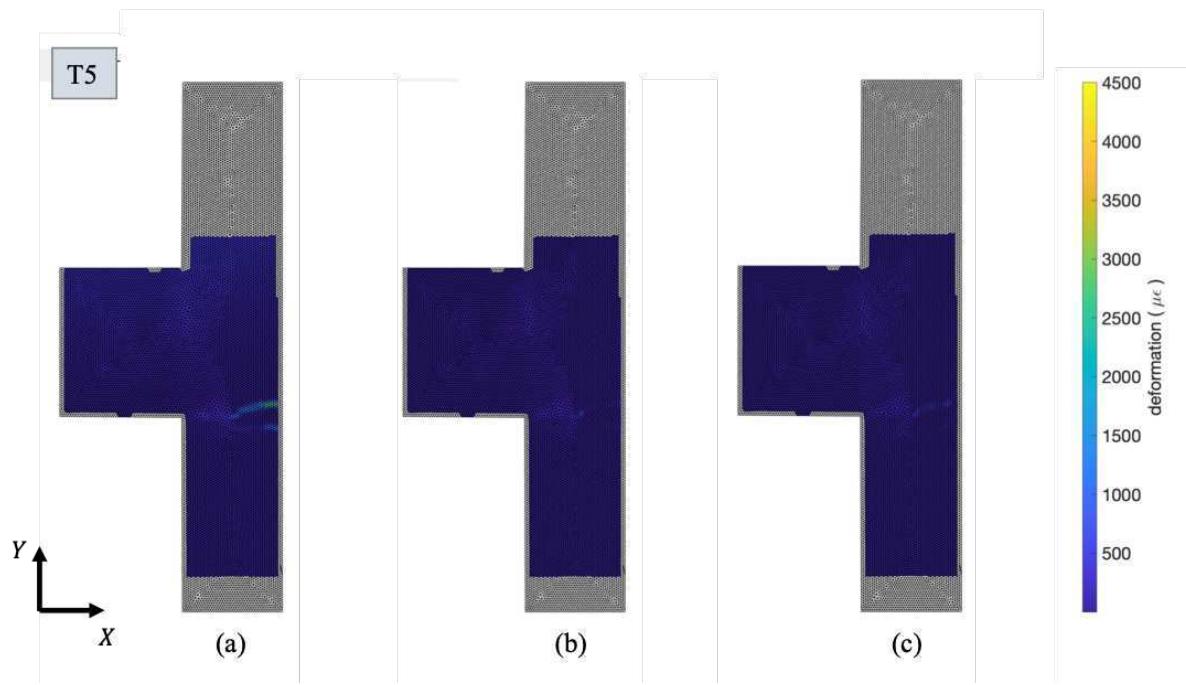


Figure 92. Essai 2 : Champs de déformation à T5a. (a) ϵ_{xx} . (b) ϵ_{yy} . (c) ϵ_{xy} . Fissures dans le poteau

Deux nettes fissures dans le poteau sont visibles et remarquables surtout avec le champ de déformation ϵ_{11} . On remarque alors qu'elles sont les premières apparues en surface, contrairement au premier essai où la première fissure s'agit de celle sur le coin. On peut aller regarder ces fissures avec les fibres dans la direction de la colonne.

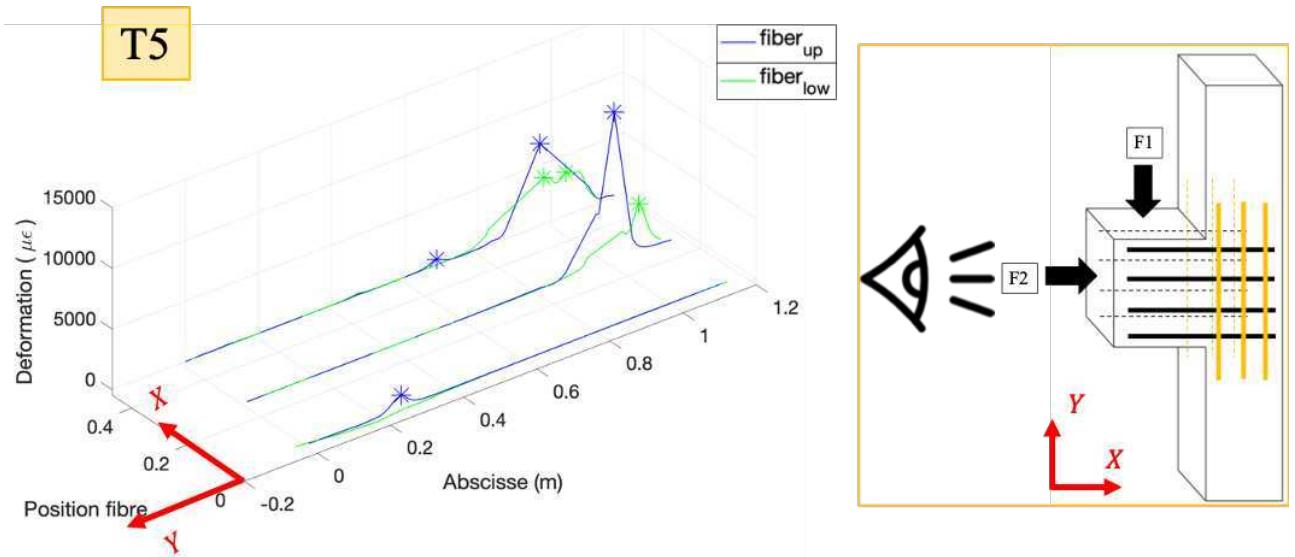


Figure 93. Essai 2 : au temps T5a, déformations le long des fibres de la direction de la colonne, fibres supérieures (up) et inférieures (low). Fissures dans le poteau et fissure sur le coin

On peut nettement voir les fissures et la plus grande affectant même la fibre du milieu (Figure 93). Elles s'agissent des fissures dans le poteau. La fissure sur le coin est aussi

observable avec cette fibre dans le poteau.

On arrive au temps final TF avec F1 à 158,92 kN et F2 à 87,61 kN. Le champ de déplacement (voir Figure 94) montre deux discontinuités : la même suite au temps précédent et une autre au niveau du coin. Visualiser les champs de déformation permet de tirer plus de précisions (Figure 95).

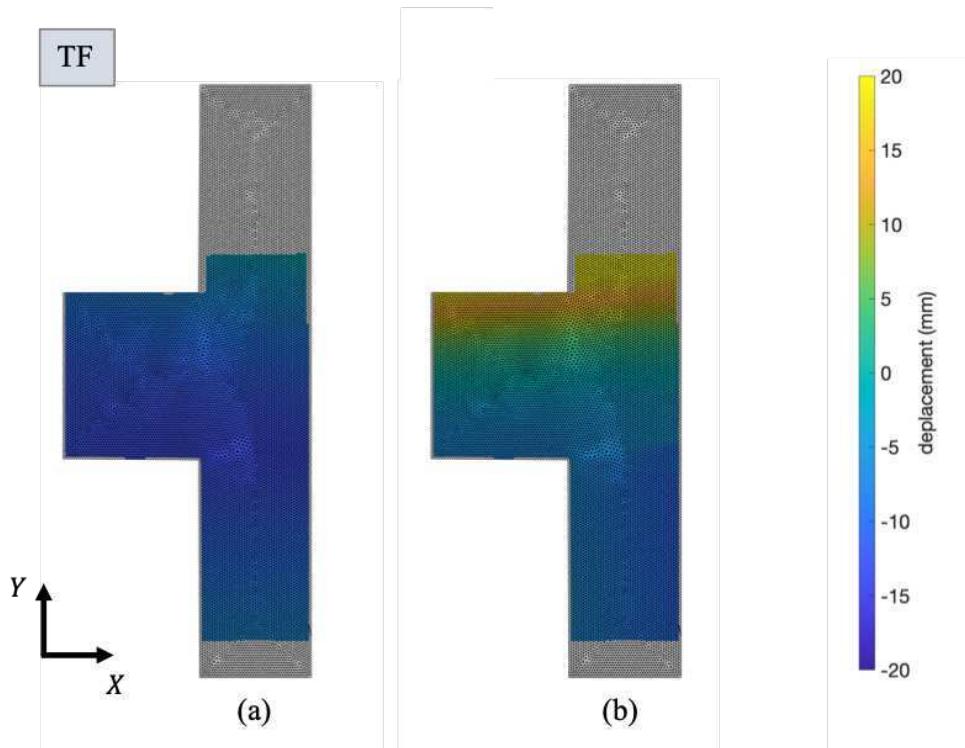


Figure 94. Essai 2 : Champs de déplacement au temps final TF. (a) Champ DX . (b) Champ DY

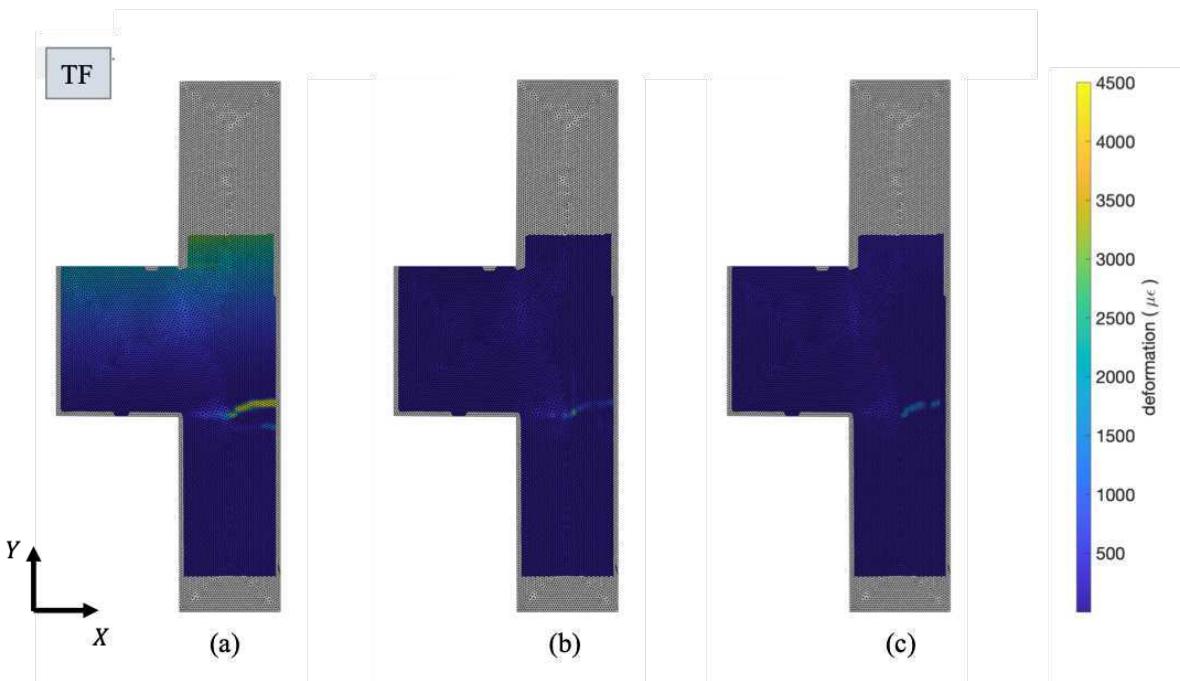


Figure 95. Essai 2 : Champs de déformation au temps final TF. (a) ε_{xx} . (b) ε_{yy} . (c) ε_{xy} . Fissures apparentes sur la partie du poteau

Remarque: La fissure au niveau du poteau qui apparaît appartient à une zone de recouvrement entre caméras. Cela est pris en compte dans l'interprétation des champs car comme mentionnée en §2.3.3, les corrections par l'interpolation peuvent amener des erreurs lors de l'extrapolation.

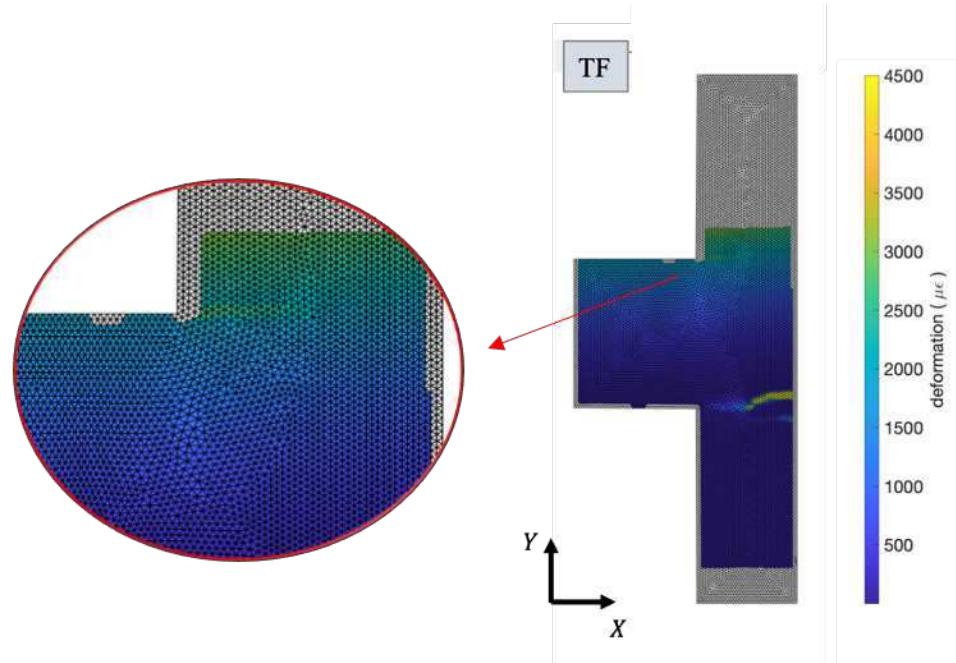


Figure 96. Essai 2 : Champ de déformation ε_{xx} au temps final TF. Zoom sur la fissure au coin

Le champ de déformation étant obtenu par les gradients du champ de déplacement, on doit prendre garde dans les zones éloignées du recouvrement comprenant la fissure sur le poteau.

Mais grâce au champ des déformations ε_{11} sur la Figure 96, on commence à déceler la fissure sur le coin supérieur.

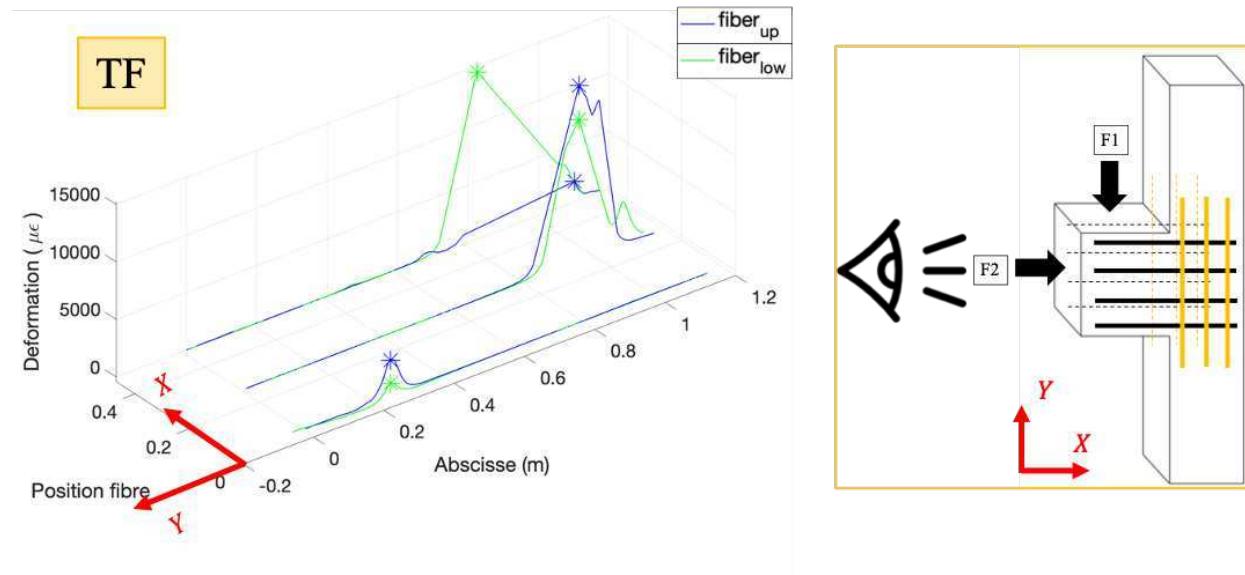


Figure 97. Essai 2 : au temps final TF, déformations le long des fibres de la direction de la colonne : mise en évidence de toutes les fissures. Avec fibres supérieures (up) et inférieures (low)

On observe toutes les fissures (Figure 97) que l'on retrouve aussi en post-essai (voir Figure 99). L'apparition de la fissure sur le coin peut être illustrée en analysant l'évolution temporelle de la fibre FO_3 le long de la colonne et passant à côté du coin (voir Figure 67 pour la dénomination).

En effet, sur la Figure 98, on observe la fissure sur le coin qui ne commence à s'ouvrir que vers la fin de l'essai (à TF précisément).

Ainsi, l'effondrement du chargement représenté particulièrement par celui du vérin 2 arrive à partir d'un niveau de 140 kN pour l'effort 1 et de 110 kN pour l'effort 2. Ces niveaux sont nettement supérieurs à ceux du premier essai avec les chargements successifs ({120 ; 80} contre {140 ; 110}).

Chapitre 3 : Dépouillement et analyses des résultats d'essais

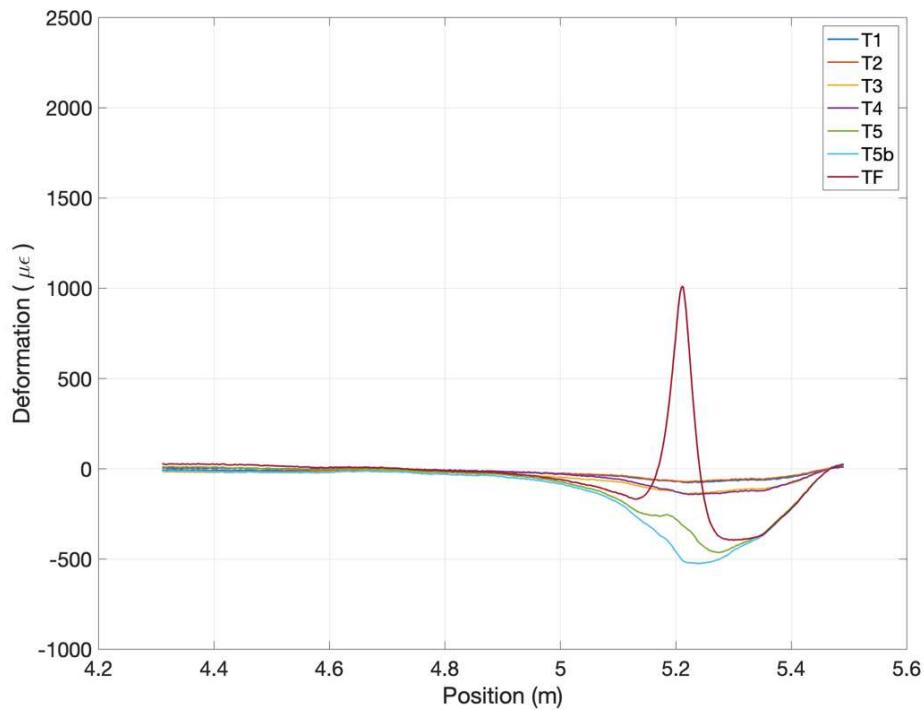


Figure 98. Essai 2 : évolution sur les temps caractéristiques de la fibre FO_3 (fibre supérieure) et apparition de la fissure sur le coin

En observant les fissures à la fin d'essai (Figure 99), la fissure 1 se produit pour les mêmes raisons que l'essai 1 : du fait de la discontinuité géométrique et aussi à cause de la concentration de contraintes. Mais son occurrence ne se passe que vers la fin de l'essai (Figure 98). Pour la fissure 2, sa position est décalée par rapport à la fissure 2 de l'essai 1 (voir Figure 84).

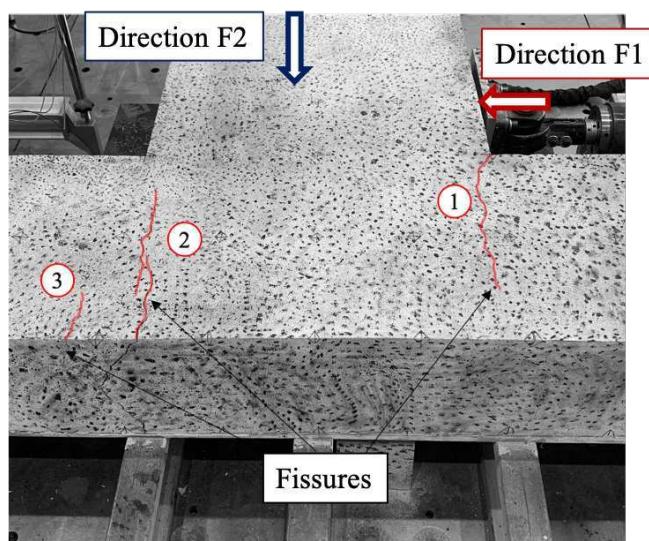


Figure 99. Essai 2 : Photo des fissures à la fin de l'essai

La fissure 3 apparaît proche de la fissure 2. Pour avoir une autre visualisation de cette fissure, il est intéressant de les observer dans l'épaisseur sur la Figure 100. Les deux fissures suggèrent une ruine semblable à celle d'une poutre en flexion si la maquette était considérée comme cette dernière.

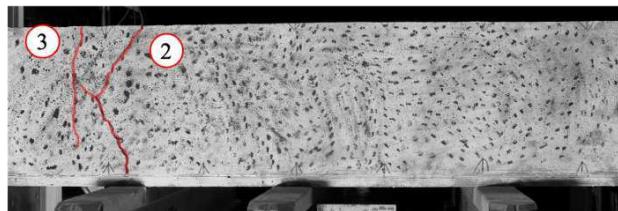


Figure 100. Essai 2 : Photo des fissures 2 et 3 dans l'épaisseur

3.4 CONCLUSION SUR LES RESULTATS D'ESSAIS

Dans ce chapitre, on cherche à déterminer l'influence de l'historique de chargement dans le dimensionnement par bielles – tirants. La détermination des bielles dépendant des directions principales de contraintes (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987), mettre en évidence l'évolution de ces directions principales est notre objectif. Au cours des essais, l'information qu'on obtient est la déformation. En prenant l'hypothèse du comportement élastique isotrope, on sait que les directions principales de contrainte et de déformation coïncident. Cette considération reste valable post-fissuration en considérant les zones en dehors de celles qui sont endommagées. Ainsi, on montrera que les différentes occurrences des chargements influent sur l'apparition des fissures sur la structure. Pour ce faire, on analysera l'évolution de l'état de la structure au cours des différents essais. Ensuite, on analysera, selon le type d'occurrence et d'effort, l'ensemble des directions principales de déformation.

4. RESULTATS DE L'HISTORIQUE DE CHARGEMENTS

Les directions principales de déformation lors des différents instants définis sont calculées en cherchant les vecteurs propres associés aux déformations principales. Ces directions principales serviront pour comprendre l'évolution de l'état de déformation de la structure pendant l'essai. De plus, on se base sur les niveaux d'effort pour alors arriver à comparer les deux essais. Une fissure est représentée par des directions principales de compression qui s'opposent.

Ce qu'on observe pour le premier essai (voir Figure 101), avec l'application du premier vérin et dès le début du deuxième chargement, est que la première fissure est localisée au niveau de la singularité géométrique matérialisée par un angle rentrant du corbeau. Elle débute dès le temps T3 et continue à évoluer avec TF-F1 qui symbolise la fin de l'application du premier vérin.

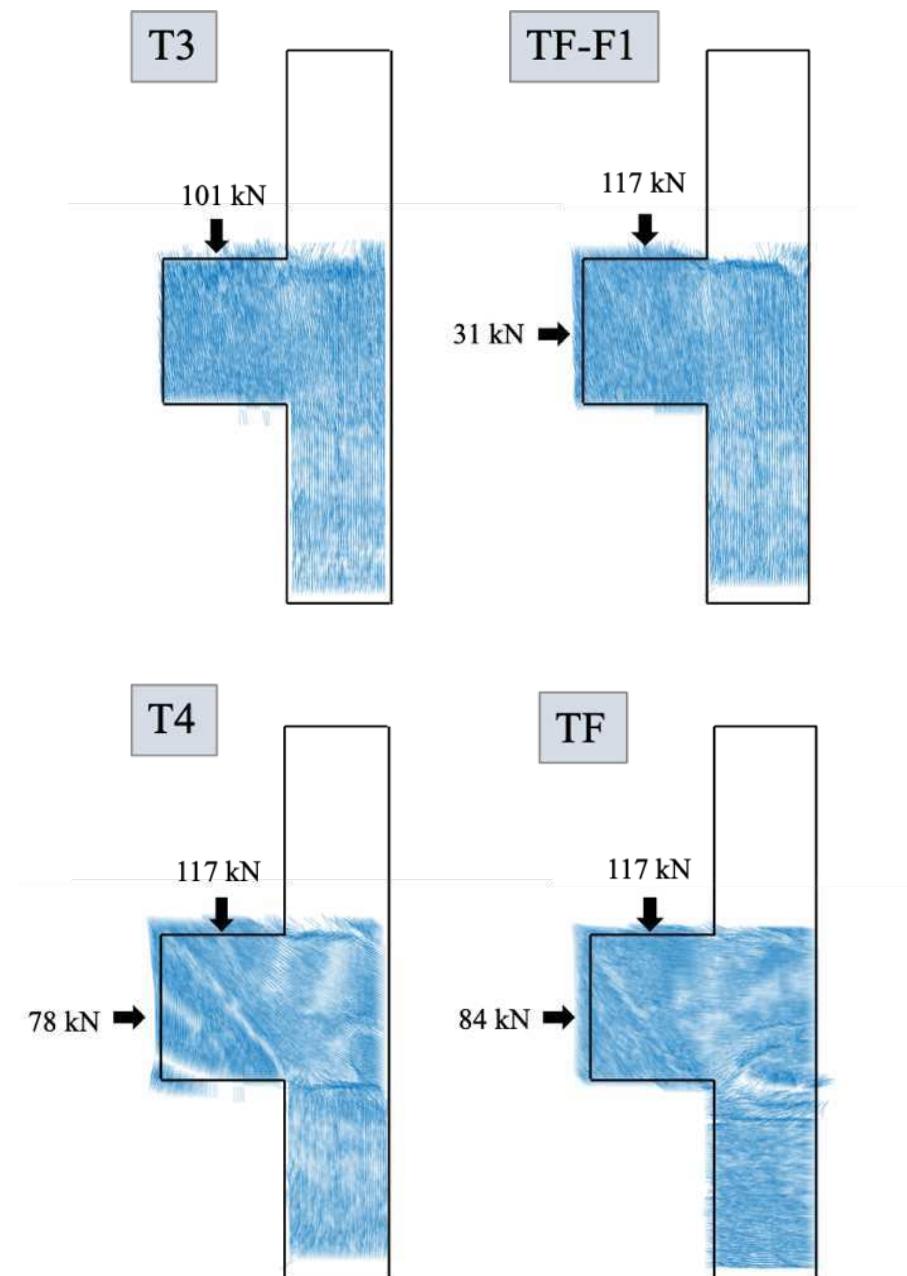


Figure 101. Essai 1 : évolution des directions principales de compression aux instants caractéristiques avec les chargements associés

L'état de déformation de la maquette évolue après l'application du deuxième chargement et la direction de ce chargement perturbe les directions principales de déformation résultant du vérin 1. En effet, jusqu'à l'application du deuxième chargement (TF-F1), les directions de bielles ne semblent pas impactées. On observe de nettes différences à partir du temps T4 où le chargement F2 semble bien avancé.

Pour mieux observer ce changement, les angles d'orientation de ces directions par rapport à l'axe de la console sont utilisés comme amplitude de couleur sur les directions principales de compression sur la Figure 102. Pour faciliter la lecture des angles, on les mets dans un intervalle $\{0; \pi/2\}$.

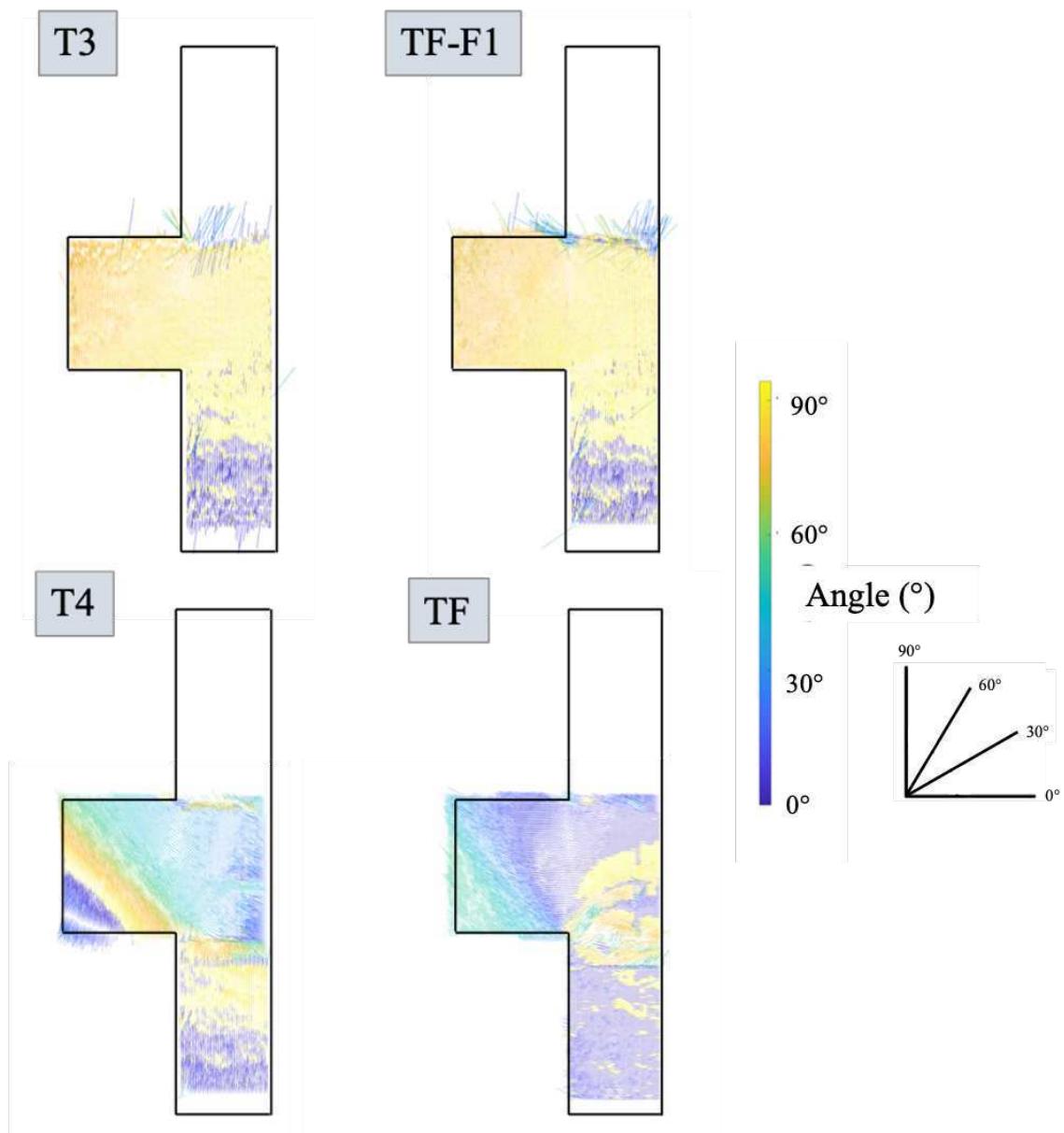


Figure 102. Essai 1 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression

On observe distinctement les angles des bielles qui évoluent entre les instants T4 et ensuite avec TF (temps final). Cette distinction sert de base à la construction du treillis. Pour rappel, les fissures qui apparaissent sont d'abord au niveau du coin puis ensuite dans le poteau (voir Figure 103).

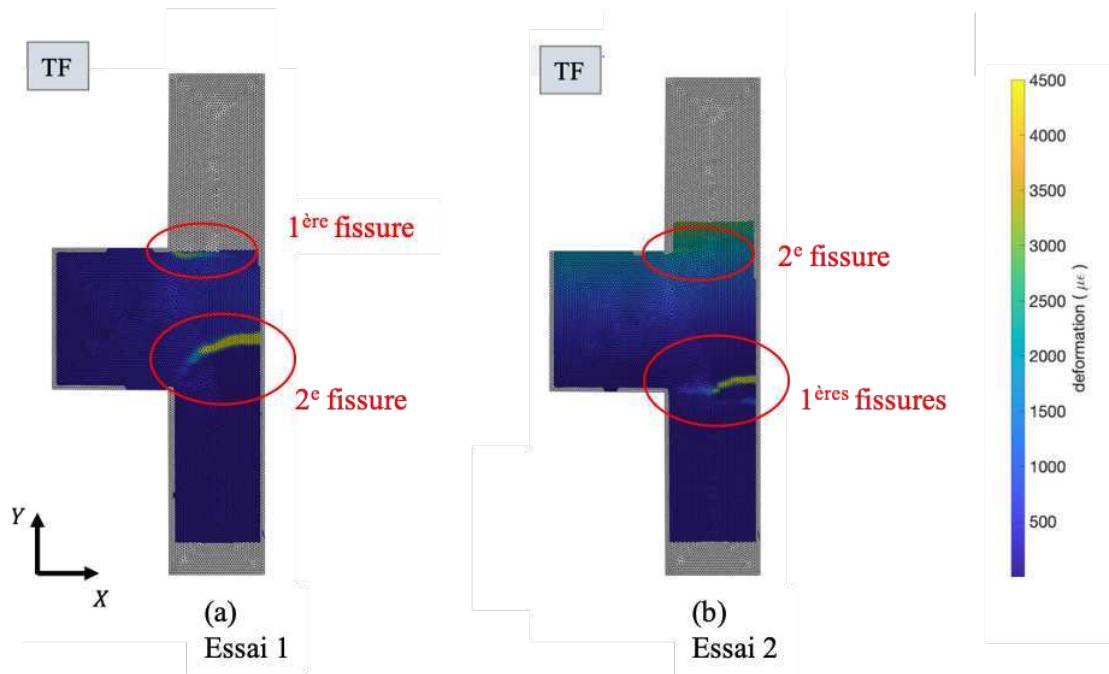


Figure 103. Champs de déformation ε_{xx} en fin d'essai T et fissures finales. (a) Essai 1 (b) Essai 2

Concernant l'essai de compression biaxiale, on observe une réelle différence par rapport au premier essai. En effet, en termes d'efforts et de fissuration, les instants T4 des deux essais sont similaires en termes d'amplitude d'effort (respectivement {117; 78} et {110; 80}) mais ne sont pas équivalents dans les directions principales de déformation (voir Figure 104). On voit l'effet de la compression biaxiale dans l'homogénéité de la compression (essai 2). De plus, avec l'essai 1, la direction des bielles engendrée par l'effort F1 a été perturbé par l'effort F2.

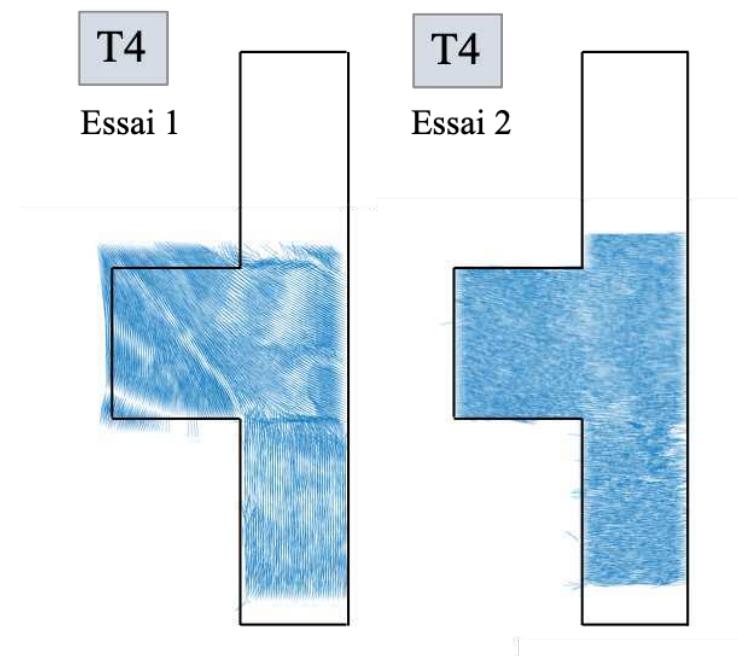


Figure 104. Directions principales de déformation aux instants T4 des deux essais

On peut observer par les directions de bielles et les angles qui sont complètement différentes (voir Figure 105). Les directions sont impactées dans la console même pour le cas des chargements successifs.

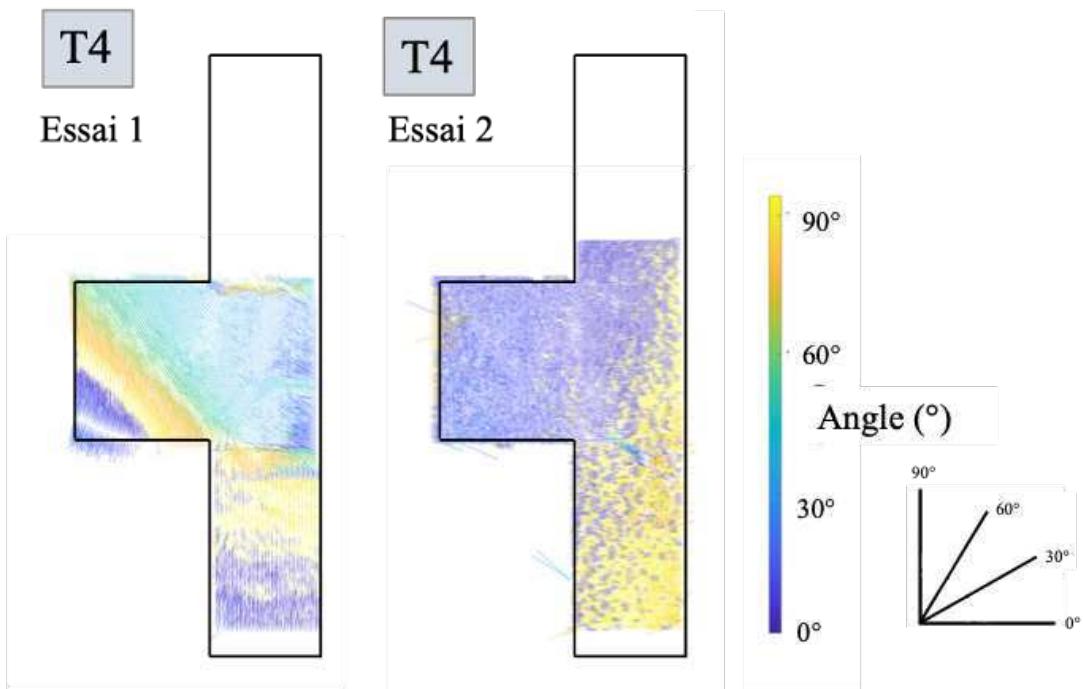


Figure 105. Amplitude des angles d'inclinaison des directions principales de déformation aux instants T4 des deux essais

Ce schéma de distributions différentes des bielles impacte alors le choix du treillis répondant aux sollicitations sur la structure. On met en évidence ici, l'influence de l'historique de

chargement. En effet, on sait que la fissuration est influencée par l'historique de chargement, notamment pour les phénomènes de fermeture de fissure. Mais cet intérêt de l'historique de chargement n'est pas pris en compte dans les analyses statiques pour le dimensionnement même dont se base la recherche des treillis de bielles – tirants dans les méthodes de calculs de l'ingénierie.

5. DISCUSSIONS SUR LES BIELLES – TIRANTS

Le choix du treillis équivalent est basé sur les directions des déformations principales. L'exercice ici est de déterminer qualitativement le treillis qui répond aux sollicitations de notre structure. Pour cela, on détermine pour chaque instant des deux essais les zones de compression (et donc de nos potentielles bielles) pour l'essai avec les chargements successifs (Figure 106) et l'essai de compression biaxiale (Figure 107).

Concernant l'essai avec chargements successifs, l'état endommagé et chargé avec une force à direction différente évolue et crée de nouvelles zones de compression (voir (Figure 106) pour les temps après TF-F1). Les zones de compression sont tracées (voir Figure 106): elles représentent les changements d'angles basé sur la Figure 105. Ces zones de compression évoluent en fonction du chargement et une réelle différence se voit entre les temps T4 et TF.

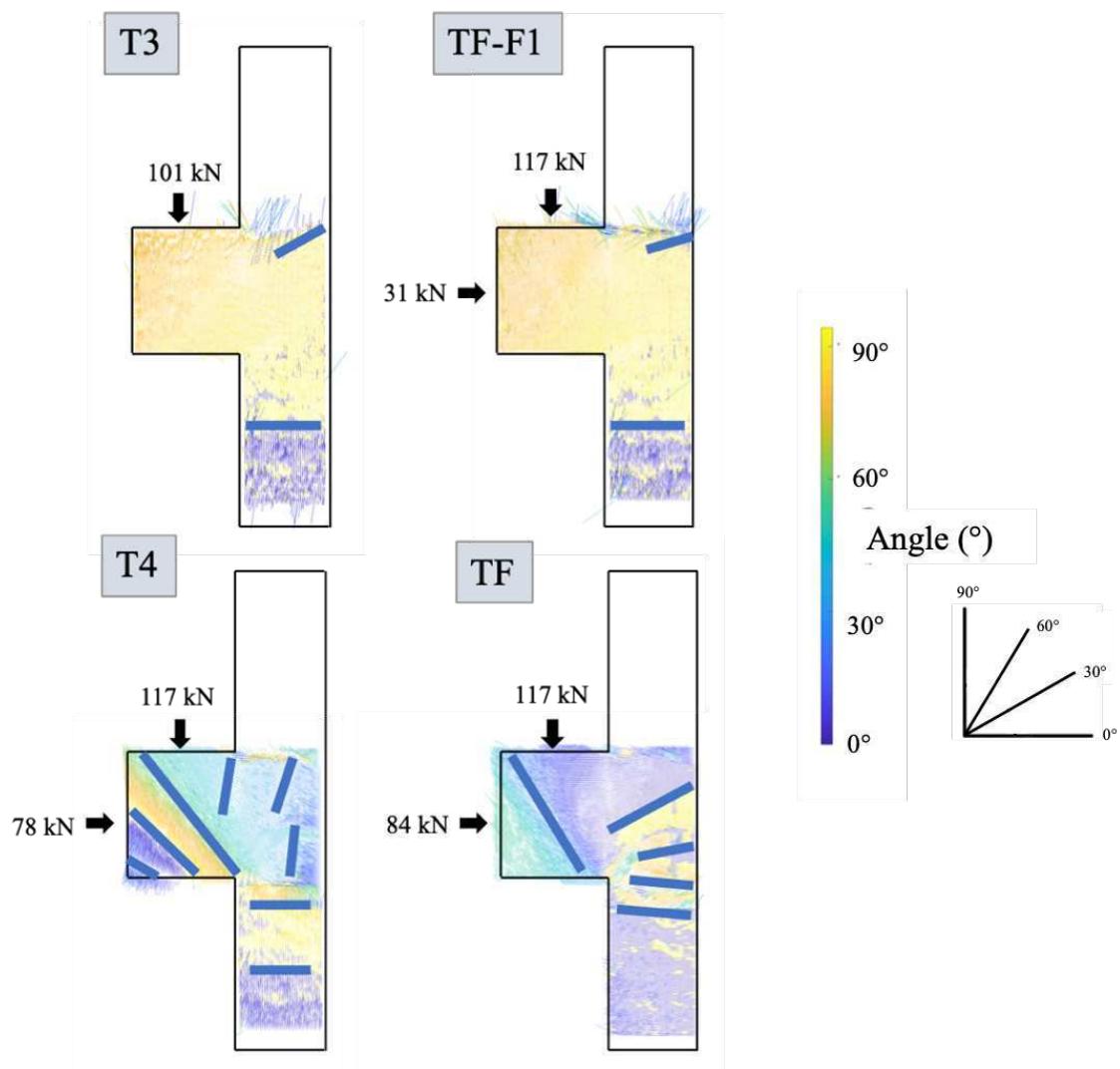


Figure 106. Essai 1 : détermination des zones de compression sur les angles d'orientation des directions de compression

Ces zones de compressions ne sont pas similaires avec celles de l'essai avec un chargement de compression biaxiale, même en intensité d'efforts semblables (voir Figure 107 en temps T4).

On observe déjà une différence dans l'état de déformation. Cela montre l'intérêt de la question des historiques de chargement pour le dimensionnement de structures, bien sûr en mettant un cadre adéquat au comportement du matériau.

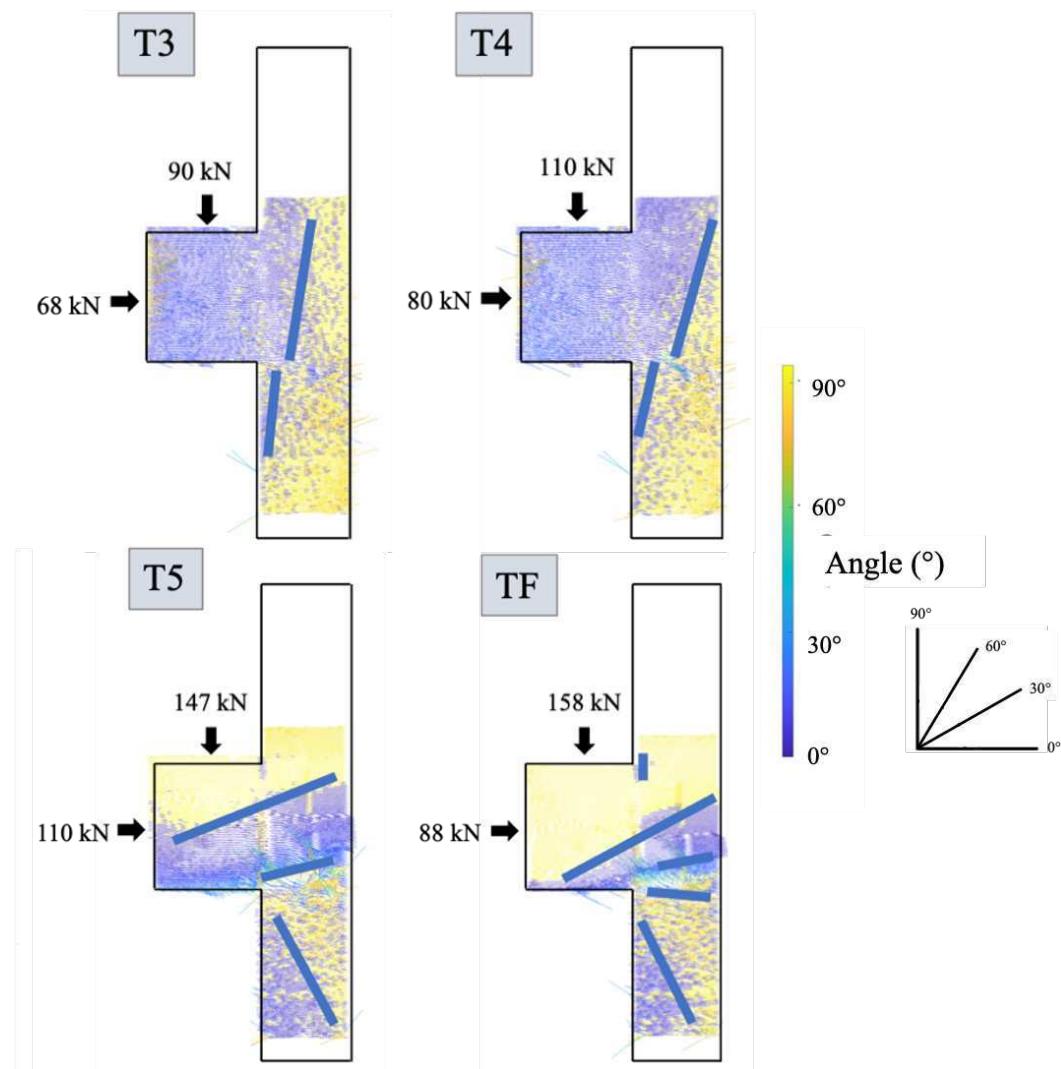


Figure 107. Essai 2 : détermination des zones de compression sur les angles d'orientation des directions de compression

On observe une réelle différence entre l'essai 1 et 2 dans l'évolution des directions de compression. Notamment pour l'essai 2, on voit la diffusion de la compression entre T5 et TF.

A partir de ces orientations, on trace qualitativement les bielles qui correspondent à notre structure et son état de déformation. On observe des différences sur les réseaux de bielles (voir sur les Figure 108 et Figure 109).

On observe que pour le premier essai, le premier chargement F1 est prépondérant et le reste jusqu'à la fin de l'essai et donc même avec l'application de l'effort F2 (Figure 108). Vers la fin en TF, on observe les bielles dans la console qui changent d'orientation.

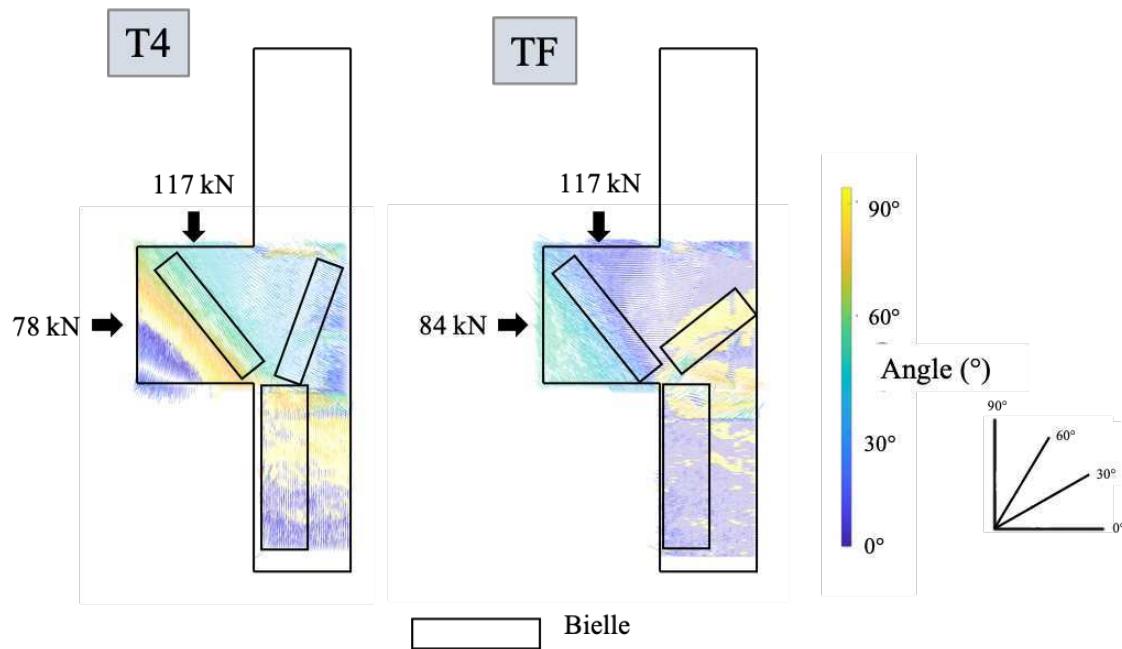


Figure 108. Essai 1 : Bielles inspirées des zones de compression

Pour le deuxième essai, l'effet des deux efforts F1 et F2 modifie le réseau de bielles (Figure 109). Avec les deux essais, on peut dire que les orientations de bielles dépendent de la concomitance des chargements.

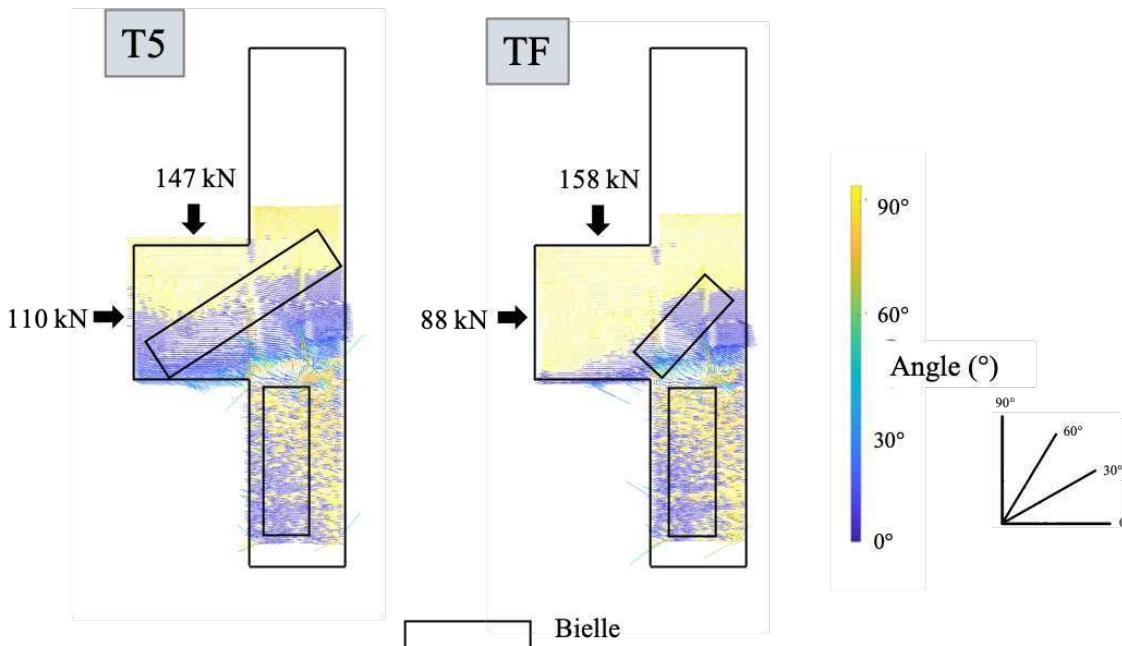


Figure 109. Essai 2 : Bielles inspirées des zones de compression

Même si on sait que le comportement de la structure n'est plus élastique, le champ de déformation reste compatible aux déplacements. Mais les valeurs des efforts dans les barres ne sont plus calculées dans le comportement élastique.

6. CONCLUSION PARTIELLE DU CHAPITRE

Rappelons qu'une des hypothèses fortes qu'induit l'exploitation de champs de déformations élastiques dans la constitution des treillis de bielles-tirants est de considérer que les champs de déformation et l'état de fissuration issus d'actions mécaniques sont les mêmes peu importe l'historique de chargement. Pourtant cela n'a pas été vérifié lors des interprétations de nos deux essais.

D'abord concernant l'essai, l'hypothèse d'un problème plan est justifiée grâce à l'analyse des déformations dans l'épaisseur de la maquette et cette vérification conditionne les interprétations des résultats de mesures. Ainsi, l'ensemble des analyses peut alors être pertinent dans l'analyse de surface.

On observe dès les premières phases des essais que la structure est plus rigide avec un chargement de compression biaxiale. On met en évidence l'évolution au cours de la durée d'essai des champs de déplacement et de déformation dans l'éprouvette. Des instants caractéristiques avec les niveaux d'efforts correspondants sont déterminés pour les deux essais et permet d'avoir des repères d'analyse.

Les fissures superficielles sont les principales repères pour constater de l'état de notre matériau mais les fibres optiques dans le volume de la maquette enrichissent les informations comme pour les débuts d'ouverture de fissures, avant même que ces dernières apparaissent en surface. Cela permet alors de déterminer d'une manière plus précise les chargements à partir desquels une fissure débute.

Ainsi, même si les directions des déformations principales sont différentes selon l'historique de chargement, le treillis équivalent reste dépendant des valeurs des sollicitations.

Des chargements complexes et différents ont été appliqués. On a choisi de baser la validation expérimentale par l'analyse des directions de déformations. L'analyse de ces dernières montre que l'historique de chargement a un impact sur les directions principales de déformation. Ici, le choix du modèle équivalent de bielles – tirants est motivé par un autre aspect qui est l'historique des trajectoires de déformation principales qui peut évoluer.

Conclusion et perspectives

L'objectif de la thèse était de concevoir une campagne expérimentale sur une maquette de structure massive en béton armé à taille réelle dans le but de développer un essai expérimental pour des chargements complexes. En effet, les dimensionnements de structure en béton armé ne prennent pas généralement en compte l'historique des chargements. Cet aspect peut poser des problèmes dans le cas où on essaie spécifiquement d'optimiser le ferraillage. Cependant, comme on le voit dans la littérature, un haut niveau de confiance dans la représentativité des contraintes est important s'il est prévu d'utiliser des algorithmes d'optimisation topologique pour déterminer le ferraillage le plus précisément possible.

La validité des modèles bielles – tirants pour des comportements hors domaine élastique, est recherchée dans le cadre de leur industrialisation par leur automatisation. A ce titre, un besoin de validation expérimental est nécessaire. Trois échantillons ont été testés pour caractériser les comportements de la structure suite à des chargements simultanés et non simultanés, ou des chargements alternés en parallèle avec le chargement statique initialement appliqué. Les exigences de test ont été décrites, leur conception, les conditions de mise en œuvre et les techniques de mesure spécifiques utilisées.

En fait, les spécimens et leurs tailles sont détaillés à l'échelle structurelle réelle. Le corbeau a été choisi car il s'agit d'un élément courant que l'on retrouve dans les grandes infrastructures et représente à juste titre un élément structurel important. Le prédimensionnement de cette campagne consiste à déterminer des efforts appliqués à la structure selon différentes séquences d'essais qui se succèdent.

Chacun de ces essais a pour but de quantifier le champ de déformation dans le temps, et l'installation du dispositif expérimental répond à cette exigence : les caractéristiques de la caméra et sa position, ainsi que la fibre optique installée dans le béton. Il s'agit d'un test innovant sur un élément structurel en zone D dont le suivi et la mesure s'effectuent sur la quasi-totalité de durée d'essai. Les informations enregistrées permettent un post-traitement des données numériques utilisées pour obtenir un modèle numérique de l'échantillon (avec des champs). De plus, notre compréhension du comportement structural est assurée par deux types de systèmes de mesures, complémentaires entre eux car fournissant des données en surface le premier (la corrélation d'images numériques) et dans l'épaisseur de l'éprouvette le deuxième (les mesures par fibres optiques).

Sur les trois essais, le traitement du troisième essai n'a pas été présenté dans le manuscrit. L'une des hypothèses fortes introduites par l'utilisation du champ de déformation élastique est de supposer que le champ de déformation dû à des sollicitations mécanique sont les mêmes, quel que soit leur historique de chargement. Cependant, cela n'a pas été validé lors de l'interprétation des deux essais. L'hypothèse du problème plan est justifiée par l'analyse de la déformation mesurée par les fibres optiques dans l'épaisseur du corbeau, et cette validation détermine l'interprétation des résultats de mesure. Les conclusions relatives à la

Conclusion et perspectives

validation ou non de cette hypothèse et la restriction éventuelle à un domaine de validité doivent être consolidés par un dialogue essai-calculation qui n'a pas pu être mené à bien faute de temps dans le cadre de ce travail. Par ailleurs, des techniques spécifiques de traitement d'image devraient être envisagées pour systématiser l'analyse des rosettes de déformation afin d'identifier des bielles et les comparer entre les 3 essais.

L'évolution des champs de déplacement et de déformation en surface de l'échantillon au cours de l'essai est alors mise en évidence. Les mires sont utilisées pour reconstruire un champ global à partir des champs locaux de chaque caméra. Les instants caractéristiques des deux tests ont été déterminés, essentiellement déterminés par des pertes brusques de raideur correspondant à la propagation d'une fissure ou un mouvement d'ensemble de la maquette. Les fissures de surface sont le principal indicateur pour observer l'état du matériau, mais les fibres optiques dans le volume du modèle enrichissent les informations sur l'initiation de la fissure. Tout cela nous permet de déterminer plus précisément la charge à laquelle se produit l'initiation de la fissure.

Dans la littérature on préconise de générer le treillis bielles-tirants sur la base d'un calcul élastique linéaire de la structure et sur la direction des contraintes principales qu'on en déduit. Toutefois, cette campagne expérimentale a apporté quelques éléments sur la compréhension de l'influence hors domaine élastique d'un chargement complexe :

- L'impact de l'historique de chargement et de fissuration subsiste et devrait être considéré pour le dimensionnement, hors domaine élastique et pour la méthode des bielles – tirants.
- Dans la compréhension des chargements complexes (compression biaxiale par deux chargements synchrones par rapport à une succession de deux compressions), cette recherche a apporté une base de données expérimentale importante.
- Cette campagne a apporté un développement de traitement de champs résultant de la corrélation des images par une mesure continue pendant toute la durée d'essai.
- L'usage des mires dans la reconstruction d'un champ global à partir des champs locaux de chaque caméra est également un élément innovant du procédé d'essai employé.
- Ces recherches ont permis de créer une base de données complète d'un essai pouvant déboucher sur un jumeau numérique de celui-ci afin de réaliser un dialogue essai-calculation.

Malheureusement, plusieurs limites se sont présentées au cours de cette recherche:

Conclusion et perspectives

- La comparaison entre des modèles bielles tirants se fait plus sur critères quantitatifs (critère énergétiques, critères sur les efforts dans les treillis), et ce point n'a pu être investigué faute de temps.
- Des améliorations dans les méthodes numériques peuvent encore être appliquées pour les calculs de champs avec la corrélation d'images numériques : en améliorant la robustesse des méthodes de minimisation aux moindres carrés. D'une manière plus pratique, il serait intéressant d'anticiper les zones de recouvrement des images afin d'éviter les fissurations.
- Faire des essais supplémentaires pour étudier la fibre optique dans le béton et développer des fonctions de transfert plus précises permettent d'évaluer d'autres paramètres comme l'ouverture de fissure. Faute de temps cela ne s'est pas fait.

Cette thèse est le début d'un processus de recherche qui continue d'être complété. Des orientations intéressantes peuvent être approfondies lors de recherches ultérieures comme :

- Utiliser les données comme base de validation pour développer des modèles de comportement à la compression biaxiale ;
- Enrichir la compréhension de l'historique de chargement avec le troisième essai ;
- Construire les treillis de bielles – tirants avec les critères des efforts

Bibliographie

- British Standards Institution . (2004). *EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures.*
- Abdul-Razzaq, K., & Dawood, A. (2020). Corbel strut and tie modeling – Experimental verification. *Structures*, 26, 26, 327 - 339.
- Abdul-Razzaq, K., Jalil, A., & Dawood, A. (2021). Reinforcing struts and ties in concrete continuous deep beams. *Engineering Structures*, 240, 240.
- ACI Committee. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19).*
- AFCEN. (2018). *RCC-CW Regles de Conception et Réalisation pour le Génie civil des Centrales Nucléaires REP.*
- Afnor Editions. (1990). Eurocode 0 : Bases de calcul des structures, NF EN 1990 Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures.
- Afnor Editions. (1990). *NF EN 1990 : Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures.*
- Afnor Editions. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- Afnor Editions. (2005). *NF EN 1992-1, Eurocode 2 - Calcul des structures en béton / Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*
- Afnor Editions. (2007). *NF EN 1992 : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.*
- Afnor Editions. (2012). *Essais pour béton durci - Partie 6 : détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes.*
- Afnor Editions. (2014). *Norme béton NF EN 206 / CN : Béton - Spécification, performance, production et conformité - Complément national à la norme NF EN 206.*
- Afnor Editions. (2017). *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments - Section 6 : Dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants.*
- Afnor Editions. (2017). *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments - Section 6 : Dimensionnement à l'aide de modèles bielles-tirants.*
- Afnor Editions. (2019). *Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes.*
- Afnor Editions. (2019). *NF EN 12350-2 : Essais pour béton frais - Partie 2 : essai d'affaissement.*
- Albiges, M., Coin, A., & Lebelle, P. (1983). *Résistance des matériaux appliquée* (Vol. 1). Paris: Editions Eyrolles.
- Alshegeir, A., & Ramirez, J. (1992). Computer graphics in detailing strut-tie models. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 6, 220.
- Andreassen, E., Clausen, A., Schevenels, M., Lazarov, B., & Sigmund, O. (2011). Efficient topology

Bibliographie

- optimization in MATLAB using 88 lines of code. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 43, 1-16.
- Averbuch, D. (1996). *Approche du dimensionnement des structures en béton armé par le calcul à la rupture*. Ecole des Ponts Paristech: PhD thesis.
- Bao, X., & Chen, L. (2023). Recent Progress in Distributed Fiber Optic Sensors. *Sensors*, 12, 8601 - 8639.
- Bendsøe, M. (1995). *Optimization of Structural Topology, Shape, and Material*. New-York: Springer.
- Bendsøe, M., & Sigmund, O. (2003). *Topology optimization: theory, methods and applications*. Berlin: Springer Berlin, Heidelberg.
- Caussignac, J.-M., Chabert, A., & Renaudin, F. (1999). Les fibres optiques - Un nouvel outil pour le génie civil. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 223, 93 - 104.
- CEB-FIB. (2008). *Constitutive modelling of high strength / high performance concrete*. fib bulletin 42.
- CEB-fib. (2012). *Model code*. fib bulletin 65.
- Chambard, J., Jaminion, S., Tazeroualti, M., Galerne, C., & Hild, F. (2009). *Mesure de champs de déplacements 3D par corrélation d'images – Etude métrologique et application sur structures composites*. Ecole des Mines Albi: PhD thesis.
- Chandra, J., & Teng, S. (2022). Simplified Strut-and-Tie Model for Shear Strength Prediction of Reinforced Concrete Low-Rise Walls. *ACI Structural Journal*, 119(2).
- Chen, H., Wang, L., & Zhong, J. (2019). Study on an Optimal Strut-And-Tie Model for Concrete Deep Beams. *Applied Sciences*, 9(17), 3637.
- Chen, H., Yi, W., & Hwang, H. (2018). Cracking strut-and-tie model for shear strength evaluation of reinforced concrete deep beams. *Engineering Structures*, 163, 396 - 408.
- Chu, T., Ranson, W., & Sutton, M. (1985). Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. *Experimental Mechanics*, 25, 25, 232 - 244.
- Colantonio, G. (2020). *Stéréo-corrélation d'images numériques éléments finis : de l'étalonnage à l'identification*. INSA Toulouse: PhD thesis.
- Cornille, N. (2005). *Mesure précise de formes et de déformations 3D d'objets observés au Microscope électronique à Balayage (MEB)*. INSA Toulouse: PhD thesis.
- Foltz, J. (2019). *La construction de l'EPR de Flamanville*. Paris: Rapport vie publique.
- Ghoraba, A., El-Metwally, S., & El-Zoughiby, M. (2020). The strut-and-tie model and the finite element - good design companions. *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*, 3(4), 3(244 - 275), 244-275.
- Giek, K., & Giek, R. (2013). *Formulaire technique - Technologie du bâtiment* (éd. 11e). Dunod.
- Henault, J. (2014). *Approche méthodologique pour l'évaluation des performances et de la durabilité des*

Bibliographie

- systèmes de mesure répartie de déformation : application à un câble à fibre optique noyé dans le béton.* Marne-la-vallée, Université Gustave Eiffel: PhD thesis.
- Hervé-Secourgeon, E., Voltaire, F., Gatuingt, F., Oliver-Leblond, C., Herve-Secourgeon, G., Escoffier, F., . . . Wang, F. (2019). Caractérisation expérimentale et modélisation numérique des jonctions voile-plancher dans les structures en béton armé sous séisme. *10ème Colloque National AFPS 2019*. Strasbourg.
- Hild, F., & Roux, S. (2008). CORRELIQ4: A Software for “Finite-element” Displacement Field Measurements by Digital Image Correlation. Cachan: Internal report n. 269.
- Hild, F., & Roux, S. (2012). Comparison of local and global approaches to digital image correlation. *Experimental mechanics*, 52, 1503-1519.
- Hild, F., & Roux, S. (2012). Comparison of Local and Global Approaches to Digital Image Correlation. *Experimental Mechanics*, 52, 1503–1519.
- Huber, P., & Ronchetti, E. (2009). *Robust Statistics* (éd. 2e edition). Wiley.
- Hwang, S., & Lee, H. (2002). Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model. *Journal of Structural Engineering*, 128(2), 128, 1519-1526.
- Hwang, S., Yang, Y., & Li, Y. (2021). Maximum Shear Strength of Reinforced Concrete Deep Beams. *ACI Structural Journal*, 118(6), 155-164.
- Iskef, A. E. (2016). *Technologies informatiques pour l'étude du comportement expérimental et numérique d'un assemblage poutre-poteau en béton armé*. Laboratoire de mécanique et technologie: PhD thesis.
- Jourdain, X., Molinaro, H., & Soleilhet, F. (2018). *Essais destructifs sur éprouvettes en béton et acier d'armature*. Cachan: Culture Sciences de l'ingénieur.
- Kassem, W. (2015). Shear strength of squat walls: A strut-and-tie model and closed-form design formula. *Engineering structures*, 84, 430 - 438.
- Kettelkamp, J. (2016). Serviceability Behavior of Reinforced Concrete Discontinuity Regions. *Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016 - Proceedings of the Joint Geotechnical and Structural Engineering Congress*, (pp. 2010-2022). Arizona.
- Kondalraj, & Rao, A. (2022). Efficiency of Strut-and-Tie Model for Design of Reinforced Concrete Deep Beams without Web Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 119(3), 233-247.
- Kostic, N. (2009). *Topologie des champs de contraintes pour le dimensionnement des structures en béton armé*. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne: PhD thesis.
- Kotronis, P. (2000). *Cisaillement dynamique de murs en beton arme. Modeles simplifies 2d et 3d*. Laboratoire de mécanique et technologie de Cachan: PhD thesis.
- Krir, S. (2017). *Etude et formalisation du comportement tribologique d'un contact polytetrafluoroéthylène / alliage de titane soumis à des sollicitations de fretting- reciprocating*. Ecole Doctorale

Bibliographie

- Matériaux de Lyon: PhD thesis.
- Lecoy, P. (2016). Les fibres optiques en capteurs et en instrumentation. *La revue 3EI*, 85, 85, 85.
- Lee, J., & Kang, Y. (2021). Strut-and-Tie Model without Discontinuity for Reinforced Concrete Deep Beams. *ACI Structural Journal*, 118(5), 123-134.
- Mörsch, E. (1902). *Der eisenbetonbau, seine anwendung und theorie Wayss*. K. Wittwer.
- Mata-Falcón, J., Pallarés, L., & Miguel, P. (2019). Proposal and experimental validation of simplified strut-and-tie models on dapped-end beams. *Engineering Structures*, 183, 594 - 609.
- Mazars, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Paris 6: PhD thesis.
- Mazars, J. (1989). L'effet d'échelle dans les structures en béton. *Revue française de géotechnique*, 49, 49, 15-24.
- Mendoza-Chavez, G. (2018). *Strut-and-tie models for the design of non-flexural elements: computational aided approach*. Université Paris-Est: PhD thesis.
- Mourad, L. (2021). *Optimisation topologique de la capacité portante de structures par l'analyse limite*. Marne-la-vallée, ENPC: PhD thesis.
- Muttoni, A., Schwartz, J., & Thürlmann, B. (1997). *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. Birkhäuser: Birkhäuser Basel.
- Putri, M. (2018). Reinforced Concrete Corbel's Behavior using Strut and Tie Model. *Journal of the Civil Engineering Forum*, 4(2), 4.
- Querin, O., Victoria, M., Alonso, C., Loyola, R., & Montrull, P. (2017). *Topology Design Methods for Structural Optimization*. Academic Press.
- Rabinowicz, E. (1995). *Friction and Wear of Materials*. Wiley.
- Ritter, W. (1899). Die bauweise hennebique. *Schweizerische Bauzeitung*, 33, 41-43.
- Rossat, M. (s.d.). *Résistance des matériaux et dimensionnement des structures*. ellipses.
- Rousseeuw, P. (1987). *Robust Regression and Outlier Detection*. John Wiley & Sons.
- Sadeh, I. (1996). Polynomial approximation of images. *Computers Mathematic Applications*, 32(5), 32(5), 99 -115.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. PCI Journal.
- Sigmund, O. (2001). A 99 line topology optimization code written in Matlab. *Structural and Multidisciplinary Optimization* , 120-127.
- Soller, B., Gifford, D., Wolfe, M., & Froggatt, M. (2005). High resolution optical frequency domain reflectometry for characterization of components and assemblies. *Optic Express*, 13, 666-674.

Bibliographie

- To, N., Ingham, J., & Sritharan, S. (2001). Monotonic nonlinear analysis of reinforced concrete knee joint using strut and tie computer models. *Bulletin of the New Zealand society for Earthquake Engineering*, 32(3), 169–190.
- Van de Ven, E., Hooijkamp, E., Langelaar, M., & Van Keulen, A. (2015). Topology Optimization of a Transient Thermo-Mechanical Problem using Material Penalization. *11th World Congress of Structural and Multidisciplinary Optimization (WCSMO-11): Advances in Structural and Multidisciplinary Optimization*.
- Vaquero, S., & Bertero, R. (2020). Automatic Generation of Proper Strut-and-Tie Model. *ACI Structural Journal*, 117(6), 81.
- Wolf, E. (1970). Fatigue crack closure under cyclic tension. *Engineering Fracture Mechanics*, 2(1), 2, 37 - 45.
- Yan, D.-M., Wang, W., Lévy, B., & Liu, Y. (2013). Efficient computation of clipped Voronoi diagram for mesh generation. *Computer-Aided Design*, 45(4), 843-852.
- Yun, Y. (2000). Nonlinear strut-tie model approach for structural concrete. *ACI Structural Journal*, 97(4), 4, 581-590.
- Zhou, L., & Wan, S. (2022). Full-range nonlinear analysis of post-tensioned anchorage zones based on modified strut-and-tie model. *Structures*, 35, 565 - 576.
- Zhou, M., Zhong, J., Wang, L., & Chen, H. (2021). Application of Evaluation System for Strut-and-Tie Models of Reinforced Concrete Structures. *ACI Structural Journal*, 118(1), 17-30.

Annexes

1. Caractérisation du matériau
 2. Critères de dimensionnement
 3. Annexes sur les calculs par corrélation d'images
 4. Résultats sur les fibres optique
 5. Essai 3 : Chargements alternés en vérin 2 - Courbe globale
-

1. CARACTERISATION DU MATERIAU ET CALCUL DES ARMATURES D'ANCRAGE

1.1 ESSAIS DE COMPRESSION

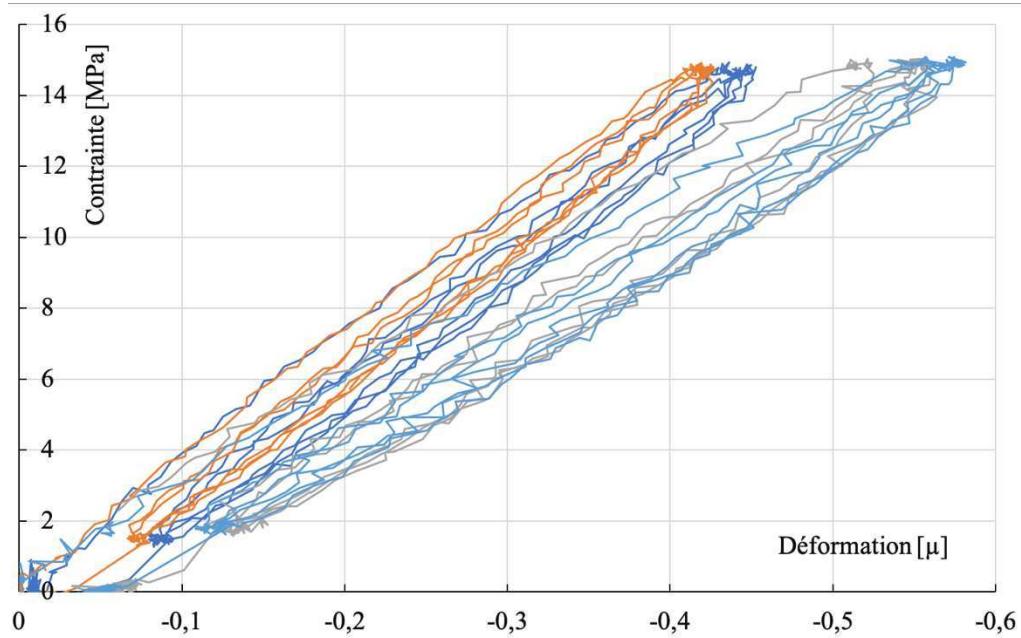


Figure 110. Courbes Contraintes - déformations du béton pour l'essai 1 (5 échantillons pour le module d'Young)

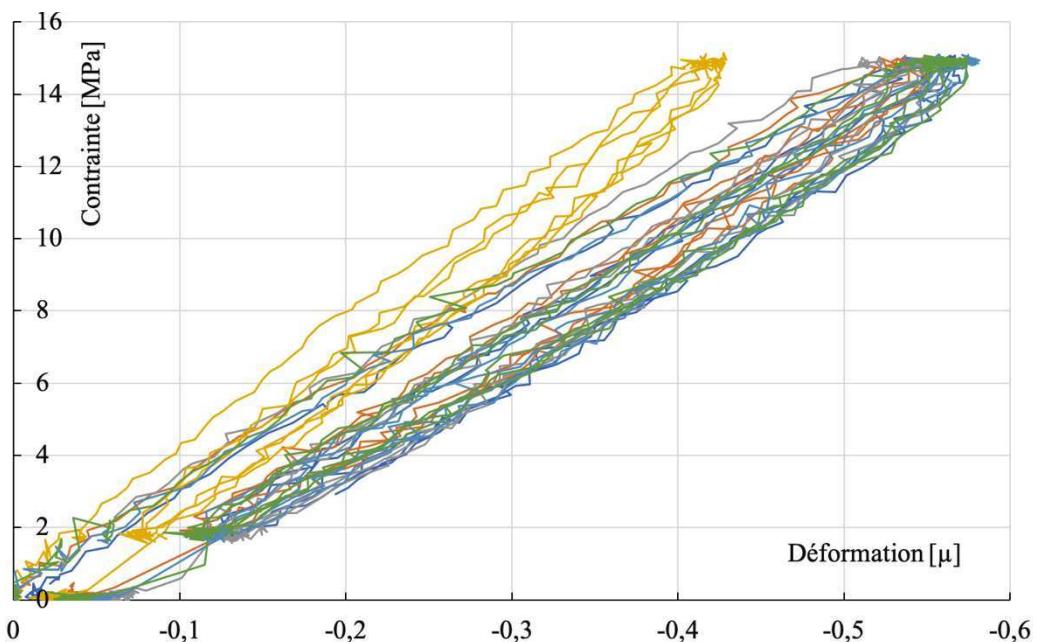


Figure 111. Contraintes - déformations du béton pour l'essai 2 (5 échantillons pour le

Annexes

module d'Young)

s représente les sections des éprouvettes cylindriques. F est la force de rupture en compression. fc est la résistance en compression et E est le module d'Young.

Tableau 7. Résumé des valeurs caractéristiques des essais de caractérisation

Epr 1	s =	201,06	cm2
	F=	682,78	KN
	fc =	33,96	Mpa
	E =	35 621,28	Mpa
Epr 2	s =	201,06	cm2
	F=	747,25	KN
	fc =	37,17	Mpa
	E =	36 708,93	Mpa
Epr 3	s =	201,06	cm2
	F=	731,09	KN
	fc =	36,36	Mpa
	E =	36 442,39	Mpa
Epr 4	s =	201,06	cm2
	F=	720,04	KN
	fc =	35,31	Mpa
	E =	36 089,18	Mpa
Epr 5	s =	201,06	cm2
	F=	692,78	KN
	fc =	33,96	Mpa
	E =	35 621,28	Mpa
Epr 6	s =	201,06	cm2
Epr 1	s =	201,06	cm2
	F=	694,99	KN
	fc =	35,16	Mpa
	E =	36 910,28	Mpa
Epr 2	s =	201,06	cm2
	F=	731,09	KN
	fc =	36,36	Mpa
	E =	36 442,39	Mpa
Epr 3	s =	201,06	cm2
	F=	710,04	KN
	fc =	35,31	Mpa
	E =	36 089,18	Mpa
Epr 4	s =	201,06	cm2
	F=	676,89	KN
	fc =	33,67	Mpa
	E =	35 518,58	Mpa
Epr 5	s =	201,06	cm2
	F=	747,25	KN
	fc =	37,17	Mpa
	E =	36 708,93	Mpa
Epr 6	s =	201,06	cm2

Annexes

	F=	710,04	KN		F=	648,02	KN
	fc =	37,31	Mpa		fc =	32,23	Mpa
	E =	37 089,18	Mpa		E =	35 006,23	Mpa
Epr 7	s =	201,06	cm ²	Epr 7	s =	201,06	cm ²
	F=	743,16	KN		F=	743,16	KN
	fc =	36,96	Mpa		fc =	36,96	Mpa
	E =	36 641,79	Mpa		E =	36 641,79	Mpa
Epr 8	s =	201,06	cm ²	Epr 8	s =	201,06	cm ²
	F=	648,02	KN		F=	737,22	KN
	fc =	32,23	Mpa		fc =	36,67	Mpa
	E =	35 006,23	Mpa		E =	36 543,84	Mpa
Epr 9	s =	201,06	cm ²	Epr 9	s =	201,06	cm ²
	F=	682,78	KN		F=	730,00	KN
	fc =	33,96	Mpa		fc =	36,31	Mpa
	E =	35 621,28	Mpa		E =	36 424,23	Mpa
	fc =	35,25	Mpa		fc =	35,40	Mpa
	E =	36 093,50	Mpa		E =	36 110,72	Mpa

1.2 ESSAIS DE FENDAGE

h est la hauteur des éprouvettes. fi est le rayon au niveau de la section du cylindre. F est la force de rupture au fendage. ft est la résistance en traction

Tableau 8. Récapitulatif des valeurs des résistances en traction

Epr 1	h =	32	cm	Epr 1	h =	32	cm
	fi =	15,47	cm		fi =	15,4	cm

	F =	241	KN		F =	260	KN
	ft =	3,10	Mpa		ft =	3,36	Mpa
Epr 2	h =	32,1	cm	Epr 2	h =	32,1	cm
	f _i =	15,4	cm		f _i =	15,43	cm
	F =	257	KN		F =	250	KN
	ft =	3,31	Mpa		ft =	3,21	Mpa
Epr 3	h =	32	cm	Epr 3	h =	32	cm
	f _i =	15,4	cm		f _i =	15,45	cm
	F =	219	KN		F =	238	KN
	ft =	2,83	Mpa		ft =	3,06	Mpa
	ft =	3,08	Mpa		ft =	3,21	Mpa

2. CRITERES DE DIMENSIONNEMENT

Les critères de dimensionnement sont utilisés dans la conception des essais expérimentaux. Ces critères servent notamment à calculer les charges des vérins nécessaires pour arriver à la fissuration de la maquette. Pour cela, deux critères ont été utilisés. Le premier est celui de Mazars qui définit la déformation équivalente comme critère à partir de laquelle la déformation limite avec une sollicitation de traction est atteinte. Il sert lors de la conception du premier essai pour le chargement correspondant à la première fissuration. Le deuxième critère s'agit du critère d'Ottosen utilisé dans la compression biaxiale pour déterminer les contraintes limites avec les chargements bi-axiaux. Il est utilisé pour concevoir les besoins en capacité de vérins de l'essai avec les chargements concomitants.

2.1 CRITERE DE MAZARS (MAZARS, 1984)

Pour déterminer le niveau de chargement de notre éprouvette pour le cas d'un chargement à une direction, nous voulons mettre en évidence un comportement en dehors de l'élasticité pour le béton. Un des critères utilisé est celui établi par Mazars dans la formulation avec les déformations. Il s'agit du critère de déformation équivalente au sens de Mazars. Son avantage est qu'il est défini par les déformations en extension de la structure. Le béton étant fragile à la traction et étant donné que la fissuration est liée au comportement du béton à la

Annexes

traction, le critère correspond à un non-dépassemement du seuil de déformation à la traction.

La déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ est définie grâce aux déformations principales.

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (\langle \varepsilon_i^e \rangle^+)^2} \quad 62$$

$\tilde{\varepsilon}$ est fonction des déformations principales positives $\langle \varepsilon_i^e \rangle^+$.

Le seuil de déformation en traction uniaxiale s'écrit :

$$\varepsilon_{seuil} = f_{ctk}/E_b \quad 63$$

Comme la relation entre l'intensité de l'effort de chargement et ce critère étant non linéaire, un calcul avec la mise à jour de la déformation équivalente permet de déterminer l'effort à partir duquel on sort du comportement élastique du béton.

2.2 CRITERE D'OTTOSEN (CEB-FIB, 2012)

Ce critère nous est utile dans le cas de bi-axialité des efforts de chargement. Du moment que le critère de Mazars peut être considéré moins adapté dans ces conditions, on utilisera ce critère d'Ottosen. Il est employé pour définir un duo de chargements avec lequel on identifie le démarrage de la première fissure.

Ce critère est défini par la surface de charge suivante :

$$F(J_2, I_1, J_3) = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 = 0 \quad 64$$

F est en fonction des invariants du tenseur de contrainte J_2 , I_1 et J_3 ainsi que des paramètres matériau α , β , f_{cm} . Quand la valeur de la fonction est supérieure à 0, le critère n'est plus satisfait.

Les paramètres matériaux sont définis en fonction des résistances moyennes en traction uniaxiale, compression uniaxiale, compression biaxiale et triaxiale. Les détails de ces paramètres sont décrits dans ce qui suit :

- $k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}}$, avec f_{cm} la résistance moyenne à la compression, et f_{ctm} la résistance moyenne à la traction ;
- $f_{2c} = \frac{f_{c2cm}}{f_{cm}}$;
- $y = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}}$, et $x = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}}$,

Annexes

- $h = -\frac{\sqrt{2}x+y}{\frac{y}{\sqrt{2}}-1/3}$
- $\beta = \frac{\sqrt{2}-\frac{3y}{kf_2c}}{h-\frac{9y}{f_2c-k}}$ et $\alpha = \frac{h\beta-\sqrt{2}}{y}$

Le calcul de λ prend en compte l'angle de Lode, fonction de J_3 .

$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(c_2 \cos 3\theta) \right]$ avec $\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}$ et les coefficients c_1 et c_2 aussi en fonction de l'angle de Lode par le biais des deux paramètres λ_c et λ_t :

- $\lambda_c = \left(1 - \frac{h}{3.y} \right) \cdot \sqrt{3}\beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}.y}$
- $\lambda_t = \left(2\sqrt{3} - \frac{f_{2c}h}{\sqrt{3}y} \right) \cdot \beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2}f_{2c}}{\sqrt{3}y}$

Les coefficients c_1 et c_2 sont alors définis par :

- $c_1 = [2 \cos \theta - 1] \cdot \lambda_t + 4[1 - \cos \theta] \cdot \lambda_c$ et $c_2 = 1$ pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$
- $c_2 = \cos \left\{ 3 \arctan \left[\frac{(2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1)}{\sqrt{3}} \right] \right\}$ et $c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(c_2))}$ pour $\frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$

La surface de charge représentée dans le repère (J_2, I_1, θ) est montrée en Figure 112.

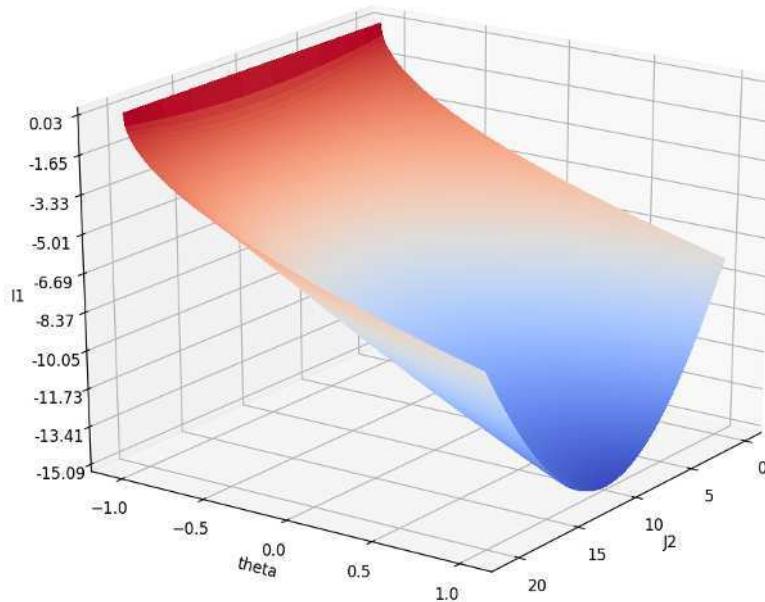


Figure 112. Surface de charge du critère d'Ottosen

Il est intéressant de calculer la valeur de contrainte qui fait sortir du domaine élastique dans certains cas particuliers, en posant $F(J_2, I_1, J_3)=0$ et en écrivant les invariants dans ces cas spécifiques.

Annexes

Dans un état de contrainte uniaxiale, donc avec σ_2 et σ_3 nuls, on peut déterminer la fonction de charge en fonction de σ_1 . L'angle de Lode ici est différent que l'on soit en traction ou en compression. Il est défini par $\cos 3\theta = 1$ et $\theta = 0$ en traction et par $\cos 3\theta = -1$ et $\theta = \frac{\pi}{3}$ en compression. Cette différence d'angle joue sur le paramètre λ de la fonction de charge.

On est conduit alors à résoudre l'équation $F(\sigma_1) = \alpha \frac{\sigma_1^2}{3f_{cm}^2} + \sigma_1 \left[\frac{\lambda}{\sqrt{3}f_{cm}} + \frac{\beta}{f_{cm}} \right] - 1 \leq 0$.

En calculant les racines, on peut dégager la valeur de σ_1 . Comme on est en traction, on prend sa racine positive qui a comme expression :

$$\sigma_1 = f_{cm} \left[\frac{3}{2\alpha} \left(-\left(\frac{\lambda}{\sqrt{3}} + \beta \right) + \left[\left(\frac{\lambda}{\sqrt{3}} + \beta \right)^2 + \frac{4\alpha}{3} \right]^{1/2} \right) \right] \quad 65$$

Avec nos paramètres numériques, on trouve qu'au-delà de 4.27 MPa comme valeur de σ_1 , on sort de la zone élastique. A titre de comparaison, la valeur de la résistance moyenne de traction du béton vaut autour de 3 MPa .

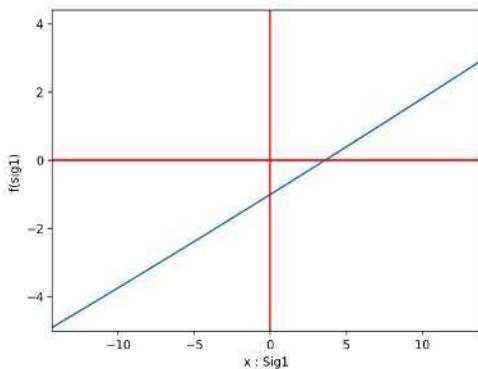


Figure 113. fonction de charge $F(\sigma_1)$ en fonction de la contrainte appliquée σ_1 en traction uniaxiale (zoom à droite autour de la racine de traction).

Pour le cas de bi-compression donc, σ_3 est nul et que l'on suppose $\sigma_1 = \sigma_2 < 0$. La surface de charge devient alors : $F(\sigma_1) = \alpha \frac{\sigma_1^2}{3f_{cm}^2} + \sigma_1 \left[\frac{\lambda}{\sqrt{3}f_{cm}} - \frac{2\beta}{f_{cm}} \right] - 1 \leq 0$ avec l'angle de Lode $\theta = \frac{\pi}{3}$.

Pour notre cas, elle atteint $\sigma_1 = \sigma_2 = 280 \text{ Mpa}$. En bi-traction, on trouve $\sigma_1 = \sigma_2 = 2.96 \text{ Mpa}$.

Pour le cas de la bi axialité en compression donc on dépasse la zone d'élasticité au-delà de cette valeur de σ_1 et σ_2 .

On peut également traiter le cas de deux contraintes principales $\sigma_1 \neq \sigma_2, \sigma_3 = 0$. L'exercice est alors de tracer la dépendance entre σ_1 et σ_2 . En réécrivant la surface de charge d'Ottosen, on obtient une fonction à deux variables avec laquelle on peut tracer la surface :

Annexes

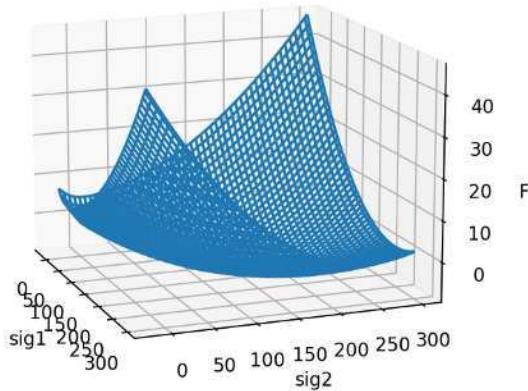


Figure 114. Surface de charge en fonction de σ_1 et σ_2 , [valeur absolue]

En traçant le contour de cette surface, on peut déterminer la dépendance entre les deux contraintes.

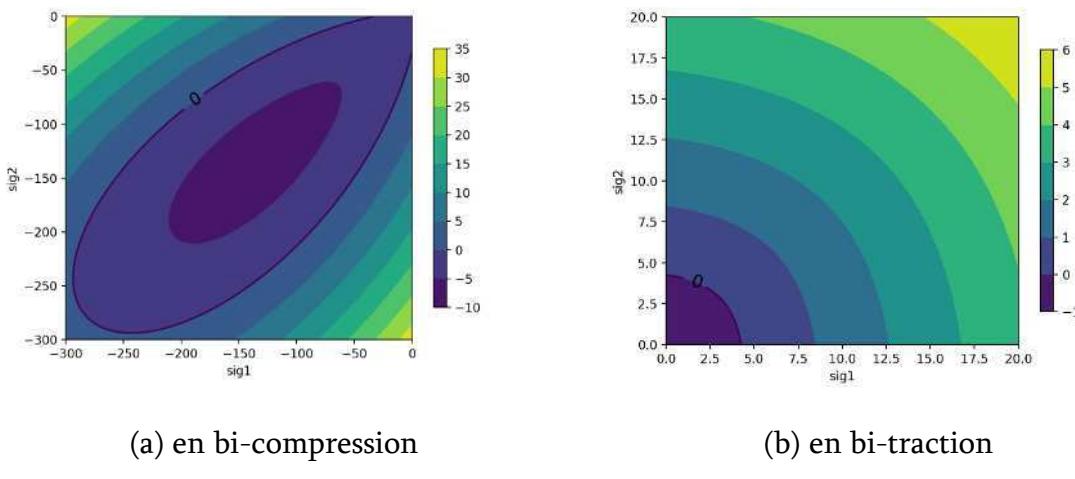


Figure 115. Surface de charge en fonction de σ_1 et σ_2

On peut tracer la valeur de la fonction en fonction des contraintes calculées et on obtient une carte de plastification : les zones avec lesquelles on dépasse le critère sont en rouge.

Concernant notre dimensionnement de vérins, le niveau de chargement pour un cas de compression biaxiale correspondant à une ouverture de fissure est de 90 KN.

3. ANNEXES SUR LES CALCULS PAR CORRELATION D'IMAGES

3.1 ESSAI 1 : CHARGEMENTS SIMPLES SUCCESSIFS

3.1.1 Écart-type des erreurs d'interpolation mire et éprouvette

Les courbes présentées ci-après représentent l'écart type de l'erreur sur le déplacement en

Annexes

pixel, de la zone de l'éprouvette et la zone de la mire vue par la caméra correspondante.

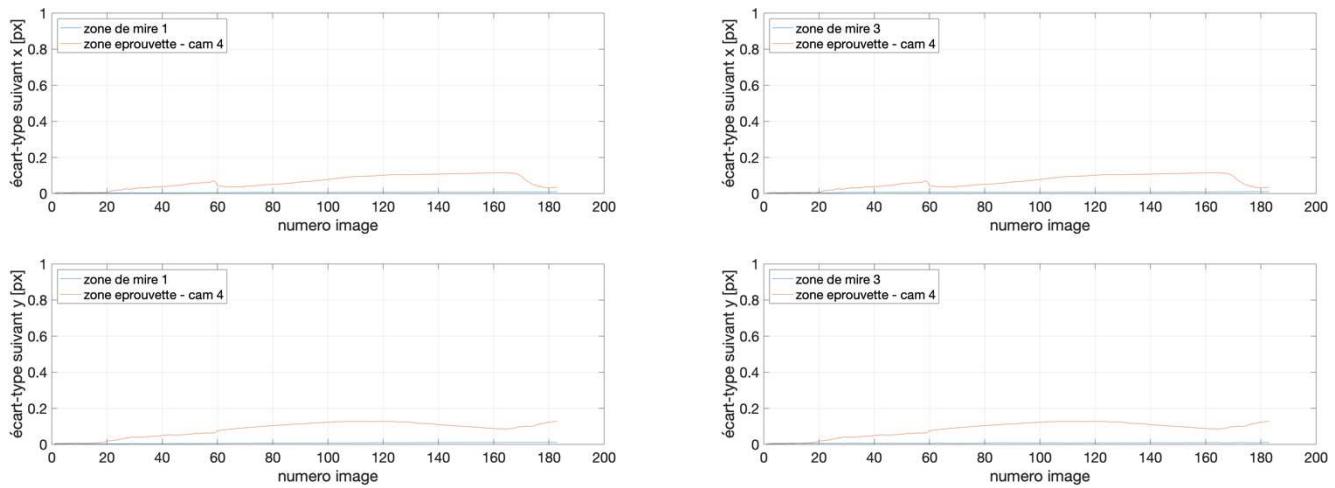


Figure 116. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 4 par rapport aux mires (1 et 3)

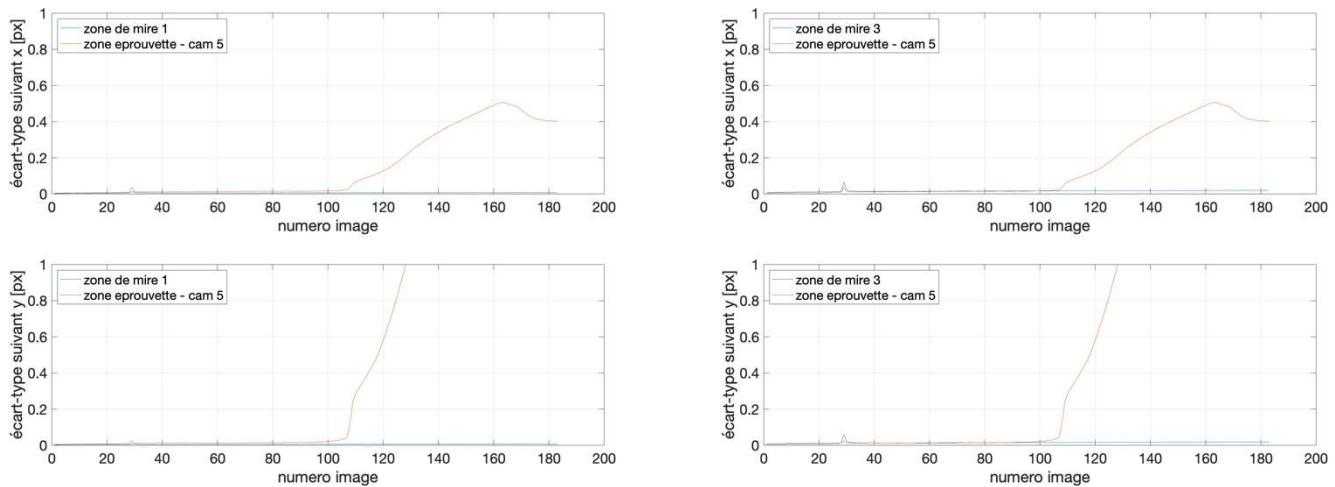


Figure 117. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 5 par rapport aux mires (1 et 3)

Annexes

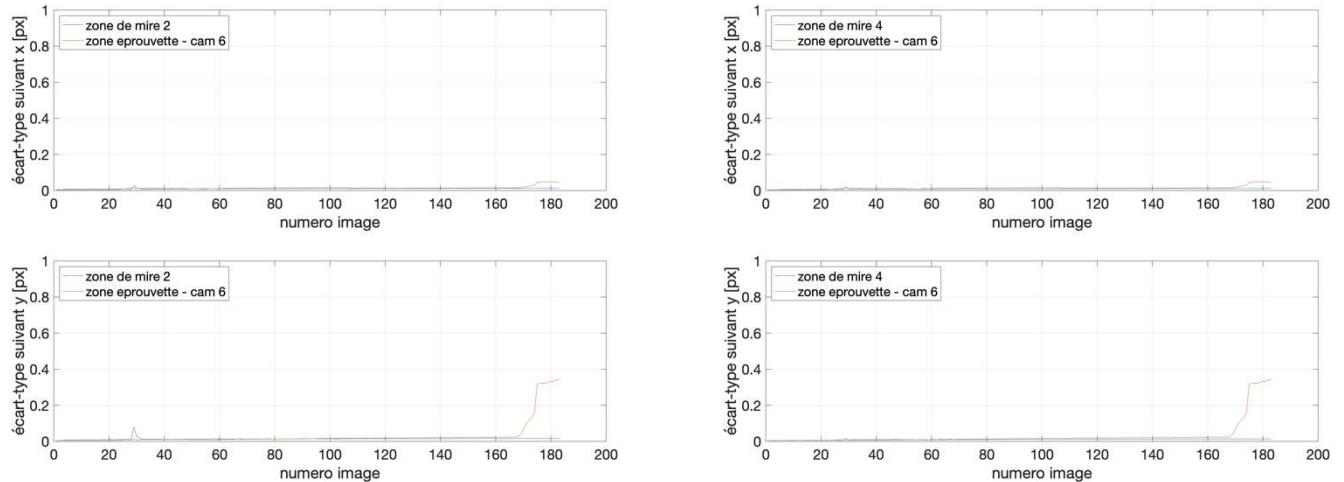


Figure 118. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 6 par rapport aux mires (2 et 4)

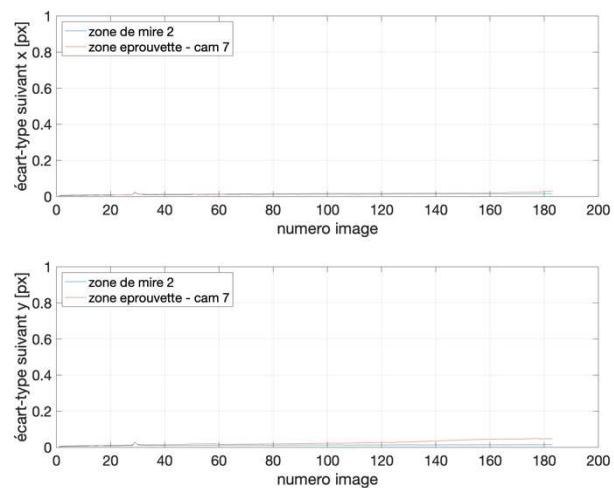


Figure 119. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 7 par rapport à la mire 2

Annexes

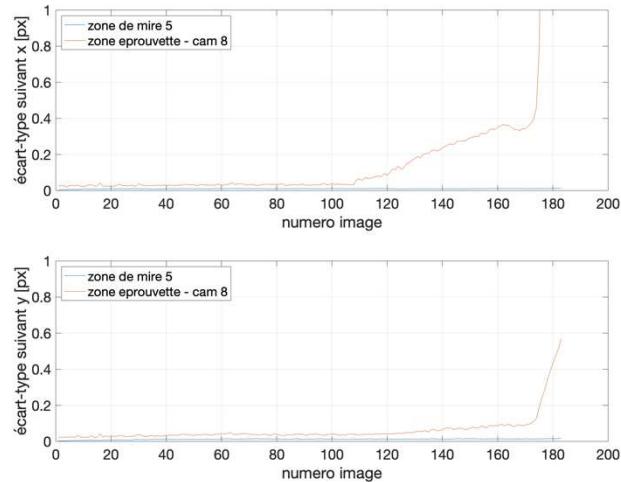


Figure 120. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 8 par rapport à la mire 5

Annexes

3.1.2 Déplacements

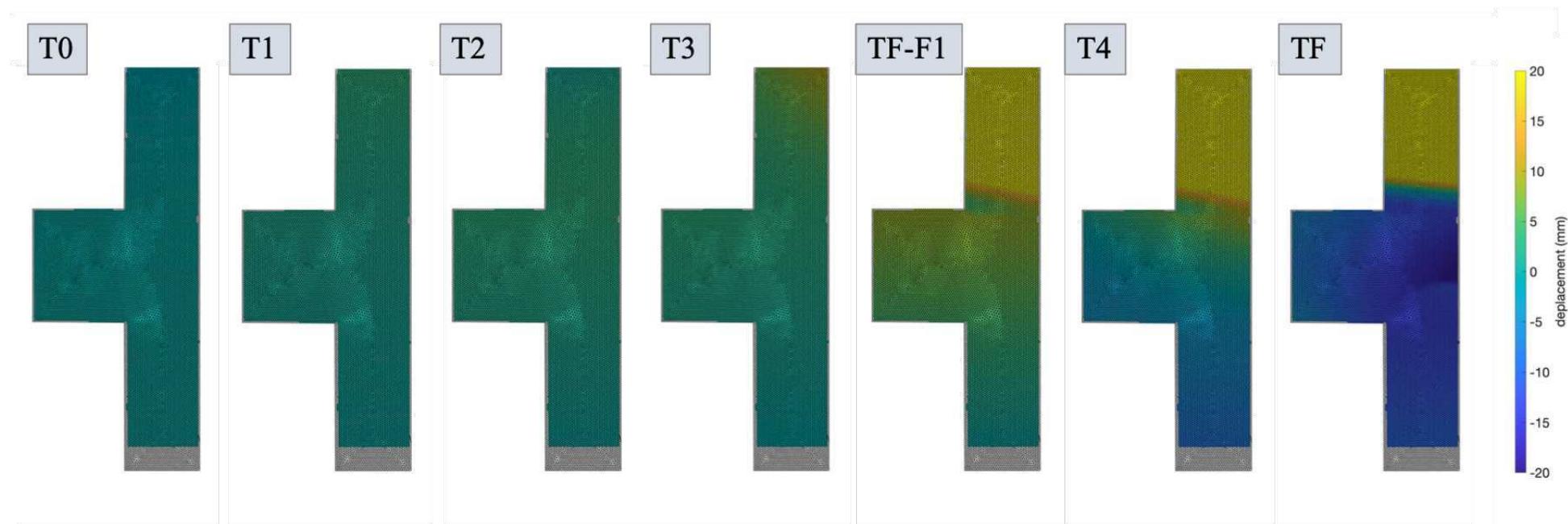


Figure 121. Essai 1 : Évolution des déplacements DX sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

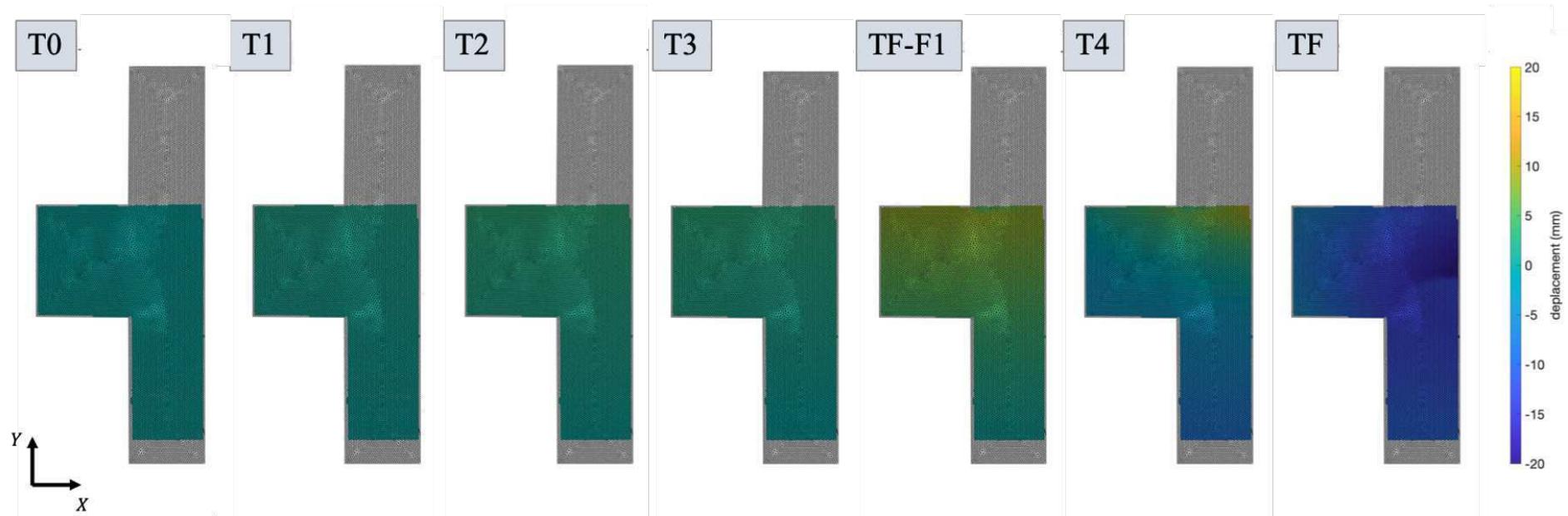


Figure 122. Essai 1 : Évolution des déplacements DX

Annexes

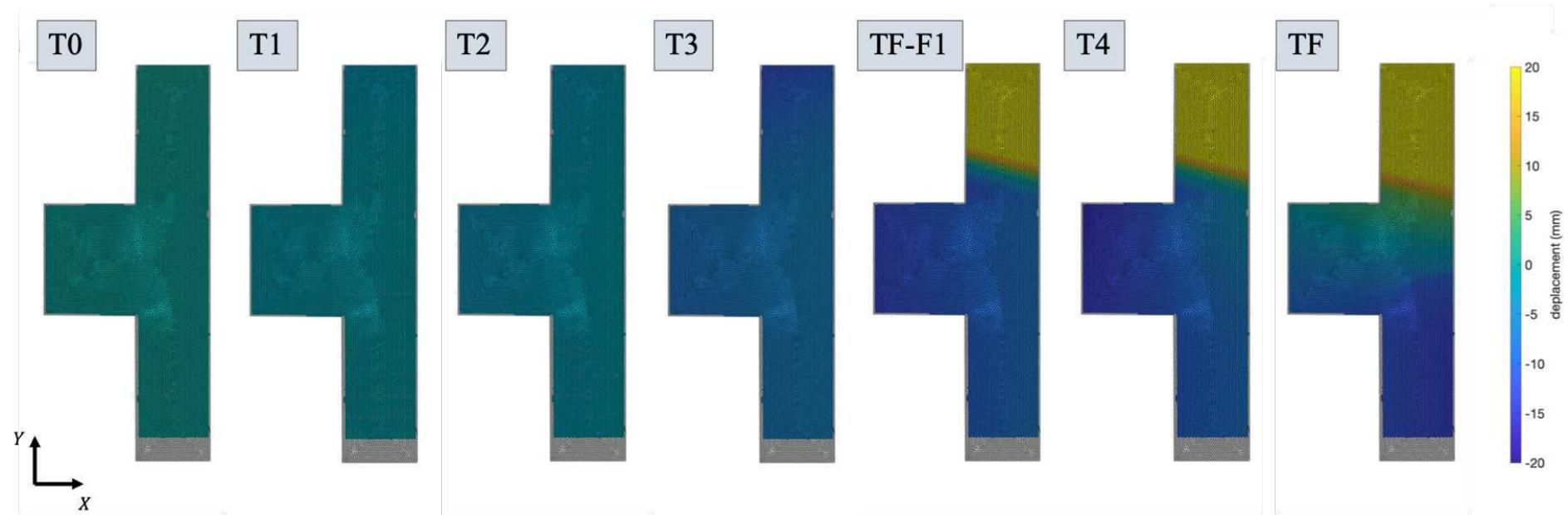


Figure 123. Essai 1 : Évolution des déplacements DY sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

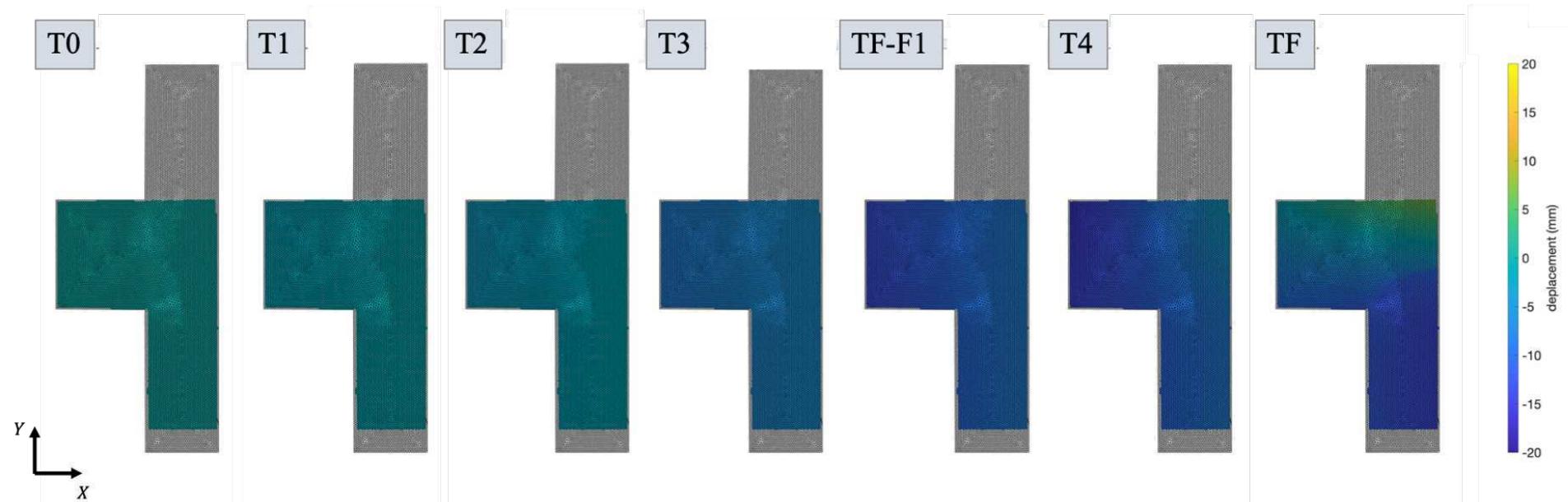


Figure 124. Essai 1 : Évolution des déplacements DY

3.1.3 Déformations

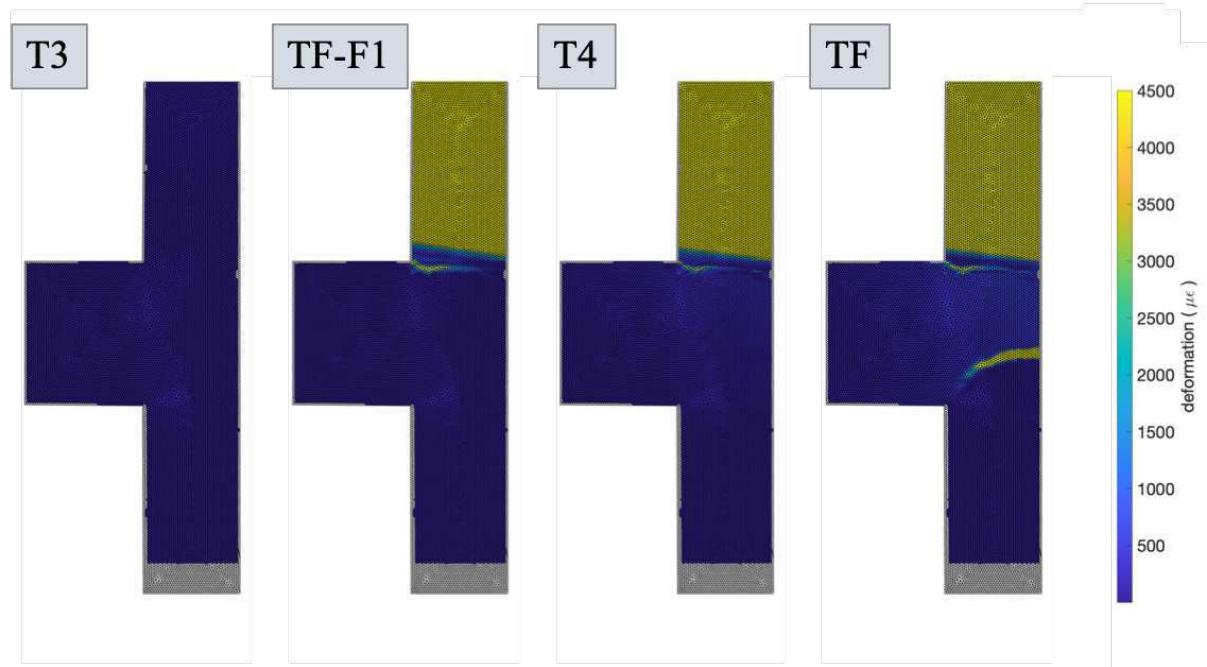


Figure 125. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xx} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5)

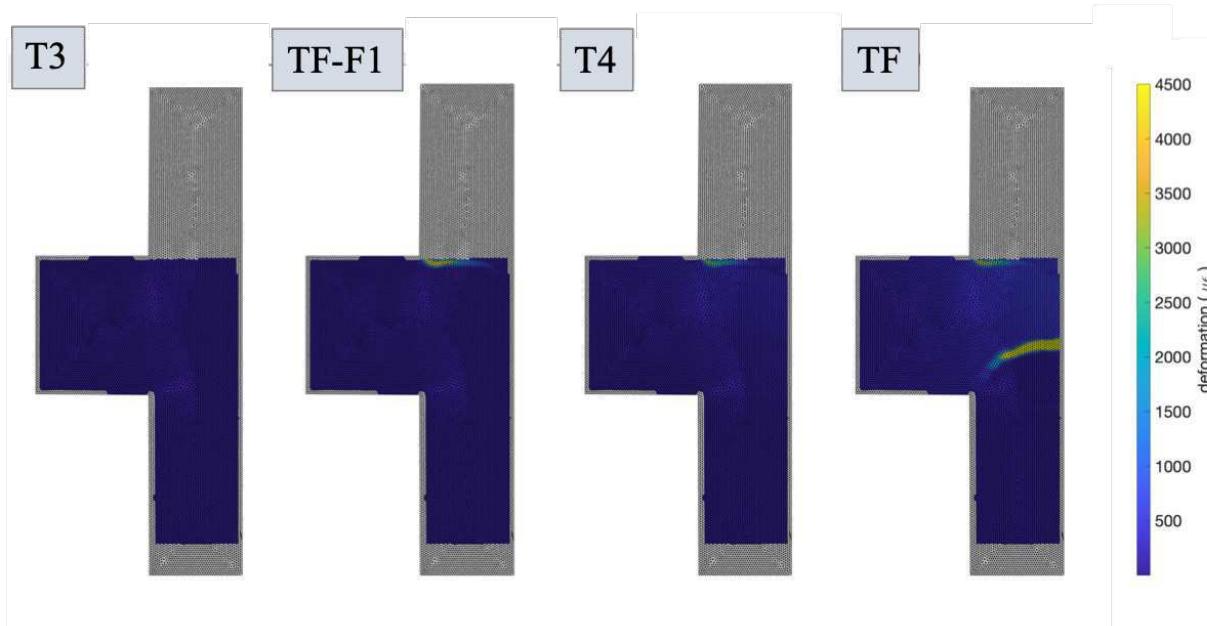


Figure 126. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xx}

Annexes

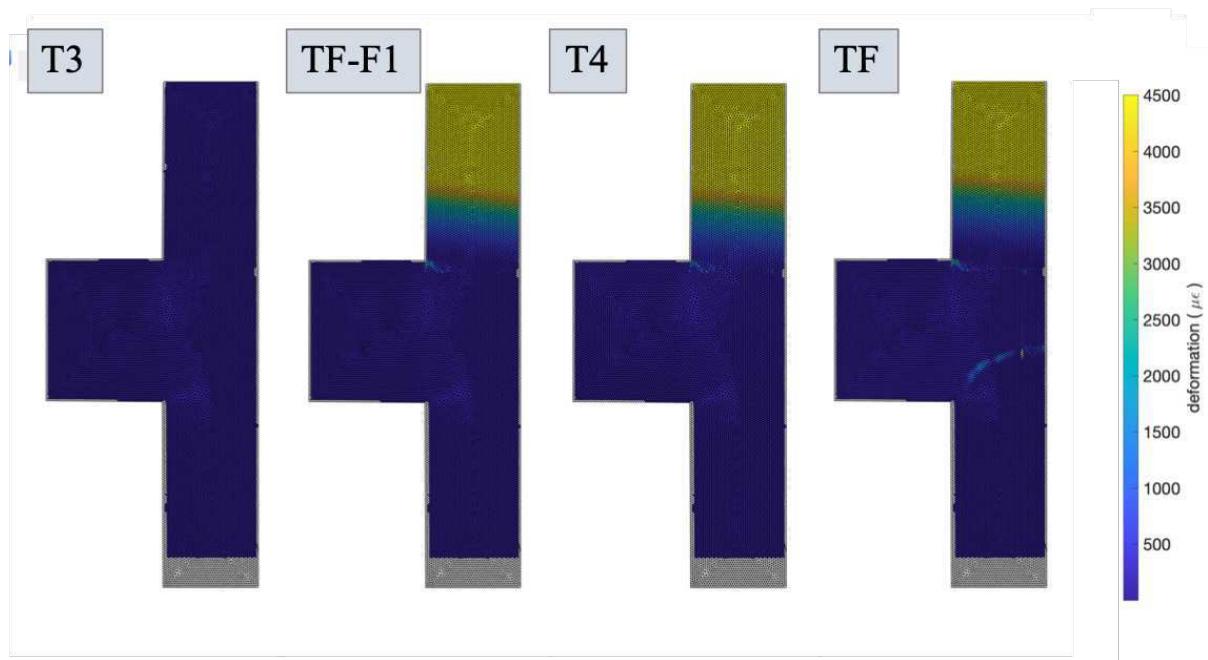


Figure 127. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ϵ_{yy} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5)

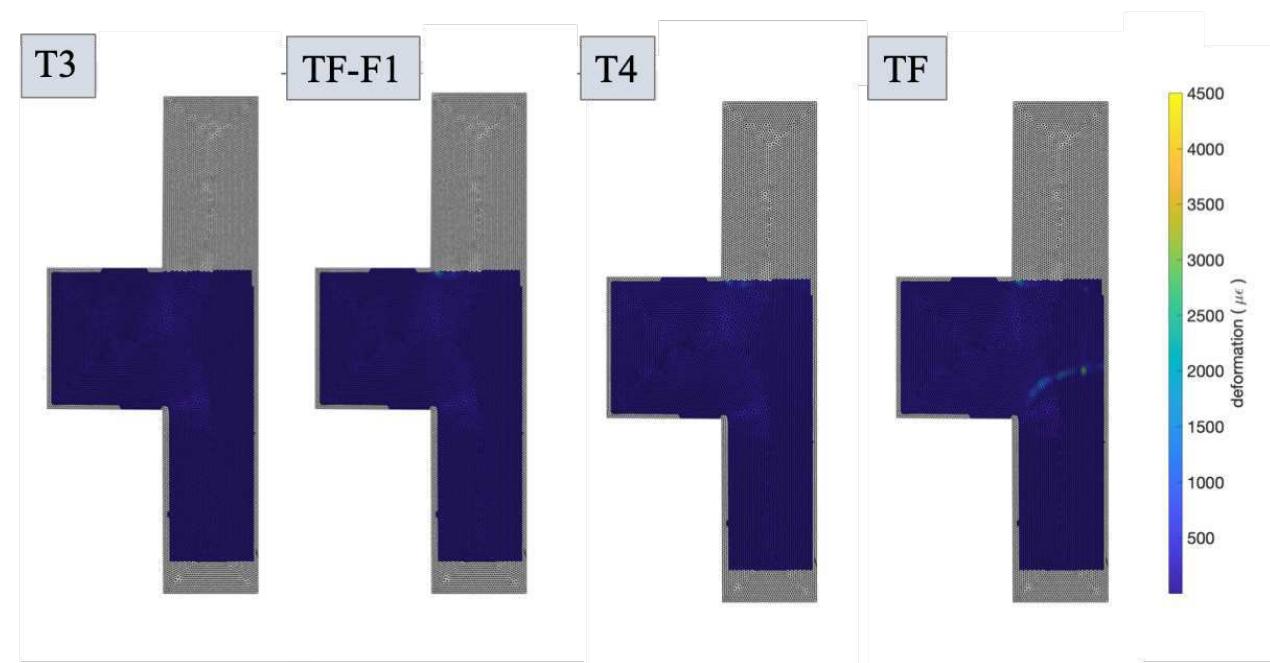


Figure 128. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ϵ_{yy}

Annexes

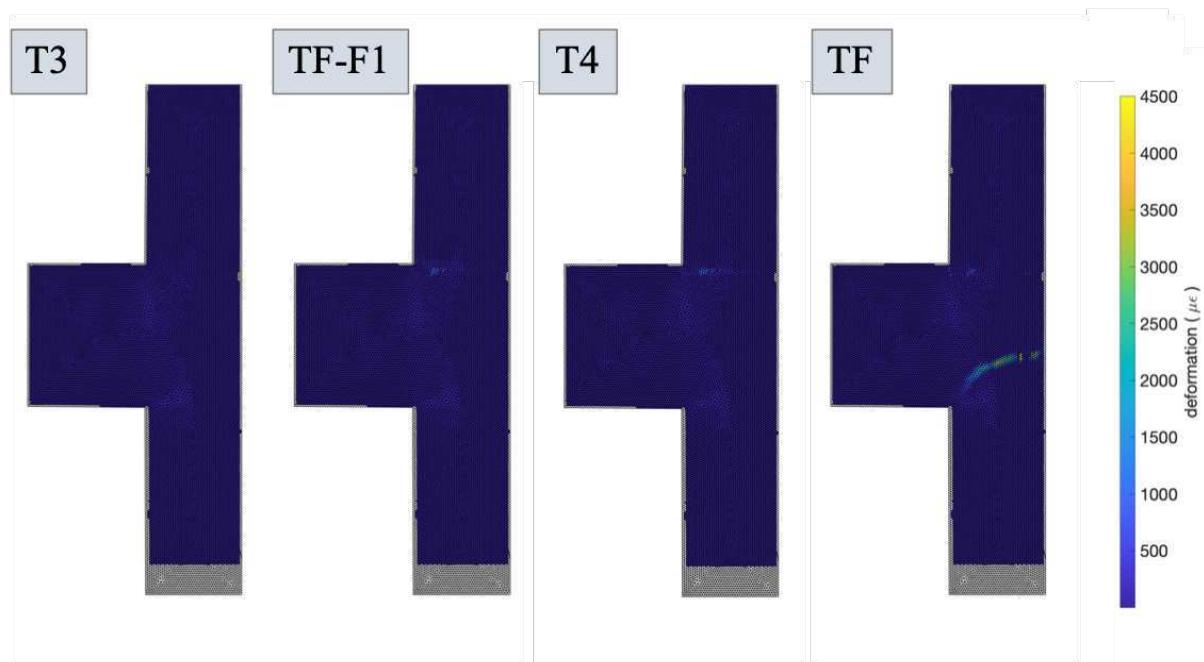


Figure 129. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xy} sur tout le maillage (incorrect pour les caméras 4 et 5)

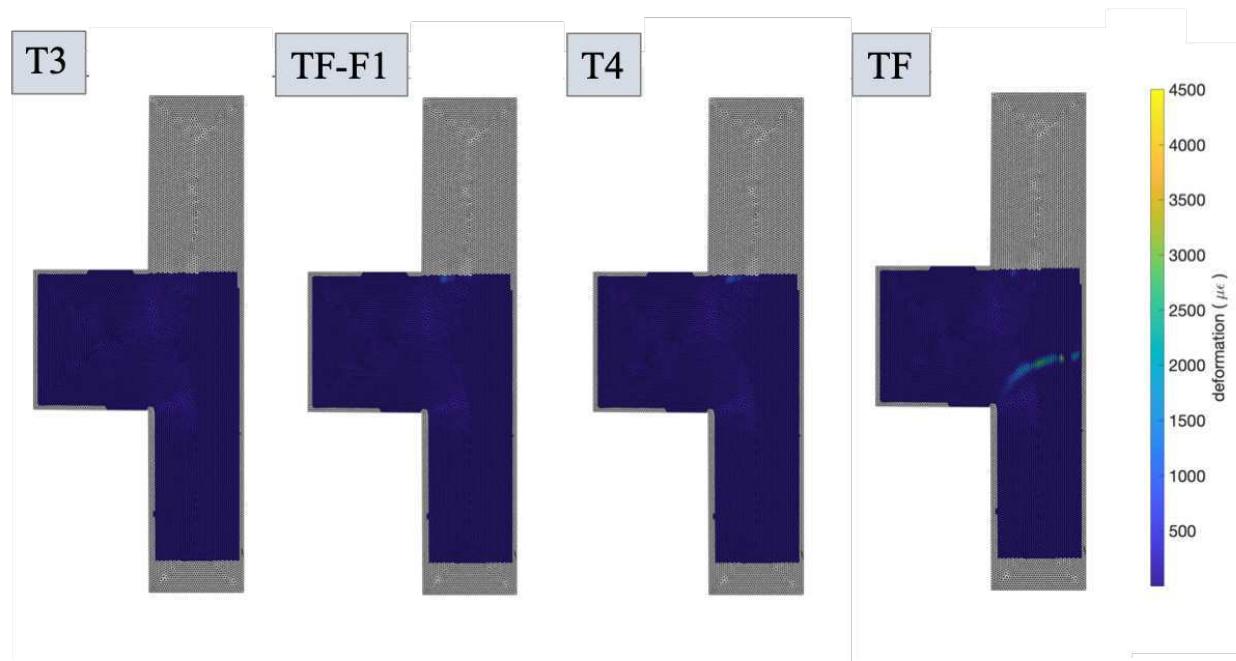


Figure 130. Essai 1 : Évolution du champ de déformations ε_{xy}

3.1.4 Direction principale de compression

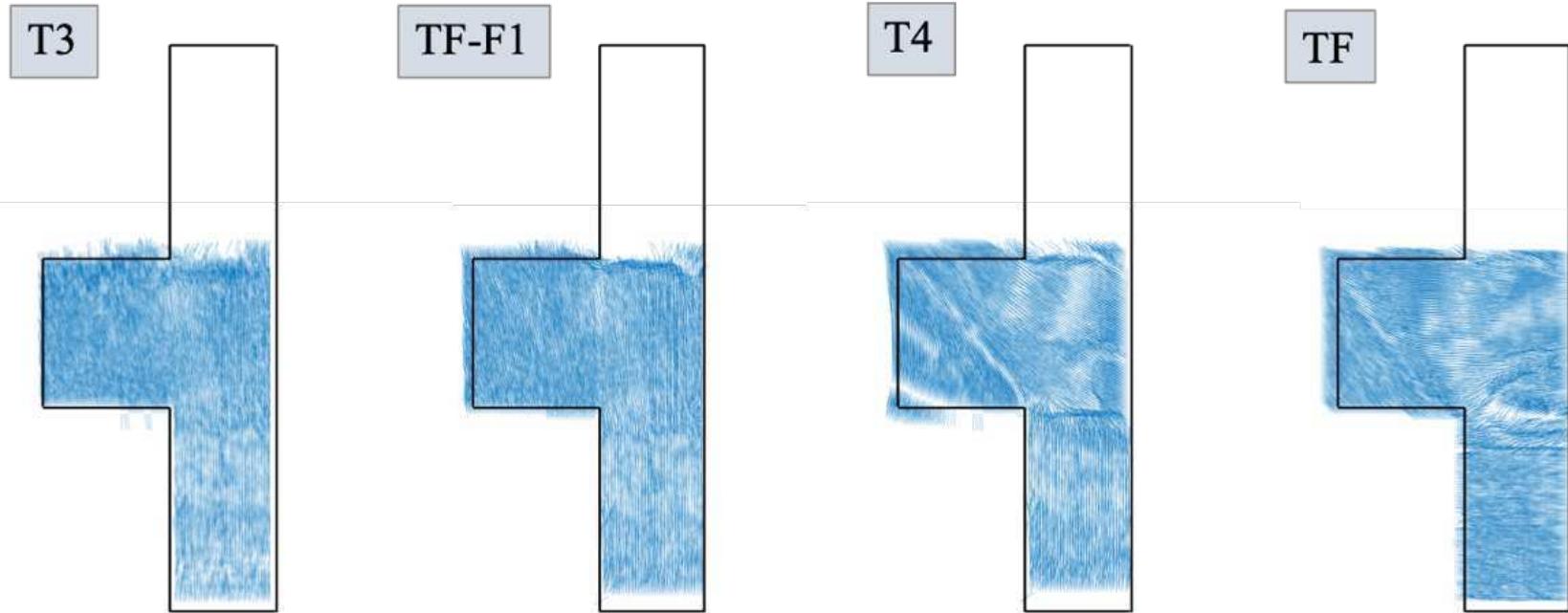


Figure 131. Essai 1 : Directions principales correspondantes à la compression

Annexes

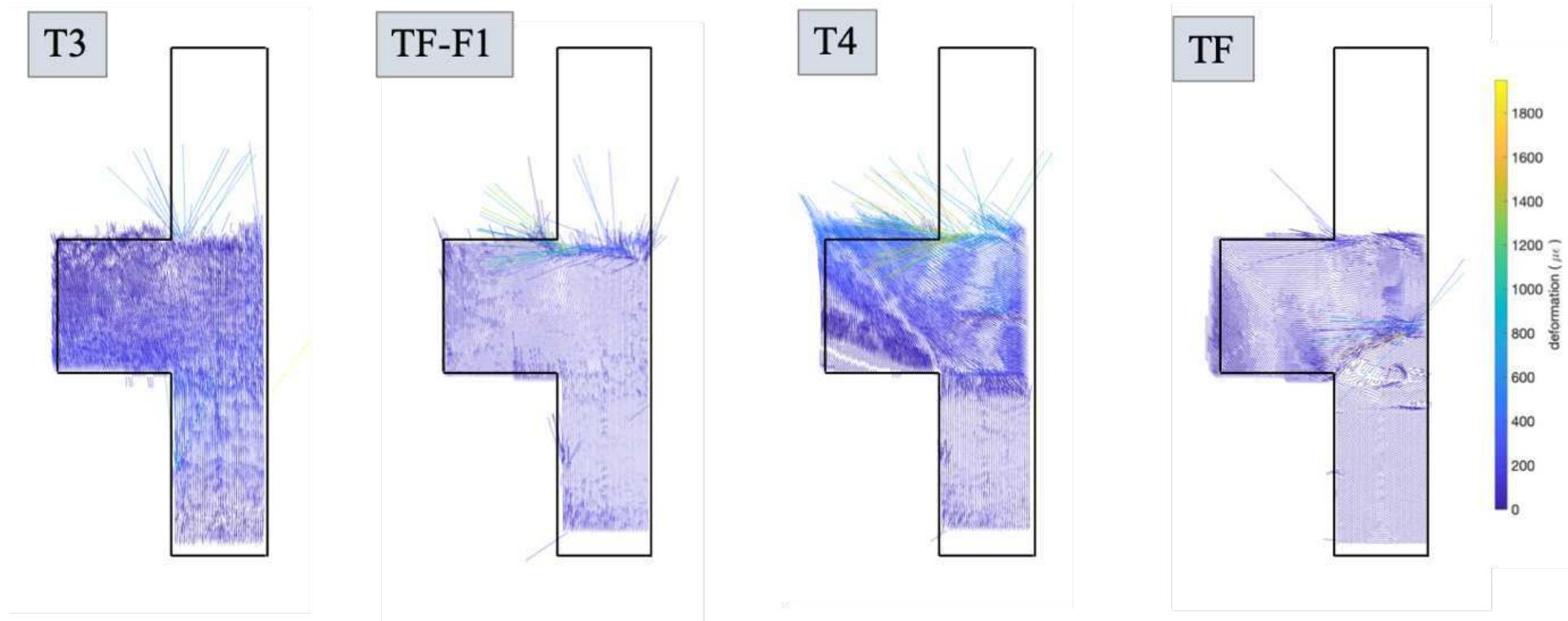


Figure 132. Essai 1 : Directions principales avec les amplitudes des déformations

Annexes

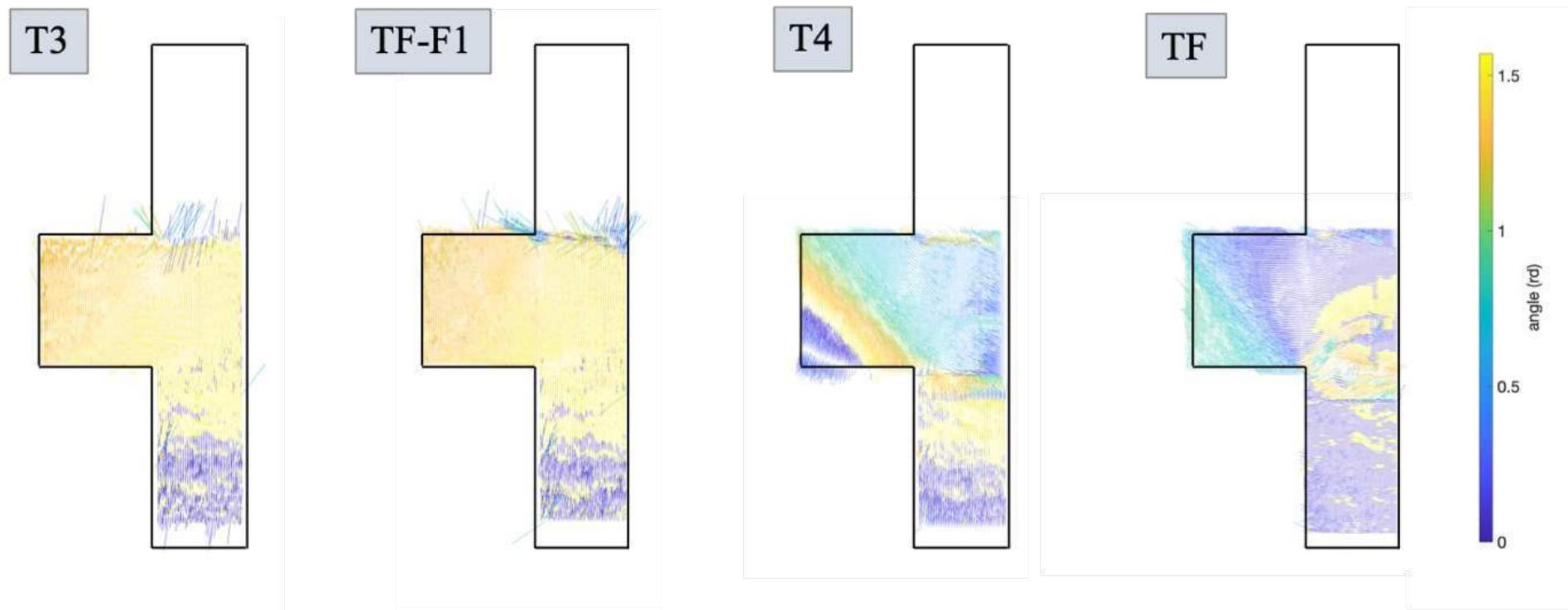


Figure 133. Essai 1 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression

Annexes

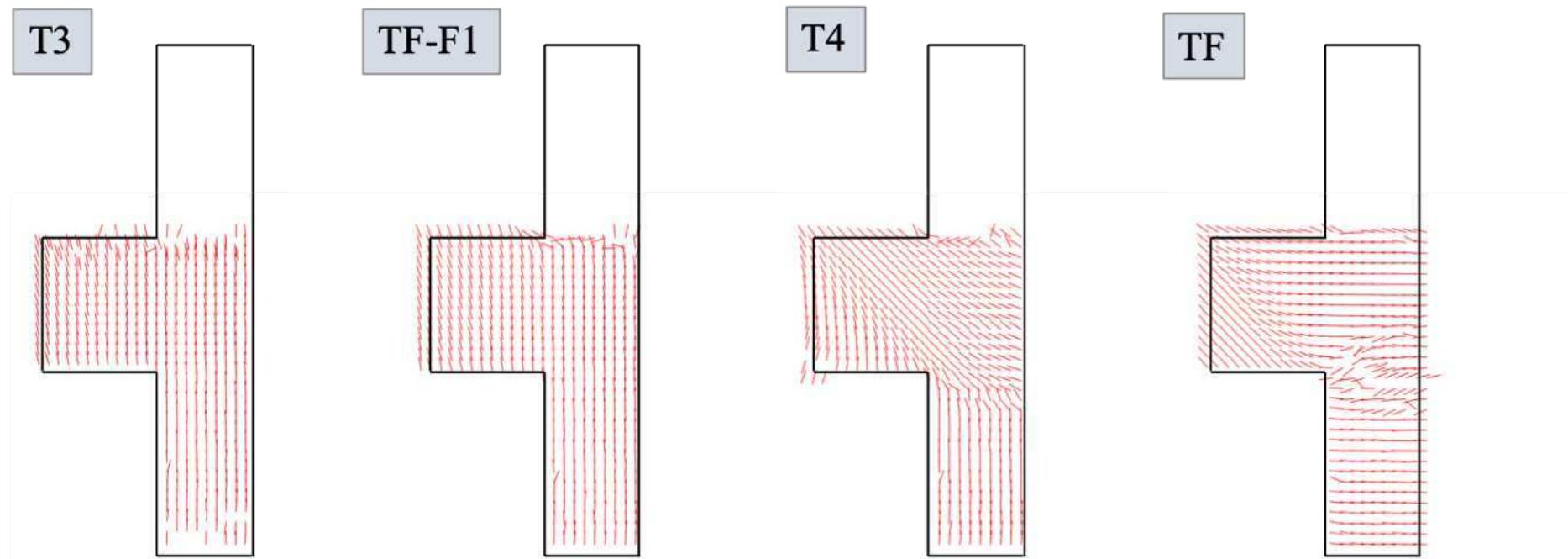


Figure 134. Essai 1 : Directions principales correspondantes à la compression interpolées sur un maillage plus grossier (taille d'élément : 6 cm)

3.2 ESSAI 2 : ESSAI DE COMPRESSION BIAXIALE

3.2.1 Écart-type des erreurs d'interpolation mire et éprouvette

Les courbes présentées ci-après représentent l'écart type de l'erreur sur le déplacement en pixel, de la zone de l'éprouvette et la zone de la mire vue par la caméra correspondante.

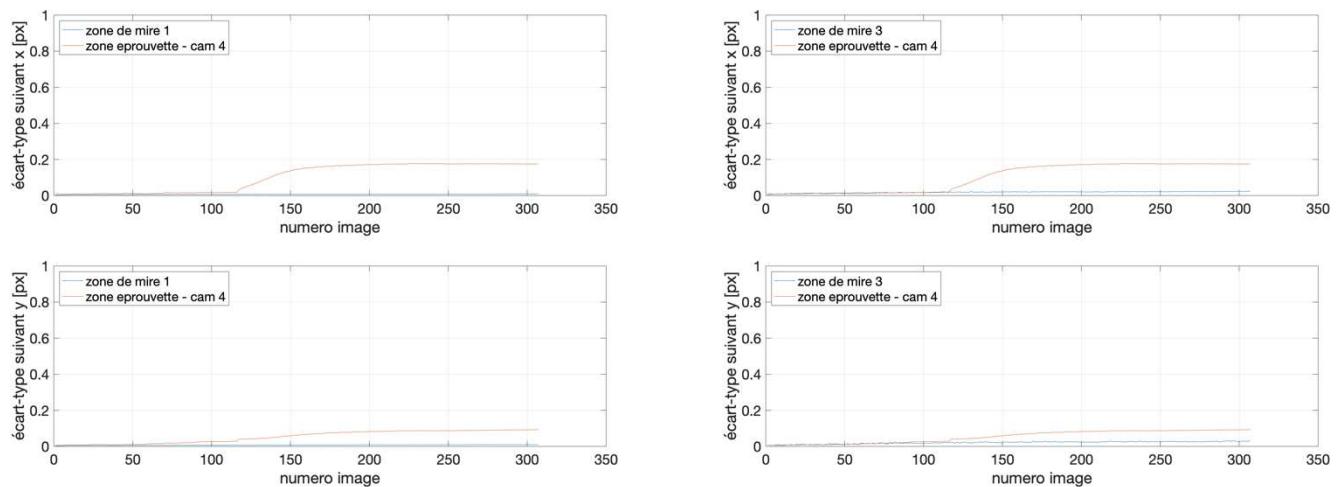


Figure 135. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 4 par rapport aux mires (1 et 3)

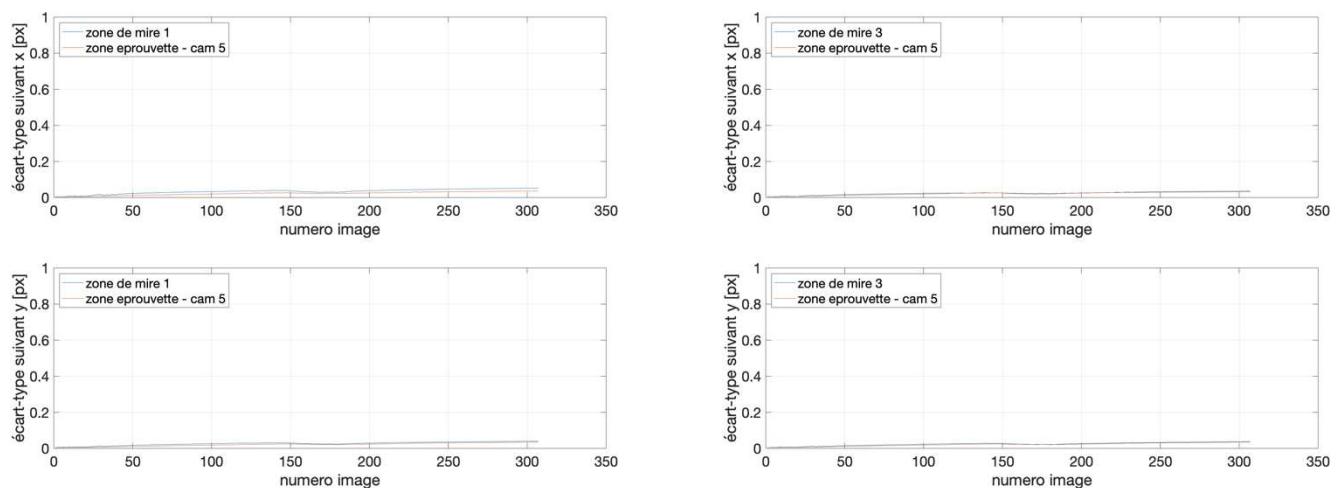


Figure 136. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 5 par rapport aux mires (1 et 3)

Annexes

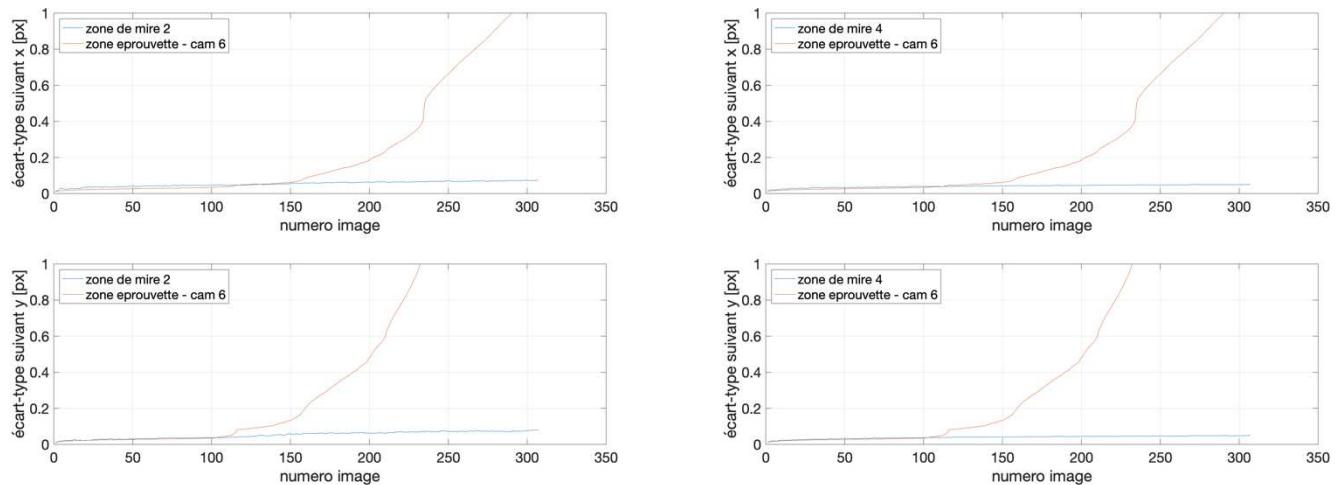


Figure 137. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 6 par rapport aux mires (2 et 4)

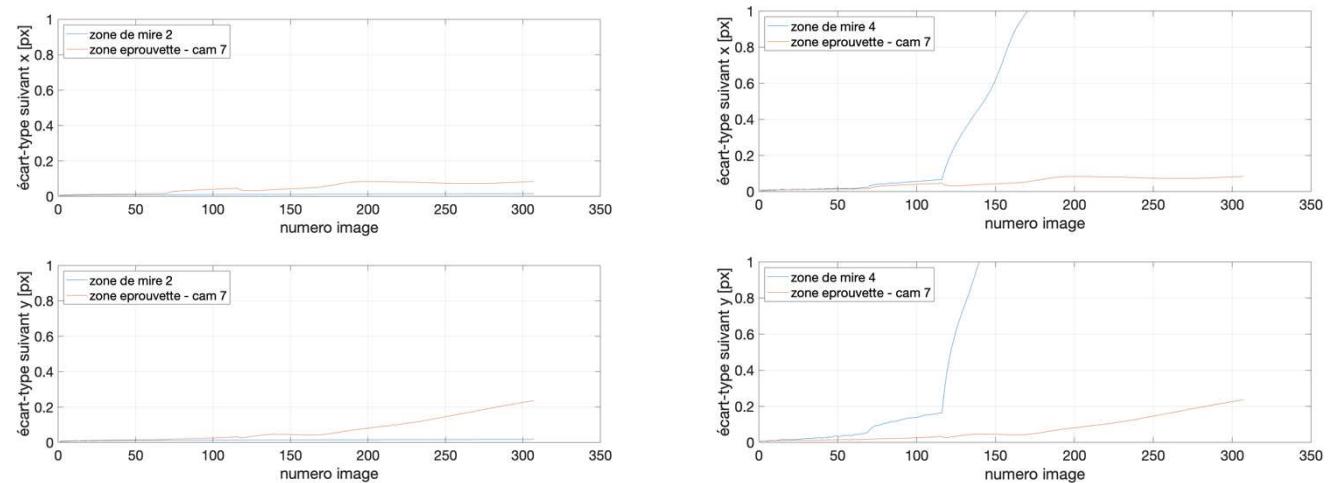


Figure 138. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 7 par rapport aux mires (2 et 4)

Annexes

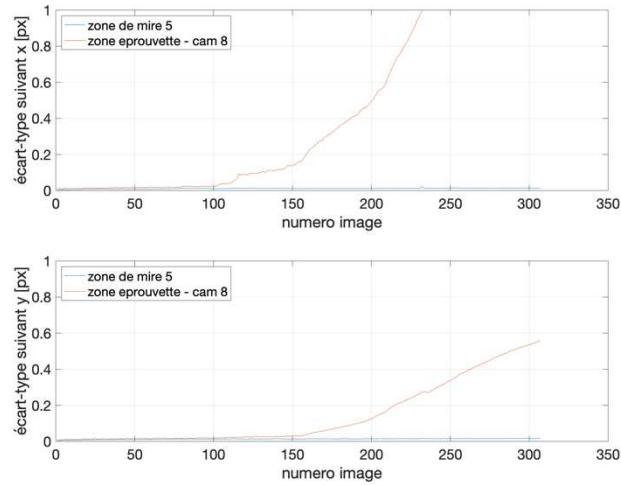


Figure 139. Écart-type des mesures de déplacements de la caméra 8 par rapport à la mire 5

3.2.2 Déplacements

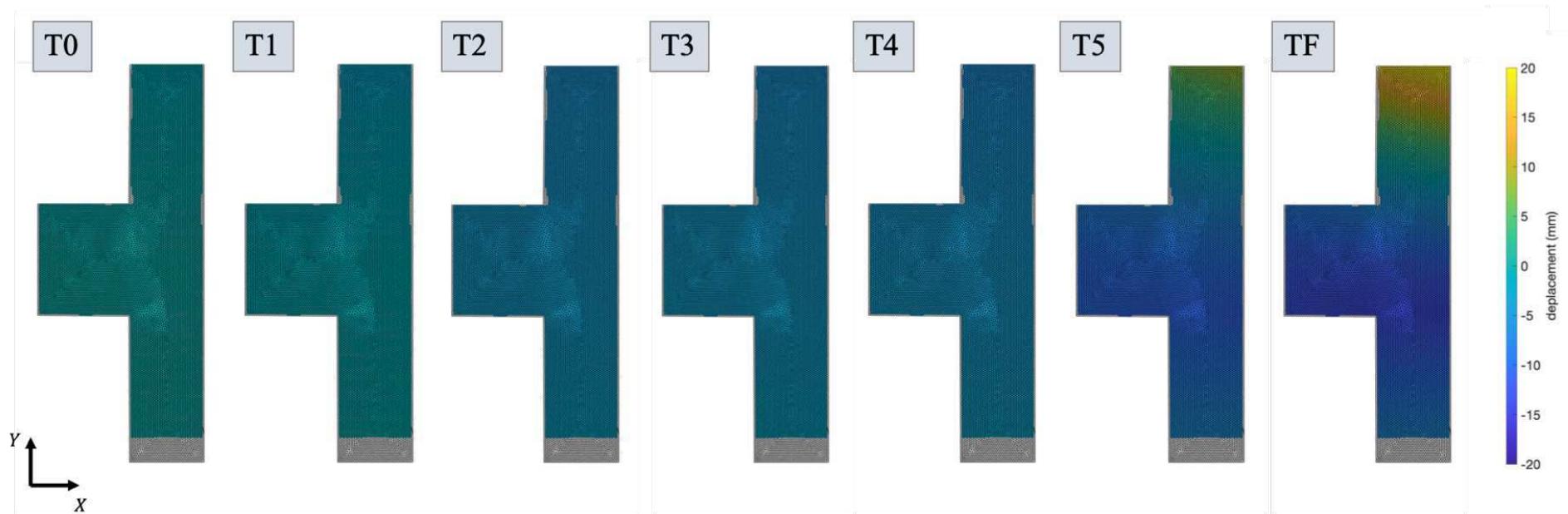


Figure 140. Essai 2 : Évolution des déplacements DX sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

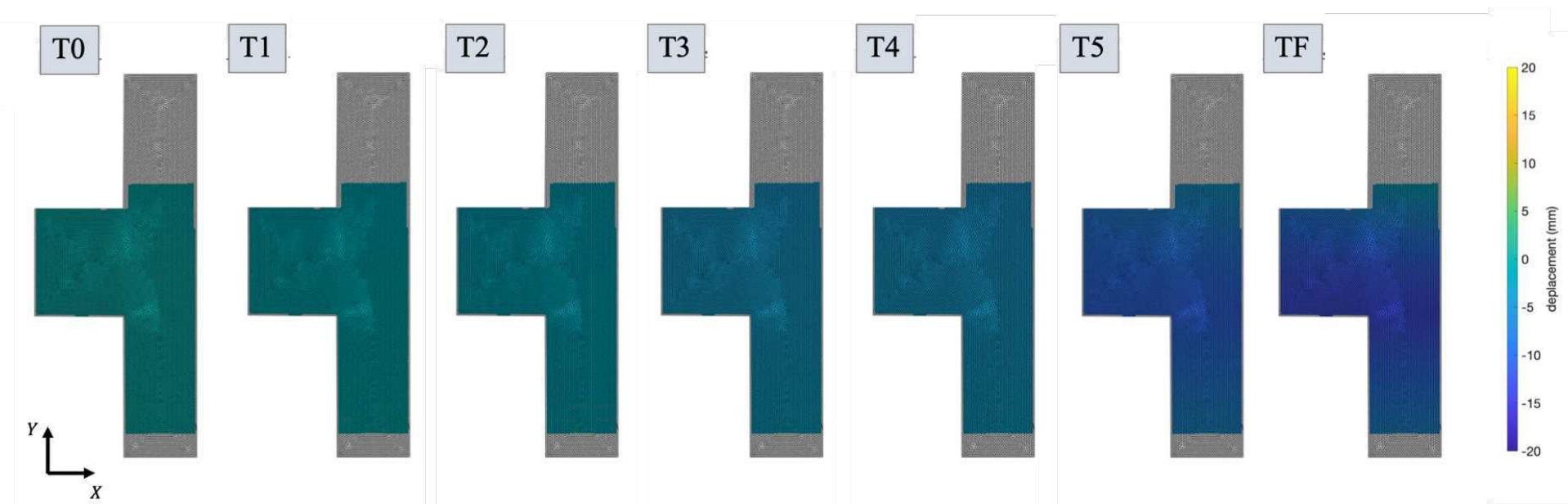


Figure 141. Essai 2 : Évolution des déplacements DX

Annexes

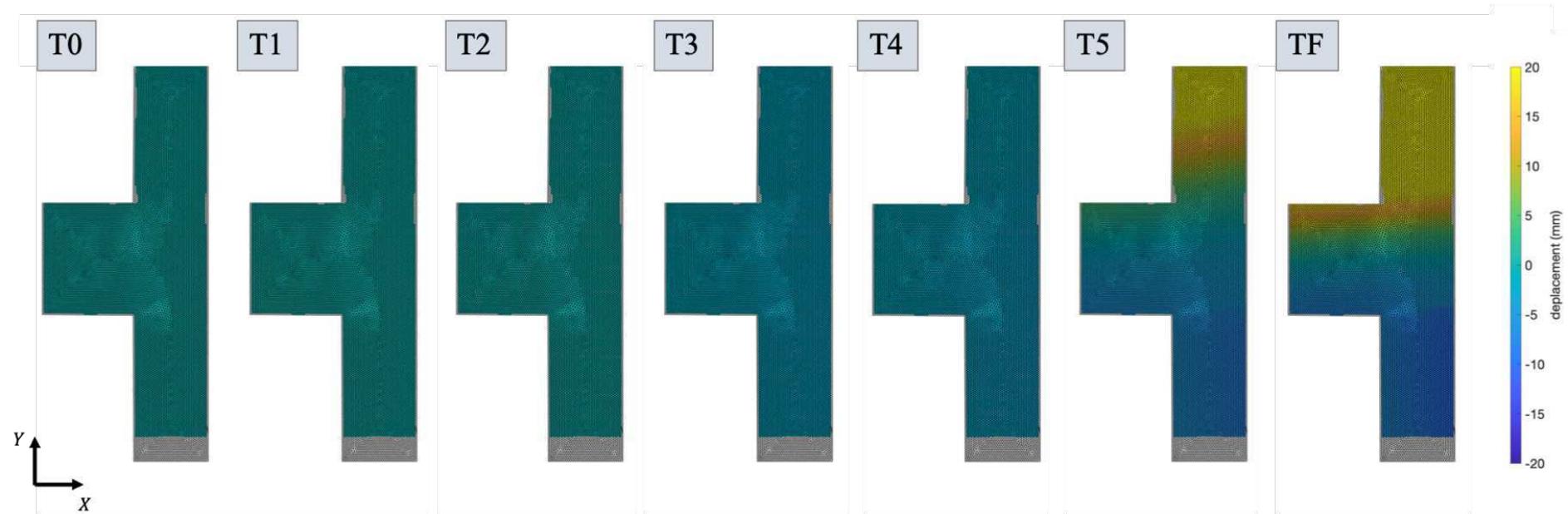


Figure 142. Essai 2 : Évolution des déplacements DY sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

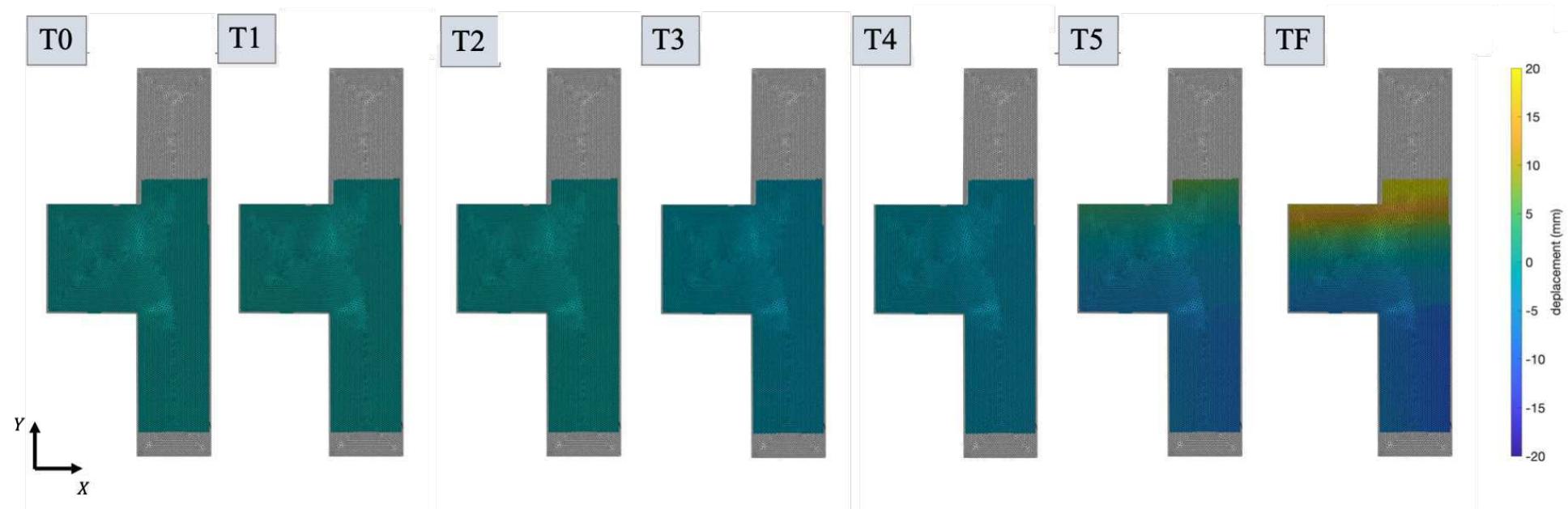


Figure 143. Essai 2 : Évolution des déplacements DY

3.2.3 Déformations

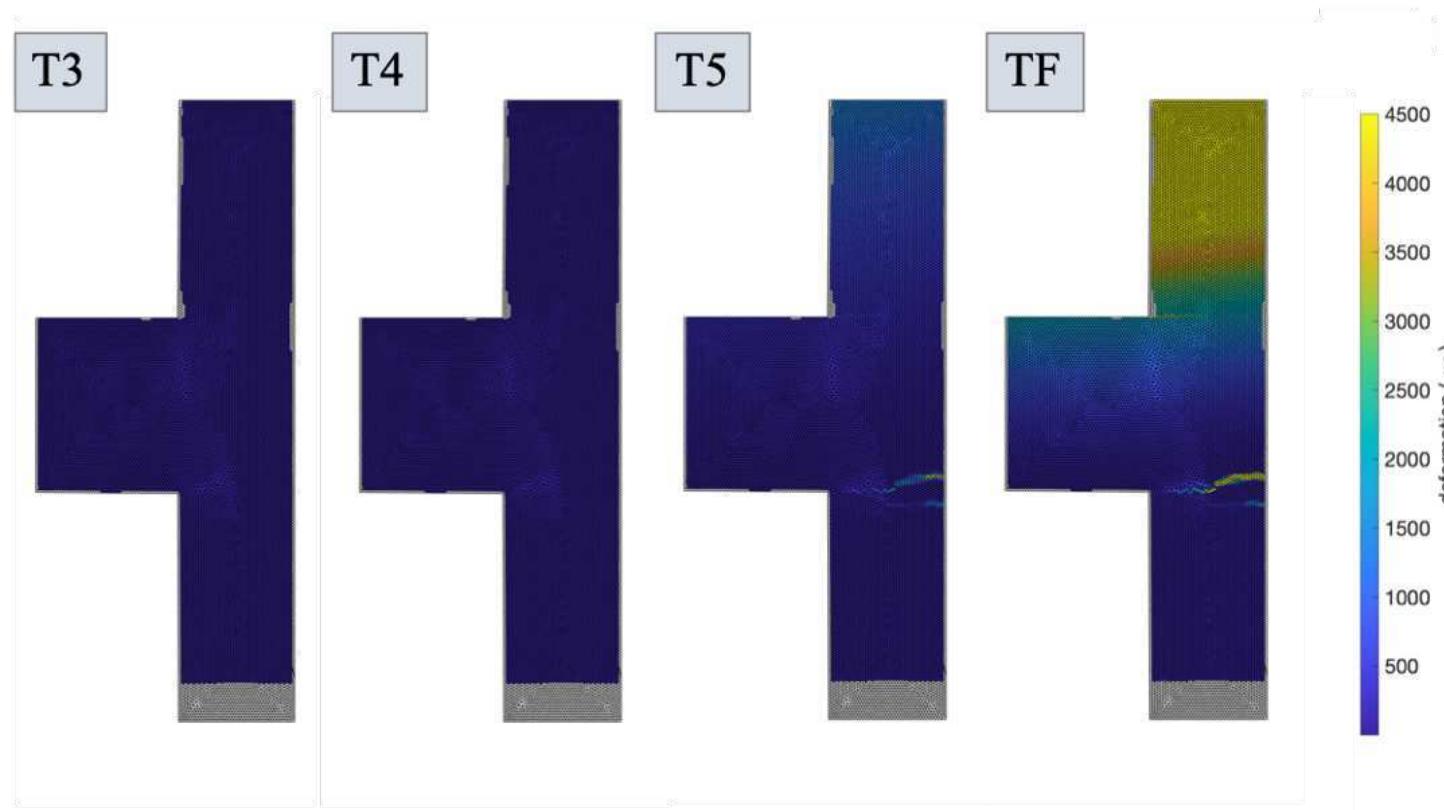


Figure 144. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ϵ_{xx} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

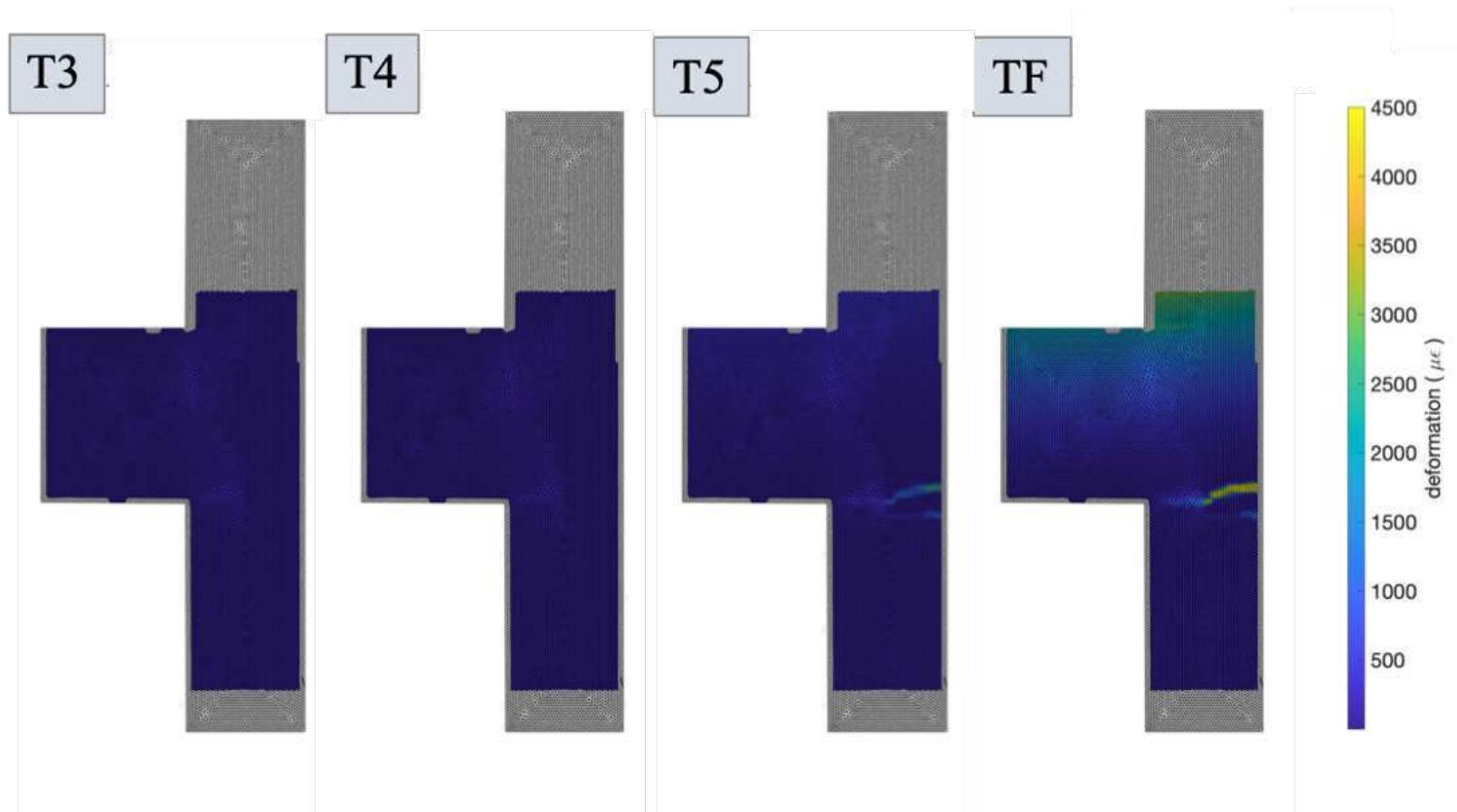


Figure 145. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xx}

Annexes

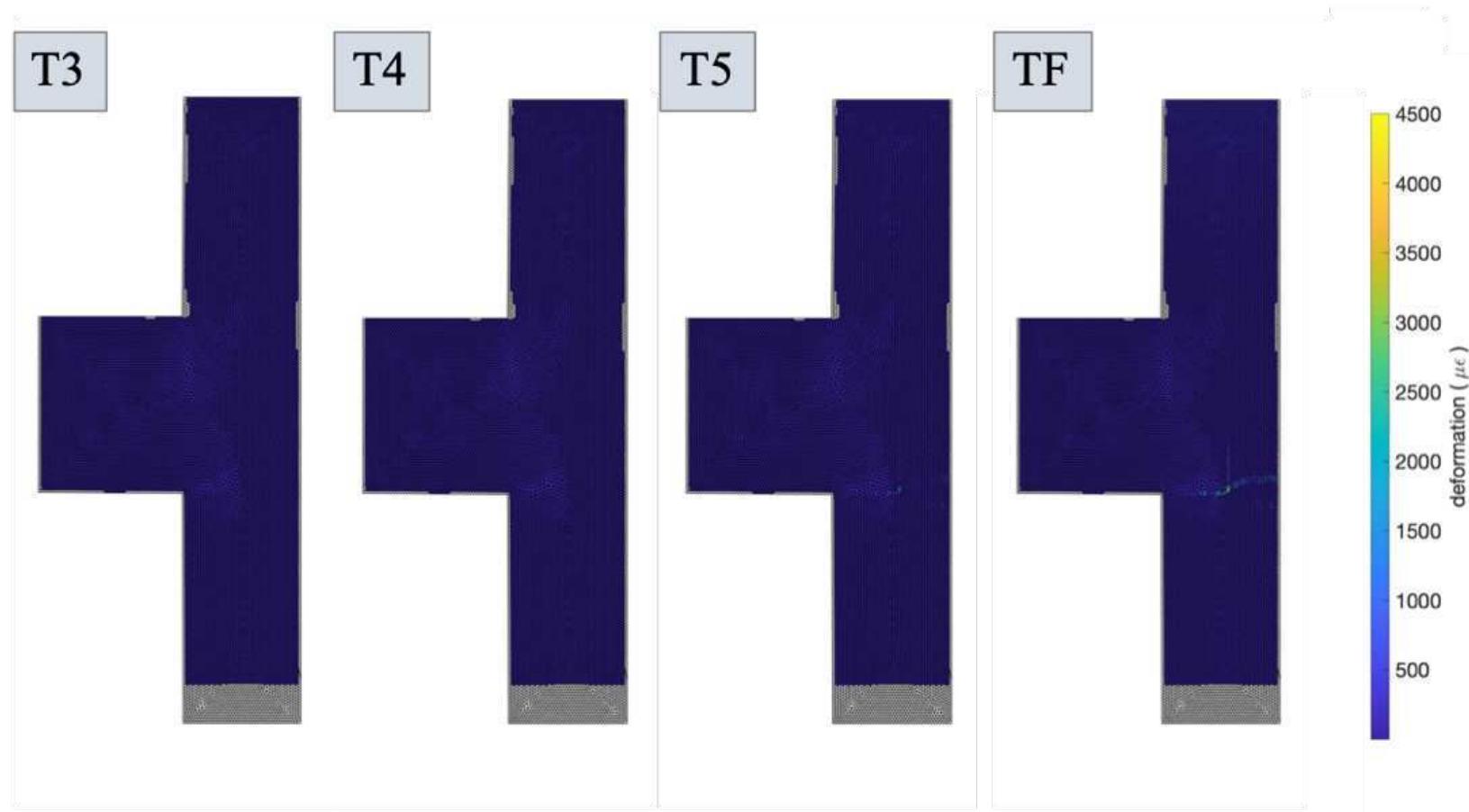


Figure 146. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{yy} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

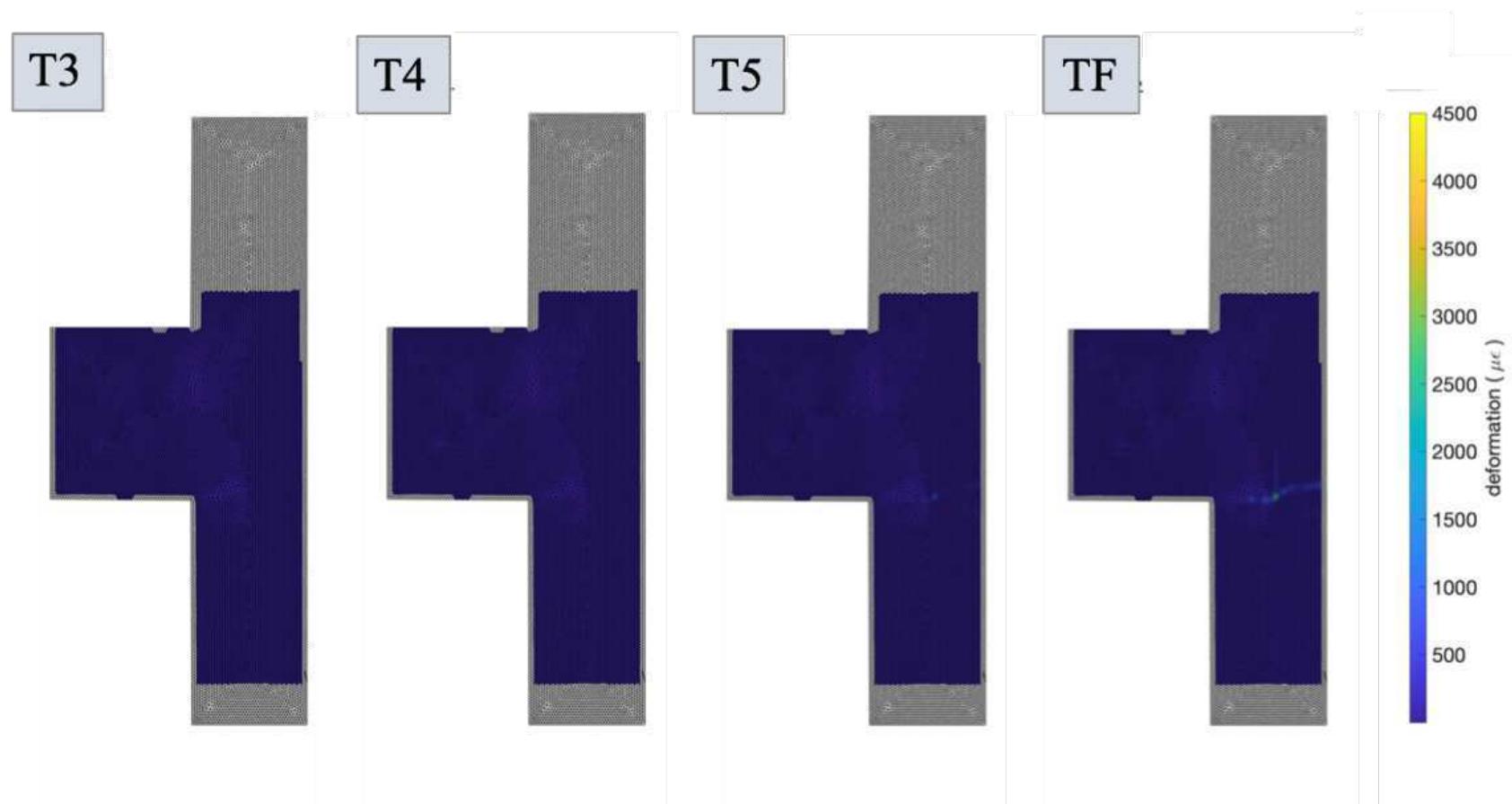


Figure 147. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ϵ_{yy}

Annexes

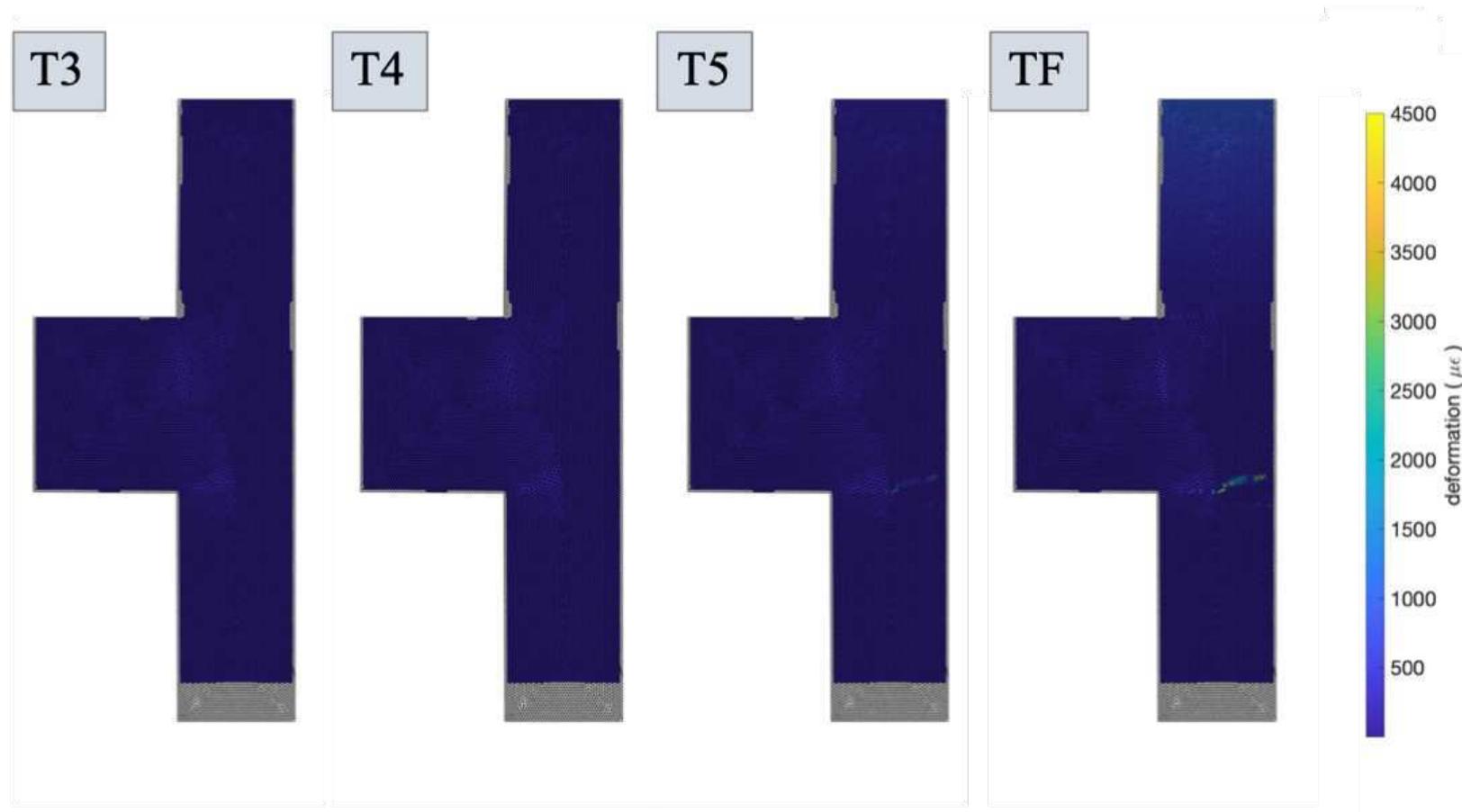


Figure 148. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ϵ_{xy} sur tout le maillage (incorrect à cause de l'approximation)

Annexes

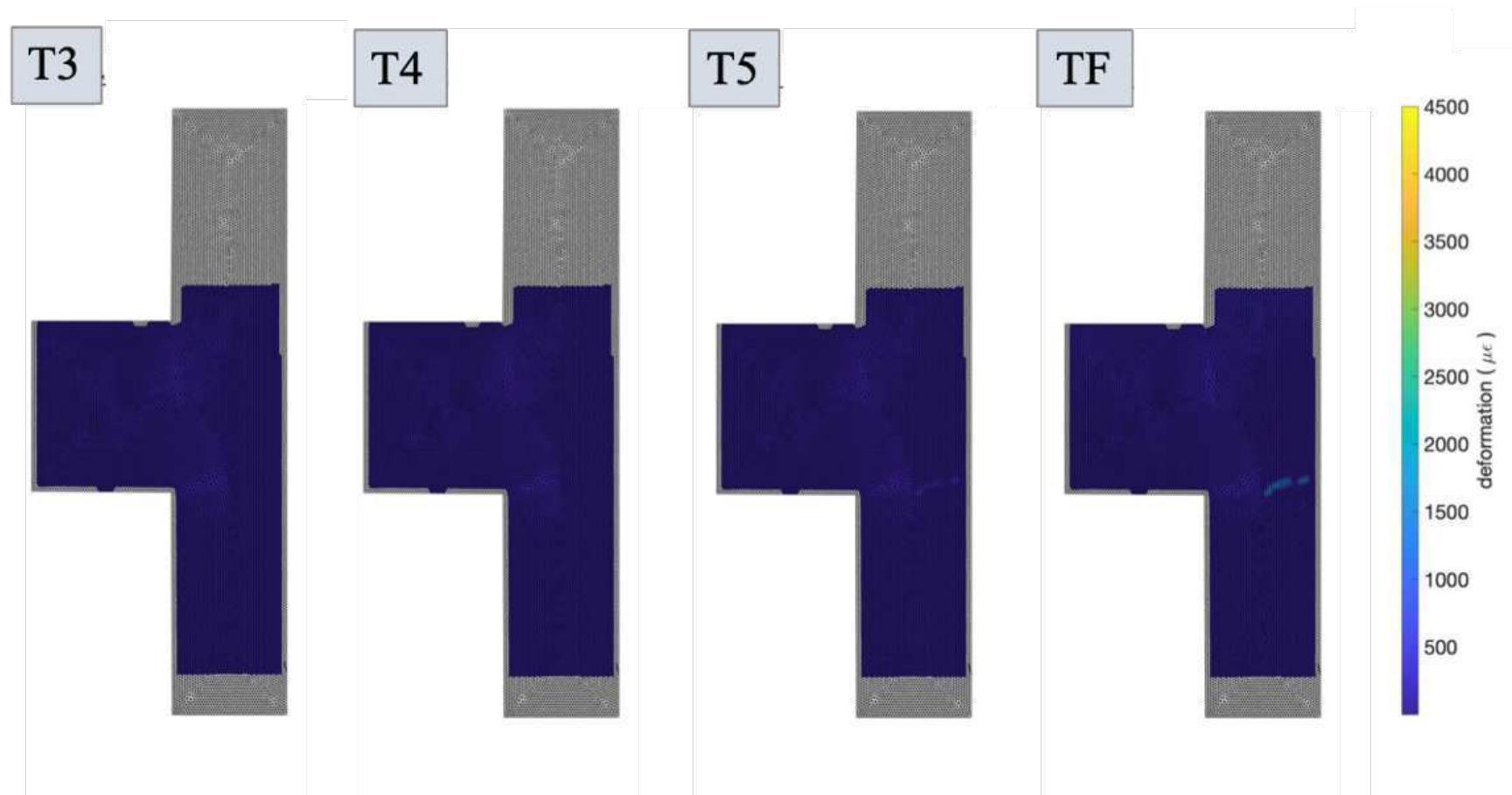


Figure 149. Essai 2 : Évolution du champ de déformations ε_{xy}

Annexes

3.2.4 Déformation principale de compression

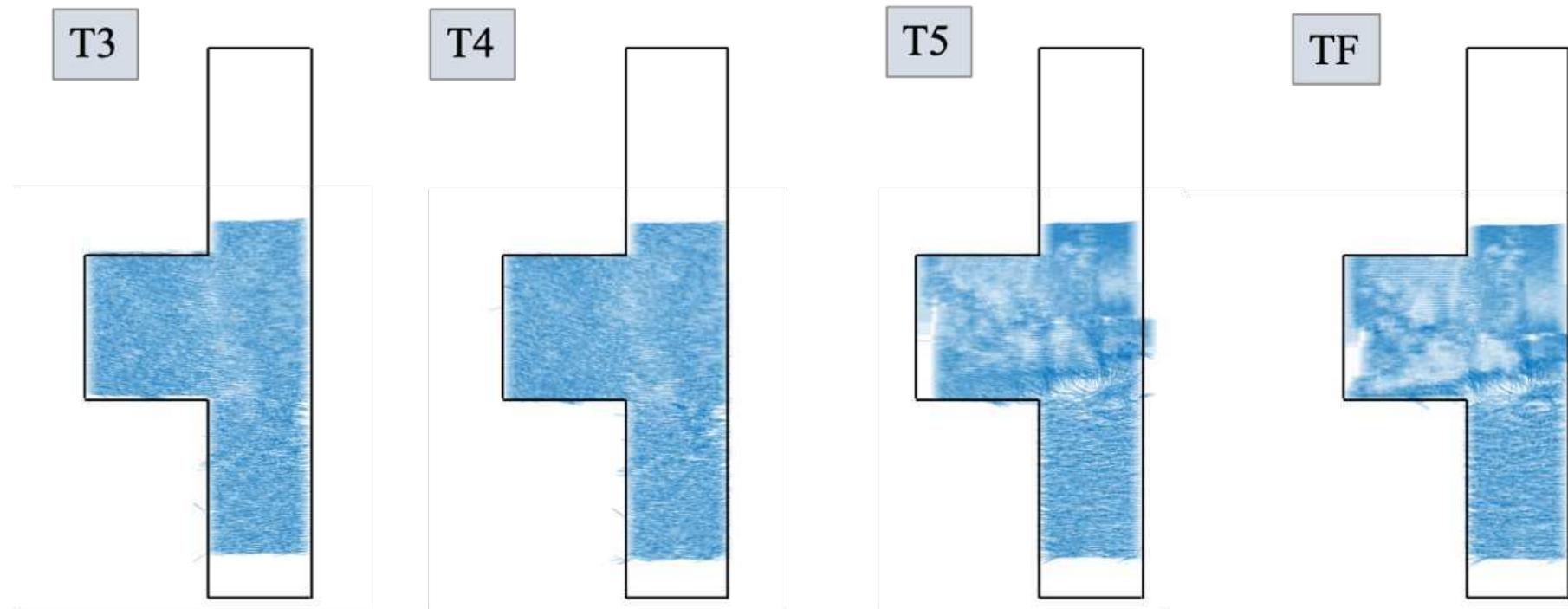


Figure 150. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression

Annexes

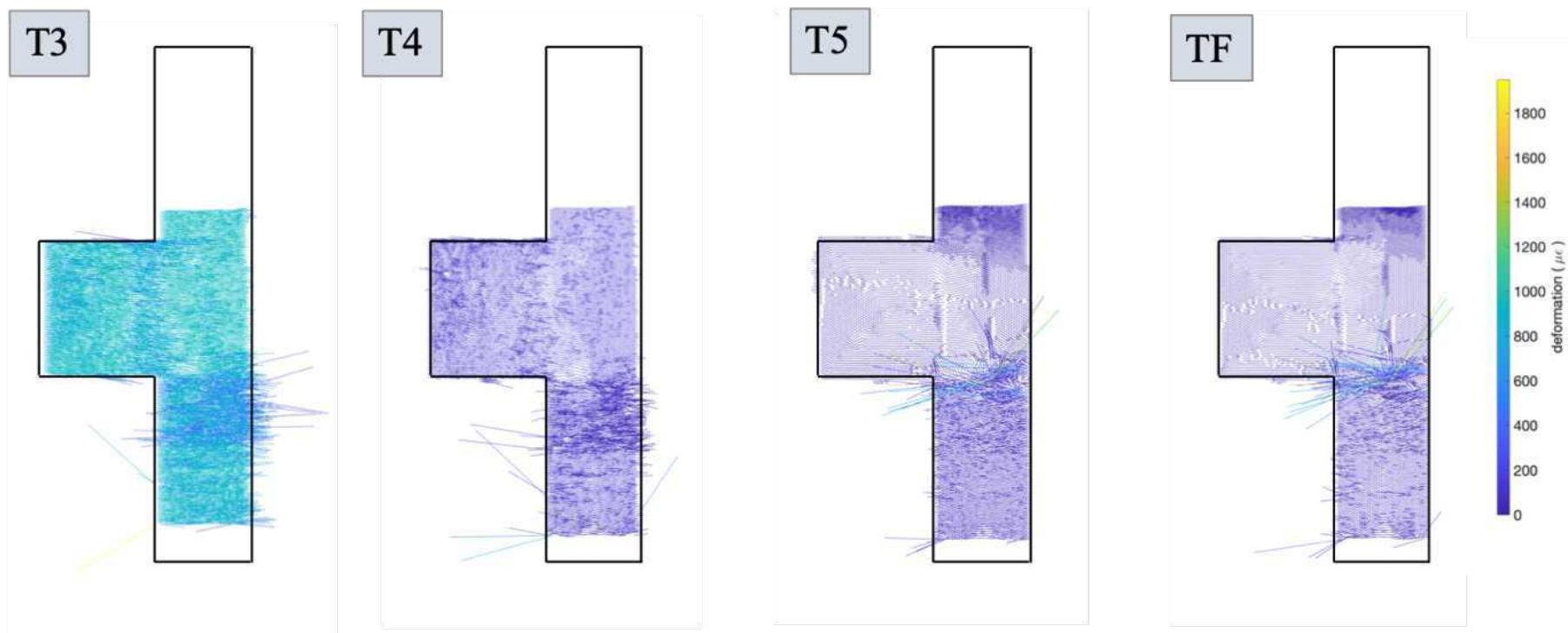


Figure 151. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression avec leur amplitude

Annexes

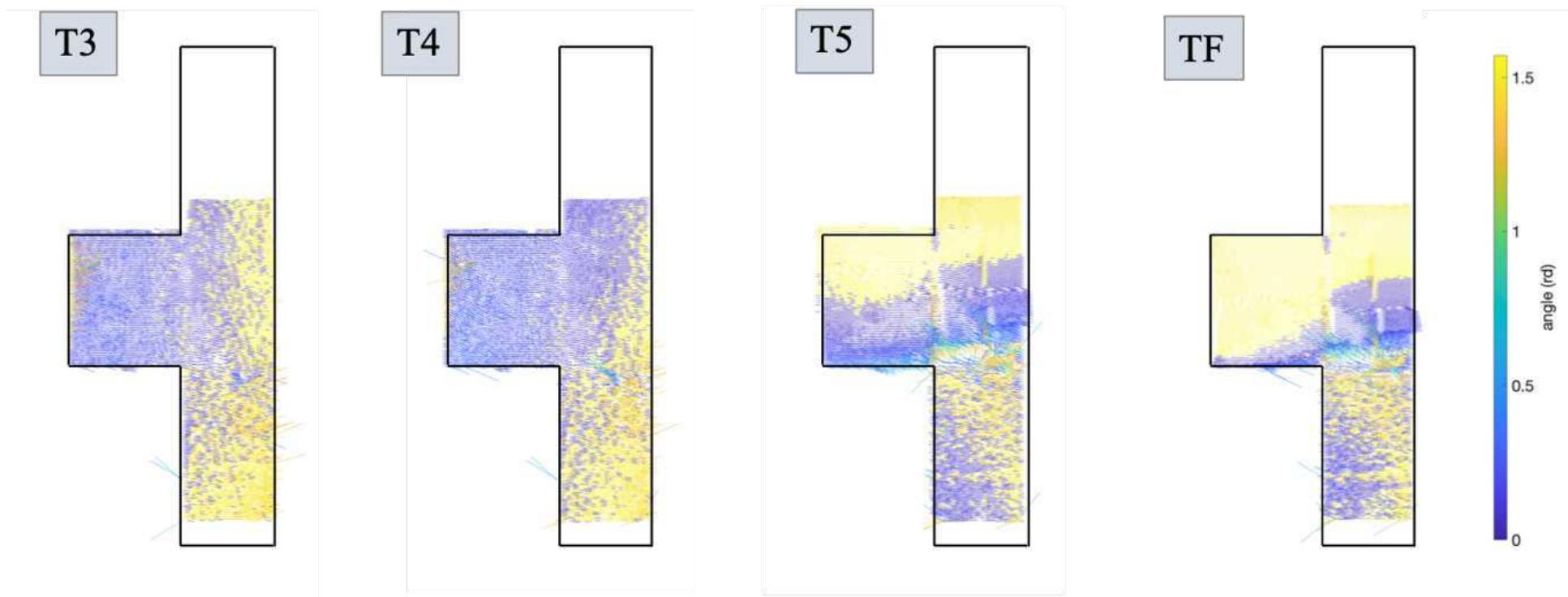


Figure 152. Essai 2 : Identification des angles d'inclinaison des directions principales de compression

Annexes

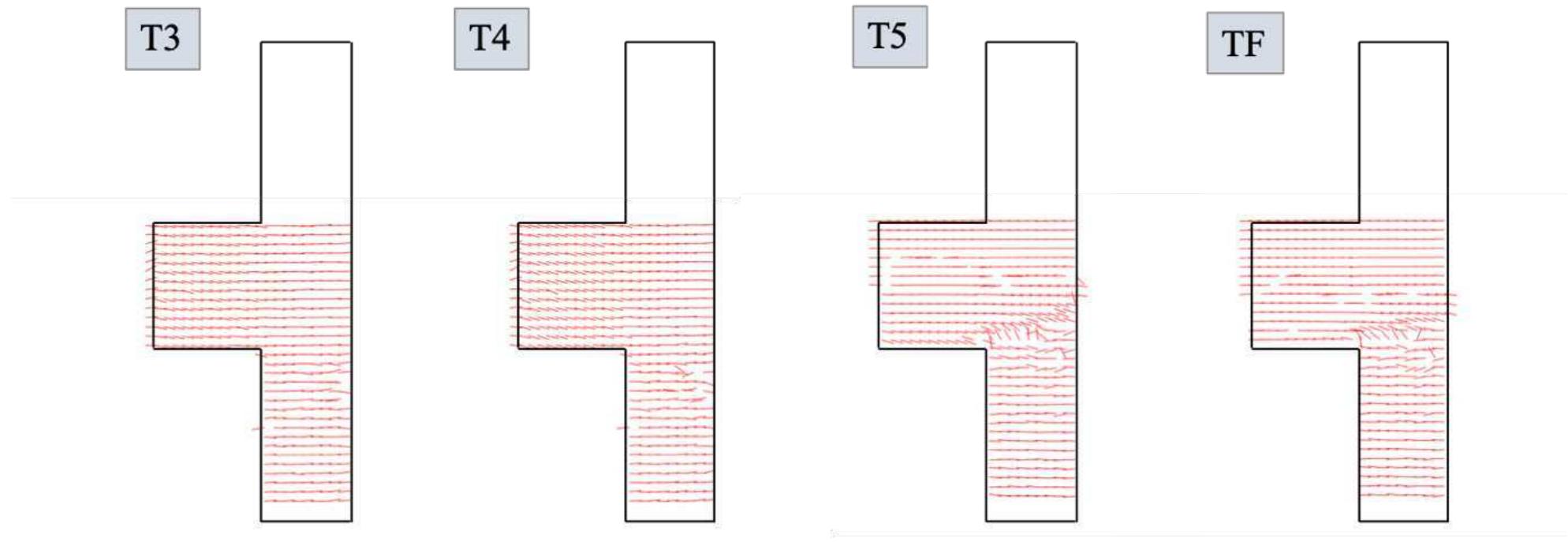


Figure 153. Essai 2 : Directions principales correspondantes à la compression interpolées sur un maillage plus grossier (taille d'élément : 6 cm) :

4. RESULTATS SUR LES FIBRES OPTIQUES

4.1 ESSAI 1 : CHARGEMENTS SIMPLES SUCCESSIFS

4.1.1 Fibres de la colonne FO_1, FO_2 et FO_3

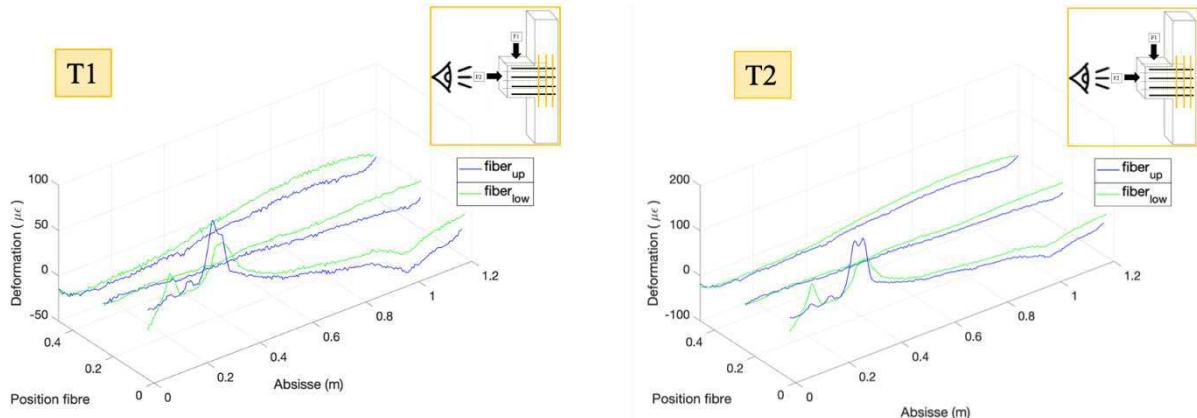


Figure 154. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T1 et T2

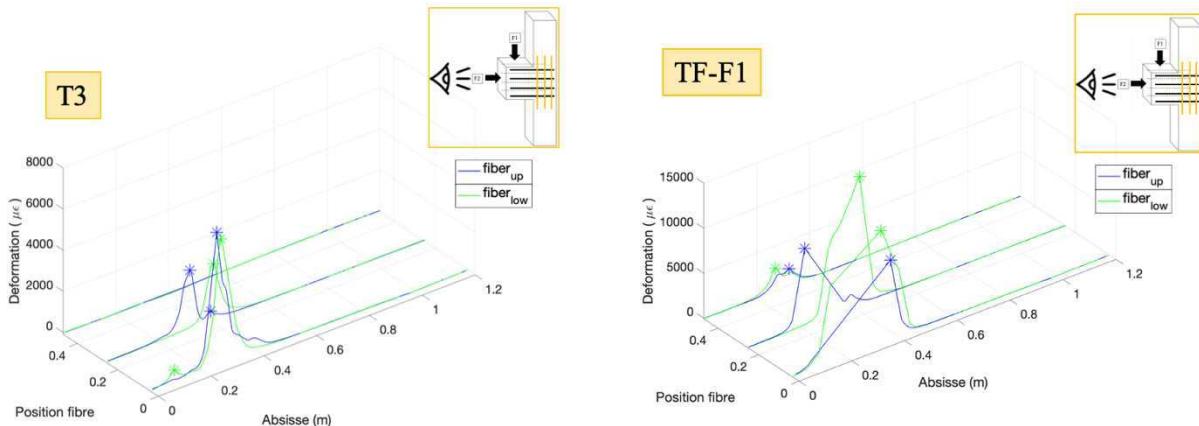


Figure 155. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T3 et TF1

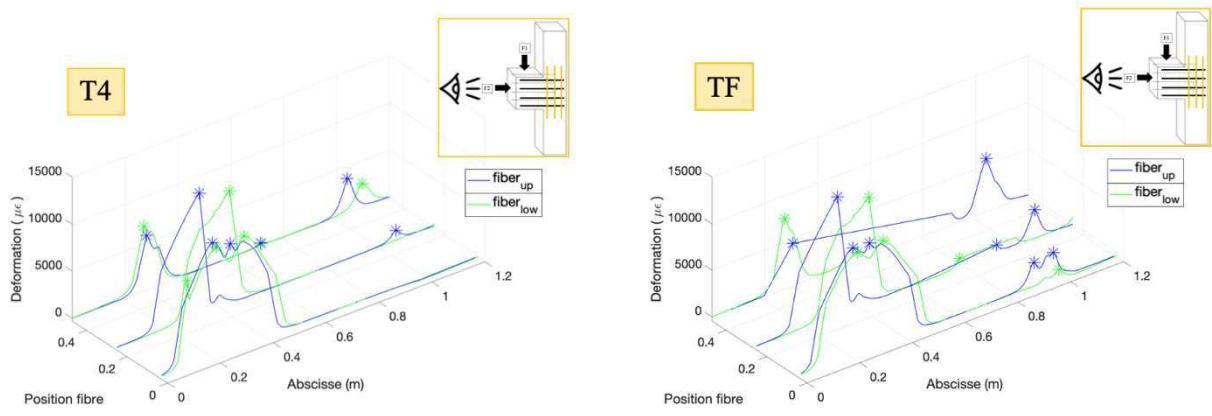


Figure 156. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T4 et TF (final)

Dans la colonne

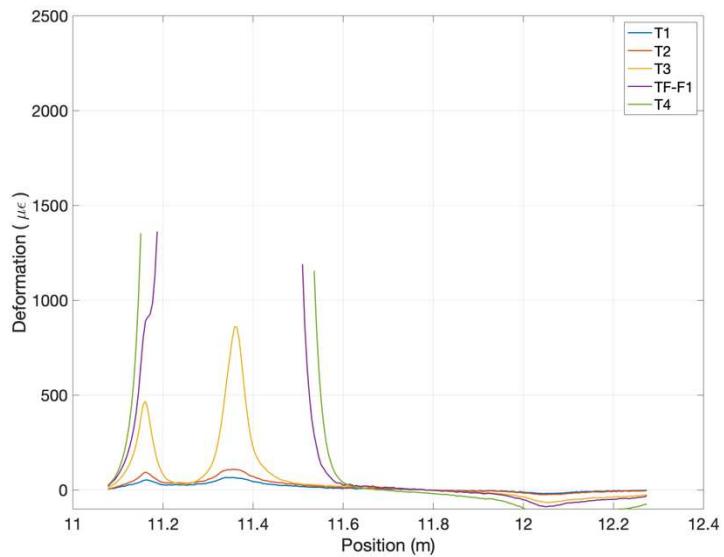


Figure 157. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_1 sur tous les instants

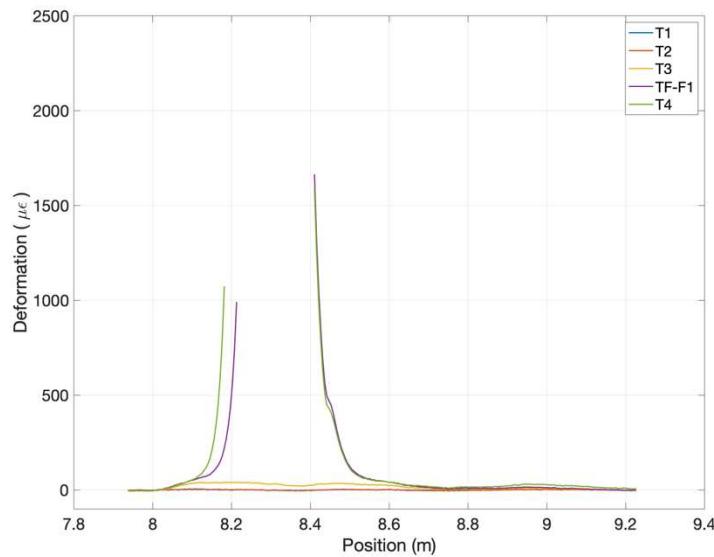


Figure 158. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_2 sur tous les instants

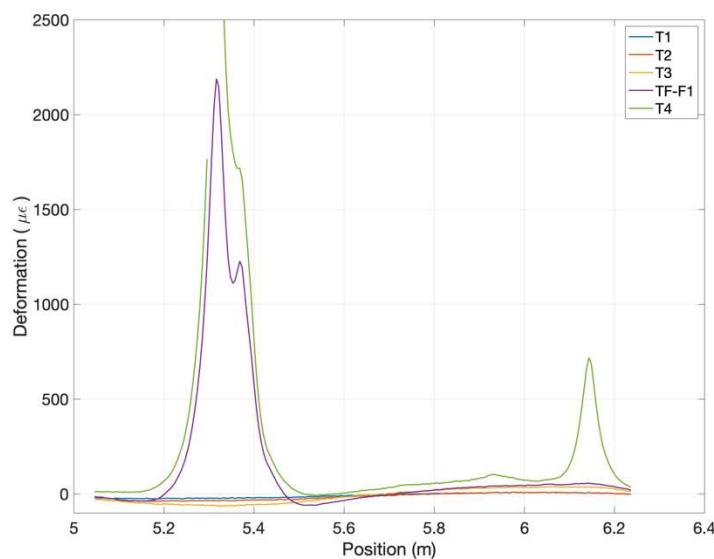


Figure 159. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_3 sur tous les instants

4.1.2 Fibres de la console FO_D, FO_E, FO_F, FO_G

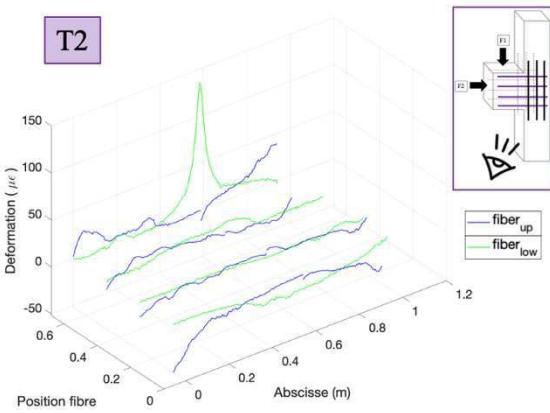


Figure 160. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur l'instant T2

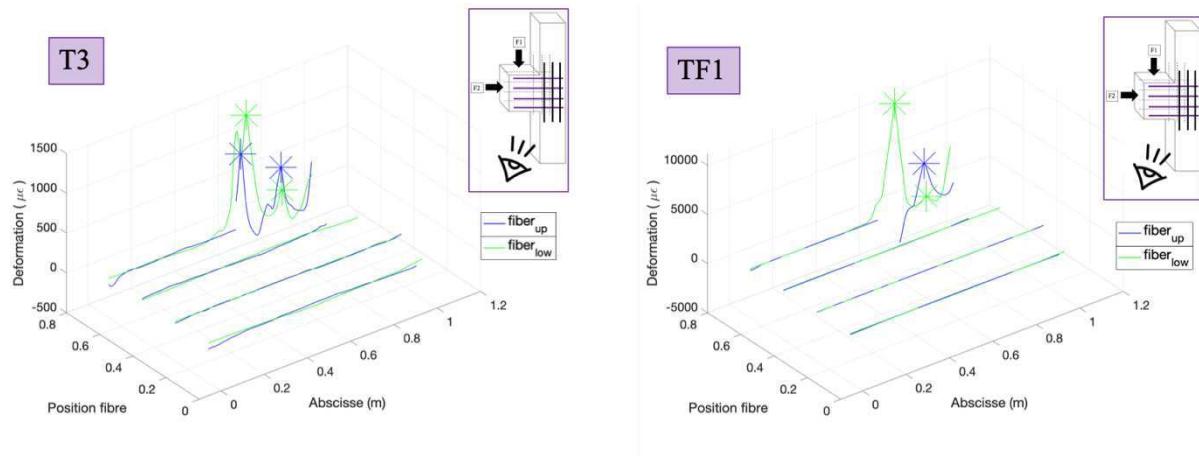


Figure 161. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T3 et TF1

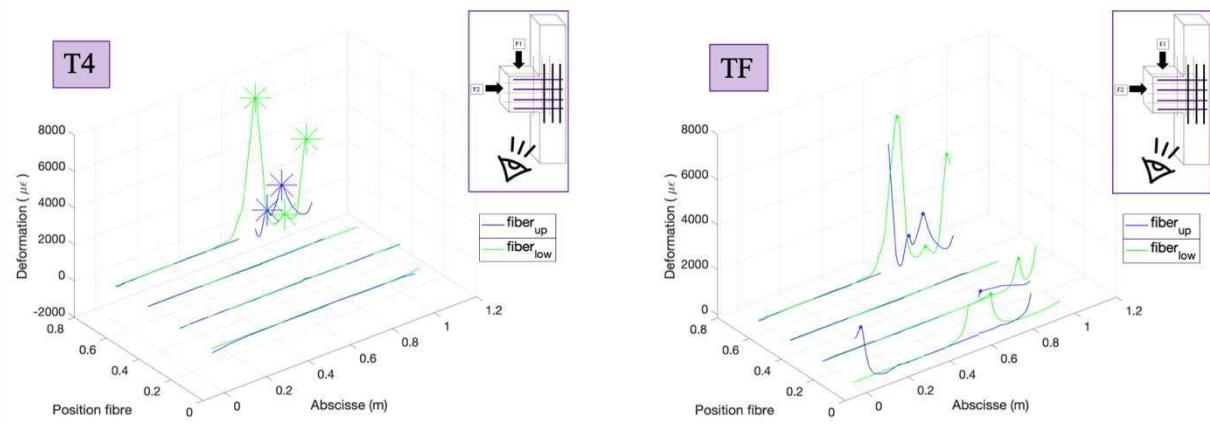


Figure 162. Essai 1 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T4 et TF (final)

Dans la console

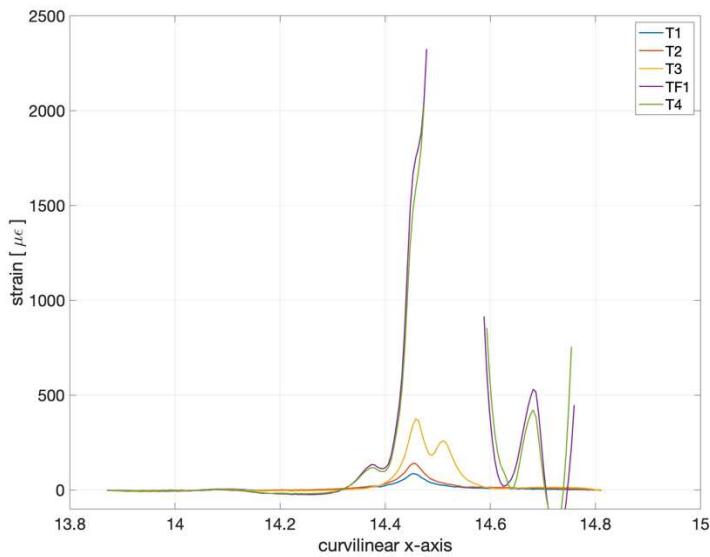


Figure 163. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_D sur tous les instants

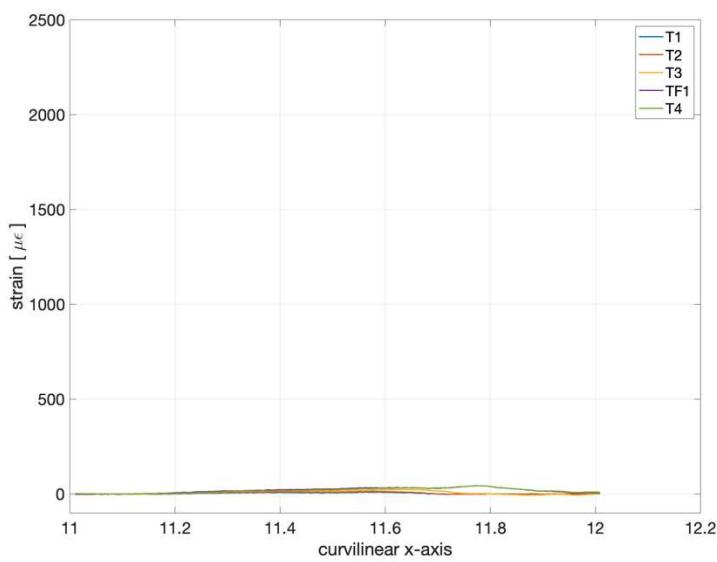


Figure 164. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_E sur tous les instants

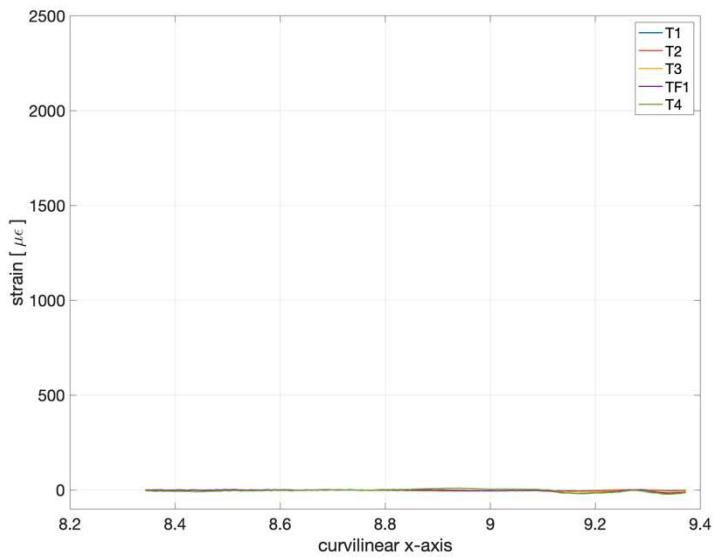


Figure 165. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_F sur tous les instants

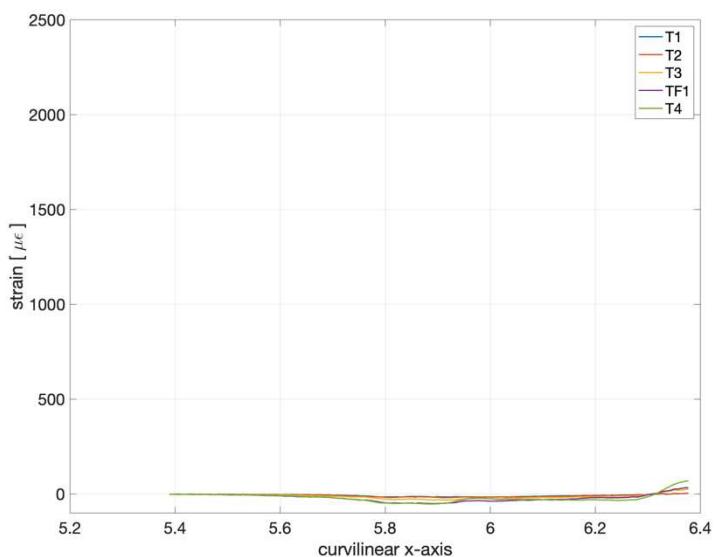


Figure 166. Essai 1 : Évolution de la fibre FO_G sur tous les instants

4.2 ESSAI 2 : ESSAI DE COMPRESSION BIAXIALE

4.2.1 Fibres de la colonne FO_1, FO_2 et FO_3

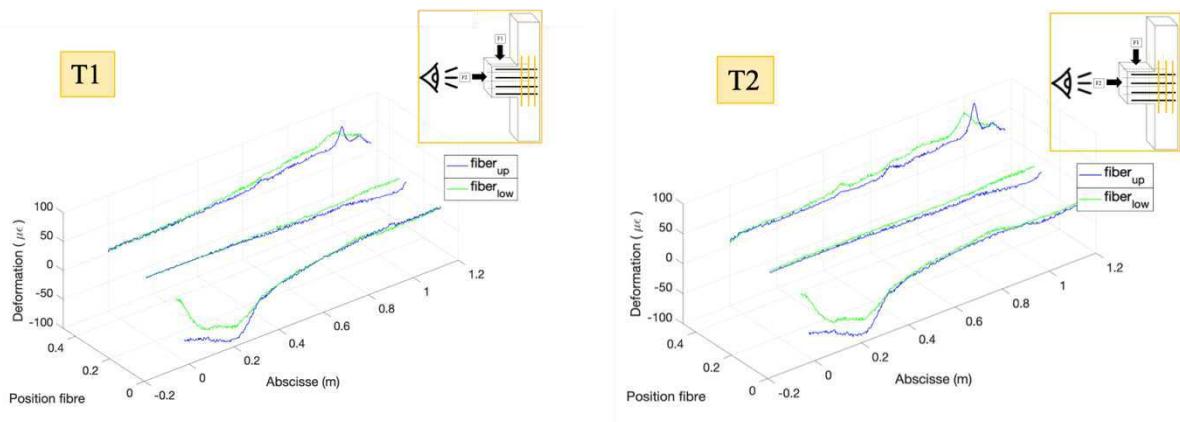


Figure 167. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T1 et T2

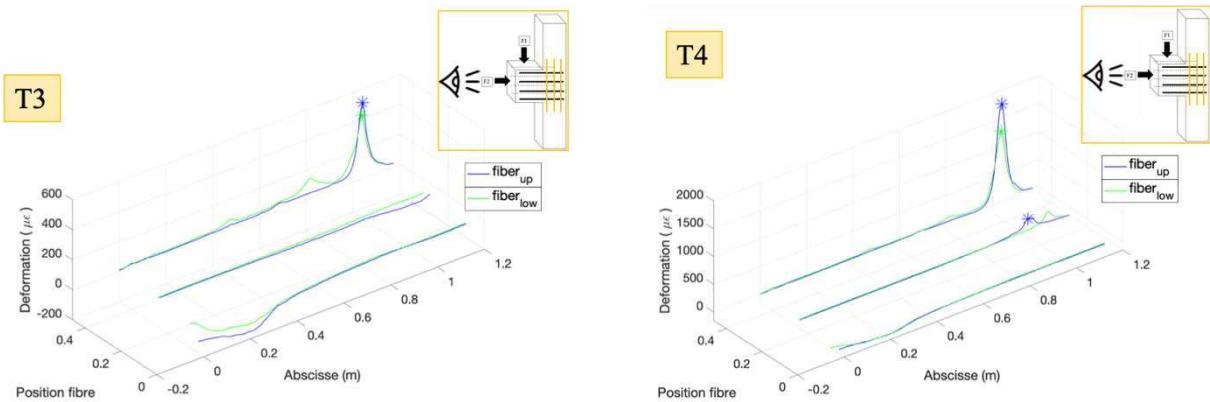


Figure 168. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T3 et T4

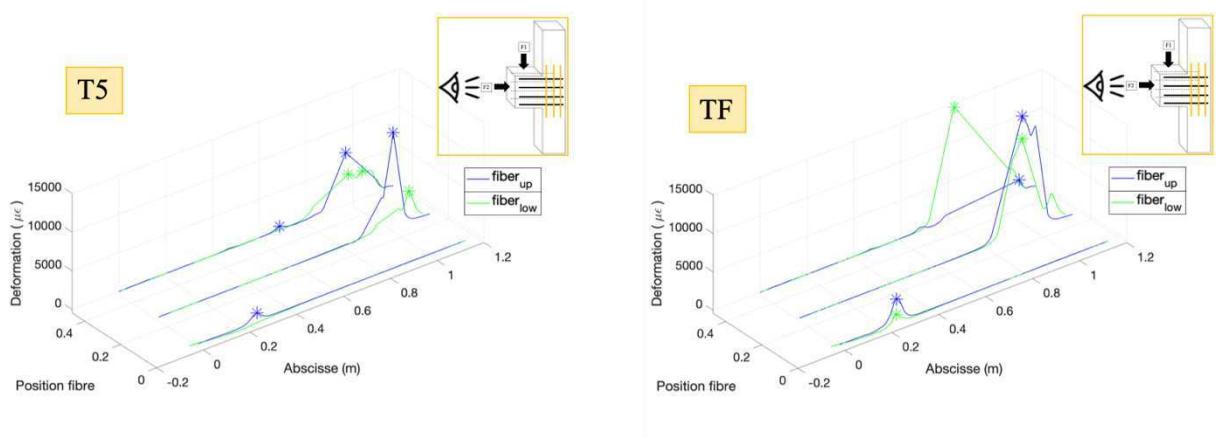


Figure 169. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la colonne sur les instants T5 et TF (final)

Dans la colonne

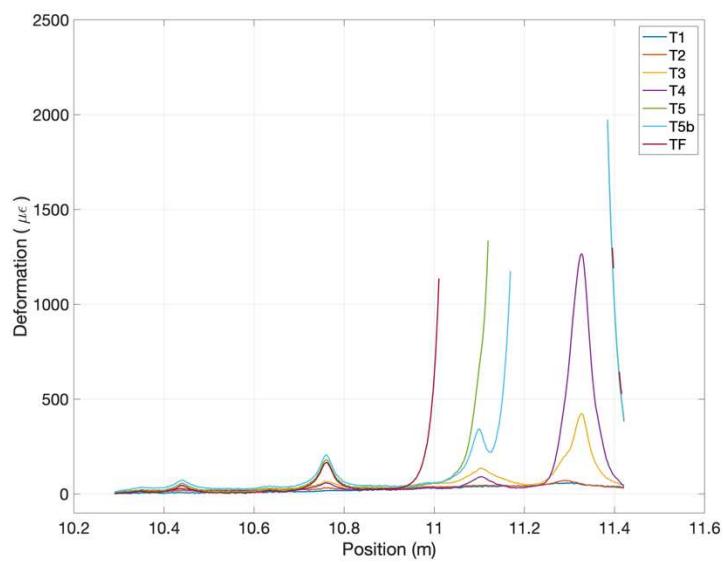


Figure 170. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_1 sur tous les instants

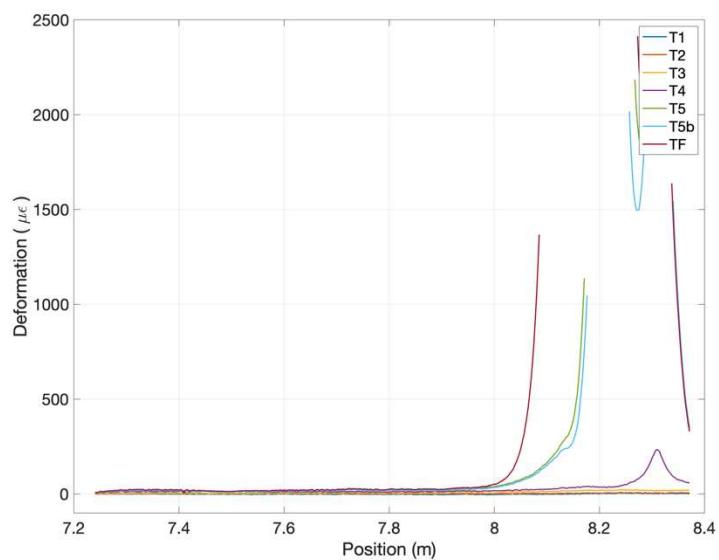


Figure 171. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_2 sur tous les instants

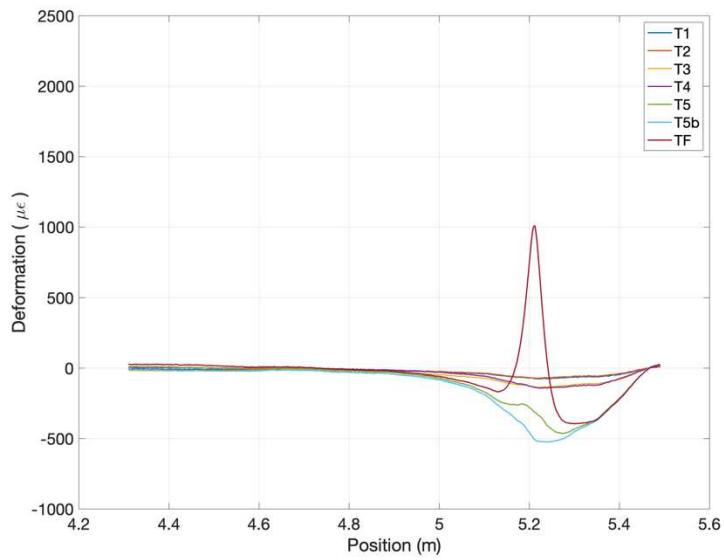


Figure 172. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_3 sur tous les instants

4.2.2 Fibres de la console FO_D, FO_E, FO_F, FO_G

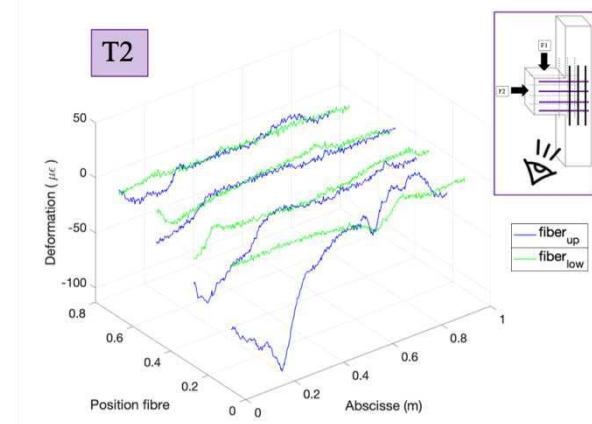


Figure 173. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur l'instant T2

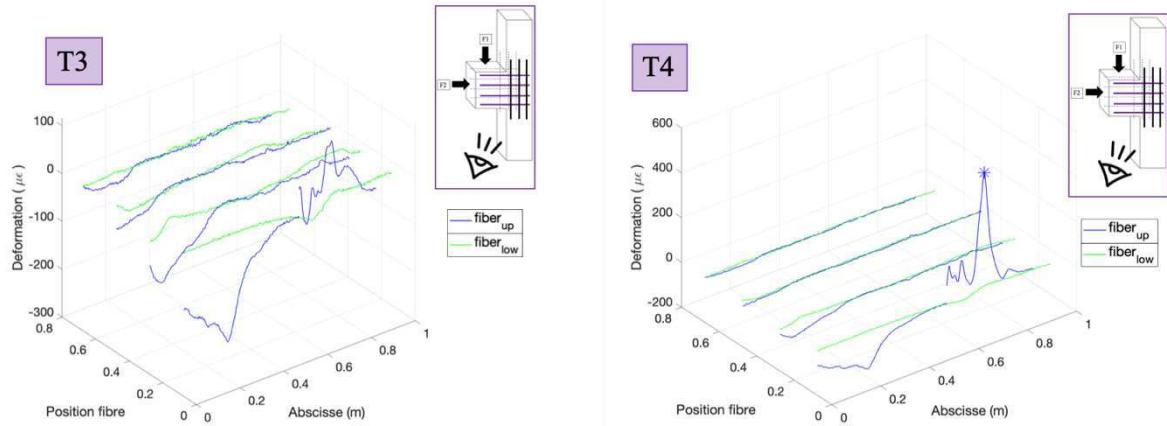


Figure 174. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T3 et T4

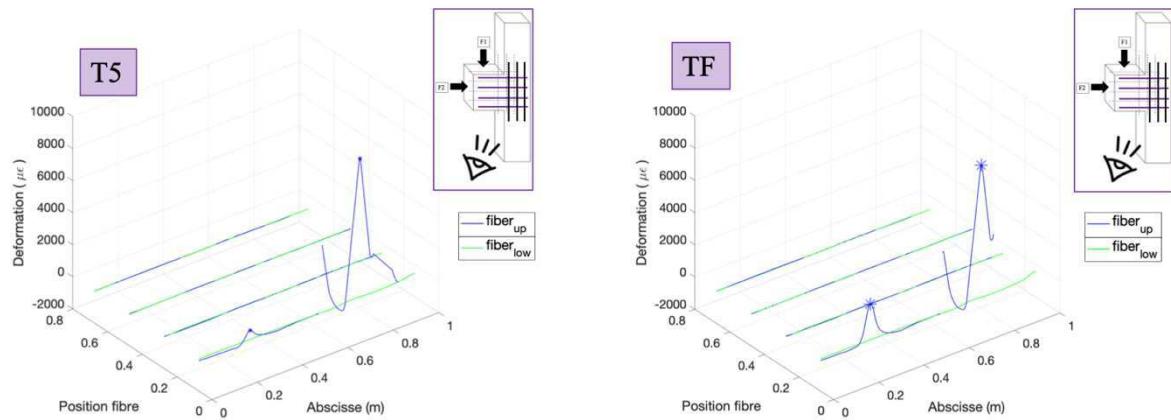


Figure 175. Essai 2 : Profil de déformation des fibres dans la console sur les instants T5 et TF (final)

Dans la console

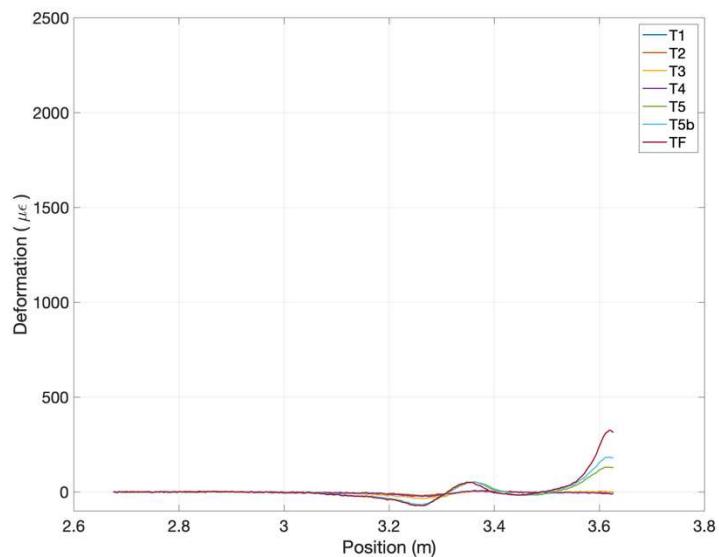


Figure 176. Essai 2 : Évolution de la fibre FO_G sur les temps

5. ESSAI 3 : CHARGEMENTS ALTERNES EN VERIN 2 - COURBE GLOBALE

La courbe globale du troisième essai est représenté sur la Figure 177.

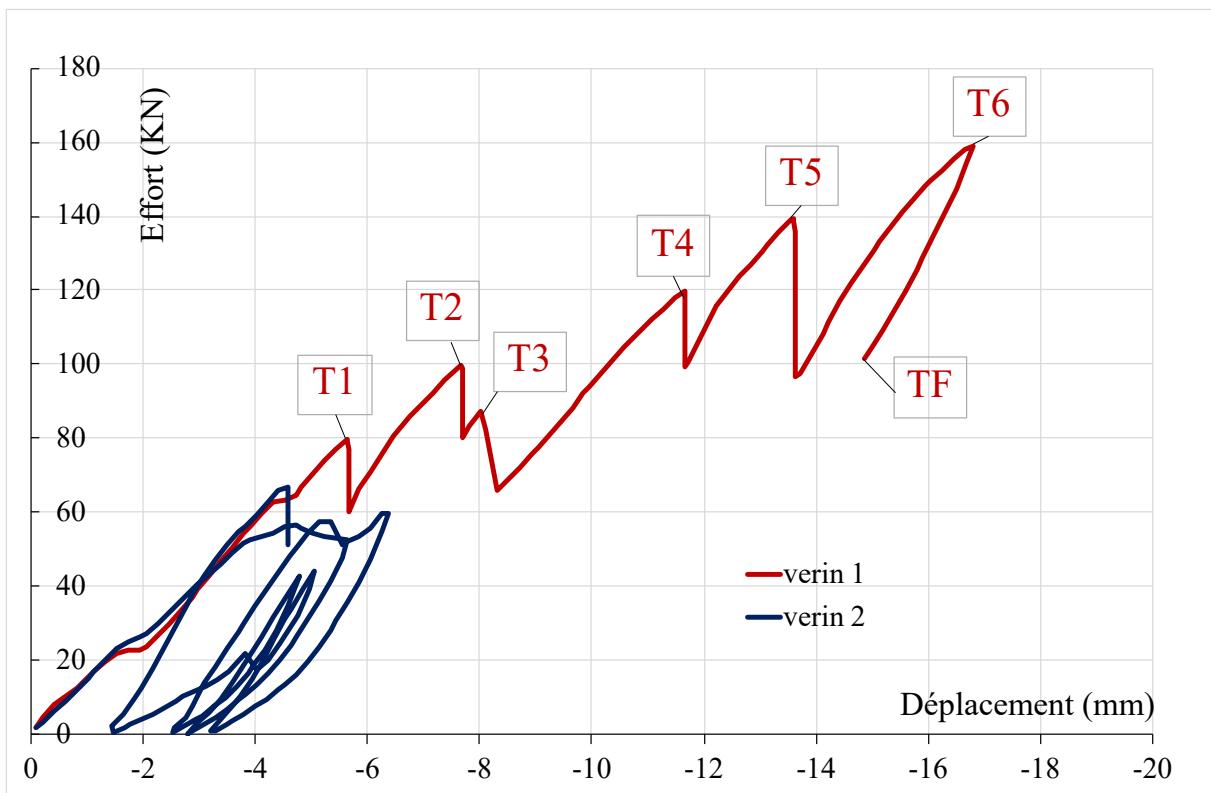


Figure 177. Essai 3 : Courbe globale avec les données d'acquisition

Titre : Etude expérimentale des zones massives en béton armé par l'analyse de déformation pour des chargements complexes

Mots clés : Béton, essai expérimental, corrélation d'images numériques, déformation, chargements complexes

Résumé : La méthode bielle-tirant est la méthode de conception recommandée pour les structures massives ou zones D dans les codes et normes. L'application de la méthode bielles-tirants est usuellement réalisée à la main par le concepteur.

C'est le sujet de l'historique de chargement qui est au centre du travail présenté dans ce manuscrit. Pour étudier en détail ce sujet, une approche expérimentale a été entreprise et une structure traditionnellement dimensionnée par le biais de la méthode bielles-tirants a été choisie : un corbeau.

Les objectifs de la thèse sont de déterminer l'influence des différentes combinaisons d'actions liée à leurs historiques de chargement et des fissurations associée

sur les modèles bielles-tirants, et de disposer d'une base de validation expérimentales pour benchmarker les méthodes automatiques de génération de treillis bielles-tirants.

La première étape consiste à définir l'état de l'art sur le dimensionnement par la méthode des bielles – tirants. Puis on décrit le protocole expérimental. Ensuite, on procède au dépouillement des essais. Comparer entre les différents essais est possible et représente le cœur du dernier chapitre. Les différentes séquences d'essai notamment sur l'historique de chargements sont développées. Une discussion dans le sens du treillis équivalent de bielles – tirants est entamée et on détaille les principales conclusions en lien avec la campagne expérimentale.

Title : Experimental study of massive reinforced concrete zones by strain analysis for complex loads

Keywords : Concrete, experimental test, digital image correlation, strain, complex loadings

Abstract : The strut-and-tie method is the recommended design method for massive structures or D-zone in codes and standards. The application of the method is usually done by hand by the designer.

It is the subject of load history that is the focus of the work presented in this manuscript. In order to study this topic in detail, an experimental approach was undertaken and a structure traditionally designed using the push-pull method was chosen: a corbel.

The objectives of the thesis are to determine the influence of different combinations of actions related to their loading history and associated cracking on the

strut-and-tie models, and to have a basis of experimental validation to benchmark the automatic push-pull lattice generation methods.

The first step consists in defining the state of the art on the design by the Strut-and-tie method. Then the experimental protocol is described. Then, the tests are analysed. Comparison between the different tests is possible and represents the heart of the last chapter. The different test sequences, especially on the load history, are developed. A discussion in the direction of the equivalent tie-rod lattice is initiated and the main conclusions in relation to the experimental campaign are detailed.