

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

**Étude du comportement d'une dalle épaisse
sans armature de cisaillement lors des essais
de chargement – PO-04662**

par :

**B. Massicotte, D. Conciatori, G. Cossette,
E. Yildiz, M. BenFtima, G. Rochon-Massicotte**

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

SR09-02
Version finale – Mai 2011

Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662



Rapport de recherche

Juillet 2010

Version finale – Mai 2011

N/R: SR09-02 / P3645

V/R: R624.2

Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662

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
- **David Conciatori, ing., Ph.D.**
Ingénieur de recherche
- **Guillaume Cossette, ing. jr.**
Associé de recherche
- **Emre Yildiz, M.ing., ing. jr.**
Étudiant au Ph.D.
- **Mehdi BenFtima, ing., M. Ing.**
Étudiant au Ph.D.
- **Gabriel Rochon-Massicotte, ing.**
Associé de recherche

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Juillet 2010

Version finale – Mai 2011

N/R: SR09-02 / P3645

V/R: R624.2

SOMMAIRE

Suite à l'effondrement de la travée Sud 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, ce qui lui permettra 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 aussi des analyses non-linéaires par éléments finis. Le présent document est un rapport de recherche rédigé après les essais in situ réalisés sur un pont construit en 1939 situé dans la municipalité de St-Adrien d'Irlande. Il a comme objectif de valider sur un ouvrage résultats de capacité qui ont été obtenus en respectant les critères d'évaluation préconisés par le code CSA-S6 dans le cas de ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement.

L'inspection du pont ainsi que la caractérisation des matériaux indiquaient que le pont était endommagé localement mais fort probablement encore en état de porter des charges. Toutefois la présence d'un plan de fissuration localisé dans un coin de la dalle avait amené le Ministère des Transports à recommander une diminution de la capacité portante et des mesures correctives avaient été prises pour maintenir la circulation. Cependant, l'étude préliminaire réalisée avant les essais in situ a montré qu'il était probable que le pont puisse être en mesure de supporter les charges de calcul majorées sans atteindre la rupture et que la résistance de l'ouvrage puisse excéder largement les valeurs prévues dans des conditions d'appuis théoriques. Cet aspect justifiait à lui seul la réalisation des essais.

Les travaux d'essai ont constitué en l'enlèvement de l'ouvrage temporaire installé sur la dalle de béton, en l'enlèvement des chasse-roues, en la mise en place d'un banc de chargement et de l'instrumentation et finalement à la réalisation des essais. Des analyses non-linéaires utilisant des méthodes sectionnelles ainsi que des analyses par éléments finis ont ensuite été réalisées et comparées aux résultats des essais afin de mieux comprendre le comportement de l'ouvrage. Enfin les mesures faites en utilisant deux méthodes d'instrumentation optique ont été comparées à celles obtenues d'instruments installés sur l'ouvrage.

Les essais et les résultats des analyses permettent de conclure que le pont avait une capacité largement supérieure au niveau exigé par le code pour supporter les charges légales. La rupture à l'effort tranchant observée dans la zone où un plan d'endommagement interne avait été observé dans le coin Nord-Est de la travée Nord n'a pas conduit à la rupture du pont. Il a été possible de doubler la charge appliquée avant que le pont n'atteigne la rupture. Les essais ont donc démontré la capacité de la dalle de redistribuer la charge lorsqu'une rupture locale se produit. Cela est dû à l'hyperstaticité intrinsèque de ce pont. Les essais comme les analyses ont permis de mettre en évidence la contribution bénéfique à la résistance en cisaillement amenée par les efforts axiaux de compression qui sont générés par la restrainte des mouvements horizontaux au niveau des appuis. Cette restrainte est demeurée efficace jusqu'à la rupture.

Les méthodes d'auscultation sans contact se sont révélés intéressantes mais pas pour des essais de la nature de ceux réalisés. La caméra de déformation requiert des conditions d'utilisation favorables et exige l'application d'un motif sur l'élément qui perturbe l'observation. La technique par balayage laser est moins bien adaptée à un essai en continu mais cette technique est certainement prometteuse pour faire le suivi d'ouvrages sur une longue période afin de détecter des anomalies.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
TABLE DES MATIÈRES	II
1 INTRODUCTION	5
1.1 Contexte	5
1.2 Objectifs du projet de recherche	5
1.3 Portée du présent document.....	6
1.4 Méthodologie.....	6
1.5 Organisation du rapport.....	7
2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	8
2.1 Géométrie selon les plans	8
2.2 Géométrie relevée sur le terrain	13
2.3 Armatures	14
3 CONDITIONS RÉELLES DE L'OUVRAGE	16
3.1 État structural du béton	16
3.2 État des matériaux.....	18
3.3 Évaluation de la capacité portante.....	19
3.4 Inspection préalable aux essais	19
4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU	22
4.1 Généralités	22
4.2 Préparation du pont.....	22
4.3 Système de chargement	25
4.3.1 Section critique pour le positionnement du camion CL-625.....	25
4.3.2 Conditions de chargement retenues	27

4.3.3	Banc de chargement	27
4.3.4	Système de vérins	32
4.3.5	Prédiction de la résistance	33
4.3.6	Réalisation des essais	36
4.3.7	Détermination des efforts de cisaillement appliqués.....	38
4.4	Instrumentation	40
4.4.1	Instrumentation traditionnelle	40
4.4.2	Acquisition de données	46
4.4.3	Nouvelles technologies à l'essai	46
5	RÉSULTATS.....	50
5.1	Essai 1 – Travée Nord.....	50
5.1.1	Chargement 1 – Deux voies de roulement en alternance	50
5.1.2	Chargement 2 - Poutres P2 à P5.....	57
5.1.3	Cas de chargement 3.....	60
5.2	Essai 2 – Travée Sud.....	72
5.2.1	Chargement 1 – Deux voies de roulement en alternance	72
5.2.2	Chargement 2 - Poutres P2 à P5.....	77
5.2.3	Cas de chargement 3.....	82
5.3	Mesures avec la caméra de déformations.....	90
5.4	Mesures avec le balayage laser.....	92
6	COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT.....	97
6.1	Comportement global	97
6.2	Modèles d'éléments finis.....	98
6.3	Hypothèses du modèle	100
6.4	Paramètres considérés pour les conditions d'appui et les propriétés de la dalle.....	101
6.5	Résultats des analyses	103
6.6	Analyses théoriques	107
6.7	Capacité portante du pont.....	109

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE	111
REMERCIEMENTS	112
RÉFÉRENCES	113
ANNEXE – CHARGES NON TRAITÉES	115

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

La Commission d'enquête qui a fait suite à l'effondrement du pont de la Concorde [1] a soulevé des inquiétudes sur le comportement des ponts de type dalle épaisse sans armature de cisaillement. Elle a entre autre 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 carottages la présence de défauts et de plans de fissuration. Le Ministère a donc entrepris la révision de la méthodologie préconisée pour l'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 (CAN/CSA-S6-06 [2]) 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 en cisaillement 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.

À la suite des événements du 30 septembre 2006, le Ministère des Transports du Québec 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. Le Ministère a ainsi confié à l'École Polytechnique de Montréal 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 [3]). 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 le cas des ponts de type dalle.

Le Ministère des Transports a ainsi décidé de procéder à des études poussées visant à mieux comprendre le comportement des ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement ce qui lui permettra d'évaluer avec plus de réalisme 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 ponts à dalle épaisse sans armature de cisaillement, qu'amener l'ouvrage à un chargement correspondant à l'initiation d'une rupture à l'effort tranchant ne devrait pas entraîner

l'effondrement de l'ouvrage et que les efforts internes se redistribueront avant que la ruine complète de celui-ci ne survienne. 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 [2];
- établir la charge réelle associée avec l'initiation d'un mode de rupture en cisaillement;
- 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 additionnels de:

- comparer les résultats théoriques obtenus par des analyses non-linéaires aux mesures des essais in situ;
- comparer les résultats de méthodes d'instrumentation optique à celles obtenues d'instruments installés sur l'ouvrage.

1.3 PORTÉE DU PRÉSENT DOCUMENT

Le présent rapport porte sur un pont comportant deux travées simplement supportées sans biais. Ayant été prévu pour être remplacé, 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 en cisaillement des ponts de type dalle épaisse sans armature de cisaillement.

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 [3]. La portée des conclusions se limitera à cet ouvrage. Toutefois, l'étude contribuera à fournir des données précieuses sur le comportement de ce type d'ouvrage et permettra d'améliorer l'approche retenue pour l'évaluation de la capacité portante des ponts de type dalle épaisse.

1.4 MÉTHODOLOGIE

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

- à la détermination des critères de choix du pont (longueur, biais, endommagement, obstacle à franchir, etc.);
- au choix d'un ouvrage disponible répondant aux critères établis;

- à la détermination des besoins relatifs à la préparation du pont pour être le plus fidèle à l'évaluation et à la détermination des besoins en instrumentation en fonction de la prémisse de redistribution des efforts internes par la comparaison avec les éléments finis (enlèvement des chasse-roues et de l'enrobé bitumineux, etc.);
- aux travaux de préparation du pont avant les essais;
- au choix de la méthode de chargement qui amène à la conception du banc de chargement;
- au montage expérimental et à l'installation de l'instrumentation du MTQ;
- à la réalisation du premier essai sur la dalle nord (29 septembre 2008);
- à la réalisation du deuxième essai sur la dalle sud (3 octobre 2008);
- au traitement des résultats;
- à la réalisation d'analyses non-linéaires;
- à la comparaison des méthodes d'instrumentation in situ;
- à la formulation de conclusions.

1.5 ORGANISATION DU RAPPORT

Le chapitre 2 du rapport présente la description de l'ouvrage de référence. Les conditions réelles de celui-ci telles qu'observées suite aux inspections sont décrites au chapitre 3. Le chapitre 4 décrit le banc d'essai et les conditions de chargement de l'ouvrage pour la réalisation des essais. Les résultats de ceux-ci sont ensuite présentés au chapitre 5. Le chapitre 6 présente les analyses non-linéaires par éléments finis de l'ouvrage. Finalement, la conclusion de cette étude est présentée au chapitre 7. L'annexe du rapport présente certaines mesures expérimentales brutes pour les charges.

2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 GÉOMÉTRIE SELON LES PLANS

Le pont considéré dans cette étude est orienté dans la direction Nord-Sud et permet à la route 165 d'enjamber la rivière Bagot (Figure 2.1 à Figure 2.7). L'ouvrage de type dalle épaisse construit en 1939 consiste en deux travées simplement supportées (Nord et Sud) s'appuyant sur une pile et deux culées (Figure 2.3). Le tablier, sans biais d'une largeur aux plans [5] de 10.01 m (32'10") (Figure 2.4), est constitué de deux dalles épaisses ayant une longueur de 9.906 m (32'6") selon la Figure 2.5 et une épaisseur nominale de 464 mm (18 1/4"). La portée nette des dalles selon les indications données sur la Figure 2.3 est de 9.144 m (30').



Figure 2.1 – Vue d'ensemble de l'ouvrage (Face amont)



Figure 2.2 – Vue d'ensemble de l'ouvrage (Face aval)

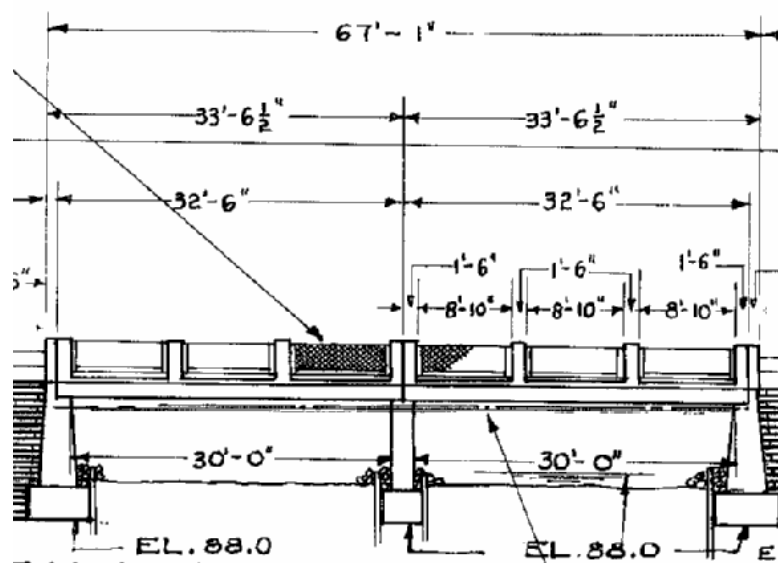


Figure 2.3 – Vue en élévation de l'ouvrage (Vue amont – plans d'origine [5])

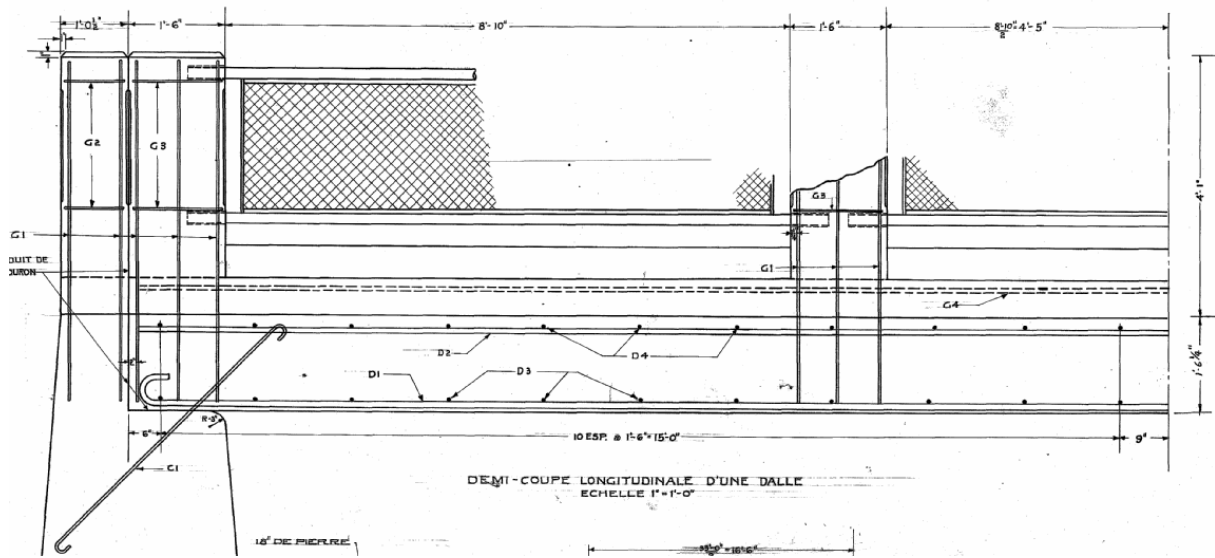


Figure 2.4 – Demi-coupe longitudinale (plans d'origine [5])

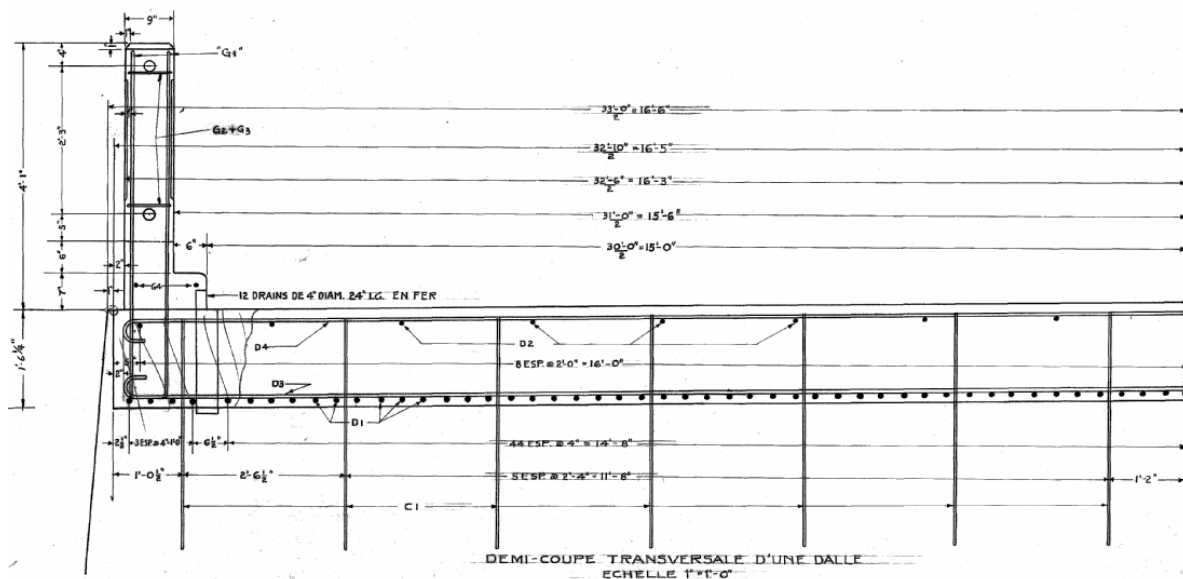


Figure 2.5 – Demi-coupe transversale (plans d'origine [5])

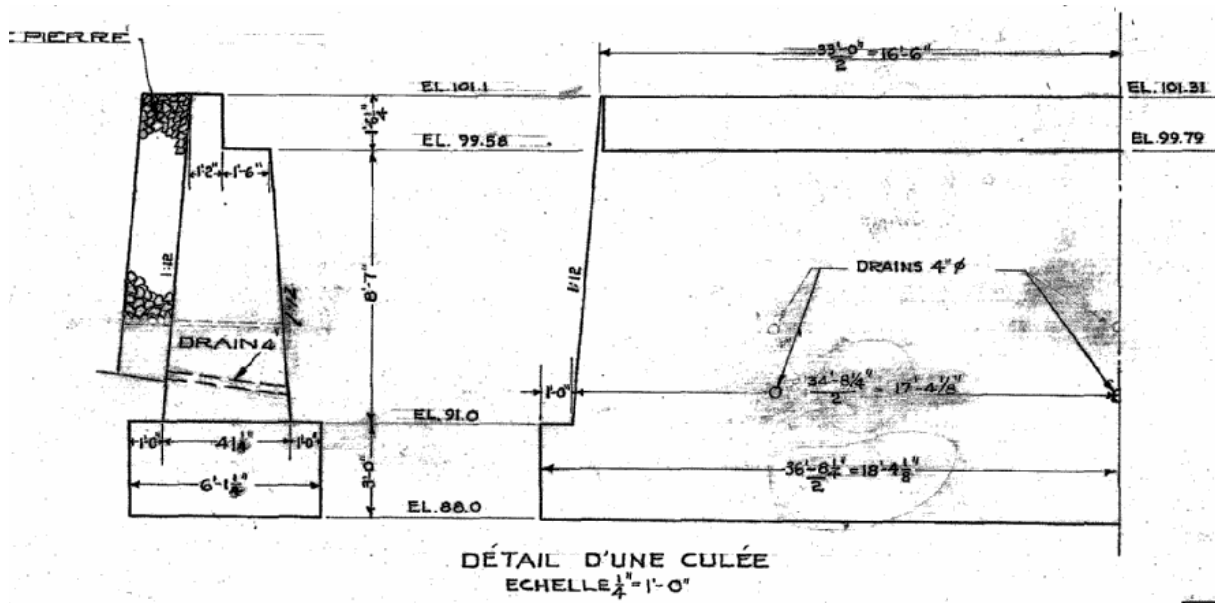
Les éléments de fondation consistent en deux culées aux extrémités du pont et d'une pile mur à mi-longueur de l'ouvrage. Ces éléments (Figure 2.6 à Figure 2.8) ne sont pas armés.



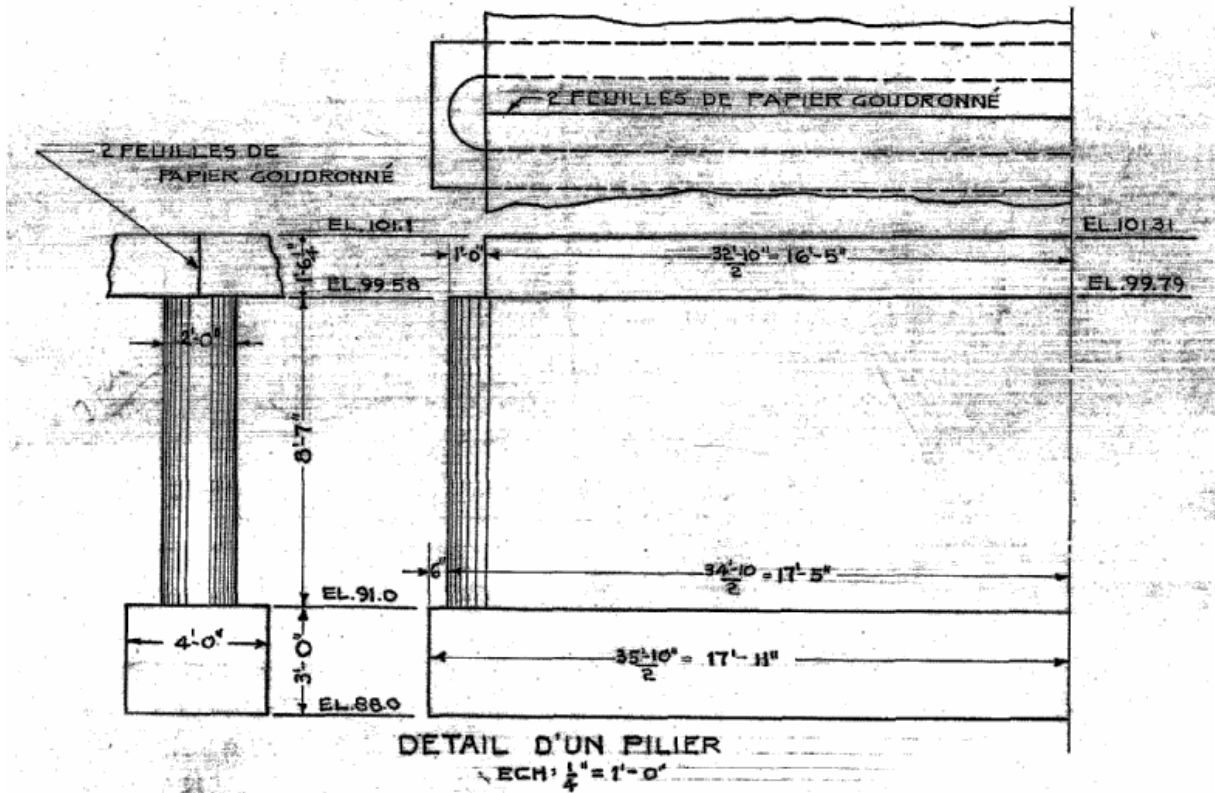
Figure 2.6 – Vue de la culée Sud



Figure 2.7 – Vue de la pile (Face aval)



a) Culée



b) Pile

Figure 2.8 – Unités de fondation (plans d'origine [5])

2.2 GÉOMÉTRIE RELEVÉE SUR LE TERRAIN

La géométrie de l'ouvrage réel diffère légèrement de celle présentée sur les plans. En 2007 le pont a été inspecté par le Ministère des Transports [6], alors que du carottage a été réalisé afin de déterminer les propriétés du béton et l'état de la dalle [7]. L'inspection a révélé que les côtés extérieurs du pont et une partie du dessous de la dalle près des rives ont été réparés à une époque relativement récente, en 1984, ce qui peut expliquer en partie les écarts entre les dimensions mesurées et celles aux plans. Les parapets d'origine en béton ont été remplacés par des dispositifs en acier (Figure 2.9, tirée de la référence 6). Suite au carottage et à l'évaluation qui a amené à un affichage de 5 tonnes (voir section 3.3), des travaux de renforcement ont eu lieu à la fin de 2007 et ont consisté à l'ajout d'un ouvrage temporaire constitué de poutres d'acier et d'un platelage en bois a été construit au-dessus de l'ouvrage existant (Figure 2.10).

Les relevés terrain donnent des valeurs contradictoires sur la largeur de la dalle avant que l'ouvrage temporaire ait été érigé. Toutefois, la largeur à l'intérieur des chasse-roues a été mesurée à 9.28 m ([6] et [7]). Les portées nettes mesurées des travées sont égales à 9.10 m et 8.98 m pour les travées Sud et Nord respectivement, soit des longueurs légèrement moindres que la valeur 9.14 m indiquée aux plans. Les autres dimensions indiquées aux plans ont été confirmées lors de l'inspection au chantier.



Figure 2.9 – Élément de retenue et côtés du pont refaits

L'épaisseur de la dalle différait légèrement de celle aux plans. Dans les zones près des rives, une surépaisseur de 40 mm a été mesurée [6]. Les épaisseurs mesurées sur les carottes prélevées hors de la zone réparée sont retenues [7]. Pour la travée Nord l'épaisseur moyenne est de 461 mm, ce qui confirme la valeur aux plans de 464 mm, alors que pour la travée Sud, la seule carotte prélevée indique une épaisseur de 500 mm.



Figure 2.10 – Pont temporaire construit au-dessus du pont existant

2.3 ARMATURES

Les armatures du pont, faites de barres lisses, sont présentes uniquement dans les dalles et les parapets. La nuance n'est pas indiquée aux plans. Des échantillons ont été prélevés suite aux essais in situ afin de déterminer la nuance tel qu'indiqué ultérieurement dans ce rapport. Les informations sur les armatures sont indiquées au Tableau 2.1. Les barres sont terminées par des crochets à 180° ou sont droites. Le nombre de barres illustré sur les plans diffère de celui apparaissant au bordereau sur les mêmes plans. Ces valeurs sont retranscrites au tableau 2.1. Les positions des barres montrées aux plans sont également indiquées sur la Figure 2.11.

Tableau 2.1 – Détails des armatures [5]

Type d'armature	Diamètre (po)	Aire (mm ²)	Espacement (po – mm)	Position – d (po – mm)	Extrémités	Nombre (illustré – bordereau)
Longitudinale inférieure	1	507	4 – 102	17 – 432	Crochets	194 – 291
Longitudinale supérieure	1	507	24 – 610	2 ³ / ₄ – 70	Droites	34 – 51
Transversale inférieure	5/8	198	18 – 457	16 ³ / ₁₆ – 411	Crochets	44 – 66
Transversale supérieure	5/8	98	18 – 457	2 – 51	Crochets	44 – 66
Inclinée aux extrémités	1/2	127	30 ¹ / ₂ – 775	s/o	Crochets	56 – 56

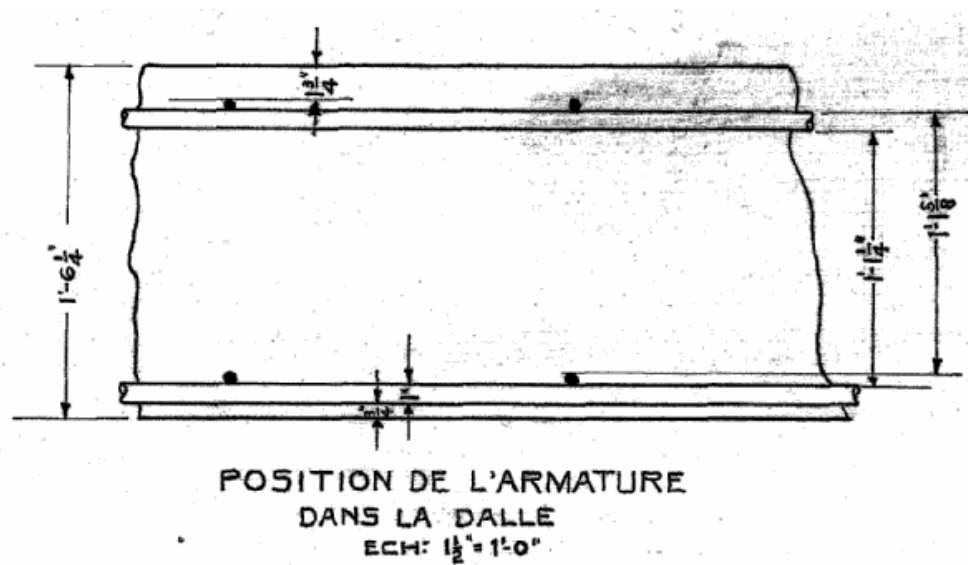


Figure 2.11 – Position des armatures dans la dalle (plans d'origine [5])

3 CONDITIONS RÉELLES DE L'OUVRAGE

3.1 ÉTAT STRUCTURAL DU BÉTON

En 2007, la direction des Structures du Ministère des Transports a réalisé une inspection du pont dont les principales observations photographiques sont résumées dans la référence [6]. Cette inspection a permis d'observer la présence de fissurations en X dans la travée Nord (Figure 3.1) et de délaminage sous les dalles (Figure 3.2), principalement pour la travée Nord. Les culées et la pile étant non armées, celles-ci présentent des fissures verticales (Figure 3.3). L'investigation [7] visant à déterminer les caractéristiques du béton a fait ressortir la présence de fissures internes importantes (Figure 3.4), tel qu'indiqué à la section suivante.



Figure 3.1 – Vue du patron de fissuration du dessous de la travée Nord



Figure 3.2 – Vue du délaminage au dessous de la travée Nord



Figure 3.3 – Fissuration verticale dans la pile

3.2 ÉTAT DES MATÉRIAUX

En 2007, le Ministère des Transports a réalisé une investigation in situ [7] pour caractériser les propriétés mécaniques du béton et déterminer la présence de fissures. Au total, cinq échantillons de béton ont été prélevés, quatre sur la structure Nord et un sur la structure Sud. Les résistances en compression mesurées sur quatre échantillons varient de 28.8 à 37.4 MPa avec une moyenne égale à 34 MPa et un écart type de 4.0 MPa. La résistance à l'essai de fendage mesurée sur un échantillon est de 2.88 MPa. Le Ministère conclut que selon le Code S6 [2], la résistance nominale à la compression associée devant être utilisée dans les calculs est égale à 27.3 MPa.

Les auteurs du rapport d'investigation ont observé que les caractéristiques du béton sont convenables pour un béton de cette génération. Le béton présente une teneur en chlorure élevée et un faible recouvrement des armatures qui expliquent la corrosion de celles de la face inférieure de la dalle.

Les carottes prélevées présentent un état de fissuration important. Certaines carottes présentent un plan de fendage horizontal (Figure 3.4) alors que d'autres ont des fissures verticales associées à des fissures visibles sous la dalle (Figure 3.5).



Figure 3.4 – Fissuration horizontale dans une carotte prélevée dans la travée Nord



Figure 3.5 – Fissuration verticale dans une carotte prélevée dans la travée Nord

3.3 ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

Une évaluation usuelle de la capacité portante a été réalisée par le Ministère des Transports en août 2007. Malgré que le pont, construit en 1939, ait été conçu pour un chargement H15, l'évaluation a indiqué que l'ouvrage aurait une capacité suffisante, avec un facteur de capacité de surcharge pour l'effort tranchant égal à 2.16 alors que la valeur pour le moment fléchissant était de 1.08 pour une dalle exempte de défauts [8]. Toutefois, lors de l'inspection [7] réalisée dans le cadre de cette évaluation, l'importance des défauts observés sur la travée Nord a incité le Ministère à limiter la charge permise sur ce pont à 5 tonnes [8]. Les conclusions de cette évaluation ont été reconfirmées en 2008 [9].

3.4 INSPECTION PRÉALABLE AUX ESSAIS

Le 27 mai 2008 une inspection du site a été réalisée conjointement entre le personnel de la direction des Structures du Ministère des Transports et celui de l'École Polytechnique. Cette inspection a permis de valider les observations retrouvées dans le rapport d'inspection de 2007 [6].

La dalle de la travée Nord était située au-dessus d'un espace asséché lors de l'inspection ce qui a facilité l'accès. La dalle Nord présentait alors des fissures importantes en X. Des barres d'armatures présentant une corrosion de surface avancée sans signes de perte de section étaient apparentes (Figure 3.6). L'espacement des barres était conforme aux indications des plans et leur diamètre difficilement mesurable avec exactitude semblait également être celui indiqué aux documents d'origine. La travée Sud était en meilleur état que la travée Nord. Aucune trace de détérioration importante n'était apparente sous la dalle de cette travée. Toutefois, la présence du cours d'eau a rendu l'inspection plus difficile.



Figure 3.6 – Espacement et corrosion des armatures de la travée Nord

Les culées sont apparues comme étant en relativement bon état pour un pont de près de 70 ans (Figure 3.7). Des fissures verticales traversant la face avant des deux culées ont été observées. L'extrémité Ouest (aval) de la pile est apparue comme étant en très mauvais état (Figure 2.7 et Figure 3.8), condition localisée à l'extrémité qui, d'un point de vue comportemental, n'est pas préjudiciable à la capacité portante.



Figure 3.7 – Culée Nord



Figure 3.8 – Appui sur la pile

4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU

4.1 GÉNÉRALITÉS

Les essais ont été réalisés à l'automne 2008, soit le 29 septembre pour ceux de la travée Nord et le 3 octobre pour ceux de la travée Sud. Plusieurs intervenants ont participé à ces essais, dont :

- Le **Ministère des Transports du Québec** – La direction des Structures et la direction territoriale Chaudière-Appalaches 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 installé l'instrumentation installée sur l'ouvrage (voir la description de l'instrumentation) et a réalisé la prise des données.
- L'**École Polytechnique de Montréal** – Plusieurs membres du Groupe de recherche en génie des structures (GRS) ont effectué les études préliminaires aux essais et conçu le banc de chargement utilisé sur le site. Lors des essais l'École Polytechnique a coordonné le déroulement des activités et a par la suite traité et analysé les résultats des essais.
- **Hoskin Scientifique** – En partenariat avec la compagnie américaine **Trillion Quality Systems**, elle a utilisé une nouvelle technologie de mesure par imagerie numérique à très haute résolution.
- **Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard et Associés (Arpenteurs-Géomètres)** – Ils ont utilisé une technique de mesure des déplacements de la structure au moyen d'un balayage laser en 3D (voir la description de l'instrumentation).
- **BSL, Entrepreneur général** – Il a réalisé les travaux préparatoires du pont (voir section suivante), la mise en place du banc de chargement et de l'ancrage de celui-ci dans les culées et la pile, l'installation des blocs d'ancrage pour les capteurs de déplacement utilisés par le MTQ et la préparation des sites pour l'installation des caméras à haute résolution. Lors des essais l'entrepreneur était aussi en charge 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. Suite à l'inspection réalisée en 2007, un ouvrage temporaire avait été installé par-dessus la structure initiale à cause de la limitation de charge (voir section 3.3 et Figure 2.10). Les travaux de démantèlement de cet ouvrage temporaire comprenaient donc :

- l'enlèvement du platelage de bois temporaire ainsi que les poutres d'acier le soutenant (Figure 4.1);

- l'excavation de la petite rampe de bitume installée sur les culées pour compenser la différence de niveaux entre la route et le pont (Figure 4.2).



Figure 4.1 - Enlèvement de l'ouvrage temporaire placé sur la dalle de béton



Figure 4.2 - Excavation de la rampe et enlèvement du platelage

La dalle a aussi été modifiée afin d'enlever les chasse-roues dont l'action mixte avec la dalle est incertaine et généralement négligée dans les calculs. La largeur réelle de l'ouvrage a été réduite de près de 0.5 m de part et d'autre par le sciage de la dalle de béton (Figure 4.3). Ceci a permis d'avoir une largeur de tablier d'environ 9.0 m. Aucune mesure exacte de cette dimension n'ayant pu être retracée, cette largeur est celle utilisée dans les analyses. Par ailleurs, cette opération a donné une surface bien nette sur le côté de la dalle apportant une plus grande facilité pour lire l'ouverture des fissures.



Figure 4.3 - Découpage de la dalle

Suite à l'enlèvement du platelage, il a été constaté que la géométrie réelle des culées différait de celle indiquée aux plans [6]. En effet les culées ne comportaient pas de mur garde grève et la fin de la dalle correspondait à la fin des culées, tel qu'illustré sur la Figure 4.4. Deux conséquences découlent de cette constatation. Premièrement l'ancrage prévu à la culée à travers le mur garde-grève a été fait au travers de la dalle. Un certain nombre de barres d'armatures dont la quantité exacte est inconnue ont ainsi été sectionnées. Les forages ont été réalisés sur une ligne centrée sur le mur de la culée. Enfin les plans montrent un arrondi dans la partie supérieure de la culée, du côté intérieur. Ce détail n'a pas été observé in situ. La Figure 4.5 donne les dimensions mesurées de l'ouvrage.

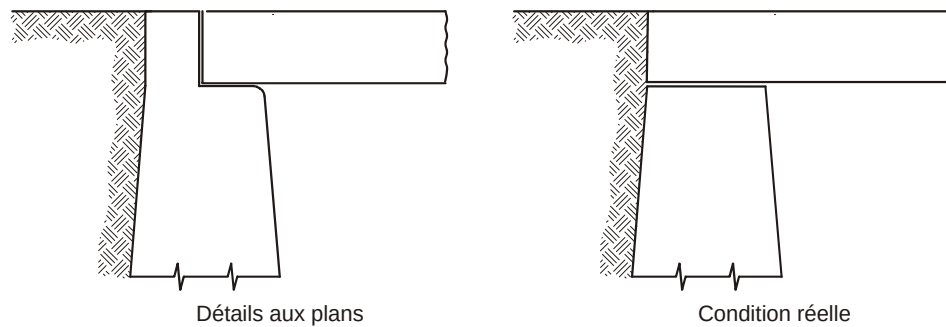


Figure 4.4 – Détail de l'appui des dalles sur les culées

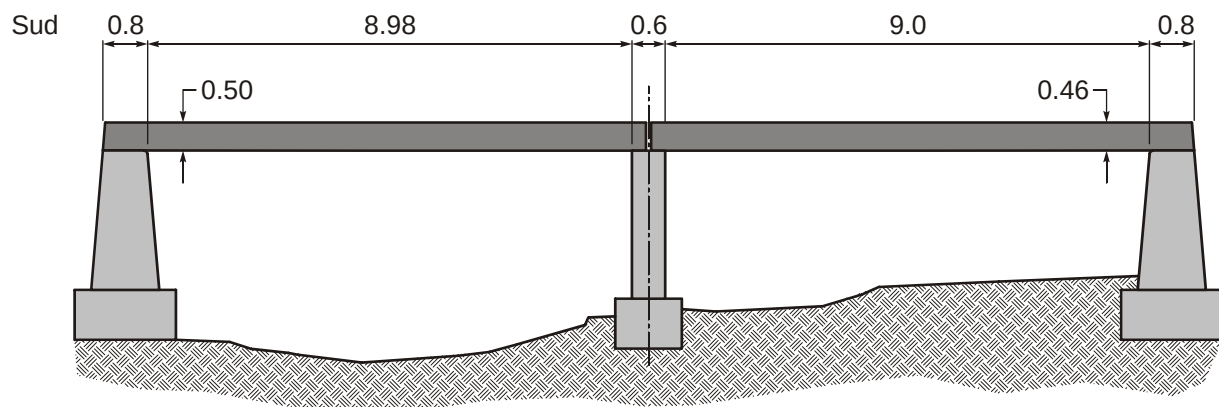


Figure 4.5 – Dimension des dalles

4.3 SYSTÈME DE CHARGEMENT

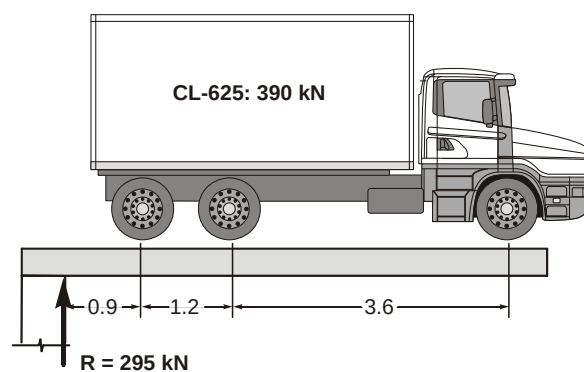
4.3.1 SECTION CRITIQUE POUR LE POSITIONNEMENT DU CAMION CL-625

Le dispositif de chargement conçu à l'École Polytechnique [10] vise à reproduire la condition de chargement critique correspondant à des camions réels. La position de chargement critique pour obtenir une rupture en cisaillement dans les cas des poutres simplement supportées est obtenue lorsque la charge est positionnée à une distance égale à environ 2.5 à 3 d pour un pourcentage d'armature de 1% [11, 12], longueur aussi connue sous l'appellation portée de cisaillement. Le paramètre d correspond à la position des armatures principales de flexion mesurée par rapport au dessus de la dalle. Pour les dalles avec de faibles pourcentages d'armature, la position de la charge affecte moins la résistance que pour des pourcentages d'armature élevés. De plus, dans le cas présent, il était souhaitable de reproduire une condition de chargement qui soit plus critique relativement à la possibilité de redistribution des charges dans l'éventualité d'une rupture en cisaillement. Ainsi, les effets des charges plus éloignées de l'appui se répartissent sur une largeur plus importante. Dans ces conditions, il a donc été décidé [13] de fixer la position de la charge la plus près de la face de la culée à une distance égale à environ 2.0 d . Selon des indications présentées au

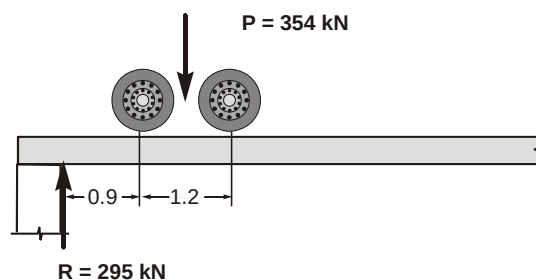
Tableau 2.1, $d = 430$ mm, ce qui donne une position des charges à $2.0 \times 430 = 860$ mm de la face de la culée pour l'ouvrage considéré ici.

Pour un pont de 9 m de portée, le cas de chargement critique occasionné par le camion CL-625 survient avec les trois premiers essieux dont le poids total de 300 kN, majoré par un facteur 1.3 pour prendre en considération l'amplification dynamique, correspond à un chargement de 390 kN.

Tel qu'indiqué plus haut, la position du premier essieu à 0.9 m de la face de la culée tel que montré sur la Figure 4.6 a été choisie lors de l'étude préliminaire [13] pour correspondre à la condition donnant l'effort tranchant le plus élevé avec le moins de possibilité de redistribution des efforts advenant une rupture locale. Ceci occasionne un effort tranchant induit par la charge vive de 295 kN pour une portée de 9.0 m. Le banc de chargement permettant d'appliquer un effort issu uniquement d'un essieu tandem, la force appliquée pendant les essais pour produire le même effort tranchant que le CL-625 était égale à 354 kN, comme illustré sur la Figure 4.6b. Puisque le but de ce projet de recherche était 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.



a) Chargement réel avec majoration dynamique - Portée de 9.0 m



b) Chargement équivalent au CL-625

Figure 4.6 – Application des charges pour la condition critique – CL-625

4.3.2 CONDITIONS DE CHARGEMENT RETENUES

Pour le pont de l'étude, trois conditions de chargement ont été considérées : 1 voie chargée en alternance dans l'une ou l'autre des directions, deux voies chargées à 90% de la charge d'une voie, tel que spécifié dans le code CSA-S6, et un chargement sur toute la largeur du tablier visant à amener le pont à l'ultime. Ces trois conditions sont illustrées sur la Figure 4.7.

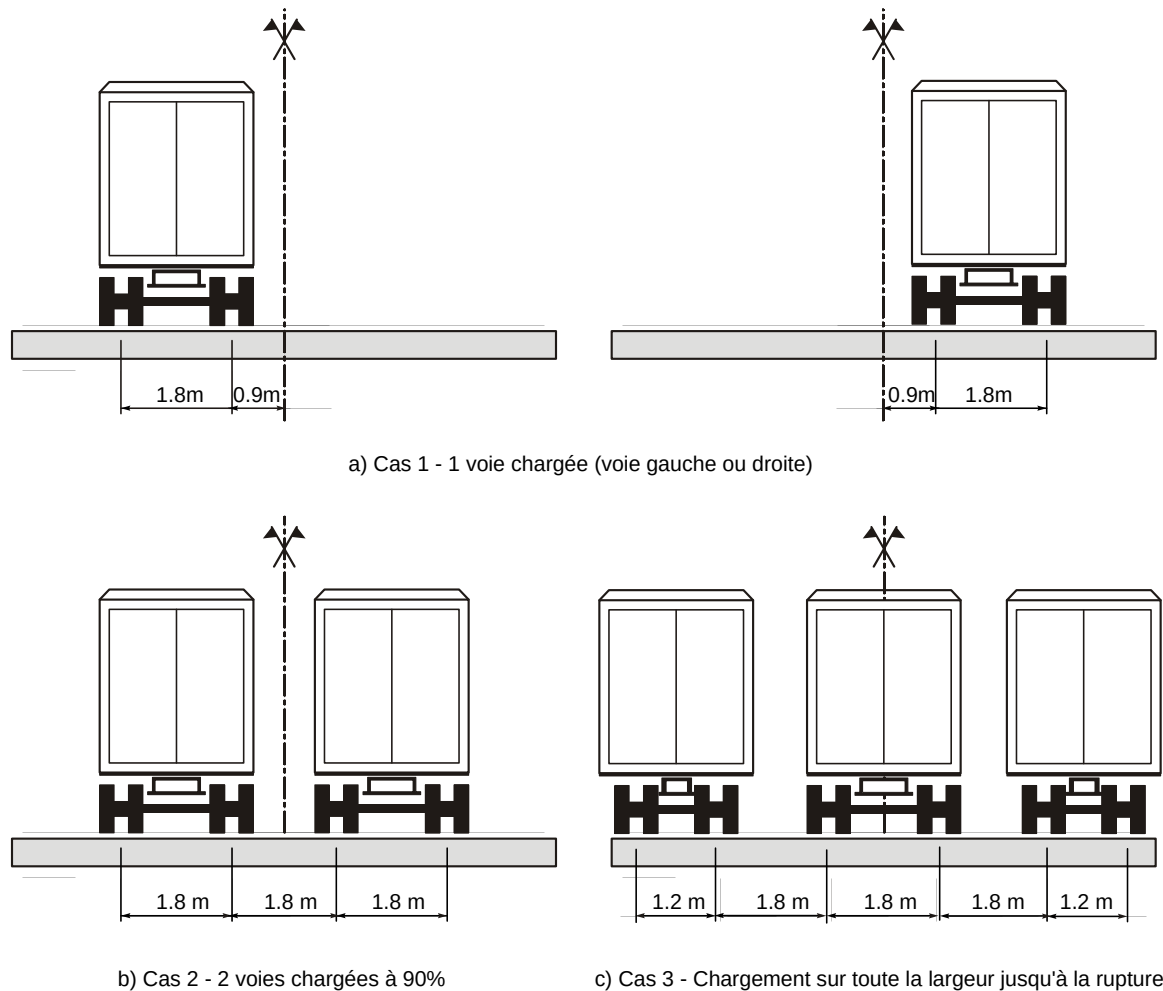


Figure 4.7 – Cas de chargement

4.3.3 BANC DE CHARGEMENT

Afin d'appliquer la charge, un dispositif de chargement consistant en des poutres ancrées dans la culée et la pile [10] permet d'appliquer les charges de façon contrôlée avec des vérins positionnés au point A, tel qu'illustré sur la Figure 4.8. Le principe d'application de la

charge à l'extrémité A est montré sur la Figure 4.9. L'application des charges sur la dalle est assurée par un chariot reproduisant les empreintes de l'essieu tandem (essieux 2 et 3) d'un CL-625 tel qu'illustré sur la Figure 4.8.

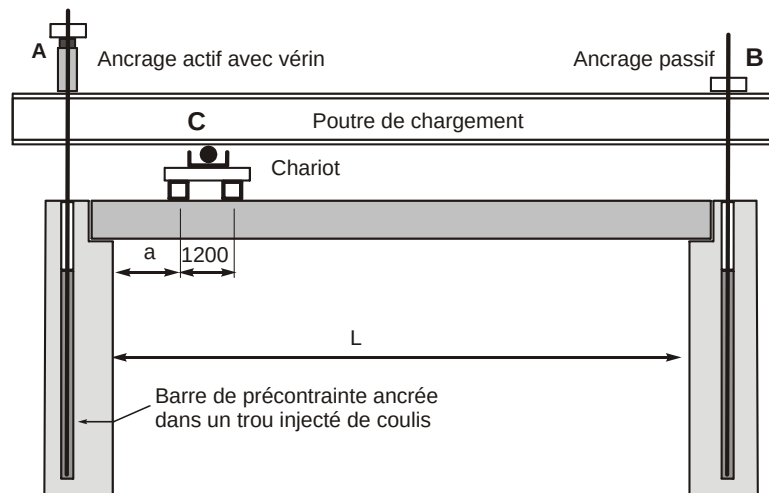


Figure 4.8 – Poutre de chargement (concept type)

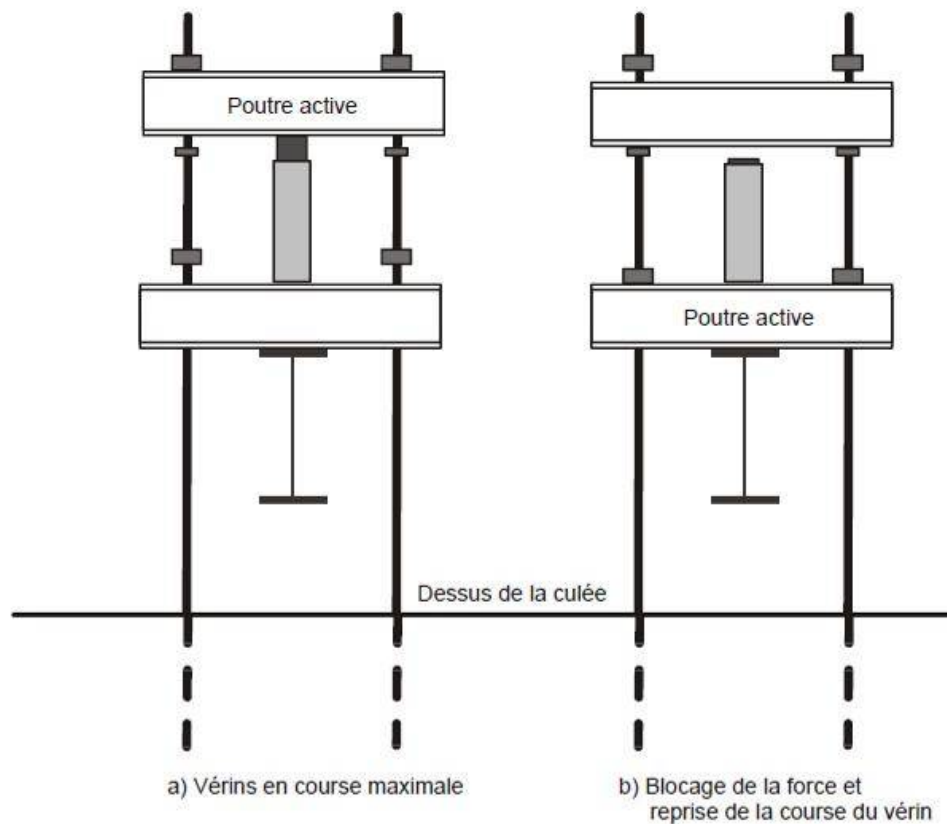


Figure 4.9 – Méthode d'application des charges à l'aide d'un vérin

Un banc de chargement a été fabriqué afin de permettre l'application des charges sur le pont d'Irlande mais également sur d'autres ponts de même gabarit. La Figure 4.10 montre les dimensions du banc de chargement qui compte six poutres. Les quatre poutres du centre, espacées à 1.8 m, servent à reproduire le chargement de deux voies de circulation. L'ensemble des six poutres sert quant à lui à effectuer un chargement complet du tablier pour l'amener à la rupture (Figure 4.7 et Figure 4.10). Le système a été fabriqué afin de permettre l'application des charges sur six chariots (un par poutre) à partir de l'une ou l'autre des extrémités. La vue d'ensemble du banc de chargement installé sur le pont d'Irlande est montrée sur la Figure 4.11.

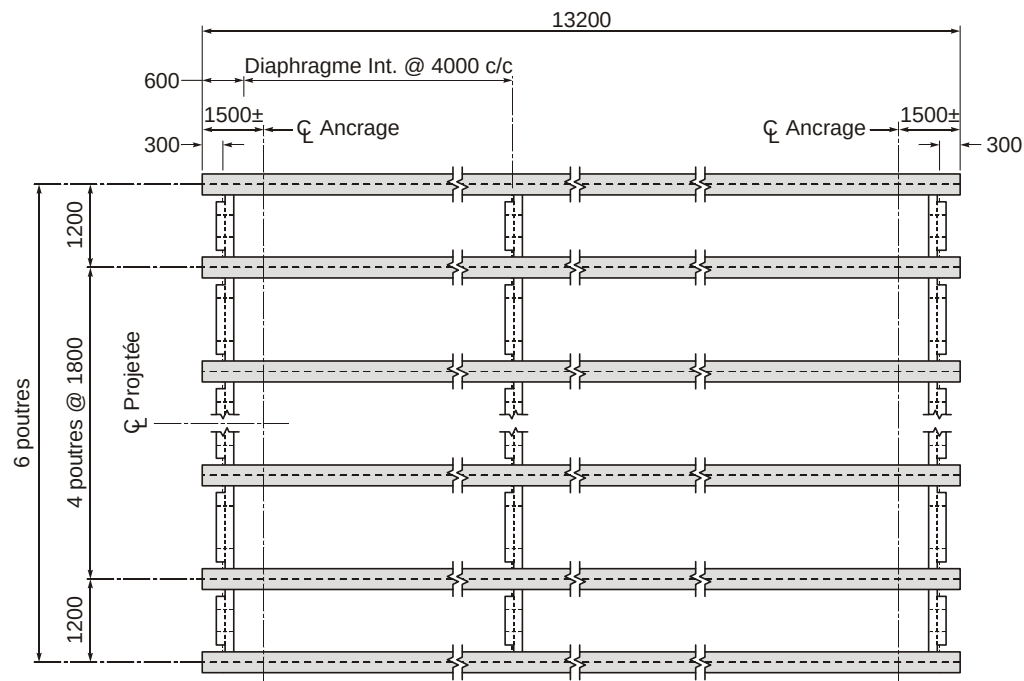


Figure 4.10 - Poutres du banc de chargement

La conception initiale du banc d'essai prévoyait l'utilisation de profilés WWF700x152. Toutefois l'entrepreneur a plutôt opté pour des profilés W760x161. Ainsi, l'ensemble du banc de chargement tel qu'installé au pont d'Irlande pèse environ 210 kN.



Figure 4.11 – Banc d'essai

Les empreintes reproduites par le chariot sont des rectangles de 600x250 mm, la plus grande dimension étant transversale au sens de la circulation (Figure 4.12 et Figure 4.13),

conformément aux spécifications données dans le code des ponts [2]. Des coussins de néoprène sont installés aux points d'application des charges pour bien répartir le chargement. Chaque chariot comporte deux empreintes espacées de 1.20 m dans le sens de la circulation.



Figure 4.12 – Détail d'un chariot de chargement



Figure 4.13 – Vue d'ensemble des six chariots de chargement

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 4.9 et Figure 4.14). Il est à noter que le chargement a été réalisé par plusieurs paliers étant donné la faible course des vérins (Figure 4.14) ce qui a amené à bloquer les poutres pour rétracter les vérins et reprendre l'essai. Toutefois, grâce au système de chargement, la charge appliquée au pont a pu être maintenue.



Figure 4.14 - Système de chargement

4.3.4 SYSTÈME DE VÉRINS

Les six vérins de 100 tonnes impériales et trois pompes électriques ont été fournis par l'entrepreneur alors que les capteurs de pression ont été fournis par le Ministère. Le diamètre interne du piston des vérins était de 92 mm (5 po) alors que leur course était de 57 mm (2¼ po). Les vérins ont reliés en paire à chacune des pompes. Les trois systèmes pompes, vérins et capteurs de pression ont été calibrés à l'École Polytechnique.

Lors des essais les vérins actionnés par les trois pompes (Figure 4.15) permettaient d'appliquer les charges sur les paires de poutres P2-P3, P4-P5 et P1-P6. La pression sur chacune des pompes était indiquée par des manomètres à aiguille (Figure 4.16) ou digitaux qui permettaient de suivre approximativement l'évolution de la charge appliquée. L'aire du vérin étant de 19.64 po², une pression de 3000 psi correspondait à une charge de 58.89 kips (262 kN) dans chaque vérin. Chacune des pompes était également munie d'un capteur de pression qui permettait de mesurer avec précision la pression des trois systèmes de chargement.



Figure 4.15 – Pompes électriques actionnant les vérins



Figure 4.16 – Manomètre à aiguille

4.3.5 PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE

La résistance à l'effort tranchant est principalement fonction de l'épaisseur de la dalle, de sa largeur et de la résistance du béton. Pour les analyses présentées dans ce rapport, les résistances moyennes des matériaux ont été utilisées. Ce choix découle de l'hypothèse que la capacité réelle d'un ouvrage dans lequel les efforts sont redistribués est associée à la résistance moyenne des matériaux. En effet, l'objectif des analyses est de prédire le plus

justement possible la résistance, ce qui est très différent d'une évaluation de capacité pour laquelle les valeurs nominales et les coefficients de tenue appropriés doivent être utilisés.

Ainsi la résistance à la compression moyenne du béton égale à 34 MPa mesurée par le Ministère des Transports [7] a été utilisée. Les trois essais de traction réalisés sur les armatures par le Ministère des Transports [14] après la démolition du pont ont permis d'établir la limite élastique à 400 MPa pour les armatures de flexion principales de 25.4 mm (1") de diamètre, alors que la résistance et la déformation ultimes sont égales à 669 MPa et 19% respectivement. Les mêmes propriétés ont été obtenues d'un essai réalisé à l'École Polytechnique. Les essais du Ministère ont par ailleurs permis de statuer que ces barres lisses répondaient aux exigences des armatures de type supérieur des codes de l'époque. Les armatures étaient corrodées et présentaient par ailleurs des pertes de section localisées, mais pas à un niveau pouvant affecter leur capacité.

La résistance en cisaillement a été déterminée en utilisant la méthode générale du code CSA-S6 [2]. Les analyses ont été faites pour deux conditions d'appuis simplement supportées : libre (sans restrainte des déplacements longitudinaux) ou avec frottement à l'interface dalle-appui (déplacement nuls à la fibre inférieure). La Figure 4.17 présente les résultats des analyses pour les cas où les matériaux par défaut spécifiés dans le code CSA-S6 sont utilisés alors que la Figure 4.18 donne la capacité de la dalle avec les résistances mesurées. Dans les deux cas la résistance totale est donnée pour une dalle de 9.0 m de largeur. Il convient de noter que le calcul de la résistance en cisaillement adopte la théorie de poutres et ne tient pas compte de la redistribution des efforts qui peut se produire advenant une rupture localisée.

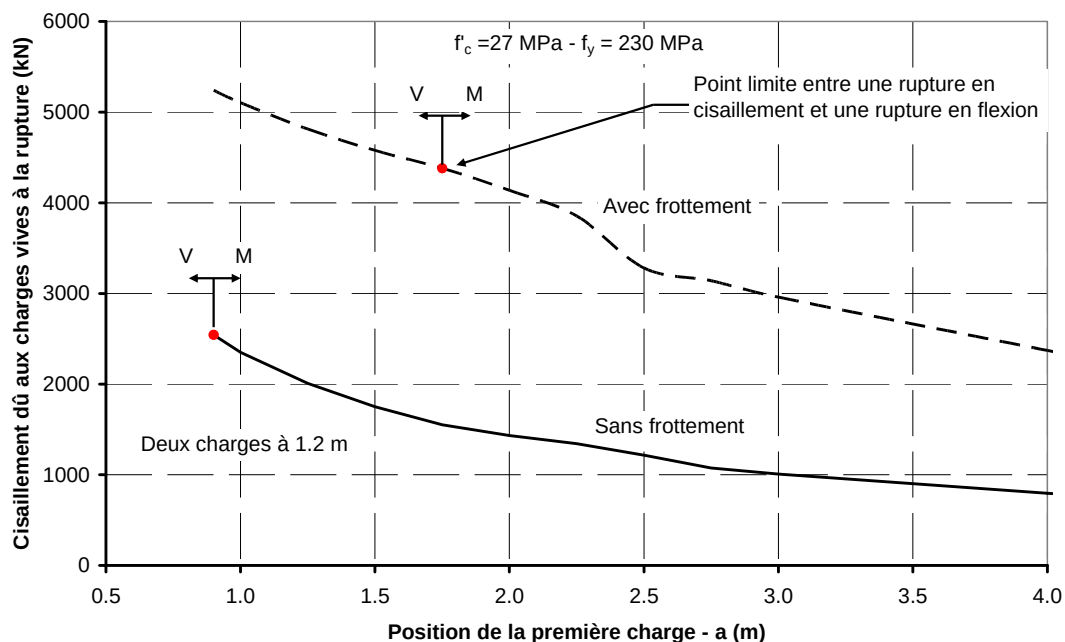


Figure 4.17 – Calcul de la résistance en cisaillement – Propriétés par défaut

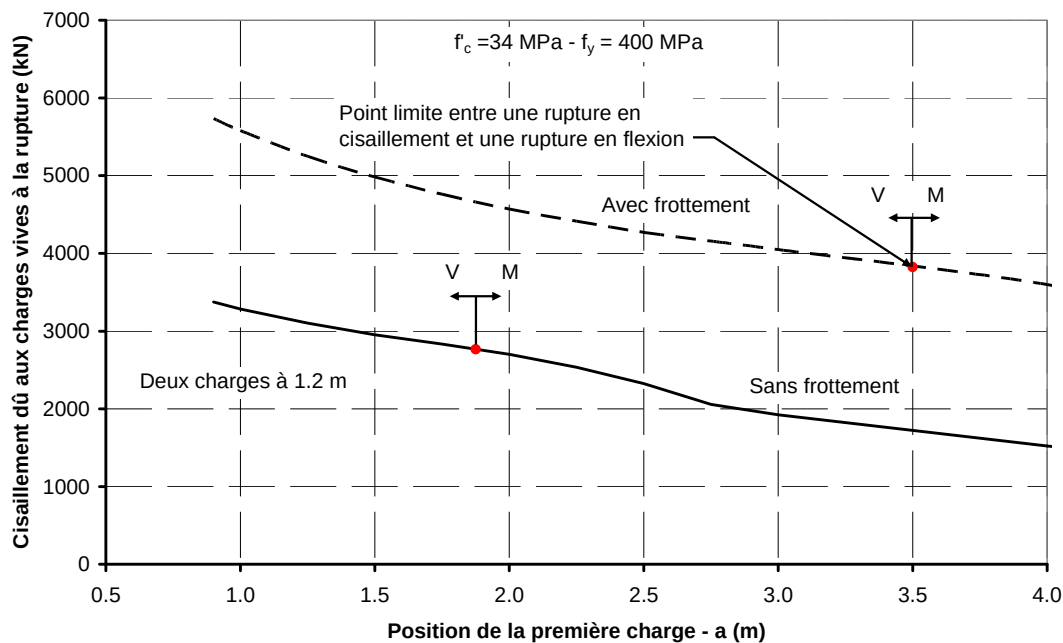


Figure 4.18 – Calcul de la résistance en cisaillement – Propriétés mesurées

Les résultats des analyses indiquent que des ruptures à l'effort tranchant peuvent se produire sous certaines conditions lorsque les propriétés par défaut sont utilisées mais que celles-ci sont plus probables avec des matériaux plus résistants. En particulier on note que l'utilisation des propriétés mesurées de l'acier d'armature fait augmenter de 74% la résistance en flexion ($400/230$) alors que l'accroissement de la résistance du béton conduit à un accroissement de la résistance en cisaillement 30% ($\sqrt{34}/\sqrt{20}$). Ainsi, pour le cas présent, la résistance en flexion augmente plus que la résistance en cisaillement ce qui fait en sorte que cette dernière est plus probable.

Lors de l'élaboration du programme d'essais, les propriétés par défaut avaient été utilisées de sorte que pour un essieu tandem avec une condition sans effort axial, la rupture appréhendée était en flexion alors qu'en tenant compte d'un effort axial dû au frottement un mode de rupture en cisaillement était appréhendé. L'analyse avec les propriétés mesurées donne des valeurs respectives d'effort de cisaillement à la culée causé par les charges appliquées de 3375 kN et 5733 kN pour les conditions sans et avec frottement, avec un mode de rupture en cisaillement dans les deux cas. Il convient de noter que ces résistances ont été obtenues en assumant que la charge était uniformément répartie sur toute la largeur de la dalle.

Tel que discuté précédemment, pour le calcul des dalles de ponts soumises à des charges concentrées, la position des charges près des appuis la plus critique se situe habituellement à $2d$ afin d'avoir peu de redistribution. Toutefois, selon la méthode générale dans le cas des poutres, la position la plus critique est obtenue pour une distance un peu plus grande, soit environ $3d$. La position choisie dans le cas des présents essais a été dictée la première exigence car elle représente la condition critique pour l'évaluation de la capacité portante des ponts. Toutefois, dans le cas d'une charge appliquée sur toute la largeur du pont, un

positionnement à $3d$ (≈ 1.3 m) aurait conduit à une résistance plus faible que pour le cas utilisé. Ceci sera considéré dans le traitement des résultats.

4.3.6 RÉALISATION DES ESSAIS

Tel que décrit précédemment (Figure 4.6), le système de chargement a été conçu pour simuler le passage de camions CL-625 sur une ou deux voies de roulement. La Figure 4.19 illustre la correspondance entre la charge appliquée par le système de chargement et l'effort tranchant. Ainsi $V = 1.035 F$ où V est l'effort tranchant dans la dalle et F la force appliquée par le système de chargement. Ces deux quantités seront utilisées dans le rapport.

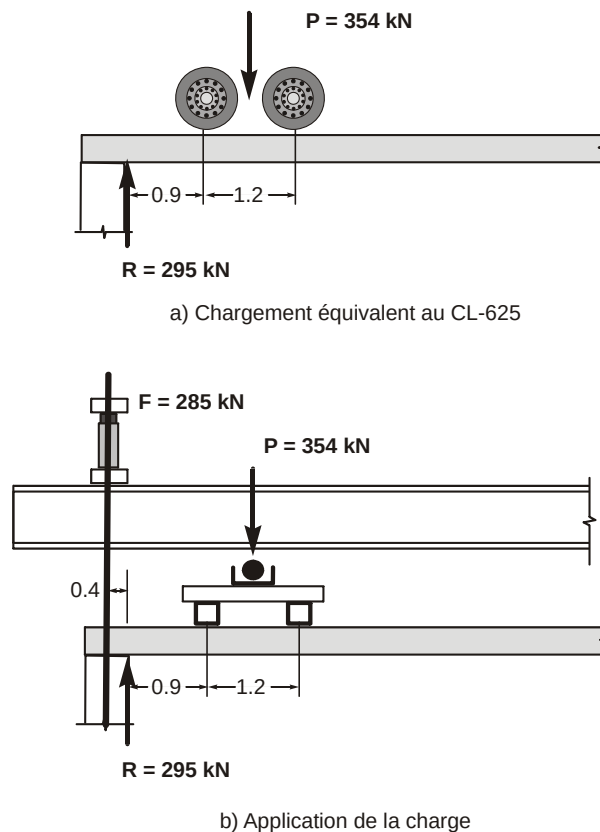


Figure 4.19 – Application des charges avec le système de chargement critique – CL-625

Les six poutres du banc de chargement sont numérotées de P1 à P6 (Figure 4.20). Les poutres P2 et P3, tout comme les poutres P4 et P5, représentent la trace d'un camion type CL-625 dans une voie de roulement pour le calcul structural du pont. Les poutres P1 et P6 servent quant à elles à permettre d'appliquer la charge sur la pleine largeur de la dalle afin d'amener le tablier jusqu'à son point de rupture.



- Le chargement 1 consistait à charger en alternance les deux voies de roulement théoriques utilisées lors de l'étude préliminaire [13] jusqu'à un effort tranchant pondéré pour une voie de 500 kN ($295 \times 1.7 \approx 500$ kN), où le facteur 1.7 correspond au coefficient de pondération des charges vives du code CSA-S6 [2].
- Le chargement 2 quant à lui consistait à charger simultanément les deux voies de roulement théoriques jusqu'à la charge critique déterminée pendant l'étude préliminaire selon le code CAN/CSA-S6-06, soit un effort tranchant total de 900 kN ($500 \times 2 \times 0.9 = 900$ kN) pour les deux voies, où le facteur 0.9 correspond au coefficient de simultanéité des voies chargées du code CSA-S6 [2].
- Le chargement 3 consistait enfin à charger la pleine largeur du tablier jusqu'à la rupture de celui-ci.

Le Tableau 4.1 résume les différents cas de chargement pour les deux essais :

Tableau 4.1 – Détail des phases de chargement

Cas	Charges appliquées
Chargement 1	a) Chargement simultané des poutres P2 et P3 : $V_f = 500$ kN.
	b) Chargement simultané des poutres P4 et P5 : $V_f = 500$ kN.
Chargement 2	Chargement simultané des poutres P2 à P5 : $V_f = 900$ kN.
Chargement 3	Chargement simultané des poutres P1 à P6 (chargement complet) jusqu'à la rupture du tablier.

4.3.7 DÉTERMINATION DES EFFORTS DE CISAILLEMENT APPLIQUÉS

La résistance du pont doit être comparée à l'effort tranchant causé par les charges. Les valeurs des efforts tranchants sont résumées au Tableau 4.2 alors que les résistances sont données au Tableau 4.3. Aux charges appliquées par les vérins, il faut ajouter le poids du banc de chargement et celui de la dalle qui est pris égal à 11.5 kN/m^2 , obtenu de la moyenne des épaisseurs mesurées pour une portée de 9.0 m . Dans ce tableau, l'effort tranchant total est donné au droit de la culée alors que l'effort tranchant par mètre est la valeur totale divisée par la largeur du pont (9 m) pour le chargement 3, le banc de chargement et le poids propre. Pour la condition de chargement critique pour les charges vives pour les chargements 1 et 2, les facteurs d'essieu selon le code CSA-S6 [2, 8, 9] sont respectivement égal à 0.22 et 0.29.

Tableau 4.2 – Efforts tranchants à la culée

Condition	V_{total} (kN)	V (kN/m)
Chargement 1	500	110
Chargement 2	900	261
Chargement 3	1.035 F	0.115 F
Banc de chargement	108	12.0
Poids propre	465	51.7

Tableau 4.3 – Résistances en cisaillement à la culée

Conditions d'appui	V_{total} (kN)	V (kN/m)
Sans frottement	3525	392
Avec frottement	6675	742

Pour le chargement 1, le poids du banc de chargement est porté entièrement par une voie, donc un effort tranchant de 108 kN doit être ajoutée à celui causé par le camion. Pour le chargement 2, le poids du banc de chargement est assumé être porté également par les deux camions. Pour le chargement 3 le poids du banc de chargement est considéré réparti uniformément sur toute la largeur de la dalle.

Les efforts tranchants maximum (V) en fonction du chargement CL-625 (cas 1 et 2) ou de la force totale appliquées dans les vérins (F) sont donc donnés par les relations suivantes, avec la correspondance $V = 1.035 F$.

$$V_{\text{cas 1}} = 51.7 + (108 + 500) \times 0.22 = 185 \text{ (kN/m)} = 75.5 + 0.228F \text{ (kN/m)} \quad (4.1)$$

$$V_{\text{cas 2}} = 51.7 + (108/2 + 900/2) \times 0.29 = 186 \text{ (kN/m)} = 67.4 + 0.150F \text{ (kN/m)} \quad (4.2)$$

$$V_{\text{cas 3}} = 465 + 108 + 1.035F = 573 + 1.035F \text{ (kN)} = 63.7 + 0.115F \text{ (kN/m)} \quad (4.3)$$

Pour le cas 1 une charge dans les vérins de 483 kN produit l'effort tranchant visé alors que la force totale dans les vérins est de 870 kN pour le cas 2. Dans les deux cas de chargement correspondant aux charges pondérées du code CSA-S6 [2], on peut conclure que la charge appliquée est nettement en deçà de la résistance ultime de la dalle.

Pour le cas 3, les résistances théoriques indiquent que l'effort tranchant total V appliqué pourrait varier entre 3525 et 6675 kN selon les hypothèses choisies au niveau des conditions d'appui. Dans un cas comme dans l'autre cela correspond à plusieurs fois le chargement de calcul du CL-625. Il convient de souligner que la capacité maximale des vérins utilisés était de 600 tonnes impériales (1200 kips), soit environ 5300 kN, ce qui correspond à un effort tranchant total de 5500 kN.

Selon les résultats des analyses et si l'objectif n'avait pas été de charger la dalle afin de produire l'effort de cisaillement local le plus élevé, il aurait été plus critique de positionner la première charge à environ 1.3 m de l'appui selon ce que prédit la méthode générale. Cela aurait également permis de solliciter la dalle près de l'emplacement de la carotte #3 dans laquelle une fissure horizontale avait été détectée (Figure 3.4), soit à environ 0.95 m de la face de la culée. Toutefois, avec la position retenue pour le chariot, la charge appliquée par les vérins cause un effort de cisaillement à la section endommagée égal à 40% de l'effort de cisaillement maximal à la culée. On obtient pour une section située à 1.5 m de l'appui correspondant au centre du chariot (somme du poids de la dalle, banc de chargement et force des vérins) :

$$V_{\text{cas 3-@1.5m}} = 310 + 44 + 0.414F = 354 + 0.414F \text{ (kN)} = 39.3 + 0.046F \text{ (kN/m)} \quad (4.4)$$

Le cisaillement à cet endroit sera considéré dans l'interprétation des résultats.

4.4 INSTRUMENTATION

Bien que l'objectif premier du projet de recherche était d'évaluer le comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement, il était intéressant d'évaluer par la même occasion le potentiel d'applicabilité de nouvelles technologies d'auscultation in situ. Ainsi, en parallèle avec les outils traditionnels déjà utilisés et reconnus, des techniques non intrusives et sans contact ont été testées. Cette portion du rapport se contente de décrire sommairement ces différentes techniques d'auscultation alors que l'évaluation et la comparaison de leurs résultats seront présentées dans un chapitre ultérieur.

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 [14].

4.4.1.1 Ouverture des fissures

Pour la mesure de l'ouverture des fissures de cisaillement, 14 LVDT (*Linear Voltage Displacement Transducer*) ont été installés sur une des deux faces latérales de la dalle, du côté amont, dans le premier tiers de la travée, là où les efforts en cisaillement sont les plus importants. Sept LVDT étaient placés verticalement alors que sept 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 de 645 mm alors que celle des LVDT verticaux était de 460 mm. La Figure 4.21 et la Figure 4.22 montrent respectivement la position des LVDT sur la travée Nord et Sud alors que les détails d'installation sont présentés sur la Figure 4.23.

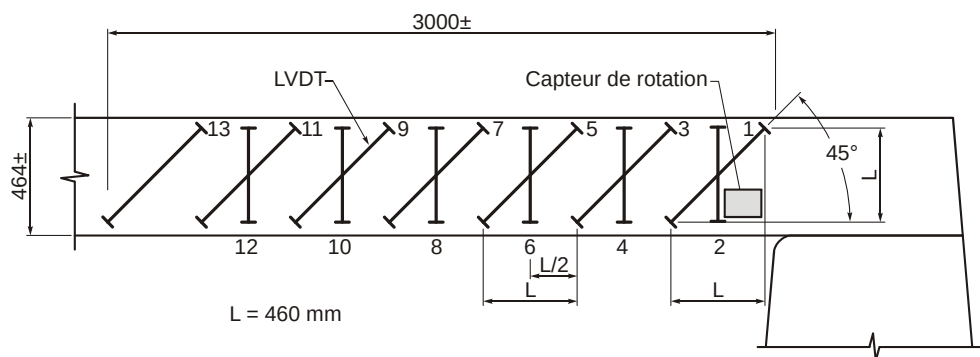


Figure 4.21 - Disposition des capteurs LVDT sur la travée Nord – Essai 1

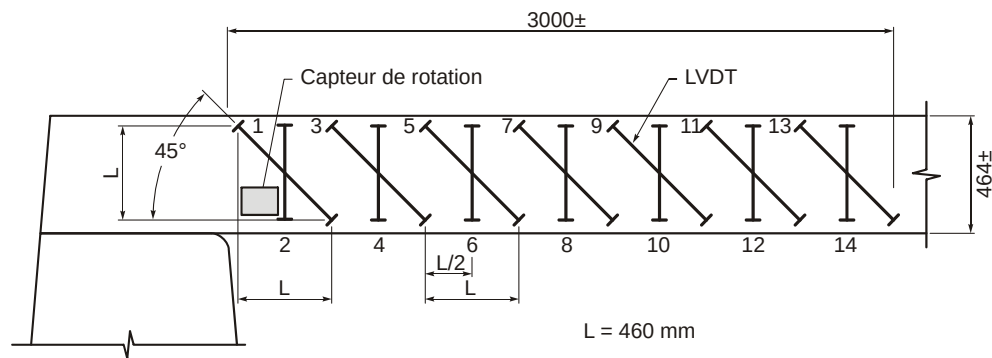


Figure 4.22 - Disposition des capteurs LVDT sur la travée Sud – Essai 2



Figure 4.23 - Fixation des capteurs LVDT sur le côté de la dalle de béton

4.4.1.2 Déformation des armatures en traction

La résistance en cisaillement étant liée à la déformation longitudinale des armatures, 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 plastiline puis recouvert d'une mince feuille d'aluminium (Figure 4.24). Il y avait en tout pour chaque essai, quatorze jauges principales localisées vis-à-vis les points de chargement ainsi que quelques jauges en surplus, là où il était possible de mesurer les déformations à plus d'un endroit sur une même barre d'armature (Figure 4.25).



Figure 4.24 – Installation des jauges de déformation sur les barres d'armature de flexion

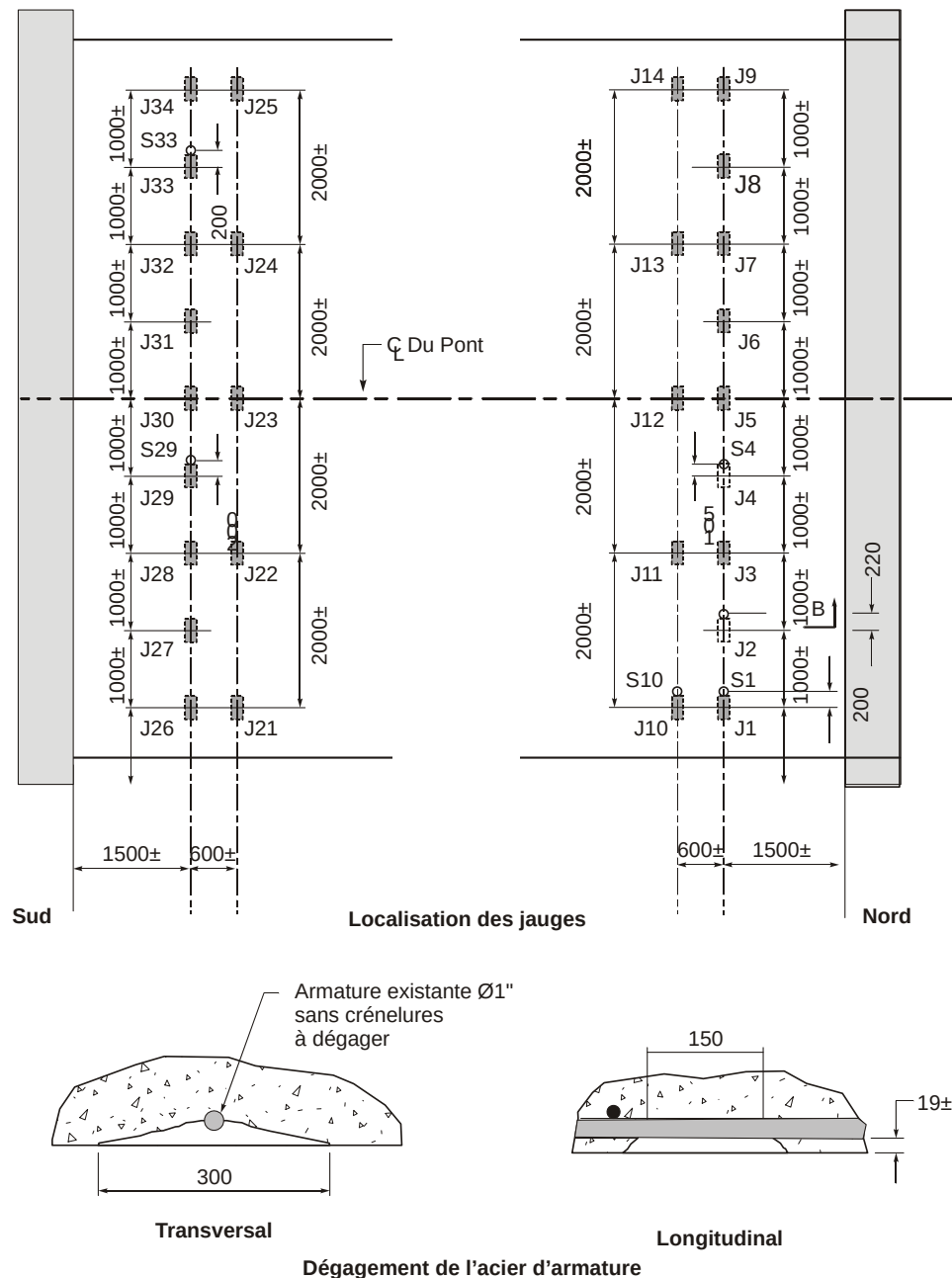


Figure 4.25 – Position des jauges de déformation sur les armatures de flexion

4.4.1.3 Flèche de la dalle

La flèche de la dalle a quant à elle été mesurée à mi portée au moyen de cinq potentiomètres à corde répartis sur la largeur de la dalle (Figure 4.26). 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 4.27).

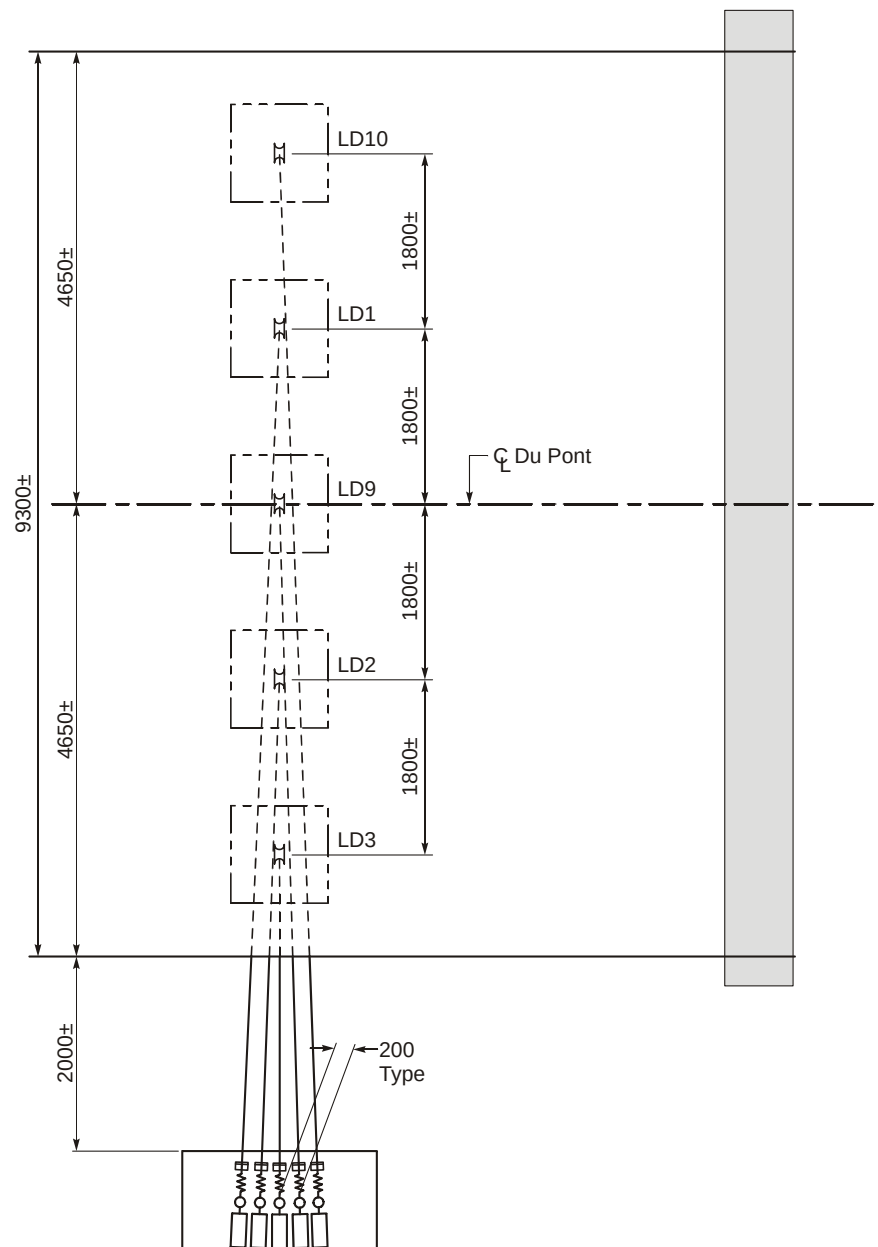


Figure 4.26 - Disposition des potentiomètres à corde



Figure 4.27 - Système de poulies pour potentiomètres à corde

4.4.1.4 Rotation de la dalle

Enfin, pour mesurer la rotation de la dalle de béton aux appuis, quatre inclinomètres électriques (Figure 4.28) ont été utilisés pour chaque essai. Ils étaient fixés directement sur les deux côtés de la dalle de béton au niveau de la culée et de la pile (Figure 4.21 et Figure 4.22).).



Figure 4.28 – Installation des inclinomètres (capteur de rotation)

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 acquisitionnées en continu par le système du Laboratoire Mobile du Ministère des Transports (Figure 4.29) à une fréquence de 1 Hz, soit une lecture par seconde.



Figure 4.29 – Véhicule du laboratoire mobile du MTQ

4.4.3 NOUVELLES TECHNOLOGIES À L'ESSAI

Tel que mentionné précédemment, ce projet de recherche avait comme objectif secondaire d'étudier la capacité et la fiabilité de nouvelles techniques de mesure. Ainsi, deux techniques sans contact ont été testées, soit l'imagerie numérique à très haute résolution et les relevés par balayage laser.

4.4.3.1 Imagerie numérique à haute résolution

Cette nouvelle technologie d'imagerie numérique à haute résolution semble être assez répandue dans des domaines du génie mécanique, où elle est utilisée pour mesurer des déformations d'objets en trois dimensions. Par exemple, elle peut être utilisée pour mesurer avec précision et plusieurs centaines de fois par seconde (Figure 4.30) les déformations induites dans un pneu haute-performance roulant à une vitesse très élevée ou pour mesurer les déformations et les ouvertures de fissures d'un spécimen en flexion.

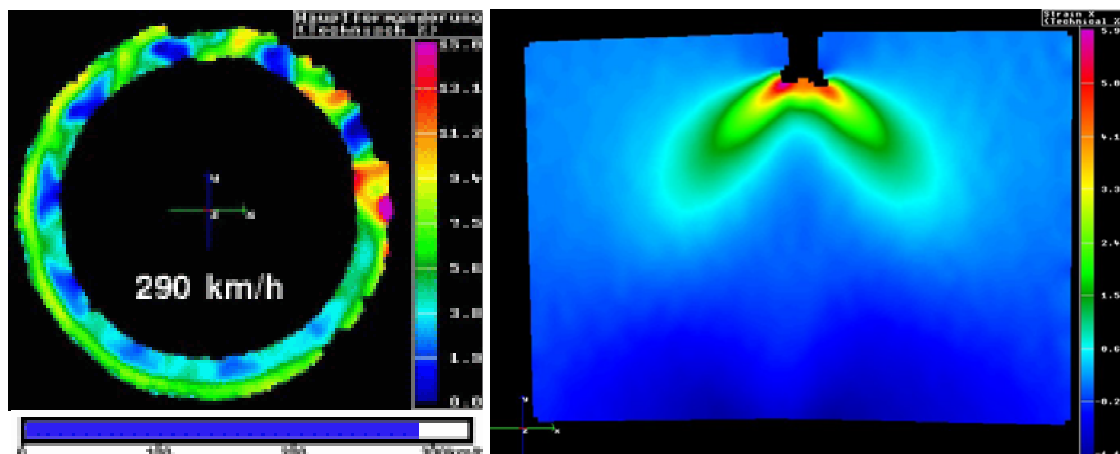


Figure 4.30 – Exemples d'applications de l'imagerie numérique à haute résolution¹

Un des principaux avantages de cette technologie réside dans le fait que son fonctionnement soit indépendant du type de matériaux analysé. En effet, seul le mouvement de chaque pixel des images captées par les caméras à très haute définition est analysé pour en déduire les déformations des surfaces étudiées. Pour certaines applications, il serait possible de déduire un comportement en trois dimensions en utilisant deux caméras qui filment simultanément la ou les mêmes surfaces dans des angles différents.

L'objectif de l'essai de cette technologie dans le présent projet était d'évaluer la corrélation entre les résultats obtenus par imagerie numérique et ceux obtenus via des méthodes traditionnelles déjà éprouvées. Les avantages, s'il s'avère que la nouvelle technologie soit applicable à ce type d'essai, résident dans le fait qu'elle soit non intrusive, c'est-à-dire sans contact, et ne requiert qu'un temps très court pour son installation.

Nous avons fait appel au groupe Hoskin Scientifique² de Montréal, distributeur de cette technologie, pour réaliser les essais en partenariat avec la compagnie américaine Trilion Quality Systems³.

Le système utilisé était composé de deux caméras à haute définition montées sur un trépied fixe (Figure 4.31). Ces deux caméras filment, pendant toute la durée des essais, les points reconnaissables d'un motif aléatoire peint sur le côté de la dalle (Figure 4.32). En fonction de la déformation du motif, il est en principe possible de déduire la déformation de la dalle du pont. Tel que discuté plus loin, un traitement des données est requis pour obtenir l'information désirée. Ce système de mesure requiert un éclairage constant. Ainsi il est recommandé d'utiliser un éclairage d'appoint et un dispositif coupant les rayons directs du soleil.

¹ www.trilion.com

² <http://www.hoskin.qc.ca/>

³ <http://www.trilion.com/>



Figure 4.31 – Système de captation par imagerie numérique (Travée Sud)

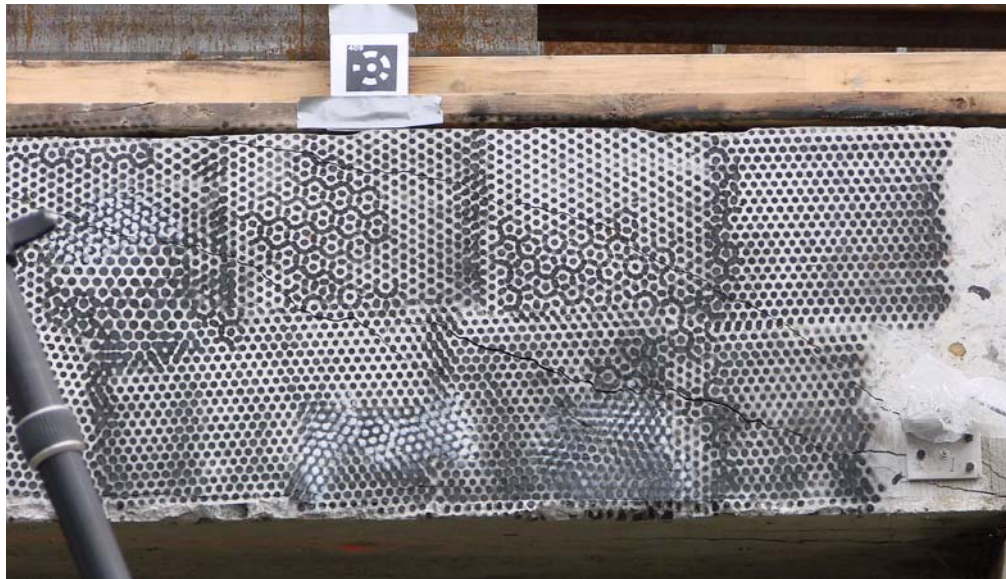


Figure 4.32 – Motif aléatoire et fissures de cisaillement (Travée Sud)

4.4.3.2 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 autre été utilisée suite à l'effondrement du pont de la Concorde [1 et 16] comme illustré sur la Figure 4.33.

Le système d'arpentage utilisé consiste en un scanner 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 4.34). Au total la position d'environ 200 000 points a été enregistrée pour chaque lecture. Le temps de balayage était d'environ 10 minutes ce qui en fait un système qui n'est pas adapté pour la mesure en temps réel.

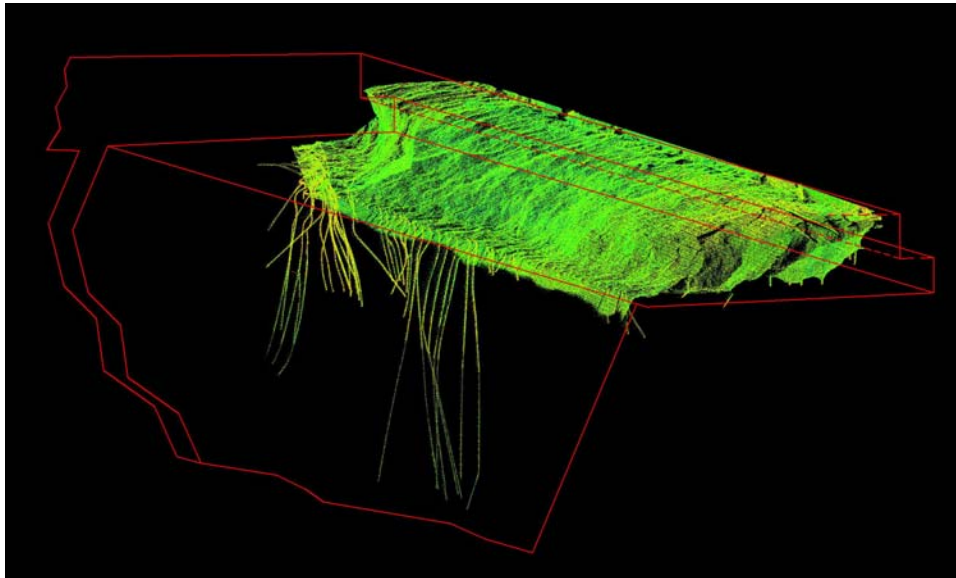


Figure 4.33 – Image 3D, vue du plan de rupture par le dessous – nuage de points [16]



Figure 4.34 - Appareil d'arpentage par balayage laser

5 RÉSULTATS

Ce chapitre présente, les résultats pertinents obtenus lors des deux essais menés dans le cadre de ce projet. Il sera question en premier lieu, d'étudier l'essai 1 (travée Nord) et d'analyser les résultats obtenus. Subséquemment, le même exercice sera réalisé pour l'essai 2 (travée Sud). Pour chaque essai, les résultats des trois cas de chargement seront présentés.

Dans tous les cas, la charge totale appliquée par l'ensemble des vérins sera utilisée sur un axe vertical. Les efforts de cisaillement par mètre linéaire seront également donnés. Les équations présentées au chapitre 4 sont utilisées. Ces efforts incluent les effets des charges appliquées par les vérins ainsi que le poids propre du banc de chargement et de la dalle :

$$V_{cas\ 1} = 75.5 + 0.228F \text{ (kN/m)} \quad (5.1)$$

$$V_{cas\ 2} = 67.4 + 0.150F \text{ (kN/m)} \quad (5.2)$$

$$V_{cas\ 3} = 63.7 + 0.115F \text{ (kN/m)} \quad (5.3)$$

Pour l'effort tranchant à section située à 1.5 m de l'appui (au centre du chariot), l'équation suivante sera utilisée pour déterminer l'effort tranchant supporté par la dalle :

$$V_{cas\ 3-@1.5m} = 39.3 + 0.046F \text{ (kN/m)} \quad (5.4)$$

Dans tous les cas la valeur de F est en kN.

5.1 ESSAI 1 – TRAVÉE NORD

5.1.1 CHARGEMENT 1 – DEUX VOIES DE ROULEMENT EN ALTERNANCE

Étant donné que les résultats du chargement des poutres P4 et P5 sont quasi-identiques à ceux du chargement des poutres P2 et P3, seuls ces derniers seront présentés.

5.1.1.1 Charge d'essai

La Figure 5.1 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours du chargement de P2 et P3 est de 513 kN, ce qui selon l'équation 5.1 correspond à un effort de tranchant maximal 192 kN/m sur la dalle. Cette charge a légèrement excédé la charge désirée (4%).

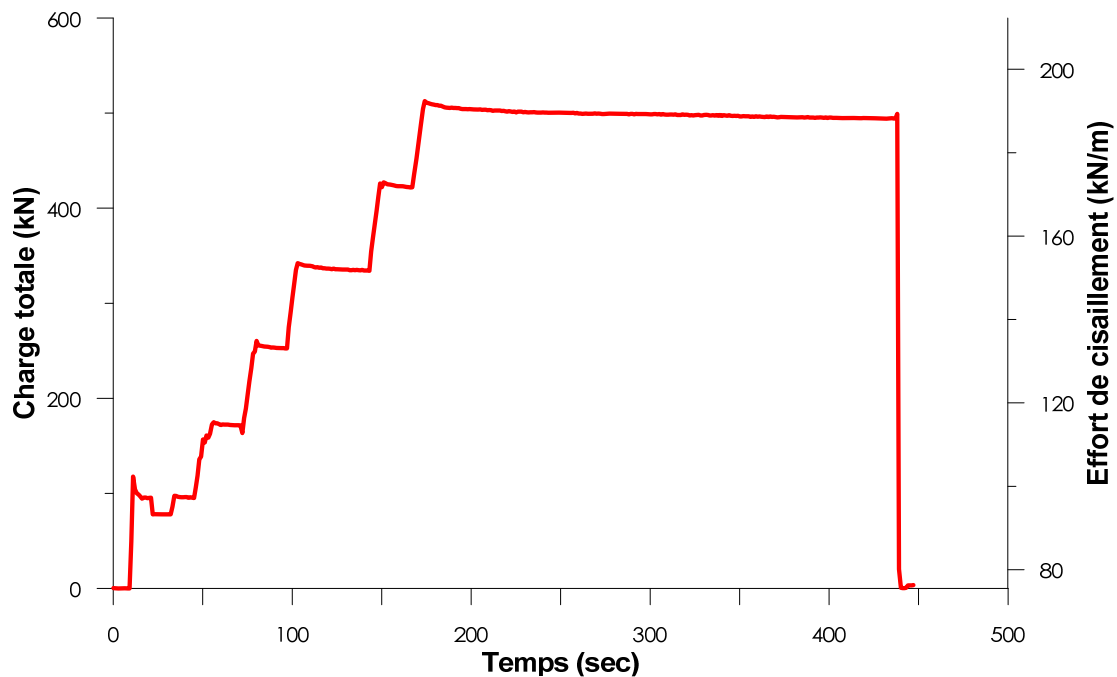


Figure 5.1 – Charge totale appliquée en fonction du temps

5.1.1.2 Ouverture des fissures

La Figure 5.2 et la Figure 5.3 illustrent les déplacements mesurés avec les LVDT verticaux et inclinés respectivement. Ces valeurs sont très petites, la plus grande valeur atteinte est de l'ordre de $60\text{ }\mu\text{m}$, ce qui correspond à une déformation de 130×10^{-6} (ou $130\text{ }\mu\epsilon$), à la limite de la valeur de fissuration en traction. Le comportement est donc encore élastique. Les valeurs négatives lues sont très petites et dans le domaine élastique. Les déformations mesurées par les LVDT inclinés correspondent aux valeurs attendues alors que le raccourcissement capté par les LVDT verticaux est probablement associables au coefficient de Poisson. Enfin, les courbes des LVDT 2, 4, 6 et 8 n'ont pu être tracées car les mesures étaient trop petites, de l'ordre de grandeur de la précision des instruments.

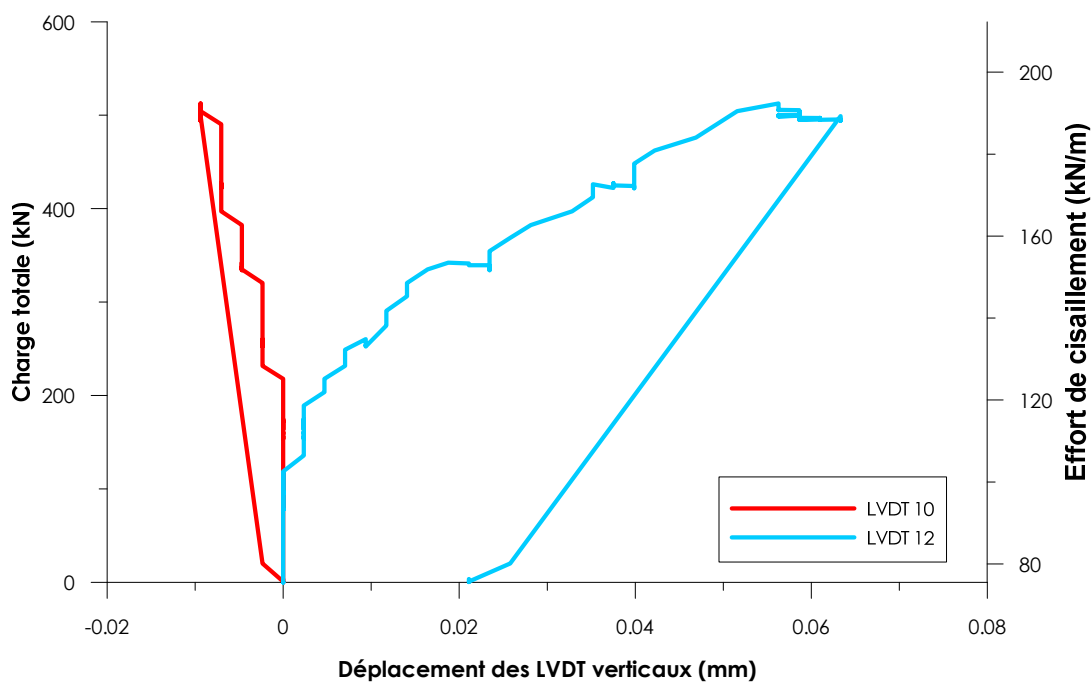


Figure 5.2 – Courbe charge / déplacement des LVDT verticaux

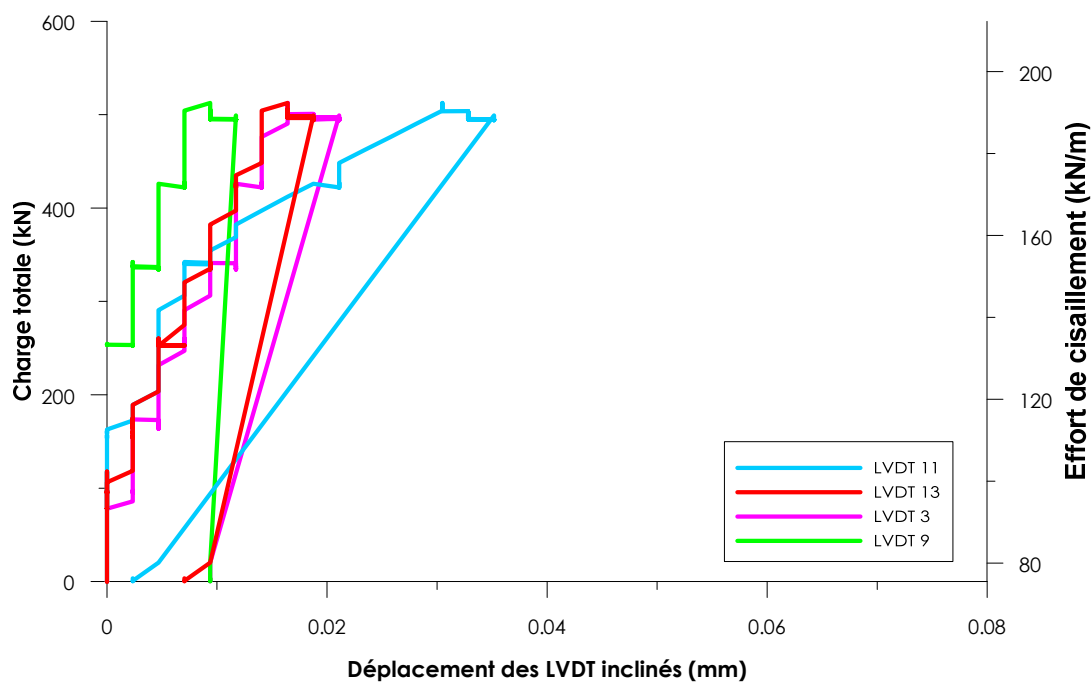


Figure 5.3 – Courbe charge / déplacement des LVDT inclinés

5.1.1.3 Déformation des barres d'armature

Le cas de chargement étudié simule le passage d'un CL-625 sur la voie de roulement 1. Les jauges les plus sollicitées seront donc celles dans la moitié du tablier où se situe cette voie de roulement. Ainsi, les déformations les plus importantes ont été trouvées au niveau des jauges 1 à 5 et 10 à 12 (Figure 5.4 et la Figure 5.5). Les jauges éloignées de la zone de chargement ont été tracées en bleu pâle. La jauge #2 n'a pas fonctionné correctement. Selon ces résultats, des déformations maximales de l'ordre de $80 \mu\epsilon$ ont été atteintes par les jauges #10 et #11.

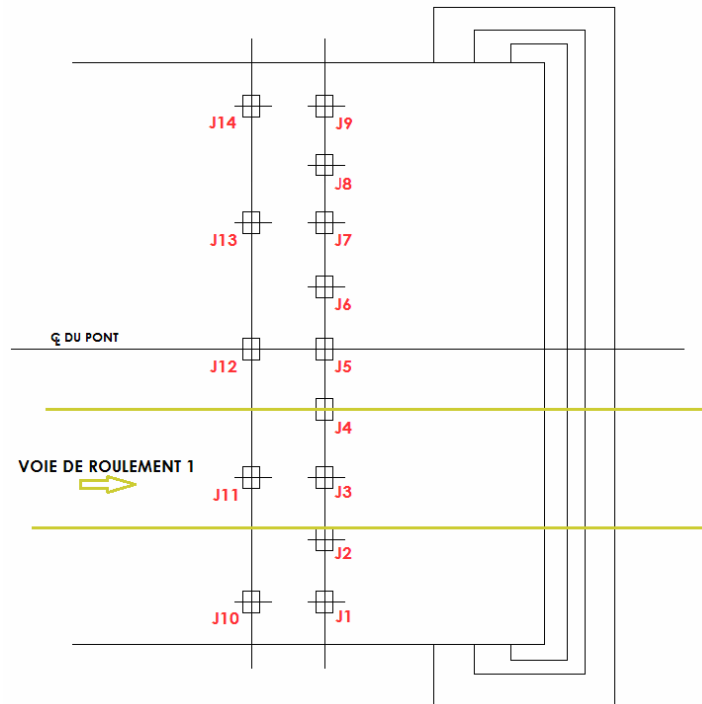


Figure 5.4 – Disposition des jauges de déformation

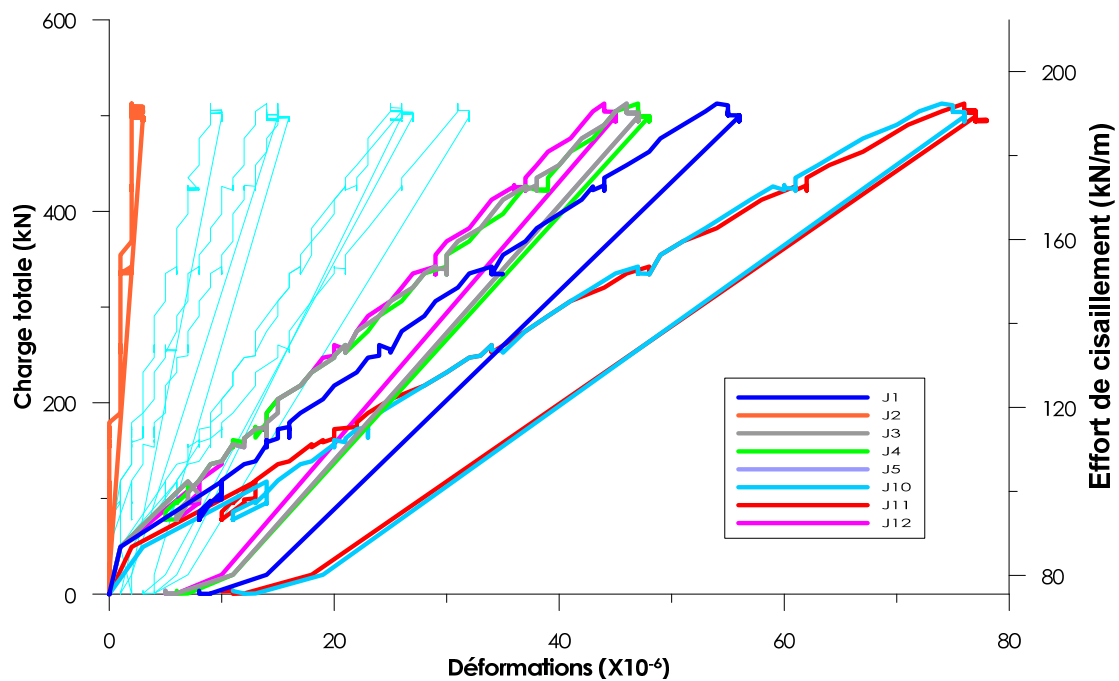


Figure 5.5 – Courbe charge / déformation des barres d'armature en tension

5.1.1.4 Rotation aux appuis

Les poutres P2 et P3 étant chargées, c'est la partie Est du tablier qui subit la plus grande rotation aux appuis. On remarque sur la Figure 5.6, que la rotation maximale mesurée est de l'ordre de 0.05 degré sur le côté Est de la culée Nord, valeur relativement négligeable. La rotation maximale mesurée à la pile centrale pour le chargement de la voie de roulement du côté Est de la travée Nord est de l'ordre de 3 centièmes de degré (Figure 5.6), soit une valeur similaire et tout aussi négligeable que celle mesurée à la culée Nord.

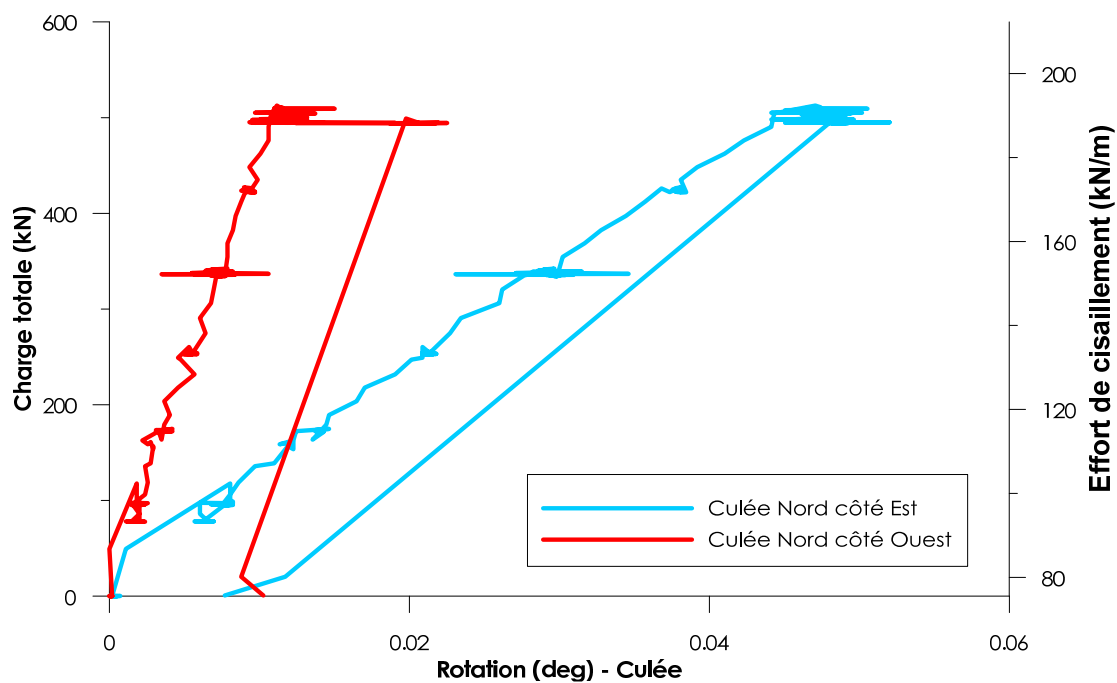


Figure 5.6 – Courbe charge / rotation aux appuis (Culée Nord)

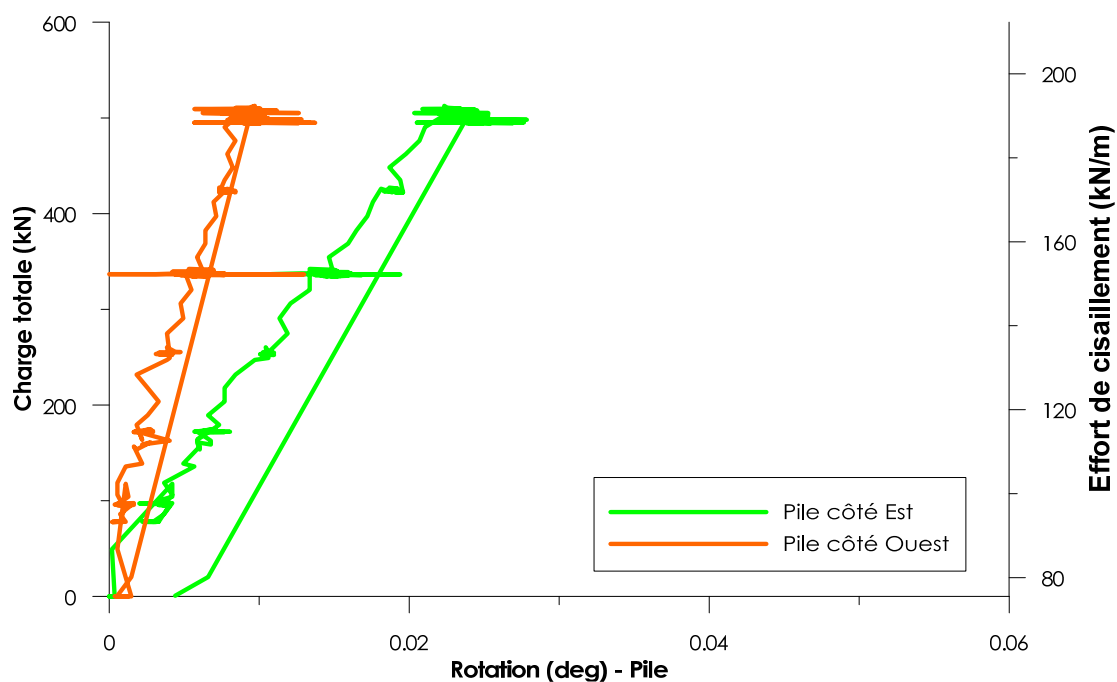


Figure 5.7 – Courbe charge / rotation aux appuis (Pile)

5.1.1.5 Flèche

Tel que décrit dans le chapitre traitant de l'instrumentation, il y avait en tout cinq capteurs de flèche par travée, disposés comme illustré sur la Figure 5.8 :

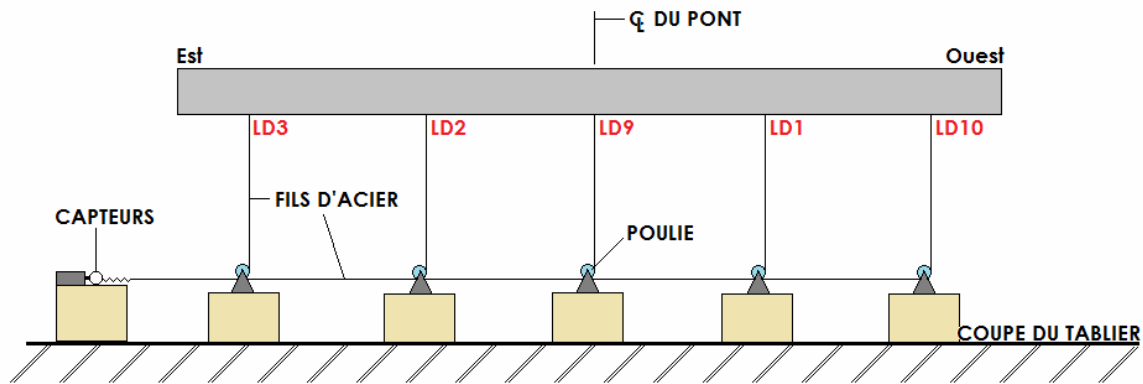


Figure 5.8 - Disposition des capteurs de flèche

La zone d'application de la charge pour le cas de chargement 1 étant du côté Est du tablier, il était attendu que les capteurs LD3, LD2 et LD9 enregistrent les plus grandes flèches, comme l'illustre la Figure 5.9, où la valeur maximale avoisine 1.4 mm. Les lectures semblent saccadées, peut-être dû au frottement dans le système de poulies qui s'ajoute au chargement par paliers.

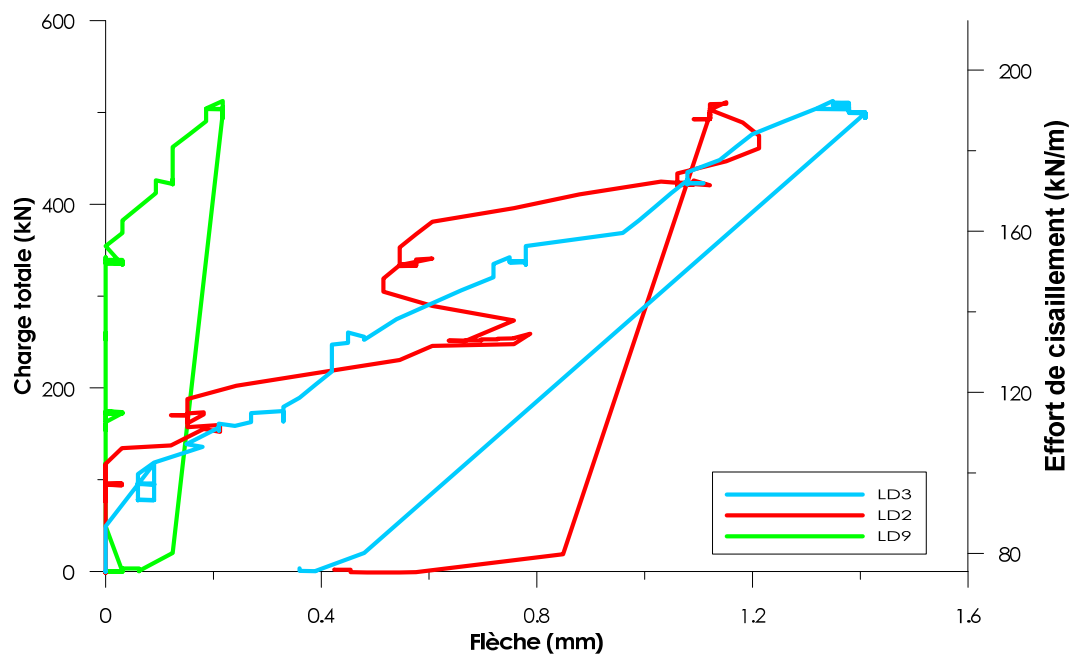


Figure 5.9 – Courbe charge / flèche du tablier

5.1.1.6 Sommaire du cas de chargement 1

Lors de ce cas de chargement, le niveau de charge étant relativement peu élevé, les quantités mesurées par les instruments ont été de faible amplitude. Toutefois les valeurs lues ont été dans un ordre de grandeur et dans la direction appréhendée ce qui indique que les instruments étaient fonctionnels et présentaient un niveau de sensibilité suffisant.

5.1.2 CHARGEMENT 2 - POUTRES P2 À P5

Ce cas de chargement vise à reproduire la charge induite par deux camions CL-625 qui circuleraient simultanément sur le pont, dans deux voies de roulement différentes (Figure 4.20).

5.1.2.1 Charge d'essai

La Figure 5.10 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours de ce cas de chargement est égale à 1014 kN ce qui correspond à un effort de tranchant maximal 220 kN/m selon l'équation 5.2. Le niveau de charge excède la valeur désirée de 18%.

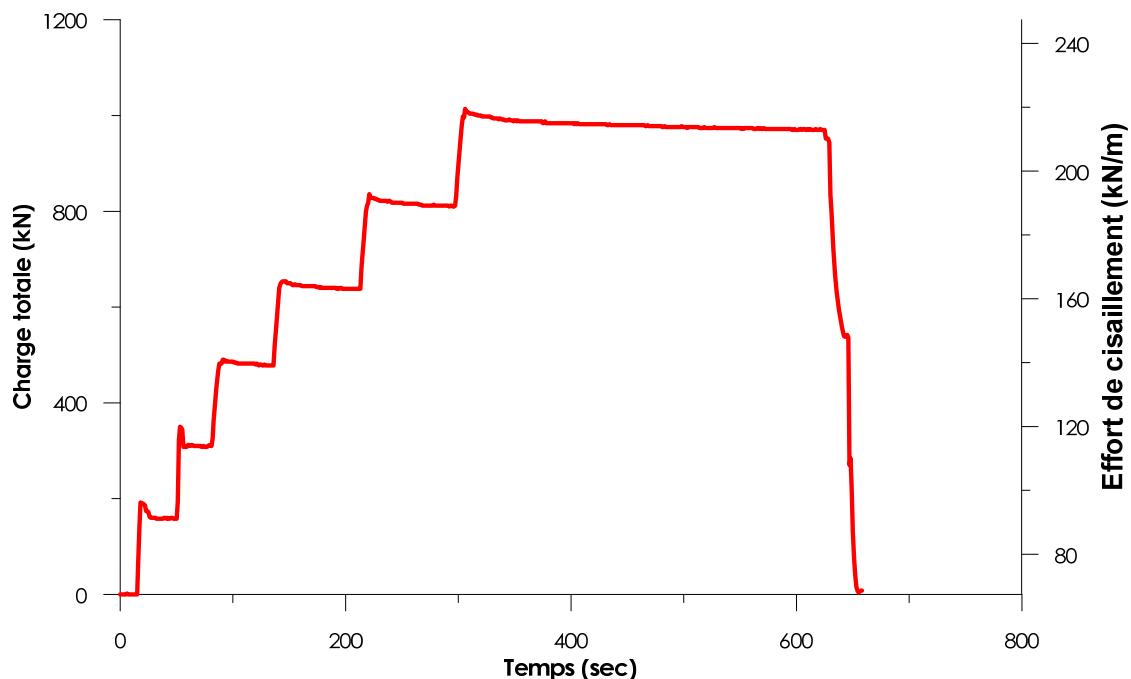


Figure 5.10 – Charge totale appliquée en fonction du temps

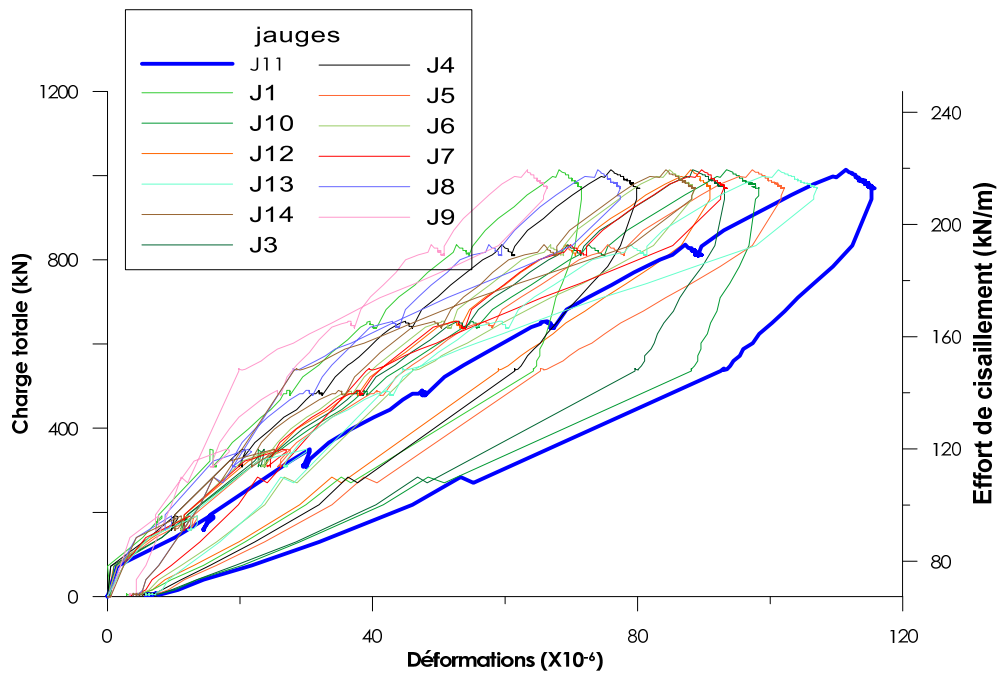


Figure 5.12 – Courbe charge / déformation des barres d'armature en traction

5.1.2.5 Flèche

La zone d'application de la charge pour le cas de chargement 2 étant centrée, il était attendu que l'ensemble des capteurs enregistrent des flèches du même ordre de grandeur. Toutefois, les résultats (Figure 5.13) semblent indiquer un mauvais fonctionnement des instruments de mesure, saccadés comme pour le cas de chargement 1. Cependant, la lecture maximale était de 2 mm pour les capteurs 2 et 3.

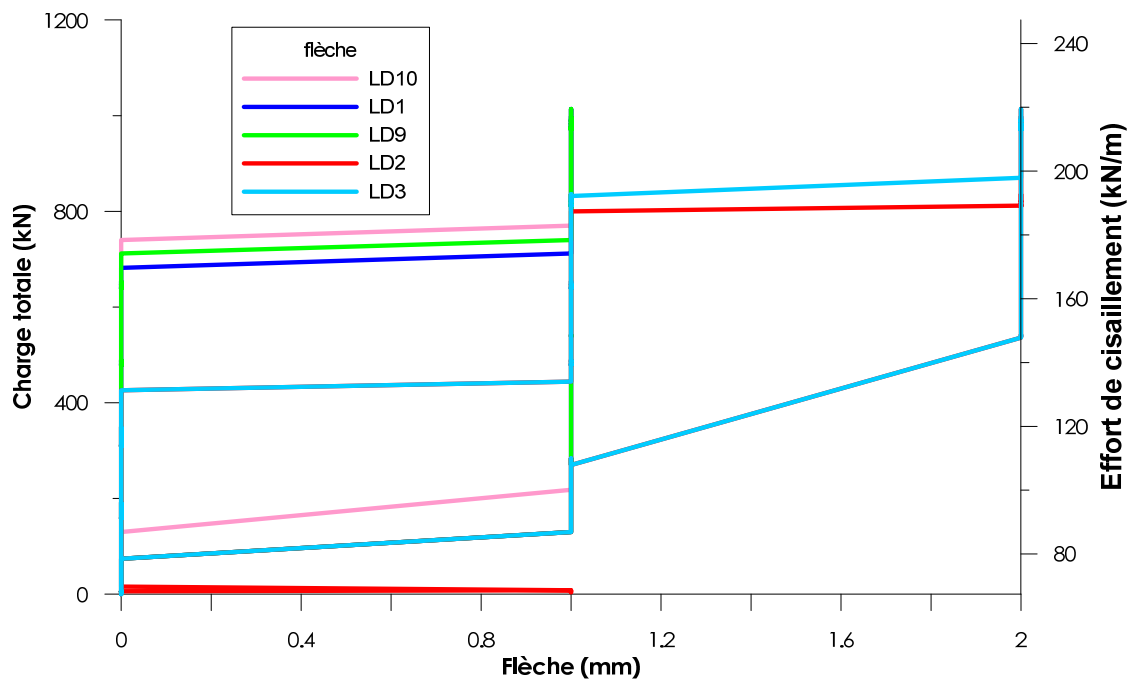


Figure 5.13 – Courbe charge / flèche du tablier

5.1.2.6 Sommaire du cas de chargement 2

Lors de ce cas de chargement, seules les mesures de la charge appliquée et de la déformation des jauges présentent des valeurs interprétables. Les LVDT et les inclinomètres ont enregistré des valeurs petites, de l'ordre de grandeur de la précision des instruments. Ces phénomènes ont disparu pour le cas de chargement 3 pour lequel le niveau de charge a été plus élevé.

5.1.3 CAS DE CHARGEMENT 3

Le cas de chargement 3 ne reproduit pas une charge induite par des camions sur le tablier du pont, mais plutôt un cas de chargement ultime visant à amener le tablier à son point de rupture. L'objectif de ce cas de chargement est d'évaluer le comportement de la dalle épaisse à un niveau de chargement extrême.

5.1.3.1 Charge d'essai

La Figure 5.14 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours du cas de chargement est égale à 4180 kN. Selon l'équation 5.3 cela correspond à un effort de cisaillement de 544 kN/m.

Durant ce chargement, divers modes de défaillance sont survenus. À une charge de 2000 kN les premiers signes d'une rupture à l'effort tranchant localisée ont été observés sur le côté

Nord-Est. L'essai a été interrompu à ce moment (Figure 5.14). La rupture a été très progressive, étant principalement en flexion du côté Ouest et en cisaillement du côté Est, comme le montre les Figure 5.15 et Figure 5.16 respectivement. On note également que la charge appliquée a été doublée entre la rupture locale en cisaillement et la rupture finale en flexion/cisaillement.

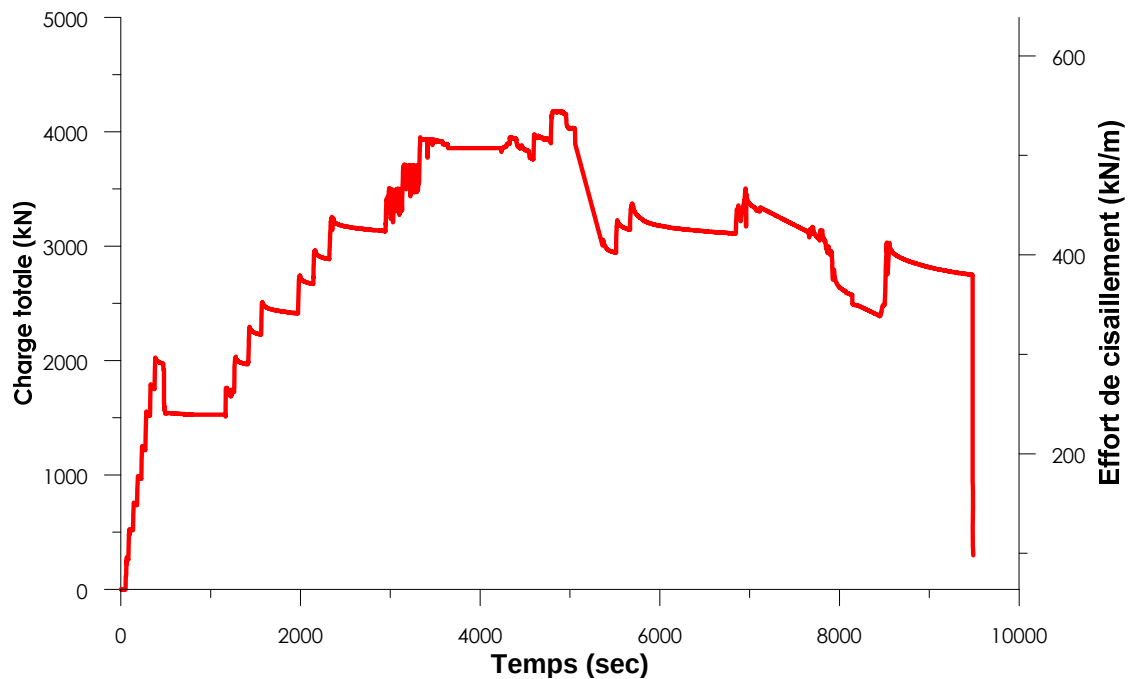


Figure 5.14 – Charge totale appliquée en fonction du temps



Figure 5.15 – Rupture en flexion du côté Nord-Ouest



Figure 5.16 – Rupture en cisaillement du côté Nord-Est

5.1.3.2 Ouverture des fissures

La Figure 5.17 et la Figure 5.18 illustrent les déplacements mesurés par les LVDT verticaux et inclinés respectivement. Les figures indiquent que les LVDT ont enregistré des déplacements d'une valeur maximale de l'ordre de 38 mm qui correspond à la course maximale du capteur. Le plateau formé par les courbes entre 10 mm et 38 mm indique clairement que la rupture du tablier s'était produite et que le tablier était dans un mode de rupture ductile.

La Figure 5.19 indique la position des LVDT par rapport à la fissure de cisaillement alors que la Figure 5.20 et la Figure 5.21 présentent les lectures des LVDT dans la phase de développement de la rupture. Pour les LVDT verticaux, les changements brusques de comportement indiquent clairement l'initiation des fissures. Pour les LVDT inclinés, la formation des fissures coïncide avec la fin du comportement élastique. L'examen de ces figures permet de noter que la fissure de cisaillement a été captée en premier par le LVDT #3 à une charge égale à environ 1500 kN. Par la suite la fissure s'est propagée vers la travée dans la zone potentiellement plus faible comme indiqué par les LVDT #5 et #6. Par la suite la fissure s'est propagée à progressée dans les deux directions comme indiqué par les mesures des LVDT #7, #8 et #2. Lors de la Commission Johnson [1] il a été indiqué que l'état limite ultime en cisaillement survient lorsque l'ouverture de fissure excède environ 0.2 mm sur la hauteur totale de la zone efficace de cisaillement dans le cas d'une section non armée en cisaillement. Dans le cas présent cette situation a été atteinte à une charge variant entre 2000 kN, 2500 kN et 3000 kN pour les LVDT #3, #5 et #7 respectivement. La situation à environ 2500 kN est montrée sur la Figure 5.19. Cette condition est assumée correspondre à l'atteinte de l'état limite ultime localisé en cisaillement. Cette rupture localisée s'est produite à un niveau de charge correspondant à environ 60% de la charge de rupture finale.

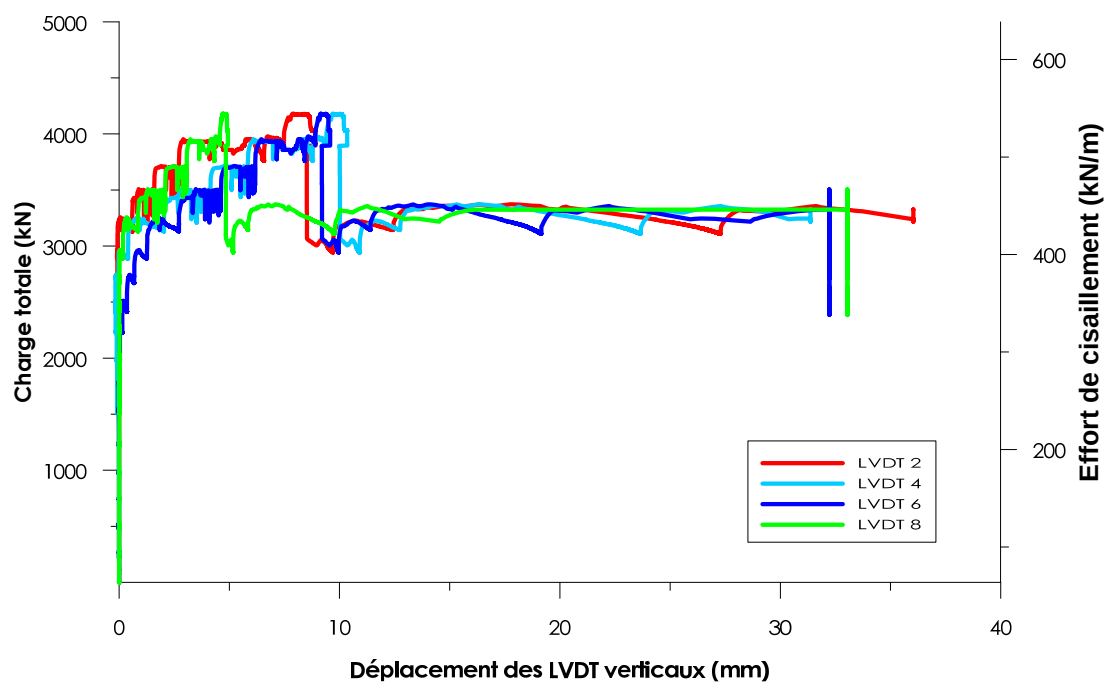


Figure 5.17 – Courbe charge / déplacement des LVDT verticaux

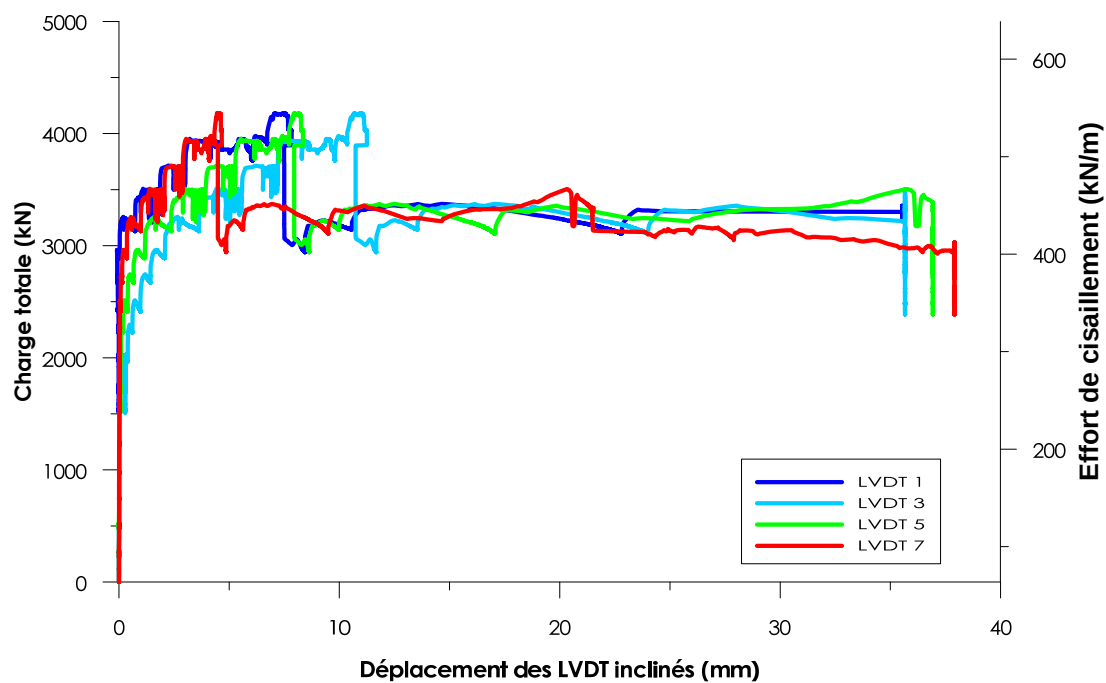


Figure 5.18 – Courbe charge / déplacement des LVDT inclinés

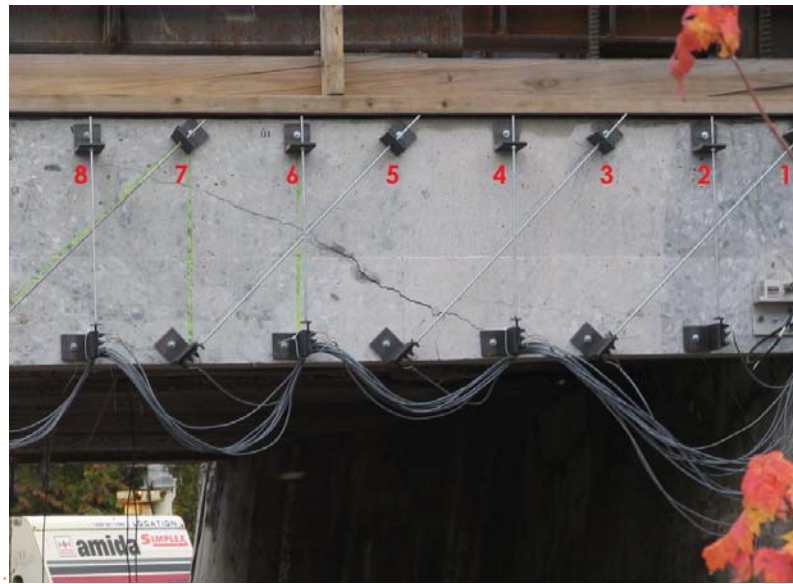


Figure 5.19 – Position des LVDT

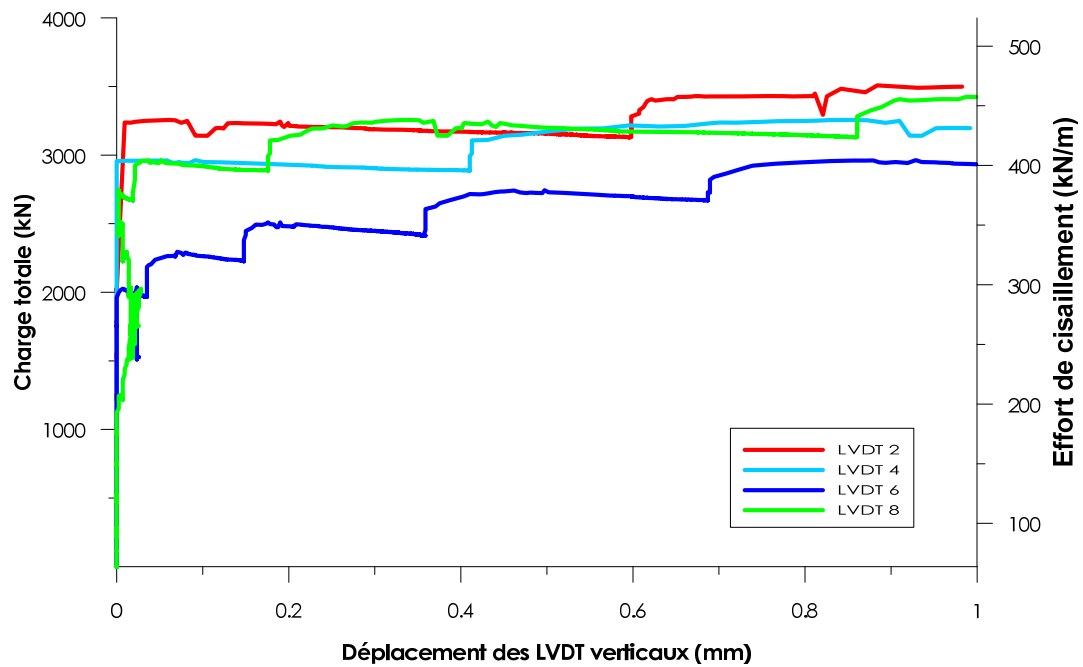


Figure 5.20 – Courbe charge / déplacement des LVDT verticaux

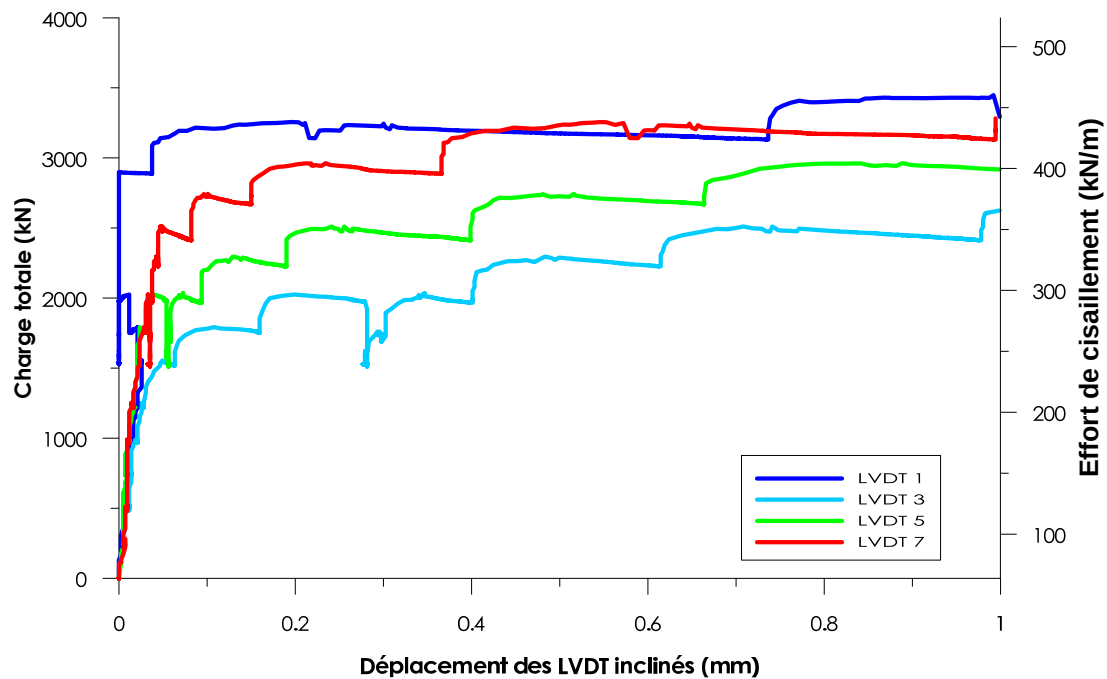


Figure 5.21 – Courbe charge / déplacement des LVDT inclinés

5.1.3.3 Rotation aux appuis

Tel qu'attendu, puisque le tablier est chargé sur sa pleine largeur, les rotations mesurées de chaque côté du tablier étaient symétriques comme illustré sur la Figure 5.22 où l'on remarque aussi que la rotation maximale a été atteinte par le capteur situé du côté Est de la culée, endroit de la rupture de la dalle, avec un maximum de l'ordre de 5.5 degrés.

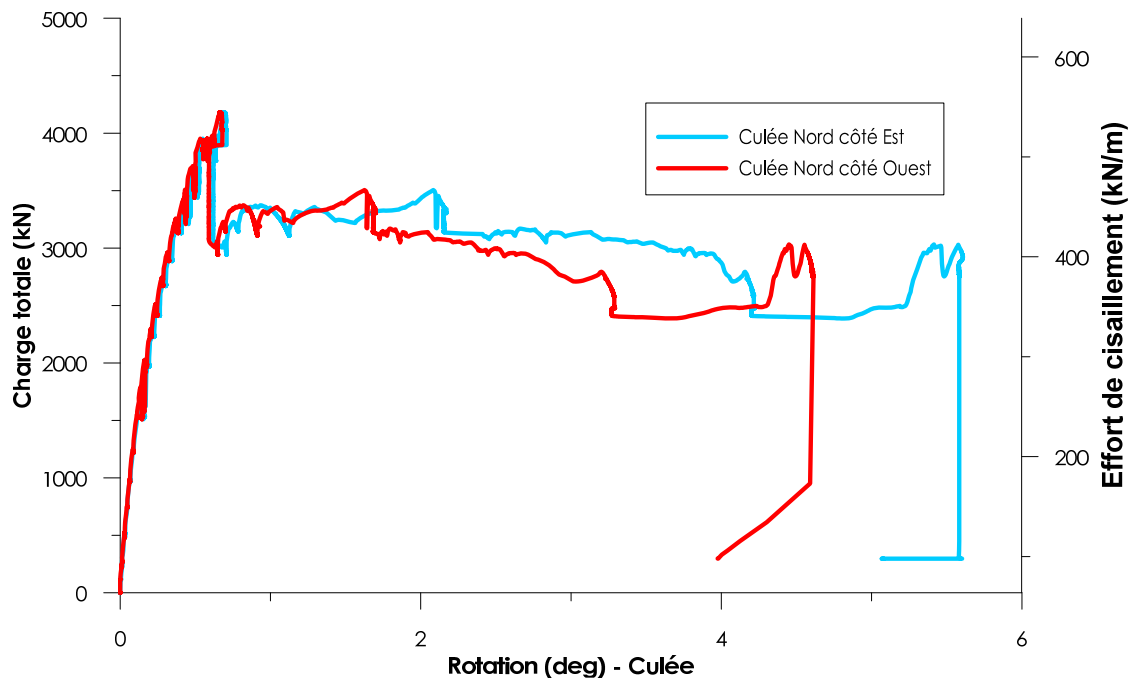


Figure 5.22 – Courbe charge / rotation aux appuis (Culée Nord)

Le capteur situé du côté Ouest de la pile présente une rotation maximale trois fois moins importante que celle obtenue à la culée, soit environ 2 degrés (Figure 5.23). Cette valeur est tout à fait logique vu que le point d'application de la charge se trouve beaucoup plus près de la culée. Il est à noter que les résultats fournis par le capteur situé du côté Est de la pile étaient négligeables et qu'ils n'ont pas été présentés.

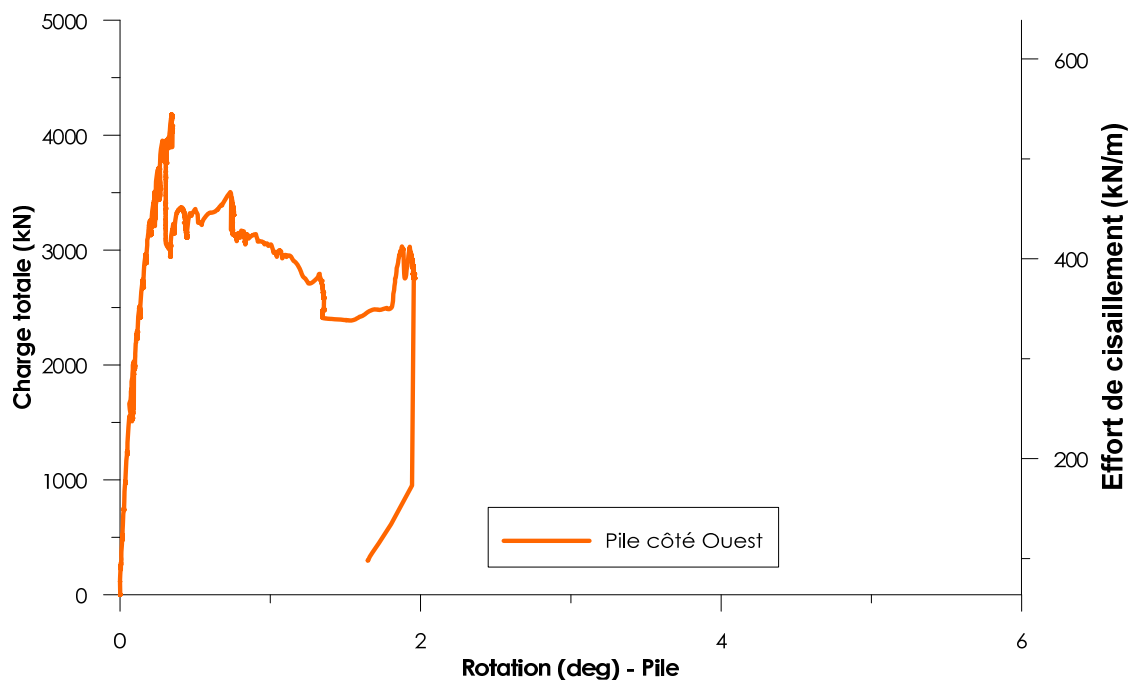


Figure 5.23 – Courbe charge / rotation aux appuis (Pile)

5.1.3.4 Déformation des barres d'armature en traction

Les mesures des déformations des barres en d'armature de flexion ont été séparées en deux groupes afin d'en faciliter la lecture, soit un graphique pour les jauges 3 à 9 (Figure 5.24) et un autre pour les jauges 11 à 14 (Figure 5.25). Il est à noter que les résultats des jauges 1, 2 et 10 n'étaient pas utilisables et ont été exclues des graphiques. On note un changement de pente autour de 2000 kN. Ce phénomène pourrait être attribué à la fissuration qui survient plus tardivement dû aux contraintes offertes par les appuis.

La lecture de ces graphiques indique que les déformations maximales des barres en traction sont de l'ordre de 14 000 $\mu\epsilon$ (jauges 11 et 14). Pour une limite élastique de 400 MPa, la déformation correspondant à la plastification est égale à 2000 $\mu\epsilon$. On peut constater que pour les jauges #3 à #9, ce niveau de déformation a été presque atteint à la charge maximale ce qui signifie qu'il est fort probable que la plastification ait été atteinte dans l'armature de flexion située à la section critique. Cela signifie donc que l'atteinte de l'état limite ultime localisé en cisaillement à 1500 kN n'a pas entraînée la rupture qui est survenue en flexion à une charge beaucoup plus élevée. Aussi, il est intéressant de remarquer que la majorité des courbes des résultats présentent un retour élastique des déformations une fois la charge retirée en fin d'essai.

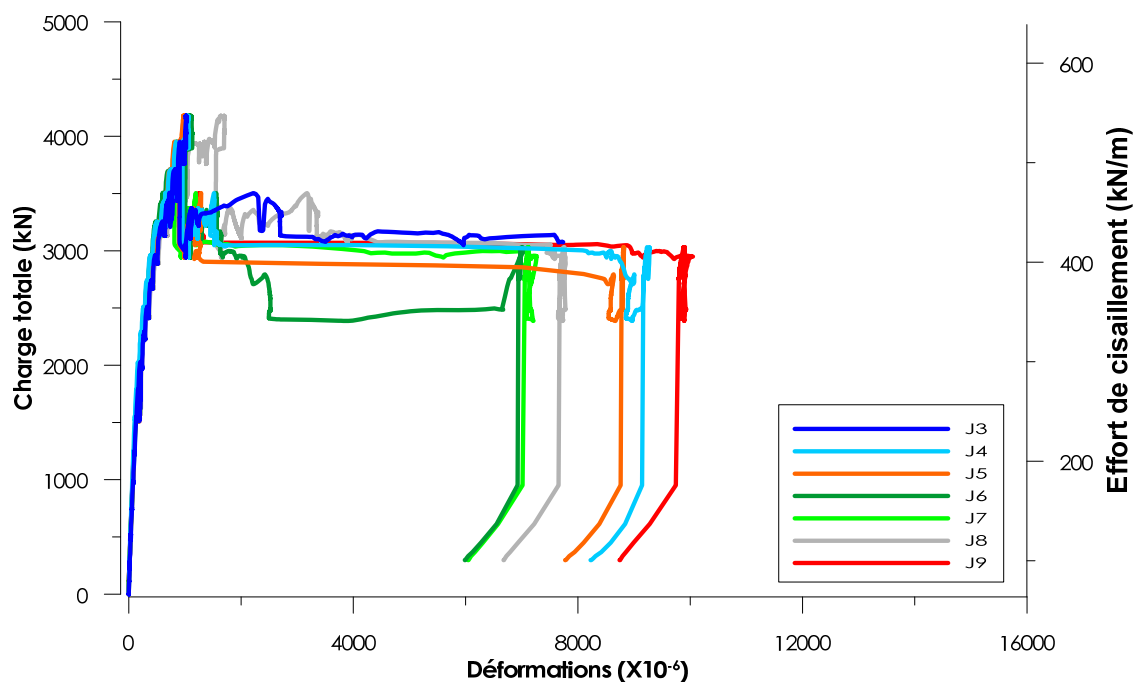


Figure 5.24 – Courbe charge / déformation (jauges 3 à 9)

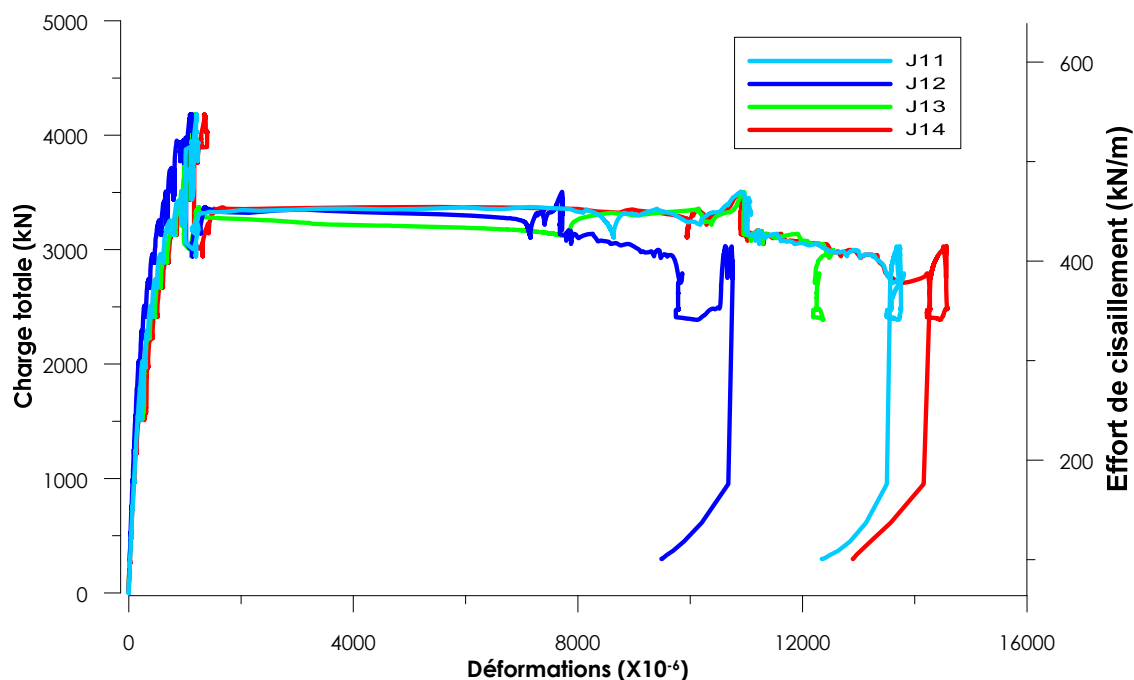


Figure 5.25 – Courbe charge / déformation (jauges 11 à 14)

5.1.3.5 Flèche

La Figure 5.26 montre que tous les capteurs répartis sur la largeur du tablier ont enregistrés des mesures de flèche dont les maximums oscillent autour de 20 mm à la charge maximale et 140 mm à la fin de l'essai. On note le caractère très ductile de la rupture.

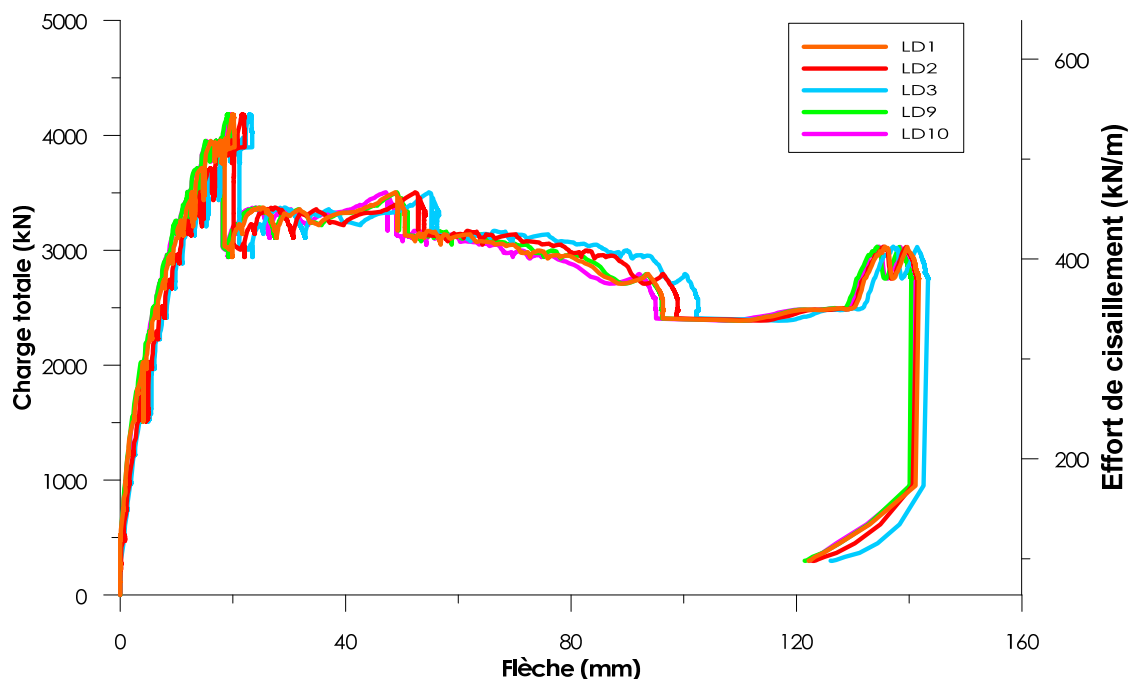


Figure 5.26 – Courbe charge / flèche du tablier

5.1.3.6 Sommaire du cas de chargement 3

Lors de ce chargement, la dalle épaisse sans armature de cisaillement a été soumise à une charge progressive sur sa pleine largeur dans le but de provoquer la rupture de celle-ci. Tel qu'espéré, une rupture localisée en cisaillement s'est bel et bien produite et elle est survenue dans la région Nord-Est de la dalle, à l'endroit où les prélèvements par carottage avaient révélé des défauts dans le béton. On a pu apercevoir de très larges fissures de cisaillement se former à cet endroit et des fissures de flexion assez importantes à d'autres endroits, notamment sur la face Ouest de la dalle.

L'état limite de cisaillement a été atteint localement pour une charge 2500 kN appliquée par les vérins. Selon l'équation 5.2, cela correspond à un effort de cisaillement de 1375 kN à une section située à 1.5 m de la culée, où la dalle présentait une zone de faiblesse. Cette valeur correspond à un effort tranchant de 153 kN/m. Cette valeur correspond aussi à un facteur $0.07\sqrt{f'_c}$, une valeur égale à environ 40% de la résistance usuelle du béton sain.

Ci-après, quelques photos illustrent la progression de la fissure principale en cisaillement jusqu'à la rupture du tablier :



Figure 5.27 – Fissure en cisaillement – 1 de 4 ($V \approx 350 \text{ kN/m}$)



Figure 5.28 – Fissure en cisaillement – 2 de 4 ($V \approx 450 \text{ kN/m}$)



Figure 5.29 – Fissure en cisaillement – 3 de 4 (Charge maximale: $V \approx 450 \text{ kN/m}$)



Figure 5.30 – Fissure en cisaillement – 4 de 4 (post-pic)

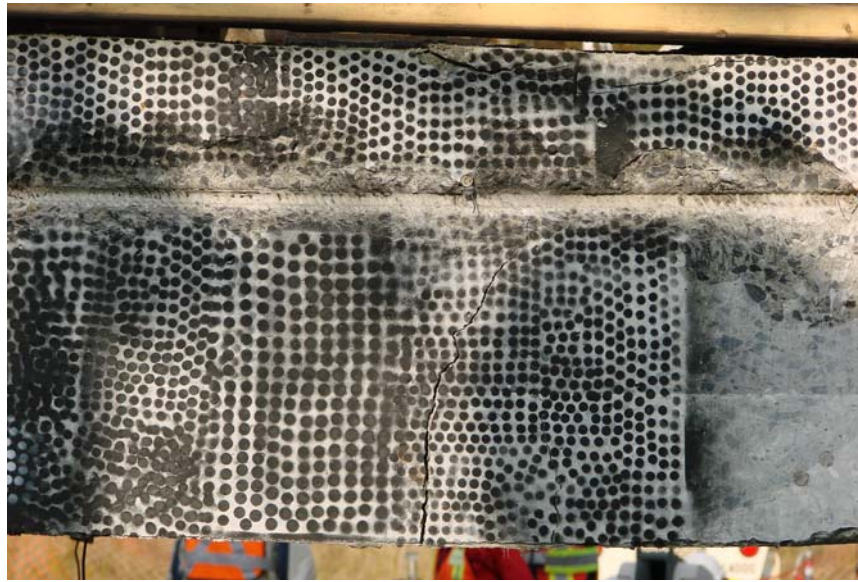


Figure 5.31 – Fissures de flexion sur la face Ouest de la dalle

5.2 ESSAI 2 – TRAVÉE SUD

5.2.1 CHARGEMENT 1 – DEUX VOIES DE ROULEMENT EN ALTERNANCE

Tout comme pour l'essai 1, les résultats du cas de chargement 1 sont présentés pour les poutres P2 et P3.

5.2.1.1 Charge d'essai

La Figure 5.32 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours du chargement de P2 et P3 est de 543 kN, ce qui correspond à un effort de tranchant maximal à la culée 200 kN/m. Cette charge excède la charge désirée de 8%.

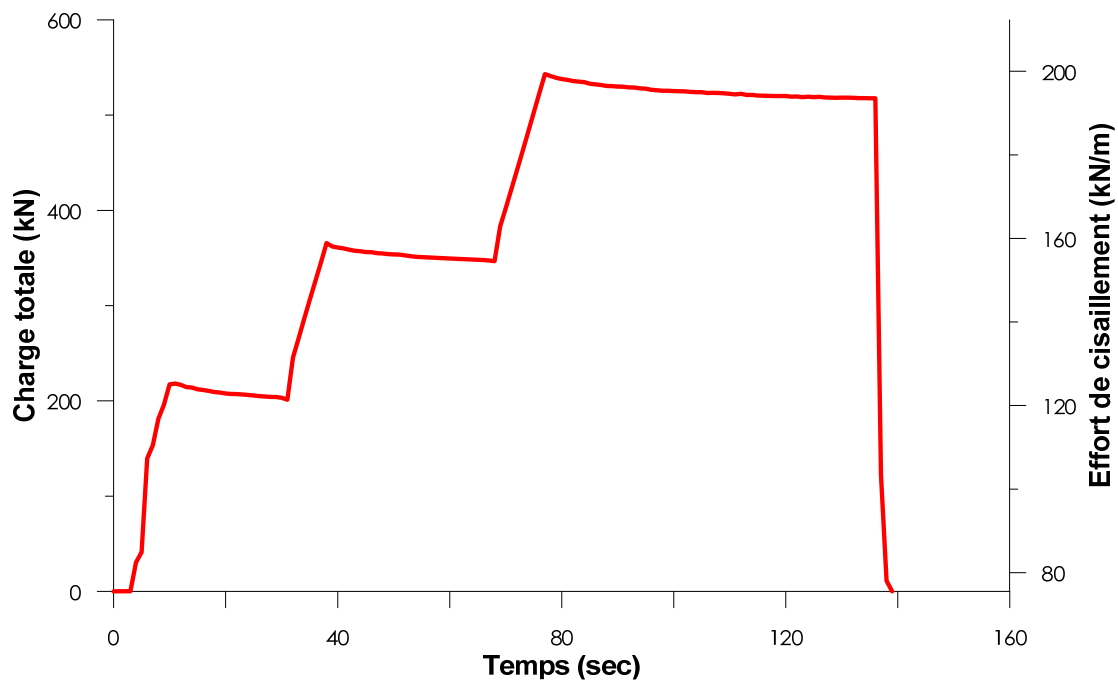


Figure 5.32 – Charge totale appliquée en fonction du temps

5.2.1.2 Ouverture des fissures

Les valeurs mesurées par les LVDT pour ce cas de chargement étaient petites, de l'ordre de grandeur de la précision de l'instrument.

5.2.1.3 Déformation des barres d'armature en traction

Le cas de chargement étudié simule le passage d'un CL-625 sur la voie de roulement 1. Les jauges les plus sollicitées seront donc celles dans la moitié du tablier où se situe cette voie de roulement. Ainsi, les déformations les plus importantes ont été trouvées au niveau des jauges 23 à 25 et 30 à 34 (Figure 5.33 et Figure 5.34). Les jauges éloignées de la zone de chargement ont été tracées en bleu pâle. Selon ces résultats, des déformations maximales de l'ordre de 90 $\mu\epsilon$ ont été atteintes par les jauges #24 et #25.

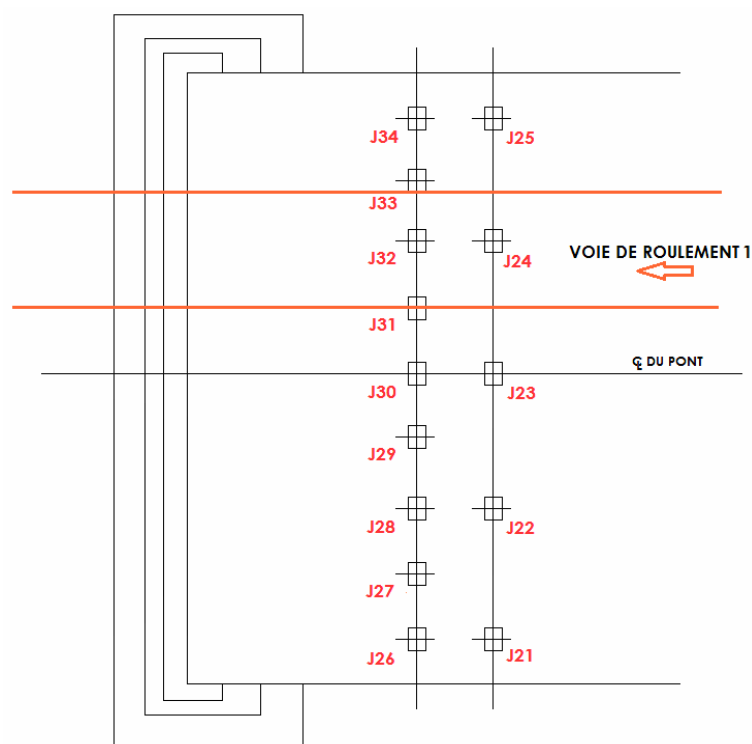


Figure 5.33 – Disposition des jauges de déformation

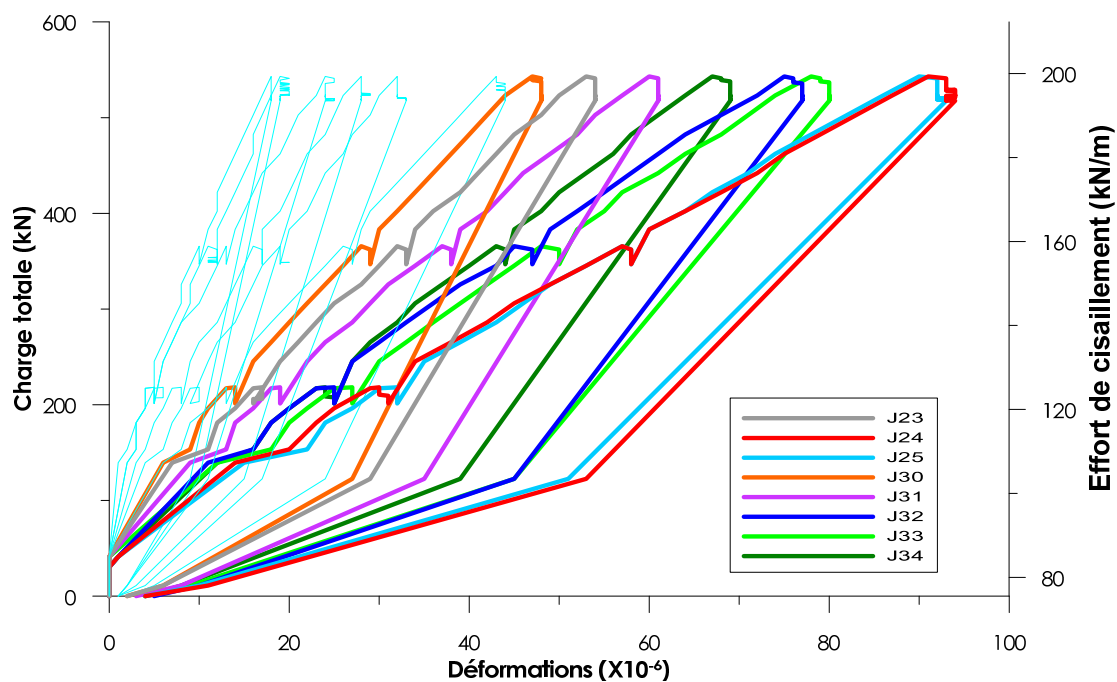


Figure 5.34 – Courbe charge / déformation des barres d'armature en traction

5.2.1.4 Rotation aux appuis

Les poutres P2 et P3 étant chargées, c'est la partie Ouest du tablier qui subit la plus grande rotation aux appuis (montage tel que pour l'essai 1, donc repères géographiques inverses). C'est ce que l'on constate sur la Figure 5.35, où l'on remarque que la rotation maximale mesurée est de l'ordre d'un dixième de degré sur le côté Ouest de la culée Sud, valeur relativement négligeable. La rotation maximale mesurée à la pile centrale pour le chargement de la voie de roulement du côté Ouest de la travée Sud est de l'ordre de 4 centièmes de degré (Figure 5.36), une valeur inférieure et tout aussi négligeable que celle mesurée à la culée Nord.

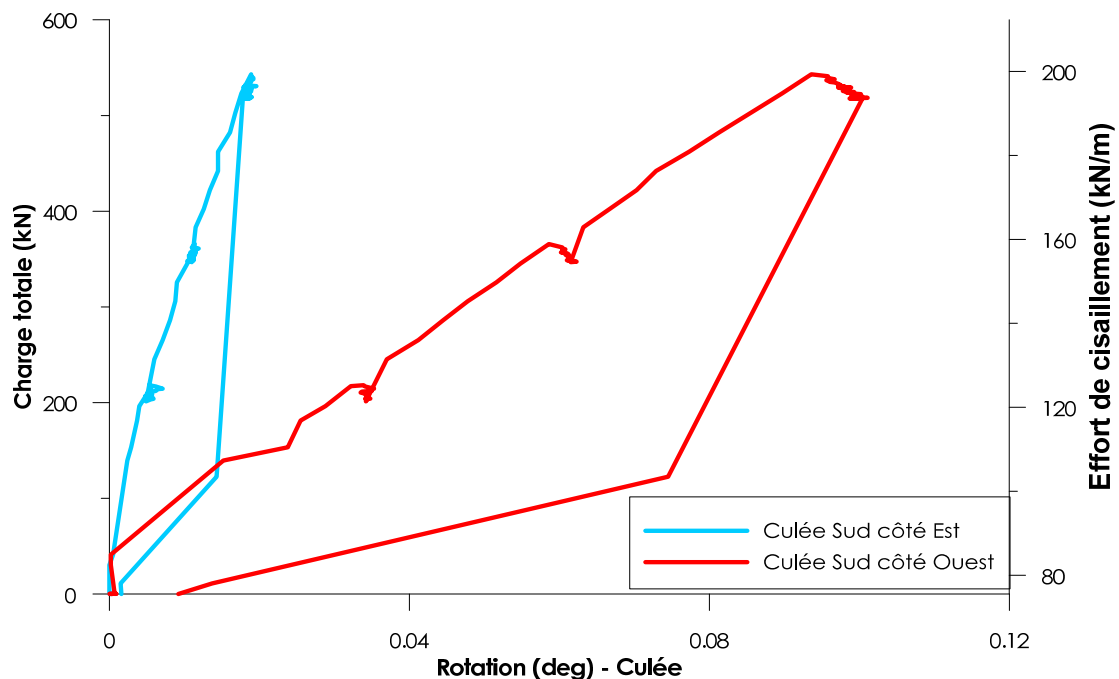


Figure 5.35 – Courbe charge / rotation aux appuis (Culée Sud)

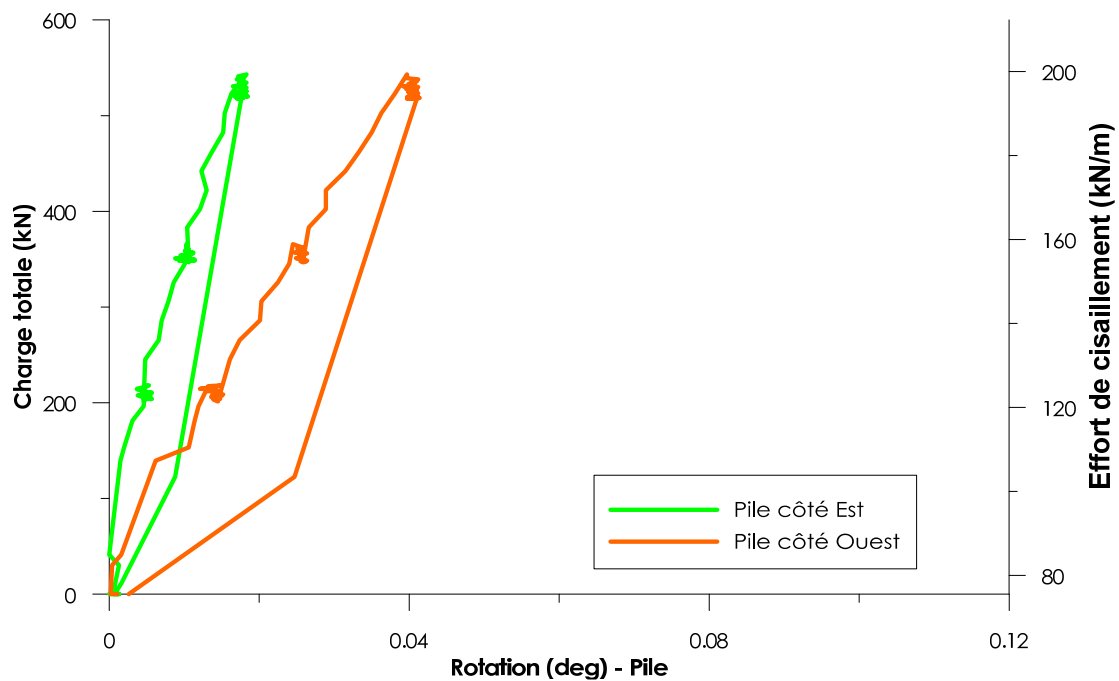


Figure 5.36 – Courbe charge / rotation aux appuis (Pile)

5.2.1.5 Flèche

Tel que décrit dans le chapitre traitant de l'instrumentation, il y avait en tout cinq capteurs de flèche par travée, disposés de la manière suivante :

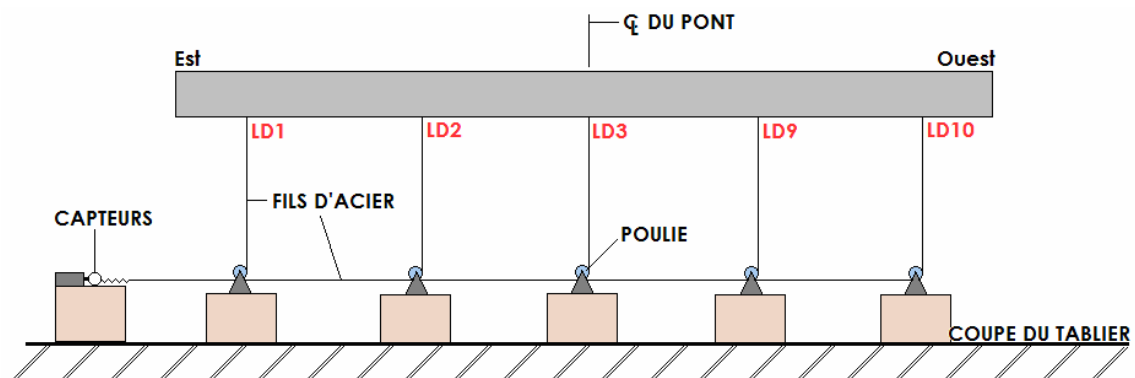


Figure 5.37 - Disposition des capteurs de flèche

La zone d'application de la charge pour le cas de chargement 1 étant du côté Ouest du tablier, il était attendu que les capteurs LD3, LD9 et LD10 enregistrent les plus grandes flèches. Comme l'illustre la Figure 5.38, tous les capteurs répartis sur la largeur du tablier ont enregistré des données similaires, avec des maximums oscillants entre 0.9 et 1.3 mm, ce qui est relativement faible.

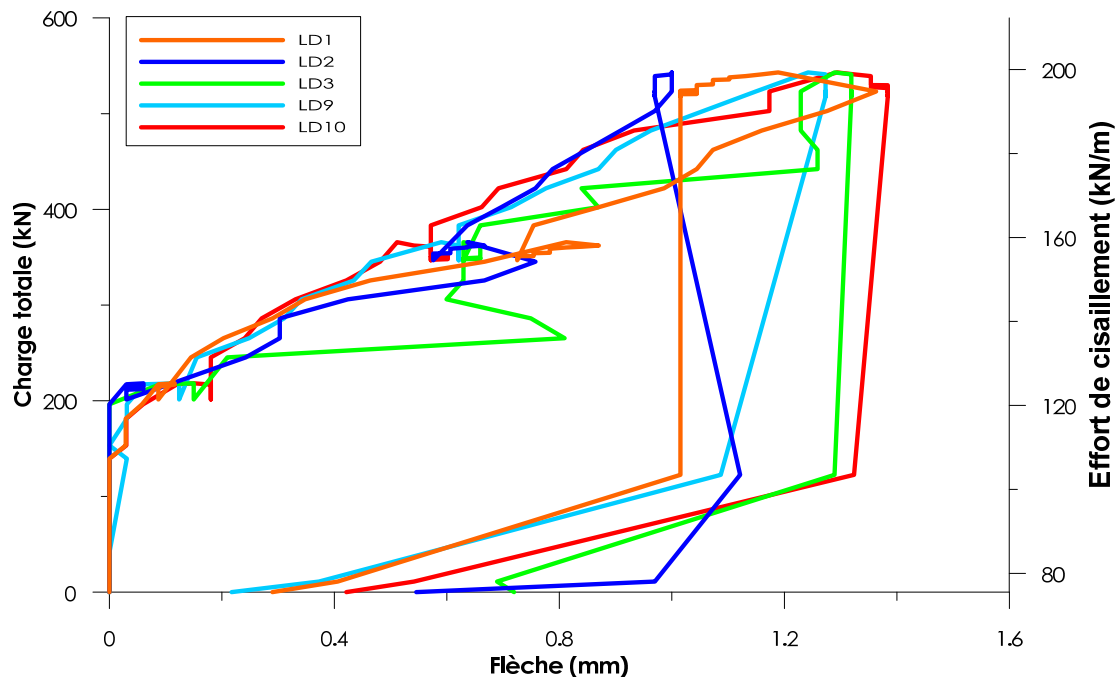


Figure 5.38 – Courbe charge / flèche du tablier

5.2.1.6 Sommaire du cas de chargement 1

Lors de ce cas de chargement, le niveau de charge étant relativement peu élevé, les quantités mesurées par les instruments ont été de faible amplitude. Toutefois, mis à part l'ouverture des fissures pour lesquelles les mesures étaient trop petites, les valeurs lues ont été dans un ordre de grandeur et dans la direction appréhendée ce qui indique que les instruments étaient fonctionnels et présentaient un niveau de sensibilité suffisant.

5.2.2 CHARGEMENT 2 - POUTRES P2 À P5

Ce cas de chargement vise à reproduire la charge induite par deux camions CL-625 qui circuleraient simultanément sur le pont, dans deux voies de roulement différentes (Figure 4.20).

5.2.2.1 Charge d'essai

La Figure 5.39 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours de ce cas de chargement est égale à 1029 kN ce qui correspond à un effort de tranchant maximal 1528 kN sur la dalle et à un effort local calculé selon le code CSA-S6 égal à 209 kN/m. Le niveau de charge excède la valeur désirée.

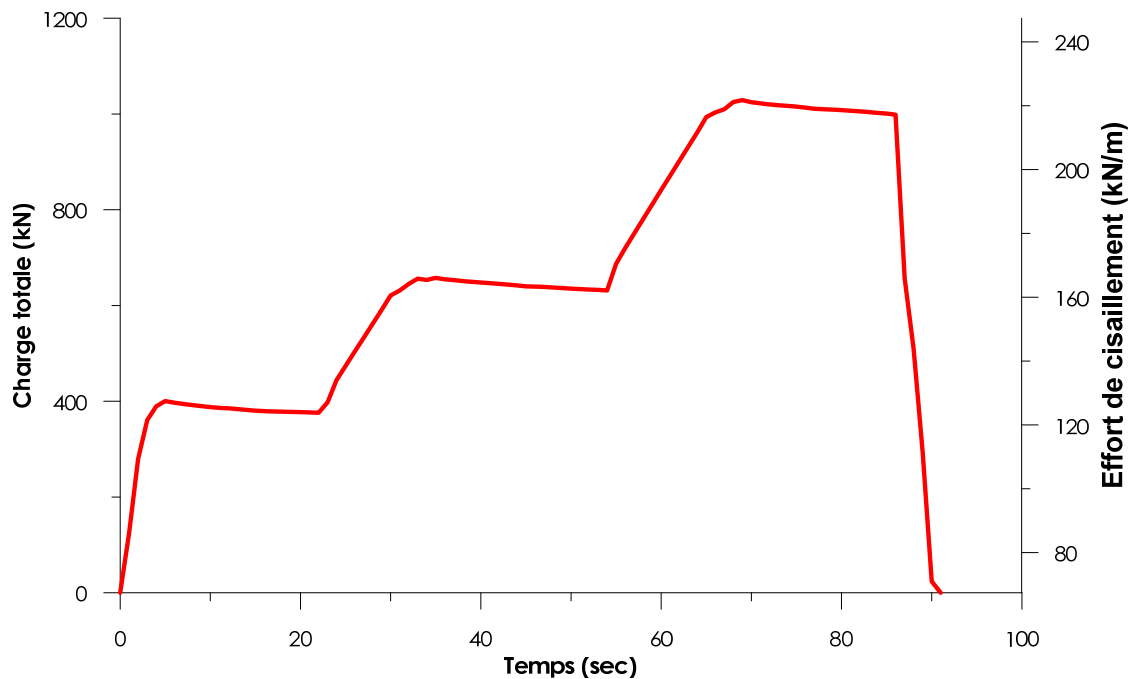


Figure 5.39 – Charge totale appliquée en fonction du temps

5.2.2.2 Ouverture des fissures

La Figure 5.40 et la Figure 5.41 illustrent les déplacements mesurés par les LVDT verticaux et inclinés respectivement. Pour les LVDT verticaux, seules les lectures de deux capteurs ont été conservées, les autres donnant des mesures trop petites, de l'ordre de grandeur de la précision des instruments. Les valeurs négatives lues sont très petites et dans le domaine élastique. Les déformations mesurées par les LVDT inclinés correspondent aux valeurs attendues alors que le raccourcissement capté par les LVDT verticaux est probablement associables au coefficient de Poisson. Pour les LVDT inclinés, des déplacements maximaux de l'ordre de 0.02 mm ont été obtenus.

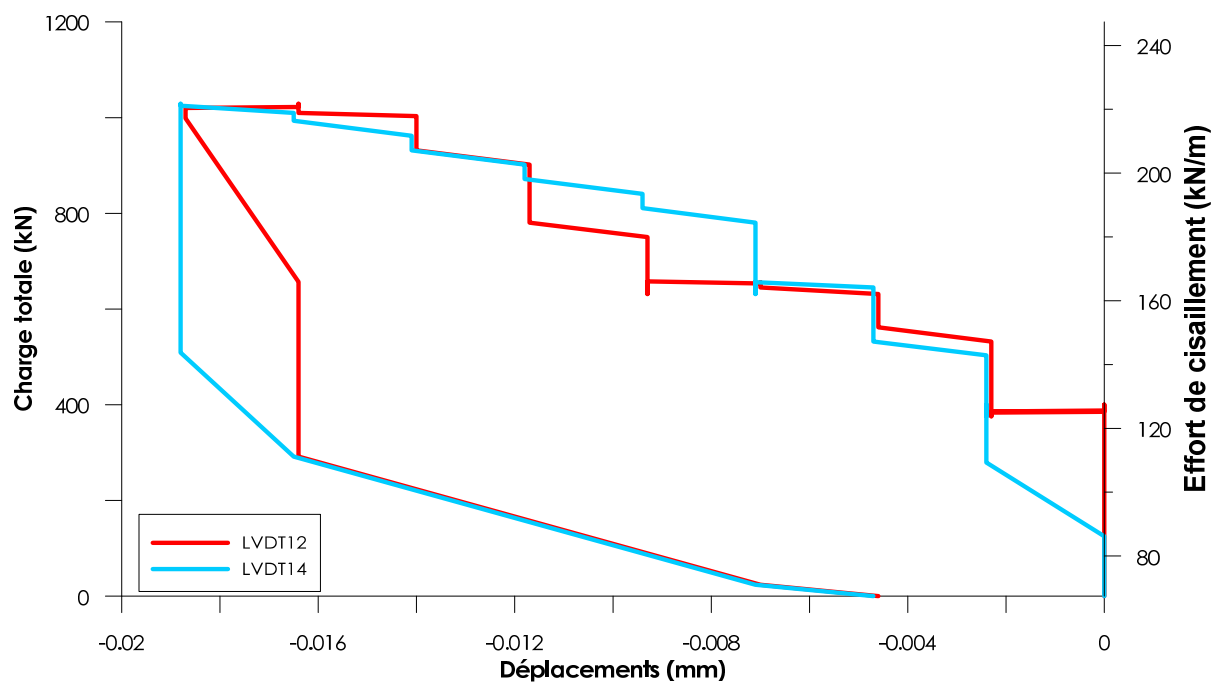


Figure 5.40 – Courbe charge / déplacement des LVDT verticaux

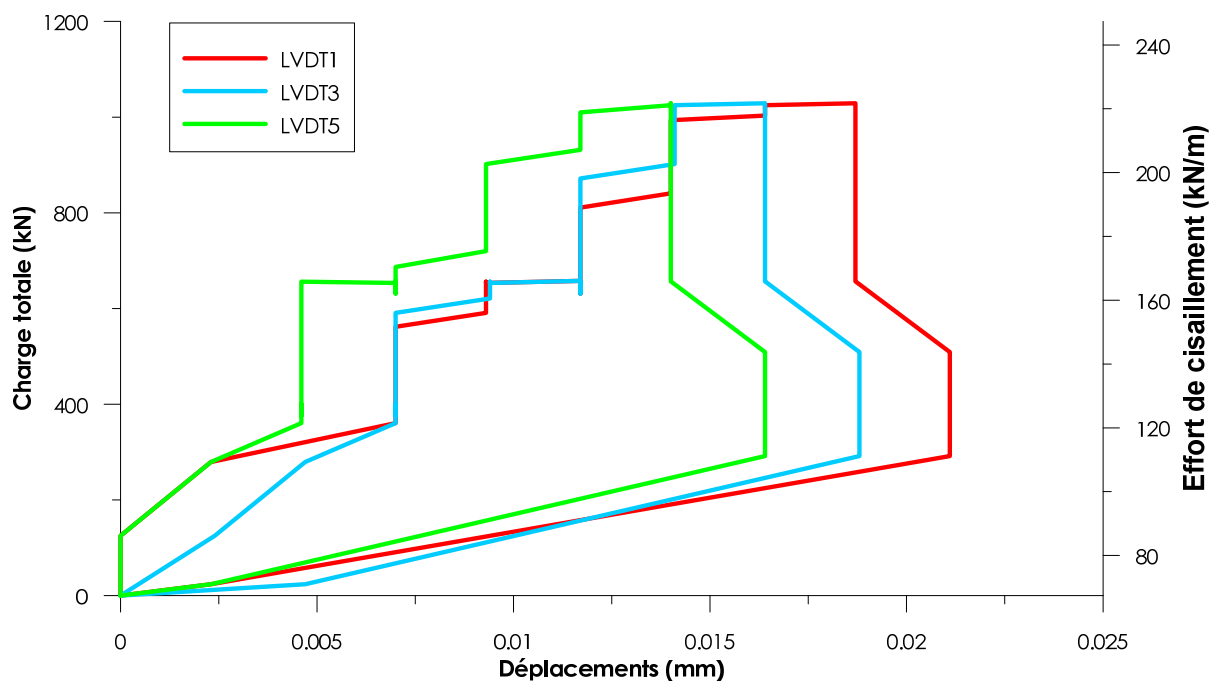


Figure 5.41 – Courbe charge / déplacement des LVDT inclinés

5.2.2.3 Rotation aux appuis

Les poutres P2 à P5 étant chargées, on s'attend à ce que les deux côtés – Est et Ouest – aient des rotations semblables. Les mesures présentées sur la Figure 5.42, indiquent que la rotation maximale mesurée est de l'ordre de 0.12 degré sur le côté Ouest de la culée Sud et de l'ordre de 0.07 degré pour le côté Est. De plus, tel qu'il était attendu, les rotations enregistrées à la culée ont été supérieures à celles enregistrées à la pile. Toutefois, les rotations du côté Ouest étaient plus grande que du côté Est. Aucune conclusion définitive ne peut être tirée de cette particularité mais, tel qu'il sera observé lors du cas de chargement 3, la rupture s'est produite du côté Ouest.

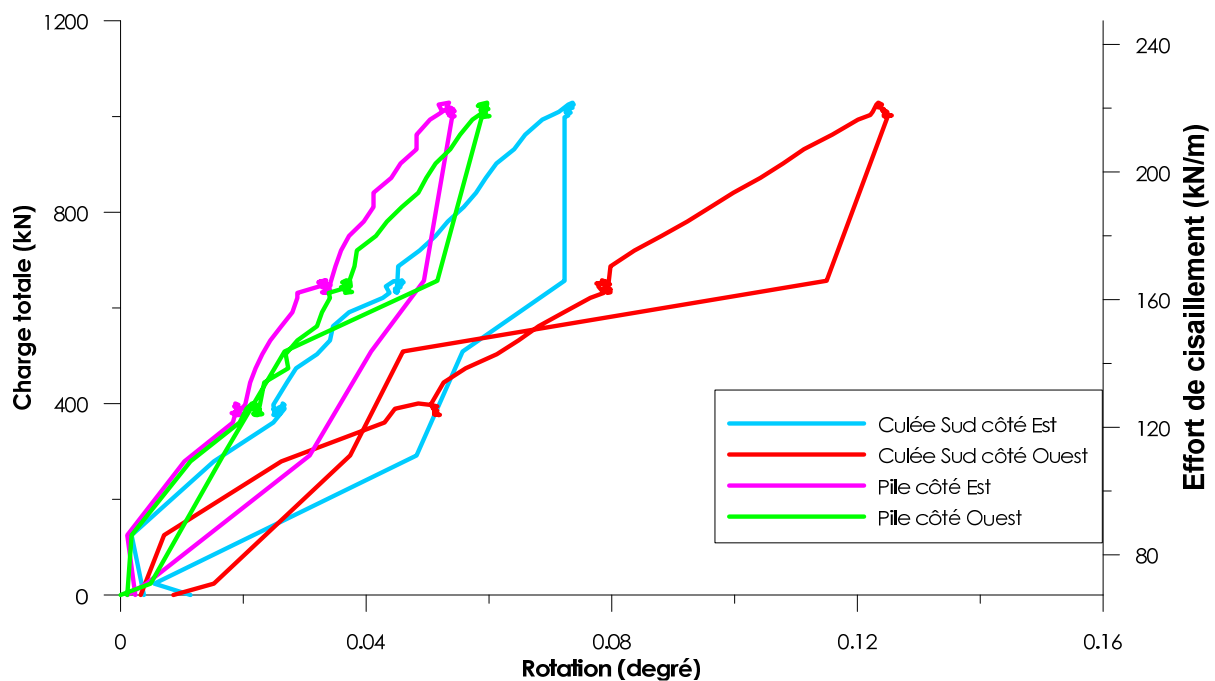


Figure 5.42 – Courbe charge / rotation aux appuis (Culée et Pile)

5.2.2.4 Déformation des barres d'armature en traction

Le cas de chargement étudié simule le passage de deux CL-625 sur les deux voies de roulement théoriques. En principe, toutes les jauges devraient être sollicitées de façon relativement similaire (Figure 5.43). Tel que l'indique ce graphique, les valeurs recueillies par les jauges de déformations présentent toutes des valeurs maximales oscillant entre 70 et 140 $\mu\epsilon$ (J21), les valeurs étant plus grandes pour les jauges situées le plus loin de la culée.

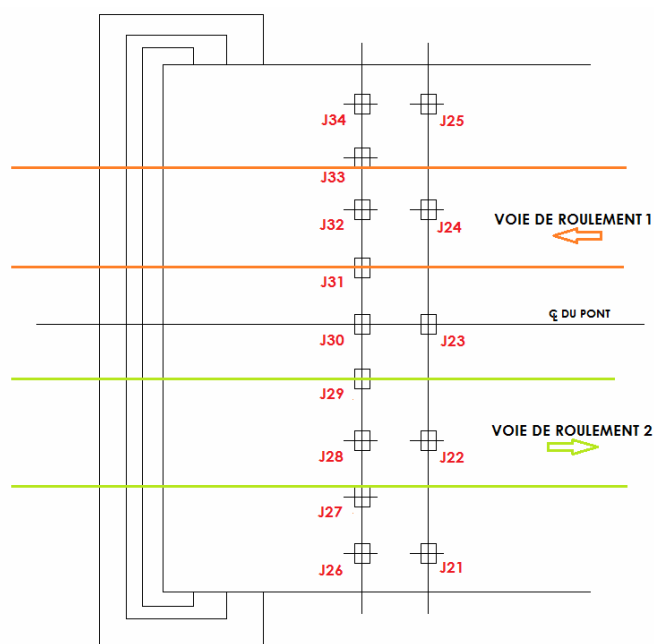


Figure 5.43 - Disposition des jauges de déformation

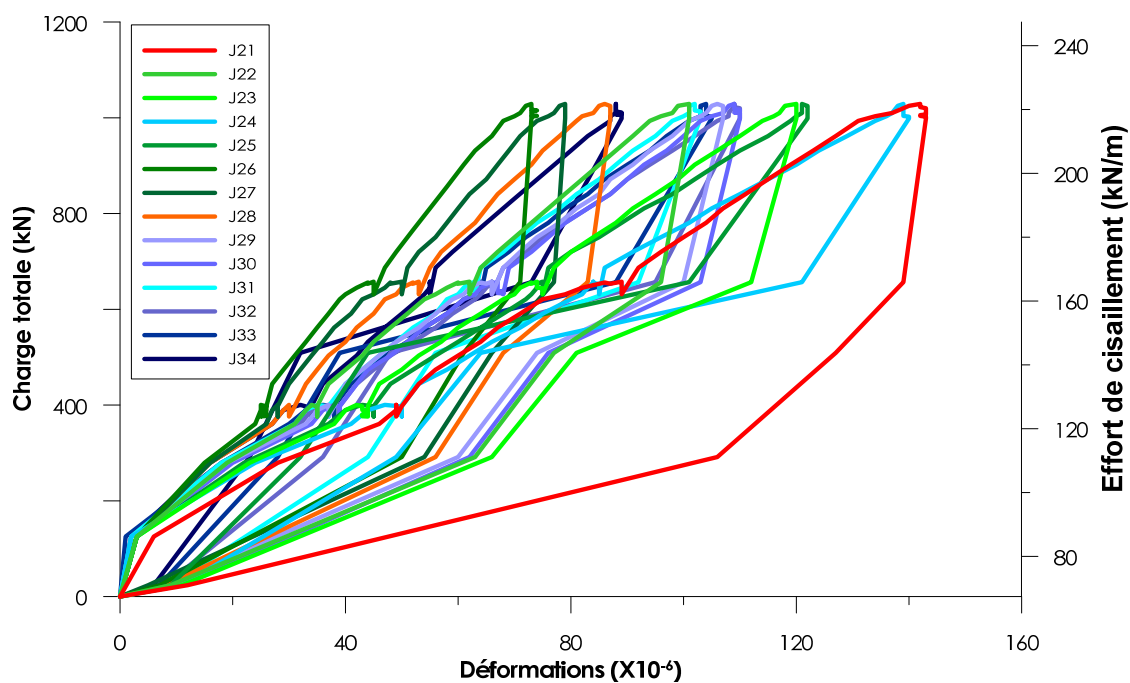


Figure 5.44 – Courbe charge / déformation des barres d'armature en traction

5.2.2.5 Flèche

Les flèches mesurées par les capteurs de déplacement répartis sur la largeur du tablier et présentées sur la Figure 5.45 oscillent entre 2 et 4 mm.

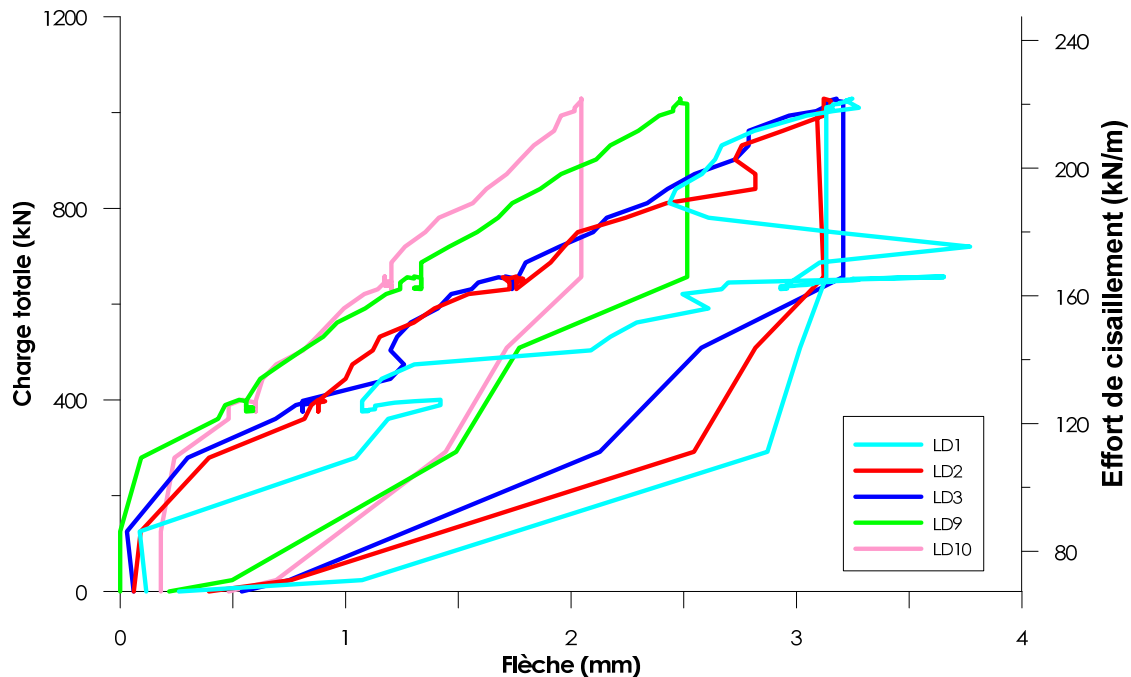


Figure 5.45 – Courbe charge / flèche du tablier

5.2.2.6 Sommaire du cas de chargement 2

Lors de ce cas de chargement, les valeurs mesurées par les instruments ont été dans un ordre de grandeur et dans la direction appréhendée – à l'exception des lectures négatives des LVDT verticaux – ce qui indique que les instruments étaient fonctionnels et présentaient un niveau de sensibilité suffisant.

5.2.3 CAS DE CHARGEMENT 3

Le cas de chargement 3 ne reproduit pas une charge induite par des camions sur le tablier du pont, mais plutôt un cas de chargement ultime visant à amener le tablier à son point de rupture. L'objectif de ce cas de chargement est d'évaluer le comportement de la dalle épaisse à un niveau de chargement extrême.

5.2.3.1 Charge d'essai

La Figure 5.46 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins et l'effort de cisaillement correspondant. Les paliers sont dus à l'activation des pompes des vérins qui

offraient peu de précision sur l'application de la charge et qui étaient actionnés par paliers successifs afin de vérifier le niveau de charge atteint. La charge maximale atteinte au cours du cas de chargement est égale à 5013 kN. Selon l'équation 5.3 cela correspond à un effort de cisaillement de 640 kN/m.

Durant ce chargement il n'a pas été possible d'amener le pont à la rupture dû au manque de capacité des vérins dont la capacité maximale théorique était de 5300 kN, suffisamment selon les prédictions obtenues des propriétés nominales. Néanmoins, l'état limite ultime associé à une rupture en cisaillement a été observé. À une charge de près de 2700 kN les premiers signes d'une rupture localisée en cisaillement ont été observés sur le côté Sud-Ouest. La rupture a été très progressive, étant principalement en cisaillement du côté Ouest et comme le montre la Figure 5.47 et la Figure 5.48 respectivement. On note également que la charge appliquée a été doublée entre le début de la rupture locale en cisaillement et la charge maximale appliquée.

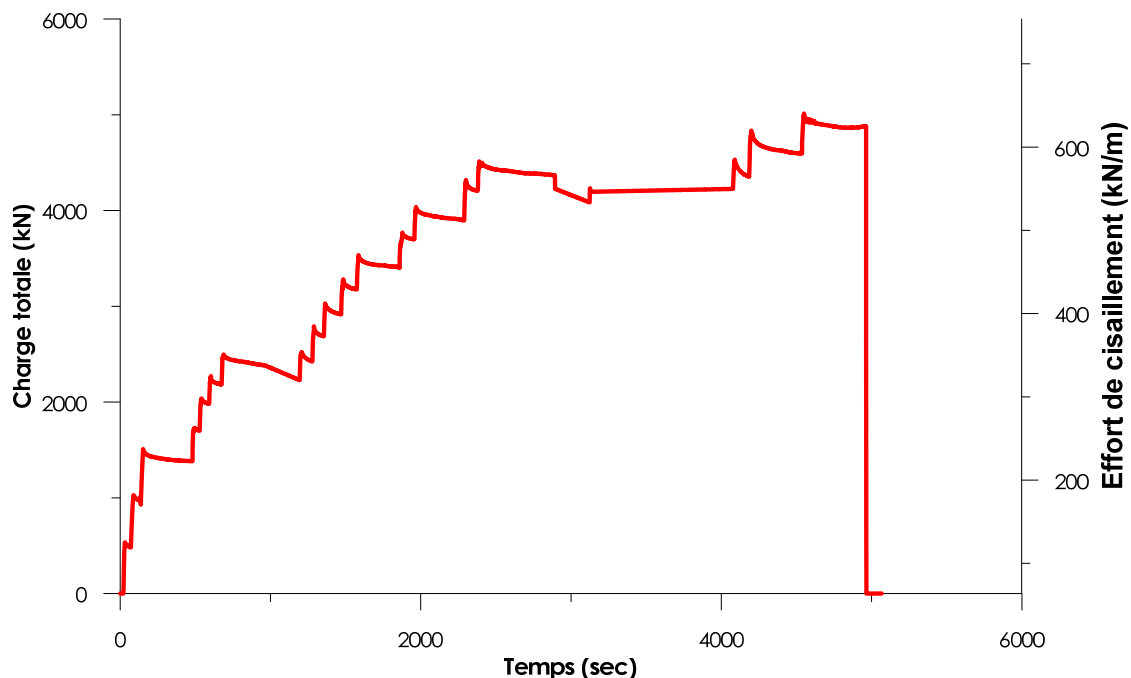


Figure 5.46 – Charge totale appliquée en fonction du temps

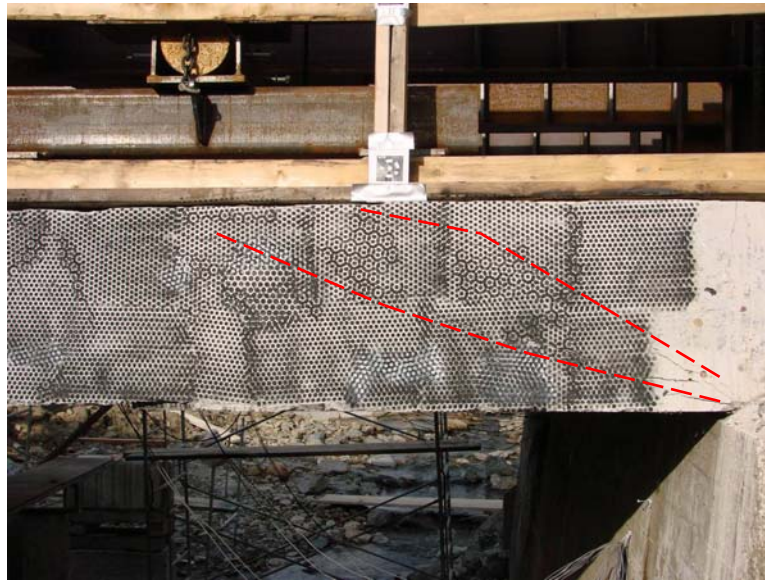


Figure 5.47 – Rupture en cisaillement du côté Sud-Ouest



Figure 5.48 – Rupture partielle en flexion du côté Sud-Est

5.2.3.2 Ouverture des fissures

La Figure 5.49 regroupe les courbes des déplacements des LVDT verticaux et inclinés dont les résultats sont intéressants à analyser. Malgré que les déplacements mesurés oscillent entre 0.3 et 0.5 mm, on note qu'il y a probablement eu l'initiation d'une fissure de cisaillement vers 2200 kN (LVDT 6 et 7) marqué par le changement de pente des mesures des capteurs.

Toutefois le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm indiqué précédemment survient pour une charge d'environ 3200 kN pour les LVDT #5 et #7.

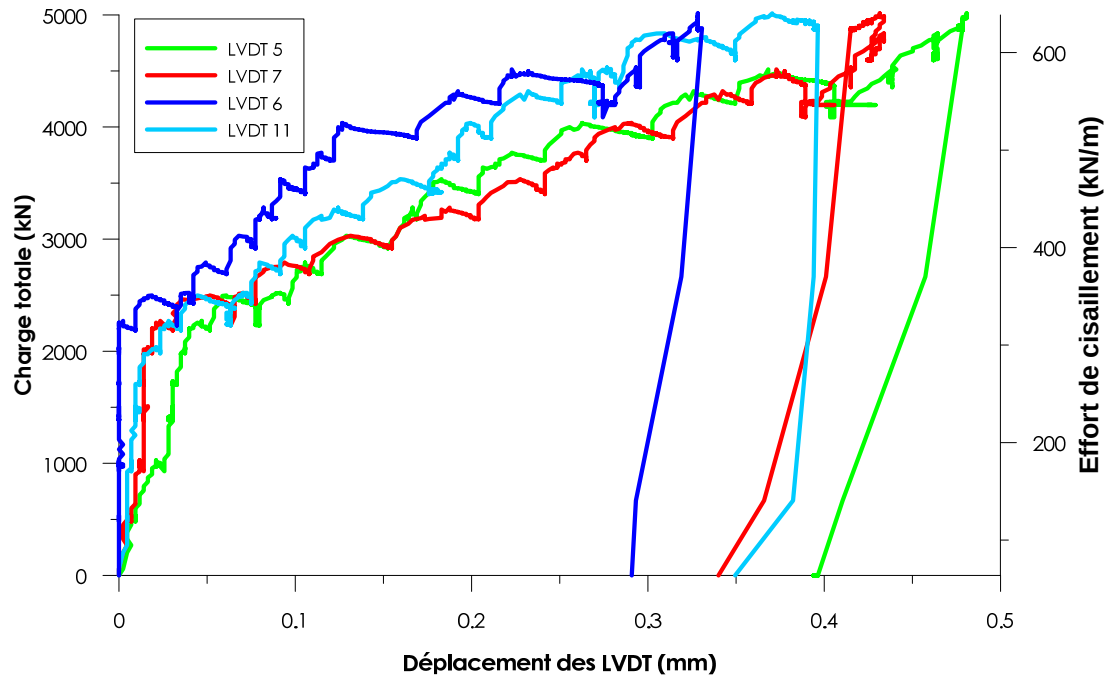


Figure 5.49 – Courbe charge / déplacement des LVDT

5.2.3.3 Rotation aux appuis

Les poutres P1 à P6 étant chargées également, on s'attend à ce que les deux côtés – Est et Ouest – aient des rotations semblables. Sur la Figure 5.50, on remarque que la rotation maximale mesurée est de l'ordre de 1.8 degrés sur le côté Ouest de la culée Sud et de l'ordre de 1 degré pour le côté Est. Cela viendrait confirmer l'hypothèse émise au cas de chargement 2, selon laquelle le côté Est du tablier était plus rigide que le côté Ouest près de la culée, endroit où la rupture s'est produite. Il est à noter que les rotations des capteurs situés de part et d'autre de la pile centrale présentent des résultats très similaires, avec des maximum de près de 0.5 degré.

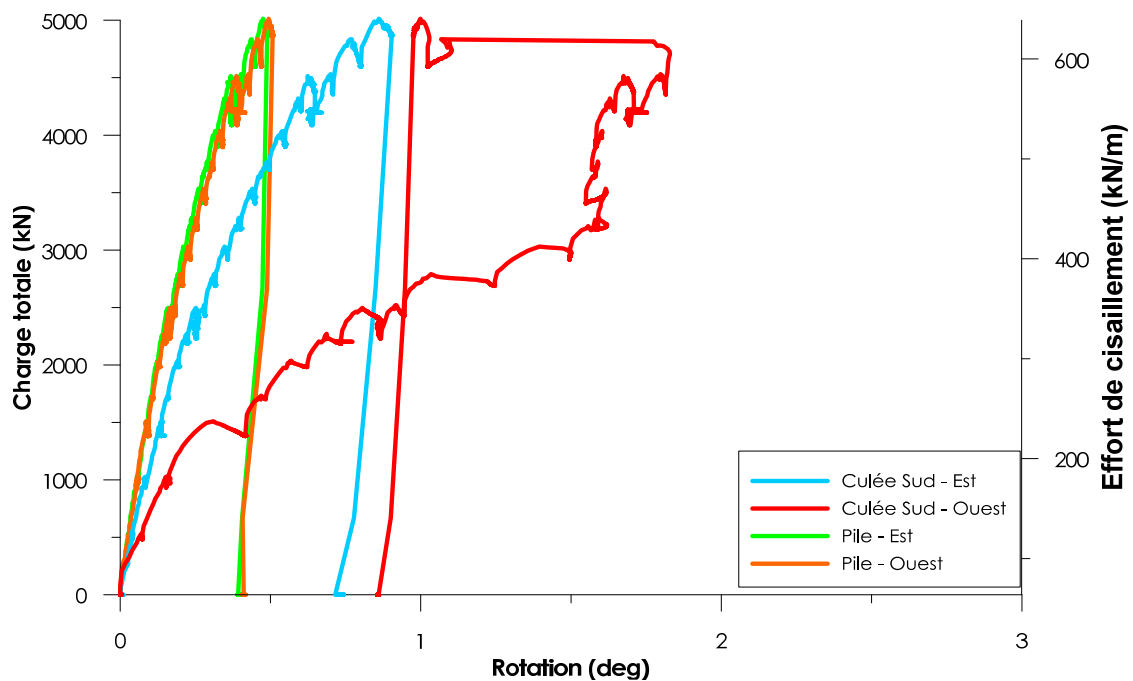


Figure 5.50 – Courbe charge / rotation aux appuis

5.2.3.4 Déformation des barres d'armature en traction

Les courbes les plus représentatives des mesures des jauges de déformation (Figure 5.51) sont présentées sur la Figure 5.52. On observe que les lectures des jauges changent de pente à environ 2500 kN. Ce phénomène pourrait être attribué à la fissuration qui survient plus tardivement dû aux restraints offertes par les appuis. Les mesures indiquent également que les déformations maximales des barres en traction sont de l'ordre de 2000 $\mu\epsilon$ (J23). C'est donc dire que comme pour l'essai 1, la rupture en flexion associée à la plastification des armatures était imminente. Il est aussi intéressant de remarquer que la majorité des courbes des résultats présentent un certain retour élastique des déformations une fois la charge retirée en fin d'essai.

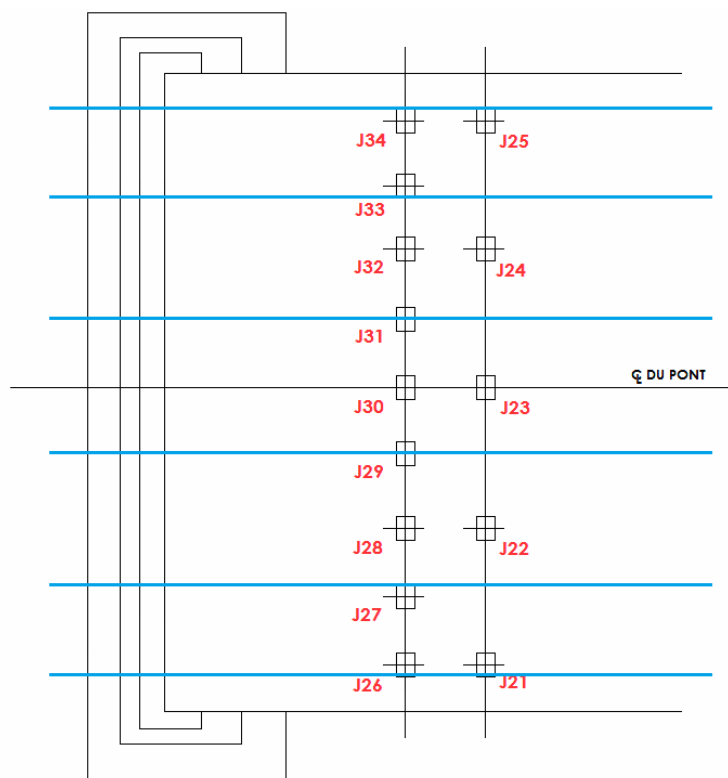


Figure 5.51 – Position des jauges

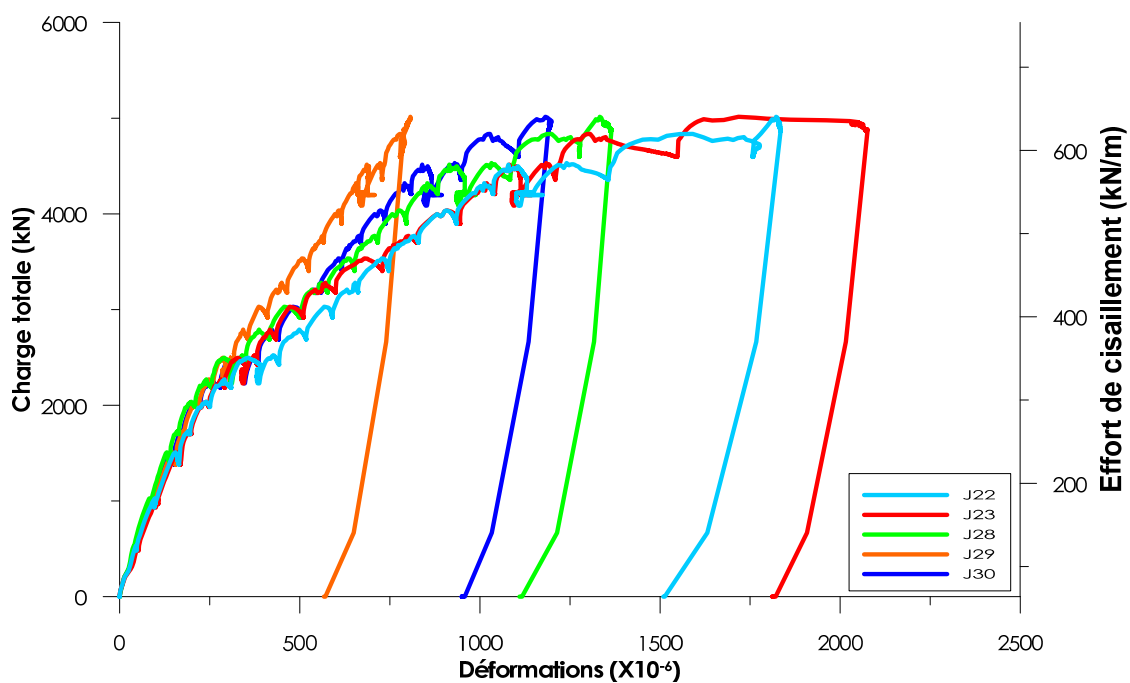


Figure 5.52 – Courbe charge / déformations des jauges

5.2.3.5 Flèche

Les mesures montrées sur la Figure 5.53 indiquent que tous les capteurs répartis sur la largeur du tablier ont enregistré des flèches dont les maximums oscillent autour de 30 mm. Il est à noter que la courbe du capteur LD1 a été retirée du graphique car elle était erronée.

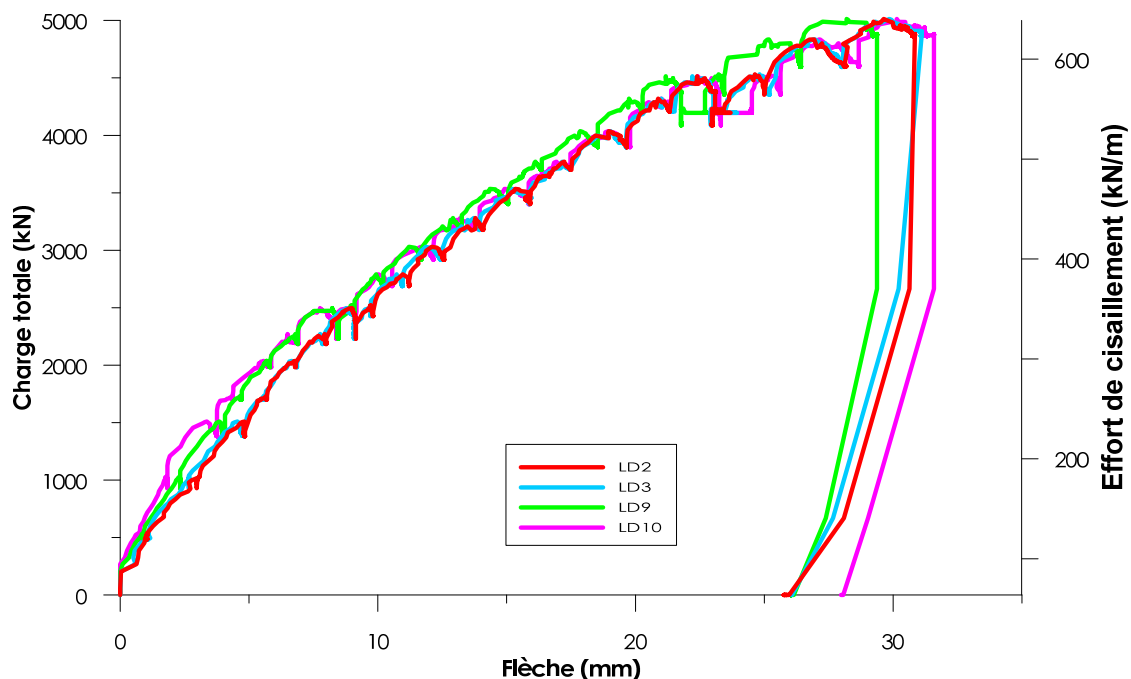


Figure 5.53 – Courbe charge / flèche du tablier

5.2.3.6 Sommaire du cas de chargement 3

Lors de ce chargement, la dalle épaisse sans armature de cisaillement a été soumise à une charge progressive sur sa pleine largeur dans le but de provoquer la rupture de celle-ci. Tel qu'anticipé, une rupture en cisaillement s'est bel et bien produite et elle s'est localisée dans le coin Sud-Ouest de la dalle. De très larges fissures de cisaillement se sont formées à cet endroit et alors que des fissures de flexion assez importantes sont apparues du côté Est. L'état limite de cisaillement a été atteint pour une charge de 2500 kN appliquée par les vérins.

Ci-après, quelques photos illustrant la progression de la fissure principale en cisaillement jusqu'à la rupture du tablier :

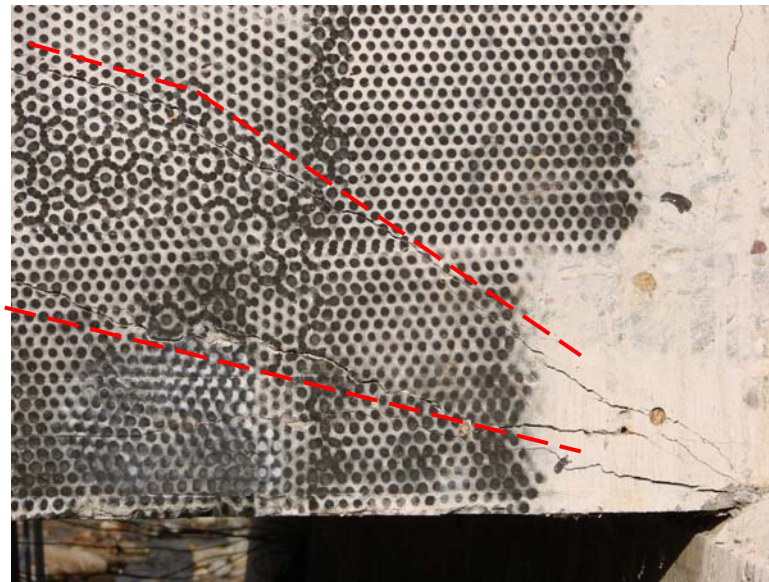


Figure 5.54 – Fissure de cisaillement près de l'appui Sud-Ouest



Figure 5.55 – Fissure dans la partie de la dalle appuyée sur la culée à la fin de l'essai (culée Sud-Ouest)



Figure 5.56 – Fissure du côté Sud-Est à la fin de l'essai

5.3 MESURES AVEC LA CAMÉRA DE DÉFORMATIONS

Le système de mesure par caméra de déformation était installé sur le côté Nord-Ouest pour l'essai 1 et sur le côté Sud-Ouest du pont pour l'essai 2. Dans le premier cas une rupture en flexion a été observée à l'endroit où ce système était installé comme le montre la photo sur la Figure 5.31 alors que dans le deuxième cas la caméra de déformation était installée sur le côté du pont où la rupture en cisaillement s'est produite. Les lectures lors du premier essai sont peu pertinentes alors que celles du deuxième essai revêtent plus d'intérêt. Seules les mesures prises lors de l'essai sur la travée Sud seront présentés.

Les données ont été enregistrées par Trilion qui a remis un rapport électronique [17] où des informations sur leur technologie et les résultats des essais sont sommairement présentés. Toutefois, afin d'être en mesure de présenter les résultats de manière compatible avec les autres mesures, Trilion a fourni un fichier texte contenant les mesures de déplacements entre les points correspondant aux points d'ancrage des LVDT verticaux et inclinés installés par le Ministère des Transports sur la face Est du pont. Ces données ont servi à tracer les graphiques présentés ici.

Des images de l'ensemble des déformations lues par ce système de mesure sont montrées sur la Figure 5.57 et la Figure 5.58 pour les travées Nord et Sud respectivement. Ces images permettent d'apprécier le type de lecture obtenues avec cette technologie. On y voit représenter la position des LVDT sur la face Est du tablier lors de chacun des essais et qui servent de comparaison.

Les mesures des déformations correspondant aux LVDT sur la face opposée sont présentées sur la Figure 5.59 pour les LVDT inclinés et verticaux de la face Sud-Ouest de la travée Sud. On note que les résultats suivent la tendance observée avec les mesures des LVDT des deux essais. On constate que les mesures sont fidèles aux observations faites sur le terrain. Toutefois

l'enregistrement non continu des mesures introduits des sauts dans la représentation des mesures.

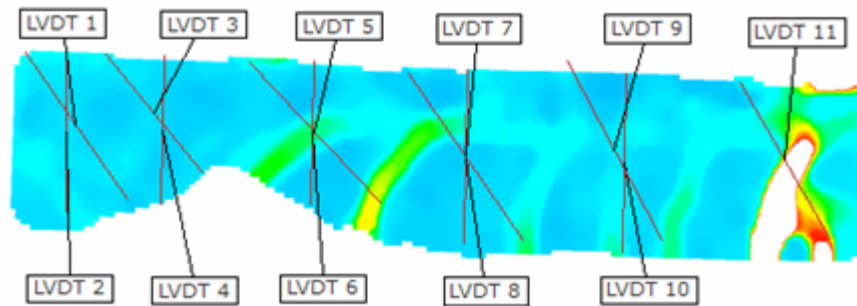


Figure 5.57 – Image des déformations de la face Ouest, travée Nord – Essai 1

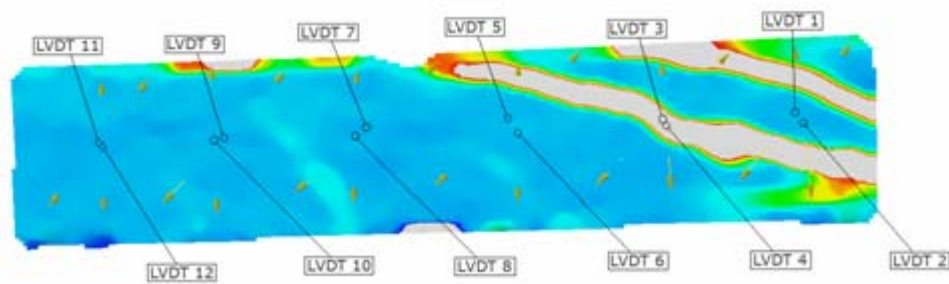


Figure 5.58 – Image des déformations de la face Ouest, travée Sud – Essai 2

Les mesures de déplacement montrées sur la Figure 5.59 semblent toutefois plus grandes que les observations visuelles laissent voir. À titre d'exemple, le changement de pente correspondant à l'initiation de la fissuration en cisaillement à une charge d'environ 2500 kN, le déplacement moyen mesuré est d'environ 3 mm. Les mêmes mesures faites lors de l'essai 1 avec les LVDT (Figure 5.21) donnaient des valeurs plus faibles. Le système de mesure semble donc fiable quant à la détection des phénomènes. La précision des mesures reste toutefois à être démontrée.

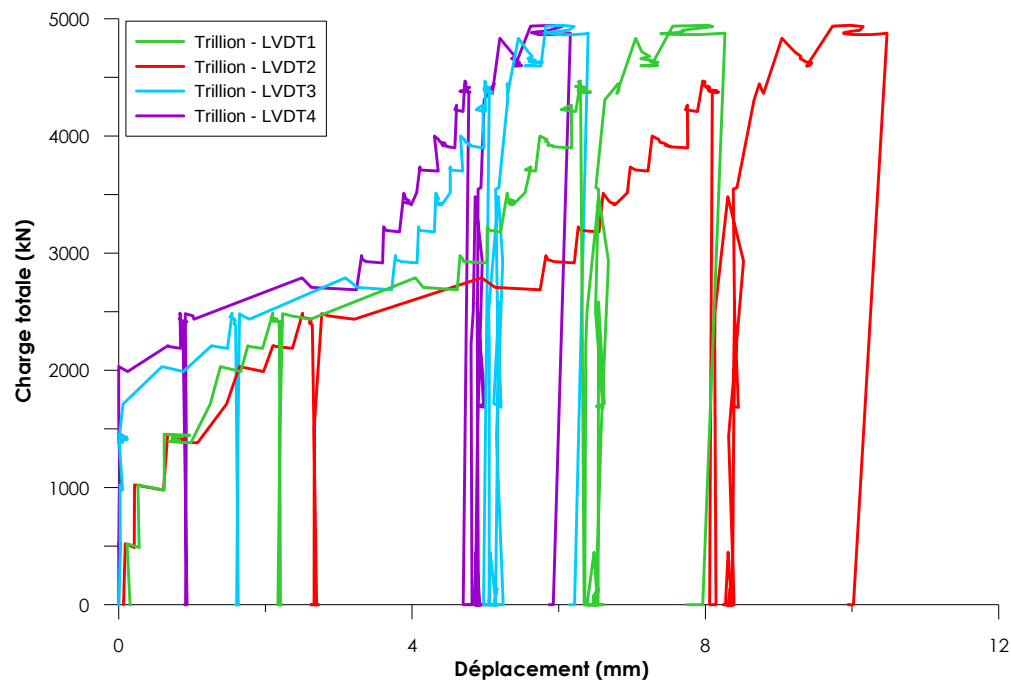


Figure 5.59 – Déformations face Ouest correspondant aux LVDT inclinés face Est - Essai 2

5.4 MESURES AVEC LE BALAYAGE LASER

Le système de balayage laser permet de mesurer les coordonnées de surfaces dans l'espace. Les données enregistrées sont donc des coordonnées x , y et z en un temps donné. La prise de mesures successives de l'ouvrage procure des fichiers où les points d'une série de mesure ne sont pas reliés à ceux des autres séries. Ainsi les données fournies par les arpenteurs ont été remises sous forme de plans, en images et en fichier de coordonnées [18]. Les arpenteurs ont fourni des images montrant les déplacements verticaux de la dalle. Toutefois, le support numérique n'a pas permis de faire le traitement requis pour notre investigation.

En utilisant des outils de post-traitement développés à l'École Polytechnique, les résultats des mesures obtenues par le balayage laser ont pu être traités. Ainsi la difficulté de déterminer la position aléatoire des points sur la structure pour faire la visualisation de la déformée d'un ou plusieurs points dans l'espace et dans le temps a été résolue en déterminant une fonction d'interpolation calculée entre ces points permettant de suivre l'évolution temporelle de la déformation à n'importe quel point sur la structure. Cela a ensuite permis de représenter la géométrie du dessous de la dalle en trois dimensions. La Figure 5.60 illustre les vues 3D qu'il est possible d'obtenir. On peut clairement distinguer sur cette vue les capteurs sur le côté de la dalle ainsi que les cordes attachées aux potentiomètres et les fils des jauges électriques.

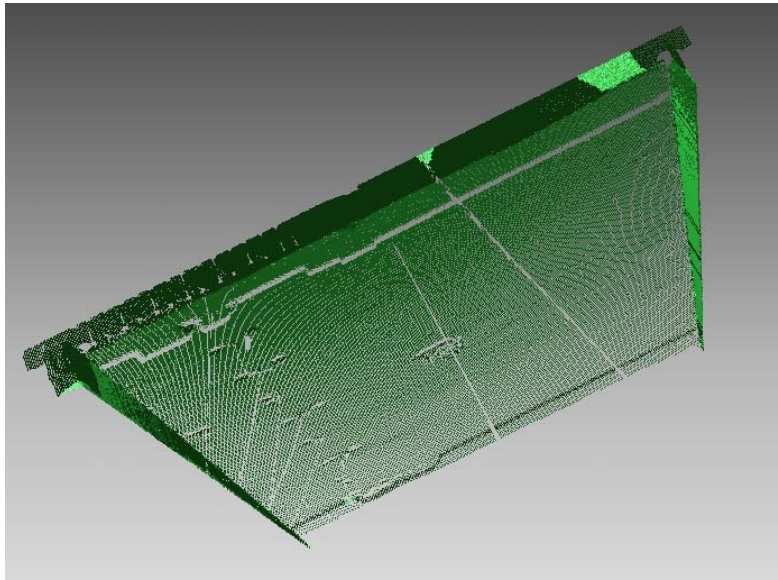


Figure 5.60 – Exemple de la géométrie du dessous du pont – Travée Sud - Essai 2

Il est possible par la suite de sortir les résultats des coordonnées z 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.

Sur la Figure 5.61, les résultats sont donnés pour une coupe parallèle à l'axe central du pont sur la ligne de mesure des capteurs de déplacements installés par le Ministère. On constate que le profil présente une cavité, ce qui est confirmé par l'observation faite in situ (Figure 5.62).

Il n'a pas été possible de savoir exactement à quels niveaux de chargement les lectures laser ont été faites. Les hypothèses suivantes, illustrées sur la Figure 5.63, ont été faites:

- Les points 1, 2 et 3 (non montrés sur ce graphique) correspondent aux essais de chargement 1 et 2, soit respectivement une voie chargée et deux voies chargées.
- Le dernier plateau (non numéroté) ne correspond pas à une séquence de balayage laser, mais bien à la dernière tentative d'augmenter la charge sur la dalle, ce qui ne fût pas possible à cause des limites de capacité des vérins.

Ces points correspondent aux chiffres indiqués sur la Figure 5.61.

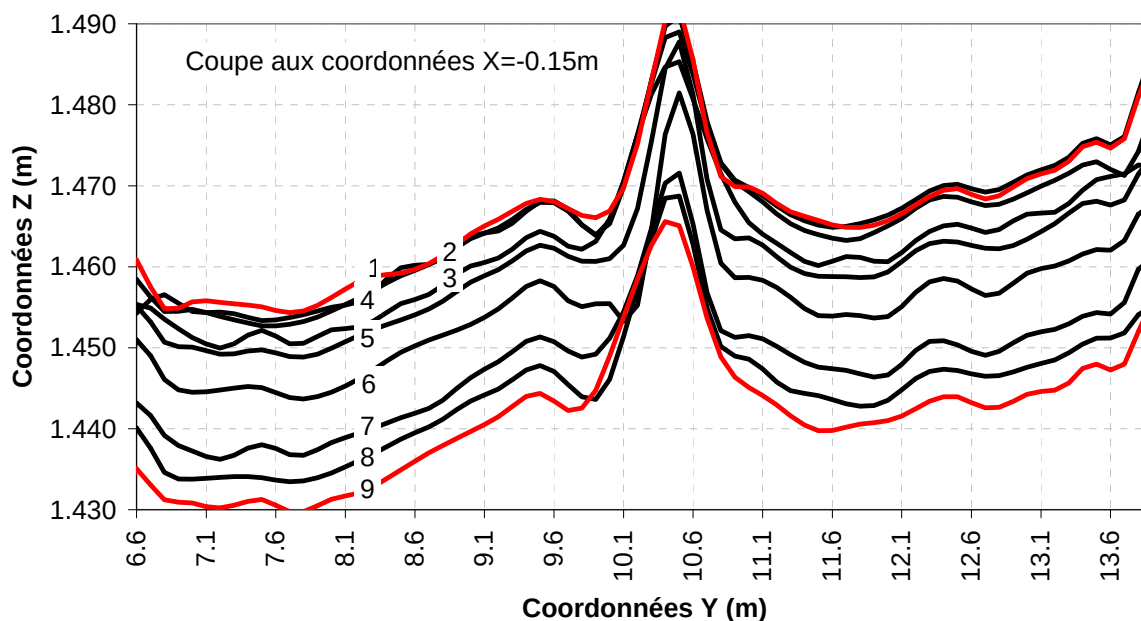


Figure 5.61 – Variation de l'élévation du dessous de la dalle pour différents paliers de chargement – Coupe transversale à mi-portée – Travée Sud



Figure 5.62 – Présence de délamination au centre de la travée Sud

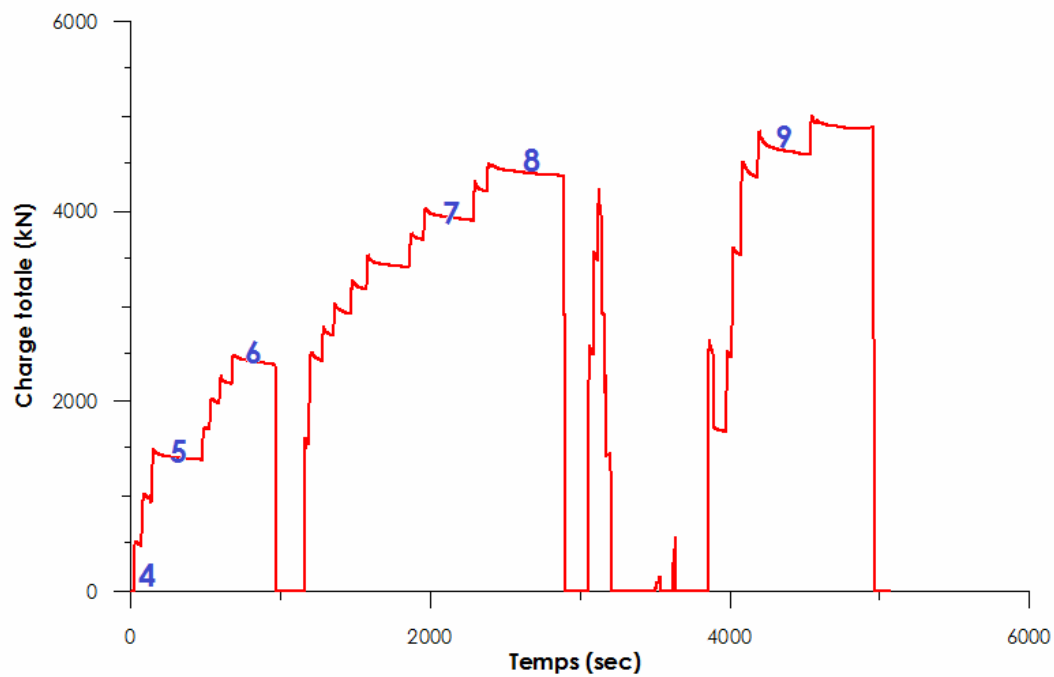


Figure 5.63 – Hypothèses des paliers de chargement pour lesquels un balayage laser a été fait - Essai 2

Enfin il est possible de tracer la variation de la flèche au centre du pont obtenue des mesures par balayage laser et de les comparer aux mesures faites par les capteurs de déplacement du Ministère. La Figure 5.64 illustre cette comparaison où on note une très bonne correspondance entre les deux types de mesures.

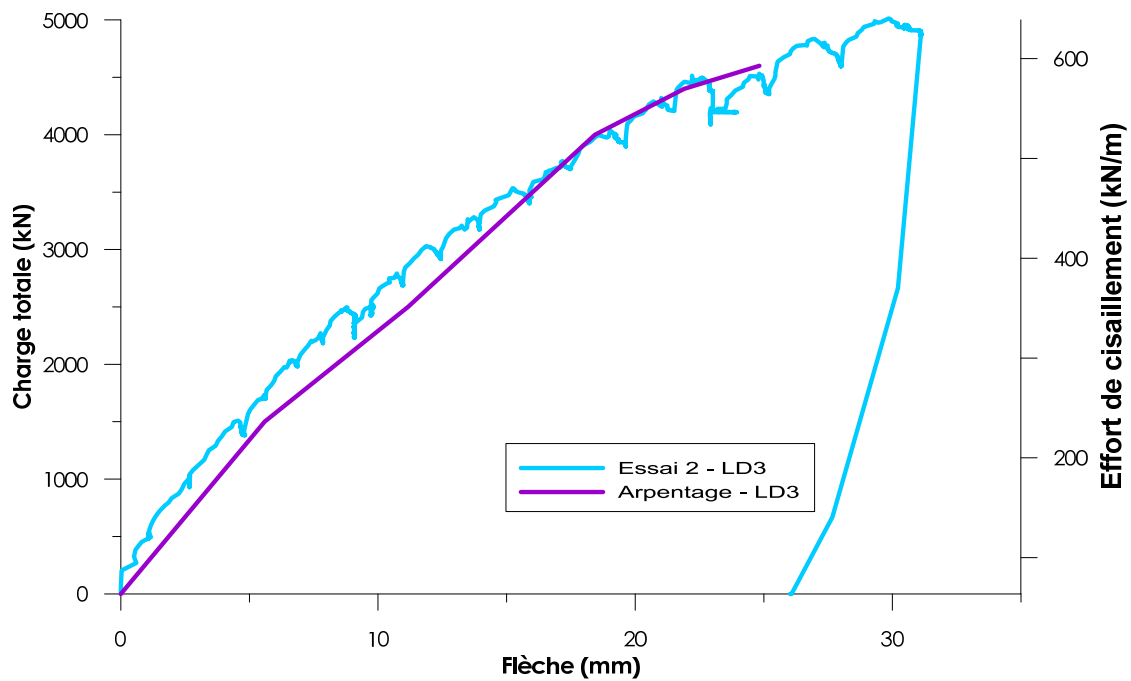


Figure 5.64 – Variation de la flèche au centre du pont mesurés par les arpenteurs et les capteurs de déplacement

6 COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT

6.1 COMPORTEMENT GLOBAL

Les deux travées ont présenté un mode de rupture ductile. Dans les deux cas, des fissures de cisaillement ont été mesurées et observées à une charge nettement inférieure à la charge de rupture. Dans le cas de la travée Nord, la rupture du pont s'est produite à une charge totale appliquée par les vérins de 4180 kN, alors que pour la travée Sud, la charge maximale appliquée sans que la rupture totale ne se produise a été de 5013 kN. La Figure 6.1 présente la mesure de la charge appliquée par les vérins en fonction de la flèche mesurée au centre de la travée pour les deux essais.

Pour le cas de chargement critique du code CSA-S6 [2], la position d'essieux choisie pour les essais, le chargement CL-625 induit un effort tranchant pondéré de 900 kN (voir Tableau 4.2). Cette charge produit un effort tranchant total de 198 kN/m (incluant le poids propre de la dalle et du banc de chargement). Avec le système de chargement mis en place, ceci requiert l'application d'une force par les vérins de 870 kN. La résistance observée pour cette condition de chargement est donc de cinq à six fois plus élevée que la condition critique du code S6.

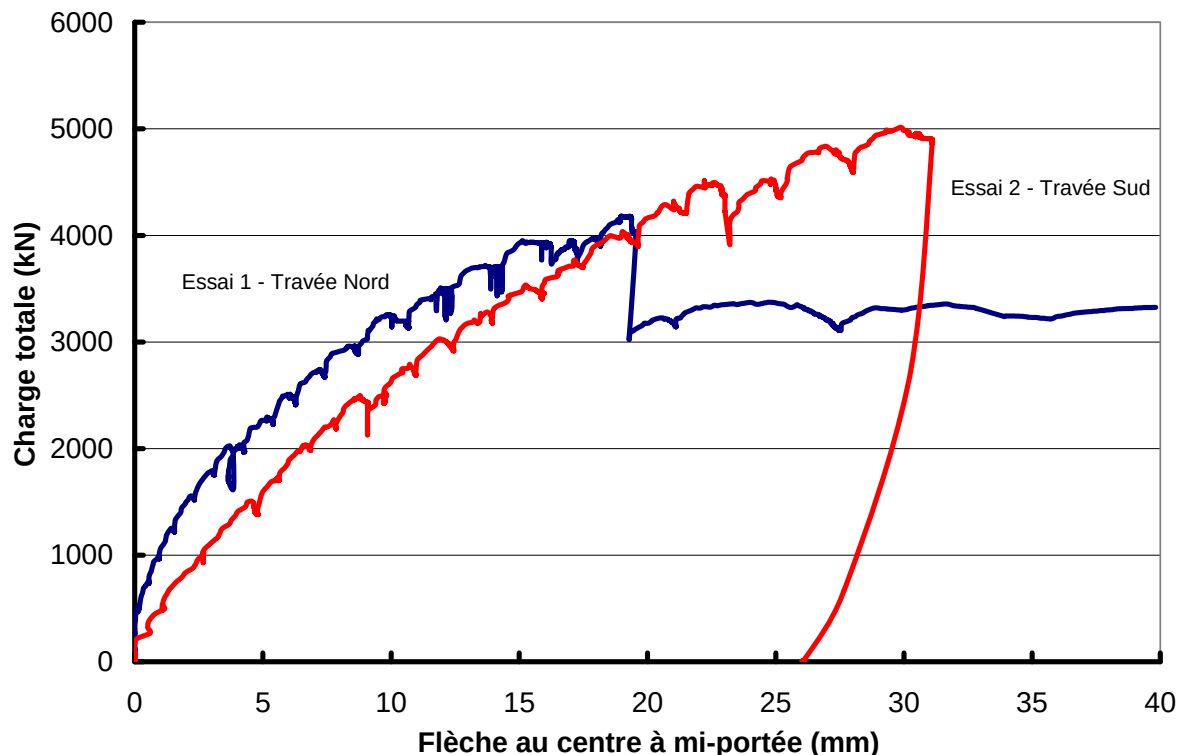


Figure 6.1 – Comportement global du pont lors des essais sur les deux travées

Il est donc évident que d'autres mécanismes de résistance se sont développés. Les conditions montrées sur La Figure 4.18 sont reproduites sur la Figure 6.2 en présentant les résultats en fonction du cisaillement à la culée causé par le système de chargement (force des vérins et poids du banc). Ces résultats indiquent que la présence d'un effort axial induit par le frottement aux appuis favorise l'accroissement de la résistance. La comparaison avec les résultats de l'essai 2, où la dalle était en meilleure condition, permet de conclure que l'effort axial se situe entre la condition libre et la condition entièrement retenue, tout en étant plus près de la condition retenue.

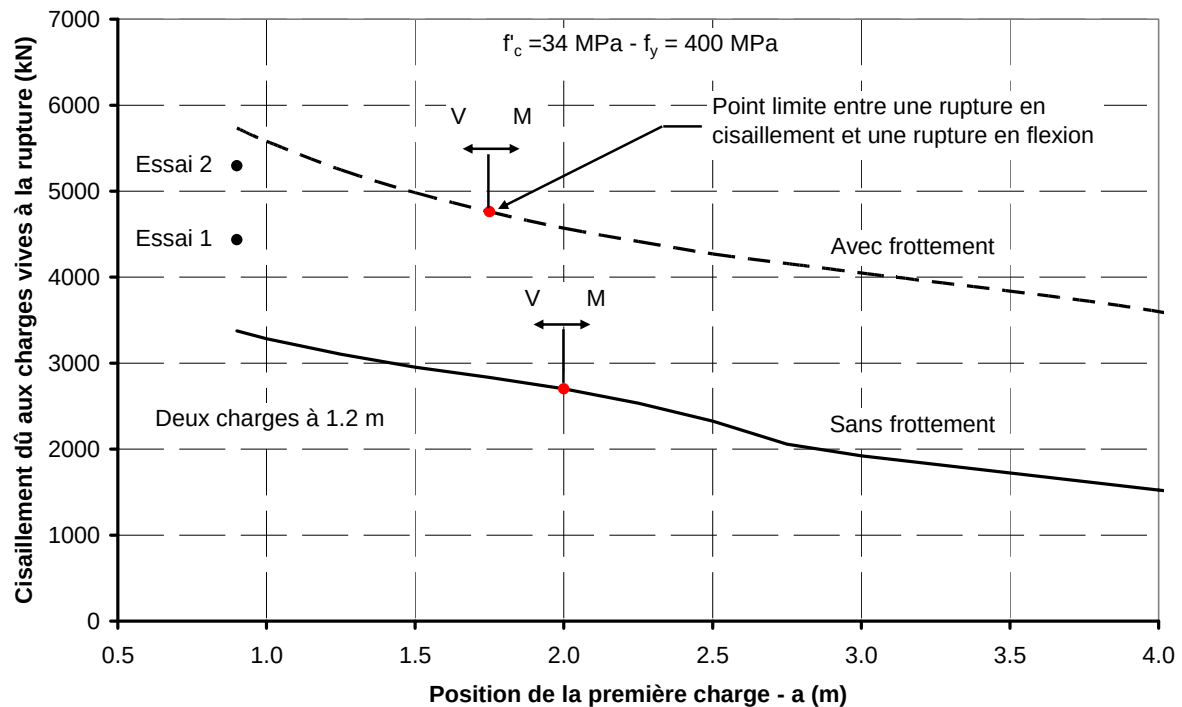


Figure 6.2 – Calcul sectionnel de la résistance – Propriétés mesurées

Pour la condition de chargement appliquée, les analyses sectionnelles donnent des résistances de 3375 kN et 5733 kN sans et avec frottement aux appuis. À ces valeurs le cisaillement causé par le poids propre de 465 kN doit être ajouté. Les résistances en cisaillement théoriques obtenues du modèle sectionnel sont donc égales à 3840 kN et 6198 kN pour les deux conditions d'appui considérées, soit respectivement 427 et 689 kN/m.

6.2 MODÈLES D'ÉLÉMENTS FINIS

L'ouvrage a été analysé par éléments finis en adoptant la même approche employée dans une étude précédente [3] dans laquelle le logiciel de béton EPM3D [19] a été utilisé sur ABAQUS [20]. Deux types de modèles sont élaborés pour étudier le comportement du pont. Le premier modèle (Figure 6.3) a consisté en une analyse d'une tranche de 102 mm, correspondant à l'espacement des barres longitudinales. Les propriétés des matériaux mesurées in situ sont utilisées. Les analyses réalisées avec ce modèle ont permis de mettre en évidence le comportement du pont afin de faire ressortir les paramètres importants,

principalement au niveau des conditions d'appuis. Plusieurs dizaines d'analyses sont réalisées avec ce modèle jusqu'à ce qu'il reproduise le plus fidèlement possible le mode de rupture et les mesures obtenus in situ. Le second modèle, visualisé sur la Figure 6.4 et la Figure 6.5, représente le pont complet et est identique à celui utilisé pour l'étude préliminaire [13]. Les propriétés assignées sont toutefois conformes aux mesures in situ ainsi qu'à celles déterminées à partir du modèle de tranche. Les conditions de symétrie le long de l'axe longitudinal sont utilisées pour les analyses correspondant au chargement 3, prenant ainsi en considération les effets de bord et de coin. Dans ce qui suit, les résultats obtenus avec les deux modèles seront présentés.

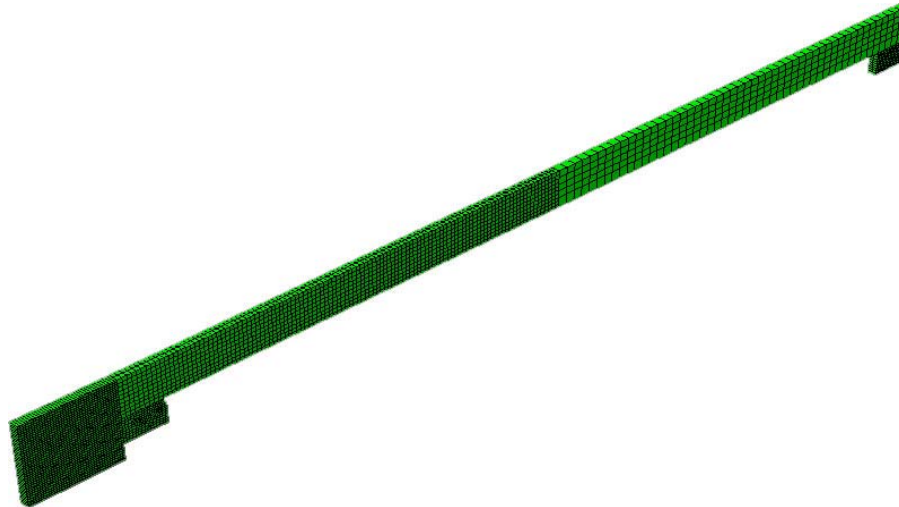


Figure 6.3 – Modèle de tranche

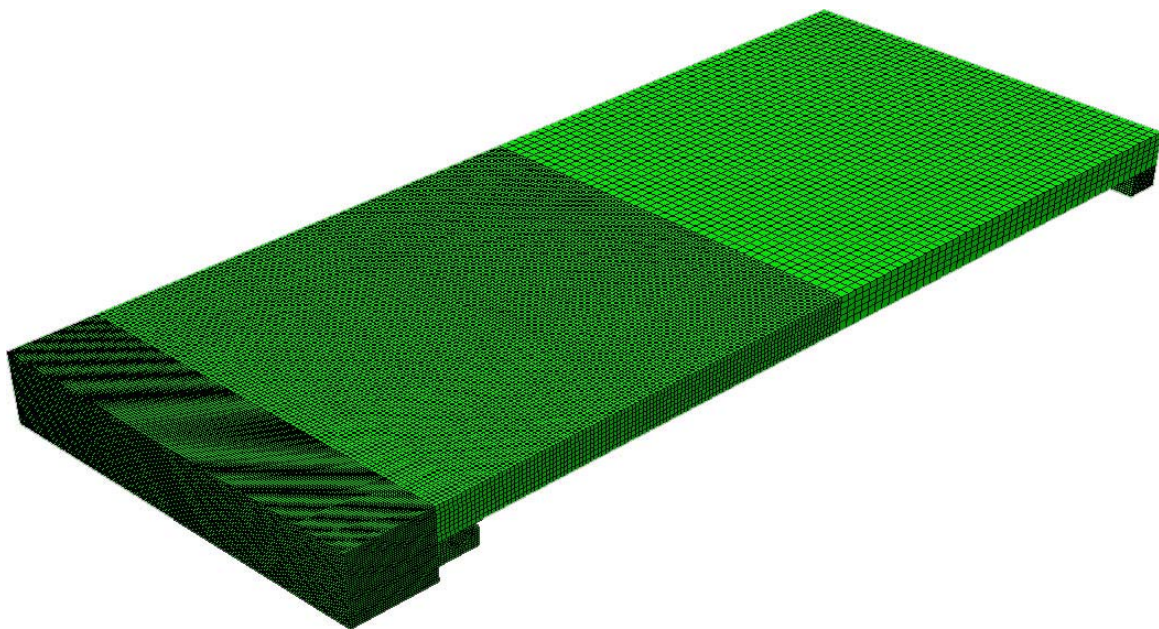


Figure 6.4 – Modélisation de la dalle (demi-dalle montrée)

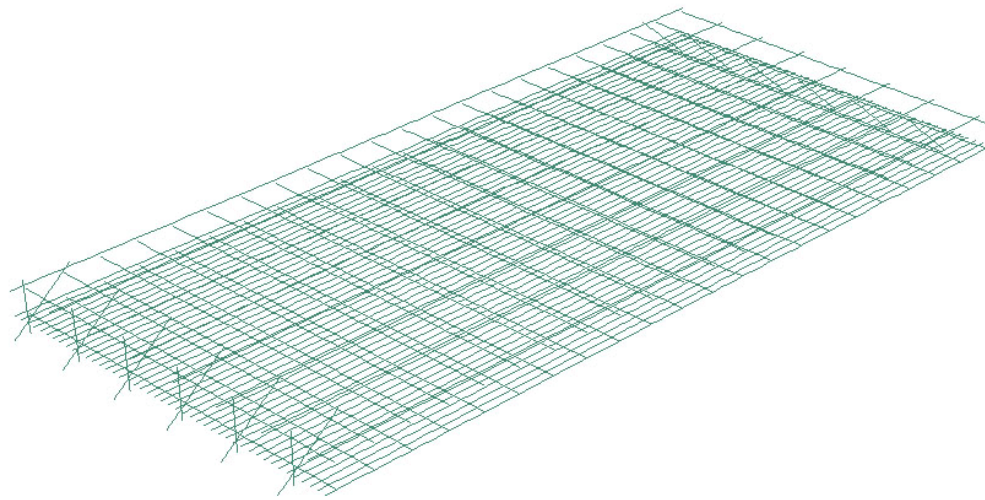


Figure 6.5 – Modélisation des armatures

6.3 HYPOTHÈSES DU MODÈLE

Les essais sont reproduits sur la travée Sud, car cette travée ne présentait pas de défauts connus et est donc plus représentative du comportement de ce type d'ouvrage. La dalle du modèle a une longueur de 10.0 m. La portée nette à la face des appuis est de 9.0 m. Une épaisseur de 464 mm est utilisée dans le modèle. Le centre des chariots est considéré à 1.5 m de la fin de la dalle, soit à une distance du premier essieu à 0.90 m de la face du mur de la culée, conformément aux conditions d'essai.

Les propriétés adoptées pour le modèle de béton sont une résistance en compression de 34 MPa correspondant à la valeur moyenne mesurée (voir chapitre 3) et une résistance en traction de 1.75 MPa, correspondant à $0.3 \sqrt{f'_c}$, valeur recommandée avec le logiciel EPM3D. La limite élastique de l'acier f_y est choisie égale à la valeur mesurée de 400 MPa (voir chapitre 4) alors qu'un léger écrouissage est retenu au delà de la plastification. Dans les analyses, un coefficient de tenue égal à l'unité est considéré pour l'acier et le béton afin que les analyses soient représentatives des conditions réelles du pont.

Les arrondis des culées sous l'appui de la dalle sont modélisés, de même que la présence des armatures entre la culée et la dalle. Les arrondis, montrés sur les plans se retrouvent en partie à la culée Sud et étaient absents de la culée Nord. Toutefois conserver ces arrondis dans les analyses permet de modéliser la culée tout en évitant les concentrations de contraintes associées à un appui avec une arrête vive. La modélisation des arrondis fait en sorte qu'une réaction horizontale se développe dû à la rotation de la dalle aux appuis et reproduit en quelque sorte les conditions observées in situ. Également, la partie supérieure de la culée et de la pile sont modélisées.

6.4 PARAMÈTRES CONSIDÉRÉS POUR LES CONDITIONS D'APPUI ET LES PROPRIÉTÉS DE LA DALLE

Plusieurs paramètres sont considérés pour modéliser les appuis :

- une retenue horizontale au niveau de la pile et des culées;
- une retenue horizontale amenée par le remblai;
- le coefficient de frottement dalle-appuis;
- les armatures reliant la dalle aux culées et à la pile.

En plus des paramètres associés à la restrainte offerte aux appuis, la modélisation de la dalle nécessite certains ajustements au modèle de béton :

- le raidissement en traction pour des barres lisses;
- l'énergie de fissuration pour la dalle non armée;
- la résistance en traction du béton.

Le premier paramètre considéré est l'effet de la retenue horizontale au niveau de l'appui. Deux conditions sont illustrées sur la Figure 6.6 : une butée au niveau de la partie inférieure de la dalle (retenue) et une dalle libre de se déplacer sur les appuis avec un frottement tangentiel de 1.0 et la présence d'arrondis. Les analyses permettent de conclure que la rigidité initiale associée à la retenue de l'appui est représentative de la réalité. La retenue offerte par l'appui restreint l'allongement de la fibre tendue ce qui induit un effort axial excentré et un moment négatif qui est responsable de la rigidité supplémentaire observée lors de l'essai. Les résultats montrent toutefois que cette rigidité disparaît petit à petit et que la pente de la courbe à la fin de l'essai s'approche de la pente de l'analyse en appui simple.

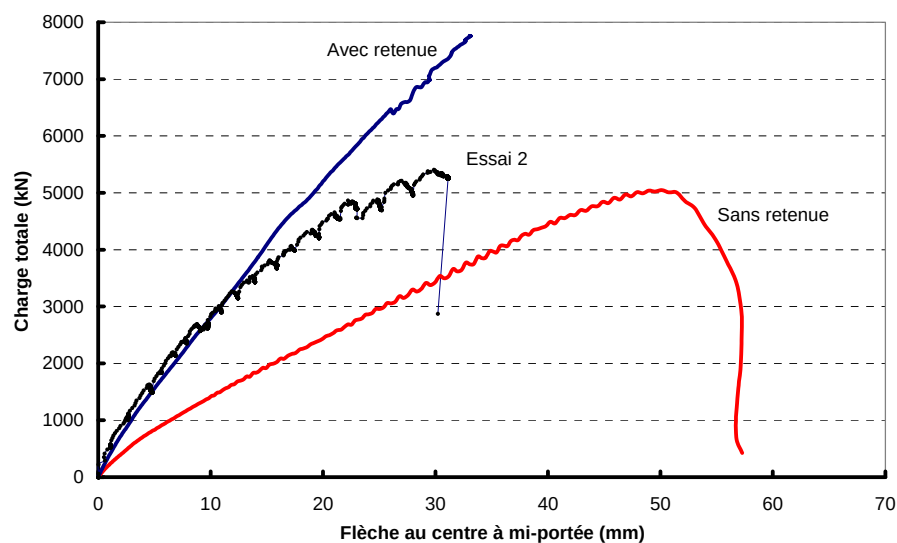


Figure 6.6 – Effet des conditions de retenue aux appuis – Essai 2

Le second paramètre considéré est la retenue pouvant provenir du remblai vu l'absence du mur garde-grève (Figure 6.7). La rupture du remblai obtenue dans les modèles a été observée lors de l'essai sur la travée Nord (essai 1) durant lequel une fissure dans le remblai est apparue à environ 0,5 m de la fin de la dalle. Un modèle de type Drucker-Prager est adopté pour le remblai. Pour que la retenue offerte par le remblai puisse à elle seule expliquer le mode de rupture observé sur la travée Nord (Figure 6.8), un module élastique de 3000 MPa et une résistance de 1,7 MPa doivent être adoptés, ce qui excède largement les propriétés des sols granulaires qui sont plutôt de l'ordre de 50 à 200 MPa [21]. La présence du remblai ne peut donc pas expliquer la retenue.

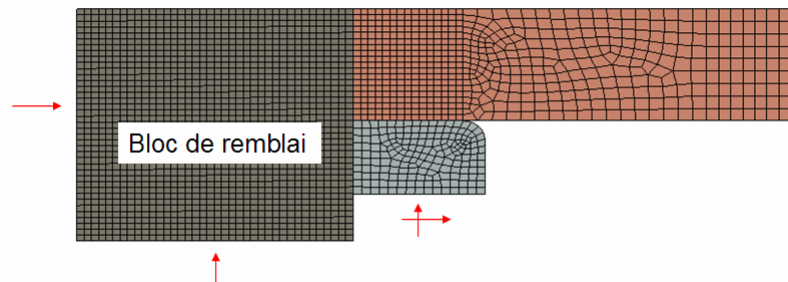


Figure 6.7 – Modèle dalle-culée-remblai

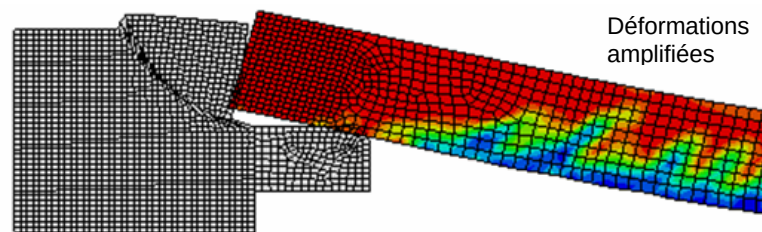


Figure 6.8 – Rupture de la dalle après la rupture du remblai

L'application d'un coefficient de frottement dalle-culée permet d'augmenter la retenue horizontale. Toutefois, avec le modèle utilisé, la variation de ce coefficient amène des oscillations dans le modèle et affecte la rigidité de la réponse structurale. Ce facteur également ne peut à lui seul permettre de reproduire le comportement de l'ouvrage. L'ajout de barres d'armatures entre la dalle et la culée n'ont pas permis de changer le mode de rupture. Des barres trop grosses amenaient une rigidité trop élevée alors que les barres trop petites n'arrivaient pas à reproduire les modes de fissuration observés.

La variation des propriétés du béton de la dalle permet cependant d'approcher les conditions réelles. En effet l'interaction armature béton, appelée raidissement en traction, est un paramètre important dans la modélisation du béton. Le modèle utilisé avec EPM3D est développé pour des armatures crénelées. Bien que l'adhérence des barres lisses existe à de faibles taux de déformations, il est assumé que ce phénomène est effectif jusqu'à la

plastification des armatures. Toutefois, dans le cas des longueurs d'ancrage ou de l'espacement de fissures, la FIB [22] recommande d'appliquer un facteur 2 par rapport aux barres crénelées. Ainsi, il a été assumé que le raidissement en traction amené par les barres lisses se terminait à une valeur deux fois moindre que pour des barres crénelées. Tout comme la retenue aux appuis et l'effet du remblai au début du chargement, la contribution de ce paramètre s'avère importante lorsque les fissures de flexion apparaissent. Ceci permet d'amorcer le changement de pente dans la courbe charge flèche. Enfin, comme les propriétés de raidissement en traction n'affectent que les couches de béton entourant les armatures (128 mm dans le cas présent), le béton des couches supérieures est modélisé sans raidissement en traction avec une énergie de fissuration de 0.05 MPa/mm, tel qu'utilisé avec EPM3D pour des bétons fabriqués avec des granulats de 20 mm. Enfin, la variation de la résistance en traction du béton est considérée. Toutefois cela n'affecte que dans une faible mesure la résistance.

Les caractéristiques du modèle final pour la dalle Sud (essai 2) sont les suivantes :

- propriétés mesurées moyennes du béton et des armatures;
- appui sur la pile bloqué horizontalement;
- appui à la culée avec arrondi et coefficient de frottement béton-béton égal à 1.0;
- remblai avec un module élastique de 50 MPa;
- raidissement en traction se terminant à une contrainte de 200 MPa dans les armatures.

6.5 RÉSULTATS DES ANALYSES

Les résultats des analyses obtenus du modèle de tranche s'appliquent pour les conditions prévalant sur la travée Sud (essai 2). La Figure 6.9 montre le patron de fissuration obtenu à la rupture. Le paramètre SDV13 obtenu du modèle *EPM3D* donne la résistance résiduelle en traction (en MPa), la couleur bleu indiquant une fissure ouverte alors que le rouge correspond à un matériau intact. On constate la présence de fissures de flexion sous les charges du chariot et des fissures de cisaillement entre les charges concentrées et la culée. Ces fissures s'apparentent à celles observées sur le pont lors de l'essai. La Figure 6.10 montre le niveau de plastification des armatures, S11 étant la contrainte dans les armatures.

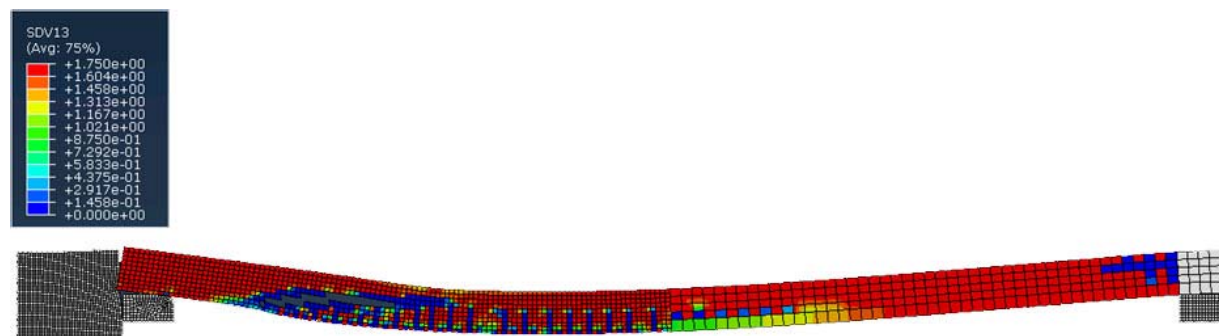


Figure 6.9 – Patron de fissuration

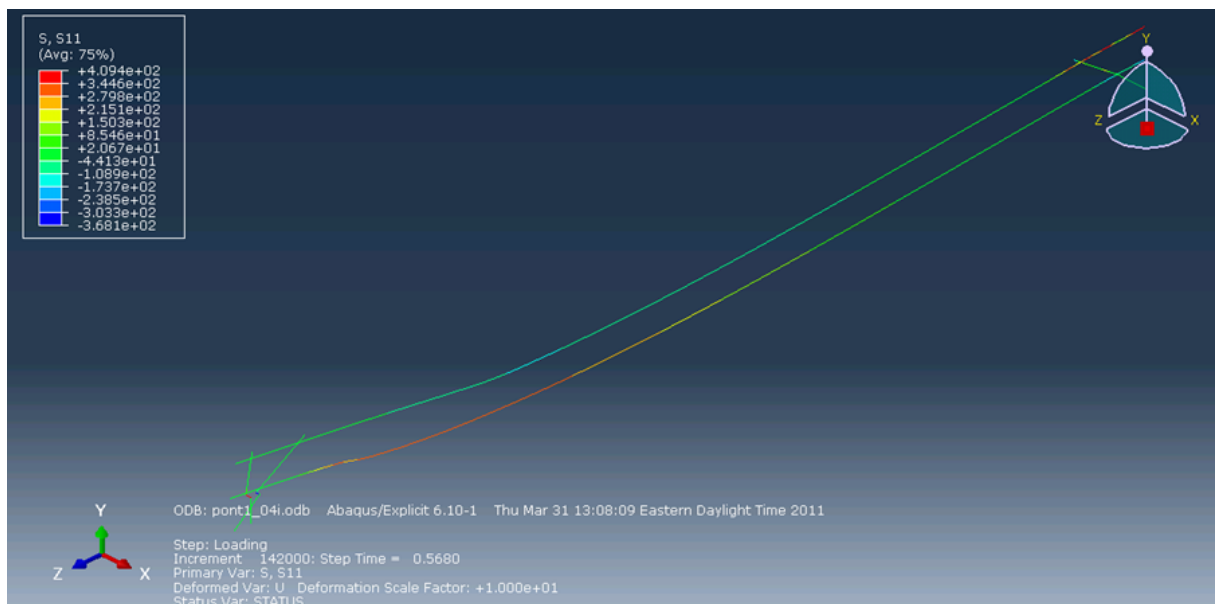


Figure 6.10 – Contraintes dans les armatures

La comparaison des mesures in situ et des prédictions du modèle est faite pour différents paramètres:

- les flèches à mi-travée (Figure 6.11);
- les déformations dans les armatures sous le chariot (Figure 6.12);
- les déformations sur la face externe (Figure 6.13);
- les rotations aux appuis (Figure 6.14).

Pour l'ensemble des paramètres, le modèle et les mesures in situ donnent des valeurs comparables, à l'exception de l'essai 1 pour lequel la rupture est survenue plus hâtivement dû à la présence de défauts dans une zone de la dalle.

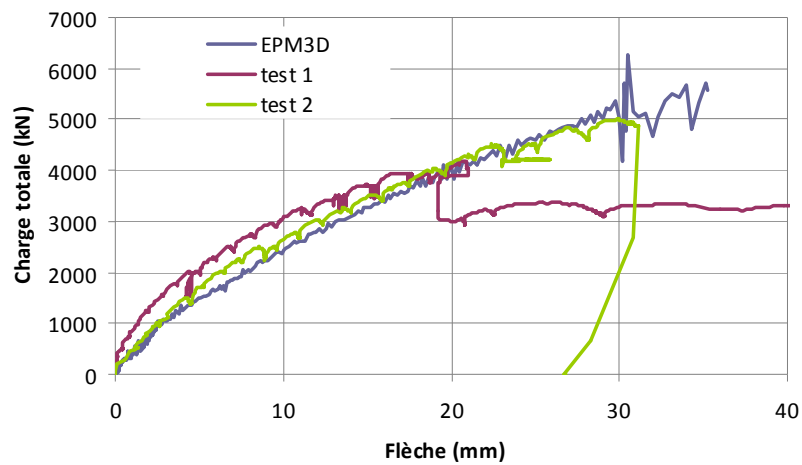
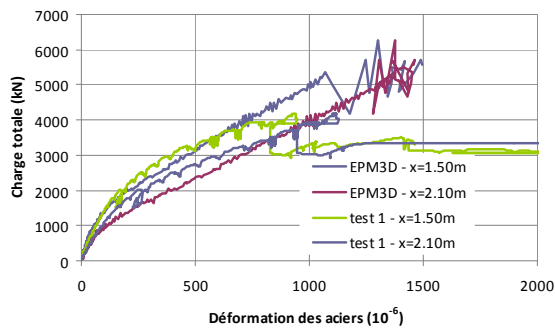
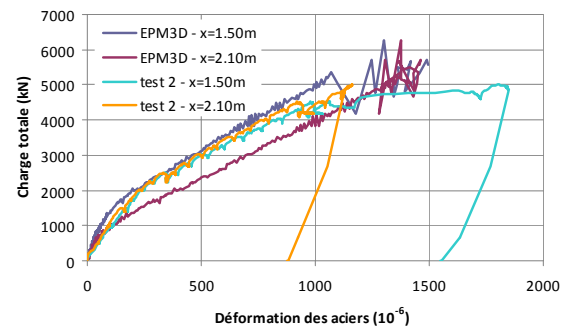


Figure 6.11 – Flèche à mi-travée



a) Essai 1



b) Essai 2

Figure 6.12 – Déformations sur les armatures

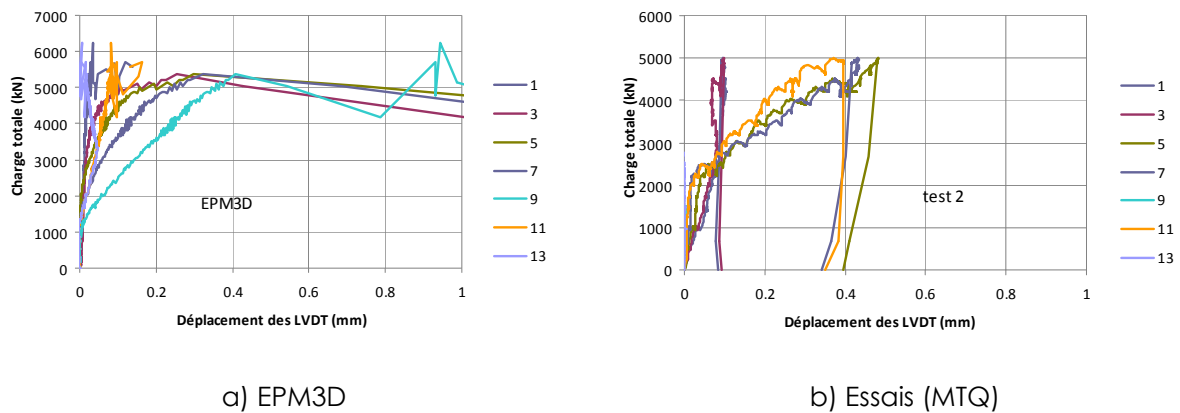


Figure 6.13 – Déformations des capteurs inclinés

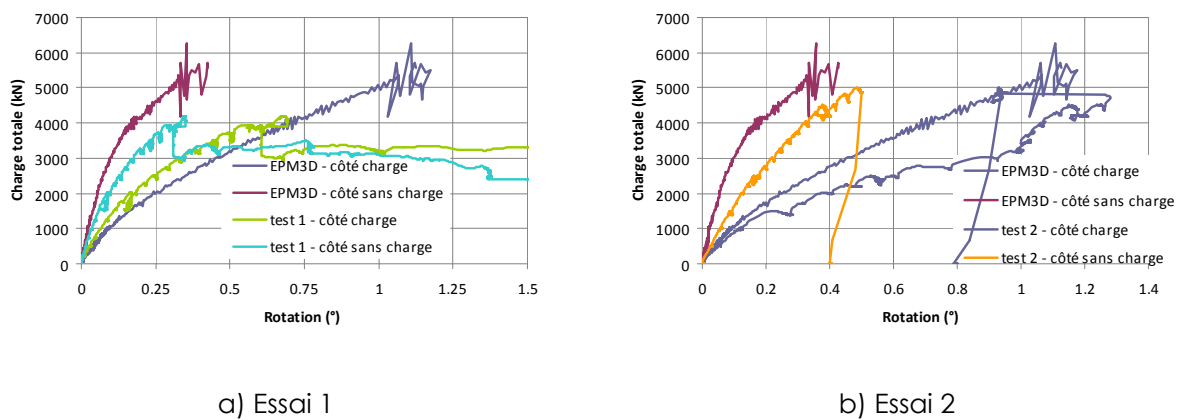


Figure 6.14 – Rotations aux appuis

Les résultats pour le modèle entier en ce qui a trait à la flèche et au patron de fissuration sont donnés sur la Figure 6.15 et la Figure 6.16. Le mode de rupture observé est comparable à celui des analyses faites sur une tranche.

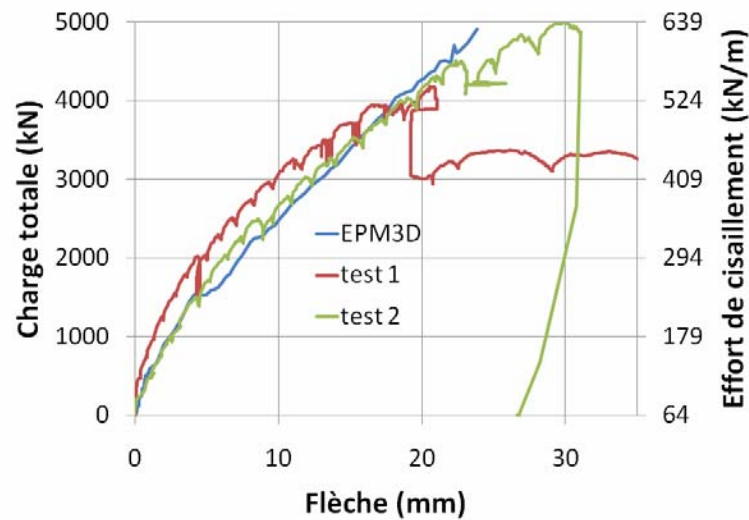


Figure 6.15 – Flèche – Modèle global

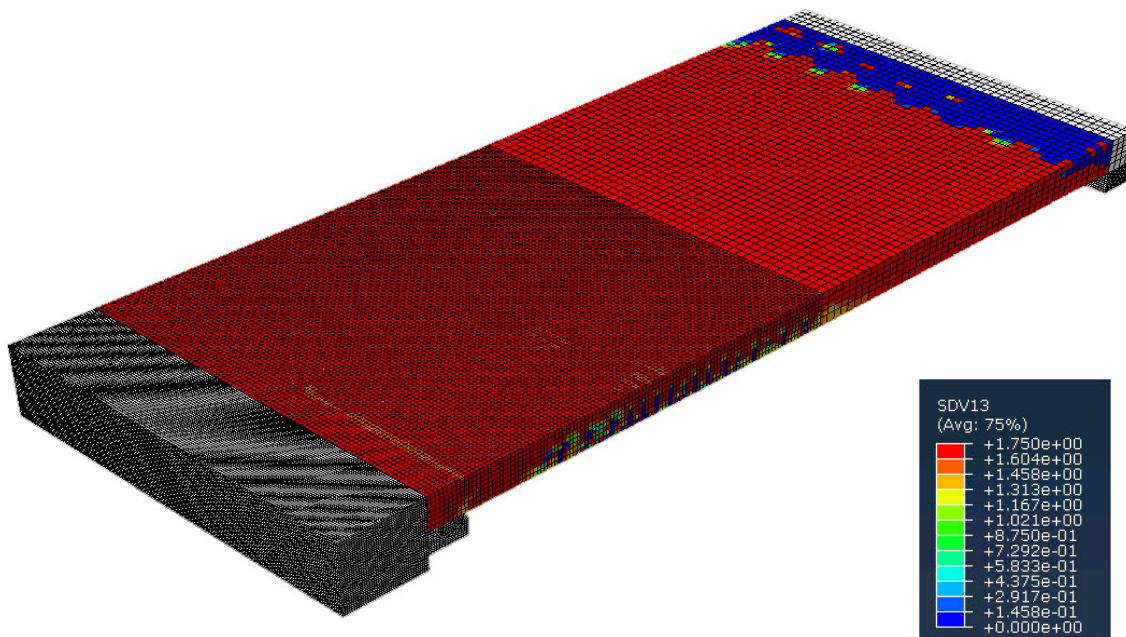


Figure 6.16 – Fissuration – Modèle global – Chargement 3

6.6 ANALYSES THÉORIQUES

La capacité du pont déterminée avec les conditions d'appui réelles peut être comparée avec celle obtenue en adoptant des conditions d'appui habituellement utilisées dans les évaluations courantes. De plus, un positionnement différent des charges peut affecter la

résistance. Deux conditions sont présentées sur la Figure 6.17, où la charge totale correspond à celle appliquée par les vérins alors que la résistance est obtenue de l'équation 5.3 et inclut tous les efforts :

- appuis libres et retenus;
- charge à $a = 2d$ et charges à $a = 3d$.

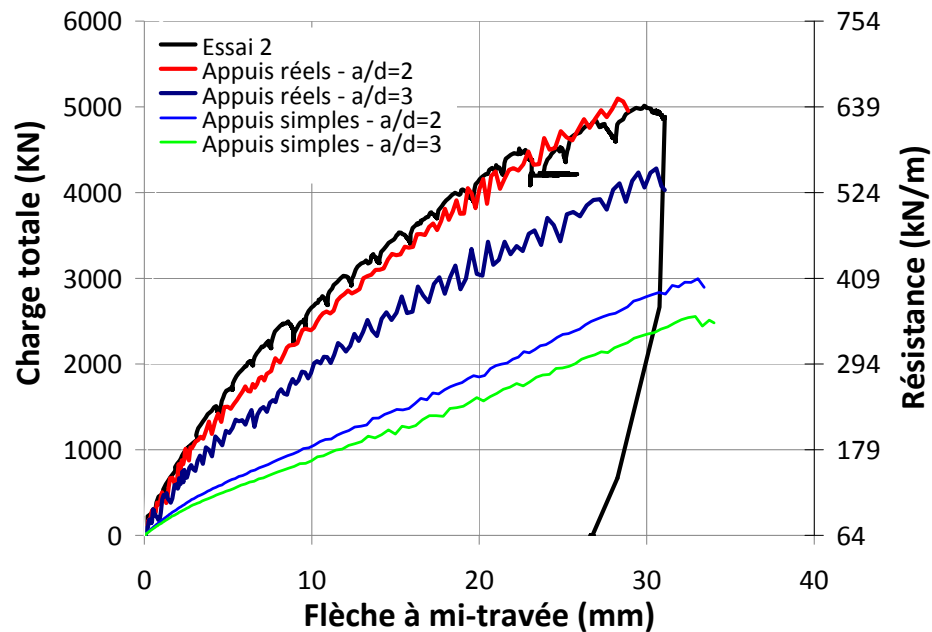


Figure 6.17 – Effet des conditions d'appui

Malgré le changement de conditions aux limites et de position des charges, les modes de ruptures sont restés les mêmes, à savoir une rupture en cisaillement, comme l'illustre la Figure 6.18. Seule l'amplitude de la charge a été affectée par le changement de conditions. L'utilisation de conditions simplement supportées amène une réduction de la résistance en cisaillement de l'ordre de 36% dû à la perte de la force axiale amenée par la restrainte aux appuis. Le déplacement des points d'application des charges vers le centre augmente les efforts de flexion ce qui conduit à une diminution de la rigidité mais affecte dans une moindre mesure la résistance en cisaillement, amenant une perte de résistance de l'ordre de 14%. Le Tableau 6.1 présente la synthèse des résultats.

Tableau 6.1 – Résistances en cisaillement obtenues des analyses par éléments finis

Conditions de calcul	Conditions d'appuis	$V_{@2d}$ (kN/m)	$V_{@3d}$ (kN/m)
Ultimes ($\phi_c = 1.0$)	Réelles	646	556
	Simples	408	357
Pondérées ($\phi_c = 0.75$)	Réelles	485	417
	Simples	306	268

Les valeurs obtenues des analyses par éléments finis pour la condition ultime (408 kN/m et 646 kN/m) se comparent avec à celles obtenues de l'analyse sectionnelle qui sont respectivement égales à 427 kN/m et 689 kN/m, les écarts étant d'environ de 6%.

Dans le cas d'une évaluation structurale, l'application des règles du code CSA-S6 conduit à choisir un indice de sécurité $\beta = 3.25$ pour le calcul de la résistance en cisaillement. Les valeurs retenues pour l'évaluation en 2007 [8] étaient une dalle de 464 mm d'épaisseur et un enrobé bitumineux mesuré moyen de 170 mm. L'effort tranchant pondéré à l'appui selon le code CSA-S6 est :

$$\begin{aligned} V_{f_appui} &= \alpha_{D2} \times 50.1 + \alpha_{D2} \times 18.0 + \alpha_L \times 295 \times 0.29 \\ &= 51.3 + 21.2 + 145 = 72.5 + 145 = 218 \text{ (kN/m)} \end{aligned} \quad (6.1)$$

Cette valeur est inférieure de 29% à la résistance obtenue avec des conditions d'appui idéalisées et seulement 45% de la résistance pondérée associée aux conditions réelles. Le facteur d'évaluation F calculé selon le code CSA-S6 à l'article 14.15.2.1, F est égal à 1.6 dans le cas d'appuis idéalisés et plus de 2.8 dans le cas des conditions réelles d'appui. Pour la travée Nord qui avait une zone endommagée, la résistance pondérée associée aux efforts mesurés à l'ultime est égale à 408 kN/m, ce qui excède de 87% la résistance requise, avec un facteur F égal à 2.3 pour la condition réelle. Les conditions utilisées pour déterminer la résistance sont plus défavorables que les conditions réelles prévalant sur un ouvrage. Ces résultats considèrent uniquement la section critique et ne prennent pas en considération la répartition non uniforme des efforts de cisaillement réels causés par les véhicules et l'effet favorable d'une redistribution des efforts.

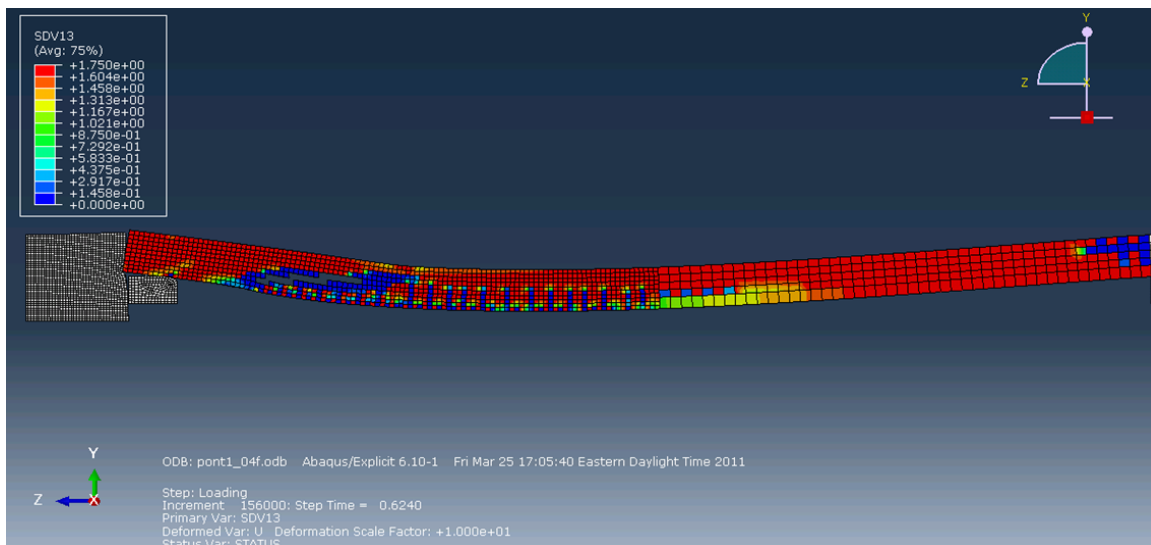


Figure 6.18 – Mode de rupture typique

6.7 CAPACITÉ PORTANTE DU PONT

Les analyses non-linéaires par éléments finis et les analyses sectionnelles permettent de conclure que le pont avait une capacité en cisaillement permettant de supporter en toute sécurité la charge maximale apportée par le chargement CL-625.

Dans la zone affectée par un plan de cisaillement horizontal, la fissuration associée à une rupture en cisaillement est apparue à une charge appliquée de 2000 kN, ce qui correspond à une résistance en cisaillement pondérée de 220 kN. Cette valeur est approximativement égale à l'effort tranchant critique. Or, malgré l'amorce de la fissure de cisaillement, la résistance de la dalle a permis de doubler cette valeur.

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

Les essais et les résultats des analyses permettent de conclure que le pont avait une capacité largement supérieure au niveau exigé par le code pour supporter les charges légales. L'application de charges correspondant au double des charges de service n'a pas conduit à l'observation d'aucune défaillance lors des essais sur chacune des deux travées. Les déformations et flèches sont demeurées faibles à ce niveau de chargement. Pour atteindre la rupture de la dalle, il a fallu appliquer une condition de chargement plus critique que les conditions réelles d'utilisation des ponts.

La rupture à l'effort tranchant observée dans la zone où un plan d'endommagement interne avait été observé dans le coin Nord-Est de la travée Nord n'a pas conduit à la rupture du pont. Il a été possible de doubler la charge appliquée avant que le pont n'atteigne la rupture. Cet essai a donc permis de démontrer la capacité de la dalle de redistribuer la charge lorsqu'une rupture locale se produit. Cette caractéristique est attribuée à l'hyperstaticité intrinsèque de ce type de pont. Bien que ces conclusions puissent être étendues à d'autres structures du même type, il serait toutefois prudent de limiter la portée de ces conclusions aux ouvrages du même gabarit, à savoir un pont de géométrie en plan presque carrée, appuyé béton sur béton. Il convient également de souligner que la nuance de l'acier d'armature de 400 MPa au lieu du 230 MPa pris par défaut joue un rôle important dans l'augmentation de la capacité portante.

Les essais comme les analyses ont permis de mettre en évidence la contribution bénéfique à la résistance en cisaillement amenée par les efforts axiaux de compression qui sont générés par la restreinte des mouvements horizontaux au niveau des appuis. Toutefois, même sans cet apport, les dalles offraient une résistance plus que suffisante. Cette restreinte est demeurée efficace jusqu'à la rupture.

Enfin les méthodes d'auscultation sans contact se sont révélées intéressantes. La caméra de déformation permet d'avoir une idée relativement fidèle des déformations mais elle requiert des conditions d'utilisation qui doivent être favorables, particulièrement dû à l'ensoleillement. Cette technique exige l'application d'un motif sur l'élément qui perturbe l'observation visuelle et rend difficile la présentation de photos illustrant les modes de rupture. La technique par balayage laser a également montré une très bonne précision. Le temps requis pour le balayage est moins bien adapté à un essai en continu. Toutefois la technique est certainement prometteuse pour faire le suivi d'ouvrages sur une longue période afin de détecter des anomalies. Le post-traitement a demandé le développement de logiciels afin de traiter les résultats bruts fournis par les arpenteurs.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les différents groupes du Ministère des Transports qui ont été impliqués dans le projet, notamment la direction Chaudière-Appalaches et la direction des Structures, et plus particulièrement MM. Jean-François Laflamme, Bernard Pilon et Marc Savard. Les auteurs tiennent à souligner l'excellente collaboration de l'entrepreneur général BSL, de la firme BPR que agissait à titre de surveillant des travaux, de l'entreprise de mesures sans contact Hoskin Scientifique/Trilion Quality System et des arpenteurs géomètres Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard. Enfin l'appui technique offert par le personnel technique et professionnel du groupe de recherche en génie des structures a été un élément essentiel à la bonne réussite à la réalisation des essais in situ.

RÉFÉRENCES

- [1] 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".
- [2] CSA 2006. "Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- [3] 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, 105p.
- [4] Massicotte, B., Yildiz, E. Lubell, A. et Grenier, J. 2007. "Comportement et résistance de la dalle de la culée du pont du boulevard de la Concorde", Rapport SR07-07, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 73p.
- [5] Direction des structures. 2008. "Plans de conception PO-04226". Ministère des Transports.
- [6] Direction des structures. 2007. "Rapport d'inspection P-04662". Direction des structures, Ministère des Transports.
- [7] Hovington, A., Claveau, A., Renaud, M., Lamontagne, S. et Leclerc, G. 2007. "Caractérisation du béton utilisé dans une structure à dalle épaisse (structure # 04662)", Secteur béton de ciment/Métallurgie, Laboratoire des chaussées, Ministère des Transports, 23p.
- [8] Direction des structures. 2007. "Fiche d'évaluation de la capacité portante du pont PO-04226". Ministère des Transports.
- [9] Direction des structures. 2008. "Évaluation de la capacité portante du pont PO-04226". Ministère des Transports.
- [10] 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.
- [11] Kani, M. W., Huggins, M. W. and Wittkopp, R. R. 1979. "Kani on Shear of Reinforced Concrete", Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [12] Wight, J. K. and MacGregor, J.G. (2009). "Reinforced Concrete: Mechanics and Design". 5th Ed., Prentice Hall, N.J.

- [13] Massicotte, B. et Yildiz, E. A. 2008. "Étude préliminaire du comportement du pont P-04662 avant les essais de chargement". Rapport SR08-09, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [14] Saillant, M. et Villeneuve, D. 2008. "Essais sur les armatures de la rivière Bagot", Service des matériaux d'infrastructures, Ministère des Transports, 2p.
- [15] Direction des structures. 2008. "Plans d'instrumentation PO-04226". Ministère des Transports.
- [16] 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.
- [17] Trilion 2010. "3D Deformation and Crack Measurements on a Heavily Loaded Concrete Bridge with 3D Image Correlation", Trilion Quality Systems, USA.
- [18] Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard et Associés, 2009. "Données des mesures".
- [19] Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2007. "EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures", Rapport SR07-10, École Polytechnique de Montréal.
- [20] ABAQUS, 2007. "Analysis User's Manual Version 6.6", Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. USA.
- [21] Bowles, J.E. 1996. "Foundation analysis and design". 5th Ed., McGraw-Hill, New York.
- [22] FIB 2011. "Model Code 2010" First complete draft. International Federation for Structural Concrete, Switzerland.

ANNEXE – CHARGES NON TRAITÉES

Le système de chargement avec des vérins de faible course a nécessité plusieurs cycles de chargement et déchargement. Grâce au principe retenu pour le banc de chargement, la charge était toutefois maintenue sur le pont pendant les opérations de reprise de la course (voir Figure 4.9). Cependant les valeurs enregistrées au niveau des vérins incluent tous les cycles de chargement associés aux manipulations des vérins. Il a donc été convenu que les graphiques présentés aux chapitres 5 et 6 soient nettoyés de ces cycles de déchargement et rechargement qui ne représentent pas la réalité. Par soucis de clarté, les figures montrant les charges non traitées sont présentées dans la présente annexe avec les numéros de figures correspondants.

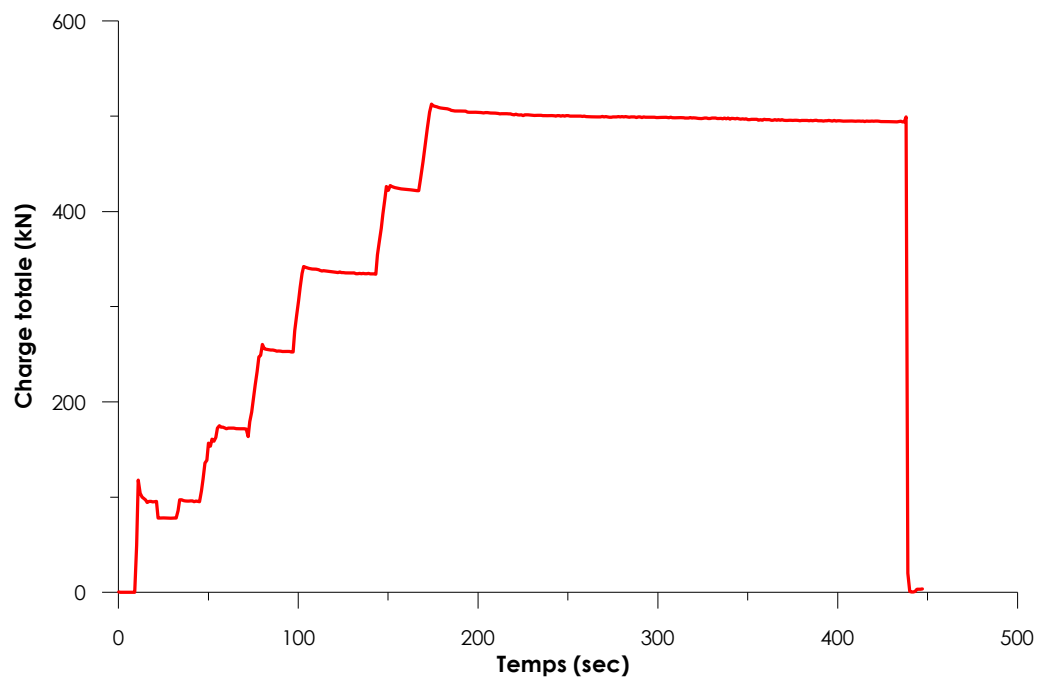


Figure 5.1 – Charge totale appliquée en fonction du temps

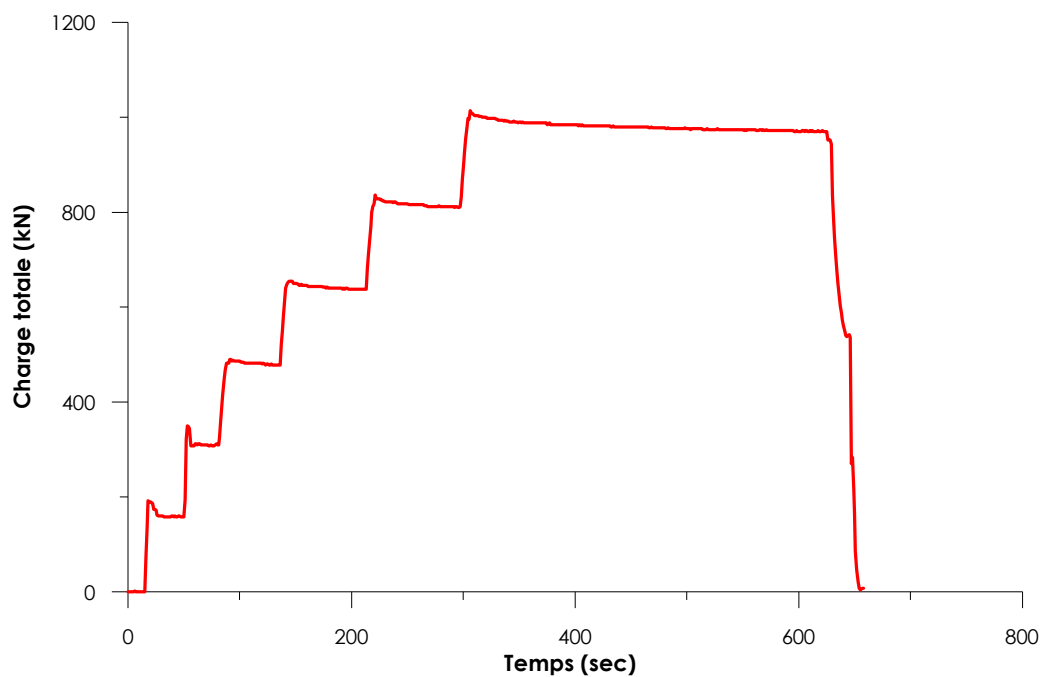


Figure 5.10 – Charge totale appliquée en fonction du temps

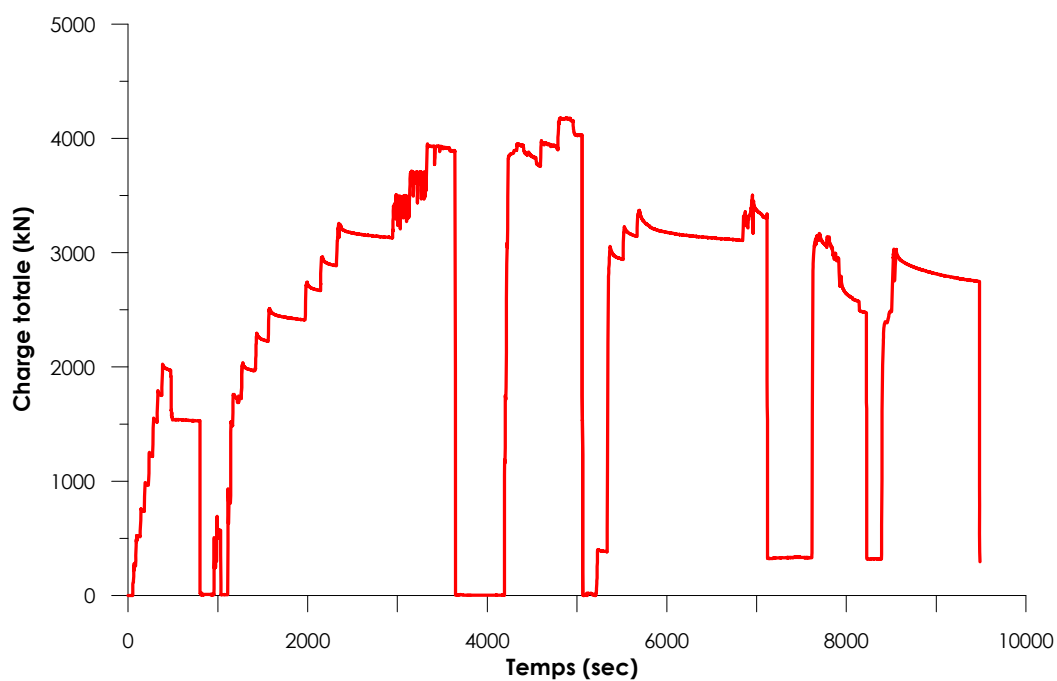


Figure 5.14 – Charge totale appliquée en fonction du temps

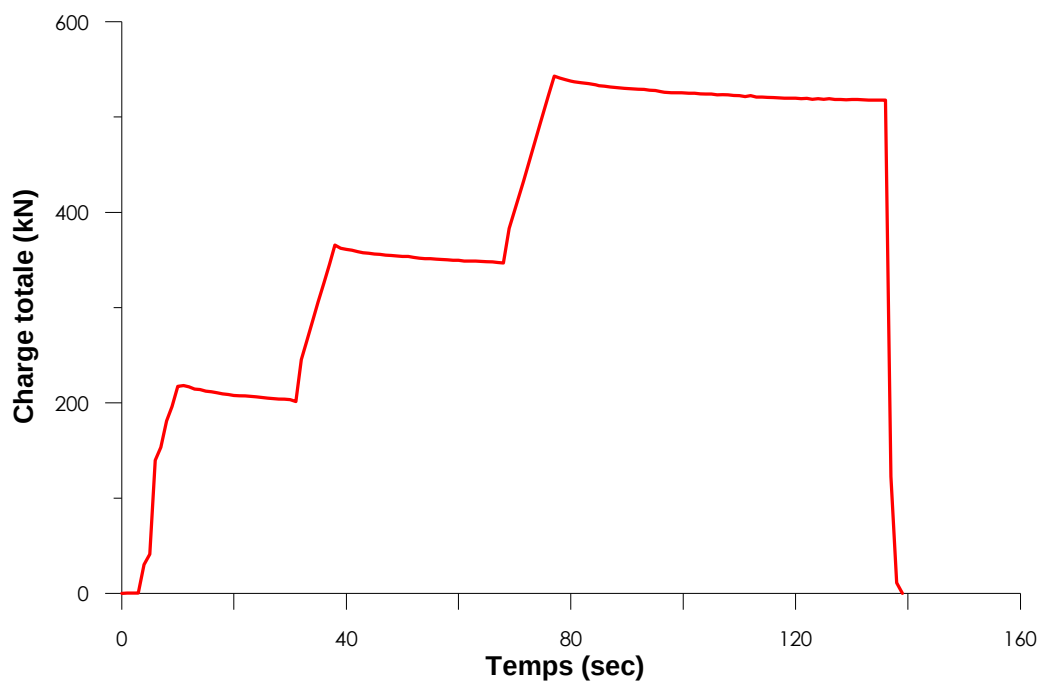


Figure 5.32 – Charge totale appliquée en fonction du temps

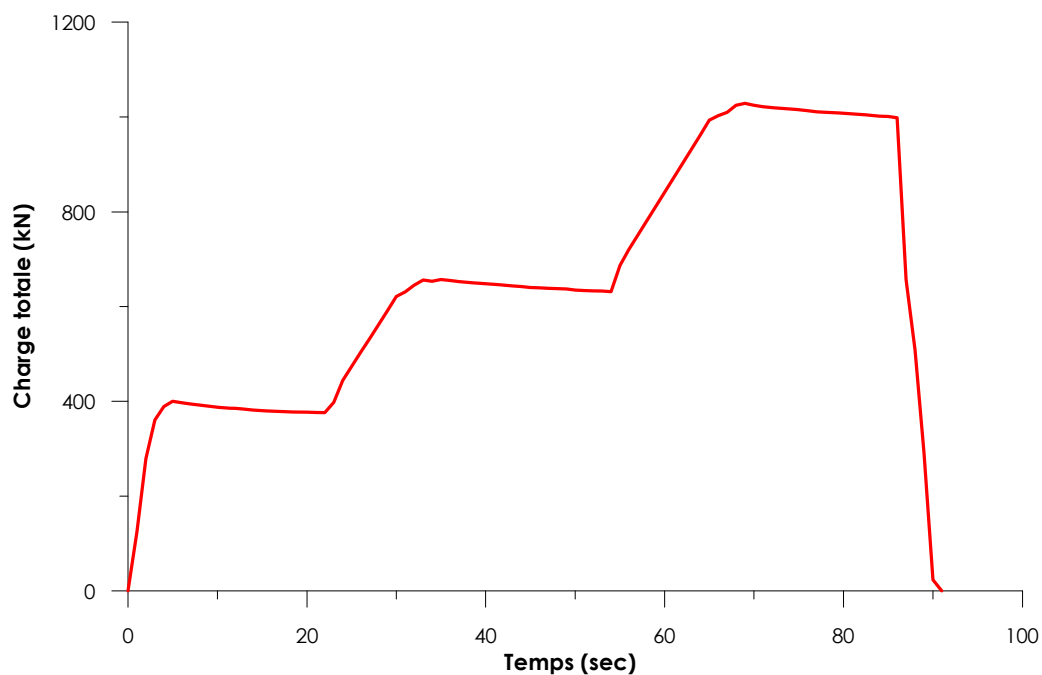


Figure 5.39 – Charge totale appliquée en fonction du temps

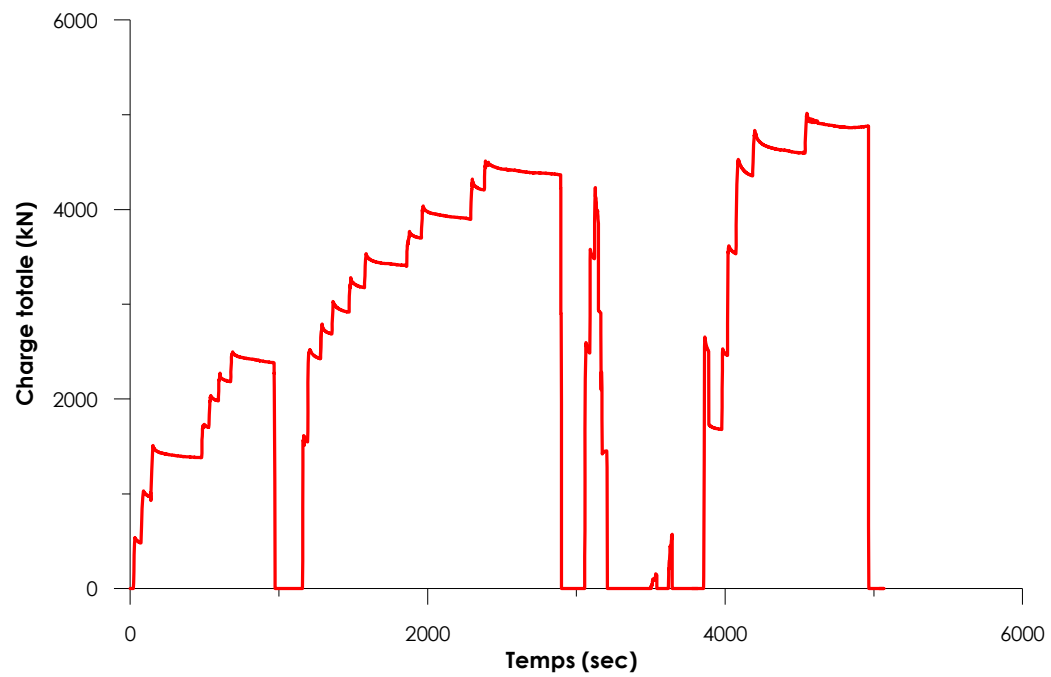


Figure 5.46 – Charge totale appliquée en fonction du temps