

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES**

**Étude du comportement d'une dalle épaisse
avec biais sans armature de cisaillement lors
des essais de chargement – PO-03387**

par :

**Bruno Massicotte, ing., Ph.D.
Fabien Lagier, Ph.D.**

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

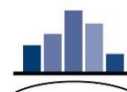
SR16-01
Février 2016
Janvier 2017

Étude du comportement d'une dalle épaisse avec biais sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-033877

Rapport de recherche



Février 2016
Révisé Janvier 2017
N/R: SR16-01 / P4495
V/R: R624.4



Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES

Étude du comportement d'une dalle épaisse avec biais sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-03387

Rapport de recherche

Par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

Bruno Massicotte, ing., Ph.D.

Professeur titulaire

Fabien Lagier, Ph.D.

Associé de recherche

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Février 2016

Révisé Janvier 2017

N/R: SR16-01 / P4495

V/R: R624.4

SOMMAIRE

Suite à l'effondrement du pont du boulevard de la Concorde, le ministère des Transports du Québec a décidé de procéder à des études poussées visant à mieux comprendre le comportement des ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement afin de lui permettre de mieux évaluer les ponts existants dont il a la responsabilité. Ces études comprennent à la fois des essais de chargement in situ pouvant aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage et des analyses non linéaires par éléments finis. Le présent document est un rapport de recherche rédigé après les essais de chargement in situ sur un pont biais à dalle épaisse construit en 1955 situé dans la municipalité de St-Denis-de-Kamouraska. Il a comme objectif de valider l'hypothèse de non fragilité des dalles épaisses de faible épaisseur sans armature de cisaillement supportée par les trois postulats suivants : que l'atteinte de la charge correspondant à l'initiation d'une rupture à l'effort tranchant ne devrait pas amener l'effondrement de l'ouvrage, que les efforts internes devraient se redistribuer bien avant l'atteinte d'une charge qui amènerait la ruine complète de celui-ci et que la rupture serait précédée de signes précurseurs.

Le pont retenu dans cette étude présentait un fort biais (39.8°), une portée nette inférieure à 8 m et une épaisseur de dalle de 457 mm. En 1996, des travaux d'élargissement du tablier ont été réalisés. Une extension de la dalle de 200 mm de chaque côté a été construite avec une reprise du béton de la dalle existante sur une largeur de 1000 mm. L'application d'un chargement concentré sur un seul axe d'essieu situé à 0.9 m de l'appui dans le coin obtus de dalle a été retenue afin de produire la condition d'effort tranchant critique. Cette configuration de chargement ne reflétait pas spécifiquement la position des essieux du camion CL-625, mais a cependant permis d'atteindre une rupture en cisaillement de la dalle.

Suite aux travaux de découpe des extrémités de la dalle, pour ne charger que la dalle d'origine, une fissure de cisaillement a pu être révélée dans le coin obtus de la zone chargée. Les carottages effectués lors d'inspections en 1994 et 2011 ne révélaient pas la présence d'une telle fissure, bien qu'un carottage fût prélevé en 2011 à l'endroit même de la fissure observée. Cette fissure de cisaillement pourrait s'être développée entre 2011 et 2015. Les inspections visuelles subséquentes réalisées conjointement entre le personnel de la direction des Structures du ministère des Transports et celui de l'École Polytechnique en 2011 et 2013, n'avait pas permis d'identifier cette fissure probablement déjà présente au sein de la dalle, mais possiblement non visible depuis la surface extérieure de la zone d'élargissement de dalle. Les travaux d'essai ont consisté à la détermination des caractéristiques géométriques de l'ouvrage à partir des plans, à l'inspection visuelle de l'ouvrage avant et après la suppression de l'élargissement du tablier, à la mise en place d'un banc de chargement et de l'instrumentation et finalement à la réalisation des essais de chargement. Les mesures des déplacements faites en utilisant la technique du balayage laser ont été comparées à celles obtenues d'instruments installés sur l'ouvrage. Des analyses non linéaires par éléments finis ont ensuite été réalisées et comparées aux résultats des essais afin de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage.

L'essai et les résultats des analyses permettent de conclure que le pont avait une capacité supérieure au niveau exigé par le code pour supporter les charges légales mais proportionnellement dans une moindre mesure que celle des ouvrages testés précédemment dû au fort biais de cet ouvrage et de la présence d'une fissure initiale.

Suite à l'application du chargement concentrée dans le coin obtus du tablier, la dalle biaise épaisse sans armature transversale a subi une rupture en cisaillement, suivant le plan de la fissure initiale relevée avant chargement. La rupture a été suivie d'une redistribution des efforts vers les zones intactes de la dalle pour conduire à un plan de cisaillement diffus, comportement caractéristique de ce type de pont qui présente une hyperstaticité intrinsèque.

Cet essai a donc permis de confirmer l'hypothèse de non fragilité. Les mesures sur les armatures réalisées lors des essais de la présente étude confirment que l'effet de goujon des armatures de flexion constitue un des principaux mécanismes de résistance après la rupture à l'effort tranchant, et confère une certaine ductilité au pont dans en phase post-pic. Ce mécanisme ne peut toutefois prendre place qu'avec les conditions d'appuis très particulières de cet ouvrage (influence des culées et des barres d'ancrages dalle/culée).

La méthode de balayage laser 3D sans contact s'est révélée intéressante et riche en information, permettant d'évaluer précisément l'ampleur de la surface de rupture sur la face inférieure de la dalle. Bien que la technique par balayage laser reste cependant moins bien adaptée à un essai en continu, cette technique est certainement prometteuse pour faire le suivi d'ouvrages sur une longue période afin de détecter l'apparition d'anomalies au cours du temps. Le post-traitement de telles méthodes est certes beaucoup plus lourd que l'analyse de potentiomètres, mais peut-être grandement facilité avec l'aide de logiciels commerciaux, tel que Matlab.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	i
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs du projet de recherche	2
1.3 Choix de l'ouvrage	2
1.4 Portée du rapport	3
1.5 Méthodologie et portée du rapport	3
1.6 Organisation du rapport	3
2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	4
2.1 Géométrie selon les plans	4
2.2 Géométrie relevée sur le terrain	10
2.3 Armatures	10
3 CONDITION DE L'OUVRAGE	14
3.1 État structural du béton	14
3.2 État des matériaux	15
3.3 Inspection préalable aux essais de chargement	17
4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU	24
4.1 Généralités	24
4.2 Préparation du pont	24
4.3 Système de chargement	26
4.4 Instrumentation	35
5 RÉSULTATS	43
5.1 Chargement 1 – Charge linéique P1 à P6	43
5.2 Chargement 2 – Chargement concentré dans le coin obtus S-E	53
5.3 Capacité résiduelle de la dalle après la ruine	68
5.4 Mesures avec balayage laser	70
6 COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT	10
6.1 Comportement global	10
6.2 Analyse non linéaire par élément finis	11
6.3 Sommaire des analyses par éléments finis	20
7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE	21
7.1 Rappel du contexte de l'étude et des conditions de l'essai	21
7.2 Sommaire des résultats	21
7.3 Portée des conclusions	22
7.4 Présence d'une fissure interne	22
REMERCIEMENTS	24
RÉFÉRENCES	25

1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

La Commission d'enquête sur le viaduc de la Concorde a soulevé des inquiétudes sur le comportement des ponts de type dalle épaisse sans armature de cisaillement. De plus, elle a signifié au ministère des Transports du Québec (MTQ) qu'il serait opportun, dans le cas de ces ouvrages, de mieux caractériser l'état des matériaux et de chercher à détecter au moyen de carottage la présence de défauts et de plans de fissuration. Le MTQ a donc mis en place un programme d'évaluation de la capacité portante des dalles épaisses sans armature de cisaillement.

L'évaluation des dalles épaisses faite selon l'approche courante du Code canadien pour le calcul des ponts routiers CSA-S6-14 [1] associe le comportement des dalles à celui de poutres de largeur unitaire. Une telle approche, raisonnable lors de la conception des ouvrages neufs, peut s'avérer pénalisante dans le cas d'ouvrages existants. Il est en effet possible qu'une redistribution des efforts puisse prendre place dans la structure avec l'apparition progressive de la fissuration du béton et la plastification des armatures. Une telle hypothèse, couramment admise pour le calcul de la résistance en flexion, pourrait également s'avérer réaliste à l'effort tranchant dans le cas des dalles pleines. Il est ainsi possible que la résistance en cisaillement puisse être excédée localement sans que cela ne conduise à l'effondrement de l'ouvrage.

Depuis plusieurs années, le MTQ s'est doté d'un plan d'action comprenant plusieurs mesures visant à contrer les risques de rupture fragile dans les structures de type dalle épaisse dont il a la responsabilité. À cet égard, le Ministère a confié à l'École Polytechnique de Montréal (EPM) le mandat de réaliser un projet de recherche sur la comparaison des méthodes d'évaluation traditionnelles et non linéaires de certains ouvrages (Massicotte et Yildiz [2]). Cette étude a permis de quantifier la pertinence de l'utilisation des méthodes non linéaires pour l'évaluation des ponts. Il a en effet été démontré que les analyses linéaires s'avèrent pénalisantes dans le contexte de l'évaluation de la capacité portante du fait qu'elles ne tiennent pas compte de la fissuration progressive du béton qui vient, en toute probabilité et de façon favorable, redistribuer les efforts dans la dalle.

L'hypothèse avancée quant à la redistribution des efforts suite à une rupture locale a d'ailleurs été démontrée expérimentalement lors de plusieurs essais de chargement similaire à celui décrit dans le présent rapport. En effet les essais et les résultats des analyses réalisés sur deux ouvrages du même type [3, 4] ont permis de conclure que les ponts de type dalle épaisse avaient la capacité de redistribuer les charges suite à une rupture locale, phénomène associé à l'hyperstaticité intrinsèque de ce type de pont.

De plus, des analyses par éléments finis linéaires [5] et non linéaires [6] ont également permis de démontrer que les ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement présentaient un haut degré de redondance intrinsèque même suite à une rupture locale à l'effort tranchant. Ces études ont ainsi clairement établi qu'il s'opère une redistribution des efforts de cisaillement aux appuis d'une dalle non armée due à la fissuration en flexion et que lorsqu'une rupture locale en cisaillement survient, les efforts sont redistribués vers les zones moins chargées. Un tel comportement n'a pas été possible dans le cas du porte-à-faux mis en cause dans l'effondrement du pont de la Concorde [7]. Malgré le haut degré de raffinement des études

numériques, la réalisation d'essais in situ apportera une évidence expérimentale essentielle à la compréhension des phénomènes mis en cause.

Les essais déjà réalisés ont porté sur des ponts sans biais [3] ou avec un très faible biais [4]. Or la présence d'un biais augmente de manière importante les efforts tranchant dans les coins obtus des dalles [5]. Cette situation prévalait pour le pont de la Concorde dans la zone où s'est produite la rupture qui a conduit à l'effondrement.

Dans ce contexte, le ministère des Transports a décidé de procéder à des études poussées visant à mieux comprendre le comportement des ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement afin d'évaluer plus justement les ponts existants dont il a la responsabilité. Ces études comprennent à la fois des essais de chargement in situ pouvant aller jusqu'à la ruine de l'ouvrage combinées à des analyses non linéaires par éléments finis.

1.2 Objectifs du projet de recherche

Les objectifs du projet de recherche ont été établis avec la prémisse, pour les dalles épaisses sans armature de cisaillement, que l'atteinte de la charge correspondant à l'initiation d'une rupture à l'effort tranchant ne devrait pas amener l'effondrement de l'ouvrage et que les efforts internes devraient se redistribuer avant que la ruine complète de celui-ci ne survienne. Toutefois, cette hypothèse, validée sur trois ouvrages, n'a pas été évaluée pour un pont présentant un fort biais. Sur cette base, le projet de recherche vise à :

- déterminer la charge théorique associée avec la rupture en cisaillement calculée selon la méthode de calcul de la résistance spécifiée dans le code CSA-S6;
- établir la charge réelle associée avec l'initiation d'un mode de rupture en cisaillement pour une dalle épaisse biaise;
- déterminer la charge supplémentaire devant être appliquée pour amener l'effondrement (ruine) de l'ouvrage.

Le présent document est un rapport de recherche réalisé après les essais in situ. Il a comme objectifs spécifiques de :

- définir l'état général du pont avant les essais de chargement;
- présenter la réalisation des essais in situ;
- analyser les résultats expérimentaux;
- comparer les résultats de méthodes d'instrumentation par balayage laser à celles obtenues d'instruments installés sur l'ouvrage;
- comparer les résultats théoriques obtenus par des analyses non linéaires aux mesures des essais in situ.

1.3 Choix de l'ouvrage

Le présent rapport porte sur le pont P-03387 [8] comportant une seule travée simplement supportée, avec un biais de 39.8°. Ce pont a été évalué et inspecté en 2011 par le ministère

des Transports [9]. Le pont ayant été prévu pour être remplacé pour des raisons de géométrie, il a été identifié par le MTQ comme étant un ouvrage typique pour lequel un essai in situ à la rupture jumelé à des analyses non linéaires pouvait permettre de bien comprendre le comportement à l'effort tranchant des ponts de type dalle épaisse sans armature de cisaillement présentant un fort biais.

1.4 Portée du rapport

Le présent rapport porte sur un pont comportant une travée simplement supportée avec un fort biais. Le présent document vise à corroborer expérimentalement les résultats mis en évidence par l'étude comparative des méthodes de calcul spécifiées dans le code CSA-S6 et les analyses non linéaires pour les ponts à dalle épaisse [2]. La portée des conclusions de cette étude pourra être étendue à d'autres structures de même type. Il serait toutefois prudent de limiter la portée de celles-ci aux ouvrages du même gabarit, à savoir un pont de faible épaisseur dont la dalle est coulée de manière monolithique sur les culées et ancrée dans celles-ci.

1.5 Méthodologie et portée du rapport

La méthodologie adoptée utilise en partie l'approche utilisée lors des travaux réalisés dans le cadre de l'étude comparative des méthodes d'évaluation [2], d'essais à la rupture sur des ouvrages similaires [3, 4], ainsi que l'expertise sur l'effondrement du pont du boulevard de la Concorde [7], adaptée toutefois à la réalisation du chargement à la rupture de l'ouvrage. Les travaux ont consisté à :

- un rappel des inspections de l'ouvrage effectuées à l'automne 2011 et à l'été 2013;
- la description de l'inspection visuelle préalable aux essais de chargement;
- aux travaux de préparation du pont avant les essais;
- à l'installation du système de chargement;
- au montage expérimental et à l'installation de l'instrumentation du MTQ;
- à la réalisation de l'essai de chargement (29 mai 2015);
- au traitement des résultats;
- à la comparaison de méthodes d'instrumentation;
- à la réalisation d'analyses non linéaires;
- à la formulation de conclusion.

1.6 Organisation du rapport

Le chapitre 2 du rapport présente la description de l'ouvrage. Les conditions de celui-ci suite aux inspections sont décrites au chapitre 3. La description de la réalisation des essais in situ visant à décrire le système de chargement et l'instrumentation installée sont présentées au chapitre 4. La réponse expérimentale de la dalle du pont selon les différents cas de chargement est présentée au chapitre 5. Le chapitre 6 présente les analyses non linéaires par éléments finis de l'ouvrage. La conclusion de ce rapport d'essai est présentée au chapitre 7.

2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 Géométrie selon les plans

Les informations retrouvées sur le plan d'origine [8] indiquent que le pont P-03387 permet à la route 287 d'enjamber le ruisseau du Bras (Figure 2.1). L'ouvrage, construit en 1954 et de type dalle épaisse, consiste en une seule travée s'appuyant sur deux culées (Figure 2.2). Selon les plans d'origine le tablier possède un biais de 39.8° , affiche une longueur totale aux plans de 9.144 m (30') et repose aux extrémités sur les culées sur une largeur de 752 mm (2' 5 $\frac{5}{8}$ "), tel qu'indiqué à la Figure 2.3. Ainsi, la portée nette est 7.640 m (25' $\frac{3}{4}$ "). Il est constitué d'une dalle épaisse dont l'épaisseur nominale est 457 mm (18") (Figure 2.4). Sur les plans la largeur totale de la dalle est de 8.636 m (28' 4") et la voie carrossable est de 7.315 m (24' 0"). Les éléments de fondation consistent en deux culées en béton armé sur pieux aux extrémités du pont (Figure 2.3).

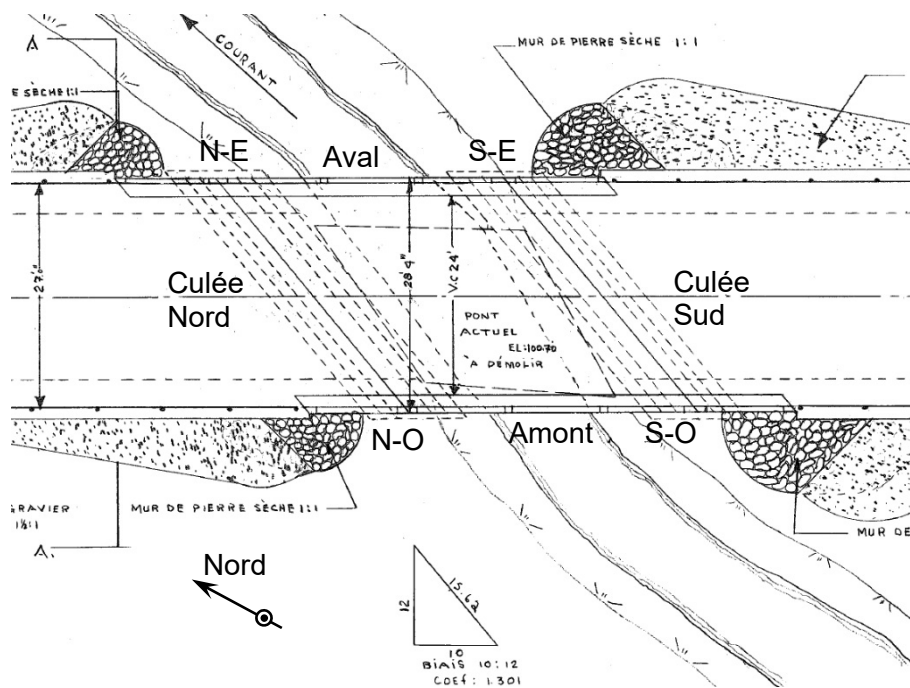


Figure 2.1 – Vue en plan de l'ouvrage (Plan d'origine)

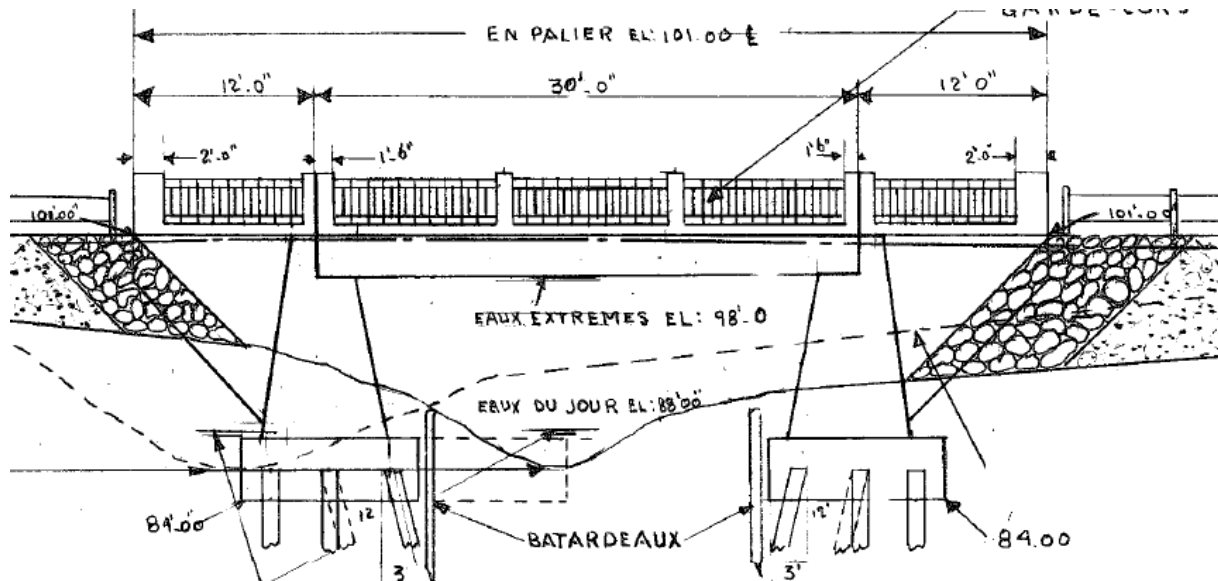


Figure 2.2 – Vue en élévation de l'ouvrage (Vue aval – Plan d'origine)

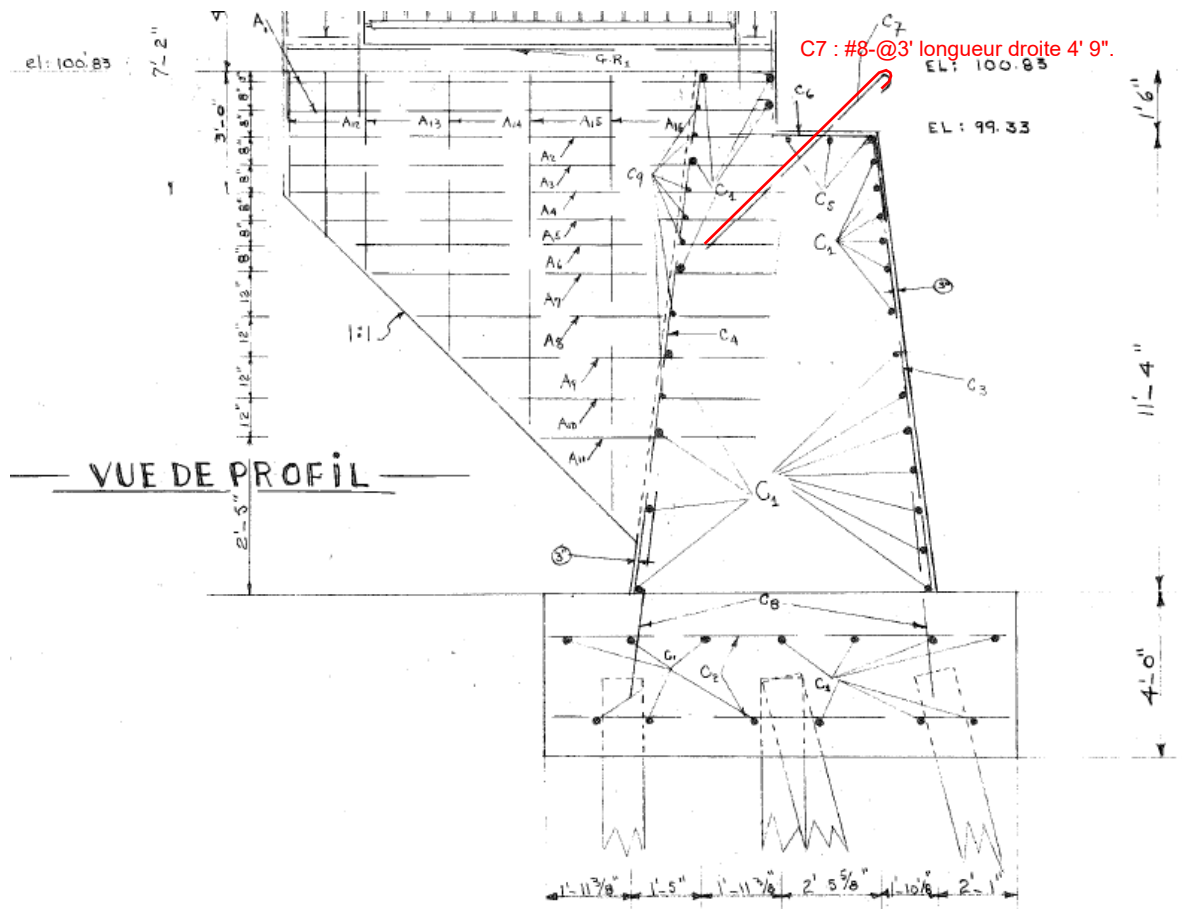


Figure 2.3 – Coupe longitudinale de la culée (Plan d'origine)

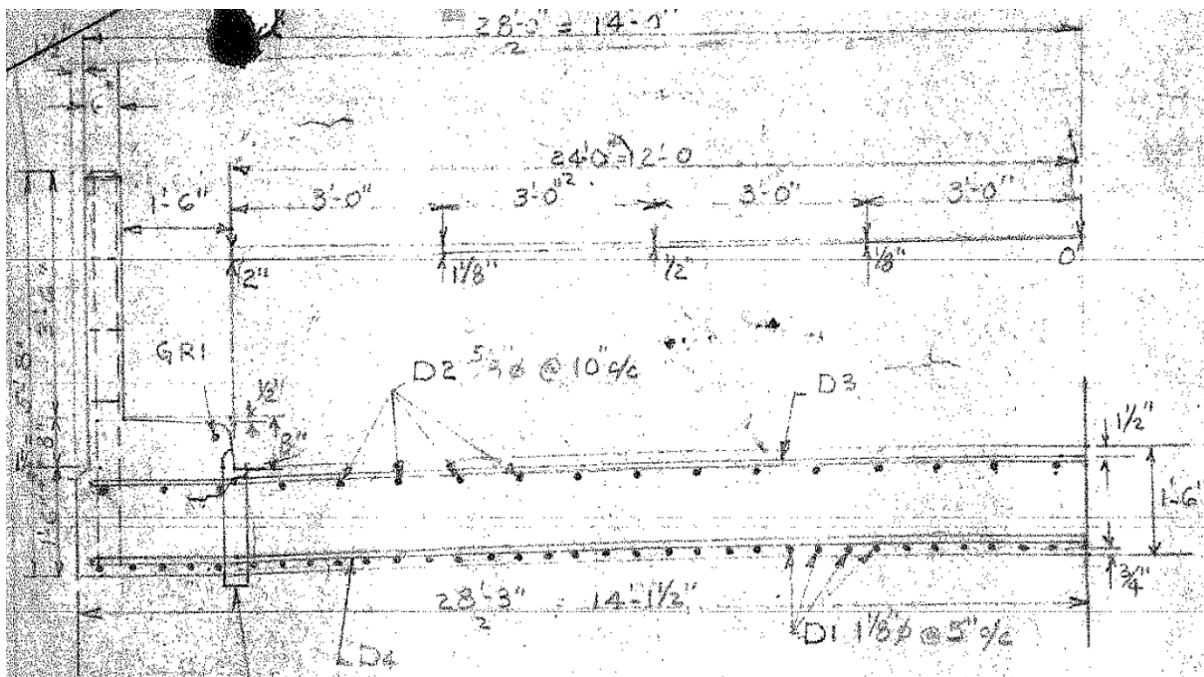


Figure 2.4 – Demie-coupe transversale (Plan d'origine)

Suite à une expertise du pont effectuée en 1994 [10] par la section Béton de Ciment du Laboratoire des matériaux du Ministère (Figure 2.5), des travaux de réparation ont été entrepris durant l'été 1996 [11] du 1^{er} juin au 15 septembre.



Vue générale côté aval direction sud



Vue générale côté amont direction sud

Figure 2.5 – Photo de l'inspection du pont en 1994

Les travaux ont essentiellement consisté à la réfection des côtés extérieurs de la dalle et des murs en retour des culées ainsi que le remplacement des chasse-routes et des garde-fous. Cette réparation a conduit à un élargissement de 200 mm de chaque côté de la dalle et des murs en retour des culées. En surface supérieure de la dalle en béton une membrane

d'étanchéité et un revêtement en enrobé bitumineux ont été mis en place tout en maintenant la circulation à une voie sur l'ouvrage.

Les plans du devis de réparation révèlent que la longueur de la dalle n'est pas parfaitement constante, 150 mm de différence existant entre le côté amont et aval, tel que montré sur la Figure 2.6. Selon les plans du devis, la largeur existante de la dalle de 8.620 m (contrairement à 8.636 m selon les plans d'origine) sera de 9.020 m après réparation (Figure 2.7).

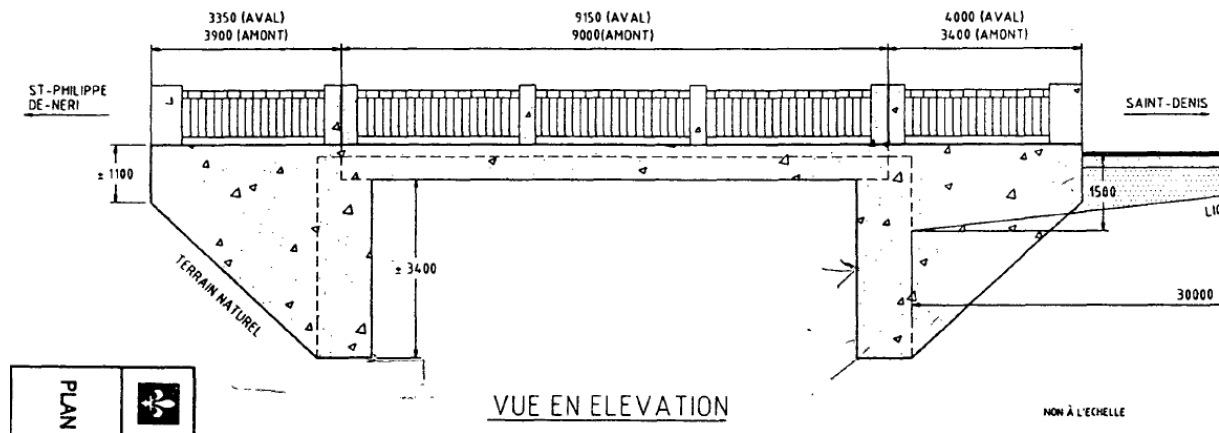


Figure 2.6 – Vue en élévation de l'ouvrage (Plan du devis de réparation)

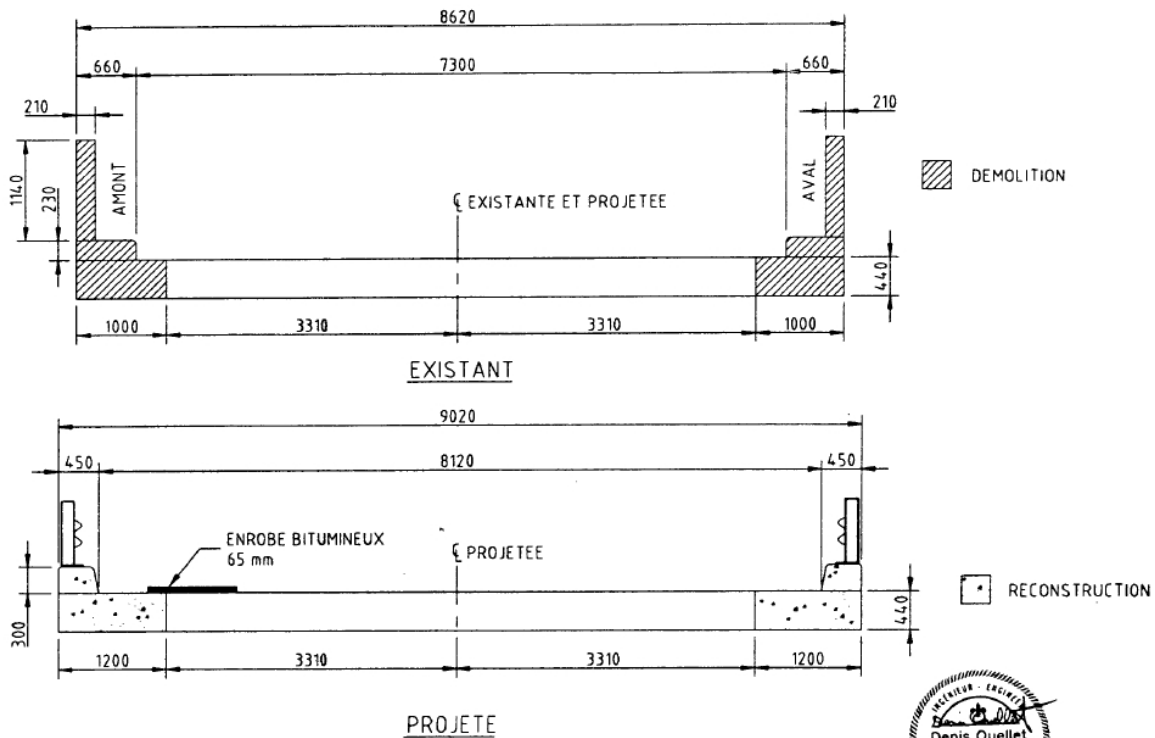


Figure 2.7 – Sections transversales du pont (Plan du devis de réparation)

Les vues d'ensemble de l'ouvrage de la face amont et aval prises après les travaux d'élargissement sont montrées sur la Figure 2.8 et Figure 2.9.



Figure 2.8 – Vue d'ensemble de l'ouvrage (Côté aval, décembre 2011)



Figure 2.9 – Vue d'ensemble de l'ouvrage (Côté amont, octobre 2008)

La Figure 2.10 et Figure 2.11 illustrent les travaux d'élargissement effectués en 1996 aux extrémités de la dalle et des murs en retour des culées.



Figure 2.10 – Mise en évidence de l'élargissement d'extrémité - Vue de la culée Sud côté amont (juillet 2013)



Figure 2.11 – Mise en évidence de l'élargissement d'extrémité - Vue de la culée Sud côté aval (juillet 2013)

2.2 Géométrie relevée sur le terrain

La géométrie de l'ouvrage réel diffère légèrement de celle présentée sur les plans. Le Tableau 2.1 résume la comparaison entre les plans et la réalité mesurée sur site. Il a pu être constaté que l'épaisseur de la dalle est globalement plus épaisse d'environ 10 mm. Pour le reste des autres dimensions, les différences sont négligeables.

Tableau 2.1 – Détails de la géométrie réelle de la dalle

Géométrie	Plan (m)	Réel (m)	Différence (mm)	Écart (%)
Portée nette dalle				
- Amont	7.646	7.625	-21	-0.2%
- Aval	7.496	7.485	-11	-0.1%
Épaisseur de la dalle	0.457	0.460 à 0.470	3 à 13	-0.6% à 2.8%
Largeur totale de la dalle après élargissement	9.020	8.850 à 9.020	170 à 0	1.8% à 0%

2.3 Armatures

Les armatures du pont présentes dans la dalle et les parapets sont lisses. Il y a également des barres d'ancrage qui lient la culée à la dalle, désigné C7 sur le plan de la Figure 2.3. Aucun étrier n'est présent dans la dalle. Un résumé du détail des armatures dans la dalle est indiqué au Tableau 2.2. Les barres longitudinales du lit inférieur (D1) sont terminées par des crochets à 180° alors que les barres transversales des lits inférieurs sont droites. Les barres longitudinales et transversales du lit supérieur sont toutes droites. Les barres d'ancrage inclinées dans la culée sont ancrées dans la dalle par un crochet.

Tableau 2.2 – Détails des armatures de la dalle

Type d'armature	Diamètre (po)	Aire (mm ²)	Espacement (po – mm)	Position – d (po - mm)	Extrémités
Longitudinale inférieure (D1)	1 ¹ / ₈	641	5 – 127	16 ¹¹ / ₁₆ – ±425	Crochets
Longitudinale supérieure (D2)	5 ⁵ / ₈	198	10 – 254	± ³⁹ / ₁₆ – ±60	Droites
Transversale supérieure (D3)	5 ⁵ / ₈	198	12 – 305	²⁹ / ₁₆ – ±45	Droites
Transversale inférieure (D4)	5 ⁵ / ₈	198	24 – 609	15 ¹³ / ₁₆ – ±400	Droites
Ancrages aux culées (C7)	1	507	36 – 914	s/o	Droites et Crochets

La nuance des armatures n'est pas indiquée sur les plans. Durant la phase de démolition du pont, à la suite des essais de chargement, deux échantillons des barres longitudinales et des barres transversales du lit inférieur ont été testés en traction directe. Les résultats sont présentés au Tableau 2.3.

La valeur moyenne obtenue de l'ensemble des barres testées pour le module d'élasticité est de $E_s = 198.5$ MPa et la limite d'élasticité $f_y = 292$ MPa (valeur à 0.2%). Néanmoins, il est à noter qu'un écart important est présent entre les deux tests menés sur les barres d'armature longitudinale inférieure (D1). Les résultats obtenus du test n°2 présente un module d'élasticité 10% supérieur, et une limite d'élasticité supérieure de 23%. Plusieurs facteurs pourraient expliquer cet écart, tel qu'une grande différence de la vitesse de chargement entre les essais, la barre d'armature a été écrouie durant la phase de chargement à rupture du pont, la barre n'était pas parfaitement rectiligne. La pertinence des résultats obtenus du test n°2 sur les barres d'armature longitudinales inférieures semble donc incertaine.

Tableau 2.3 – Détails des résultats d'essai de traction

Type d'armature	Diamètre (po)	Test	E_s (GPa)	f_y (MPa)
Longitudinale inférieure (D1)	$1\frac{1}{8}$	1	196	268
		2	215	330
		Moy.	205.5	299
Transversale inférieure (D4)	$\frac{5}{8}$	1	185	283
		2	198	285
		Moy.	191.5	284

Les positions des barres d'armatures selon les plans originaux sont indiquées sur la Figure 2.12 et la Figure 2.13.

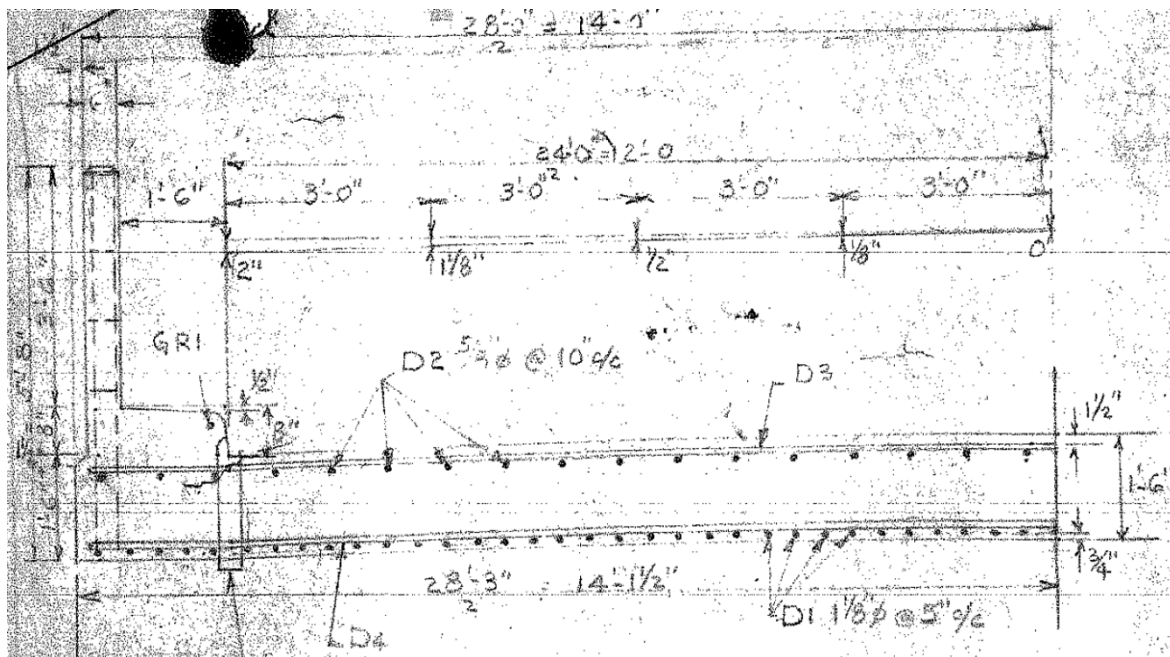


Figure 2.12 – Position des armatures dans la dalle – Coupe transversale

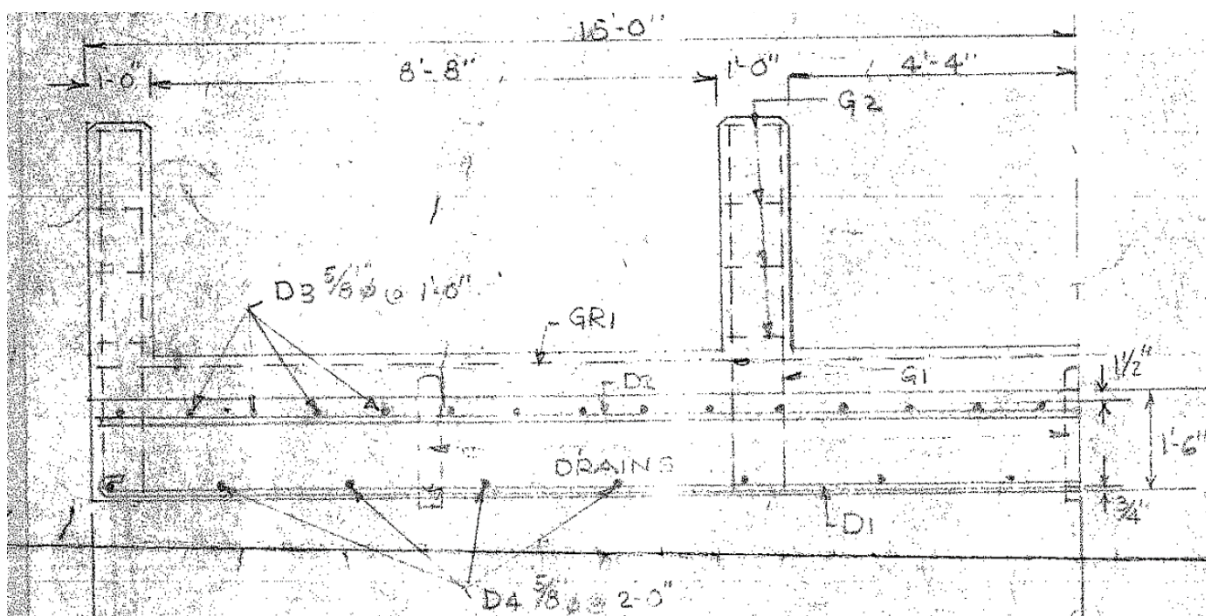


Figure 2.13 – Position des armatures dans la dalle – Coupe longitudinale

D'un point de vue général, l'espacement réel mesuré des différents lits d'armature est relativement irrégulier. La précision sur le positionnement latéral des barres est de l'ordre de ± 100 mm. Au niveau des positions verticales, la position des armatures du lit inférieur de la dalle (D1 et D4) est relativement bien respectée avec une précision de ± 5 mm. Par contre, la position verticale des lits supérieurs n'est aucunement respectée. La position des barres

supérieures transversales (D3) varie entre 100 mm et 225 mm par rapport à la fibre supérieure, tel qu'illustré sur la Figure 2.14, contrairement à la position requise de 45 mm. Sur les plans d'origine de ferrailage de la dalle, aucune indication n'a été spécifiée sur le réseau de chaises à installer pour maintenir en position les barres d'armatures sur lit supérieur. Ce mauvais positionnement est donc probablement le résultat d'un manque drastique de chaises installées durant la phase de ferrailage.



Figure 2.14 – Illustration de la position réelle des armatures supérieures dans la dalle

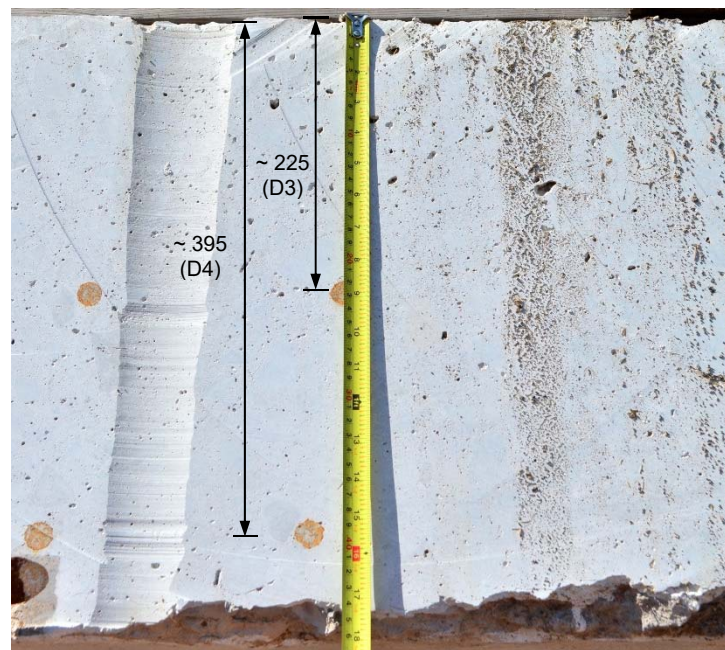


Figure 2.15 – Zoom de la zone la plus critique de la position des barres d'armature du lit supérieur

3 CONDITION DE L'OUVRAGE

3.1 État structural du béton

Le dernier état de la structure est celui décrit suite à l'inspection pour évaluation réalisée en 2011 par une firme d'ingénierie pour le ministère des Transports [9]. On y indique que le pont P-03387 est en bon état que les éléments qui retiennent l'attention sont les deux culées [9]. En effet, nous avons noté des fissures sur les murs en retour des culées en béton lors de notre visite en juillet 2013 (Figure 3.1). De plus en sous-face de la dalle et sur les murs de culées, des traces d'efflorescences blanchâtres sont apparentes en surface du béton (Figure 3.2).



Vue culée nord côté amont



Vue culée sud côté amont

Figure 3.1 – Vue des épaufrures sur la culée nord.



Figure 3.2 – Vue des traces d'efflorescences blanchâtres sur la culée nord.

3.2 État des matériaux

Les deux carottes prélevées lors de l'expertise en 1994 effectuée par le Laboratoire des matériaux [10] donnent une résistance moyenne du béton de la dalle de 24.7 MPa, résumé dans le Tableau 3.1. La position des carottages dans la dalle est illustrée sur la Figure 3.3. L'expertise mentionne également que le béton en place est de mauvaise qualité ; qu'il est composé de gros graviers non concassés (faible et poreux, mais en bon état) [10]. Lors de notre visite en juillet 2013, une large zone d'épaufrures a été relevée dans l'angle aigu (sud-ouest) de la dalle (Figure 3.4a). Cette zone permet de constater la grosseur des granulats qui sont présents dans la dalle (Figure 3.4b). En 2011, suite à une expertise de Cima+ pour effectuer un rapport d'évaluation du pont [12], des carottes ont été prélevées dans la dalle du pont pour définir la qualité du béton. Le rapport révèle la présence de granulats jusqu'à 40 mm de diamètre. Des essais de compression ont été menés sur trois de ces carottages. Une résistance moyenne du béton en compression de 33.7 MPa a été obtenue soit une augmentation de 36% de la résistance par rapport aux tests menés en 1994. Typiquement, la résistance à 50 ans des bétons confectionnés dans les années 40-50 est 2.4 fois celle mesurée à 28j [13]. Plus le rapport eau/ciment est élevé, plus l'augmentation relative de résistance est importante. Cependant, le gain de résistance se développe majoritairement durant les 20 premières années. Il est donc peu probable que ce gain de résistance soit associé à l'aspect temporel, sachant qu'en 1994 la maturité du béton était déjà de 39 ans. Plusieurs hypothèses peuvent expliquer une telle différence. La première pourrait venir d'une très forte variabilité de performance et qualité des différentes gâchées de béton lors du coulage du pont en 1955. Cependant, cette hypothèse est peu probable au regard des divers points de carottage effectués par expertise. Il y a de forte chance que cette différence soit due à des conditions d'essai de compression différentes entre les deux investigations. La taille de la carotte testée, le type de cure et les conditions aux limites de l'essai sont des paramètres ayant un impact direct sur la résistance en compression du béton. Dans le rapport d'expertise de 1994 [10], aucune information n'est mentionnée au niveau de ces paramètres. Les seules informations disponibles sont la longueur des carottes de 220 mm (test 1) et 240 mm (test 2). Dans chacune des éprouvettes testées une armature lisse était présente à mi-hauteur. Selon la norme CAN/CSA-A23-2-14C, les carottes destinées à déterminer la résistance à la compression ne devraient pas être effectuées en présence d'armature. Leur présence peut conduire à une diminution de la résistance en compression.

En 2011, les essais ont été effectués sur des carottes de 100 mm de diamètre ayant subi une cure humide de 48h avant l'essai. La plus faible résistance obtenue en 1994, pourrait être expliquée par l'utilisation de carotte de 150 mm de diamètre et des essais réalisés sans cure humide. Quoiqu'il en soit, les valeurs obtenues en 2011 sont très contestables car elles ne respectent pas la norme CAN/CSA-A23.2-09C et CAN/CSA-A23-2-14C, dans laquelle il est stipulé « que les carottes destinées à la détermination de la résistance à la compression doivent avoir un diamètre égal à au moins trois fois la dimension nominale maximale du gros granulat du béton ». En présence de granulats de 40 mm, le diamètre des carottes aurait dû être d'au moins 120 mm.

Tableau 3.1 – Détails des résultats d'essais de compression

Expertise	Date	Test	f_c (MPa)	Absorption (%)
Béton de ciment	1994	1	24.9	6.8
		2	24.4	7.0
		Moy.	24.7	6.9
Cima+	2011	3	35.2	8.22
		4	32.5	
		5	33.5	
		Moy.	33.7	8.22

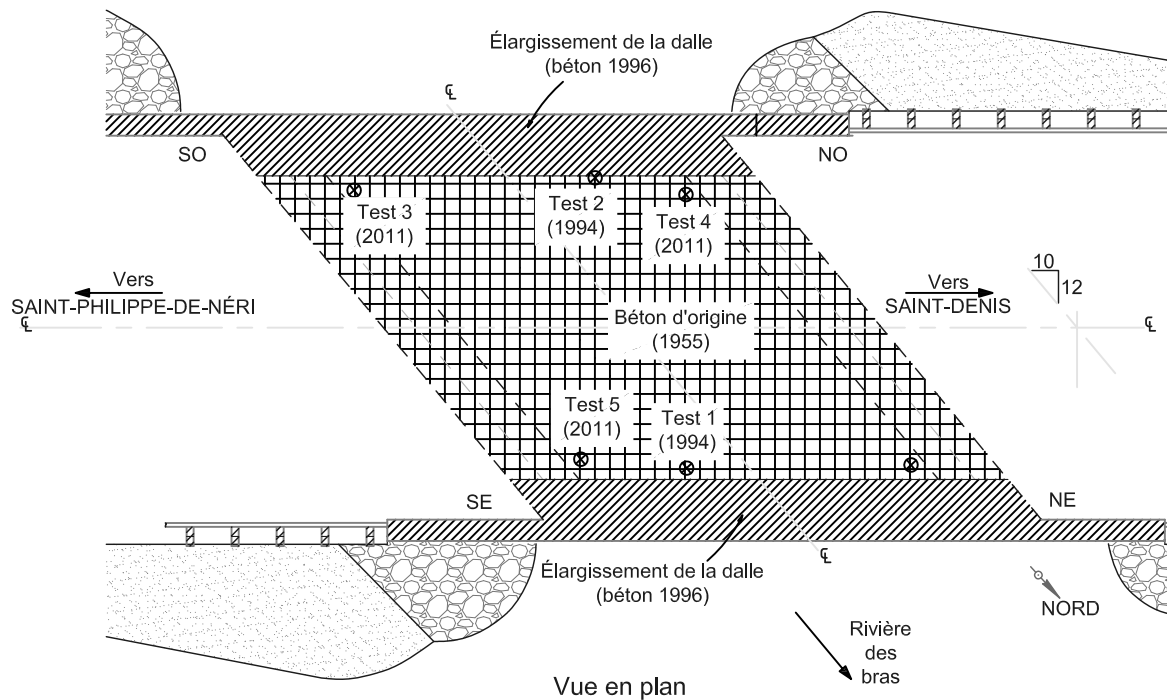


Figure 3.3 – Types de béton et carottages



(a) Épaufrure à la connexion dalle-culée



(b) Épaufrure sur le mur interne de la culée

Figure 3.4 – Épaufrures du béton d'enrobage

Selon l'expertise de 1994 [10], les armatures rencontrées sont dans un excellent état et ont aussi un bon enrobage de béton qui semble se situer aux alentours de 100 mm. Cela montre qu'au point de carottage, la nappe d'armature supérieure est bien plus basse que sur le plan d'origine, tel que constaté visuellement avant les essais de chargement (Figure 2.14). Le rapport mentionne que le bitume n'adhère pas complètement la surface en béton de la dalle, ce qui laisse supposer qu'il n'y a pas eu d'étanchéité sur la dalle avant les travaux de 1996. Le devis de 1996 [11] stipule la mise en place d'une membrane d'étanchéité et d'un enrobé bitumineux. La dernière évaluation de la capacité portante réalisée par le Ministère date de 2014 [14] dont les valeurs du facteur F sont données au Tableau 3.2.

Tableau 3.2 – Évaluation de la capacité portante selon le MTQ [14]

Localisation	Type effort	Facteur F
Ancrage appui	1 – Flexion poutre	2.44
Dalle avec CV	2 – Cisaillement poutre	1.22
Dalle	1 – Flexion poutre	1.44

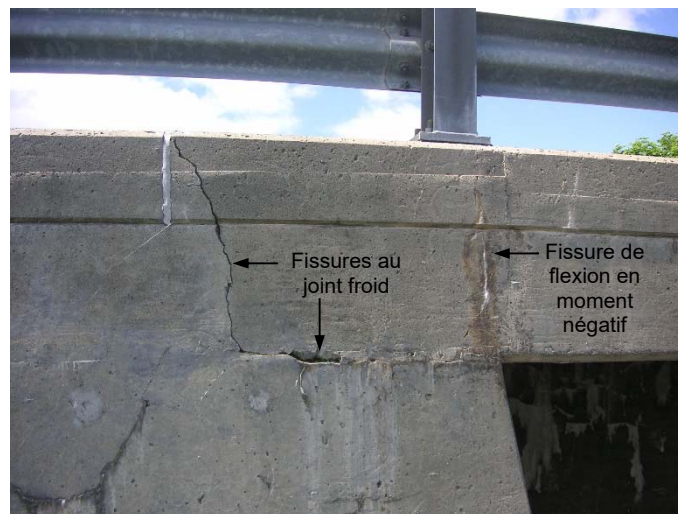
3.3 Inspection préalable aux essais de chargement

3.3.1 Avant la phase de préparation du pont pour les essais de chargement

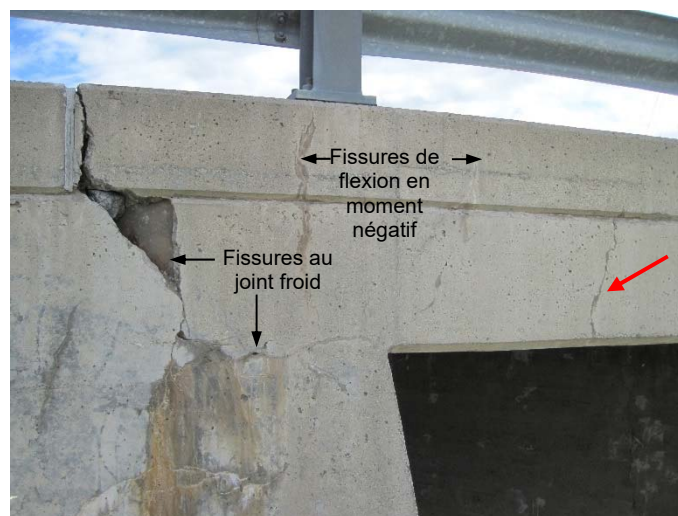
Deux inspections ont été réalisées conjointement entre le personnel de la direction des Structures du ministère des Transports et celui de l'École Polytechnique, le 5 décembre 2011 et le 11 juillet 2013. Ces inspections ont permis de valider les observations retrouvées dans le rapport d'inspection de 2011 [9].

Aux extrémités de la dalle sur la culée aux deux coins obtus (nord-ouest et sud-est), une fissure bien ouverte est visible au droit du joint froid (Figure 3.5). De plus, des fissures verticales en moment négatif sont visibles aux extrémités de la dalle au droit de la zone de support sur la

culée (Figure 3.5). Il est fort probable que la fissure relevée sur l'éprouvette carottée, test 5 (2011) d'après la Figure 3.3, soit la continuité de la fissure de moment négatif sur appui visible à l'extrémité de la dalle. Au droit du carottage, il est mentionné que la profondeur de la fissure est de 220 mm, que son plan de fissuration est parallèle aux barres transversales et que la fissure continue sur les côtés du trou [12]. L'ensemble de ces fissures relevées se sont produites après les travaux de réfection et d'élargissement du pont en 1996. L'ensemble de ces fissures traversent le chasse-roue et la quasi-totalité de l'épaisseur de la dalle.



(a) Angle obtus nord-ouest



(b) Angle obtus sud-est

Figure 3.5 – Relevé de fissures aux angles obtus

3.3.2 Après la phase de préparation du pont pour les essais de chargement

Avant l'installation du banc de chargement, des travaux préliminaires ont été effectués. Le détail de ces travaux est présenté à la section 4.2. Durant cette phase, une largeur de 1300 mm de dalle de chaque côté du pont a été enlevée, soit 100 mm de plus que la zone réparée durant les travaux de 1996, ce qui permet de retrouver uniquement les caractéristiques du pont tel que construit en 1955.

Suite à ces travaux de découpe, une fissure de cisaillement a pu être révélée au coin obtus sud-est de la dalle, tel que tracé en rouge sur la Figure 3.6. Lors de l'expertise de 1994 avant les travaux d'élargissement, aucune information ne relate la présence d'une telle fissure de cisaillement dans cette zone. Durant les inspections visuelles de 2011 et 2013, cette fissure probablement déjà présente au sein de la dalle n'est pas clairement visible depuis la surface extérieure de la dalle dans la zone du béton réparée, tel que montré à la Figure 3.5b. Toutefois une fissure à la face externe montrée par une flèche rouge sur la Figure 3.5b pourrait être associée à la fissure de cisaillement sans que l'on puisse l'affirmer positivement.



Figure 3.6 – Fissures de cisaillement et flexion présente avant les essais de chargement, coin sud-est

La carotte identifiée test 5 sur la Figure 3.3, prélevée en 2011, ne révèle pas la présence de cette fissure de cisaillement en partie inférieure de la dalle, comme le montre le profil de fissuration à la Figure 3.7. Il y a donc de forte chance que cette fissure se soit produite après l'inspection de Cima+ en 2011. La simple inspection visuelle n'a cependant pas permis de connaître l'étendue de cette fissure au sein de la dalle. Cette fissure de cisaillement non clairement identifiée durant les phases d'inspection va avoir un rôle majeur sur la capacité ultime et le mode de rupture de la dalle.

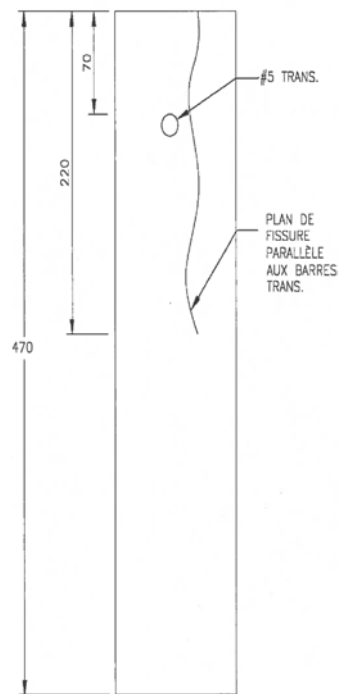


Figure 3.7 – État de fissuration de la carotte, test 5 (2011), prélevé dans le coin obtus sud-est

Toujours dans le coin obtus sud-est, deux fissures verticales, en partie supérieure de la dalle sont présentes, accentuées par des traits jaunes sur Figure 3.8. La première est la plus profonde au droit de la culée et la deuxième à environ 175 mm de la face de la culée. Une autre fissure verticale à droite de la fissure de cisaillement représentée en vert sur la Figure 3.6 est relevée. Cette fissure est plus ouverte en partie supérieure.



Figure 3.8 – Fissure verticale en partie supérieure au droit du support de la culée, coin sud-est

Dans le coin obtus nord-ouest, il est intéressant de noter que les fissures verticales relevées dans le coin opposé sont aussi présentes (Figure 3.9).

En sous-face de la dalle, un réseau de fissures longitudinales au droit des barres d'armatures longitudinales du lit inférieur est noté, avec un espacement correspondant à l'espacement des barres D1.



Figure 3.9 – Fissures de flexion angle nord-est présente avant les essais de chargement, coin nord-ouest

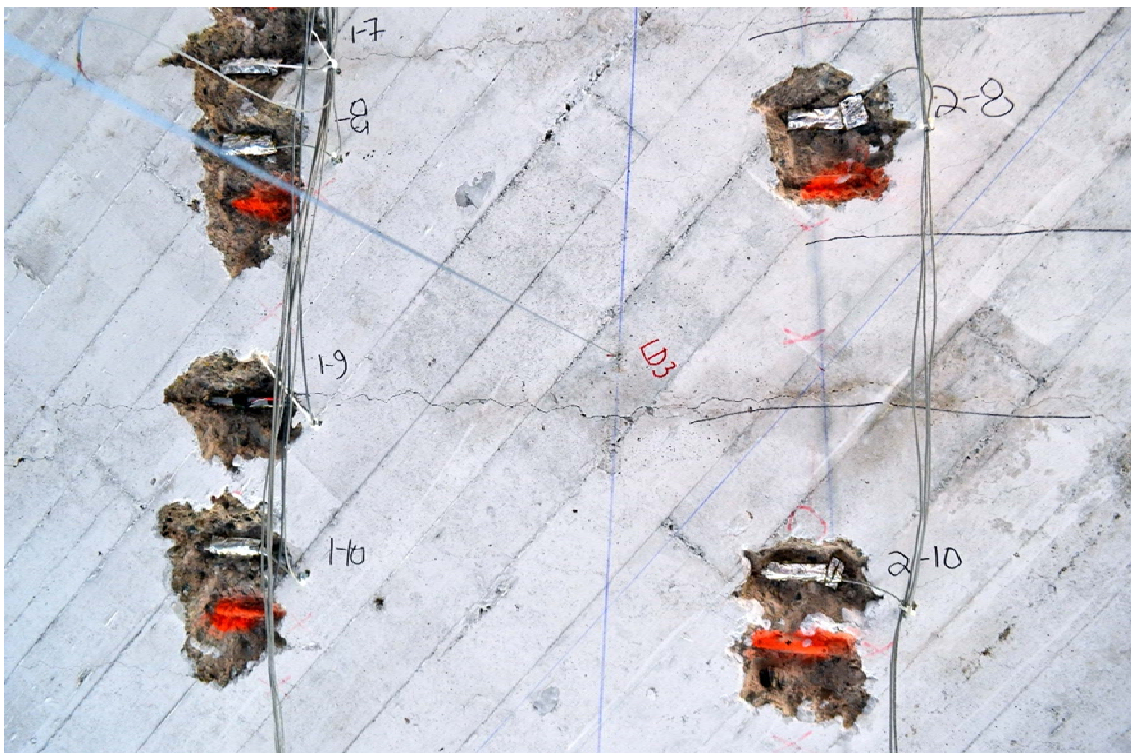


Figure 3.10 – Réseau de fissures au droit des barres d'armature longitudinales inférieures

Du côté amont de la dalle, des fissures dans le plan des barres inférieures côté sud sont visibles (Figure 3.11). Ces fissures peuvent être liées au processus de corrosion des barres d'armatures. La profondeur de ce plan de fissuration n'a pu être déterminée visuellement.



Figure 3.11 – Plan de fissuration au niveau des lits inférieurs d'armature de la dalle – côté amont direction sud

4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU

4.1 Généralités

Les essais ont été réalisés le 29 mai 2015. Plusieurs intervenants ont participé à ces essais, dont :

- **Le Ministère des Transports du Québec** – La direction des Structures et la direction Territoriale du Bas-Saint-Laurent, Gaspésie, Îles de la Madeleine ont été impliquées dans ce projet. Instigateur de ce projet, le Ministère a réalisé les plans et devis d'instrumentation et coordonné les divers intervenants du projet. Lors des essais le Ministère a fourni et mis en place l'instrumentation installée sur l'ouvrage et il a réalisé la prise des données.
- **L'École Polytechnique de Montréal** – Le personnel du Groupe de recherche en génie des structures (GRS) a réalisé les études préliminaires pour la conception du banc de chargement [15] et la détermination de la position des charges et des cas de chargement [16]. L'École Polytechnique a coordonné le déroulement des activités lors des essais et a par la suite traité et analysé les résultats des essais.
- **Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard et Associés** – Cette firme d'arpenteurs-géomètres a utilisé une technique de mesure des déplacements de la structure au moyen d'un balayage laser en 3D.
- **Allen** – Entrepreneur général, il a réalisé les travaux préparatoires du pont, la mise en place du banc de chargement et de l'ancrage de celui-ci dans les culées et l'installation des blocs d'ancrage pour les capteurs de déplacement utilisés par le MTQ. Lors des essais l'entrepreneur était aussi responsable de l'alimentation électrique, de l'utilisation des pompes ainsi que des différentes opérations de boulonnage reliées à l'utilisation du banc de chargement.

4.2 Préparation du pont

Avant de pouvoir installer le banc de chargement et de procéder aux essais, il a fallu effectuer des travaux préliminaires. Les travaux préparatoires comprenaient donc :

- l'enlèvement de l'enrobé bitumineux;
- la réduction de la largeur de la dalle de 1.3 m de part et d'autre de la dalle en béton par sciage (Figure 4.1);
- la peinture blanches des côtés extérieurs et la face inférieure de la dalle.

Ceci a permis d'avoir une largeur de tablier d'environ 6.45 m (Figure 4.2). Cette opération a donné une surface bien plane sur les côtés de la dalle permettant une mesure aisée de l'ouverture des fissures durant les essais de chargement. La découpe des extrémités de la dalle a de plus permis de révéler une fissure de cisaillement interne qui n'avait jamais été détectée auparavant. La Figure 4.2 donne les dimensions mesurées de l'ouvrage.



Figure 4.1 – Dalle après sciage des extrémités

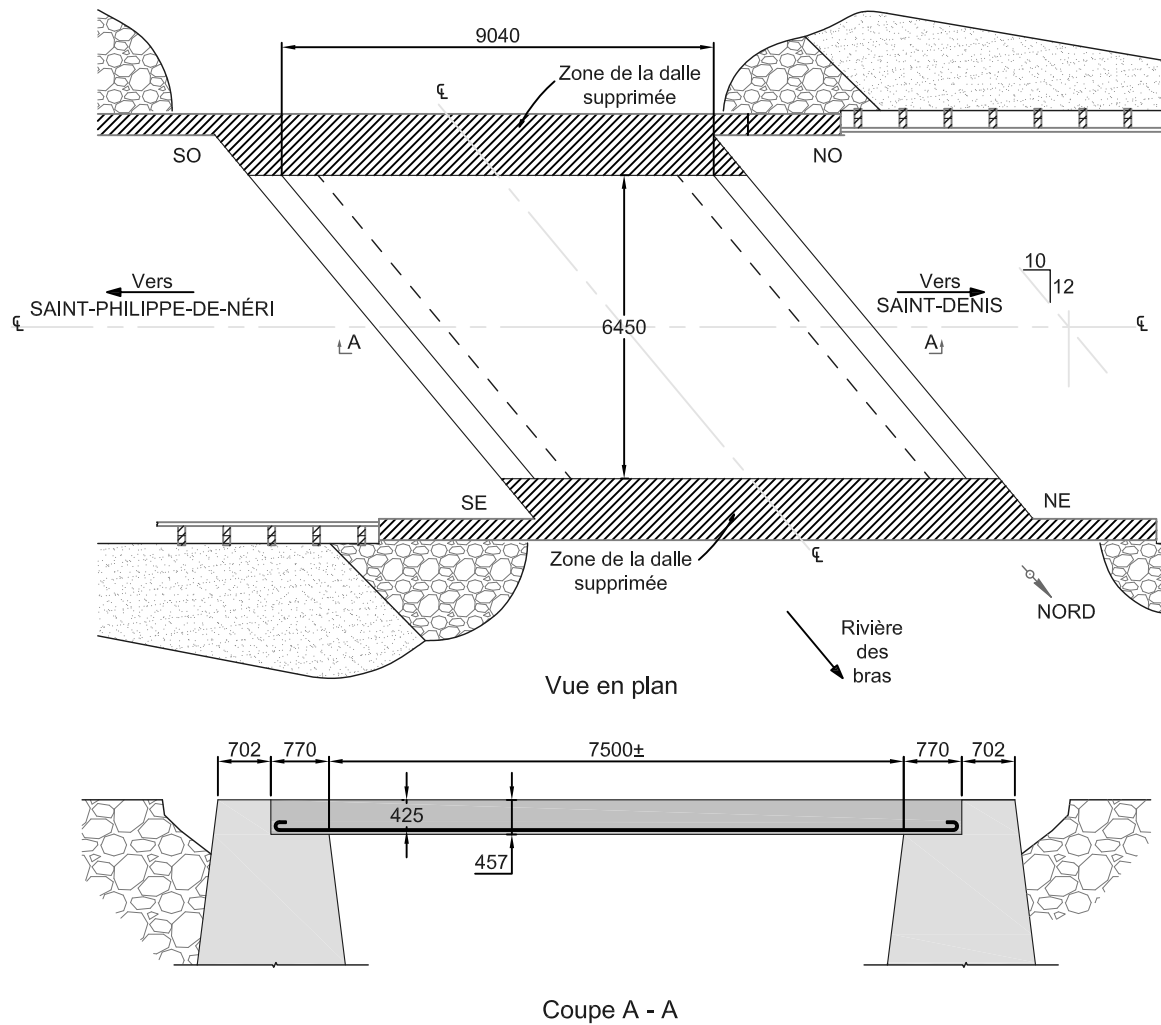


Figure 4.2 – Dimension de la dalle

4.3 Système de chargement

4.3.1 Section critique pour le positionnement du camion CL-625

L'ouvrage a d'abord été analysé en considérant une travée de portée simple équivalente égale à 7.7 m, soit la portée nette aux plans plus environ 2 fois 75 mm afin de prendre en considération la position réaliste du point d'appui. Le cas de chargement critique occasionné par le camion CL-625 survient avec la somme des essieux 1, 2 et 3 du CL-625 dont le poids total de 300 kN, majoré par un facteur 1.3 pour prendre en considération l'amplification dynamique, ce qui correspond à un chargement de 390 kN. La position critique du camion a été fixée à $2h$ de l'appui lors de l'étude préliminaire, soit 0.9 m (Figure 4.4).

Cette position correspond à la condition donnant l'effort tranchant le plus élevé avec le moins de possibilités de redistribution des efforts advenant une rupture locale. Puisque le but de ce projet de recherche est la détermination du comportement en cisaillement d'une dalle épaisse sans armature d'effort tranchant, les modes de rupture en flexion n'ont pas été pris en compte dans la détermination du chargement critique.

4.3.2 Condition de chargement retenu

Il a été décidé conjointement avec le Ministère de considérer une charge appliquée avec uniquement un axe d'essieu situé à 0.9 m de l'appui pour produire la condition d'effort tranchant critique. La Figure 4.3 montre la position finale retenue des chariots pour obtenir l'effort tranchant maximal au coin obtus ainsi que l'axe des poutres du banc d'essai. Cette configuration de chargement ne reflète pas la position des essieux du camion CL-625, mais a cependant permis d'atteindre la rupture du pont selon le mode de rupture à l'effort tranchant désiré. Ce patron de chargement appliqué sur l'ouvrage sera celui utilisé dans les analyses non linéaires.

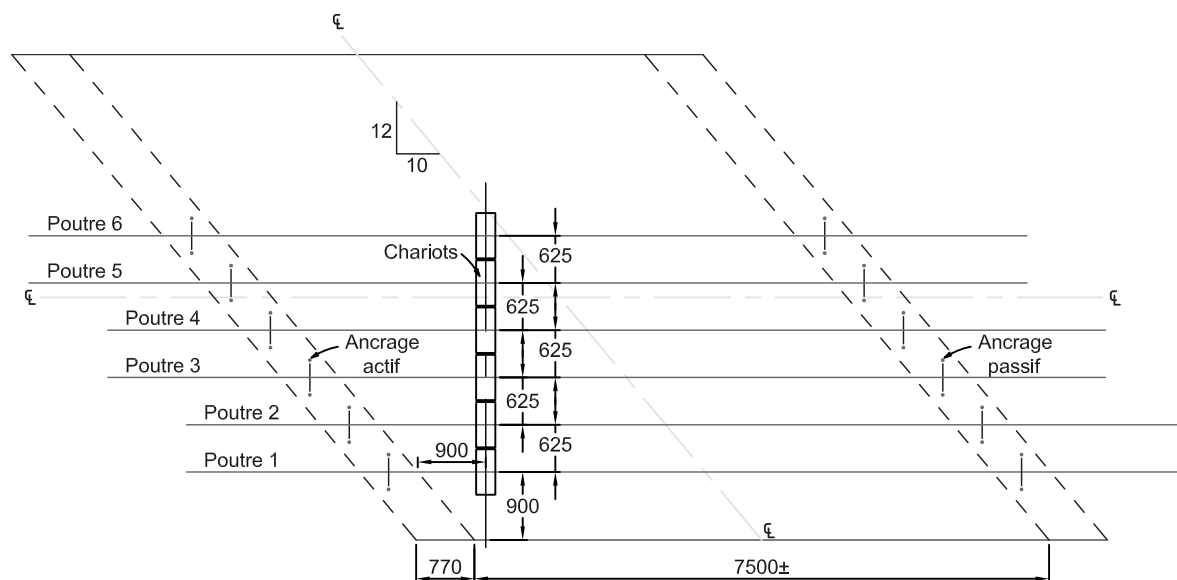


Figure 4.3 – Position initiale des chariots

4.3.3 Banc de chargement

Un dispositif de chargement consistant en des poutres ancrées dans les culées [15] permet d'appliquer les charges de façon contrôlée avec des vérins positionnés au point A, tel qu'illustré sur la Figure 4.4. Le principe d'application de la charge à l'extrémité A est montré sur la Figure 4.5. L'application des charges sur la dalle est assurée par succession de chariots rectangulaires de 600x250 mm.

Pour le pont de la présente étude, le banc est constitué de 6 poutres longitudinales ancrées dans les éléments de fondation, tel qu'illustré sur la Figure 4.6. Les poutres du banc d'essai sont des profilés W760x161, ayant une résistance pondérée maximale de 1760 kN-m pour un acier de 350 MPa alors que les vérins peuvent appliquer une force maximale théorique de 980 kN environ (100 tonnes). Les poutres sont espacées entre axes de 0.625 m. Les poutres sont jumelées deux à deux avec des diaphragmes aux extrémités et au centre. Près de l'application de la charge sur le pont, un système de contreventement a été conçu pour contrer le risque de déversement des poutres. Le poids du banc de chargement incluant les chariots est de 175 kN.

Selon les plans du Ministère [17], les contreventements boulonnés sur la semelle inférieure des poutres sont en conflit avec la position du chariot. Il a donc été décidé sur chantier entre l'entrepreneur général et le Ministère de déplacer le banc d'essai d'environ 110 mm pour éviter ce conflit. Ceci a impliqué la suppression des dernières cornières de contreventement fixées entre la poutre 1 et 2 au niveau de la semelle supérieure, tel qu'indiqué sur la Figure 4.6.

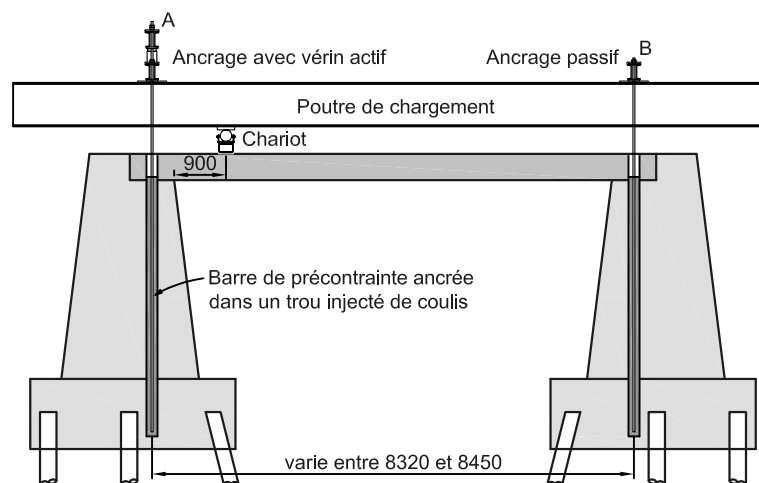


Figure 4.4 – Poutre de chargement (concept type)

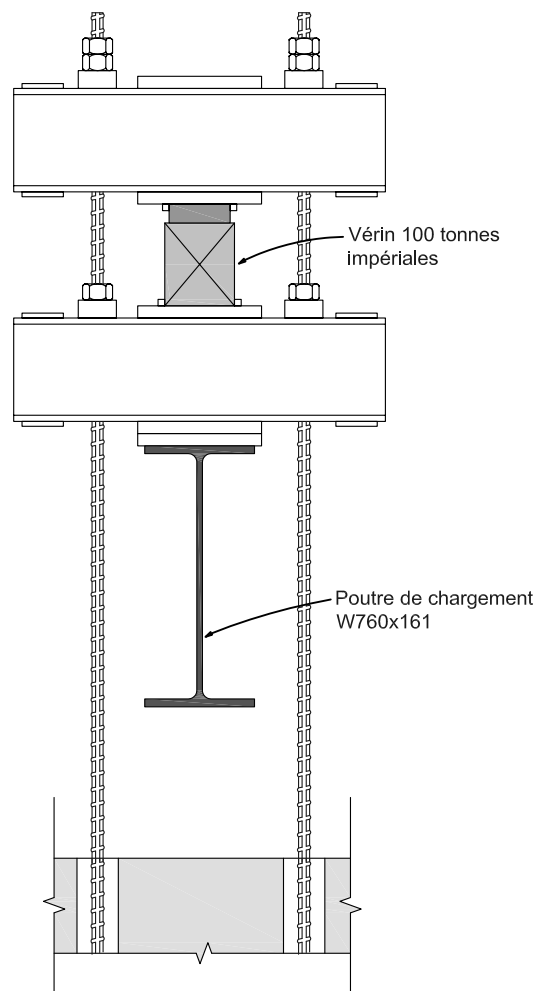


Figure 4.5 – Méthode d'application des charges à l'aide d'un vérin

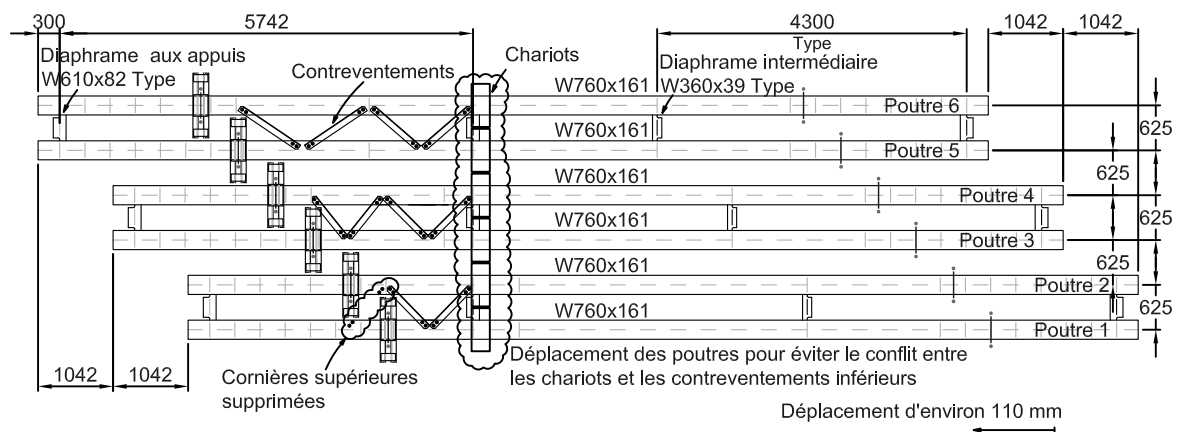


Figure 4.6 – Poutres du banc de chargement

La vue d'ensemble du banc de chargement installé sur le pont est montrée sur la Figure 4.7. Les empreintes reproduites par le chariot sont des rectangles de 600x250 mm, la plus grande dimension étant transversale au sens de la circulation (Figure 4.8), conformément aux spécifications données dans le code des ponts [1]. Chaque chariot repose une plaque de néoprène de 1" d'épaisseur au contact de la dalle pour bien répartir le chargement.



Figure 4.7 – Banc d'essai



Figure 4.8 – Vue d'ensemble des six chariots de chargement

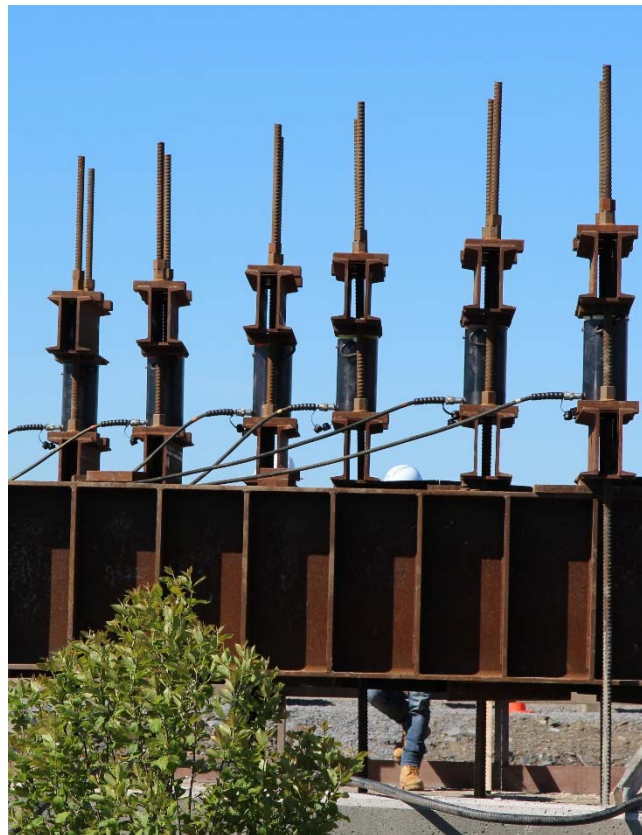


Figure 4.9 – Système de mise en charge

Le chargement est réalisé grâce à des vérins hydrauliques qui sont placés entre deux poutrelles formées de profilés en C dos-à-dos. Un système d'écrous et de barres de précontrainte ancrées dans les fondations permet de fixer ou de libérer les poutrelles selon les besoins de l'essai (Figure 4.5 et Figure 4.9). La conception du système de chargement permet de maintenir la charge appliquée lors des paliers de chargement. La course des vérins a permis le chargement en une phase, contrairement aux ponts d'Irlande [3].

4.3.4 Installation du banc de chargement

Le banc de chargement a été positionné sur le dessus de la dalle. L'ancrage dans les culées était assuré par 12 barres à haute résistance à chaque extrémité du banc de chargement (Figure 4.9 et Figure 4.10). L'ancrage a été réalisé dans des trous forés injectés d'un coulis de ciment jusqu'à un niveau 200 mm inférieur au-dessous de la dalle afin qu'il n'y ait pas d'interaction entre la dalle et le dispositif d'ancrage (Figure 4.11). À l'extrémité éloignée des chariots, le banc a été déposé sur des supports en bois (Figure 4.10). Ce dispositif était actif uniquement lorsqu'il n'y avait pas de charge sur le banc.



Figure 4.10 – Disposition des barres d'ancrage à l'extrémité opposée aux vérins



Figure 4.11 – Installation des barres d'ancrage

4.3.5 Système de vérins

Les six vérins de 100 tonnes métriques et six pompes électriques munies de capteurs de pression individuels ont été fournis par le Ministère. Le diamètre interne du piston des vérins était de 135 mm alors que leur course était de 200 mm. Les six systèmes pompes, vérins et capteurs de pression avaient été calibrés initialement à l'École Polytechnique [18] pour le projet Grantham [4]. Une calibration a été faite en mai 2015 par le fournisseur des vérins avant les essais.

Lors des essais, les vérins ont été actionnés de manière indépendante par chacune des pompes (Figure 4.12) ce qui permettait d'appliquer une charge différente sur chaque poutre. La pression sur chacune des pompes était indiquée par des manomètres digitaux afin de suivre approximativement l'évolution de la charge appliquée, affichée en psi. L'aire du vérin étant de 14310 mm², une pression de 1400 psi (valeur affichée sur les manomètres) correspond à une charge de 138 kN dans chaque vérin. Les capteurs de pression numériques de chacune des pompes permettaient de mesurer avec précision la charge appliquée.



Figure 4.12 – Pompes électriques actionnant les vérins

4.3.6 Réalisation des essais

Tel que décrit précédemment, le système de chargement a été davantage conçu pour obtenir une rupture à l'effort tranchant de la dalle épaisse que de simuler avec justesse la répartition des essieux de camions CL-625. Néanmoins, l'empreinte reproduite par chaque chariot est conforme aux empreintes de roues spécifiées dans le code des ponts [1]. Les six poutres du banc de chargement sont numérotées de P1 à P6. La Figure 4.13 illustre les deux configurations de chargement effectuées lors des essais de chargement. La première configuration (Figure 4.13a) consiste au chargement des 6 poutres. La deuxième configuration (Figure 4.13b), la plus critique vis-à-vis de l'effort tranchant, consiste au chargement des poutres P1 et P2 uniquement (les autres poutres ont été supprimées à titre d'illustration seulement). Cette dernière a permis d'amener le tablier jusqu'à son point de rupture.

Lors des essais de chargement, il est essentiel de connaître la charge appliquée sur chacun des chariots. Ainsi, pour chaque poutre, les distances entre les points d'ancrage et le chariot ont été mesurées sur chantier avant d'effectuer le protocole de chargement, tel fourni sur la Figure 4.13.

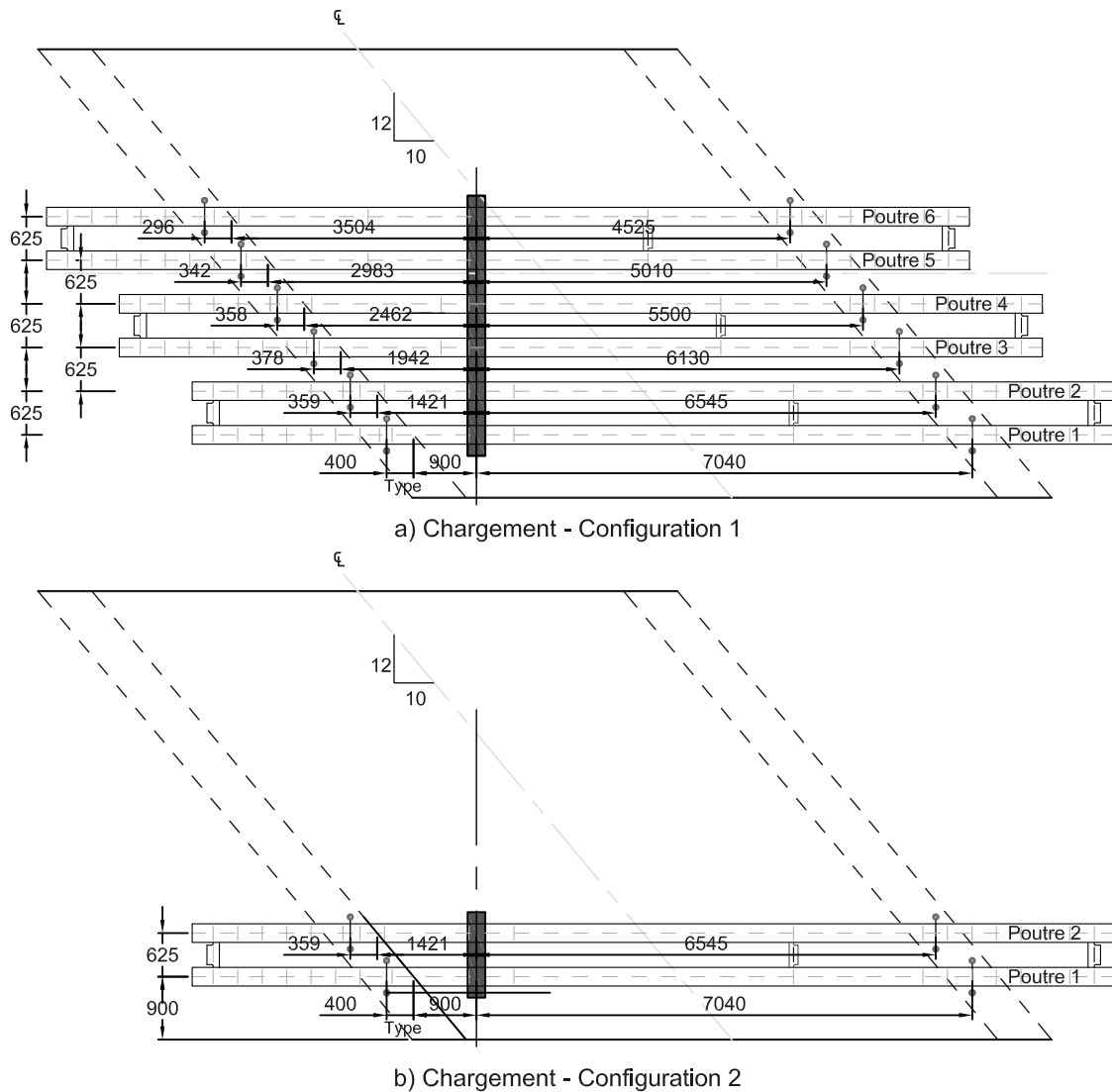


Figure 4.13 – Poutres et configurations

Étant donné qu'une fissure de cisaillement a été révélée lors de la découpe d'une certaine largeur de chaque côté de dalle pour la réalisation des essais de chargement (Figure 3.6), il a été décidé de réduire les charges totales à appliquer sur la dalle qui avait été définies en Annexe du rapport préliminaire [16]. La séquence de chargement suivante a été appliquée sur le pont :

1. pré-chargement : chargement des poutres 1 à 6 (configuration 1) jusqu'à 50 kN par chariot;
2. déchargement;
3. chargement 1 : chargement des poutres 1 à 6 (configuration 1) jusqu'à 150 kN par chariot (900 kN au total) par paliers de 50 kN;
4. déchargement;

5. chargement 2 : chargement des poutres 1 et 2 (configuration 2) jusqu'à l'atteinte de la rupture par paliers de 150 kN;
6. chargement 3 : chargement ultime post-rupture avec les poutres 1 à 6.

La Figure 4.14 illustre l'historique de charge appliquée sur la dalle par les vérins aux cours du temps avec l'indication des heures de relevé par balayage laser et à l'aide d'une station totale. Les paliers de chargement ont été appliqués progressivement et espacés d'un temps d'attente d'une minute. Un balayage laser a été réalisé avant chacun des chargements et à l'atteinte de la charge maximale lorsque possible. Pour le cas de chargement 2, un balayage laser a été fait dans la condition considérée comme la capacité ultime de l'ouvrage.

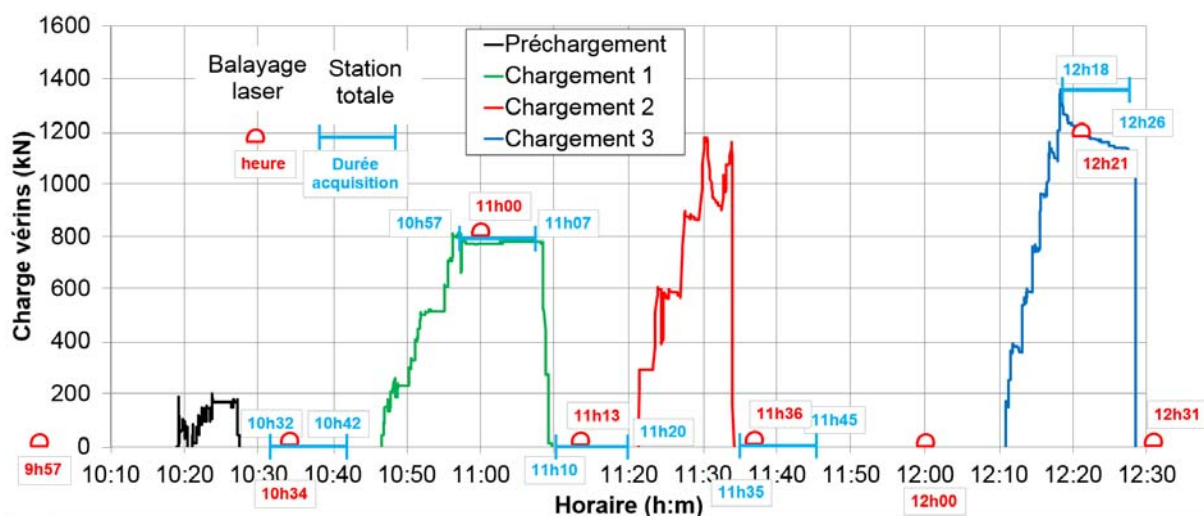


Figure 4.14 – Historique de mise en charge des vérins

4.4 Instrumentation

Cette portion du rapport se contente de décrire les différentes techniques d'instrumentation mise en place. Le programme d'instrumentation est resté identique à celui utilisé initialement pour les ponts d'Irlande et Grantham [3, 4] sauf pour les lectures par caméra de déformation qui n'a pas été utilisée dans ce projet.

4.4.1 Instrumentation traditionnelle

Plusieurs types d'instruments traditionnels ont été utilisés pour mesurer les déplacements et les déformations de la dalle du pont à l'étude. Ces équipements ont été fournis et installés par le ministère des Transports [17].

4.4.1.1 Ouverture des fissures

Pour la mesure de l'ouverture des fissures de cisaillement, 20 LVDT (*Linear Voltage Displacement Transducer*) ont été installés sur la face latérale de la dalle, du côté aval (coin obtus sud-est), dans le premier tiers de la travée, là où les efforts en cisaillement sont les plus importants. Dix LVDT étaient placés verticalement alors que dix autres étaient placés à 45°

parallèlement aux contraintes principales de traction afin d'intercepter les fissures inclinées associées au cisaillement. La longueur de mesure des LVDT inclinés était d'environ 340 mm. La longueur des LVDT verticaux était d'environ 440 mm. La Figure 4.15 montre l'agencement des LVDT et la position de la fissure de cisaillement présente avant le protocole de chargement. À l'état initial, la fissure est traversée par les LVDT 1 à 6. Les détails d'installation sont présentés sur la Figure 4.16.

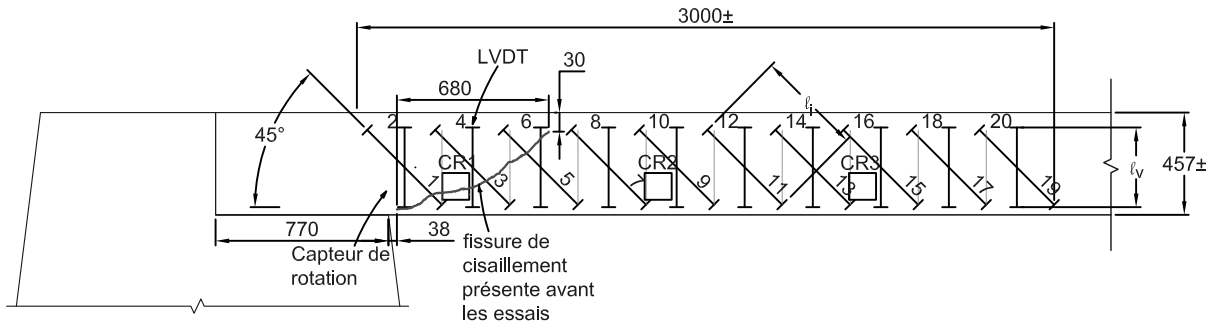


Figure 4.15 - Disposition des capteurs LVDT, angle obtus sud-est



Figure 4.16 - Fixation des capteurs LVDT sur le côté de la dalle de béton, coin sud-est

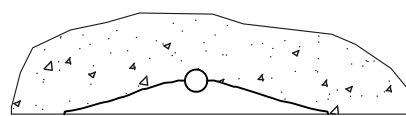
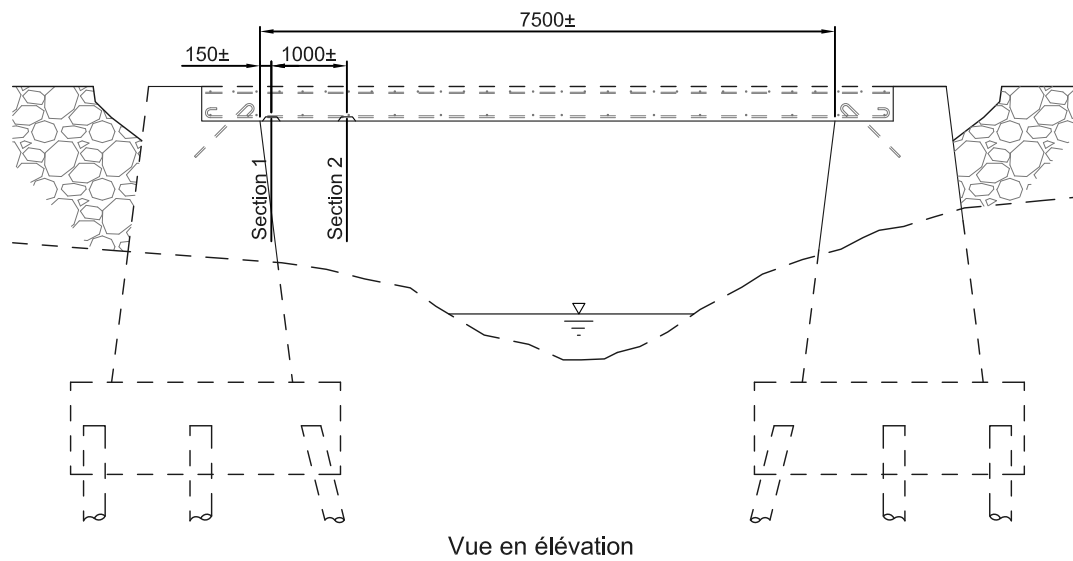
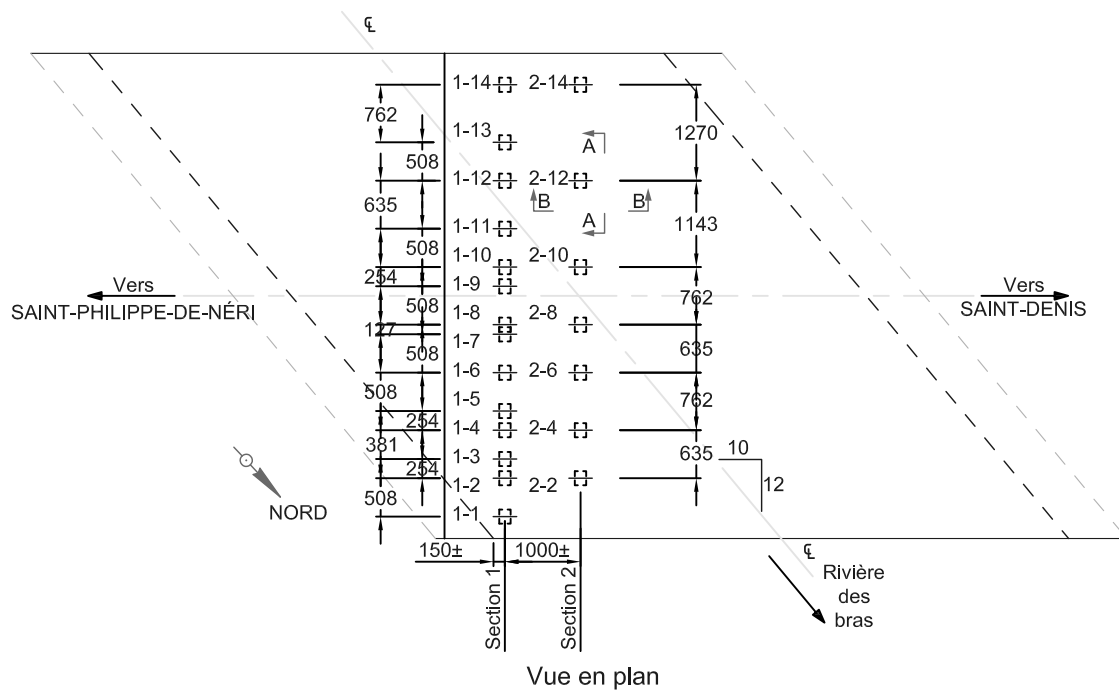
4.4.1.2 Déformation des armatures en traction

La force développée dans les barres longitudinales étant fonction de la combinaison du moment et de l'effort tranchant sollicitant, les déformations dans les armatures de flexion situées dans la direction longitudinale en partie inférieure de la dalle ont été mesurées au moyen de jauges de déformation électriques. Celles-ci étaient déjà montées sur des pellicules d'acier et ont été fixées aux armatures par soudage puis protégées par un composé de plasticine puis recouvertes d'une mince feuille d'aluminium (Figure 4.17). Il y avait en tout 21 jauges, dont 14 localisées selon l'axe du chargement. Les jauges restantes étaient

positionnées sur les mêmes barres d'armature mais sur un axe décalé de 1 000 mm vers le centre du pont (Figure 4.18).



Figure 4.17 – Installation des jauges de déformation sur les barres d'armature de flexion



Dégagement de l'acier d'armature

Figure 4.18 – Position des jauges de déformation sur les armatures de flexion

4.4.1.3 Flèche de la dalle

La flèche de la dalle a été mesurée à mi-portée au moyen de cinq potentiomètres à corde répartis sur la largeur de la dalle (Figure 4.19). Les cordes ont été décalées de 250 mm par rapport à la position de la 2^{ème} rangée des jauges de déformation, selon les plans pour construction. Ce décalage effectué sur site assure que les fils de connexion des jauges d'interfère par avec les cordes des potentiomètres (Figure 4.20). Afin de protéger les appareils de mesure de l'éventuelle rupture du pont, les potentiomètres ont été placés loin de la dalle de béton et reliés à celle-ci par un système de câbles d'acier, de poulies et de ressorts.

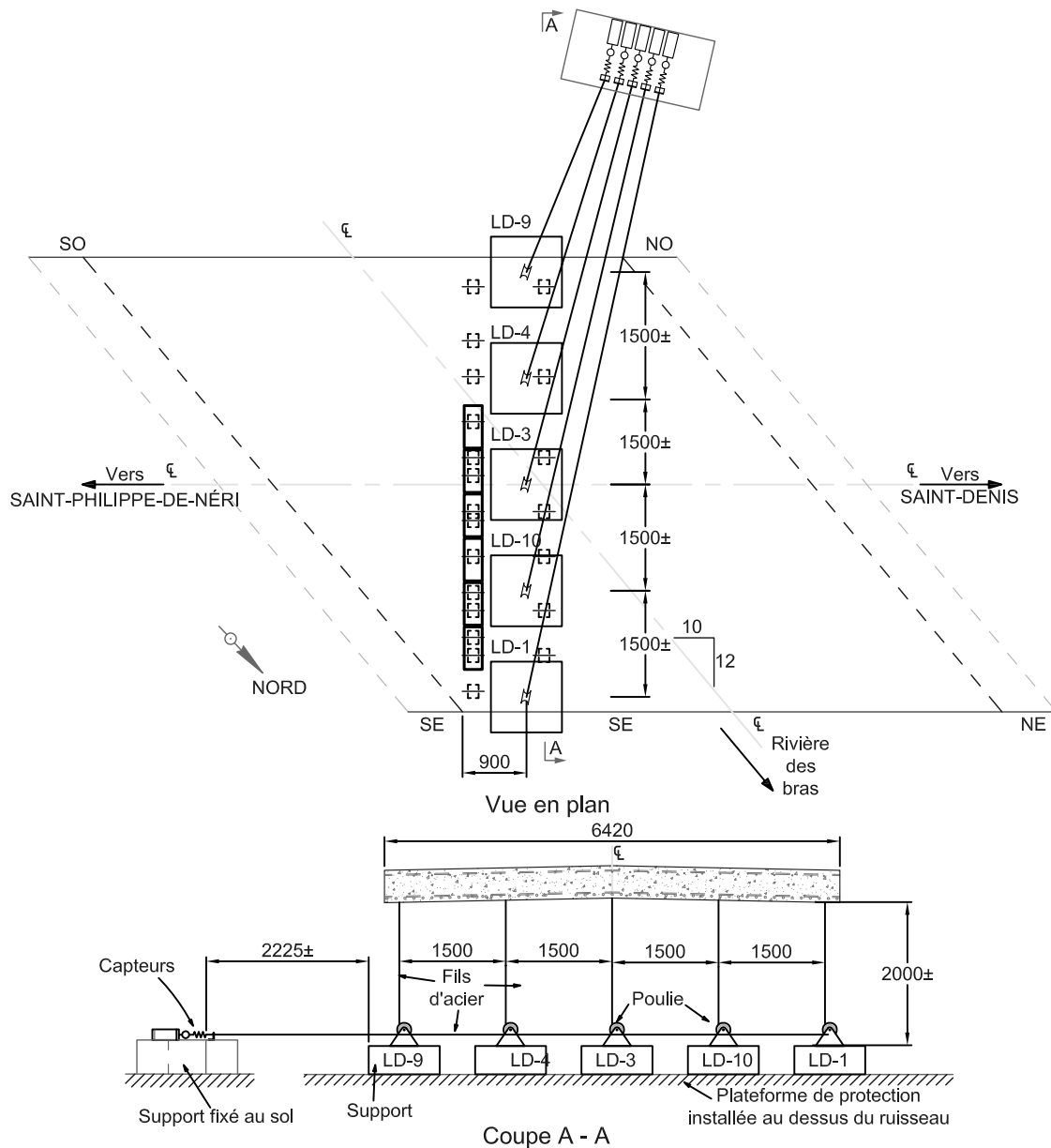


Figure 4.19 - Disposition des potentiomètres à corde



Figure 4.20 - Disposition des potentiomètres à corde sur site

4.4.1.4 Rotation de la dalle

Pour mesurer la rotation de la dalle aux appuis, un inclinomètre électrique (Figure 3.6, Figure 3.9 et Figure 4.21) a été installé à chaque extrémité d'appui. Ces capteurs de rotation n'ont pas pu sur chantier être positionnés à la face de la culée à cause de problèmes de dégagement disponible. Ils ont été décalés de 372 mm à partir de la face de la culée. Dans la zone de mesure des LVDT, deux inclinomètres supplémentaires (CR2 et CR3) ont été ajoutés, tel que montré sur la Figure 4.16. La Figure 4.22 présente la position et l'identification de l'ensemble des inclinomètres installés.

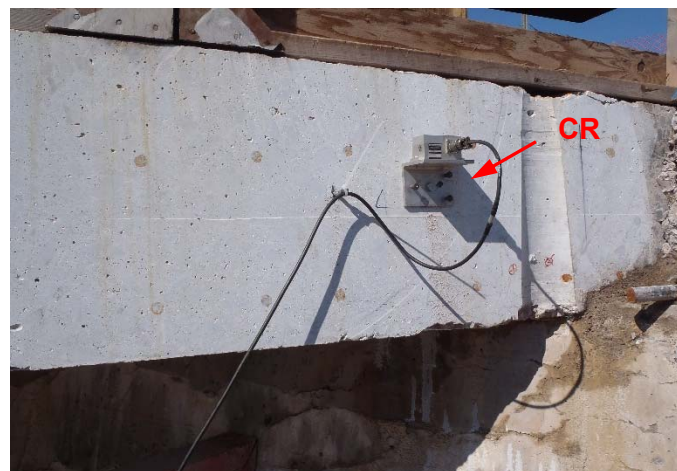


Figure 4.21 – Installation des inclinomètres (capteur de rotation)

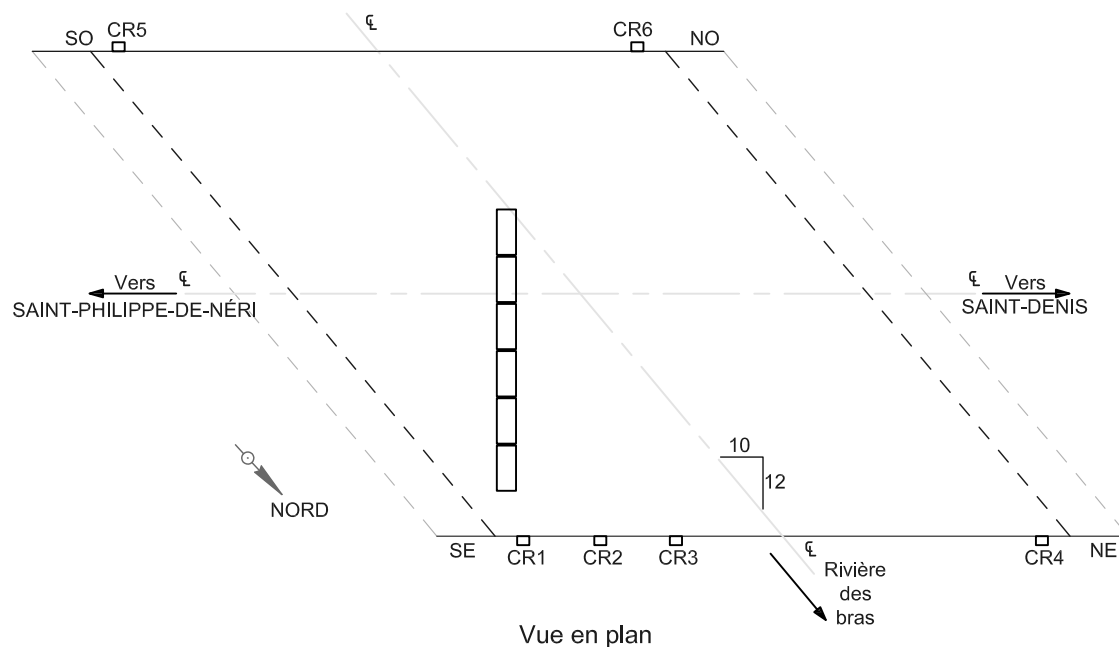


Figure 4.22 – Position et identification des différents capteurs de rotation, CR

4.4.2 Acquisition de données

Les mesures électroniques des jauges de déformation, des capteurs de déplacement, des LVDT, des inclinomètres ainsi que la pression des vérins étaient enregistrés en continu par le système du Laboratoire Mobile du ministère des Transports (Figure 4.23) à une fréquence de lecture de respectivement 0.1, 1 et 5 secondes pour le chargement initial, 1 et 2.



Figure 4.23 – Véhicule du laboratoire mobile du MTQ

4.4.3 Arpentage laser

Cette technologie permet de mesurer la position dans l'espace d'objets dans le but éventuel de déduire les déplacements qu'auraient pu subir ces objets. La technique s'apparente à la prise d'une photo des objets sous forme de coordonnées spatiales. Elle a entre autres été utilisée suite à l'effondrement du pont de la Concorde [19, 20].

Le système d'arpentage utilisé consiste en un scanneur laser qui balaie horizontalement et verticalement la surface inférieure et le côté du pont dans un processus automatisé. Tel que discuté plus loin, un traitement des données est requis pour obtenir l'information désirée. L'appareil est installé à proximité de l'ouvrage (Figure 4.24). Au total la position d'environ 200 000 points a été enregistrée pour chaque lecture. Le temps de balayage était d'environ 3 minutes ce qui en fait un système qui n'est pas adapté pour la mesure en temps réel.



Figure 4.24 - Appareil d'arpentage par balayage laser

5 RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats pertinents obtenus lors des deux essais de chargement, chargement 1 et chargement 2, menés dans le cadre de ce projet. La charge appliquée au droit des chariots par l'intermédiaire des vérins sera utilisée sur un axe vertical. Cette charge exclut le poids propre du tablier et le poids du banc. Ainsi, l'état de charge nulle correspond à la mise à zéro de l'ensemble de l'instrumentation. L'effort de cisaillement équivalent par mètre linéaire ne pourra pas être simplement déduit étant donnée la présence d'un fort biais et du chargement non symétrique.

5.1 Chargement 1 – Charge linéique P1 à P6

5.1.1 Charge d'essai

La Figure 5.1 illustre la progression de la charge vérin appliquée sur la dalle du pont. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins. Le système de mise en pression des pompes n'offrait pas un contrôle fin. Ainsi, la charge a été appliquée par paliers de chargement successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint par les cellules de charge. La charge maximale, appliquée par les vérins, atteinte au cours du chargement 1 est de l'ordre de 800 kN. Cette charge correspond à 2.46 fois la charge des essieux 2 et 3 d'un CL-625 (coefficient de majoration dynamique inclus). Au début du palier de 800 kN, la perte soudaine de charge est liée à une erreur de manipulation de la pompe P1, ayant conduit à son déchargement total avant d'être remis immédiatement en charge.

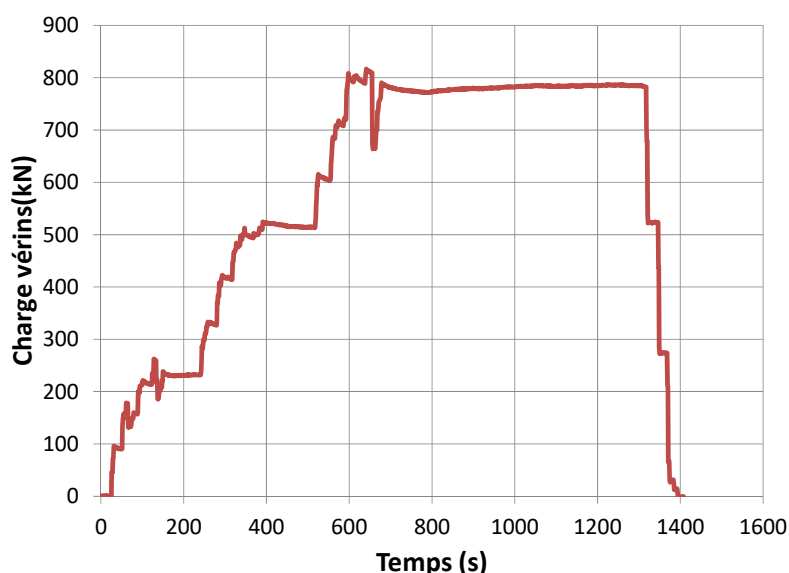


Figure 5.1 – Charge appliquée par les vérins en fonction du temps – Cas de chargement 1

Le cas de chargement 2, avec uniquement les poutres 1 et 2 chargées (Figure 4.13), a conduit à la rupture par cisaillement de la dalle.

5.1.2 Ouverture des fissures

La Figure 5.2 et la Figure 5.3 illustrent les déplacements mesurés avec les LVDT verticaux et inclinés respectivement (Figure 4.15). Pour la grande majorité des capteurs, les déplacements mesurés sont très petits, inférieurs 20 μm . Les capteurs de déplacement linéaires 1 à 6 enregistrent l'ouverture de la fissure de cisaillement initialement présente (Figure 3.6), tel que montré schématiquement sur la Figure 5.4 avant le début du chargement. La plus grande des valeurs est enregistrée par le capteur incliné n°3 avec une ouverture de fissure de l'ordre de 80 μm . Suite au déchargement du cas de chargement 1, les capteurs 1 à 6 ne reviennent pas zéro, indiquant une ouverture résiduelle de la fissure de cisaillement.

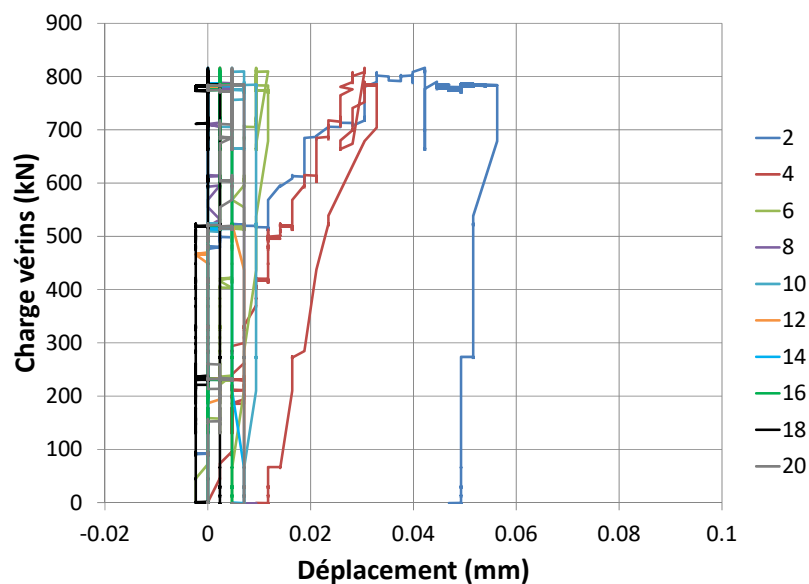


Figure 5.2 – Allongement des LVDT verticaux

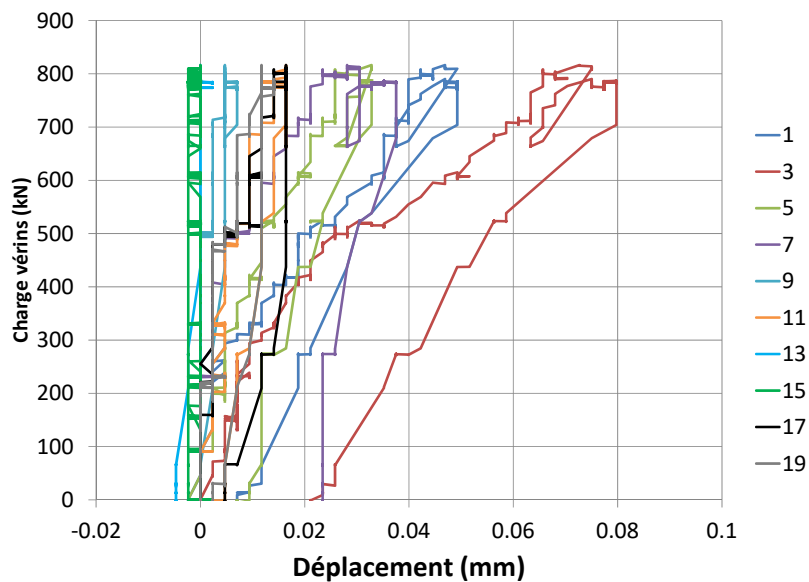


Figure 5.3 – Allongement des LVDT inclinés

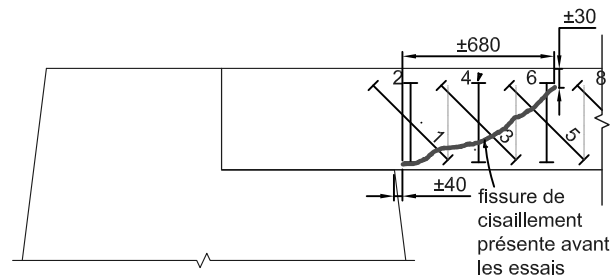


Figure 5.4 – Position de la fissure de cisaillement dans l'angle obtus sud-est de la dalle

5.1.3 Déformation des barres d'armatures

La disposition des jauges de déformation, collées sur les barres d'armature longitudinales inférieures, par rapport aux zones d'application de la charge est illustrée sur la Figure 5.5. Selon ce schéma de chargement, les jauges sur la section 1 les plus sollicitées sont celles situées dans la moitié du tablier sous les poutres P4 à P5, à savoir les jauges 1-7, 1-8, 1-9, 1-10 (Figure 5.6). Cela s'explique du fait qu'en présence du biais, le moment de flexion augmente avec la distance du point d'application de la charge par rapport à la face de la culée. Pour le seuil de charge maximum appliqué pour le chargement 1 aucune barre d'armature n'a plastifié.

Excepté la jauge 1-9, aucune progression de la déformation des barres d'armature n'est constatée durant la période de maintien de la charge maximale constante. L'augmentation de la déformation de 225 μm de la jauge 1-9 durant la phase de charge constante semble davantage être liée à un problème d'acquisition qu'à un phénomène physique. En effet, on constate une déformation permanente de l'ordre de 350 μm à la suite du déchargement, alors que la barre d'armature n'avait pas atteint le seuil de déformation plastique. Il a pu être

confirmé lors du traitement des déformations des barres d'armature du chargement 2 que la jauge 1-9 présentait un problème de lecture. Elle ne sera donc pas exploitée pour la phase de chargement 2. La jauge 1-14 n'a pas fonctionné correctement et les résultats de cette jauge n'ont pas été interprétés.

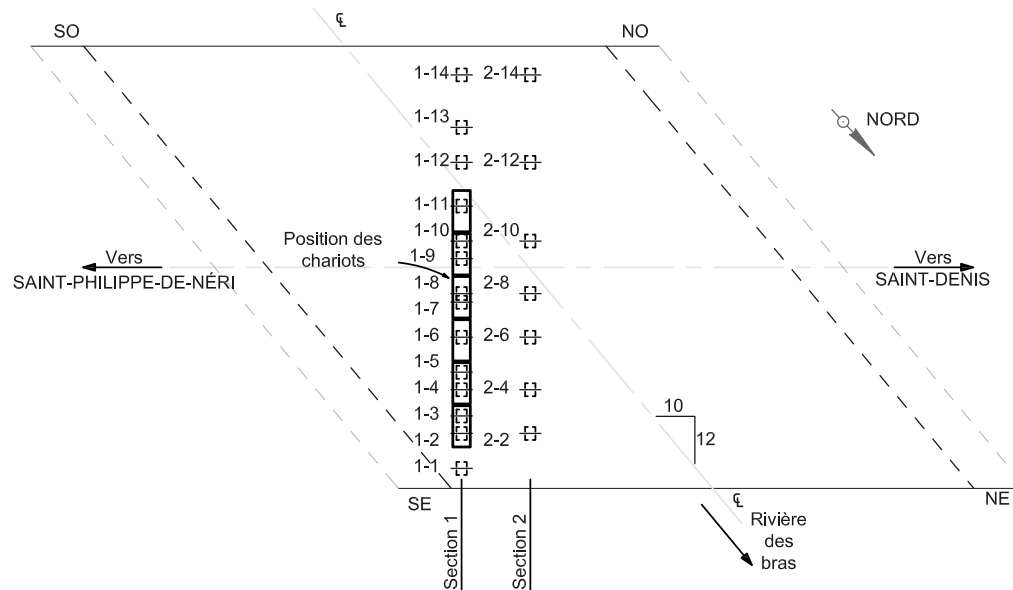


Figure 5.5 – Disposition des jauges sur les armatures par rapport aux chargements des chariots

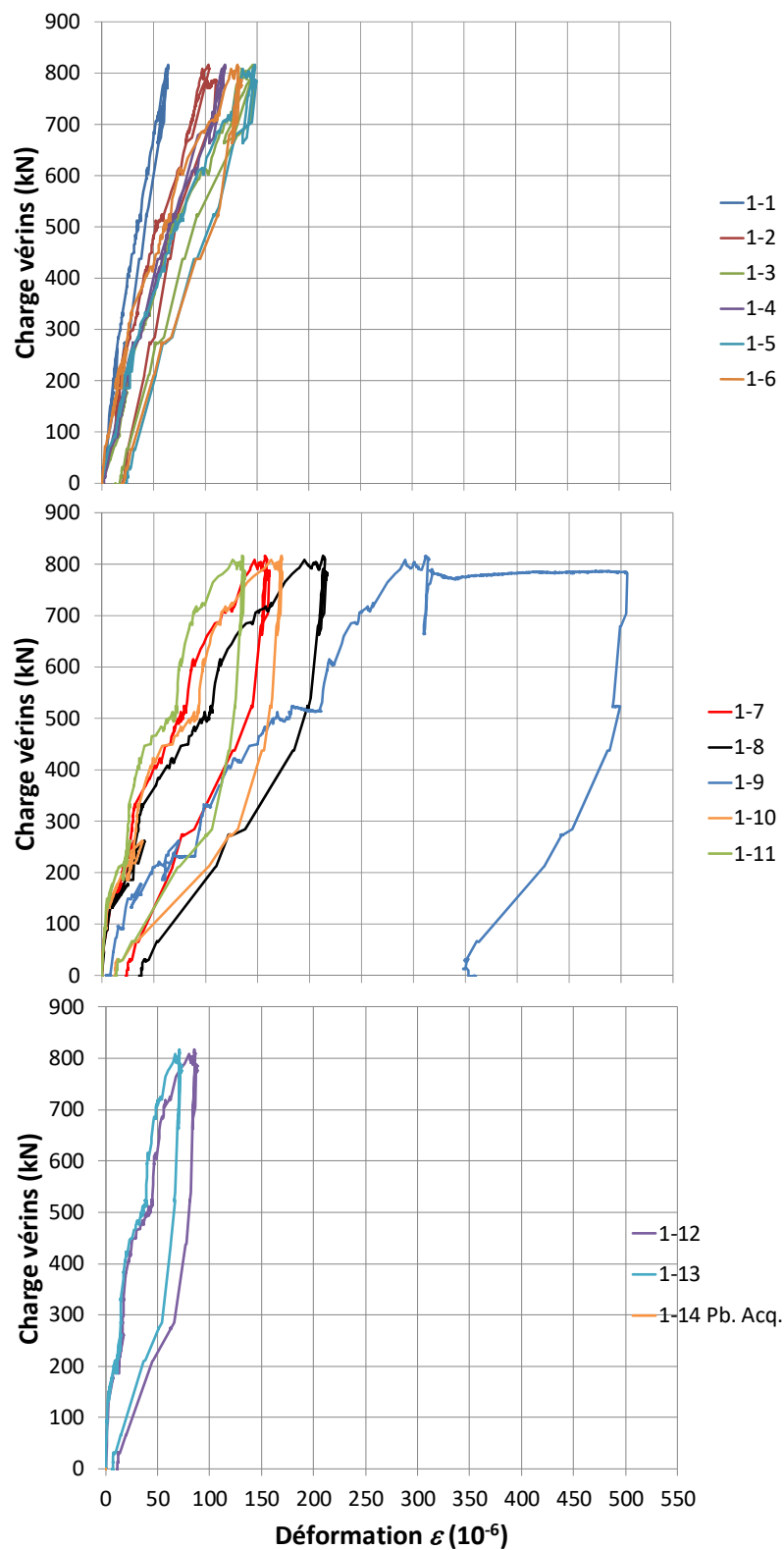


Figure 5.6 – Déformation des barres d'armature de la section 1, angle obtus S-E, zone centrale et angle obtus N0

Sur la Figure 5.7, le niveau de déformation des barres d'armature à la section 2 (représenté en trait plein) est comparé à la déformation des mêmes barres à la section 1 (représenté en trait pointillé). Majoritairement, les déformations mesurées à 1 mètre du point d'application de la charge sont inférieures à celle mesurées sous la charge. Pour la barre instrumentée située proche du coin obtus chargé (S-E), la déformation à la section 2 est légèrement supérieure (20 μm) à celle de la section 1 sous le chargement. La jauge 2-10, positionnée très proche du centre de la dalle, présente une déformation supérieure à la déformation mesurée sur la même barre sous l'axe de chargement.

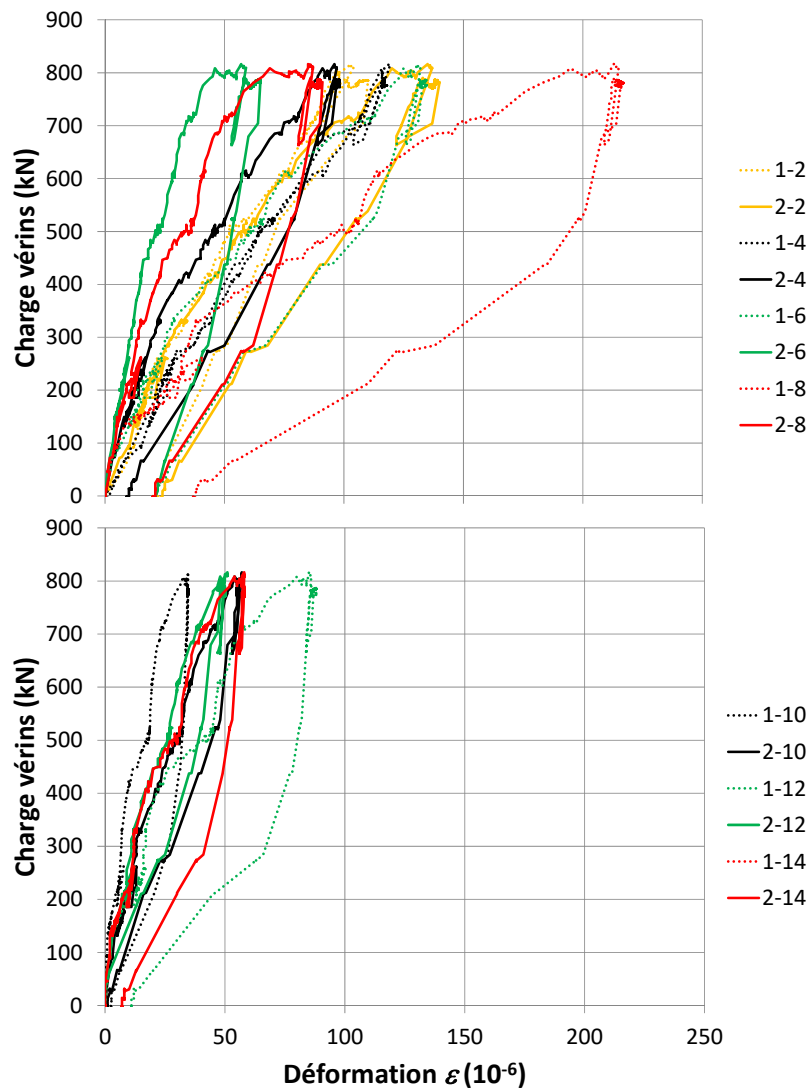


Figure 5.7 – Déformation des barres d'armature de la section 2 par rapport à la section 1

5.1.4 Rotation aux appuis

La réponse des 4 capteurs de rotation positionnés à chaque extrémité de la dalle proche de la face de la culée (Figure 5.8) est présentée sur la Figure 5.9.

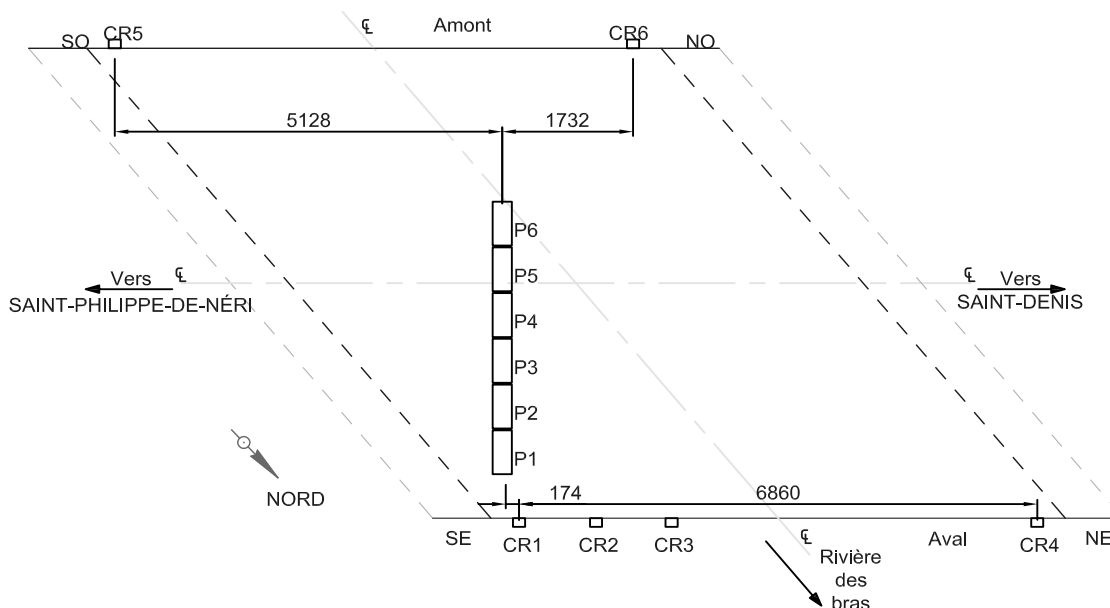


Figure 5.8 – Positionnement des capteurs de rotation par rapport à l'axe de chargement

Pour des fins de comparaison, les rotations négatives obtenues lors de l'acquisition des capteurs CR4 et CR5 ont été définies positives sur la Figure 5.9. Les rotations les plus grandes de dalle se produisent dans les deux coins obtus du pont, ce qui est logique avec la configuration du chargement. En présence du biais et du chargement non symétrique, il est cohérent d'obtenir la rotation la plus importante dans le coin obtus S-E. On note une rotation maximale de l'ordre de 0.053 degré pour le capteur CR1.

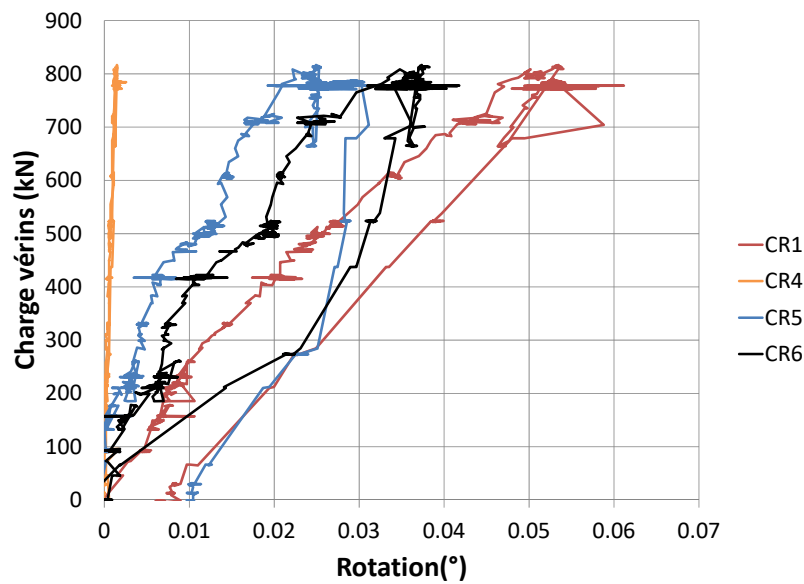


Figure 5.9 – Rotation à 372 mm des appuis

La Figure 5.10 présente l'évolution de la rotation de la dalle dans le coin obtus chargé à partir de 3 capteurs positionné à différentes distance de la face de la culée. Le positionnement des capteurs selon la face de la culée et la fissure initiale de cisaillement sont illustrés à la Figure 5.11.

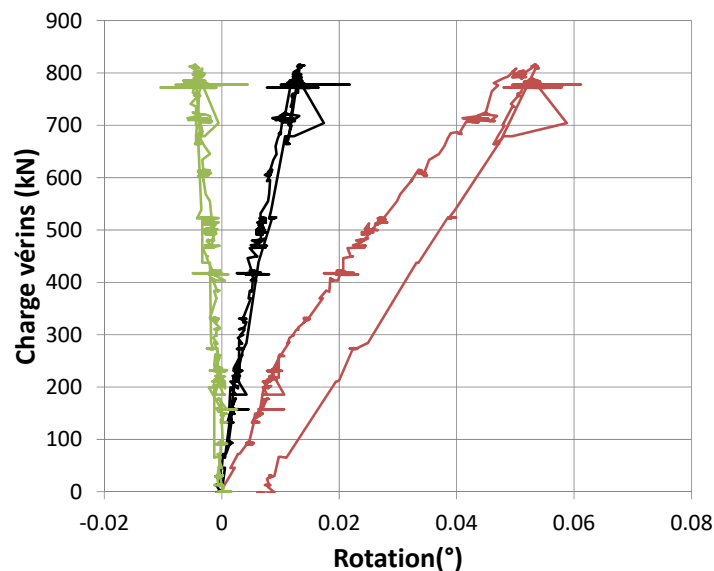


Figure 5.10 – Rotation de la dalle dans le coin obtus chargé

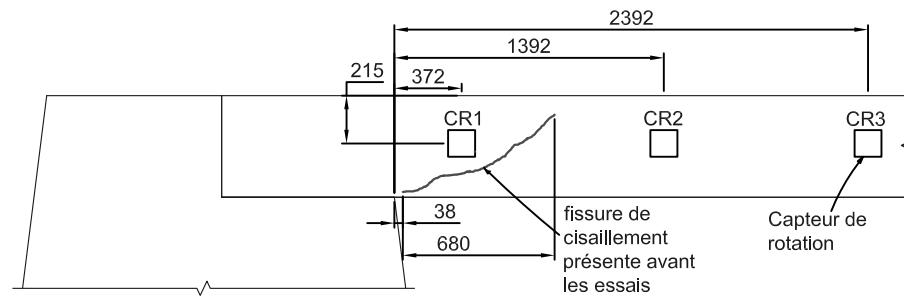


Figure 5.11 – Positionnement des capteurs de rotation du coin obtus chargé

La réponse de ces capteurs illustre une déformation de la dalle en double courbure, avec la position du point d'inflexion légèrement avant le capteur CR3. Ces résultats indiquent qu'un certain degré d'encastrement de la dalle dans la culée est présent. Un moment fléchissant négatif est donc induit dans la dalle proche du support dans le coin obtus chargé.

5.1.5 Flèche

Tel que décrit dans le chapitre traitant de l'instrumentation, il y avait en tout cinq capteurs de flèche positionnés perpendiculairement à la travée du pont. La disposition des capteurs de flèche par rapport à la position du chargement 1 est illustrée sur la Figure 5.12. La réponse des capteurs de flèche est présentée à la Figure 5.13. Le capteur LD3, positionné proche du centre de la dalle, enregistre la flèche maximum de l'ordre de 1.9 mm, alors que la flèche sous le coin obtus chargé présente la mesure de flèche la plus faible. On note que dans la première partie du chargement jusqu'à environ 200 kN de charge, la sensibilité des cordes ne permet pas de mesurer les premiers déplacements de la dalle. Cette imprécision pourrait être due aux nombreux éléments mécaniques dans le montage.

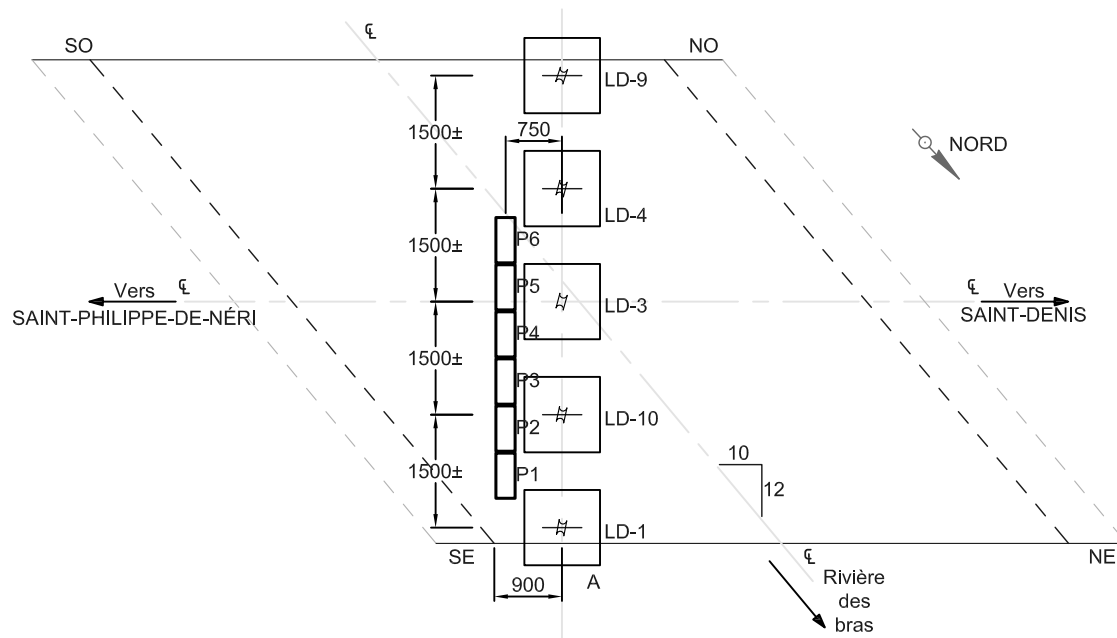


Figure 5.12 – Positionnement des capteurs de flèche par rapport à l'axe de chargement

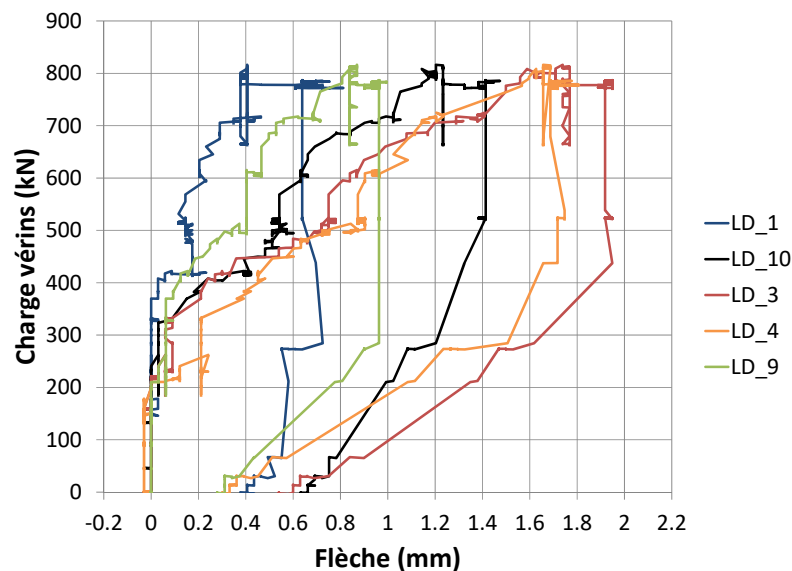


Figure 5.13 – Flèche du tablier à différentes positions

5.1.6 Sommaire du chargement 1

Lors de ce cas de chargement, le niveau de charge était suffisant pour appréhender le comportement global de la dalle. Dans la grande majorité, l'instrumentation installée était fonctionnelle et présentait un niveau de sensibilité suffisant. L'effet du biais a pu être relevé à partir des différentes données enregistrées. La disposition des capteurs d'ouverture a permis

de constater que la fissure de cisaillement, révélée lors de la découpe du pont, a continué de s'ouvrir durant le chargement.

5.2 Chargement 2 – Chargement concentré dans le coin obtus S-E

Tout comme le chargement 1, le chargement 2 ne reproduit pas une configuration de charge équivalente au positionnement des essieux du camion CL-625. Il s'apparente davantage à une configuration de chargement critique pour un pont biais. Ce cas de chargement ultime vise à amener le tablier à son point de rupture. L'objectif est d'évaluer le comportement de la dalle épaisse sans armature d'effort tranchant sollicité par une charge localisée dans la zone d'un coin obtus (Figure 4.13) générant un fort un fort accroissement de l'effort tranchant.

5.2.1 Charge d'essai

La Figure 5.14 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins sur la dalle du pont, par paliers approximatifs de 300 kN. La perte de charge après 200 s est liée à une erreur de manipulation de la pompe P2, ayant conduit à une perte soudaine de la pression avant d'être remis immédiatement en charge. La charge maximale appliquée est de 1178 kN. Cette charge correspond à 3.6 fois la charge des essieux 2 et 3 d'un CL-625 (coefficient de majoration dynamique inclus). Durant le chargement 2, la fissure de cisaillement présente au préalable des essais de chargement s'est progressivement ouverte à l'approche de la capacité maximale de la dalle pour conduire à une rupture relativement fragile en cisaillement. Il a clairement été constaté que la capacité maximale de la dalle a été contrôlée par la présence de cette fissure de cisaillement. Néanmoins aucun effondrement de la dalle n'est survenu. Suite à la rupture de la dalle, avec la progression de l'ouverture de fissure de cisaillement, il est curieux de constater que la perte de capacité de la dalle a commencé à se stabiliser pour atteindre un seuil où la dalle a été en mesure regagner en capacité, sans pour autant dépasser la charge maximale de rupture. Il n'est pas clair si ce regain de charge est lié à un mécanisme de résistance interne propre à dalle épaisse, tel que l'effet de goujons (*dowel effect*), ou lié à un mécanisme externe propre à la configuration du chargement et du mode de rupture survenu. Ainsi, dans la suite de cette section, l'ensemble des données sont analysées jusqu'au point limite 4, tel qu'illustré sur la Figure 5.14.

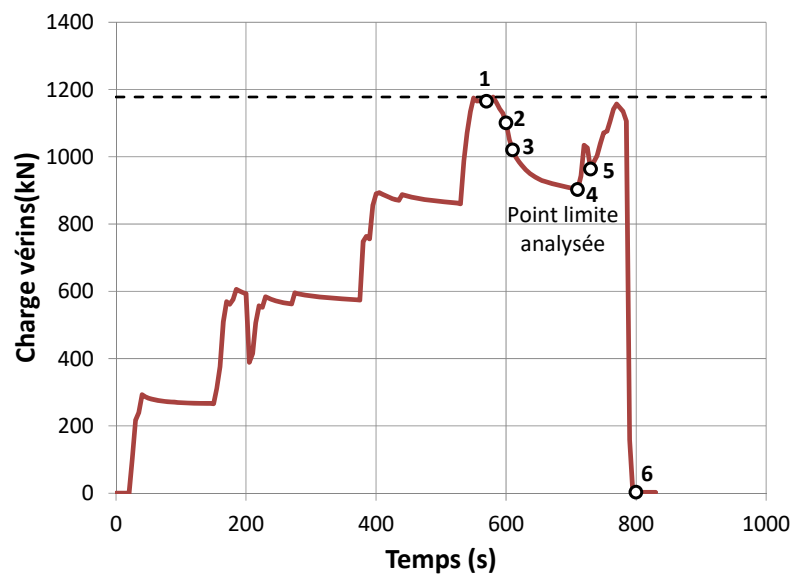


Figure 5.14 – Charge appliquée par les vérins en fonction du temps – Cas de chargement 2

5.2.2 Patron de fissuration à rupture – Chargement 2

La Figure 5.15 montre une vue globale de la rupture de la dalle épaisse par cisaillement et la Figure 5.16 la zone du coin obtus ayant subi le plus de dommage après déchargement.



Figure 5.15 – Vue globale de la rupture en cisaillement du pont



Figure 5.16 – Fissures présentes dans le coin obtus de la dalle

La Figure 5.17 présente une séquence photo de l'évolution de la fissure de cisaillement, à l'extrémité de l'angle obtus chargé, à l'atteinte de la charge maximale appliquée sur la dalle à partir de la configuration 2. La numérotation de chaque photo correspond à un niveau de chargement indiqué sur la Figure 5.14.

Excepté les photos prises au cours du chargement dans la zone de la fissure de cisaillement, aucune photo du suivi de la fissuration du tablier au cours du chargement 2 n'a pu être effectuée pour des raisons de sécurité. Seule une investigation a pu être faite, une fois la phase de chargement terminée. Il n'est donc pas possible d'estimer la séquence et le développement des fissures constatées une fois la rupture atteinte.

La Figure 5.18 illustre l'étendue du plan de rupture en cisaillement, selon des angles de vue différents. On remarque un certain degré de poinçonnement du béton de la dalle sous les 2 chariots. Ce plan de rupture, visible en surface, est représenté schématiquement sur la Figure 5.19, avec l'ensemble des autres fissures relevées. Sur la face inférieure de la dalle, on note un décrochage vertical de la dalle au droit de la culée à l'extrémité du plan de cisaillement dans la zone du coin obtus chargé (Figure 5.20). De plus, une fissure, légèrement visible sur la face inférieure de la dalle et qui s'est propagée jusqu'à la face de la culée, semble indiquer la limite du plan de rupture par cisaillement, tel qu'illustré par un trait rouge sur la Figure 5.20. À partir de l'ensemble de ces relevés photographiques, il est très intéressant de constater que 1) malgré la présence d'une fissure de cisaillement dans le coin obtus et 2) l'application d'un chargement dans une zone relativement concentrée, la dalle biaise épaisse sans armature transversale est en mesure de redistribuer la charge à l'amorce d'une fissure de cisaillement locale pour conduire à un plan de cisaillement diffus. De plus, bien qu'une rupture en cisaillement ait eu lieu, elle n'a pas conduit à un effondrement de la dalle. Plusieurs phénomènes, contribuant à différents degrés, ont permis de conserver l'intégrité de la dalle :

- la présence de crochets d'ancrage inclinés dans la dalle avec la culée;
- une longueur d'ancrage des barres d'armature lisses longitudinales suffisante, au niveau de la zone d'appui sur la culée, pour permettre d'éviter leur déchaussement;
- l'effet goujon apporté par les armatures longitudinales inférieures et supérieures;
- une condition d'appui de la dalle offrant une certaine retenue liée à une interface dalle/culée avec un certain degré de cohésion et de frottement.

Dans le coin obtus chargé, les deux fissures de flexion en moment négatif, relevées avant les essais de chargement (Figure 3.8), se sont ouvertes, ce qui confirme la reprise d'un moment négatif sur appui de la dalle (Figure 5.16). L'ouverture de l'interface dalle/culée est apparue à chacune des extrémités de la dalle (Figure 5.21).

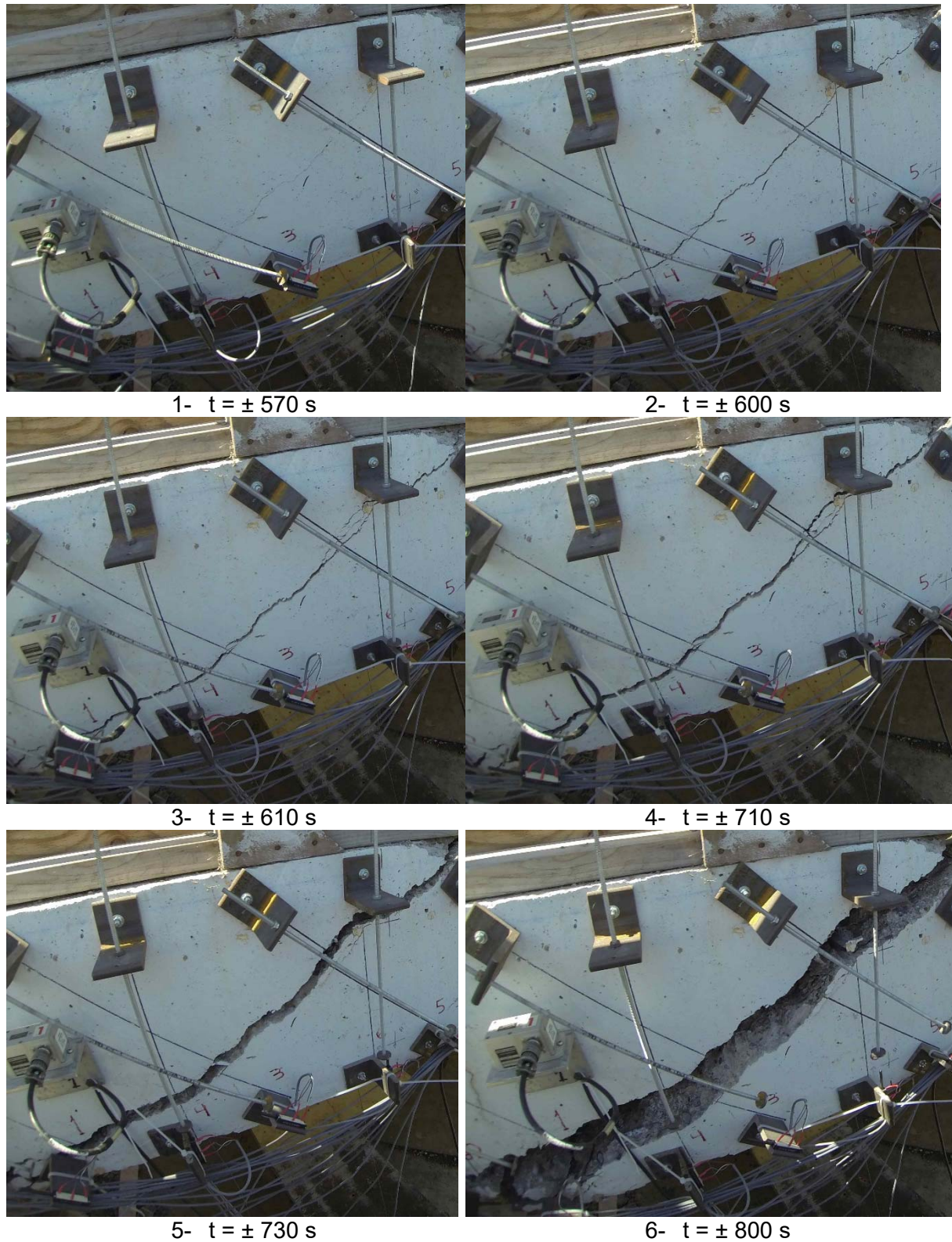


Figure 5.17 – Progression de la fissure de cisaillement à la charge de rupture

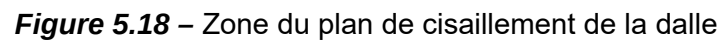




Figure 5.20 – Endommagement en sous face de la dalle

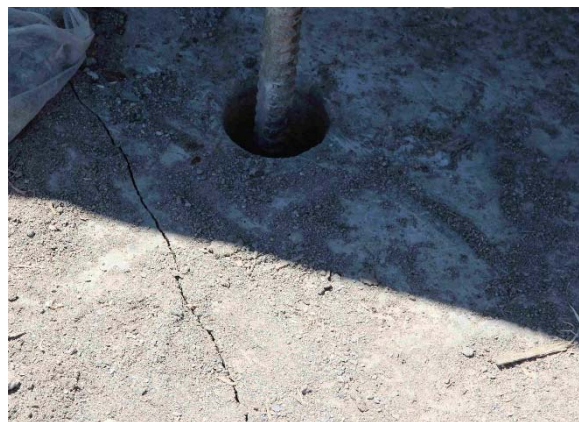


Figure 5.21 – Ouverture du joint sec entre la dalle et la culée

5.2.3 Ouverture des fissures

La Figure 5.22 et la Figure 5.23 illustrent les déplacements mesurés par les LVDT verticaux et inclinés respectivement (Figure 4.15). Pour l'ensemble des capteurs en dehors de la zone de la fissure de cisaillement, les déplacements mesurés sont très faibles, inférieurs à 50 μm . Les capteurs de déplacement linéaires 1 à 6 se situent dans la zone de la fissure de cisaillement initialement présente, tel que montré schématiquement sur la (Figure 3.6) avant le début du chargement. Le point de fixation du capteur 2, se situant juste au-dessus des lèvres de la fissure de cisaillement, n'a pas permis de mesurer l'ouverture de la fissure à cette position. Le Tableau 5.1 résume les valeurs de déplacement enregistré pour la charge maximale et en phase post-pic à la rupture.

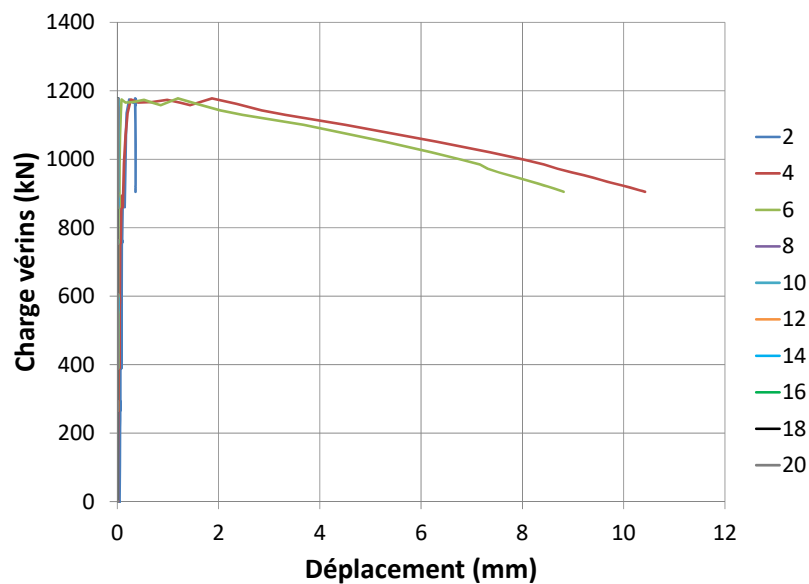


Figure 5.22 – Allongement des LVDT verticaux

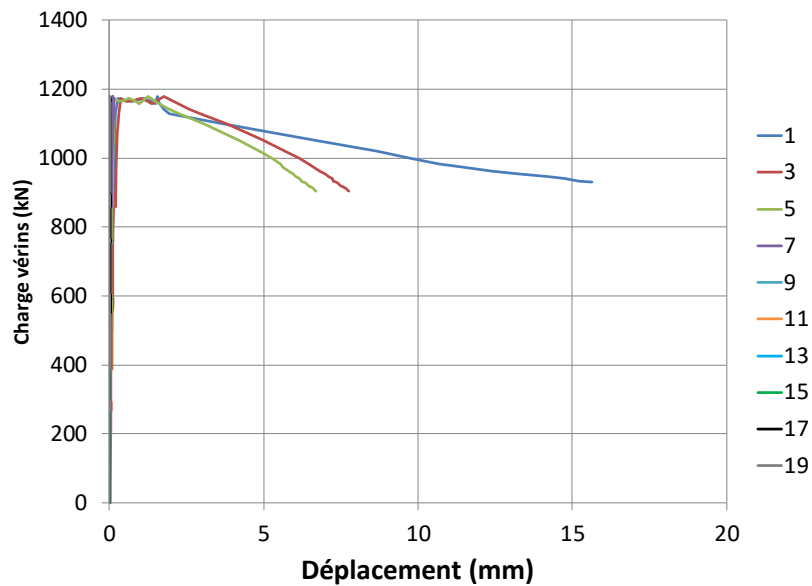


Figure 5.23 – Allongement des LVDT inclinés

Tableau 5.1 – Déplacement mesurée à la charge maximale et en post-pic à rupture

Déplacement LVDT	Verticaux (mm)		Obliques (mm)	
	@F _{max}	@F _{ruine}	@F _{max}	@F _{ruine}
1			1.57	15.6
3	1.78	7.76		
4			1.87	10.40
5	1.27	6.7		
6			1.20	8.81

5.2.4 Déformations des barres d'armatures

La disposition des jauges de déformation, soudées sur les barres d'armature longitudinales inférieures, par rapport aux zones d'application de la charge est illustrée sur la Figure 5.24. Selon ce schéma de chargement, les jauges sur la section 1 les plus sollicitées sont celles situées dans le coin obtus chargé sous les poutres P1 à P2, à savoir les jauges 1-1, 1 à 1-5 (Figure 5.25). La rupture étant gouvernée par un mode rupture par cisaillement, l'ensemble des barres d'armature dans cette zone sont restées dans leur domaine élastique. Cependant, le plateau formé par la lecture des jauges 1-1, 1-2, 1-3 indique qu'une déformation importante des barres s'est développée à niveau de charge constant. Ces barres se situant proche du plan de rupture en cisaillement, il se pourrait que cette augmentation de la déformation soit lié à la fois 1) à la déformation de cisaillement des barres d'armature longitudinales par effet goujons et 2) à une redistribution de la charge par la propagation du plan de rupture en cisaillement conduisant à une augmentation de la rotation de la dalle dans la zone déjà

fissurée. Les jauges 1-9 et 1-14 n'ont pas fonctionné correctement et les résultats de ces jauges n'ont pas été interprétés.

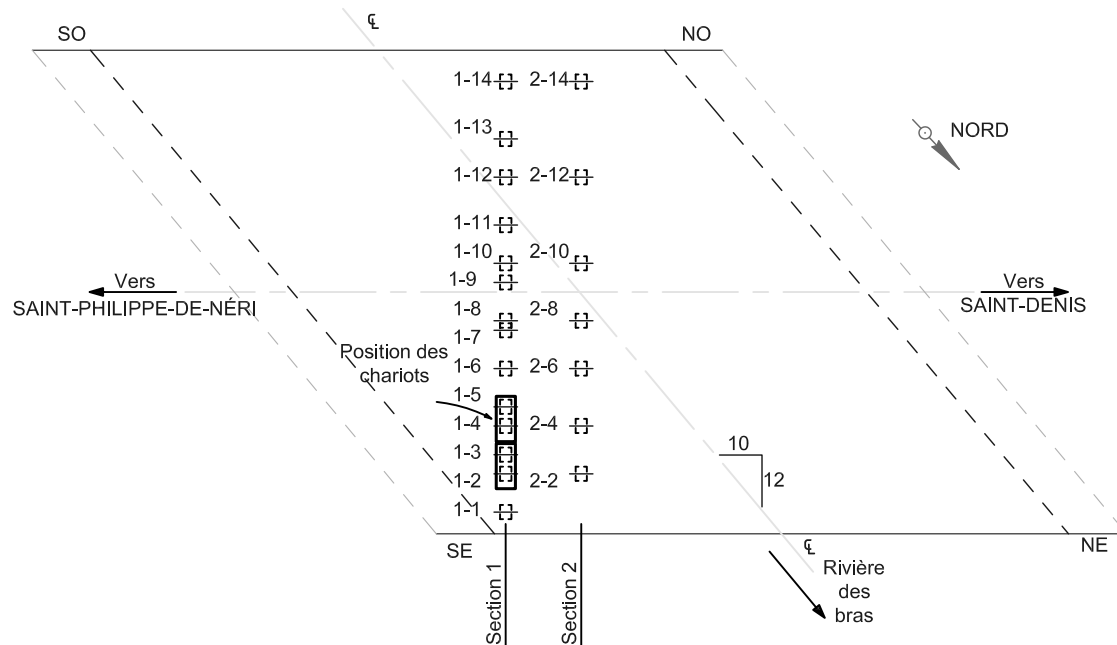


Figure 5.24 – Disposition des jauges sur les armatures par rapport aux chargements des chariots

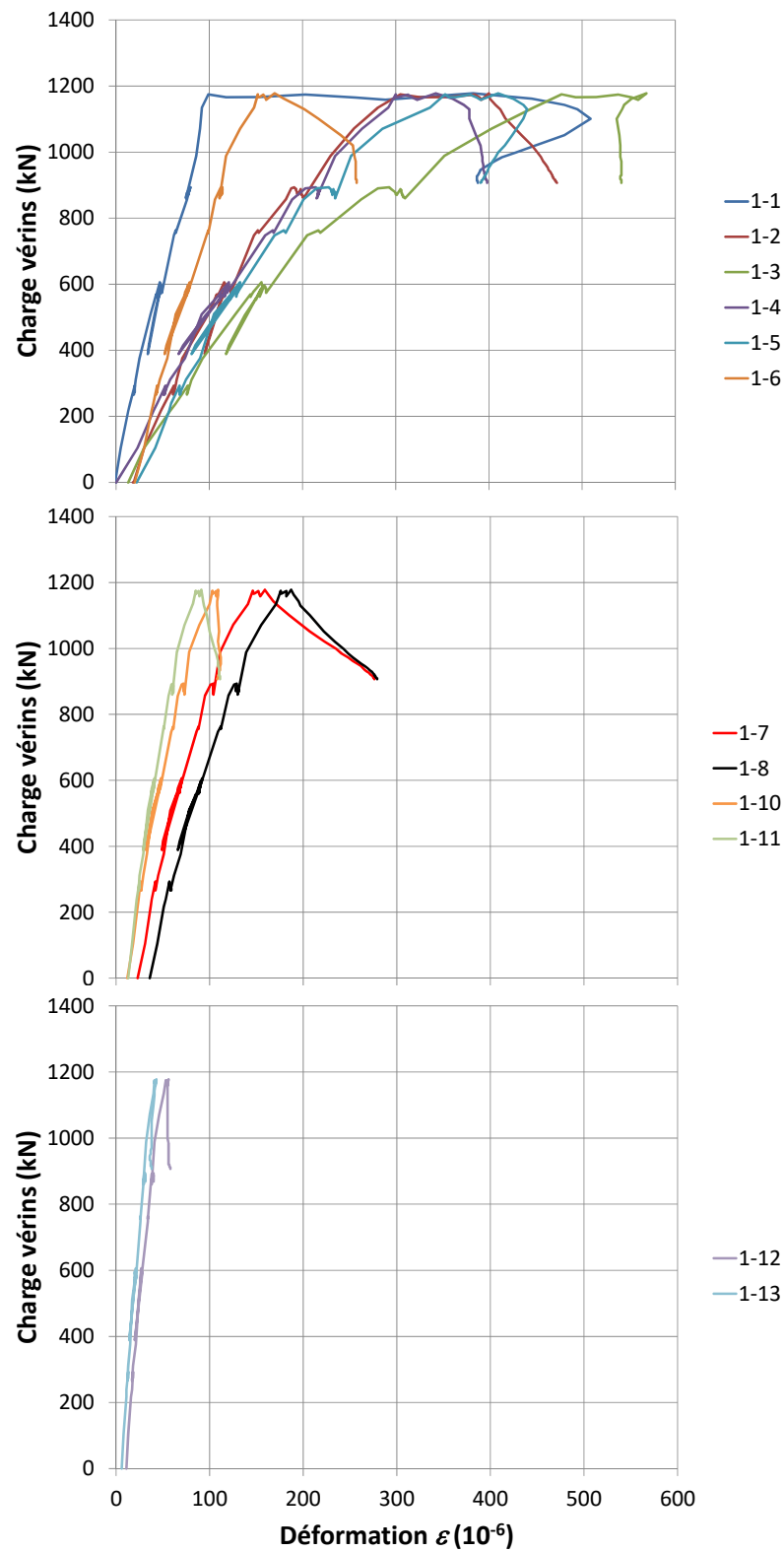


Figure 5.25 – Déformation des barres d'armature de la section 1, angle obtus S-E, zone centrale et angle obtus N0

Sur la Figure 5.26, le niveau de déformation des barres d'armature à la section 2 (représenté en trait plein) est comparé à la déformation des mêmes barres à la section 1 (représenté en trait pointillé). Majoritairement, les déformations mesurées à 1 mètre du point d'application de la charge sont inférieures à celle mesurée sous la charge.

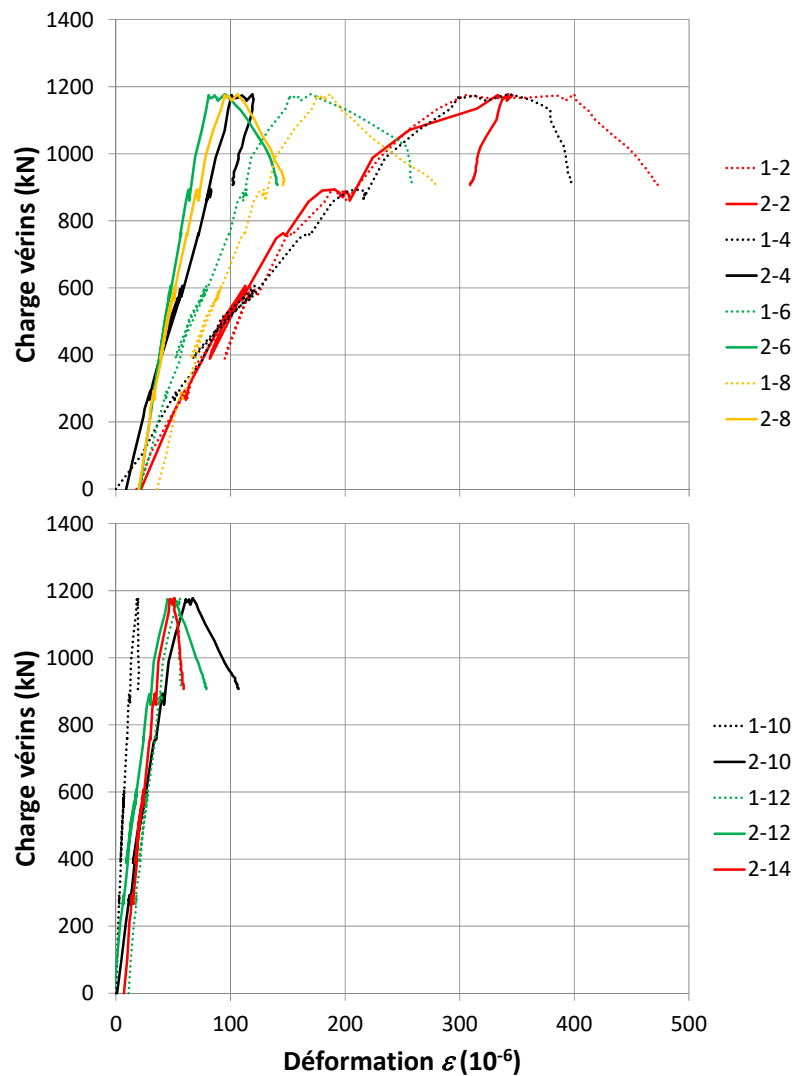


Figure 5.26 – Déformation des barres d'armature de la section 2 par rapport à la section 1

5.2.5 Rotation aux appuis

La réponse des 4 capteurs de rotation positionnés à chaque extrémité de la dalle proche de la face de la culée (Figure 5.8) est présentée sur la Figure 5.27.

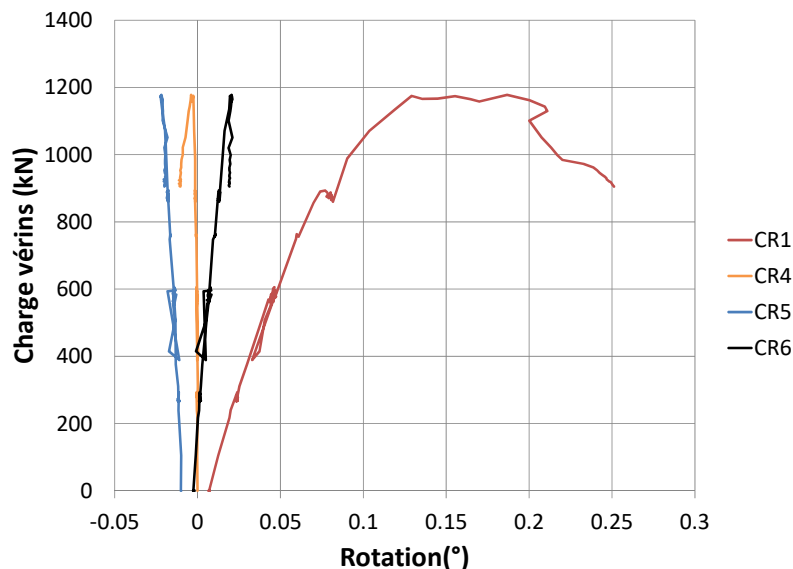


Figure 5.27 – Rotation à 372 mm des appuis

Les rotations les plus grandes de dalle se produisent dans les deux coins obtus du pont, ce qui est logique avec la configuration du chargement. En présence du biais, du chargement non symétrique et de la fissure de cisaillement dans l'angle obtus S-E, il est logique que constater la rotation la plus importante dans cette zone. La rotation maximale de l'ordre de 0.15 degré pour le capteur CR1. En comparant les rotations du coin obtus chargé (Figure 5.28), il est logique de noter à l'approche de la rupture une rotation opposée entre les capteurs CR1 et CR2 puisque le plan de cisaillement passe entre les deux capteurs. La Figure 5.10 présente l'évolution de la rotation de la dalle dans le coin obtus chargé à partir de 3 capteurs positionnés à différentes distances de la face de la culée. Le positionnement des capteurs selon la face de la culée et la fissure initiale de cisaillement est illustré à la Figure 5.11.

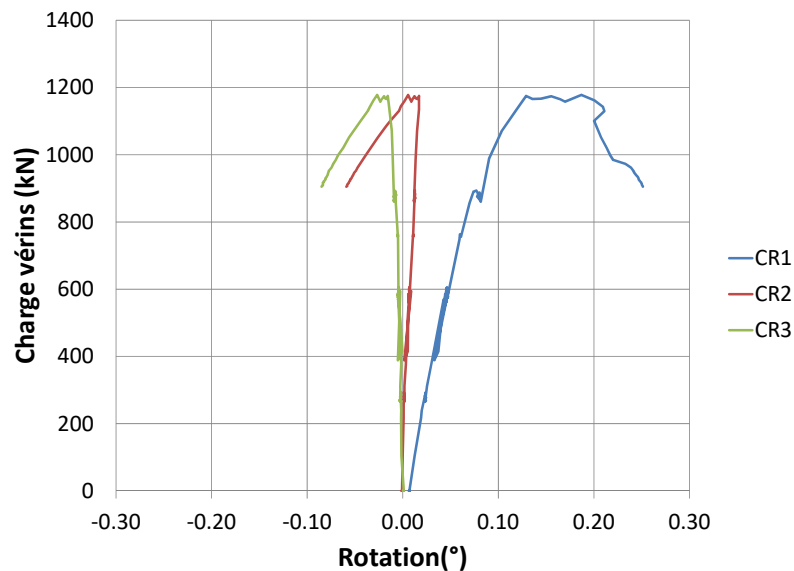


Figure 5.28 – Rotation de la dalle dans le coin obtus chargé

5.2.6 Flèche

La disposition des capteurs de flèche par rapport à la position du chargement 2 est illustrée sur la Figure 5.29. La réponse des capteurs de flèche est présentée à la Figure 5.30. À la charge maximale, la flèche du capteur LD1, situé sous le plan de rupture, est de 3.8 mm. Les valeurs obtenues au pic de charge des autres capteurs sont cohérentes avec le mode de rupture, à savoir plus les capteurs sont éloignés du plan de cisaillement, plus la flèche est moindre. Entre 230 et 580 kN, un problème de sensibilité du capteur LD_3 est noté. Une correction de ce capteur sera apportée lors de la comparaison de la réponse expérimentale avec les modèles numériques.

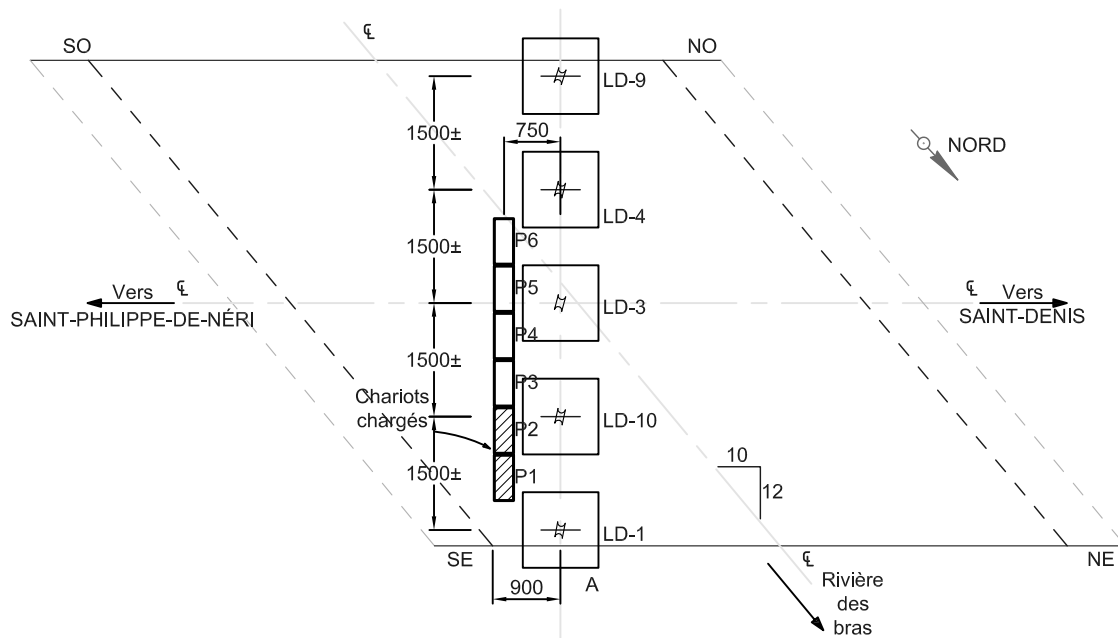


Figure 5.29 – Positionnement des capteurs de flèche par rapport à l'axe de chargement
flèche du tablier à différentes positions

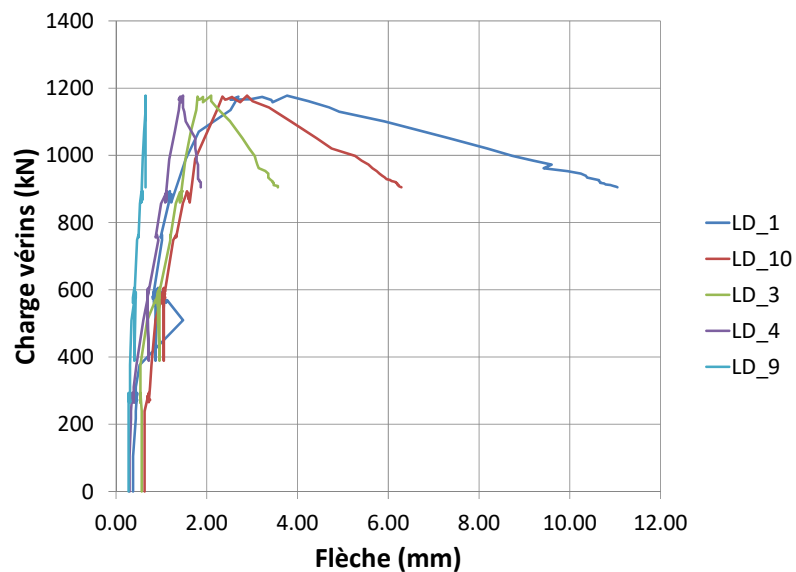


Figure 5.30 – Flèche du tablier à différentes positions

5.2.7 Sommaire du chargement 2

Le chargement 2 a été davantage conçu pour obtenir une rupture à l'effort tranchant de la dalle épaisse pour tester la capacité d'un pont biais à dalle épaisse sans armature d'effort tranchant que pour simuler avec justesse la répartition des essieux de camions CL-625. Néanmoins, l'application des charges sur la dalle est assurée par une séquence de chariots positionnés sur un même axe, dont chacun d'entre eux reproduit l'empreinte d'une charge de roues des essieux (essieu 2 et 3) du camion CL-625.

Ce cas de chargement a permis d'obtenir le mode de rupture en cisaillement recherché, dans un des coins obtus du pont. À partir d'une configuration où seulement les deux chariots les plus proches du coin obtus sud-est ont été chargés, situés à 0.9 m de l'appui, une rupture de nature fragile en cisaillement est survenue cette zone, mais a conduit à un mode de ruine ductile de la dalle. Cette constatation corrobore les conclusions d'un rapport d'étude précédent [21] qui avait permis d'identifier qu'à l'approche de la condition ultime, un degré de ductilité est observé attribuable à l'effet de goujon (déformation plastique en cisaillement des armatures) qui se développe dans les armatures de flexion en fibre inférieure des dalles ancrées dans la fondation. Une redistribution de la charge s'est ainsi produite, conduisant à une diffusion du plan de cisaillement dans la largeur de la dalle. La ruine de la dalle n'a pas entraîné son effondrement global.

5.3 Capacité résiduelle de la dalle après la ruine

L'essai de chargement 2 a permis d'évaluer, tel que recherché, le comportement à l'effort tranchant d'une dalle biaise épaisse sans étriers. Il a pu être constaté que suite à la rupture en cisaillement du béton, le mode de ruine (comportement post-pic) de la dalle s'avère être très ductile, évitant tout effondrement brutal de la dalle. Dans l'unique intention d'évaluer la capacité résiduelle de la dalle après rupture, un chargement ultime a été mené suite au chargement 2, en sollicitant, cette fois, les poutres 3 et 4 par paliers de 200 kN. La Figure 5.31 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins sur la dalle du pont en fonction du temps de chargement. Il est très intéressant de constater que malgré le plan de cisaillement développé au cours du chargement 2 (Figure 5.19), la dalle en état de ruine a été en mesure de reprendre une charge maximale de 1356 kN, soit une charge supérieure à celle atteinte lors du chargement 2. Une fois la capacité résiduelle maximale de la dalle atteinte, une perte de capacité progressive est encore une fois notée, confirmant le comportement très ductile du mode de ruine de ce type de dalle. L'essai a été stoppé à une charge résiduelle de 1100 kN pour des raisons de sécurité au niveau du banc de chargement.

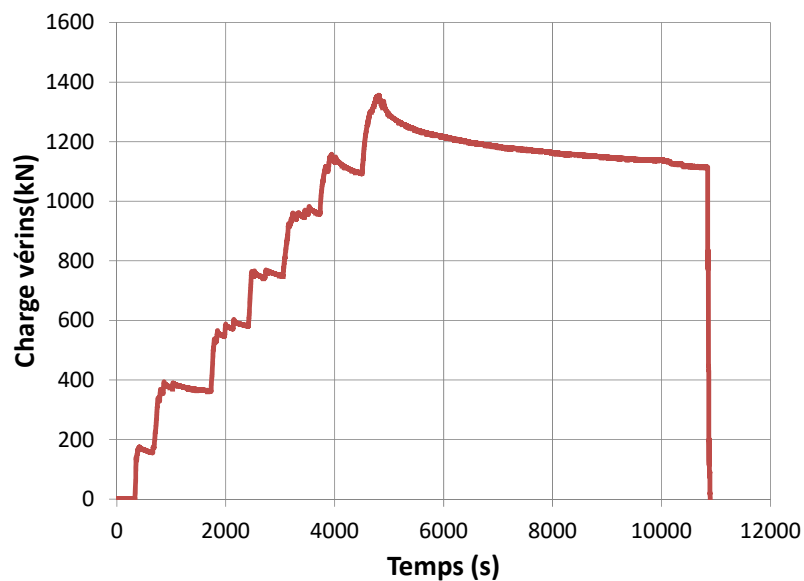


Figure 5.31 – Charge appliquée par les vérins en fonction du temps – Cas de chargement 2

La Figure 5.32 illustre le cycle du chargement 2 suivi du chargement ultime en fonction des différents capteurs de flèche situés sur la face inférieure de la dalle.

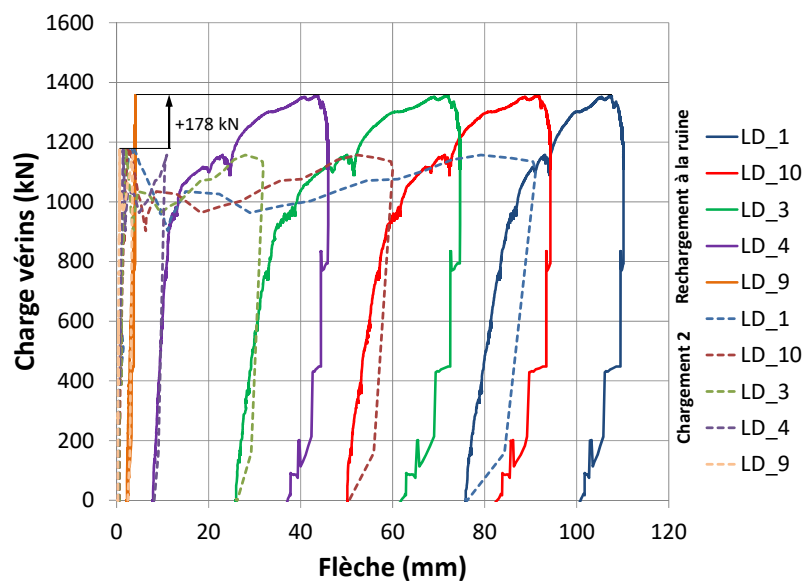


Figure 5.32 – Flèche du tablier à différentes positions

5.4 Mesures avec balayage laser

5.4.1 Méthodologie de post-traitement

Le système de balayage laser mis en place lors des essais de chargement a permis de mesurer l'évolution spatiale des coordonnées de la face inférieure de la dalle du tablier. À chaque balayage laser, les coordonnées x_i , y_i et z_i sont acquisitionnées à un temps donné. La prise de mesures successives durant les différentes phases de chargement ou déchargement de l'ouvrage (Figure 4.14) procure des fichiers, dont les coordonnées des points d'une série de mesure ne concordent pas avec ceux des autres séries. Bien que le rapport d'arpentage [22] fournisse les images montrant les champs de déplacements verticaux au cours des différents balayages, un post-traitement des données brutes fournies par les arpenteurs est nécessaire pour mener à bien notre investigation.

De manière à effectuer un post-traitement plus détaillé des données de balayage laser, une fonction continue par morceau, C^0 , est déterminée par une interpolation linéaire sur une base de triangulation de support 2-D des données. En d'autres termes, la fonction d'interpolation renvoie les coordonnées verticales z_k des points de mesure dispersées aléatoirement (x_i , y_i , z_i) sur un maillage défini par un réseau de point $[x_k, y_k]$. La Figure 5.33a illustre la définition du maillage pour effectuer l'interpolation des données représentées par des ronds bleus. La Figure 5.33b montre la fonction d'interpolation obtenue des données aléatoires à titre d'illustration à partir de Matlab. Cette technique est communément appelée la méthode d'interpolation par krigeage.

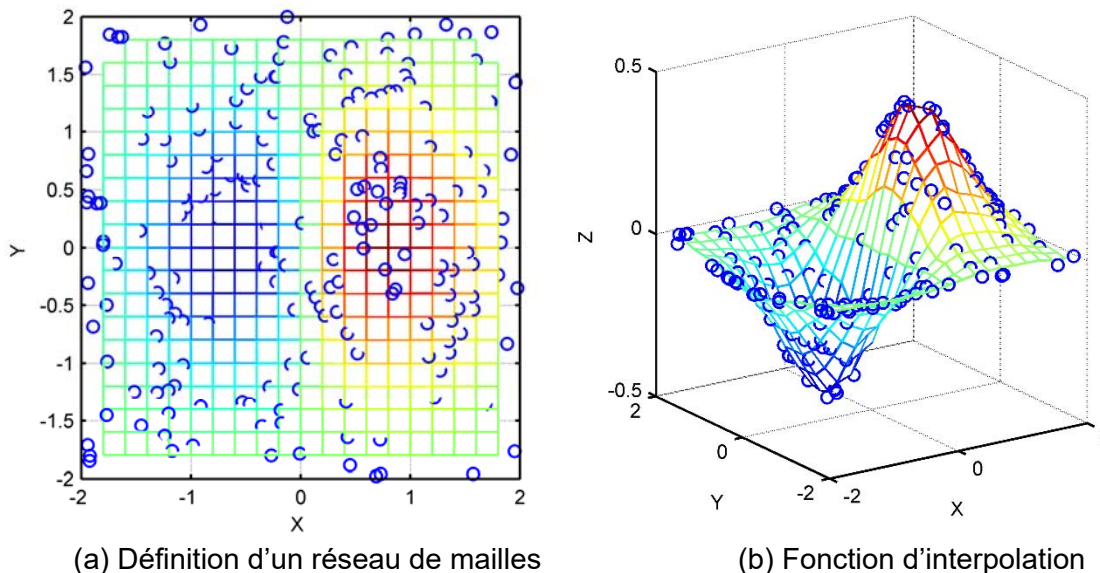


Figure 5.33 – Principe du krigeage

5.4.2 Post-traitement des données lasers

La Figure 5.34 présente l'ensemble des points références acquisitionnés lors du premier balayage laser à 9h57 avant la phase de mise en chargement. La densité de points acquisitionnés est nettement plus importante côté Ouest, là où l'unité de balayage laser était

positionnée (Figure 4.24), qu'à l'extrémité Est de la dalle. Le degré de précision de la méthode d'interpolation étant fonction directement de la densité de points comprise selon la finesse du maillage choisi, la zone d'intérêt dans le coin obtus Sud-Est ne présentera donc pas la zone d'analyse la plus précise. Il aurait été plus judicieux de positionner le système de balayage laser côté Est. Les zones sans données proche de la culée côté Nord correspondent aux positions des consoles métalliques présentes pour retenir la dalle en cas d'effondrement.

La Figure 5.34 permet aussi de distinguer les zones de béton d'enrobage enlevées au droit des armatures longitudinales. Sachant que l'ensemble des éléments se trouvant sur la face inférieure de la dalle est balayé par le laser, la prise des données a été altérée par la présence des fils de jauges. Ces zones sont identifiables à la gauche des rangées de zones d'armature dénudées. Ces points parasites ne sont pas évidents à filtrer proprement en présence d'une dalle qui ne se situe pas clairement dans un même plan vertical (selon z) tel qu'illustré sur la Figure 5.35 à partir d'une vue 3D du balayage initial.

Le résultat présenté à la Figure 5.35 révèle que la sous-face de la dalle n'est pas parfaite plane. L'extrémité du coin aigu Nord-Est de la dalle est plus basse de 150 mm par rapport au plan moyen. La Figure 5.36 présente la géométrie du dessous de la dalle mesurée avant le chargement en traçant les lignes de niveaux interpolées dans un plan x_k, y_k des données brutes x, y, z .

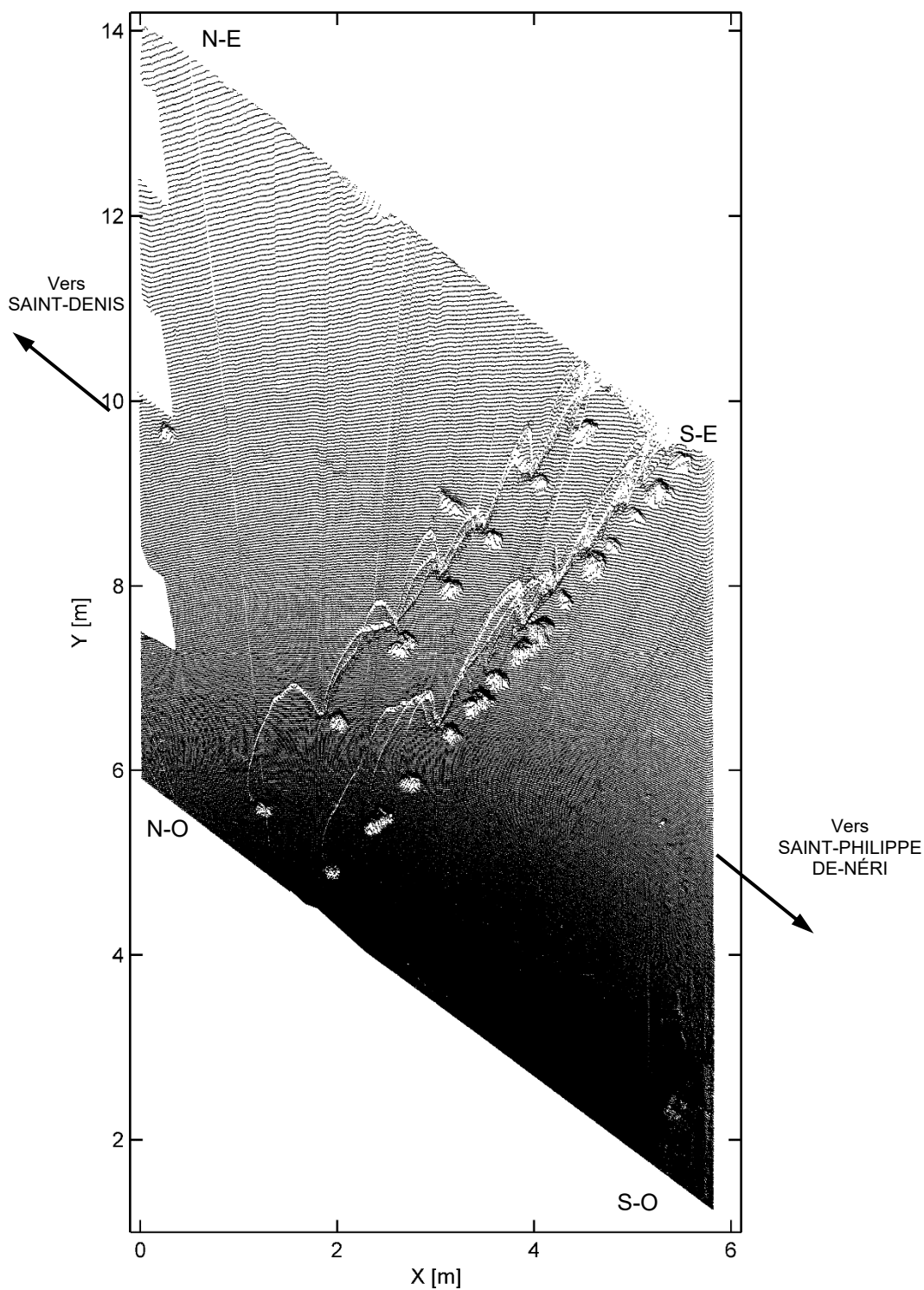


Figure 5.34 – Donnée brut des points acquisitionnés par balayage laser

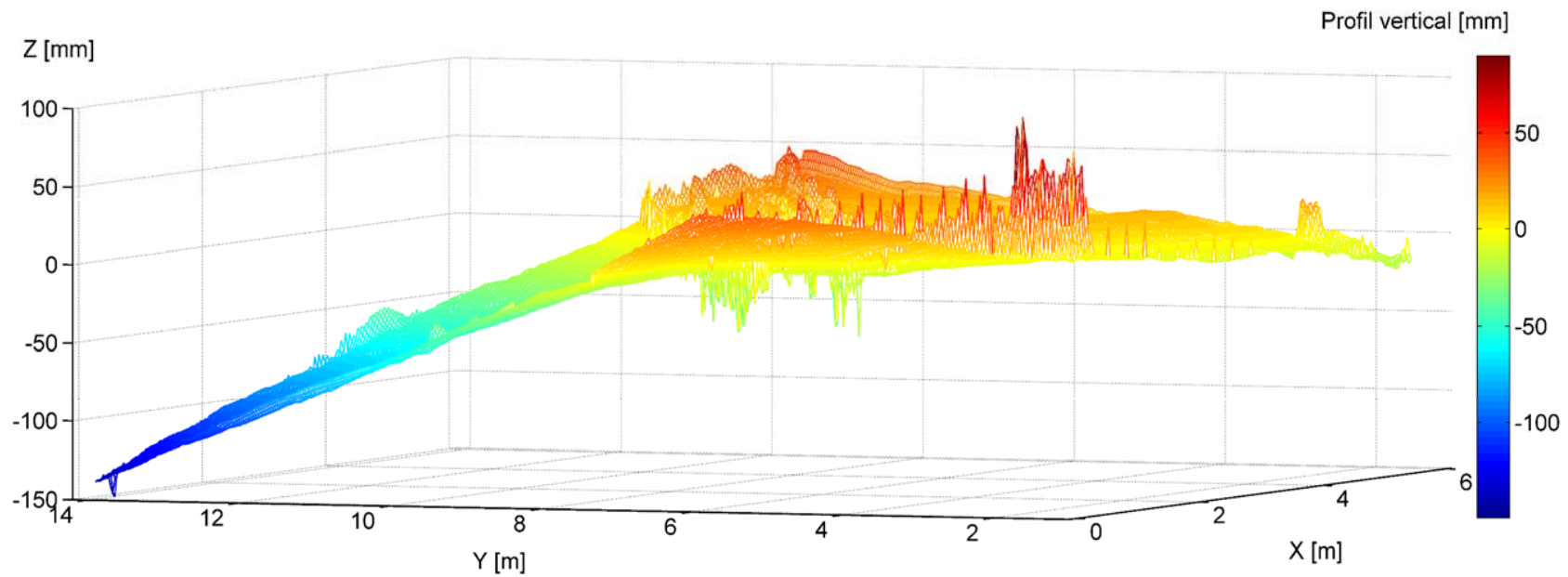


Figure 5.35 – Données parasites acquisitionnées par le système de balayage laser

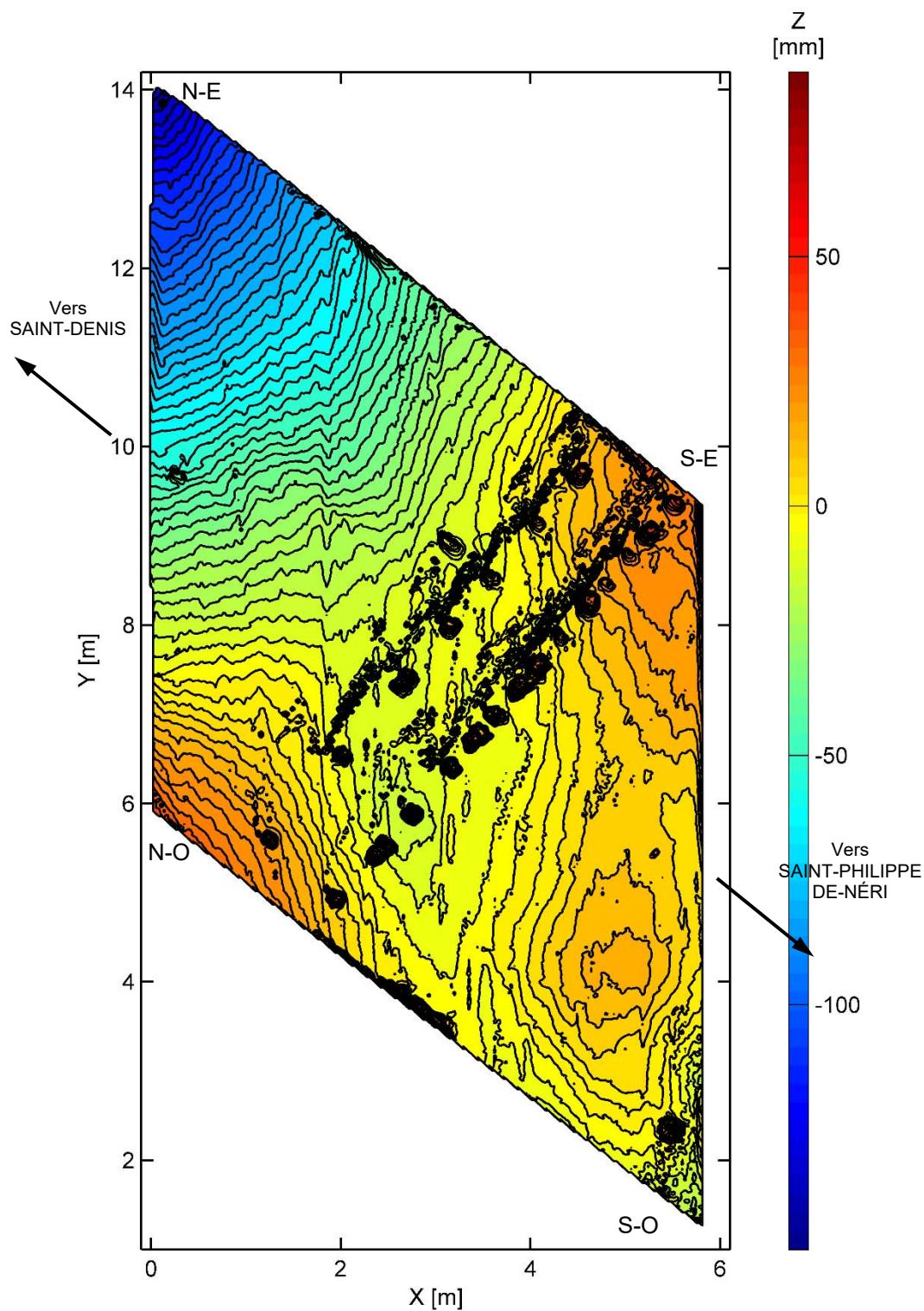


Figure 5.36 – Position verticale de la sous-face de la dalle

À partir de cette méthode de post-traitement, Il est possible d'obtenir les résultats des coordonnées z_k ou des flèches selon une coupe parallèle à l'axe longitudinal, à l'axe transversal ou encore selon une droite dans un plan. Il est également possible d'obtenir les déplacements à un point de coordonnées bien précises.

Une fois la fonction d'interpolation déterminée pour chaque acquisition faite, il est possible d'évaluer l'évolution temporelle de la flèche selon l'historique des balayages laser effectués au cours du chargement/déchargement de la dalle, tel que montré sur la Figure 5.37. Durant la phase de chargement 2, aucun balayage laser n'a été effectué au palier de chargement. De plus, un balayage n'a pas pu être effectué proche de la charge de rupture, car la fissure de cisaillement, présente au préalable des essais de chargement, s'est progressivement ouverte à l'approche de la capacité maximale de la dalle pour conduire à une rupture relativement fragile en cisaillement. Par conséquent le balayage effectué à 11h36, montré sur la Figure 5.37, correspond à l'état de déformation de la dalle suite au déchargement des vérins. Il est possible à partir de cette figure de visualiser clairement l'emprise de la fissuration développée côté Sud-Est, correspondant aux relevés de fissuration effectués sur site (Figure 5.21).

Afin d'apprécier plus précisément le champ de déplacement à certaine phase du chargement, la Figure 5.38 et Figure 5.39 présente les lignes de niveaux de la flèche sous la dalle au niveau du palier maximal du chargement 1 et la fin du déchargement suite la rupture atteinte lors du chargement 2, respectivement. Le champ de déplacement du chargement 1 (Figure 5.38) montre globalement une déformation de flexion, avec la zone de flèche maximum correspondant à la position des chariots. Néanmoins, à ce faible niveau de déformation, on constate un certain bruit dans la réponse indiquant la limite de précision de la méthode d'environ ± 1 mm.

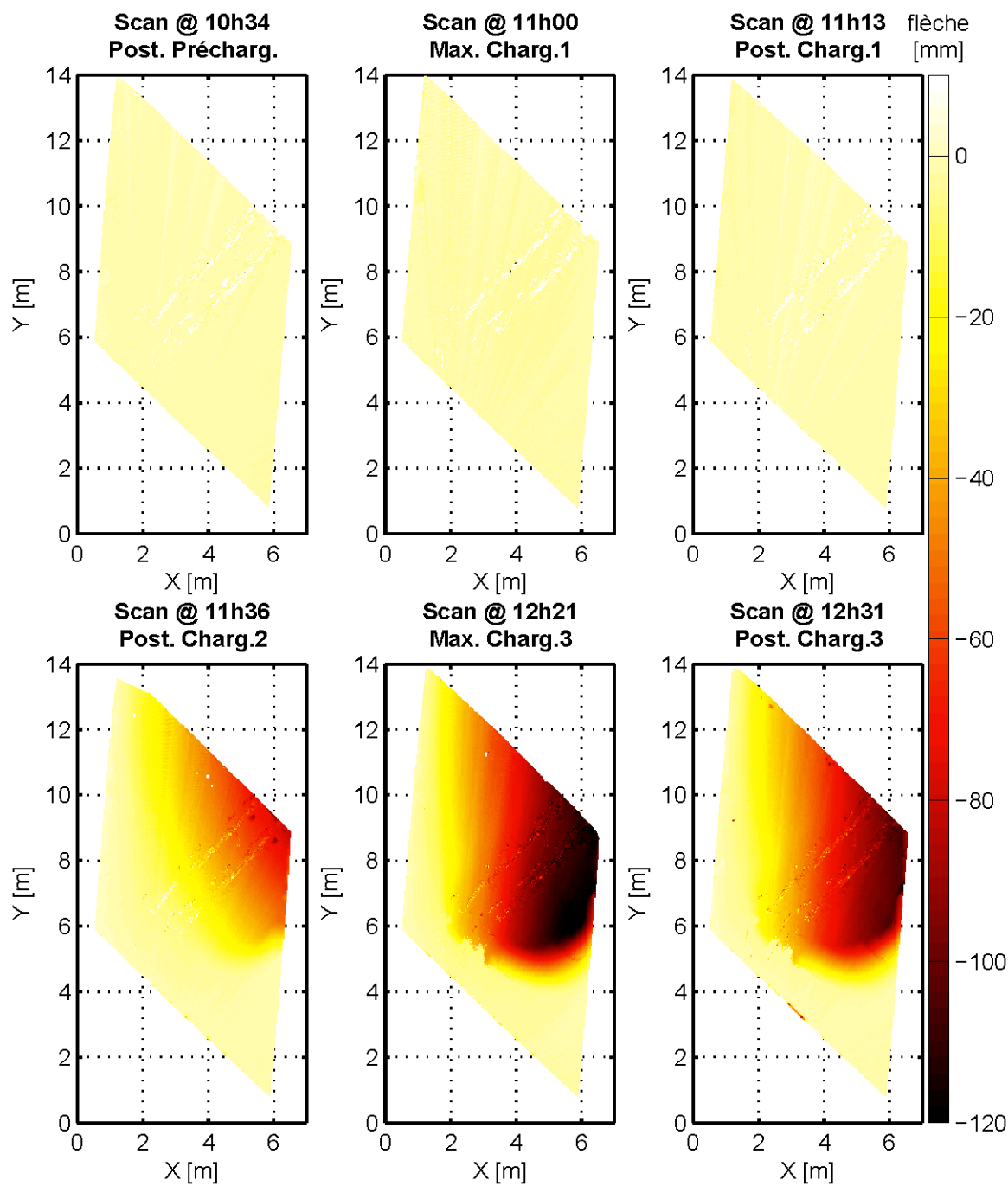


Figure 5.37 – Évolution de la flèche au cours des étapes de chargement

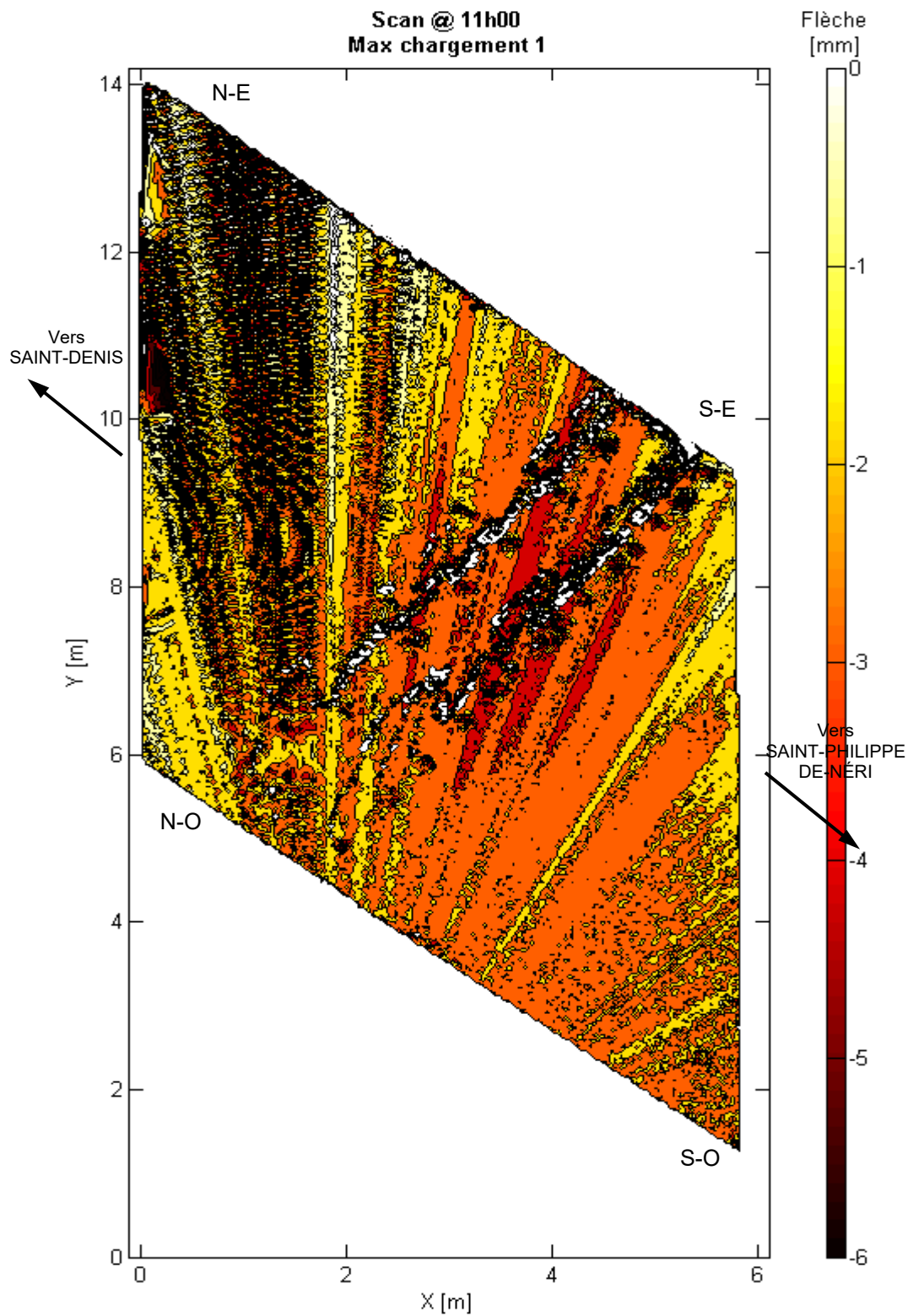


Figure 5.38 – Champ de déplacement au palier maximal du chargement 1

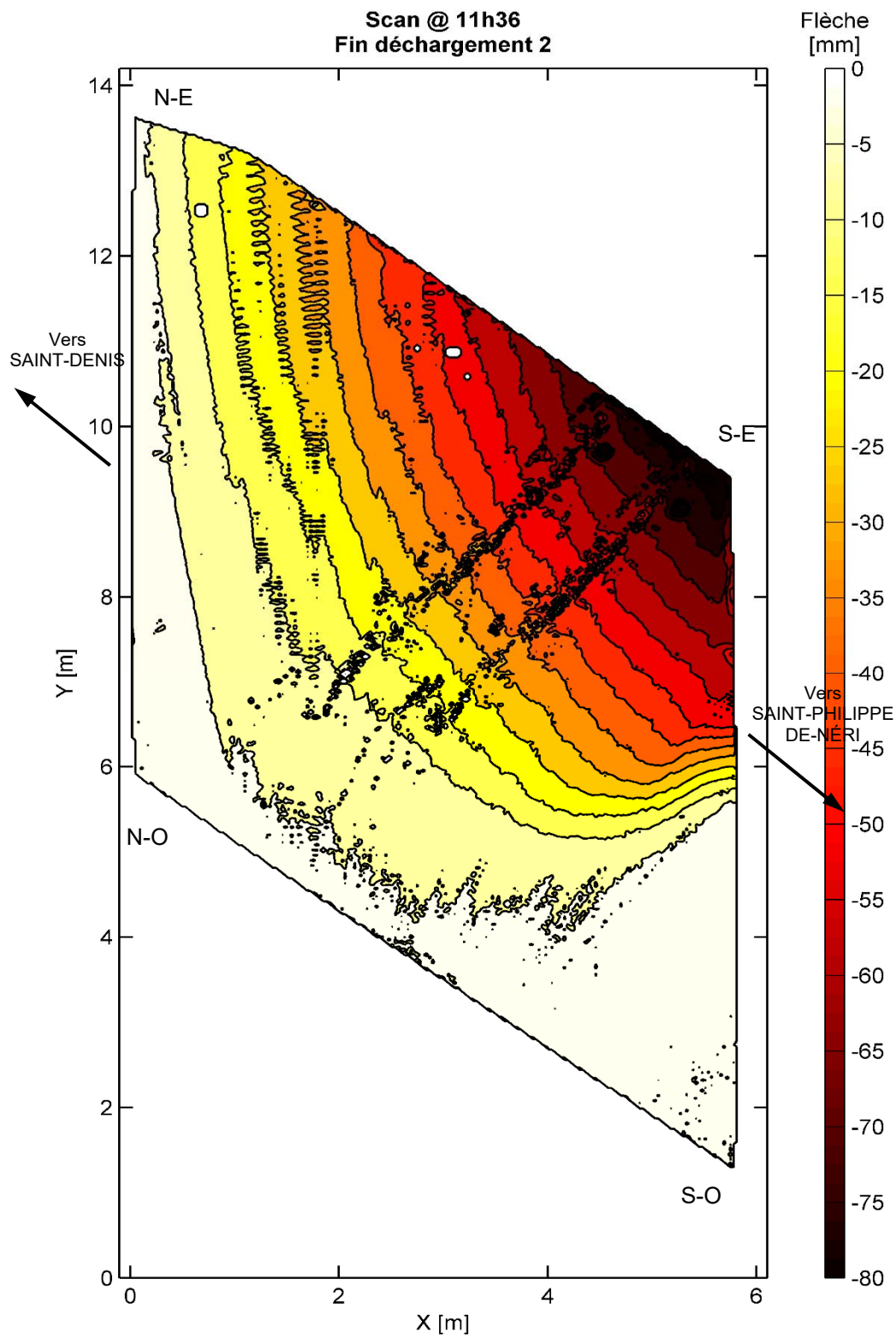


Figure 5.39 – Champ de déplacement à la fin du déchargement de l'étape 2

5.4.3 Comparaison des différentes méthodes de mesure de la flèche

La réponse de l'analyse par balayage peut être comparée aux deux techniques de mesure de déplacement utilisées (station totale, potentiomètres à corde) au niveau de positions spécifiques. La comparaison est possible uniquement sur la ligne de mesure des potentiomètres à corde. Le point d'arpentage 51 (Figure 5.40) se situant relativement proche de la corde LD-1 est considéré à titre de comparaison.

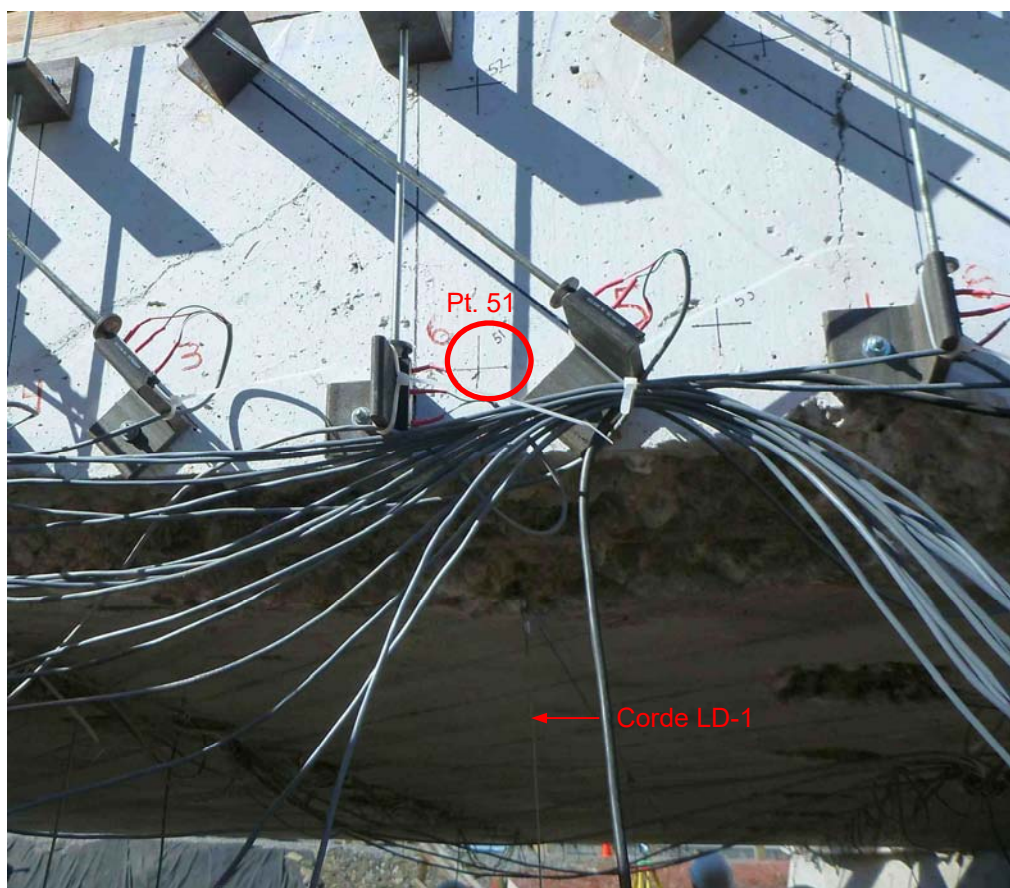


Figure 5.40 – Point d'arpentage considéré pour la comparaison des mesures de flèche

La Figure 5.41 illustre la finesse du maillage utilisé pour effectuer l'interpolation linéaire des points de balayage laser sur ce dernier. Pour cette étude, un réseau de mailles de 20 mm² a été considéré. Le trait bleu présent sur la Figure 5.41 indique l'axe le long duquel le calcul de flèche est effectué par interpolation linéaire à partir du champ de déplacements obtenu à chaque nœud du maillage.

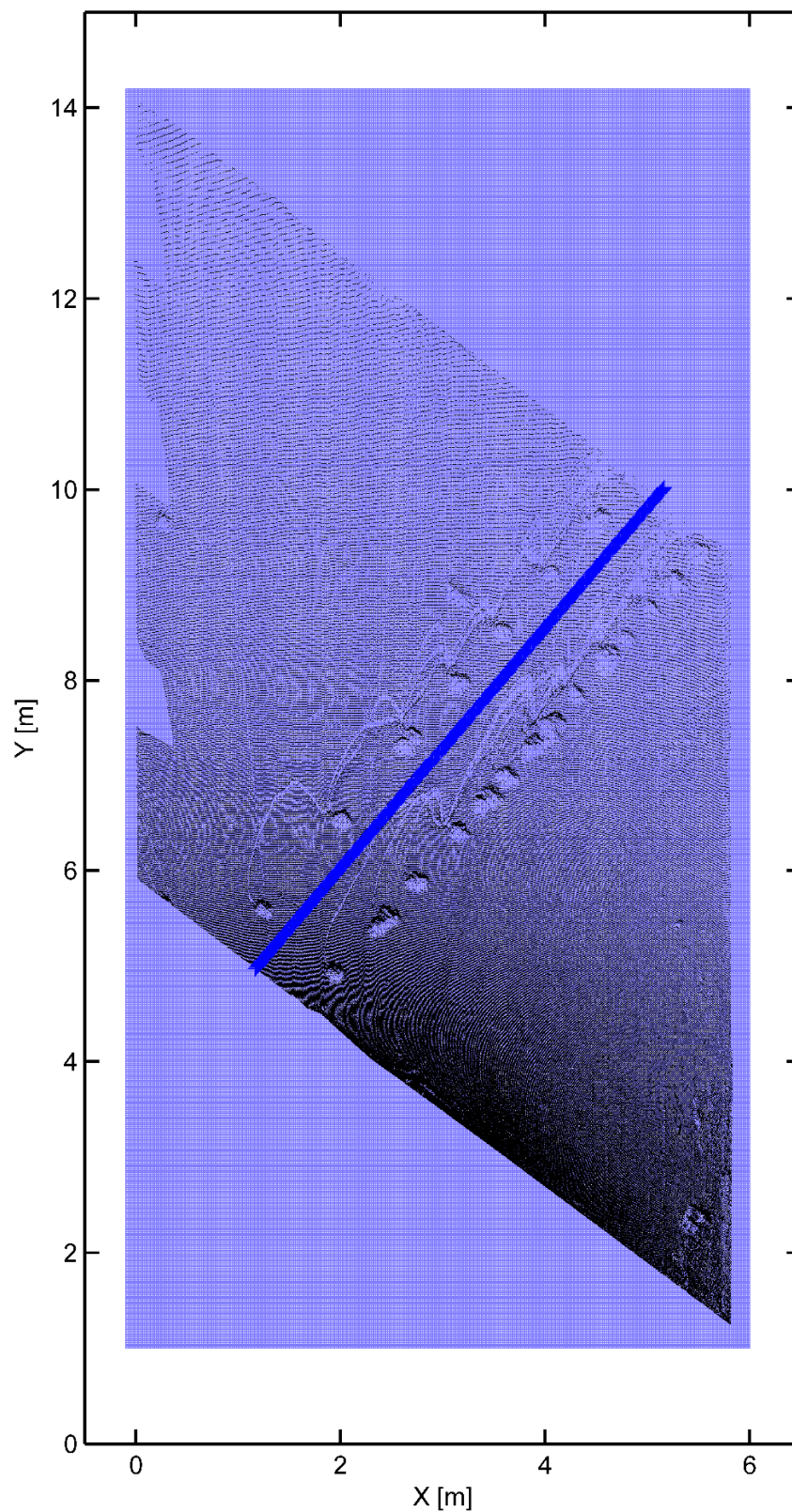
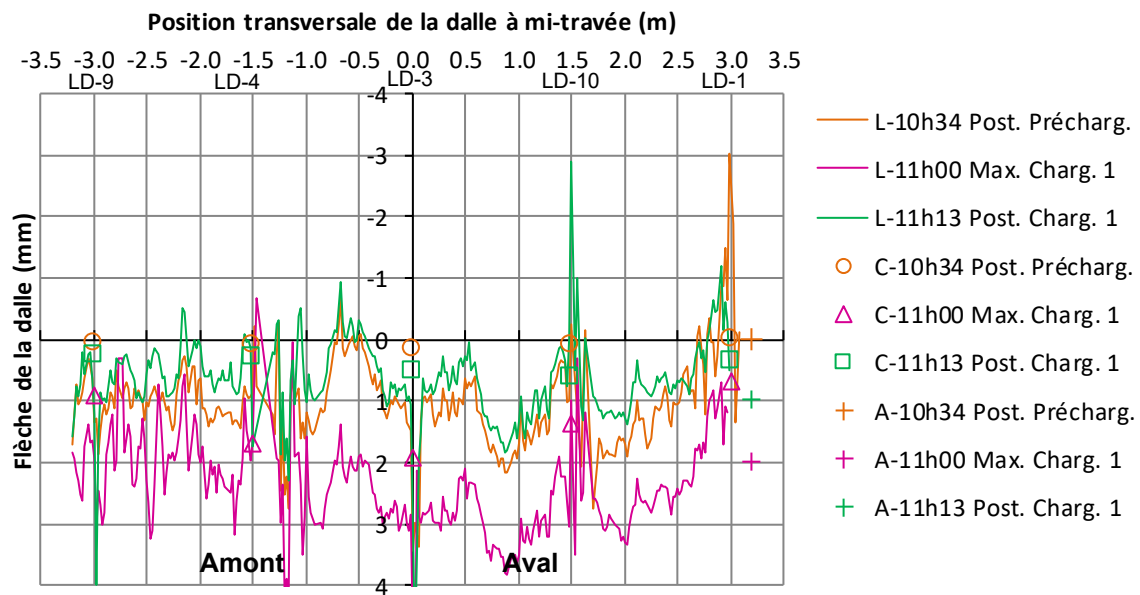


Figure 5.41 – Finesse du maillage et section d'étude selon l'axe des potentiomètres à corde

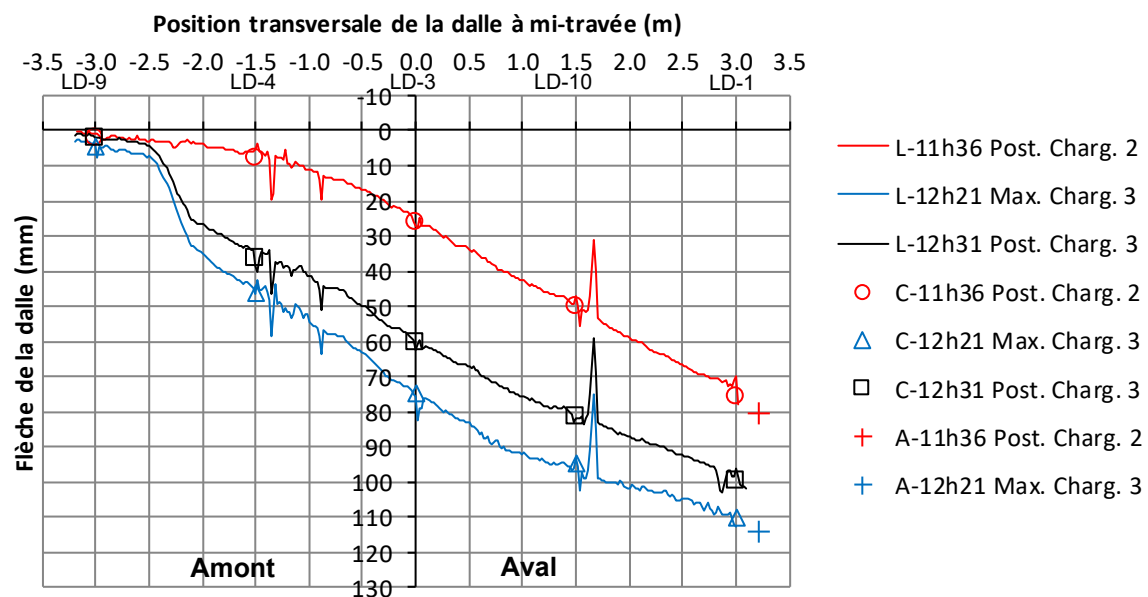
La Figure 5.42 présente les résultats le long de l'axe des capteurs. La première lettre de la dénomination dans la légende réfère à l'instrumentation correspondante, L : Balayage Laser, C : Corde, et A : Arpentage. À la charge maximale du chargement 1, on note une flèche au centre de la dalle d'environ 3 mm avec la méthode par balayage laser. La comparaison avec les résultats des cordes confirme que pour des très faibles déplacements, les données fournies par les cordes sous-estiment la flèche probablement dû aux nombreux éléments mécaniques créant un certain frottement dans le système.

Pour les cas de chargement 2 et 3 (Figure 5.42b), on remarque une très bonne concordance des mesures du balayage laser aux résultats de mesure des cordes. Les sauts de flèches visibles en amont de la corde LD-4 et LD-10 n'ont aucune signification physique. Ils sont dus à une interférence des points acquisitionnés avec les fils de jauges présents en sous face de la dalle. Les deux relevés d'arpentage lors du déchargement du cas de charge 2 et à la charge maximum 3, surestiment de ± 5 mm la flèche par rapport aux autres techniques d'instrumentation.

Le logiciel commercial MATLAB a été utilisé pour effectuer les divers post-traitements des données laser. La méthodologie retenue pour effectuer le traitement des données a permis de démontrer l'efficacité et la précision d'une telle méthode. Cette méthode de mesure offre l'avantage d'effectuer une mesure de champ sans contact avec la structure contrairement aux cordes qui doivent être accrochées sur la structure et qui ne permettent qu'une mesure ponctuelle. De plus, la méthode de balayage laser semble suffisamment précise pour permettre de déceler la présence ou l'initiation d'un défaut (> 1 mm) au cours du temps dans un ouvrage. Par contre, elle ne permet pas d'effectuer une lecture en continue de l'évolution d'un déplacement. Cette technique peut donc être recommandable pour le suivi dans le temps d'ouvrages difficilement accessibles. Un balayage laser est riche en contenu mais il est important d'apporter une attention particulière à la position du balayeur laser pour maximiser la densité de points dans la zone d'intérêt.



a) Pré-charge et Chargement 1



b) Chargement 2 et 3

Figure 5.42 – Comparaison de la réponse des mesures de flèches dans l'axe des cordes

6 COMPOTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT

6.1 Comportement global

Dans ce chapitre, les analyses se concentrent sur le chargement 2, chargement ayant conduit à la rupture de la dalle. Tel que détaillé à la section précédente, le comportement à rupture de la dalle a été fortement contrôlé par la présence d'une fissure de cisaillement, présente au préalable des essais de chargement, qui s'est progressivement ouverte à l'approche de la capacité maximale de la dalle pour conduire à une rupture en cisaillement. Néanmoins, la ruine de la dalle n'a pas conduit à l'effondrement de cette dernière. La charge maximale appliquée sur le pont est d'environ 1390 kN, incluant le poids propre du banc.

La présente étude numérique a pour objectif d'illustrer la pertinence d'analyses éléments finis non linéaires raffinées pour étudier les partons de fissuration, le mode de rupture, et évaluer la capacité portante de la dalle. Sachant que le chargement est non symétrique et que le pont présente un fort biais, la réponse des modèles numériques sera comparée à l'essai in situ à partir de l'analyse de la charge totale P appliquée sur la dalle (poids du banc et charge des vérins) en fonction de la flèche de la dalle en son centre (capteur LD-3). Afin de comparer le comportement expérimental aux différentes réponses numériques, la réponse du capteur de déplacement LD-3 a été translatée pour débiter avec le même déplacement initial du modèle numérique, reflétant ainsi le mieux la rigidité initiale de la dalle avec le poids du banc, tel qu'illustré sur la Figure 6.1.

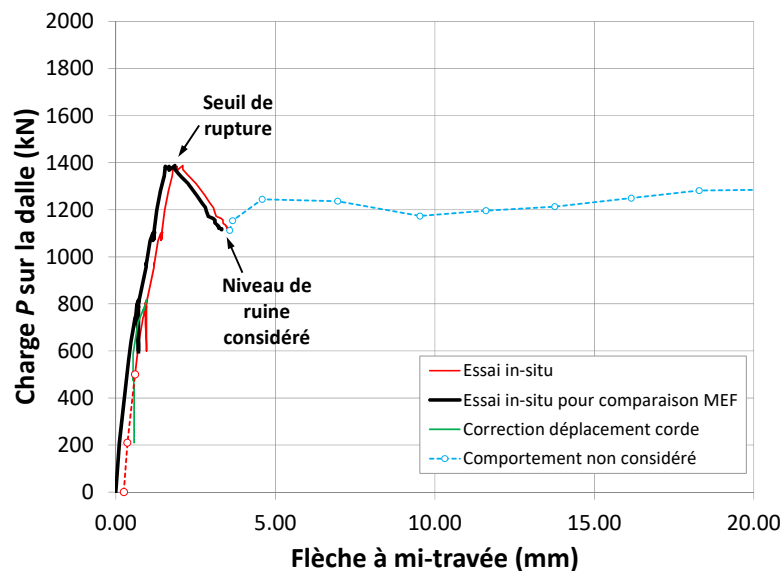


Figure 6.1 – Comportement global du pont lors du chargement 2

Cet ajustement de la flèche initiale expérimentale est lié à plusieurs points :

- la flèche induite par le poids du banc avant chargement n'est pas connue;
- les cordes sont peu sensibles pour de très faibles déplacements, lié à l'ensemble des frottements dans les mécanismes;
- l'influence du chargement 1 sur le déplacement initial n'est pas prise en considération dans le modèle numérique.

6.2 Analyse non linéaire par élément finis

6.2.1 Considération générales

L'accent de cette étude porte principalement sur la prédiction de la charge maximale reprise par la dalle selon la configuration du chargement in situ, ainsi que l'évolution de la rigidité globale de la dalle influencée par les conditions de retenues de la dalle aux appuis. Un grand nombre d'analyses non linéaires ont été réalisées pour étudier la sensibilité de divers paramètres associés à la géométrie, au maillage et aux conditions aux limites. Le modèle présenté dans cette section est le dernier retenu.

6.2.2 Géométrie et maillage

Le pont à dalle épaisse a été analysé par éléments finis en utilisant la même approche qu'utilisée dans les différentes études [2,3,4] à partir d'éléments solides 3D dans laquelle le logiciel de béton EPM3D [23] a été utilisé sur ABAQUS [24]. En présence d'un biais important de 39.8° et du chargement non symétrique de la dalle, un modèle global du pont (dalle et culée) a été réalisé en considérant la pleine largeur de la dalle, à savoir 6.45 m (Figure 6.2). La dalle du modèle a une longueur totale de 9.040 m. La portée nette à la face des appuis est de 7.50 m. Une épaisseur de 457 mm a été utilisée. Une vue en plan de la géométrie de la dalle est présentée à la Figure 6.3.

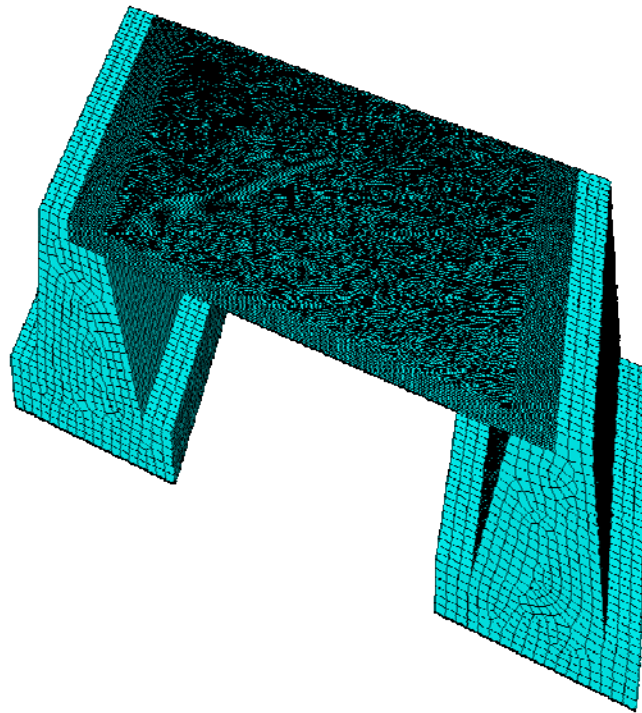


Figure 6.2 – Modélisation de la dalle et de la culée

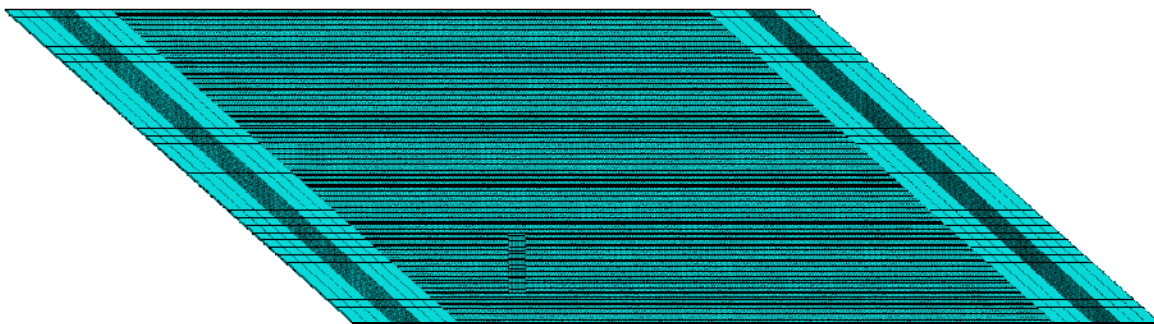


Figure 6.3 – Vue en plan du modèle du pont

La taille moyenne des éléments du maillage de la dalle est de l'ordre de 45 mm permettant d'avoir dix éléments sur l'épaisseur de la dalle. Les dispositions des armatures du lit supérieur, du lit inférieur ainsi que des barres d'ancrages sont montrées sur la Figure 6.4. Les barres d'armature sont modélisées à partir d'éléments barres 1D noyées dans les éléments solides de béton. Cette hypothèse de modélisation néglige la déformation en flexion et en cisaillement des barres d'armature ce qui revient à négliger l'effet goujon. L'effet de goujon, qui est la déformation transversale des armatures, est un phénomène généralement négligé car il affecte peu la capacité ultime d'un élément en béton armé. Par contre, il a pu être montré dans un rapport précédent [21] que la modélisation de l'armature de manière discrète avec des éléments de solides a permis d'identifier que la grande ductilité observée lors d'essais

précédent sur dalle de pont était en bonne partie attribuable à l'effet de goujon qui s'est développé dans les armatures de flexion en fibre inférieure des dalles ancrées dans la culée. La discrétisation des barres d'armature a été choisie équivalente à la taille des éléments solide de béton, à savoir 45 mm.

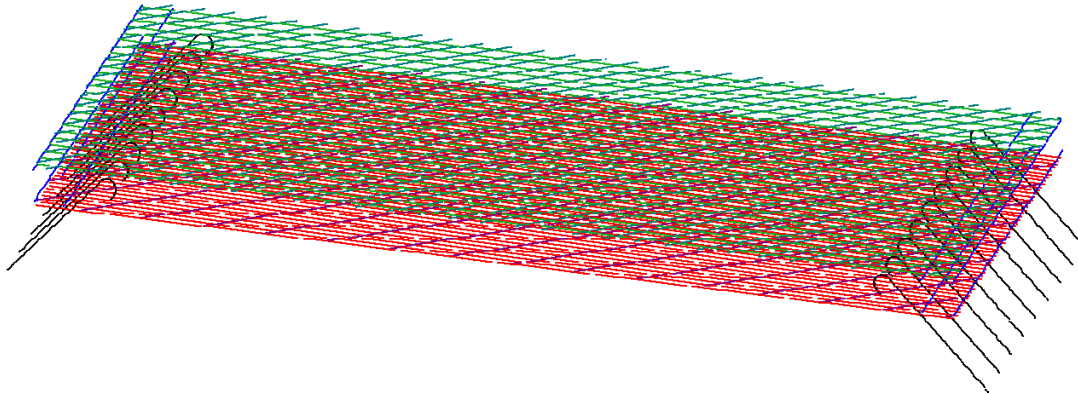


Figure 6.4 – Modélisation des armatures de la dalle et barres d'ancrages

6.2.3 Propriétés des matériaux

Tel qu'indiqué à la section 3.2 la résistance en compression du béton, mesurée à partir d'échantillons carottés à différentes périodes de la vie de l'ouvrage sur le pont, était très variable. Dans le cas d'une dalle sans armatures d'effort tranchant, les propriétés de résistance en traction du béton ont une influence majeure. Lors des analyses du pont PO-02282 [4] dont les carottes de béton présentaient là aussi une grande variabilité, il avait pu être conclu que le choix du béton présentant la résistance moindre fourni un comportement plus représentatif des conditions réelles. La valeur de 25 MPa a donc été retenue pour l'ensemble des modèles. La résistance en traction est égale à 1.65 MPa, correspondant à $0.33 \sqrt{f'_c}$.

La limite élastique de l'acier a été prise égale à 275 MPa, d'après les valeurs obtenues au Tableau 2.3, avec un module d'élasticité de 200 GPa. Une loi élasto-plastique parfaite est considérée.

L'interaction armature béton, appelée raidissement en traction, a été pris en compte dans les analyses, en utilisant les mêmes hypothèses que pour les analyses du pont d'Irlande. En suivant les indications du modèle FIB [25] pour les longueurs d'ancrage, il a été supposé que le raidissement en traction amené par les barres lisses se terminait à une valeur deux fois moindre que pour des barres crénelées, afin de considérer une adhérence moindre des armatures lisse. Ceci n'affecte que le béton entourant les armatures (90 mm dans le cas présent) dans la partie inférieure et supérieure de la dalle. Un béton présentant des propriétés fragiles en traction a été considéré pour le reste de la dalle. Le béton des culées a été considéré élastique. La Figure 6.5 illustre les zones dont différentes propriétés du béton ont été affectées.



Figure 6.5 – Différentes propriétés du béton de la dalle et la culée

Dans les analyses un coefficient de tenue égal à l'unité a été considéré pour l'acier et le béton ($\phi_c = \phi_s = 1.0$). La présence des armatures entre la culée et la dalle a été considérée.

6.2.4 Conditions de chargement

Dans toutes les analyses, la charge permanente associée au poids propre de la dalle est appliquée avant l'application de la charge vive. Deux configurations de charge vive ont été considérées. La première (Figure 6.6), vise à reproduire le cas de chargement 2 réalisé in-situ pour évaluer la capacité portante de l'ouvrage. Une pression uniforme croissante est appliquée selon l'emprise des deux chariots sous les poutres P1 et P2. Un deuxième cas de chargement (Figure 6.7) est considéré afin d'étudier si la configuration d'essieux du camion CL-625 aurait pu générer le type de fissure de cisaillement relevée avant les essais de chargement. Une pression identique croissante jusqu'à rupture est appliquée sur chaque surface de roue. Pour les deux cas de chargement, le centre du chariot le plus proche de la face de la culée a été positionné à 0.9 m, tel qu'effectué lors des essais de chargement du pont.

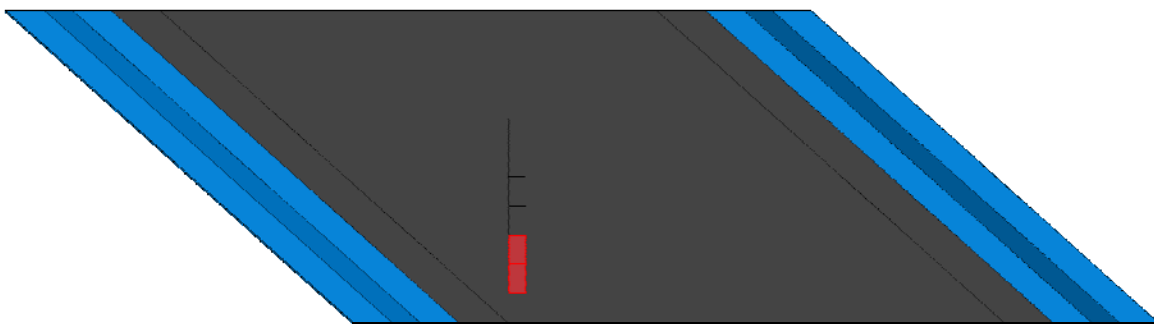


Figure 6.6 – Configuration 1 – Cas de chargement 2 in-situ

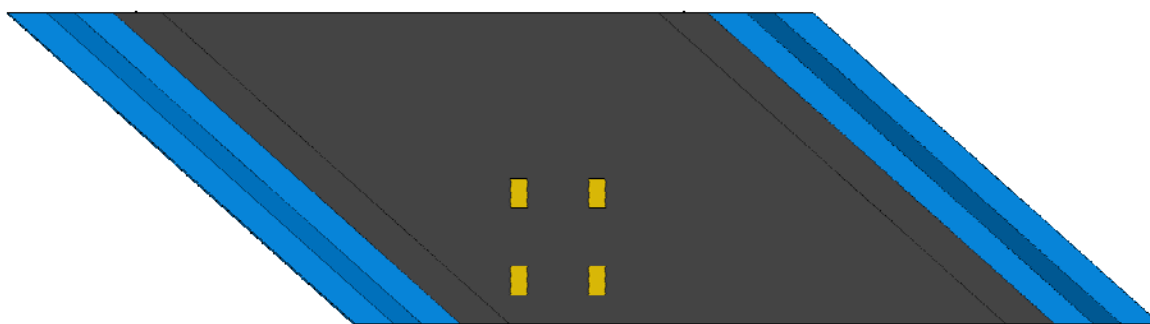


Figure 6.7 – Configuration 2 – Cas de chargement avec les essieux 2 et 3 du CL-625

6.2.5 Conditions d'appui

Les rapports précédents [2,3,4,21] ont permis de constater que le choix des conditions aux frontières modifie la distribution des efforts dans les dalle biaises. L'importance de cet effet a donc été considérée pour la configuration 1 de chargement. Il est fort probable que les mouvements relatifs horizontaux entre la dalle et les culées aient été empêchés. En effet, lors de la construction, la dalle a été coulée à même la surface des culées, possiblement non uniforme, créant ainsi une adhésion entre les deux éléments structuraux. De plus, un ancrage mécanique additionnel était apporté par les crochets d'ancrage. Les 4 conditions aux frontières étudiées entre la dalle et les culées sont représentées schématiquement sur la Figure 6.8.

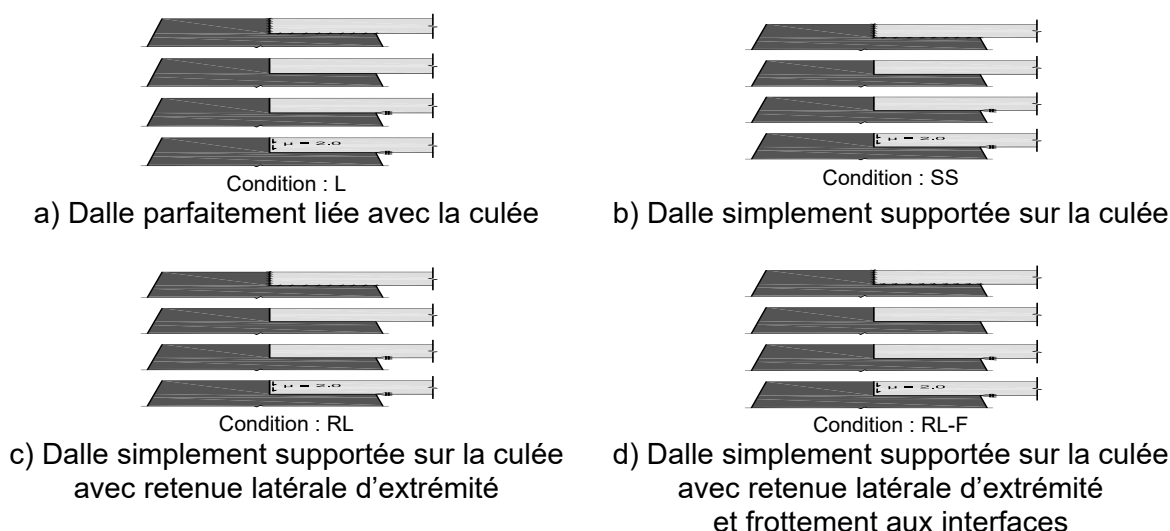


Figure 6.8 – Conditions d'appui retenues dans les analyses entre la dalle et la culée

Le Tableau 6.1 résume les 5 conditions d'analyses retenues pour la configuration 1 de chargement. Pour le modèle 3, une déformation de retrait volumique de 100 $\mu\text{m/m}$ a été imposée à la dalle à la suite du chargement du poids propre. Cette valeur de retrait traduit, de manière très approximative, le retrait restreint subi par la dalle résultant les phénomènes

complexes du retrait (séchage) et fluage (relaxation des contraintes). Au-delà de la simple retenue latérale, le modèle 5 considère un très grand frottement entre les deux surfaces.

Tableau 6.1 – Paramètres considérés dans les analyses numériques pour la configuration 1

Identification des modèles	Interaction Dalle/Culée	Friction à l'interface	Déformation de retrait
1-L-B25-A275	Lié	-	-
2-SS-B25-A275	Simplement supportée	-	-
3-L-B25-A275-R100	Lié	-	100 µm/m
4-RL- B25-A275	Retenue latérale	-	-
5-RL-F- B25-A275	Retenue latérale	2.0	-

Nomenclature : L : Lié; SS : Simplement supporté; RL : Retenue Latérale; B : Résistance à la compression du Béton; A : Limite élastique de l'Armature; R : Déformation de Retrait imposée.

Pour la configuration 2 avec le chargement des essieux 2 et 3 une condition d'interface parfaitement liée entre la dalle et les culées est considérée.

6.2.6 Résultats des analyses selon le chargement 2 in-situ (configuration 1)

Les résultats de 5 analyses non linéaires sont présentés sur la Figure 6.9 à partir de la comparaison du comportement global charge-flèche à mi portée. Les analyses non linéaires permettent de faire ressortir l'effet de la condition d'interaction dalle/culée. Selon la réponse de l'essai in-situ, la condition d'interaction entre la dalle et la culée se situe entre une condition parfaitement liée et uniquement retenue latéralement à l'extrémité de la culée au regard de l'évolution de la rigidité de la dalle épaisse. Bien que le comportement global soit relativement bien approximé avec les modèles 1, 4, et 5 jusqu'à la moitié de la charge expérimental, il n'a pas été possible de reproduire dans une seule analyse les différentes phases de comportement jusqu'au comportement ultime. Selon les conditions aux limites de l'analyse, l'erreur d'estimation de la capacité maximale de la dalle varie de 8 et 36%.

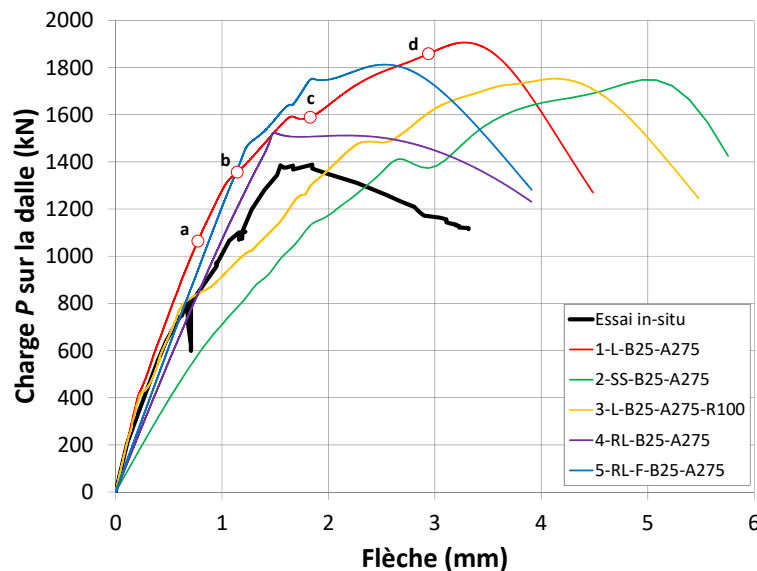


Figure 6.9 – Conditions d'appui retenues dans les analyses entre la dalle et la culée

À partir de l'analyse de la fissuration, la condition d'interface dalle/culée parfaitement liée reproduit le plus fidèlement les étapes de fissuration mesurées lors des essais, comme le montre la Figure 6.10. L'analyse de l'évolution de la fissuration indique que dans un premier temps, une fissure de flexion apparaît au droit de la culée dans le coin obtus chargé (Point a sur la Figure 6.9). Avec l'augmentation de la charge, cette fissure de flexion s'ouvre davantage et une deuxième fissure de flexion en moment négatif survient au droit de la culée opposée (Point a sur la Figure 6.9).

Proche de 1600 kN, le changement de pente brusque visible sur la courbe charge-flèche est associé à la formation d'une fissure de cisaillement localisée en interne entre le chariot P1 et la face de la culée, tel que montré sur la Figure 6.10. Il est fort intéressant de noter que malgré la formation de cette fissure de cisaillement, la capacité maximale de la dalle n'est pas encore atteinte. La progression et l'ouverture de la fissure de cisaillement avec l'augmentation de la charge a conduit à un mode de rupture à l'effort tranchant. Il n'a pas été possible de reproduire numériquement le comportement ductile à la ruine, dû 1) aux fortes instabilités numériques en phase post-pic, et 2) à la modélisation des barres d'armatures par des éléments barres 1D sans effet de goujon.

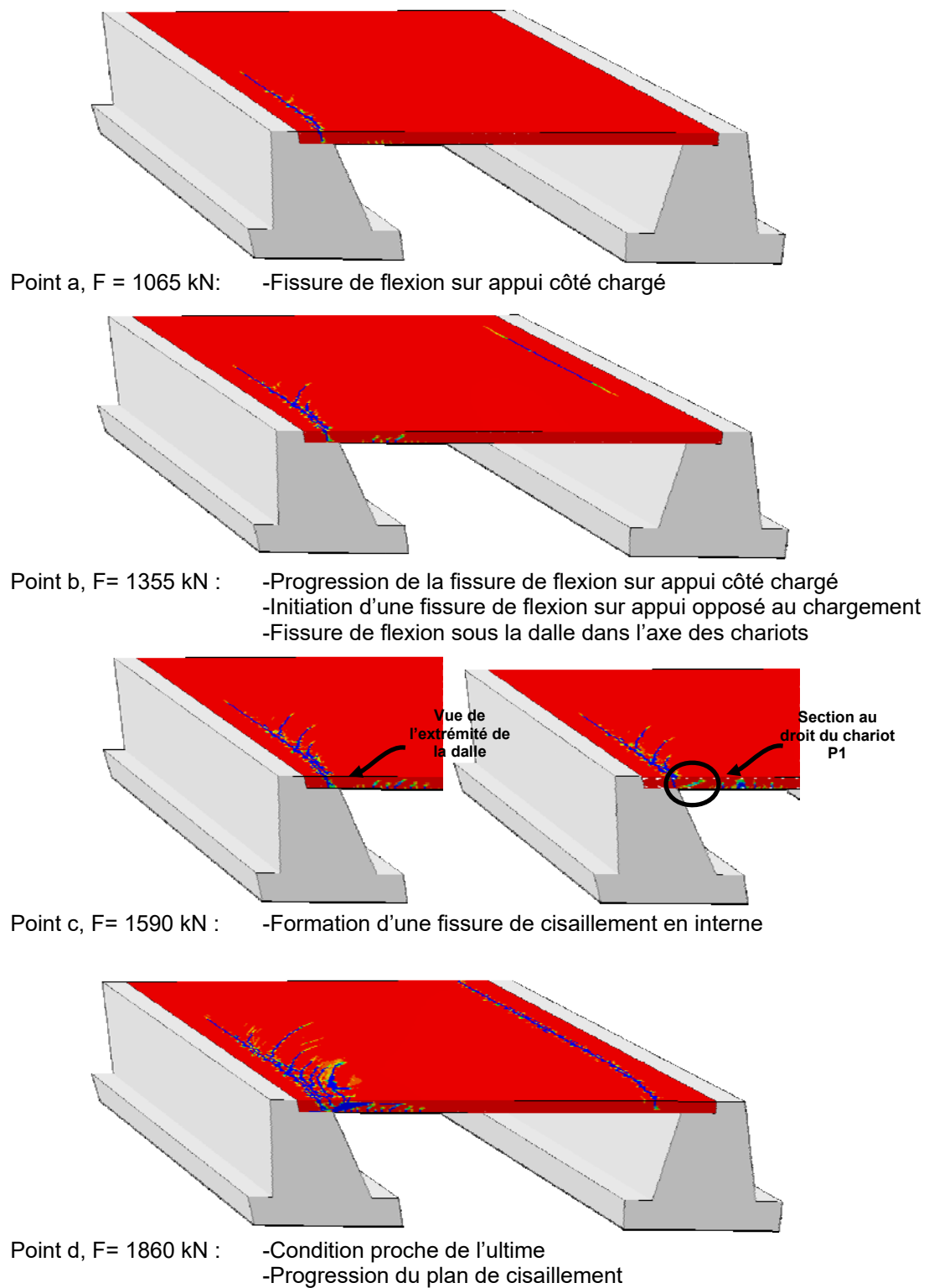


Figure 6.10 – Progression de la fissuration, modèle 1-L-B25-A275

6.2.7 Résultats de analyse selon un cas de charge du CL625 (configuration 2)

Le résultat de l'analyse du pont en considérant la dalle parfaitement liée aux culées avec la configuration de chargement des essieux 2 et 3 du CL 625 est présenté à la Figure 6.11. La charge ultime de la dalle selon cette configuration est de 2414 kN.

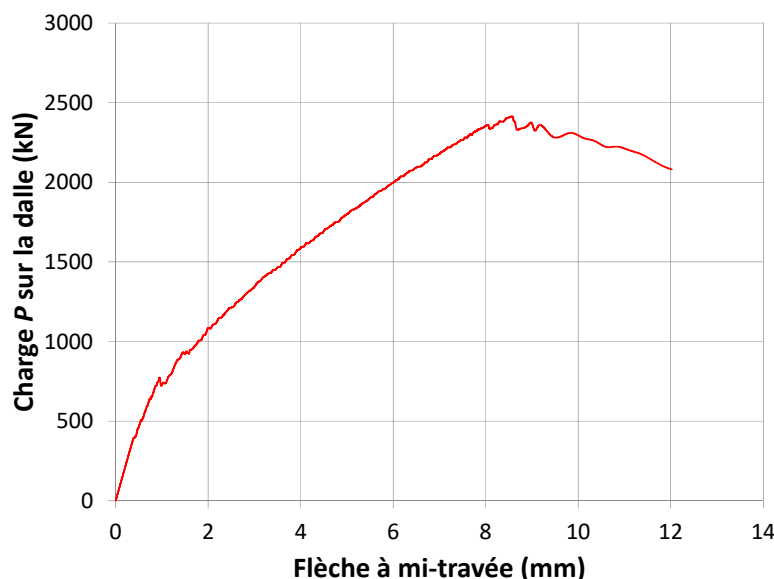
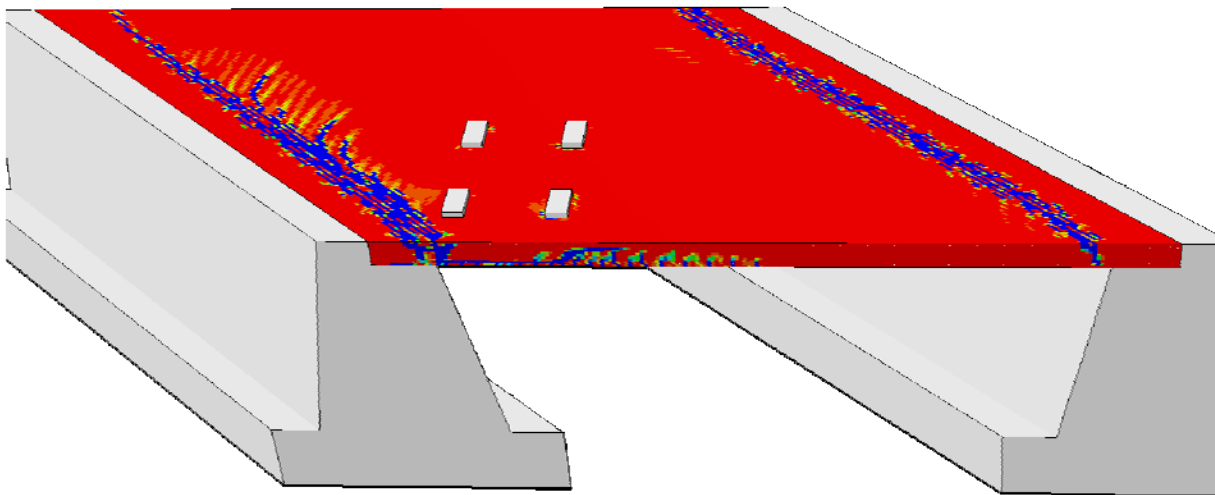


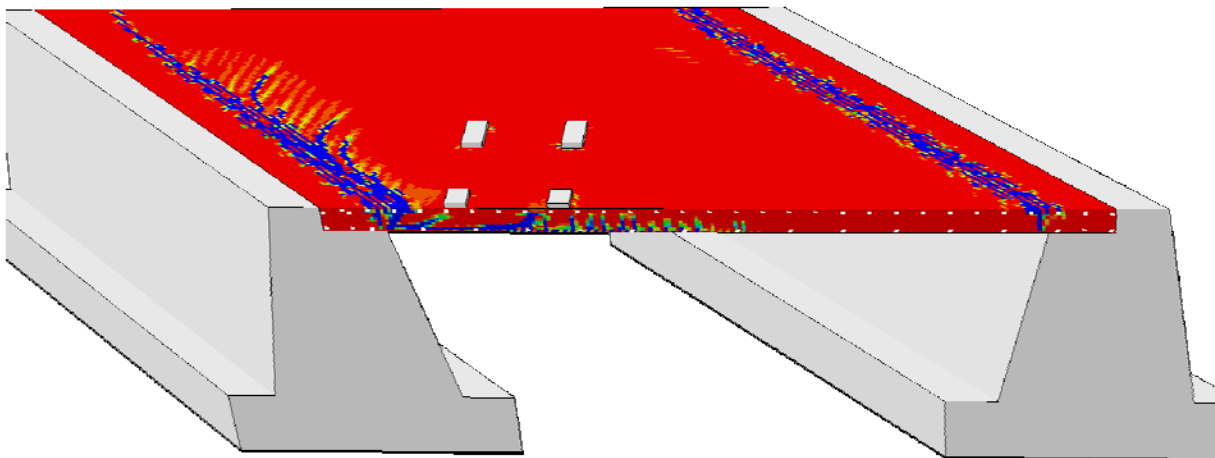
Figure 6.11 – Chargement essieux doubles du CL-625

Selon l'analyse du patron de fissuration, le début de l'initiation d'une fissure de cisaillement en interne entre la roue de l'essieu le plus proche de la culée se produit pour une charge totale d'environ 2 000 kN. À l'ultime, le patron de fissuration est présenté sur la Figure 6.12, depuis les surfaces extérieures et la vue d'une tranche interne au niveau de l'axe des roues extérieures.

Cette analyse démontre que la fissure de cisaillement relevée sur le pont avant les essais de chargement a pu se produire en interne, sans qu'elle soit pour autant visible depuis les surfaces extérieures. Il reste par contre difficile d'établir quel a été la où les causes cumulées conduisant à la fissure de cisaillement relevée dans le coin obtus sud-est de la dalle, sachant qu'une charge d'environ 2000 kN était nécessaire à son initiation pour la configuration de chargement considéré. Le retrait restreint, un chargement au jeune âge ou un problème d'étalement lors de la construction pourraient avoir contribué à la formation de cette fissure.



a) Vue l'extrémité de la dalle



b) Vue de la tranche intérieure de la dalle au centre de l'axe des roues extérieures

Figure 6.12 – Patron de fissuration à l'ultime

6.3 Sommaire des analyses par éléments finis

Les analyses numériques non linéaires n'ont pas permis de reproduire dans une seule analyse toutes les phases du comportement de la dalle compte tenu que la fissure de cisaillement relevée avant les essais de chargement dans la dalle n'était pas présente à l'état initial du modèle. Le calcul numérique est effectué en considérant les propriétés du béton sain dans tout le volume de la dalle avant chargement. Néanmoins les analyses numériques ont permis de démontrer, selon les deux cas de chargement étudiés, que des fissures de cisaillement en interne peuvent se développer dans la dalle avant même d'être visible à partir des surfaces extérieures.

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

7.1 Rappel du contexte de l'étude et des conditions de l'essai

L'objectif du projet de recherche était de valider l'hypothèse de non fragilité des dalles épaisses sans armature de cisaillement caractérisée par les deux postulats suivants : que l'atteinte de la charge correspondant à l'initiation d'une rupture à l'effort tranchant ne devrait pas amener l'effondrement de l'ouvrage et que les efforts internes devraient se redistribuer avant que la ruine complète de celui-ci ne survienne. Les essais préalables réalisés sur trois ponts [3,4] avaient conduit à des ruptures ductiles en flexion. Le choix dans cette étude d'un pont à fort biais et l'application d'une charge concentrée dans le coin obtus de dalle visaient à vérifier l'hypothèse de non fragilité indiquée plus haut en provoquant une rupture à l'effort tranchant, situation plus critique pour les ponts biais.

Le sciage des bords du pont en vue de la réalisation des essais a révélé la présence d'une fissure de cisaillement non clairement visible avant sciage sur la face externe de l'ouvrage dans le coin obtus visé par l'essai. La présence de cette fissure a modifié le comportement du pont et a fort probablement conduit à une rupture prématurée. Toutefois l'existence même de cette fissure suscite des réflexions qui seront amenées plus loin.

7.2 Sommaire des résultats

L'essai et les résultats des analyses permettent de conclure que le pont avait une capacité supérieure au niveau exigé par le code pour supporter les charges légales mais proportionnellement dans une moindre mesure que celle des ouvrages testés précédemment dû au fort biais de cet ouvrage et de la présence d'une fissure initiale.

Malgré tout, la rupture subite en cisaillement a été suivie d'une redistribution des efforts vers les zones intactes, comportement caractéristique de ce type de pont qui présente une hyperstaticité intrinsèque. Cet essai a donc permis de confirmer l'hypothèse de non fragilité indiquée précédemment. Une telle conclusion s'applique toutefois uniquement aux ouvrages de petit gabarit similaires à cet ouvrage et aux trois autres testés.

Les fissures de flexion verticales sur appuis illustrent la contribution des culées et des barres d'ancrages dalle/culée. Entre le comportement in situ constaté et les analyses numériques non linéaires, les conditions aux limites de la dalle sur la culée se situent entre une condition parfaitement liée et une retenue latérale à la face de la culée. Ainsi la présente étude, comme les précédentes [3,4], illustre l'effet bénéfique des conditions d'appui de la dalle sur les culées qui offrent des conditions s'apparentant à un encastrement sans possibilité de déplacement horizontal. Cela crée des réactions horizontales qui induisent des efforts de compression dans la dalle et conduit à une augmentation de la résistance de la dalle, particulièrement à l'effort tranchant.

Il avait été postulé que l'interaction culée remblai accentuait la résistance de ces ouvrages [4], hypothèse qui n'a pas été retenue dans une étude spécifique sur ce sujet [21] qui a conclu que c'est plutôt l'effet de goujon des armatures de flexion qui conférerait la ductilité. Les mesures sur les armatures réalisées lors des essais de la présente étude confirment ce phénomène qui constitue un des principaux mécanismes de résistance après la rupture à l'effort tranchant. Ce

mécanisme ne peut toutefois prendre place qu'avec les conditions d'appuis très particulières de cet ouvrage.

7.3 Portée des conclusions

Bien que les conclusions de cette étude puissent être étendues à d'autres structures de même type, il serait toutefois prudent de limiter la portée de celles-ci aux ouvrages du même gabarit, à savoir un pont de faible épaisseur dont la dalle est coulée de manière monolithique sur les culées et ancrée dans celles-ci. Il est fort probable que les portiques de type dalle épaisse de petit gabarit puissent présenter le même type de comportement dans le cas où les armatures du lit inférieur sont ancrées dans les appuis.

Pour les ponts dont les appuis permettent des mouvements ou pour les dalles pleines de plus grande épaisseur, un mode de rupture plus fragile est appréhendé. Une étude numérique [25] sur un ouvrage avec biais, ayant présenté une fissure à l'effort tranchant et ayant nécessité un renforcement, a permis d'illustrer le caractère fragile des dalles épaisses de profondeur importante. Cette étude avait mis en évidence que pour les dalles de plus de 900 mm d'épaisseur il ne s'agissait plus uniquement d'une question de résistance du béton mais plutôt de la capacité de l'élément à résister à la propagation horizontale instable d'une fissure de cisaillement. Pour les dalles de faibles épaisseurs comme le pont considéré dans la présente étude ($h < 500$ mm), une propagation stable est anticipée.

7.4 Présence d'une fissure interne

Si la présence d'une fissure révélée suite à la découpe des bords de la dalle avant l'essai avait été portée à notre attention, il aurait été pertinent d'effectuer une détection de l'étendue de la fissure de cisaillement par méthodes d'auscultation non destructives avant de procéder à l'essai destructif. Cette information aurait, dans un premier temps, permis de constater l'ampleur du plan de fissuration présent et, par la suite, permis d'analyser lors de la rupture de la dalle la propagation du plan de cisaillement. Cela aurait pu confirmer le degré de redistribution de la charge au cours du chargement dans le cas d'une dalle biaise.

La présence d'une fissure interne de cisaillement non visible avant le sciage des bords de la dalle suscite un grand intérêt. Tout d'abord les études pour le développement de la méthode simplifiée du code S6-14 [5] et d'autres études qui ont suivi [6] avaient soulevé cette problématique. Toutefois jamais une telle évidence n'avait été observée sur un ouvrage de petit gabarit alors qu'elle avait été pour une dalle plus épaisse [25].

Une analyse numérique avec une position des essieux 2 et 3 du CL-625 proche d'un coin obtus a permis de démontrer qu'il était probable qu'un plan de cisaillement interne puisse se développer dans la dalle épaisse sans être en mesure de l'identifier visuellement à partir des surfaces extérieures de la dalle (dessus et dessous et faces latérales). Cependant un niveau de charge proche de l'ultime est nécessaire pour développer une telle fissure. Il reste donc difficile d'établir quelles ont été les causes cumulées conduisant à la fissure de cisaillement relevé dans le coin obtus sud-est de la dalle. Le retrait restreint, un chargement au jeune âge ou un problème d'étalement lors de la construction pourraient avoir contribué à la formation de cette fissure.

Les fissures de cisaillement peuvent donc survenir pour les dalles épaisses, biaisées dans les deux cas répertoriés. Cela amène certaines réflexions, présentées sous forme de recommandations.

- En parallèle, des études numériques sur les modes de rupture devraient être réalisées afin de déterminer les structures à risque étant donné qu'il est admis que ce serait surtout les dalles d'épaisseur importante qui seraient les plus vulnérables. Toutefois les conditions permettant d'identifier les ouvrages les plus à risque ne sont pas connues, la limite se situant vraisemblablement entre 600 et 900 mm pour l'épaisseur. Cependant, d'autres paramètres pourraient jouer un rôle important, dont en particulier la présence d'une fissure non visible. Une telle étude pourrait permettre d'identifier les structures pour lesquelles la présence d'une fissure non visible pourrait être critique et celles pour lesquelles la présence d'une fissure potentielle pourrait nécessiter des interventions préventives ou des investigations particulières.
- Les méthodes de calcul et règles de conception prescrites dans le code S6 devraient être modifiées pour refléter les observations faites sur des ouvrages réels. Cela concerne autant les méthodes d'analyse, applicables pour la conception et l'évaluation, que les règles de conception.

Enfin, les leçons apprises suite à l'effondrement du pont de la Concorde nous indiquent qu'il faut demeurer vigilant et que l'expertise acquise par le ministère des Transports suite à cet événement tragique devrait être partagée aux autres propriétaires d'ouvrages.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les différents groupes du Ministère des Transports qui ont été impliqués dans le projet, notamment la direction du Centre du Québec et la direction des Structures, et plus particulièrement MM. Jean-François Laflamme et Bernard Pilon. Les auteurs tiennent à souligner l'excellente collaboration de l'entrepreneur général Allen et des arpenteurs géomètres Groupe VRSB. Les auteurs tiennent à souligner la collaboration de David Conciatori qui a réalisé les analyses préalables aux essais alors qu'il était associé de recherche au sein du GRS de Polytechnique Montréal. Enfin les auteurs tiennent à remercier la contribution de M. Nicola Cordoni, associé de recherche au GRS lors de réalisation des essais in situ.

RÉFÉRENCES

- [1] CSA 2006. "Code Canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- [2] Massicotte, B. et Yildiz, E. 2008. "Étude comparative des méthodes d'évaluation traditionnelles et non linéaires pour les ponts à dalle épaisse". Rapport SR08-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 105 p.
- [3] Massicotte, B. Cossette, G. Yildiz, E., BenFtima, M., Rochon-Massicotte, G. et Conciatori, D. 2011. "Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662". Rapport SR09-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 118 p.
- [4] Massicotte, B., Conciatori, D. 2012. "Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-02282". Rapport SR11-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 108 p.
- [5] Théoret, P., Massicotte B. and Conciatori, D. 2012. "Analysis and design of straight and skewed slab bridges", Journal of Bridge Engineering, No. 2, Vol. 17, pp.289-302, March/April.
- [6] Massicotte, B., Conciatori, D. et Théoret, P. 2011. Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts avec biais. Rapport SR10-08, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 98 p.
- [7] Massicotte, B., Tremblay, R., Ghali, A., Grenier, J. et Blouin, B. 2007. "Étude des causes de l'effondrement du pont du boulevard de la Concorde". Rapport CDT-ST07-11, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 105p.
- [8] Direction des structures. 2013. "Plans de conception P054-03387". Ministère des Transports.
- [9] Direction des structures. 2011. "Rapport d'inspection générale P054-03387". Direction des structures, Ministère des Transports, 4p.
- [10] Claveau, A., Perron, M. et Saillant M. 1994. "Expertise, Municipalité Saint-Denis, Route 287 / Ruisseau du Bras", Dossier 3387, Ministère des Transports, 30p.
- [11] Ministère des transports, 1996 "Certificat d'autorisation, Devis et Contrat de réfection", Québec, 63 p.
- [12] Cima+. 2012. "Rapport d'évaluation de la capacité portante de la structure P-03387", Projet N° RK0008C,
- [13] Neville, A. M. 2000 "Propriétés des bétons", Section 6.10 Influence de l'âge sur la résistance du béton, pp 288
- [15] Massicotte, B., Charest, N. et Yildiz, E. 2008. "Développement d'un banc d'essai dans le cadre des essais de chargement sur les dalles épaisses sans armature de cisaillement", Rapport SR08-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [14] Direction des structures. 2014. Donnée d'évaluation de la capacité portante de la structure P-03387

- [16] Massicotte, B., Conciatori, D. 2012. "Étude préliminaire du comportement du pont P-03387 avant les essais de chargement", Rapport SR13-08, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [17] Direction des structures. 2014. "Plans de conception P0-2014-1-03387". Ministère des Transports.
- [18] Cossette, G. et Massicotte, B. 2010. "Vérification de vérins", Rapport ST10-11, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [19] Johnson, P.-M, Couture, A. et Nicolet, R. 2007. "Rapport d'enquête sur l'effondrement d'une partie du viaduc de la Concorde". Commission d'enquête sur l'effondrement d'une partie du viaduc de la Concorde".
- [20] Massicotte, B. et Blouin, M. 2007. "Travaux d'investigation aux ponts Concorde et De Blois", Rapport SR07-04, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [21] Massicotte, B., Yildiz, E., Conciatori, D. 2012. "Étude de l'effet des remblais sur la résistance des ponts de type dalle épaisse", Rapport SR12-08, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, révisé 2015, 54 p.
- [23] Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2011. "EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures – Version 3.0", Rapport SR11-05, École Polytechnique de Montréal.
- [22] Bussière, B. 2015. "Rapport d'arpentage – Pont P-03387 – Projet Route 287, Saint-Denis-De La Boutellerie ", Rapport 150564 / 65-69, 18p.
- [24] ABAQUS, 2011. "Analysis User's Manual Version 6.11", Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. USA.
- [25] FIB 2011."Model Code 2010" First complete draft. International Federation for Structural Concrete, Switzerland.FIB 2011."Model Code 2010" First complete draft. International Federation for Structural Concrete, Switzerland.
- [25] Massicotte, B., Ben Ftima, M., Conciatori, D. 2015. "Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts utilisant les analyses non linéaires – Application à des ouvrages existants", Rapport SR14-03, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, révisé 2015, 133p.