

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

**Étude du comportement d'une dalle épaisse
sans armature de cisaillement lors des essais
de chargement – PO-02282**

par :

B. Massicotte et D. Conciatori

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

SR11-01
Version finale – Février 2012

Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-02282



Rapport de recherche

Octobre 2011
Version finale – Février 2012
N/R: SR11-01 / P3888
V/R: R624.1

Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-02282

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

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Octobre 2011

Version finale – Février 2012

N/R: SR11-01 / P3888

V/R: R624.1

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 1937 situé dans la municipalité de St-Germain-de-Grantham. Il a comme objectif de valider sur un ouvrage les 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 supérieures aux 5 tonnes affichées sans toutefois que le niveau puisse être déterminé par des méthodes de calcul usuelles. Toutefois la présence d'un plan de fissuration horizontal étendu révélé par le carottage avait amené le Ministère des Transports à recommander une diminution de la capacité portante du pont à 5 tonnes. Cependant, compte tenu de la taille de l'ouvrage et des conditions d'appuis réelles, il a été jugé probable que le pont puisse être en mesure de supporter des charges supérieures à ce niveau avant d'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'enrobé bitumineux, 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 trois 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 capacité de la dalle a été plus de trois fois celle des charges légales malgré la présence d'un plan de fissuration interne qui n'a vraisemblablement pas affecté la capacité du pont. Un mode de rupture ductile en flexion a été observé et ce malgré l'observation d'une fissure en cisaillement dans un coin de la dalle.

Les méthodes d'auscultation sans contact se sont révélées intéressantes mais pas pour des essais de la nature de ceux réalisés. L'utilisation de la caméra de déformation s'est avérée fort utile pour détecter la présence d'une fissure de cisaillement. Toutefois cette méthode 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. Cette technique requiert un post-traitement particulier.

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	14
2.3 Armatures	14
3 CONDITIONS RÉELLES DE L'OUVRAGE	16
3.1 État structural du béton	16
3.2 État des matériaux	17
3.3 Évaluation usuelle	19
3.4 Inspections préalables à l'essai	20
4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU	25
4.1 Généralités	25
4.2 Préparation du pont	25
4.3 Système de chargement	27
4.3.1 Section critique pour le positionnement du camion CL-625	27
4.3.2 Conditions de chargement retenues	29
4.3.3 Banc de chargement	29

4.3.4	Installation du banc de chargement	34
4.3.5	Système de vérins.....	35
4.3.6	Calcul de la résistance selon le code CSA-S6.....	35
4.3.7	Réalisation des essais.....	38
4.3.8	Détermination des efforts de cisaillement appliqués.....	40
4.4	Instrumentation	41
4.4.1	Instrumentation traditionnelle	41
4.4.2	Acquisition de données	46
4.4.3	Nouvelles technologies à l'essai.....	47
5	RÉSULTATS.....	52
5.1	Chargement 1 – Une voie au centre.....	52
5.1.1	Charge d'essai	52
5.1.2	Ouverture des fissures	53
5.1.3	Déformation des barres d'armature	54
5.1.4	Rotation aux appuis.....	57
5.1.5	Flèche.....	58
5.1.6	Sommaire du cas de chargement 1.....	59
5.2	Chargement 2 - Poutres P1, P2, P4 et P5.....	59
5.2.1	Déroulement de l'essai	59
5.2.2	Charge d'essai	60
5.3	Cas de chargement 3: P1 à P5.....	61
5.3.1	Charge d'essai	61
5.3.2	Ouverture des fissures	64
5.3.3	Rotation aux appuis.....	66
5.3.4	Déformation des barres d'armature	68
5.3.5	Flèches	70
5.3.6	Sommaire du cas de chargement 3.....	71
5.4	Mesures avec la caméra de déformations.....	73
5.5	Mesures avec le balayage laser.....	75
5.6	Mesures avec un appareil à photo numérique	80
6	COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT.....	87
6.1	Comportement global	87
6.2	Modèle d'éléments finis	88
6.2.1	Considérations générales	88
6.2.2	Géométrie et maillage.....	88
6.2.3	Propriétés des matériaux	89
6.2.4	Conditions d'appui.....	89
6.2.5	Conditions d'analyse retenues.....	91

6.3	Résultats des analyses	94
6.3.1	Modes de fissuration	94
6.3.2	Effets de la retenue horizontale	96
6.3.3	Effets de la résistance du béton	96
6.3.4	Rupture en cisaillement.....	97
6.4	Sommaire des analyses par éléments finis	99
6.5	Interaction dalle-culées.....	100
6.6	Résistance pondérée	100
7	CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE.....	102
	REMERCIEMENTS.....	103
	RÉFÉRENCES	104

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. Un premier pont testé à l'automne 2008 [4] a présenté une capacité réelle considérablement plus élevée que la résistance théorique. Les essais et les analyses réalisées dans le cadre du présent projet de recherche visent à poursuivre les efforts déjà consacrés à l'étude du comportement des ponts de type dalle épaisse.

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 PORTEE DU PRESENT DOCUMENT

Le présent rapport porte sur un pont comportant une travée simplement supportée avec un faible 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 METHODOLOGIE

La méthodologie suit la même démarche que celle adoptée dans l'étude similaire réalisée suite à des essais en 2008 [4] et utilise en partie l'approche suivie 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 [5], 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 en fonction des caractéristiques du banc de chargement;
- au montage expérimental et à l'installation de l'instrumentation du MTQ;
- à la réalisation de l'essai de chargement (26 octobre 2011);
- 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.

2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.1 GEOMETRIE SELON LES PLANS

Les informations retrouvées sur le plan d'origine [6] indiquent que le pont P-02282 permet à la route Doyon d'enjamber la rivière David (Figure 2.1, Figure 2.2 et Figure 2.3). L'ouvrage, construit en 1937 et de type dalle épaisse, consiste en une seule travée simplement supportée s'appuyant sur deux culées (Figure 2.4). Le tablier possède un biais de 9.5° et affiche une longueur aux plans de 10.06 m (33') (Figure 2.5). Il est constitué d'une dalle épaisse ayant une largeur de 5.79 m (19') (Figure 2.6) dont l'épaisseur nominale est 533 mm (1'9"). La portée nette de la dalle selon les indications données sur la Figure 2.4 est de 9.144 m (30').

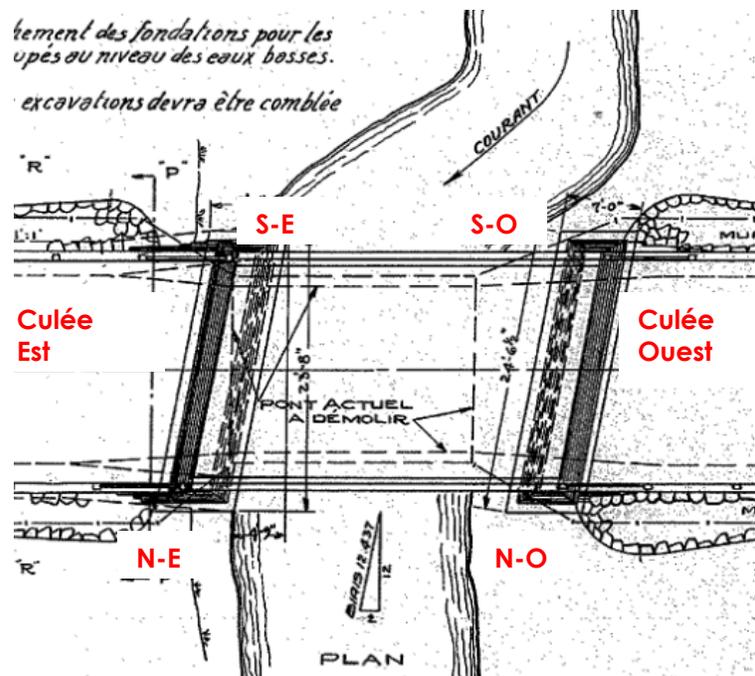


Figure 2.1 – Vue en plan l'ouvrage (plans d'origine [6])



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



Figure 2.3 – Vue d'ensemble de l'ouvrage (Face aval)

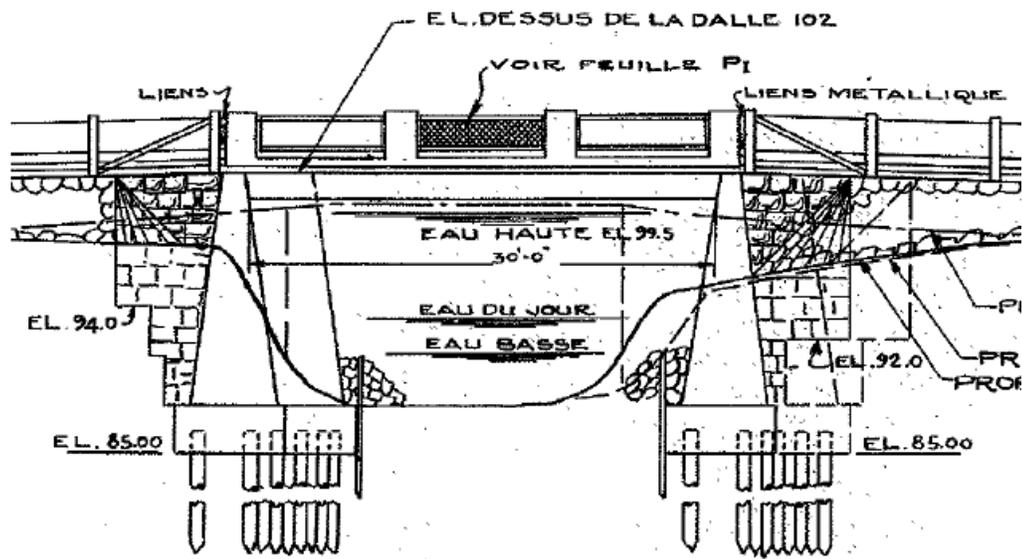


Figure 2.4 – Vue en élévation de l'ouvrage (Vue aval – plans d'origine [6])

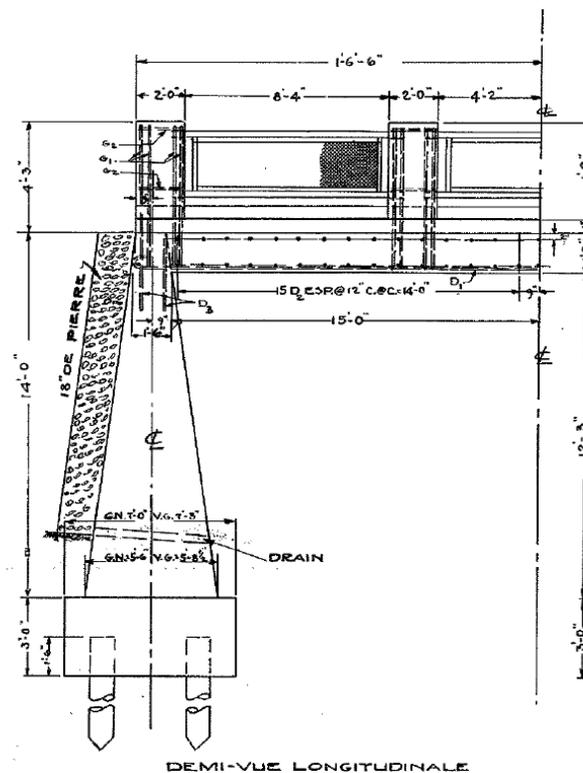


Figure 2.5 – Demie-coupe longitudinale (plans d'origine [6])

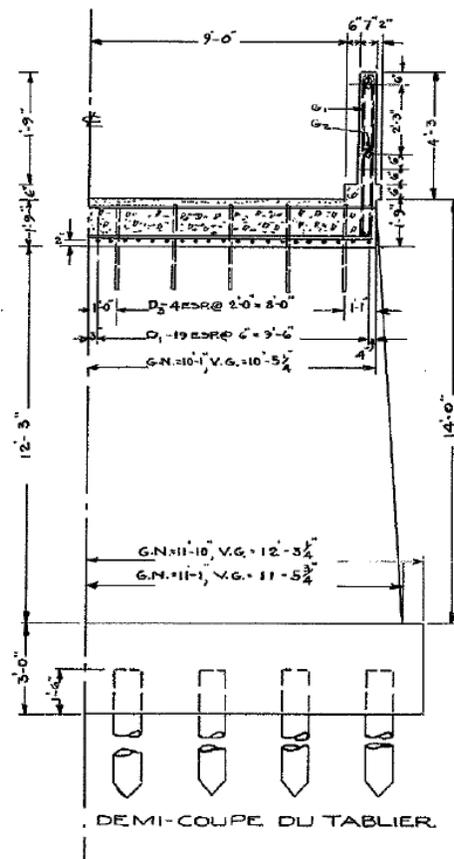


Figure 2.6 – Demie-coupe transversale (plans d'origine [6])

Les éléments de fondation consistent en deux culées sur pilotis, aux extrémités du pont. Ces éléments, montrés sur la Figure 2.7, la Figure 2.8 et la Figure 2.9, ne sont pas armés. Les dispositifs de retenue latérale semblent correspondre à ceux d'origine auxquels une glissière de sécurité a été ajoutée (Figure 2.10).



Figure 2.7 – Vue de la culée Est



Figure 2.8 – Vue de la culée Ouest

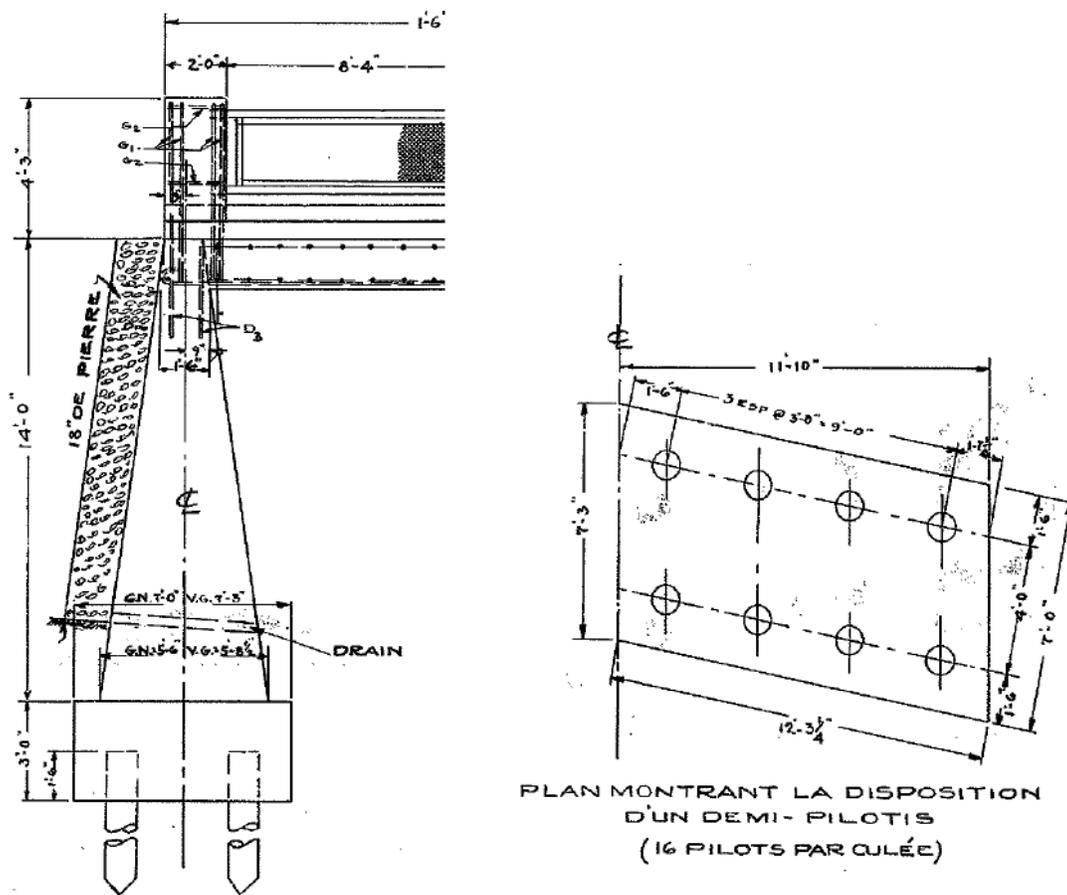


Figure 2.9 – Unités de fondation (plans d'origine [6])



Figure 2.10 – Élément de retenue – vue extérieure

2.2 GEOMETRIE RELEVÉE SUR LE TERRAIN

La géométrie de l'ouvrage réel diffère légèrement de celle présentée sur les plans d'origine. En effet, un relevé fait en 2007 [7] a révélé que la largeur du tablier était de 6.248 m (20'6") par rapport à la valeur initiale de 5.79 m. De plus, la portée nette mesurée de la travée se situe entre 8.809 et 9.095 m selon le côté amont ou aval, soit une valeur inférieure à la valeur de 9.144 m indiquée aux plans d'origine. L'épaisseur de la dalle est également plus mince à certains endroits (510 mm) que celle de 533 mm indiquée sur les plans. Les autres dimensions indiquées aux plans ont été confirmées lors de l'inspection au chantier.

2.3 ARMATURES

Les armatures du pont, consistant en des barres lisses, sont présentes uniquement dans la dalle 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 longitudinales du lit inférieur sont terminées par des crochets à 180° alors que les barres transversales des lits inférieur et supérieur sont droites. Il convient de noter qu'il n'y a pas de lit d'armatures longitudinal supérieur. Les positions des barres montrées aux plans sont également indiquées sur la Figure 2.11 et la Figure 2.12.

Tableau 2.1 – Détails des armatures [6]

Type d'armature	Diamètre (po)	Aire (mm ²)	Espacement (po – mm)	Position – d (po – mm)	Extrémités
Longitudinale inférieure (D1)	1	507	6 – 152	19 – 483	Crochets
Longitudinale inf. et sup. (D2)	½	127	12 – 305	19 – 483	Droites
Ancrages aux culées (D3)	1	507	24 – 610	s/o	Droites

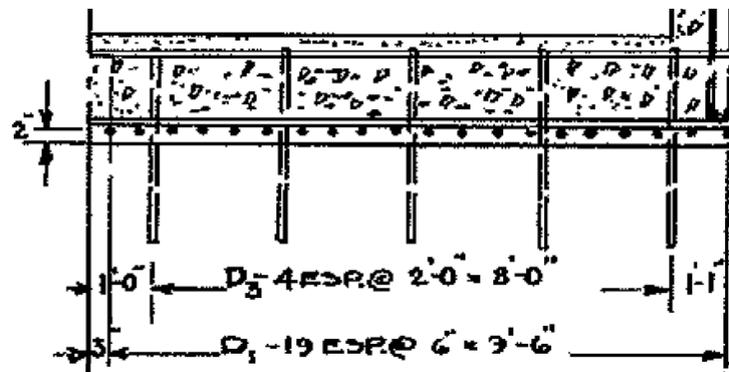


Figure 2.11 – Position des armatures dans la dalle – Coupe transversale (plans d'origine [6])

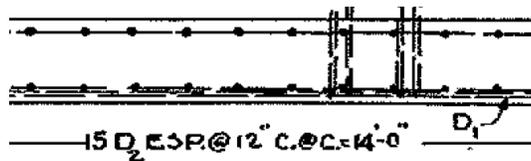


Figure 2.12 – Position des armatures dans la dalle – Coupe longitudinale (plans d'origine [6])

3 CONDITIONS RÉELLES DE L'OUVRAGE

3.1 ÉTAT STRUCTURAL DU BETON

L'état de la structure est celui décrit suite à l'inspection pour évaluation réalisée en 2007 pour le Ministère des Transports par une firme d'ingénieurs [7]. On y indique que le pont P-02282 est affecté par quelques dommages typiques :

- fissures horizontales jusqu'à 1.75 mm d'ouverture sur les deux côtés extérieurs de la dalle;
- fissures de cisaillement sur les côtés extérieurs aux appuis du pont;
- fissures longitudinales minces répétitives en-dessous de la dalle;
- indice de délaminage du béton en-dessous la dalle.

Les fissures de cisaillement au-dessus des culées sont d'étroites à larges (Figure 3.1). Les fissures longitudinales sur le côté extérieur sont également d'étroites à larges. Aucune zone de délaminage n'a été observée sous la dalle. Cependant le dessous de la dalle du côté Sud du pont donne des indices de délaminage et on relate que le béton était humide lors de l'inspection.



Figure 3.1 – Vue côté amont des fissures de cisaillement et d'éclatements de béton sur la culée Est [7]

Sur les deux faces du pont, le chasse-roue est séparé de la dalle à plusieurs endroits (entre les murets de béton des garde-corps). On note que l'on peut voir le jour entre la dalle et le chasse-roue (Figure 3.2).



Figure 3.2 – Séparation de la dalle du chasse-roue [7]

3.2 ÉTAT DES MATERIAUX

En 2007, une investigation in situ [8] a été réalisée pour caractériser les propriétés mécaniques du béton et déterminer la présence de fissures. Au total 11 échantillons de béton ont été prélevés. Selon le rapport d'investigation, toutes les carottes prélevées montrent la présence de fissures horizontales ou diagonales dans la dalle. Six des huit carottes prélevées près des appuis montrent la présence de fissures diagonales qui pourraient être attribuées au cisaillement selon la référence [8]. Les onze carottes prélevées montrent des fissures horizontales (Figure 3.3). Toutes les carottes sauf une présentent un joint de rupture situé entre 137 et 313 mm du dessus de la dalle [8].

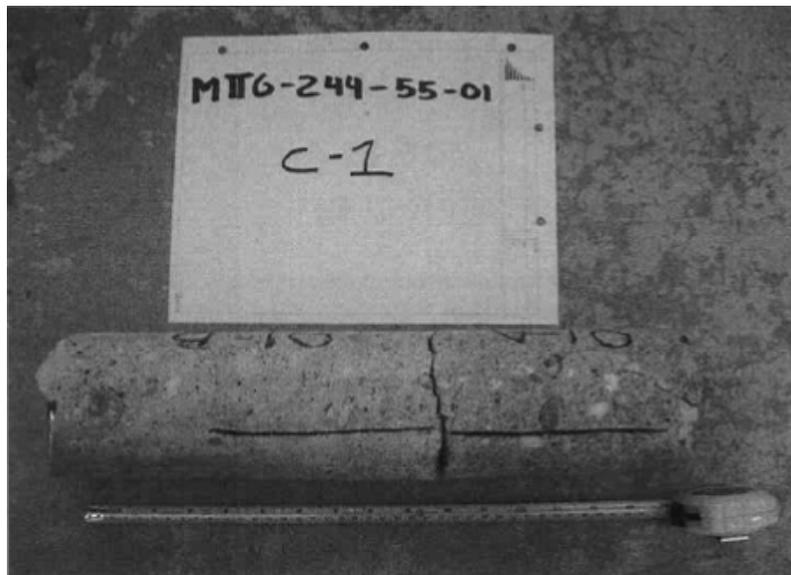


Figure 3.3 – Fissuration horizontale caractéristique dans les carottes prélevées [8]

Les résistances en compression mesurées sur 3 échantillons sont égales à 24.4, 45.7 et 47.3 MPa, avec une moyenne de 39.1 MPa et un écart type de 12.8 MPa. Selon la méthode préconisée par le code CSA-S6 [2] la résistance nominale devant être utilisée pour l'évaluation structurale est de 22.6 MPa. Les auteurs du rapport d'évaluation [7] ont choisi d'utiliser une résistance en compression de 25 MPa. Cet aspect sera discuté au chapitre 6.

Le carottage a permis de tirer les observations additionnelles suivantes [8] : il n'y a aucune membrane sur le pont; il y a peu de corrosion et pas de réduction de section sur les barres d'armatures interceptées. Les observations photographiques montrent un faible enrobage des armatures du lit inférieur (Figure 3.4).



Figure 3.4 – Visualisation de quelques barres d'armature mise à nue par le processus de corrosion par carbonatation

3.3 ÉVALUATION USUELLE

L'évaluation usuelle réalisée par la firme d'ingénieurs [7] en 2007 indiquait deux facteurs de capacité de surcharge selon qu'un plan de fissuration horizontal était ou non considéré, soit des valeurs de F égales à 0.02 et 0.67, associées dans les deux cas à un mode de rupture en flexion. Les deux valeurs correspondantes pour le cisaillement obtenues de l'évaluation sont respectivement de 1.35 et 2.39.

À la lumière des résultats d'évaluation, le Ministère [9] a décidé d'afficher la capacité du pont à 5 tonnes pour toutes les catégories de véhicules (Figure 3.5).



Figure 3.5 – Affichage suite à l'évaluation de la capacité portante

3.4 INSPECTIONS PREALABLES A L'ESSAI

Deux inspections ont été réalisées conjointement entre le personnel de la direction des Structures du Ministère des Transports et celui de l'École Polytechnique, le 27 mai 2008 et le 8 septembre 2010. Ces inspections ont permis de valider les observations retrouvées dans le rapport d'inspection de 2007 [7].

L'état de détérioration des côtés de la dalle et des chasse-roues a pu être constaté (Figure 3.6) alors qu'aucune trace de détérioration importante n'était apparente sous la dalle à l'exception des zones sous les chasse-roues (Figure 3.7). Les culées sont apparues comme étant en relativement bon état pour un pont de plus de 70 ans (Figure 3.8 et Figure 3.9). Toutefois la présence des semelles n'a pas pu être établie.

Des fissures inclinées s'apparentant à des fissures de cisaillement étaient présentes aux deux coins aigus de la dalle, Sud-Ouest et Nord-Est (Figure 3.10 et Figure 3.11), alors que des fissures plus verticales étaient visibles aux deux coins obtus de la dalle, Nord-Ouest et Sud-Est (Figure 3.12 et Figure 3.13). Les positions des coins sont celles qui ont été inscrites au crayon sur l'ouvrage, probablement lors de l'inspection d'évaluation, tel que localisées sur la Figure 2.1. Des fissures horizontales étaient également visibles sur toutes les faces externes de la dalle.



Figure 3.6 – Vue de la face amont



Figure 3.7 – État du dessous de la dalle



Figure 3.8 – Culée Est



Figure 3.9 – Culée Ouest



Figure 3.10 – Coin Sud-Ouest



Figure 3.11 – Coin Nord-Est



Figure 3.12 – Coin Nord-Ouest



Figure 3.13 – Coin Sud-Est

4 RÉALISATION DES ESSAIS IN SITU

4.1 GENERALITES

Les essais ont été réalisés le 26 octobre 2010. Plusieurs intervenants ont participé à ces essais, dont :

- Le **Ministère des Transports du Québec** – La direction des Structures et la direction Territoriale Mauricie-Centre du Québec ont été impliquées dans ce projet. Instigateur de ce projet, le Ministère a réalisé les plans et devis d'instrumentation ainsi que le banc de chargement, et il a coordonné les divers intervenants du projet. Lors des essais le Ministère a fourni et mis en place l'instrumentation installée sur l'ouvrage et il a réalisé la prise des données.
- L'**École Polytechnique de Montréal** – Le personnel du Groupe de recherche en génie des structures (GRS) a réalisé les études préliminaires pour la conception du banc de chargement [10] et la détermination de la position des charges et des cas de chargement [11]. L'École Polytechnique a coordonné le déroulement des activités lors des essais et a par la suite traité et analysé les résultats des essais. Une nouvelle technique d'imagerie numérique a également été appliquée à titre exploratoire.
- **Hoskin Scientifique** – En partenariat avec la compagnie américaine **Trilion Quality Systems**, elle a utilisé une nouvelle technologie de mesure par imagerie numérique à très haute résolution.
- **Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard et Associés** – Cette firme d'arpenteurs-géomètres a utilisé une technique de mesure des déplacements de la structure au moyen d'un balayage laser en 3D.
- **Lambert et Grenier** – Entrepreneur général, il a réalisé les travaux préparatoires du pont, la mise en place du banc de chargement et de l'ancrage de celui-ci dans les culées, l'installation des blocs d'ancrage pour les capteurs de déplacement utilisés par le MTQ et la préparation du site pour l'installation des caméras à haute résolution. Lors des essais l'entrepreneur était aussi en charge de l'alimentation électrique, de l'utilisation des pompes ainsi que des différentes opérations de boulonnage reliées à l'utilisation du banc de chargement.

4.2 PREPARATION DU PONT

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

- déviation de la rivière David (Figure 4.1);
- enlèvement du bitume et abaissement de la chaussée au niveau des culées, sous le niveau de la dalle, excavation en amont et en aval du pont, laissant les bords de dalle libres (Figure 4.2);



Figure 4.1 - Déviation de la rivière David



Figure 4.2 - Excavation de la chaussée et des abords du pont

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 5.14 m selon les mesures réalisées avant les essais. Cette opération a donné une surface bien nette sur les côtés de la dalle permettant une mesure aisée de l'ouverture des fissures. La Figure 4.4 donne les dimensions mesurées de l'ouvrage.



Figure 4.3 - Dalle sans chasse-roues (avant les essais)

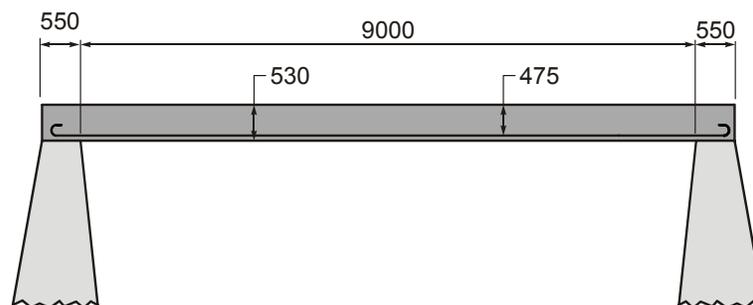


Figure 4.4 – Dimensions de la dalle

4.3 SYSTEME 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% [12, 13], longueur aussi connue sous l'appellation portée de cisaillement. Le paramètre d correspond à la position verticale 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 poutres avec des pourcentages d'armature élevés. De plus, dans le cas d'essais in situ où des charges ponctuelles sont appliquées, il est 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, notamment pour les charges les plus éloignées de l'appui qui se répartissent sur une largeur plus importante. Lors des essais précédents au pont d'Irlande [4], la première charge avait été positionnée à environ $2.1d$ de l'appui, soit la borne inférieure de la zone critique pour une rupture en cisaillement. Avec toutes ces considérations, il a donc été décidé pour le présent ouvrage [11] de fixer la position de la première charge à une distance légèrement supérieure à celle des essais précédents, soit à 1.20 m de la face de la culée Est, ce qui correspond à environ $2.5d$ selon la position théorique des armatures (Figure 4.4).

Pour un pont de 9.0 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 1.2 m de la face de la culée tel que montré sur la Figure 4.5 a été choisie lors de l'étude préliminaire [11] 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 à la face de la culée dû à la charge vive de 282 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 352 kN, comme illustré sur la Figure 4.5b. 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.

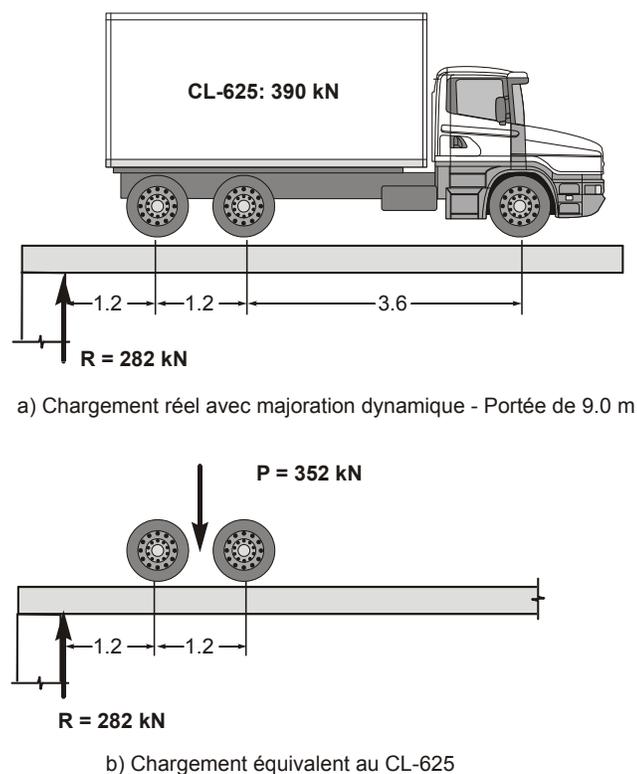


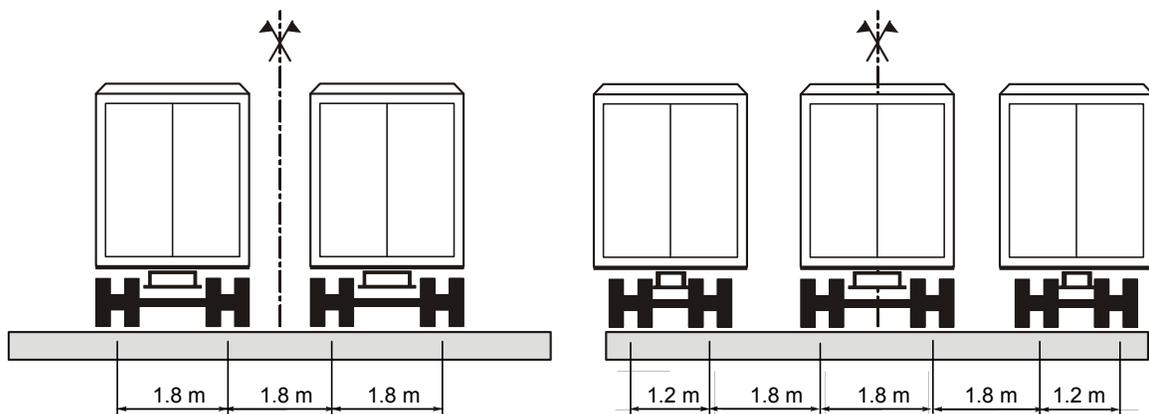
Figure 4.5 – Application des charges pour la condition critique – CL-625

4.3.2 CONDITIONS DE CHARGEMENT RETENUES

Pour le pont de l'étude, trois conditions de chargement ont été considérées : 1 voie chargée au centre, 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 4.6. Il convient de souligner vu l'étroitesse du tablier, notamment une fois la dalle sciée, que les géométries des camions ne sont pas réalistes mais indiquées uniquement à titre illustratif. Les conditions considérées sont de fait plus critiques que les spécifications du code des ponts [2].



a) Cas 1 - 1 voie chargée (voie gauche ou droite)



b) Cas 2 - 2 voies chargées à 90%

c) Cas 3 - Chargement sur toute la largeur jusqu'à la rupture

Figure 4.6 – Cas de chargement

4.3.3 BANC DE CHARGEMENT

Afin d'appliquer la charge, un dispositif de chargement consistant en des poutres ancrées dans les culées [10] permet d'appliquer les charges de façon contrôlée avec des vérins positionnés au point A, tel qu'illustré sur la Figure 4.7. Le principe d'application de la charge à l'extrémité A est montré sur la Figure 4.8. 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 4.7.

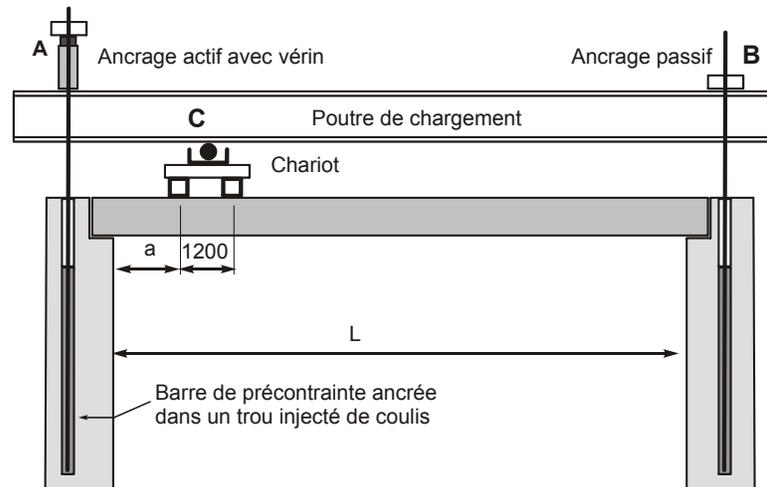


Figure 4.7 – Poutre de chargement (concept type)

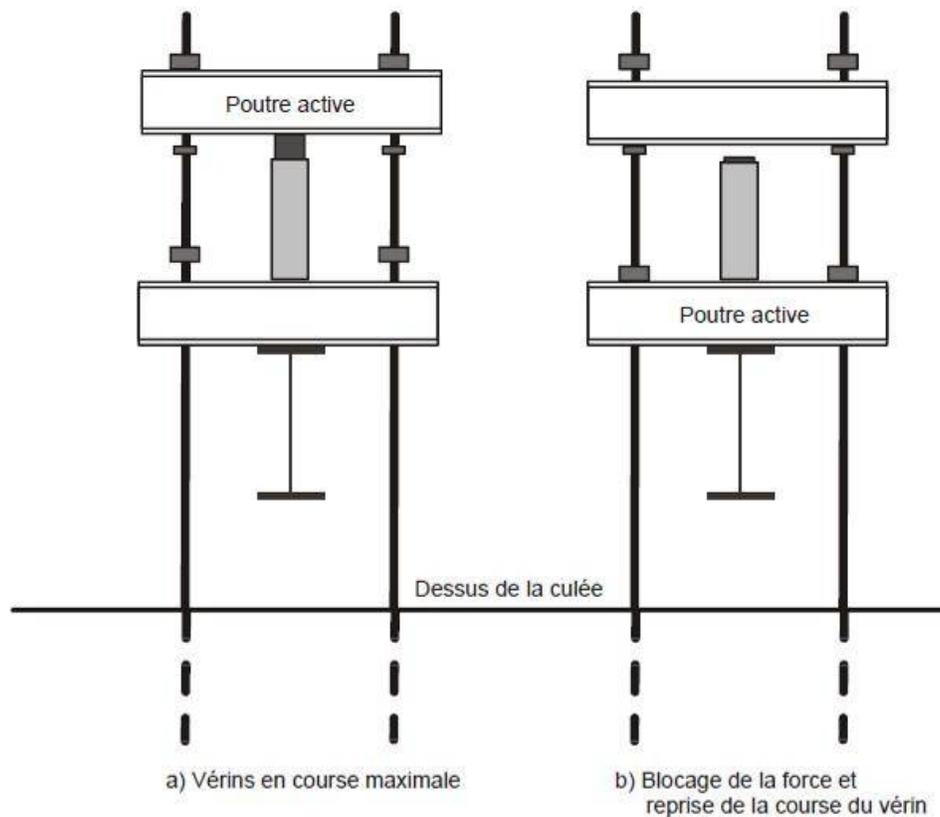


Figure 4.8 – Méthode d'application des charges à l'aide d'un vérin

Un banc de chargement a été fabriqué afin de permettre l'application des charges sur les ponts de portée type d'environ 10 m. Ce système a été utilisé pour le pont d'Irlande [4] avec six poutres alors que le même système de chargement pour le pont de Grantham comportait 5 poutres. La Figure 4.9 montre les dimensions du banc de chargement qui compte cinq poutres. L'espacement de 1.8 m entre les poutres 2 et 4 sert à reproduire le chargement d'une voie de circulation (Figure 4.6a), alors que cette même distance permet de reproduire l'espacement entre deux voies de circulation (Figure 4.6b). L'ensemble des cinq poutres sert quant à lui à effectuer un chargement complet du tablier pour l'amener à la rupture (Figure 4.6c). Le système a été fabriqué afin de permettre l'application des charges sur cinq chariots (un par poutre) à partir de l'une ou l'autre des extrémités. Le poids du banc de chargement, incluant les chariots, est de 175 kN. La vue d'ensemble du banc de chargement installé sur le pont de Grantham est montrée sur la Figure 4.10

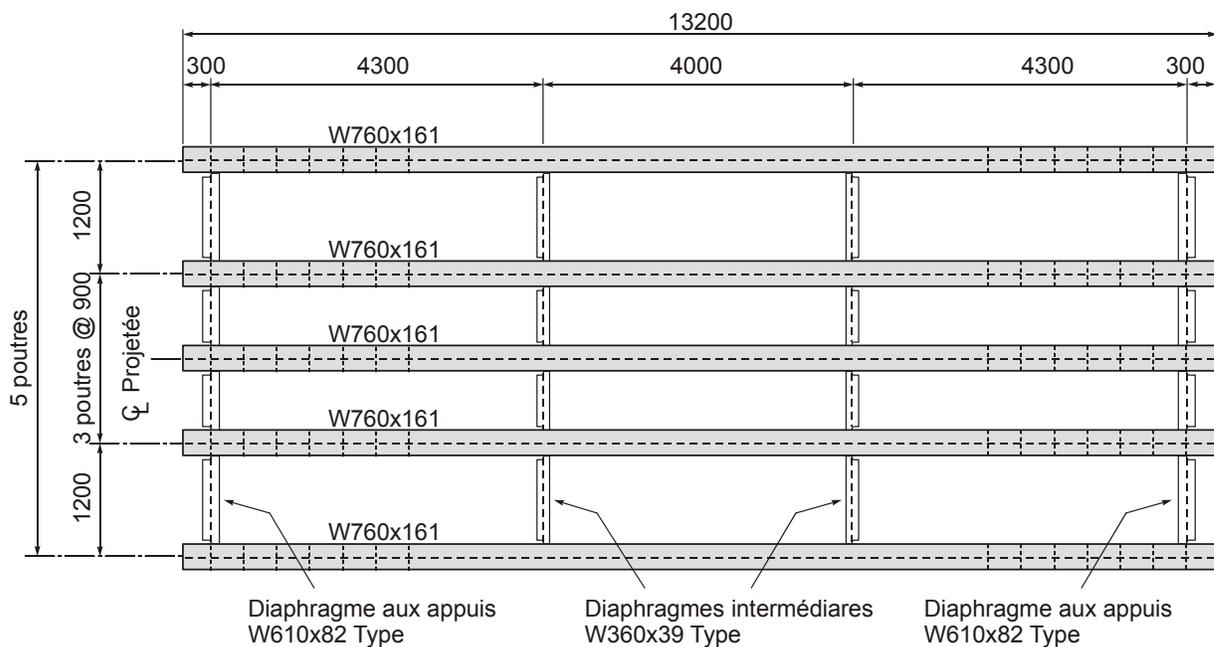


Figure 4.9 - Poutres du banc de chargement



Figure 4.10 – 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 4.11 et Figure 4.12), conformément aux spécifications données dans le code des ponts [2]. Chaque chariot comporte deux empreintes espacées de 1.20 m dans le sens de la circulation. Des coussins de néoprène sont installés aux points d'application des charges pour bien répartir le chargement.



Figure 4.11 – Détail d'un chariot de chargement



Figure 4.12 – Vue d'ensemble des cinq 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 4.8 et Figure 4.13). La conception du système de chargement (Figure 4.8) permet de maintenir la charge appliquée lors des paliers de chargement. Il est à noter contrairement au pont d'Irlande [4] que le chargement à la rupture a été réalisé en utilisant le système de blocage-débloqué qu'à une seule occasion étant donné la grande course des vérins (Figure 4.13).



Figure 4.13 - Système de chargement

4.3.4 INSTALLATION DU BANC DE CHARGEMENT

Le banc de chargement a été positionné sur le dessus de la dalle. L'ancrage dans les culées était assuré par 10 barres à haute résistance à chaque extrémité du banc de chargement (Figure 4.12 et Figure 4.14). L'ancrage a été réalisé dans des trous forés injectés d'un coulis de ciment jusqu'à un niveau 200 mm inférieur au dessous de la dalle afin qu'il n'y ait pas d'interaction entre la dalle et le dispositif d'ancrage (Figure 4.15). À l'extrémité éloignée des chariots, le banc a été déposé sur des supports en bois. Ce dispositif était actif uniquement lorsqu'il n'y avait pas de charge sur le banc et cessait en principe toute action lorsque la charge totale appliquée par les vérins atteignait environ 275 kN.



Figure 4.14 – Disposition des barres d'ancrage à l'extrémité opposée aux vérins



Figure 4.15 – Installation des barres d'ancrage

4.3.5 SYSTEME DE VERINS

Les cinq vérins de 100 tonnes métriques et cinq pompes électriques munies de capteurs de pression individuels ont été fournis par le Ministère. Le diamètre interne du piston des vérins était de 135 mm alors que leur course était de 200 mm. Les cinq systèmes pompes, vérins et capteurs de pression ont été calibrés à l'École Polytechnique [14].

Lors des essais, les vérins ont été actionnés de manière indépendante par chacune des pompes (Figure 4.16) ce qui permettait d'appliquer une charge différente sur chaque poutre. La pression sur chacune des pompes était indiquée par des manomètres digitaux afin de suivre approximativement l'évolution de la charge appliquée, affichée en psi. L'aire du vérin étant de 14310 mm², une pression de 1400 psi (valeur affichée sur les manomètres) correspond à une charge de 138 kN dans chaque vérin, force dans les vérins correspondant à l'application d'un demi-camion CL-625, ou un camion entier lorsque la même charge est appliquée simultanément par deux vérins. Les capteurs de pression numériques de chacune des pompes permettaient de mesurer avec précision la charge appliquée.



Figure 4.16 – Pompes électriques actionnant les vérins

4.3.6 CALCUL DE LA RESISTANCE SELON LE CODE CSA-S6

La résistance à l'effort tranchant d'une dalle sans armature de cisaillement est principalement fonction de son épaisseur, de sa largeur pour des charges non uniformes, de la résistance du béton et de la distance des charges concentrées à l'appui. De plus les essais au pont d'Irlande ont permis d'illustrer que l'effet de la restrainte aux appuis affecte de manière significative la résistance à l'effort tranchant. La résistance en flexion est principalement affectée par la limite élastique des armatures mais également par la restrainte offerte par les appuis.

La grande dispersion des résultats et la présence de plans de rupture relevés dans plusieurs carottes suggèrent d'utiliser une plage de valeurs pour la résistance à la compression. Ainsi, deux niveaux de résistance en compression seront utilisés pour les analyses : la valeur moyenne de 39.1 MPa et la valeur de 25 MPa retenue pour l'évaluation [7]. Ce choix diffère de celui adopté dans l'étude du pont d'Irlande [4] où l'état du béton suite à l'examen des carottes était plus sain, contrairement au présent projet. Ce choix sera discuté au chapitre 6.

Pour l'armature, les résultats de deux essais de traction réalisés par le Ministère des Transports [15] après la démolition du pont ont permis d'établir la limite élastique à 300 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 610 MPa et 17% respectivement.

Le calcul de la résistance sera également réalisé pour fins de comparaison avec 20 MPa pour le béton et 230 MPa pour l'armature, valeurs par défaut recommandées par le code des ponts [2].

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 restriction des déplacements longitudinaux) ou avec frottement à l'interface dalle-appui (déplacement nuls à la fibre inférieure). Cette force de frottement agit au-dessous de la dalle et génère une force de compression dans la dalle. Il a été assumé que la force de compression générée était égale à la force requise pour empêcher le déplacement de l'appui au niveau inférieur de la dalle, situation observée pendant les essais. Toutefois cette force a été limitée à la résistance obtenue du cisaillement d'interface avec une cohésion de 1 MPa et un coefficient de frottement de 1.4, selon les recommandations de la norme A23.3 [16]. La présence des armatures provenant de la culée a été considérée.

La Figure 4.17 présente les résultats des analyses pour les cas où les valeurs moyennes mesurées des matériaux sont utilisées, la Figure 4.18 présente les résultats obtenues avec une résistance réduite pour le béton alors que la Figure 4.19 donne la capacité de la dalle avec les résistances par défaut spécifiées la le code CSA-C6 [2]. Dans tous les cas la résistance totale est donnée pour une dalle de 5.14 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 lors d'une rupture localisée.

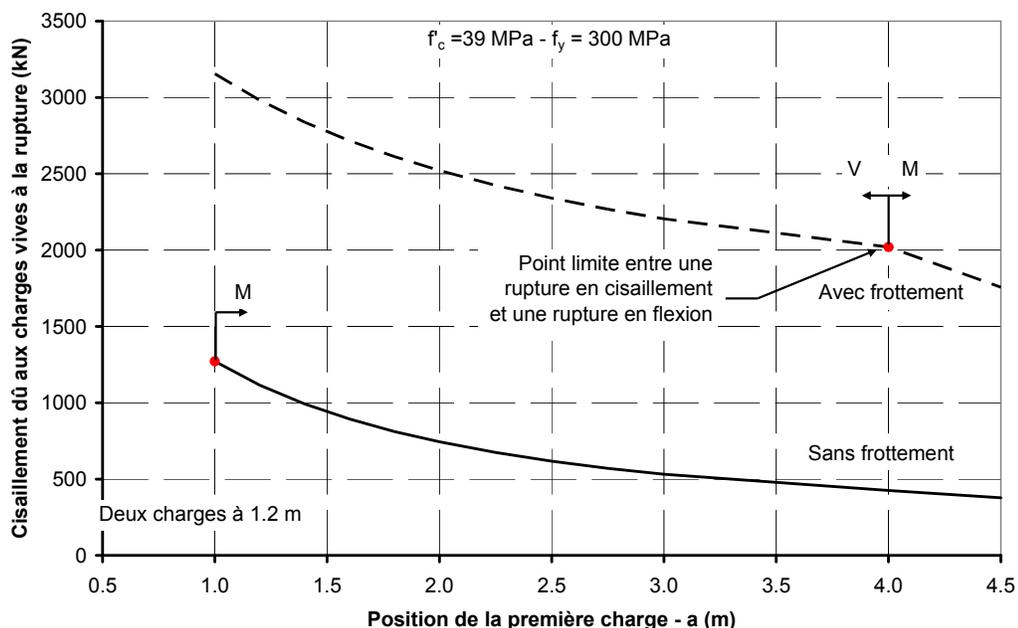


Figure 4.17 – Calcul de la résistance en cisaillement – Propriétés moyennes mesurées

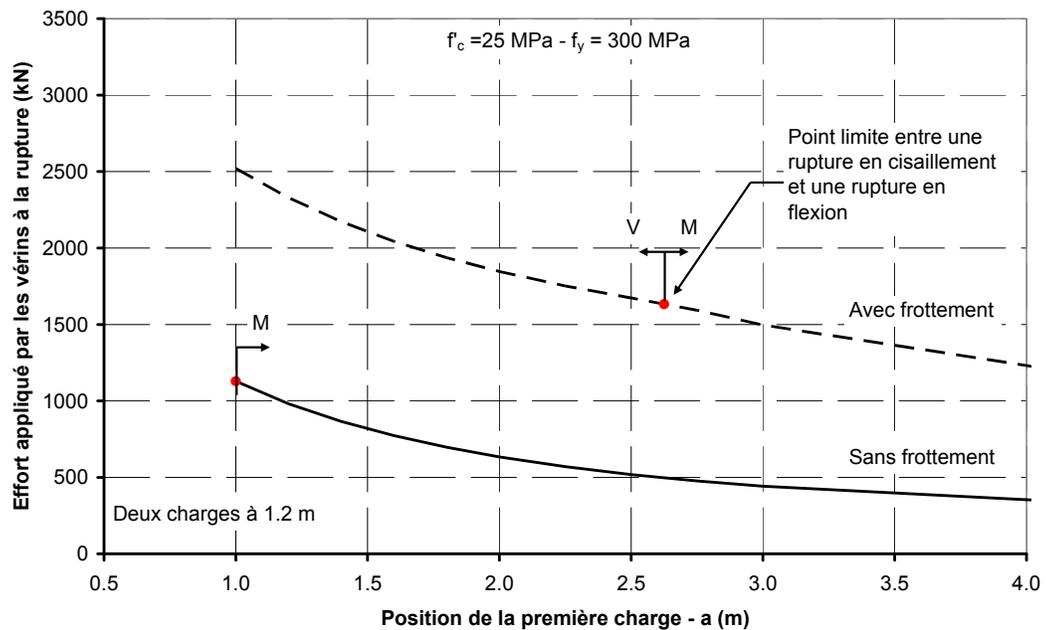


Figure 4.18 – Calcul de la résistance en cisaillement – Propriétés réduites

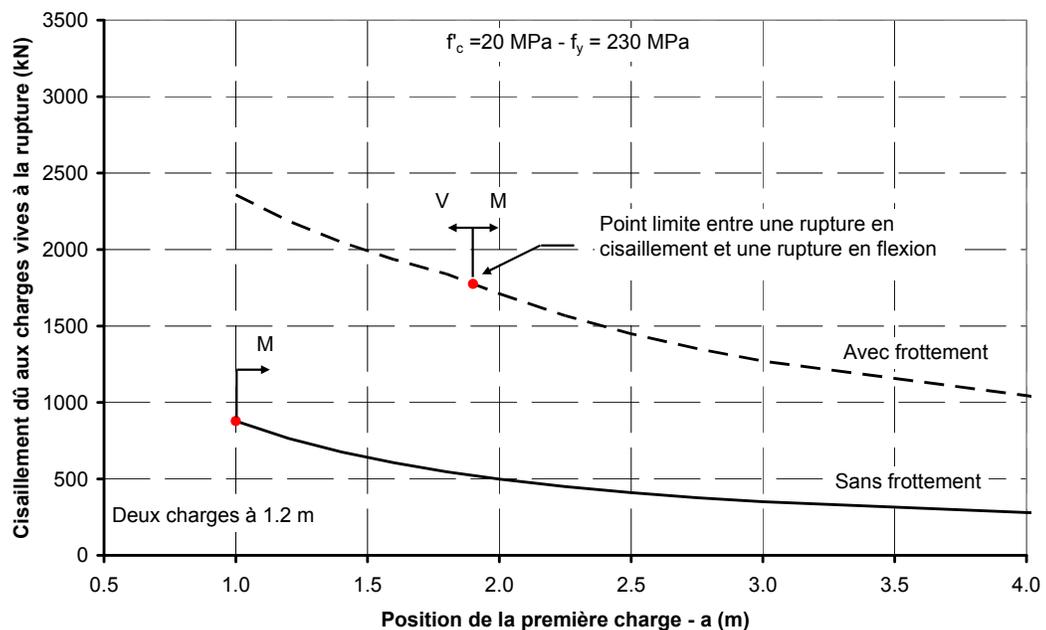


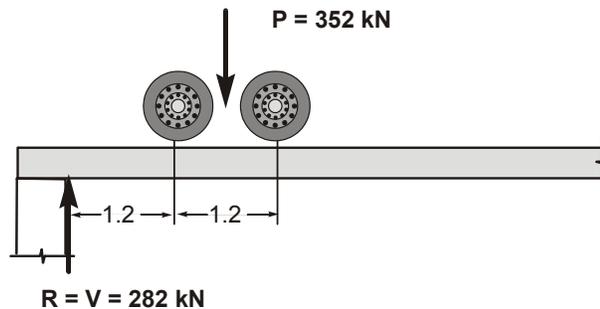
Figure 4.19 – Calcul de la résistance en cisaillement – Propriétés par défaut

Les résultats des analyses indiquent que des ruptures à l'effort tranchant peuvent se produire pour une grande plage de position de charge lorsque l'hypothèse d'une retenue horizontale est permise alors que sur appuis libres la rupture survient toujours par flexion. Il convient de noter que la profondeur effective de la dalle n'a pas été réduite pour prendre en

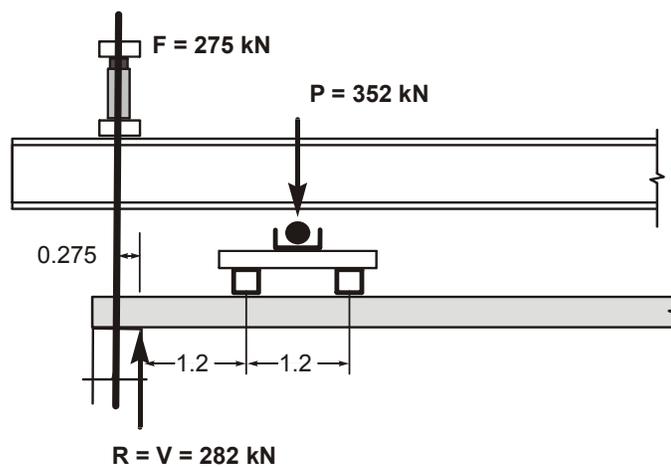
considération la présence d'un plan de rupture horizontal ou d'une dégradation du béton en partie supérieure.

4.3.7 REALISATION DES ESSAIS

Tel que décrit précédemment (Figure 4.5), le système de chargement a été conçu pour simuler le passage de camions CL-625 sur une ou deux voies de roulement. La Figure 4.20 illustre la correspondance entre la force F appliquée par le système de chargement, la charge P appliquée sur la dalle et l'effort tranchant V à la face de la culée. Ainsi $V = 1.02 F$, $R = 0.80 P$ et $P = 1.28 F$. Ces relations seront utilisées dans le rapport.



a) Chargement équivalent au CL-625



b) Application de la charge

Figure 4.20 – Application des charges avec le système de chargement critique – CL-625

Les cinq poutres du banc de chargement sont numérotées de P1 à P5 (Figure 4.21). Les poutres P1 et P2, les poutres P4 et P5, tout comme les poutres P2 et P4, représentent la trace d'un camion type CL-625 dans une voie de roulement pour le calcul structural du pont. Les poutres P1 à P5 servent quant à elles permettent d'appliquer la charge sur la pleine largeur de la dalle afin d'amener le tablier jusqu'à son point de rupture. La position des points d'application des charges est donnée sur la Figure 4.21.

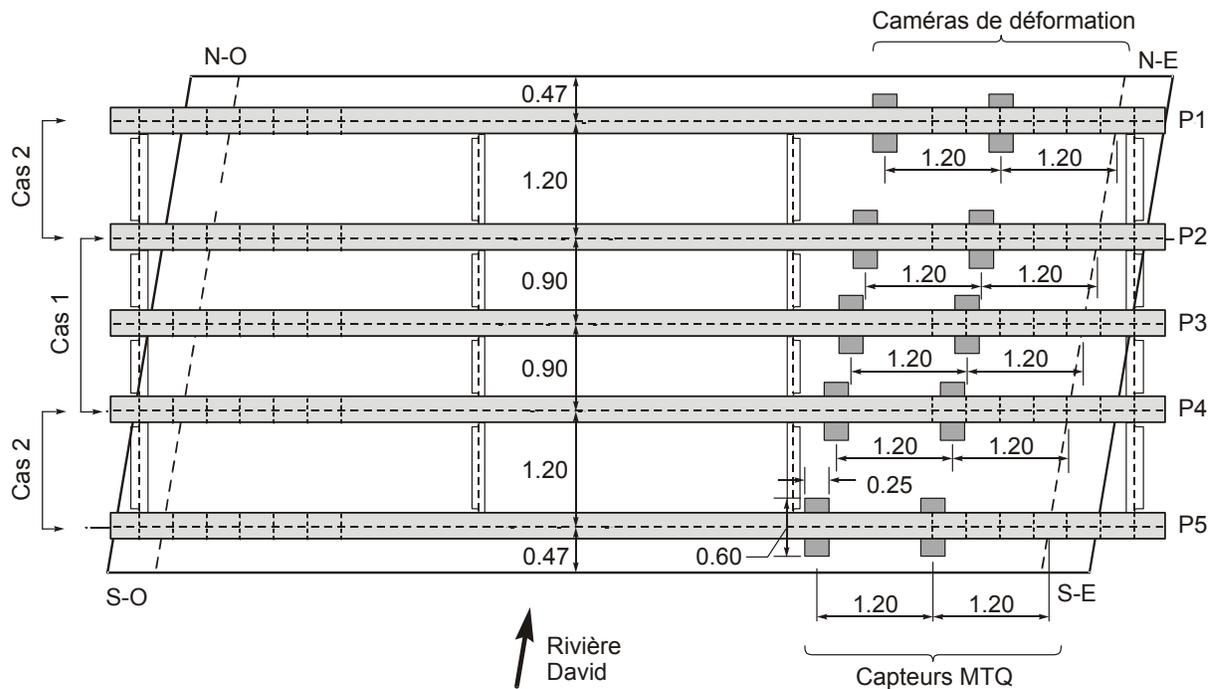


Figure 4.21 – Poutres, voies de roulement théoriques et position des charges

Compte tenu de l'état du pont selon des indications du rapport d'inspection [7] et vu le faible affichage, il a été décidé d'appliquer les charges de service non pondérées pour les deux premiers cas de charge. La série d'essais réalisée comportait trois cas de chargement (Figure 4.6) :

- Le chargement 1 consistait à charger une voie de roulement au centre du pont utilisée lors de l'étude préliminaire [11] jusqu'à un effort tranchant de service pour une voie de 282 kN.
- 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 510 kN ($282 \times 2 \times 0.9 \approx 510$ kN) pour les deux voies, où le facteur 0.9 correspond au coefficient de simultanéité des voies chargées du code CSA-S6 [2]. Même si ce cas de chargement est davantage théorique vu la faible largeur du pont et le peu d'achalandage de la route, il a été retenu afin de contribuer à la compréhension du comportement de ce type de pont.
- 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 prévus pour les deux essais :

Tableau 4.1 – Détail des cas de chargement

Cas	Charges appliquées
Chargement 1	Chargement simultané des poutres P2 et P4 : $V_f = 282$ kN
Chargement 2	Chargement simultané des poutres P1, P2, P4 et P5 : $V_f = 510$ kN
Chargement 3	Chargement simultané des poutres P1 à P5 (chargement complet) jusqu'à la rupture de la dalle.

4.3.8 DETERMINATION DES EFFORTS DE CISAILLEMENT APPLIQUES

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. Aux charges appliquées par les vérins, il faut ajouter le poids du banc de chargement de 175 kN et celui de la dalle qui est pris égal à 12.7 kN/m², obtenu d'une épaisseur moyenne mesurée de 530 mm une portée de 9.0 m. Dans ce tableau la charge est donnée par mètre de largeur, mesurée perpendiculairement à l'axe du pont. 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] respectivement égal à 0.22 et 0.29 ont été appliqués alors que pour le chargement 3, le banc de chargement et le poids propre de la dalle l'effort tranchant total a été divisé par la largeur du pont (5.14 m).

Tableau 4.2 – Efforts tranchants à la culée

Condition	V_{total} (kN)	V (kN/m)
Chargement 1	282	62 ⁽¹⁾
Chargement 2	510	148 ⁽²⁾
Chargement 3	1.02 F	0.20 F ⁽³⁾
Banc de chargement	84	16.3 ⁽³⁾
Poids propre	294	57.2 ⁽³⁾

(1) : Valeur calculée avec le facteur d'essieu de 1 voie

(2) : Valeur calculée avec le facteur d'essieu de 2 voies

(3) : Valeur calculée en utilisant une largeur de 5.14 m

Pour le chargement 1, on peut faire l'hypothèse que le poids du banc de chargement est porté entièrement par une voie, donc un effort tranchant de 84 kN doit être ajoutée à celui causé par le camion. Cet effort se rajoute au poids du camion qui est multiplié le facteur d'essieu afin d'obtenir l'effort tranchant maximal théorique. De la même façon pour le chargement 2, le poids du banc de chargement est assumé être porté également par les deux camions et l'effort maximal est obtenu en appliquant le facteur d'essieu pour deux voies spécifié dans le code des ponts [2]. 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 ou de la force totale appliquées par tous

les vérins (F) et sont donc donnés par les relations suivantes, avec la correspondance $V = 1.02 F$:

$$V_{\text{cas 1}} = 57.2 + (84 + 282) \times 0.22 = 138 \text{ (kN/m)} = 75.7 + 0.224F \text{ (kN/m)} \quad (4.1)$$

$$V_{\text{cas 2}} = 57.2 + (84 / 2 + 510 / 2) \times 0.29 = 143 \text{ (kN/m)} = 69.4 + 0.148F \text{ (kN/m)} \quad (4.2)$$

$$V_{\text{cas 3}} = 57.2 + 16.3 + 0.20F = 73.5 + 0.20F \text{ (kN/m)} \quad (4.3)$$

Le Tableau 4.3 présente les résistances obtenues des analyses faites selon la méthode du code CSA-S6 [2] présentées précédemment. Pour le cas 3, les résistances théoriques indiquent que l'effort tranchant total V appliqué par le système de chargement pourrait varier entre 1100 kN (appuis simple avec $f'_c = 25$ MPa et $f_y = 300$ MPa) et 3000 kN (appuis retenus avec $f'_c = 39$ MPa et $f_y = 300$ MPa). Dans le premier cas, la résistance maximale est associée à un mode de rupture en flexion avec la section critique située vis-à-vis le deuxième essieu alors que le second cas est associé à un mode de rupture en cisaillement.

Dans les deux cas de chargement correspondant aux charges pondérées du code CSA-S6 [2] (cas 1 et 2), on peut conclure que la charge appliquée est nettement en deçà de la résistance ultime de la dalle. De plus, pour un pont dont le gabarit ne permet qu'une seule voie de circulation, on peut conclure que la résistance devrait être adéquate si la présence du plan de fissuration horizontal ne cause pas préjudice à la résistance. Enfin, en ce qui a trait aux essais, la capacité maximale des vérins utilisés était de 500 tonnes, soit environ 4900 kN, ce qui est suffisant pour atteindre la rupture du pont.

Tableau 4.3 – Effort tranchant à la culée correspondant à la résistance maximale

Conditions d'appui	V_{total} (kN)	V (kN/m)
Sans frottement – Propriétés réduites	1383	269
Avec frottement – Propriétés moyennes	3274	637

4.4 INSTRUMENTATION

Bien que l'objectif premier du projet de recherche soit 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 au chapitre suivant. L'instrumentation mise en place dans le présent projet était à toutes fins utiles identique à celle utilisée pour le pont d'Irlande [4].

4.4.1 INSTRUMENTATION TRADITIONNELLE

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

4.4.1.1 Ouverture des fissures

Pour la mesure de l'ouverture des fissures de cisaillement, 12 LVDT (*Linear Voltage Displacement Transducer*) ont été installés sur la face latérale de la dalle, du côté amont, dans le premier tiers de la travée, là où les efforts en cisaillement sont les plus importants. Six LVDT étaient placés verticalement alors que six 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 523 mm sauf pour le LVDT 7 qui avait une longueur de référence de 440 mm. La longueur des LVDT verticaux était de 370 mm à l'exception du LVDT 10 qui avait une longueur de 311 mm. La Figure 4.22 montre la position des LVDT alors que les détails d'installation sont présentés sur la Figure 4.23.

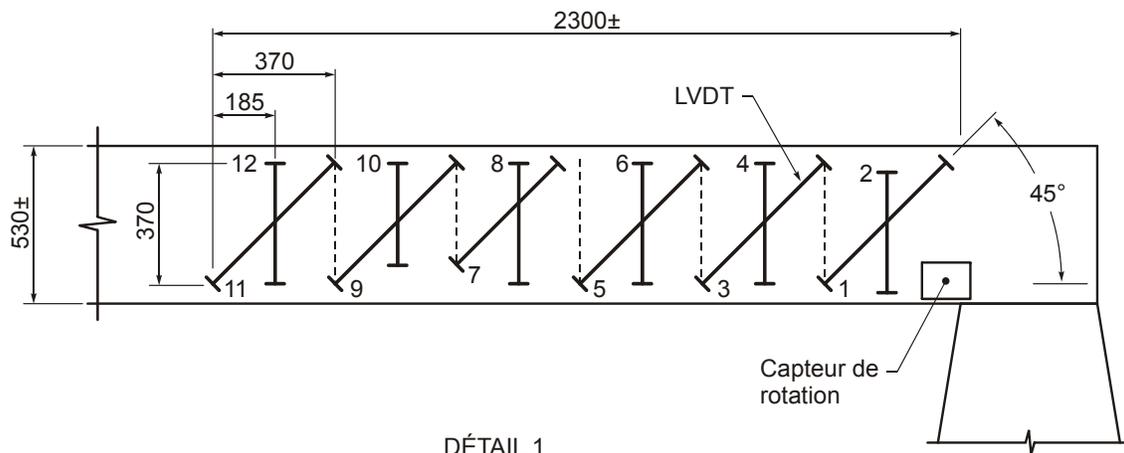


Figure 4.22 - Disposition des capteurs LVDT



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 plasticine puis recouvert d'une mince feuille d'aluminium (Figure 4.24). Il y avait en tout 18 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

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).

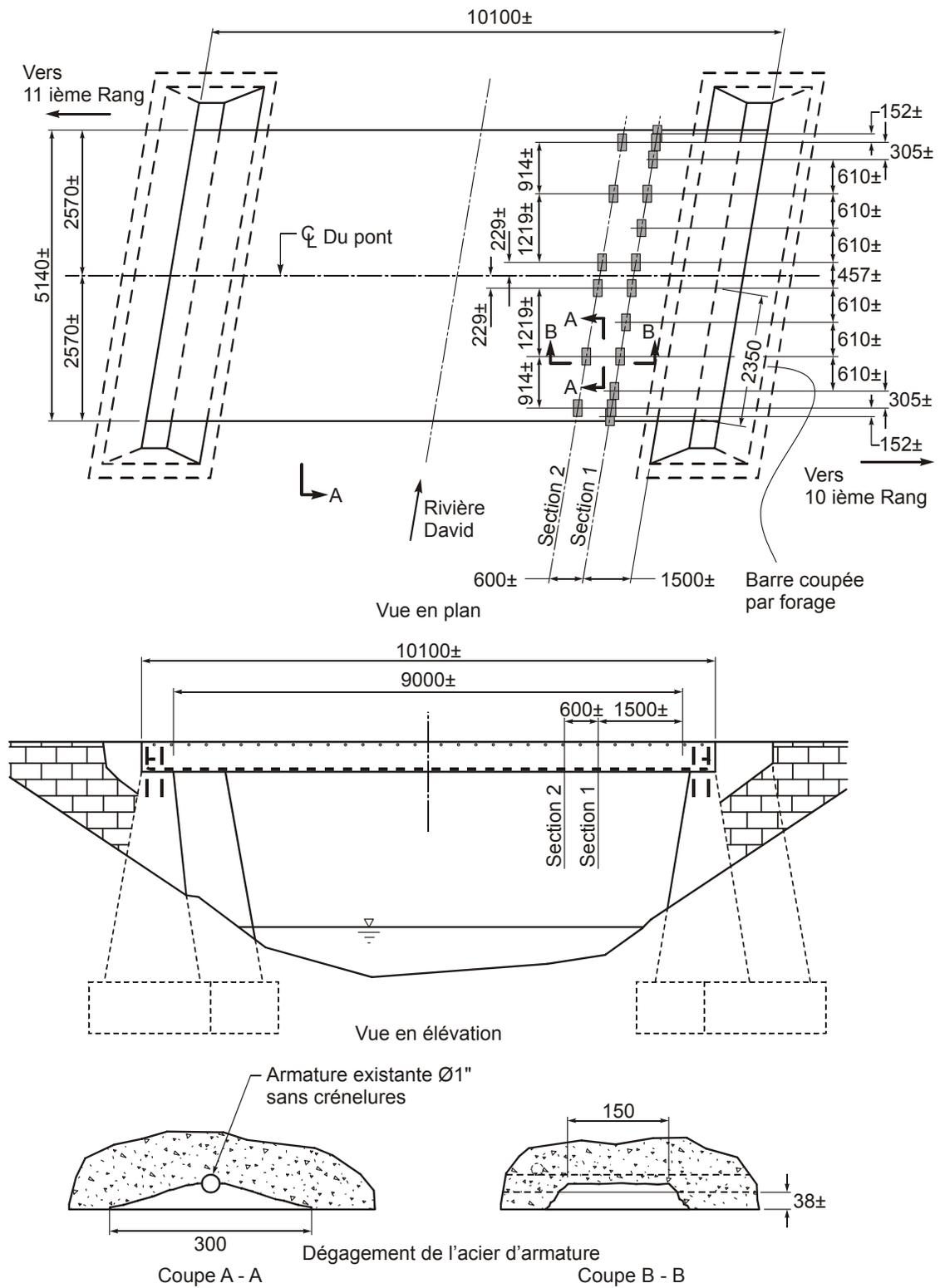


Figure 4.25 – Position des jauges de déformation sur les armatures de flexion

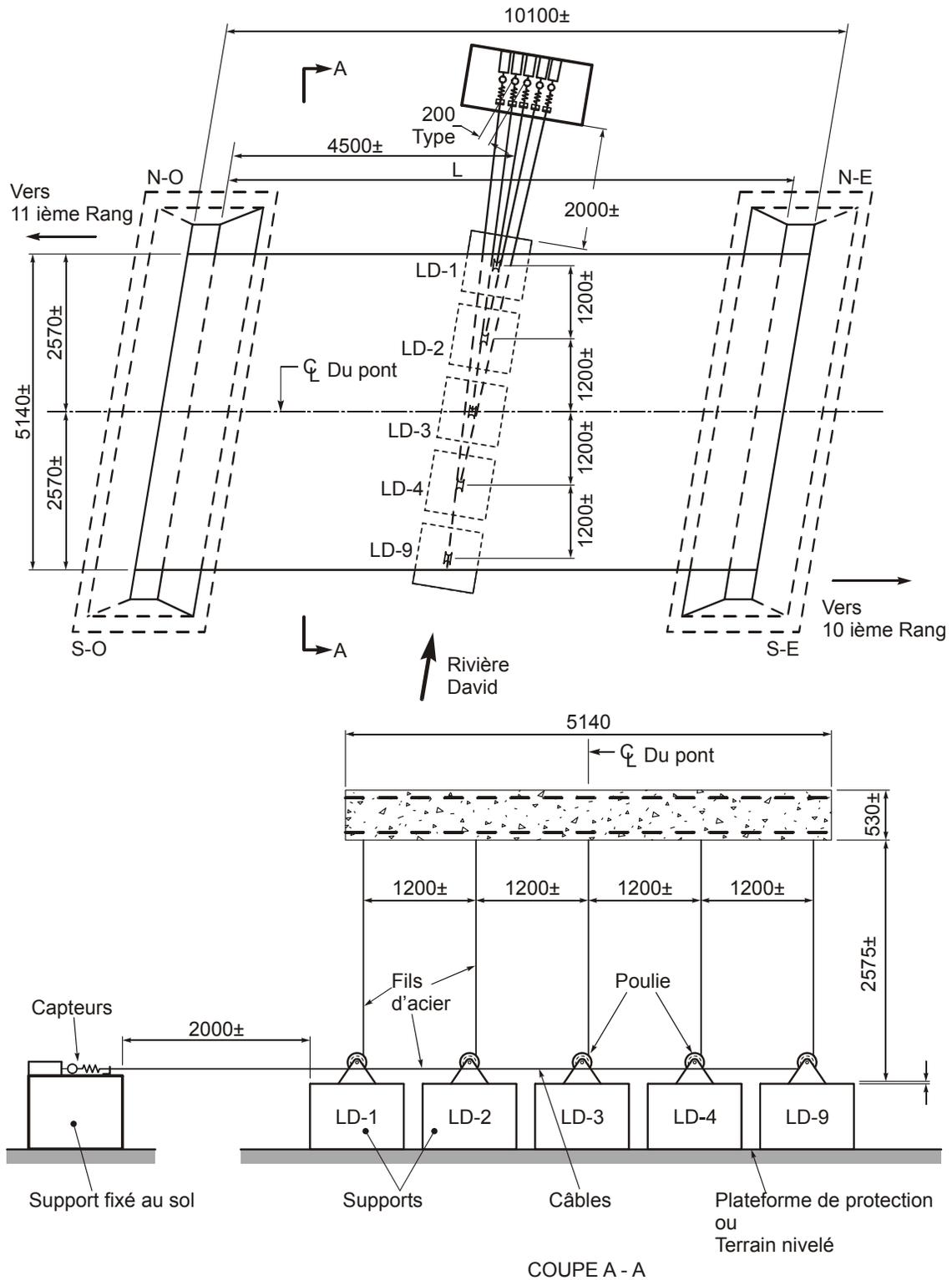


Figure 4.26 - Disposition des potentiomètres à corde



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 aux appuis, quatre inclinomètres électriques (Figure 4.28) ont été installés. Ils étaient fixés directement sur les deux côtés de la dalle de béton au niveau des culées (Figure 4.22).



Figure 4.28 – Installation des inclinomètres (capteur de rotation)

4.4.2 ACQUISITION DE DONNEES

Les mesures électroniques des jauges de déformation, des capteurs de déplacement, des LVDT, des inclinomètres ainsi que la pression des vérins étaient enregistrées en continu par le

système du Laboratoire Mobile du Ministère des Transports (Figure 4.29) à une fréquence d'une lecture par seconde (1 Hz).



Figure 4.29 – Véhicule du laboratoire mobile du MTQ

4.4.3 NOUVELLES TECHNOLOGIES A 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 (caméra de déformation)

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.

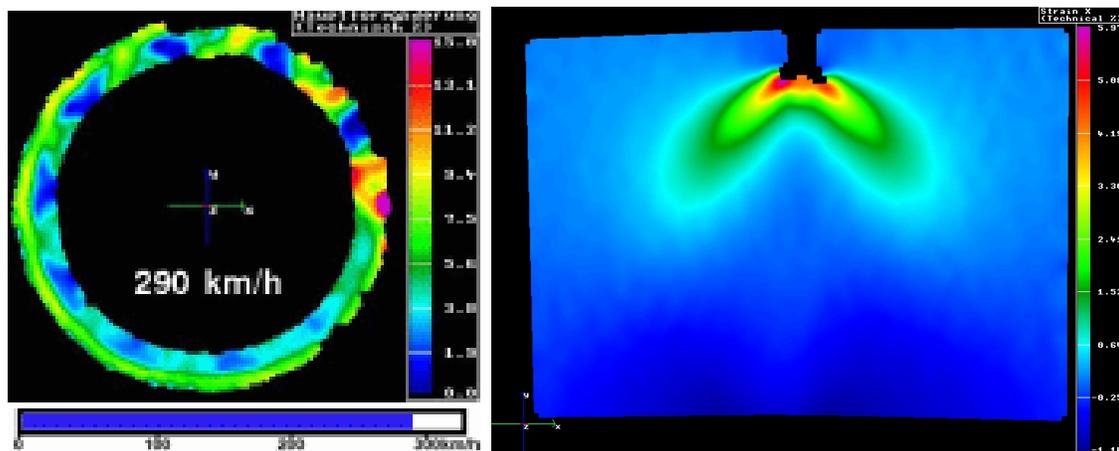


Figure 4.30 – Exemples d'applications de l'imagerie numérique à haute résolution¹

Un des principaux avantages de cette technologie réside dans le fait que son fonctionnement soit indépendant du type de matériau 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 Trillion 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.trillion.com

² <http://www.hoskin.qc.ca/>

³ <http://www.trillion.com/>



Figure 4.31 – Système de captation par imagerie numérique



Figure 4.32 – Motif aléatoire

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 18] 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 3 minutes ce qui en fait un système qui n'est pas adapté pour la mesure en temps réel.

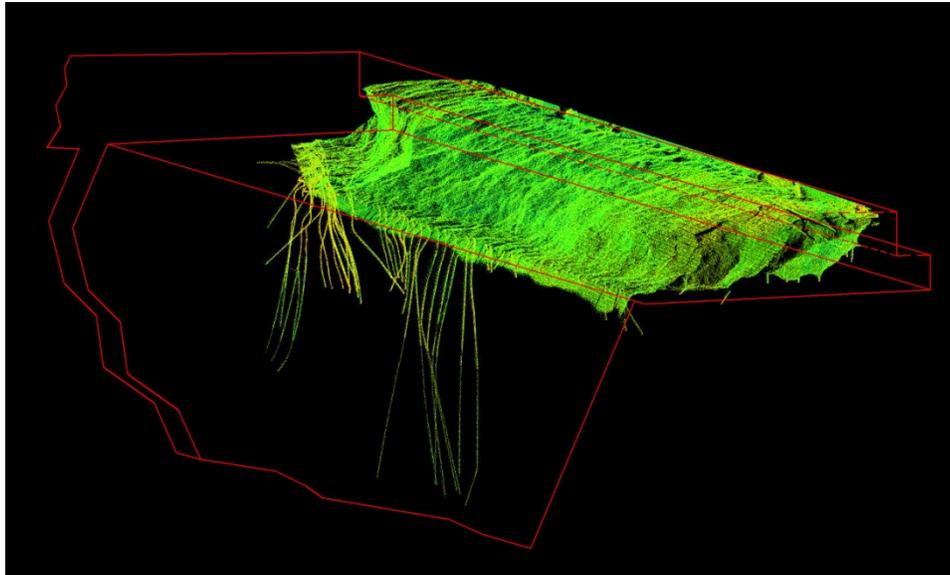


Figure 4.33 – Image 3D, vue du plan de rupture par le dessous – nuage de points [18]



Figure 4.34 - Appareil d'arpentage par balayage laser

4.4.3.3 Mesures avec l'imagerie numérique (appareil à photo)

Cette nouvelle technologie d'imagerie numérique se répand de plus en plus dans les laboratoires, où elle est utilisée pour mesurer des déformations d'objets en deux dimensions. La résolution et la quantité d'images traitées dépendent de la qualité de l'appareil à photo numérique. Dans le cas de ces mesures, l'appareil à photo numérique utilisé fait partie du matériel standard (Sony α 230) que l'on peut trouver dans le commerce (Figure 4.35).



Figure 4.35 – Application de l'imagerie numérique (appareil photo)

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 l'appareil à photo est analysé pour en déduire les déformations des surfaces étudiées. Le traitement des images se fait avec le logiciel Icasoff V4.0 [19].

L'objectif de l'essai de cette technologie dans le présent projet était d'évaluer son applicabilité à l'extérieur du laboratoire, où les conditions de mesure sont idéales.

Le système utilisé était composé d'un appareil photo monté sur trépied fixe (Figure 4.35). La luminosité et la préparation de la surface sont des paramètres primordiaux pour obtenir une bonne précision sur le traitement des résultats. La surface comprend plusieurs couches de peinture blanche à laquelle vient s'ajouter un mouchetée. Le mouchetée demande une attention particulière, car l'espace de mesure doit être suffisamment rempli de points noirs de différentes dimensions et disposés sur la surface de façon aléatoire.

5 RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats pertinents obtenus lors des deux essais menés dans le cadre de ce projet. 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 :

$$V_{\text{cas 1}} = 76 + 0.224 F \text{ (kN/m)} \quad (5.1)$$

$$V_{\text{cas 2}} = 69 + 0.15 F \text{ (kN/m)} \quad (5.2)$$

$$V_{\text{cas 3}} = 74 + 0.20 F \text{ (kN/m)} \quad (5.3)$$

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

5.1 CHARGEMENT 1 – UNE VOIE AU CENTRE

Ce cas de chargement prend en considération la charge des vérins P2 et P4 simultanément, permettant de simuler le poids d'un camion sur une voie au centre du pont.

5.1.1 CHARGE D'ESSAI

La Figure 5.1 illustre la progression de la charge appliquée par les vérins dans la voie de roulement située sur l'axe central du pont et des efforts de cisaillement correspondants par mètre linéaire qui incluent le poids propre de la poutre et du banc de chargement. 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 actionnées 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 268 kN, ce qui donne un effort tranchant à la culée appliqué par le système de chargement égal à 357 kN si on inclut le poids du banc de chargement. Cet effort de cisaillement correspond à 1.27 CL-625 (coefficient de majoration dynamique inclus) qui cause un effort tranchant de 282 kN.

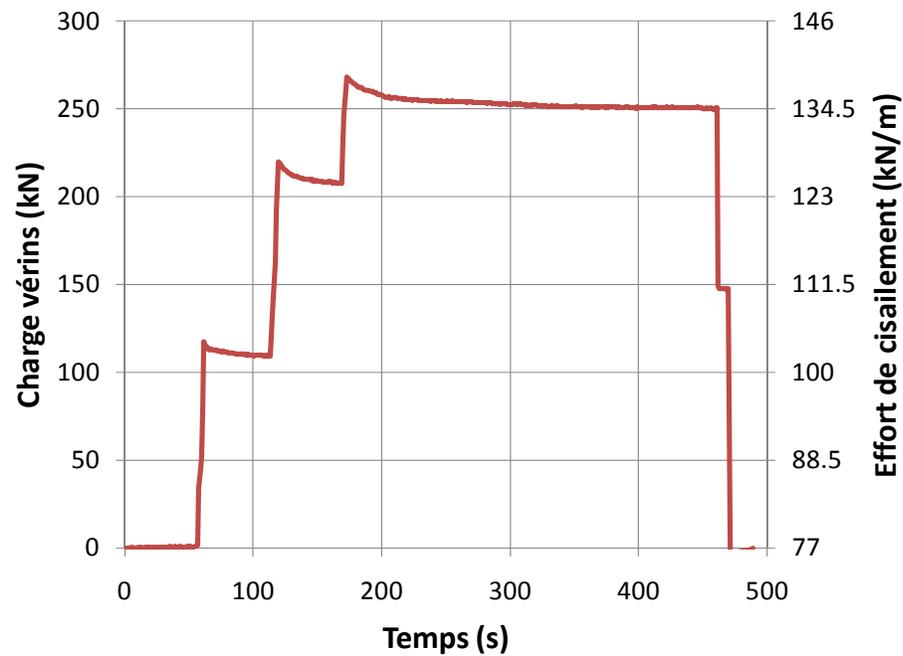


Figure 5.1 – Charge totale appliquée en fonction du temps – Cas de chargement 1

5.1.2 OUVERTURE DES FISSURES

La Figure 5.2 et la Figure 5.3 illustrent les déplacements mesurés avec les LVDT verticaux et inclinés respectivement (Figure 4.22). Ces valeurs sont très petites, la plus grande valeur atteinte est de l'ordre de 0.021 mm, ce qui correspond à une déformation de 40×10^{-6} (ou $40 \mu\epsilon$), valeur inférieure à la fissuration en traction. Le comportement est donc encore élastique. Les valeurs négatives lues sont très petites et dans le domaine élastique.

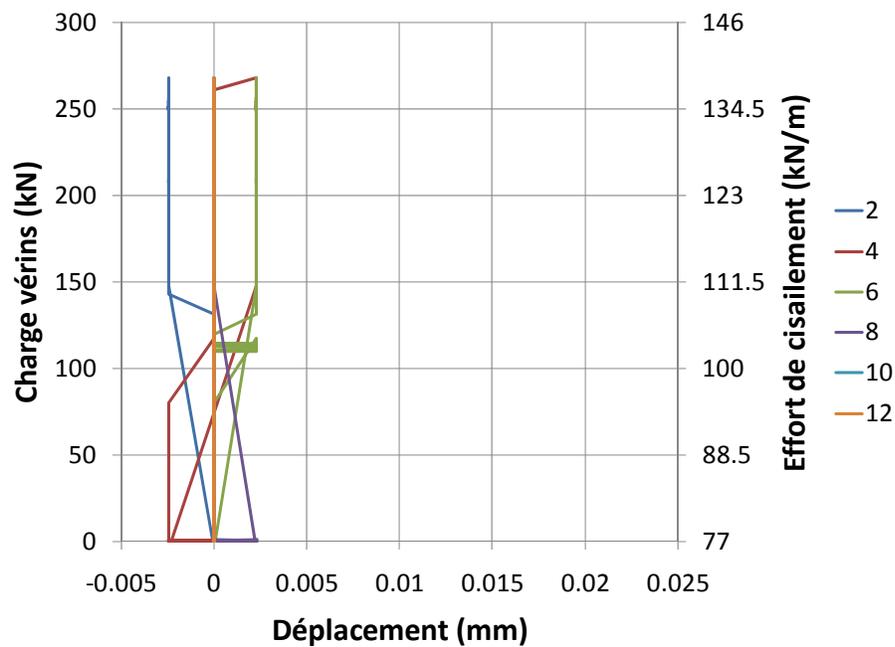


Figure 5.2 – Allongement des LVDT verticaux

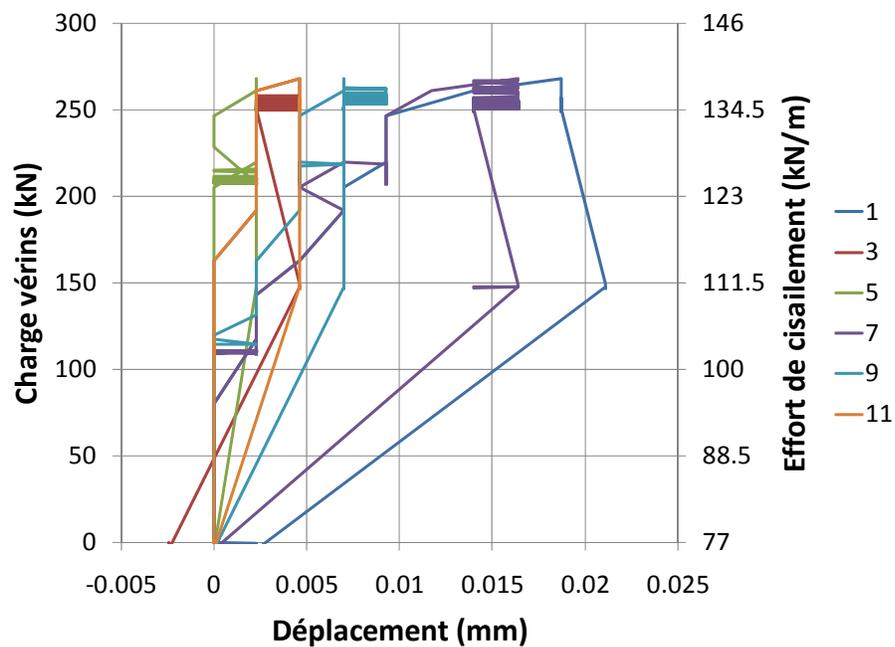


Figure 5.3 – Allongement des LVDT inclinés

5.1.3 DEFORMATION DES BARRES D'ARMATURE

Le cas de chargement étudié simule le passage d'un CL-625 sur la voie de roulement au centre du pont. La jauge la plus sollicitée est celle qui se situe sous un vérin (J1-8) et celle

qui se situe sur le bord, au coin obtus (J1-1). La jauge la moins sollicitée se situe sur le bord, au coin aigu (J1-12) (Figure 5.4 et Figure 5.5). Les charges, appliquées de façon symétrique par rapport à l'axe du pont mettent en évidence la présence du biais. La jauge J2-6 n'a pas fonctionné correctement et les résultats de ce capteur n'ont pas été interprétés. Les déformées observées s'élèvent dans une fourchette de 5 à 30×10^{-6} (ou 5 à $30 \mu\epsilon$), correspondant à des contraintes dans l'acier d'armature de 1 à 6 MPa. Il convient toutefois de noter qu'il est normal, avec un niveau de chargement faible et des charges près des appuis, que les jauges sur les armatures soient peu sollicitées.

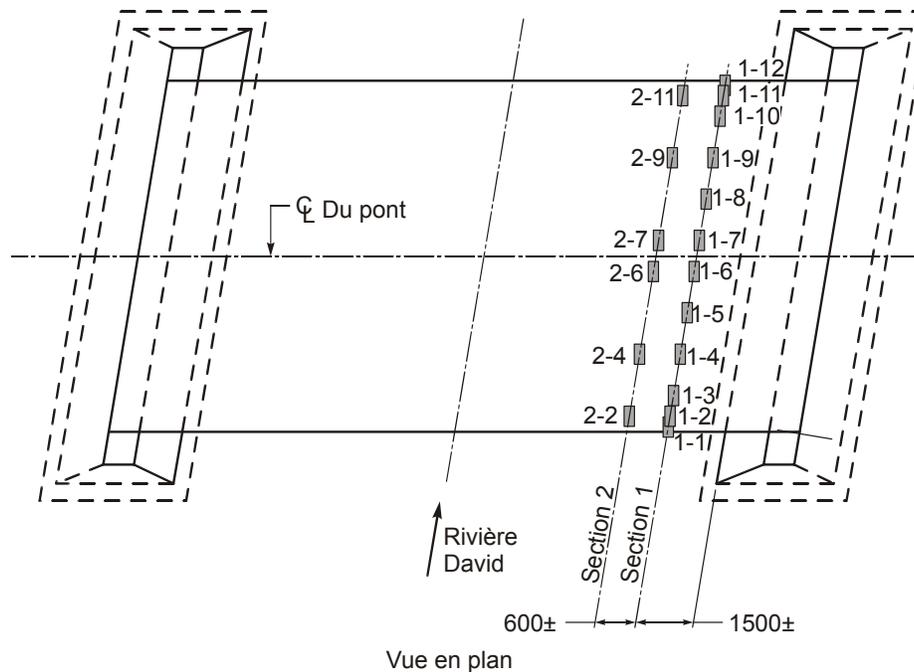


Figure 5.4 – Disposition des jauges de déformation sur les armatures

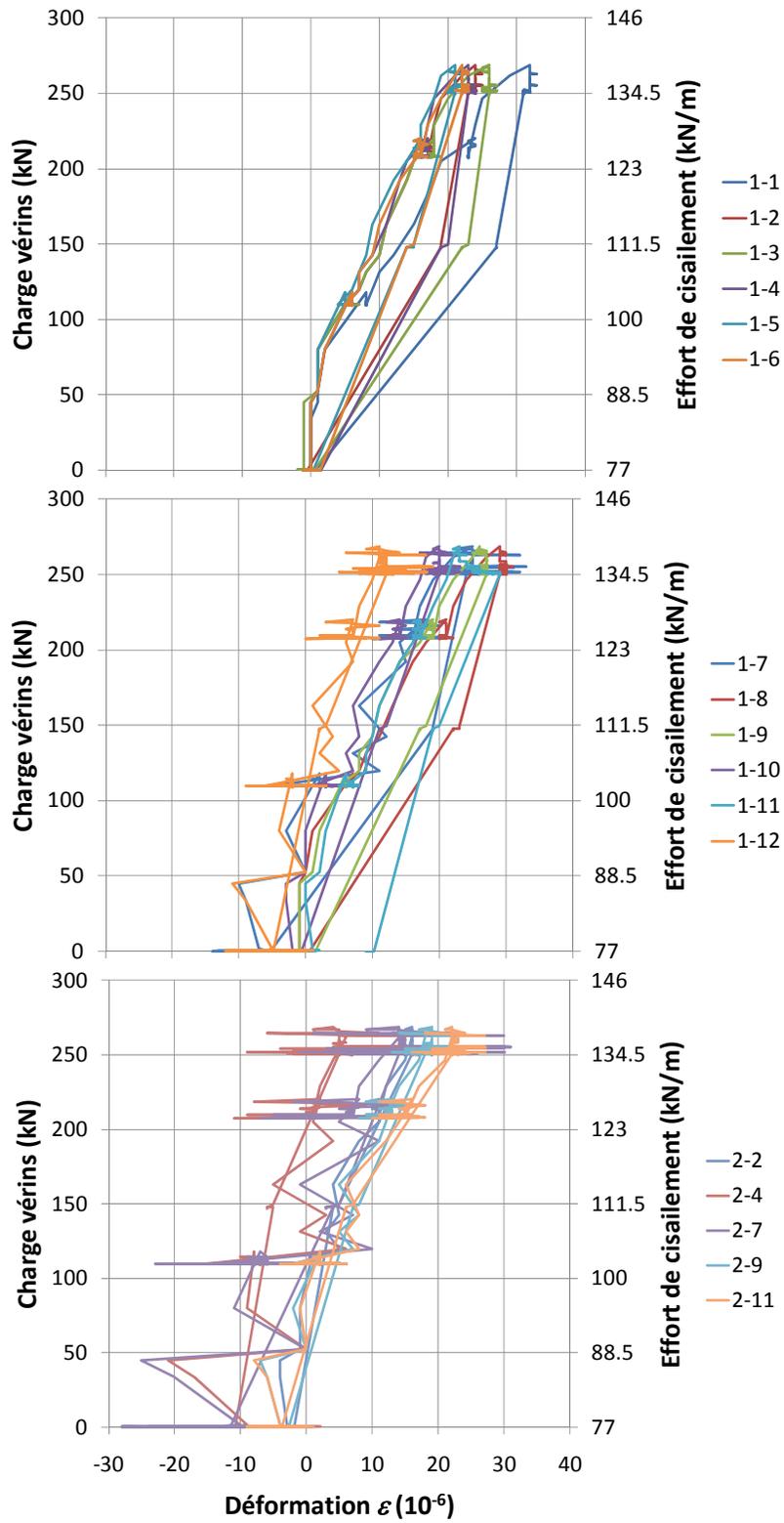


Figure 5.5 – Déformation des barres d'armature

5.1.4 ROTATION AUX APPUIS

Les capteurs 1 (Figure 5.6) et 2 (Figure 5.7) enregistrent les plus grandes rotations de la dalle. Ces deux capteurs se situent sur le côté amont. Le capteur 1 se situe sur le coin obtus de la dalle (S-E), côté charges, alors que le capteur 2 se situe sur le coin aigu (S-O). Ces résultats corroborent les déformées plus importantes observées du côté amont. On remarque sur la Figure 5.6, que la rotation maximale mesurée est de l'ordre de 0.02 degré, la valeur sur la même culée, le capteur 3 enregistre des valeurs relativement négligeables.

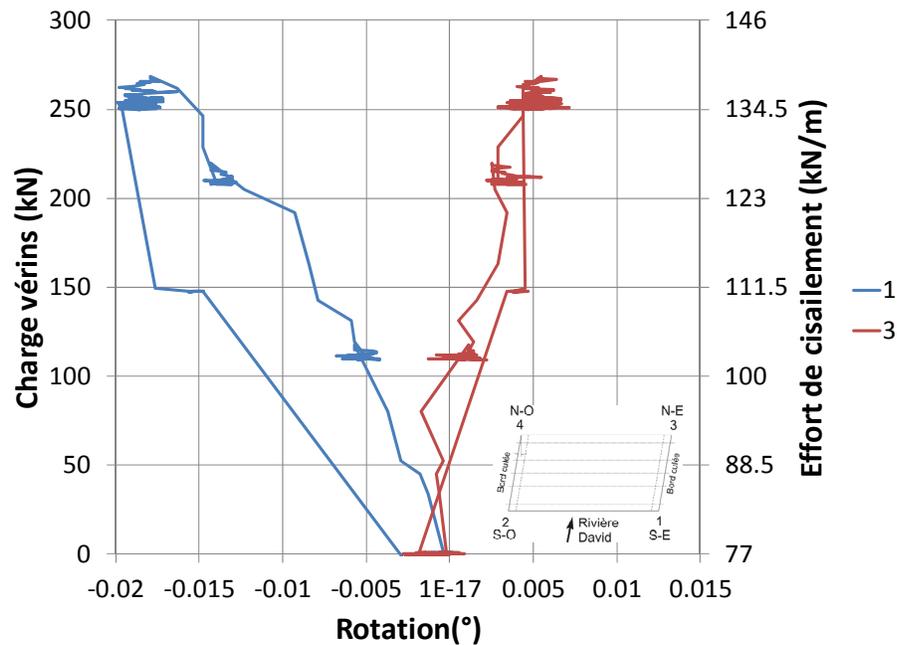


Figure 5.6 – Rotation aux appuis (Culée Est)

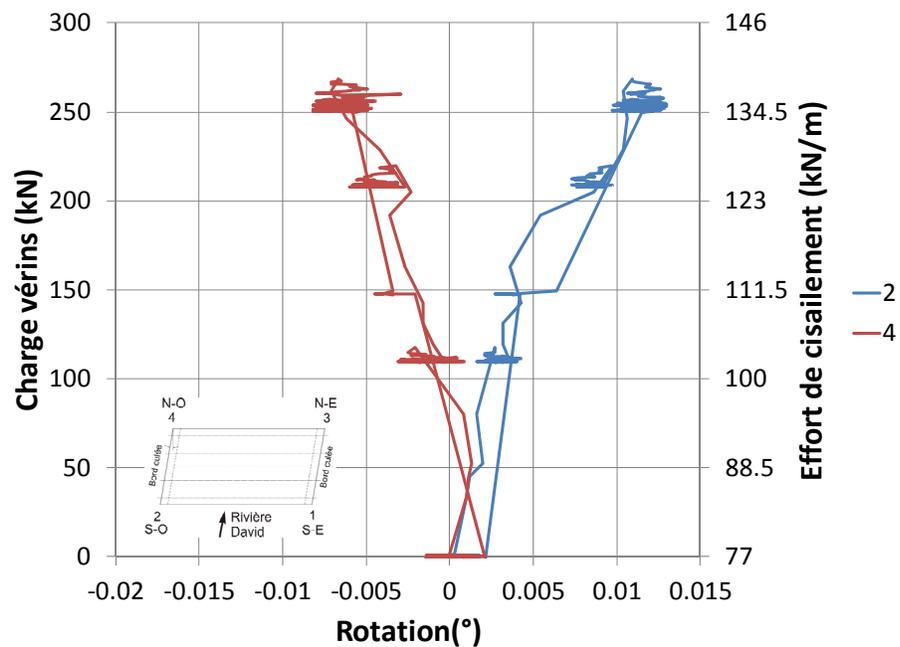


Figure 5.7 – Rotation aux appuis (Sud-Ouest)

5.1.5 FLECHE

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.

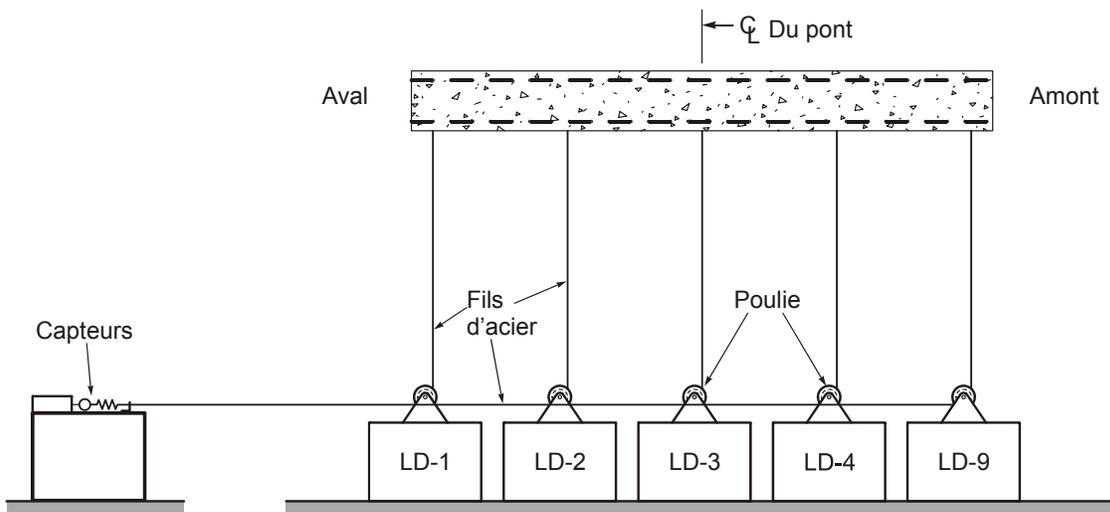


Figure 5.8 - Disposition des capteurs de flèche

Les capteurs LD1 et LD2 enregistrent de plus grandes flèches, alors que les capteurs LD4 et LD9 les plus petites, où la valeur maximale avoisine 0.6 mm (Figure 5.9).

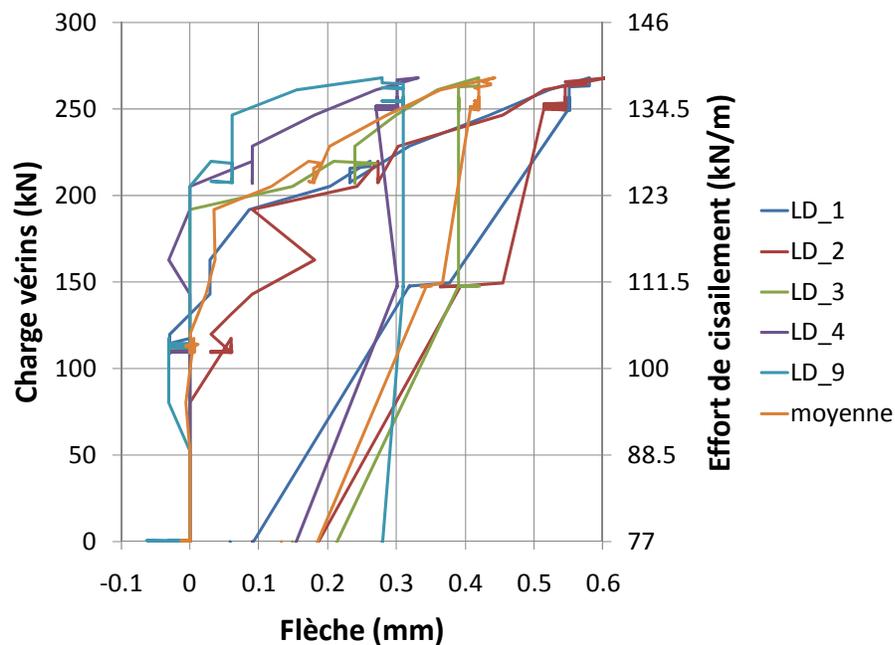


Figure 5.9 – Flèche du tablier

Les mesures des flèches semblent contredire celles des inclinomètres. En effet les flèches du côté aval (capteurs 1 et 2) sont plus grandes que celles du côté amont (capteurs 4 et 9) alors que les lectures des rotations présentent la tendance inverse. La seule explication est que pour de petites valeurs, les lectures des flèches pourraient être moins précises dû aux nombreux éléments mécaniques dans le montage.

5.1.6 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, le bord où le coin obtus a été le plus chargé, ce qui indique que les instruments étaient fonctionnels et présentaient un niveau de sensibilité suffisant.

5.2 CHARGEMENT 2 - POUTRES P1, P2, P4 ET 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 4.6).

5.2.1 DEROULEMENT DE L'ESSAI

Deux problèmes sont survenus : le premier concerne l'acquisition des données où le système de mesure a fourni des données erronées, le second est une erreur d'activation de pompe, la pompe P3 ayant été activée au lieu de la pompe P1.

Une panne ou un dysfonctionnement inexplicable est survenu sur la lecture automatisée des capteurs de pression et de tous les autres capteurs pris en charge par le Ministère durant le chargement no2. Toutes les données enregistrées semblent erronées. Ce dysfonctionnement a été mis en évidence lors du dépouillement des résultats. Voici tous les dysfonctionnements observés :

- Charge d'essai : Les résultats montrent que les vérins P2, P3, P4 et P5 ont été mis sous pression, alors que les vérins P1, P2, P4 et P5 auraient dû fonctionner. Dans un premier temps, notre interprétation s'est basée sur une erreur humaine sur le chantier. Cependant, devant le grand nombre de résultats étranges des autres capteurs, la conclusion d'une erreur humaine peut être remise en question.
- Ouverture des fissures : Les capteurs montrent que près de l'appui, peu de déformations se produisent sur la hauteur de la dalle. À une distance de 1.50 m, de petites déformations de 3 à 6‰ ont été mesurées sur des capteurs verticaux et inclinés. Pour ces capteurs, il est difficile de parler de dysfonctionnement.
- Rotations aux appuis : La rotation a changé de direction sur les 2 coins obtus de la dalle, lorsque l'on compare aux cas de charge no1 et 3. Une rotation vers le haut semble peu probable sur 2 coins obtus de la dalle.
- Déformations des barres d'armature en traction : Les capteurs de déformation J1-11 et J1-12 se trouvant près de la rive, côté amont, montrent que les armatures sont comprimées, alors que les capteurs J1-1 à J1-10 sont en traction. Des barres comprimées signifient que la déformation longitudinale de la dalle est convexe, ce qui est un résultat impossible vu la géométrie de la dalle. De plus les capteurs J2-2 à J2-11, situés à 600 mm de la série précédente, montrent des déformations de compression pour les capteurs J2-2 à J2-6. Ces déformations sont en sens opposé à ceux de la série 1, ce qui démontre encore une fois, l'improbabilité de la justesse de ces mesures.
- Flèches : Un seul capteur (LD9) mesure une flèche de 0.05 mm vers le bas. Tous les autres capteurs mesurent une flèche plus importante vers le haut, ce qui est simplement impossible.

5.2.2 CHARGE D'ESSAI

L'amplitude des charges appliquées a été obtenue en tenant compte des valeurs mesurées de façon manuelle sur le terrain. Ceci a rendu possible l'interprétation des résultats de cas de chargement 2 avec une assez bonne fiabilité. La Figure 5.10 met en évidence les 3 paliers de chargement et la charge finale est obtenue en comparant les charges notées manuellement durant l'essai à ces 3 paliers et en minimisant l'erreur sur ces 3 paliers. La charge maximale atteinte au cours du chargement est de 500 kN, ce qui donne un effort tranchant à la culée appliqué par le système de chargement égal à 594 kN si on inclut le poids du banc de chargement. Cet effort de cisaillement correspond à 2.1 CL-625 qui cause un effort tranchant de 282 kN (incluant la majoration dynamique).

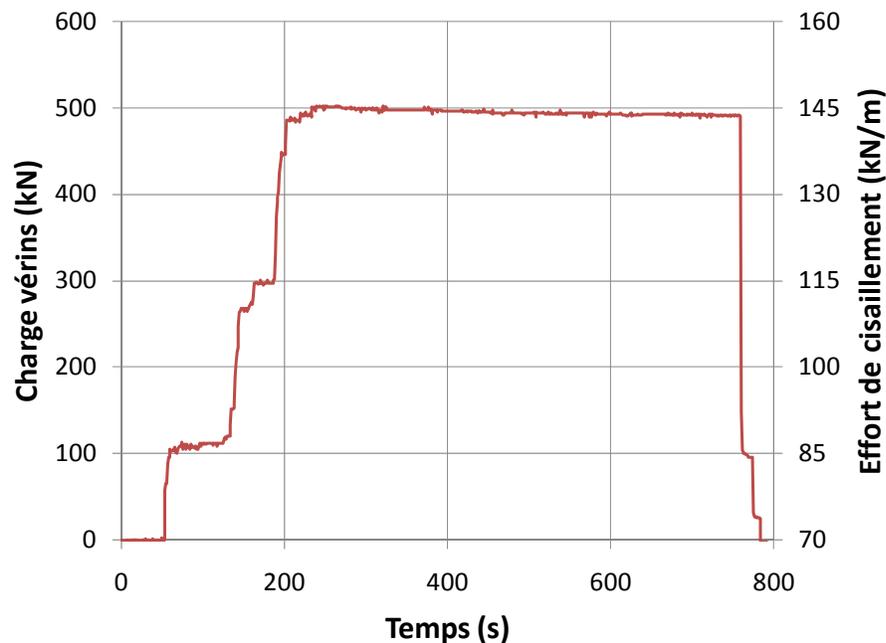


Figure 5.10 – Charge totale appliquée en fonction du temps – Cas de chargement 2

5.3 CAS DE CHARGEMENT 3: P1 A P5

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.

5.3.1 CHARGE D'ESSAI

La Figure 5.11 illustre la progression de la charge totale transmise à la dalle par tous les vérins. La charge maximale F atteinte au cours du cas de chargement est égale à 1657 kN. Selon l'équation 5.3 cela correspond à un effort de cisaillement total de 402 kN/m ou 2070 kN pour toute la dalle, incluant le poids propre du banc de chargement et celui de la dalle. À environ 3000 secondes, les vérins ont atteint leur course maximale et le système d'écrou des chariots a permis de rétracter la course de vérins.

Durant ce chargement, divers modes de défaillance sont survenus. À une charge de 1300 kN, une fissure verticale est apparue au-dessus de chacun des deux appuis (Figure 5.12 et Figure 5.13) de façon soudaine. Puis, le mode de rupture par flexion s'est développé progressivement tout d'abord par des ouvertures de fissure à la fibre inférieure sous l'application des charges d'essieu, puis par écrasement du béton (Figure 5.14). Quelques signes d'une rupture à l'effort tranchant localisée ont été observés sur le côté Nord-Est (Figure 5.15). L'essai a été interrompu à plusieurs paliers, observables sur la Figure 5.11.

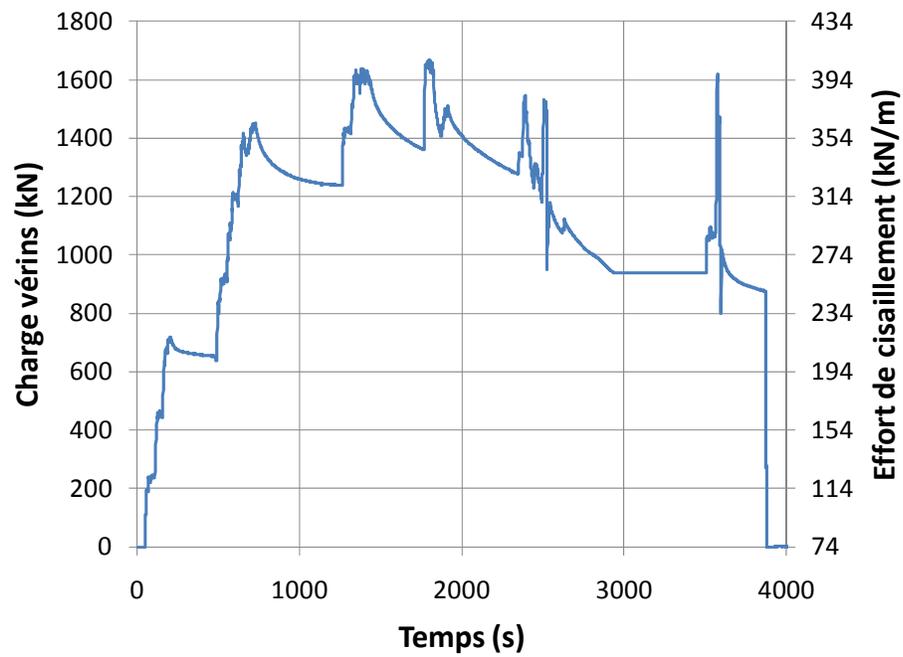


Figure 5.11 – Charge totale appliquée en fonction du temps– Cas de chargement 3



Figure 5.12 – Fissure au-dessus de la culée – Coin S-E ($t = \pm 1000$ s)



Figure 5.13 – Fissure au-dessus de la culée Est ($t = \pm 1000$ s)



Figure 5.14 – Rupture en flexion – côté amont ($t = \pm 2000$ s)

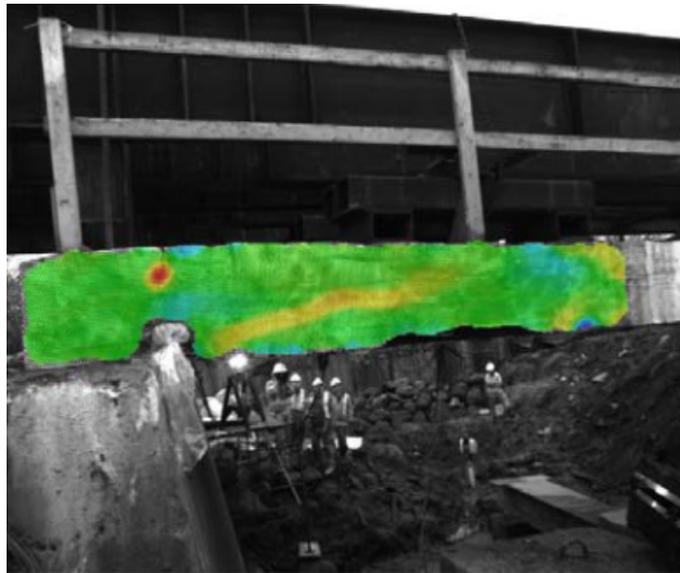


Figure 5.15 – Rupture en cisaillement au coin Nord-Est (caméra de déformation) ($t = \pm 1000$ s)

5.3.2 OUVERTURE DES FISSURES

La Figure 5.16 et la Figure 5.17 illustrent les déplacements mesurés par les LVDT verticaux et inclinés respectivement (Figure 4.22). Les figures indiquent que le LVDT1 a enregistré un déplacement d'une valeur de l'ordre de 37 mm qui correspond à la course maximale du capteur. Le plateau formé par la lecture du LVDT1 entre 10 mm et 38 mm indique clairement que la fissure de la dalle s'était produite et que celle-ci était dans un mode de rupture ductile. En effet, le capteur LVDT1 a capté la fissure sur appui formant une rotule plastique à cet endroit. L'armature verticale entre la dalle et la culée a encastré la dalle sur la culée, raison pour laquelle cette fissure est apparue. Notons toutefois que cette rotule plastique ne contribuait pas à la résistance vu l'absence d'armature négative au droit des culées.

Les valeurs négatives des capteurs verticaux pourraient s'expliquer par le coefficient de Poisson. La fibre tendue s'allongeant plus que la fibre comprimée due à la flexion longitudinale fait en sorte que les déformations perpendiculaires à l'allongement longitudinal subissent un raccourcissement.

Les autres capteurs LVDT n'ont pas enregistré de fissures à l'effort tranchant dans cette zone. Les capteurs LVDT inclinés mesurent des déplacements très petits d'environ 0.21 mm qui correspondent à des déformations en traction de $400 \mu\epsilon$.

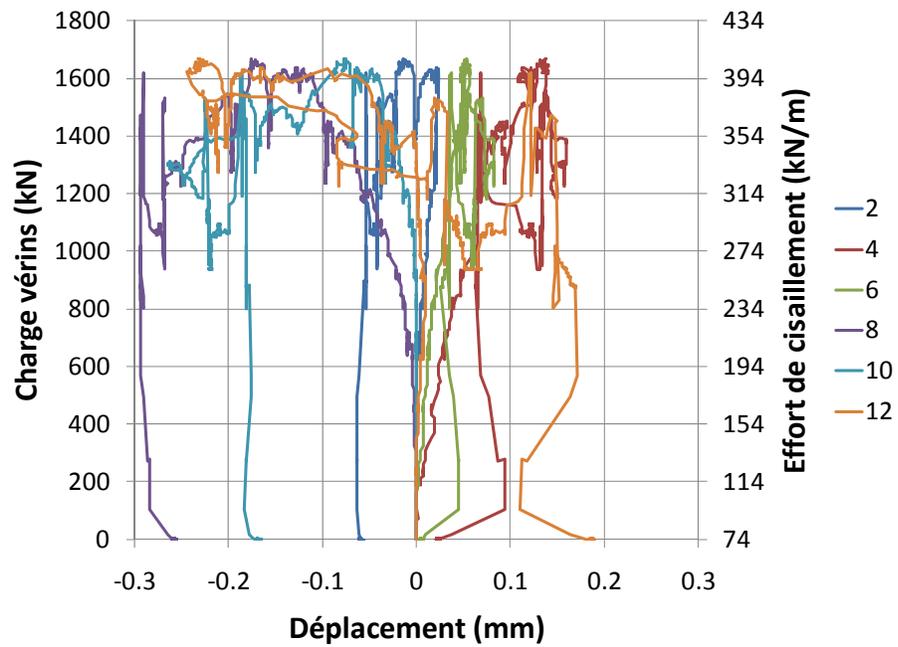


Figure 5.16 – Allongement des LVDT verticaux

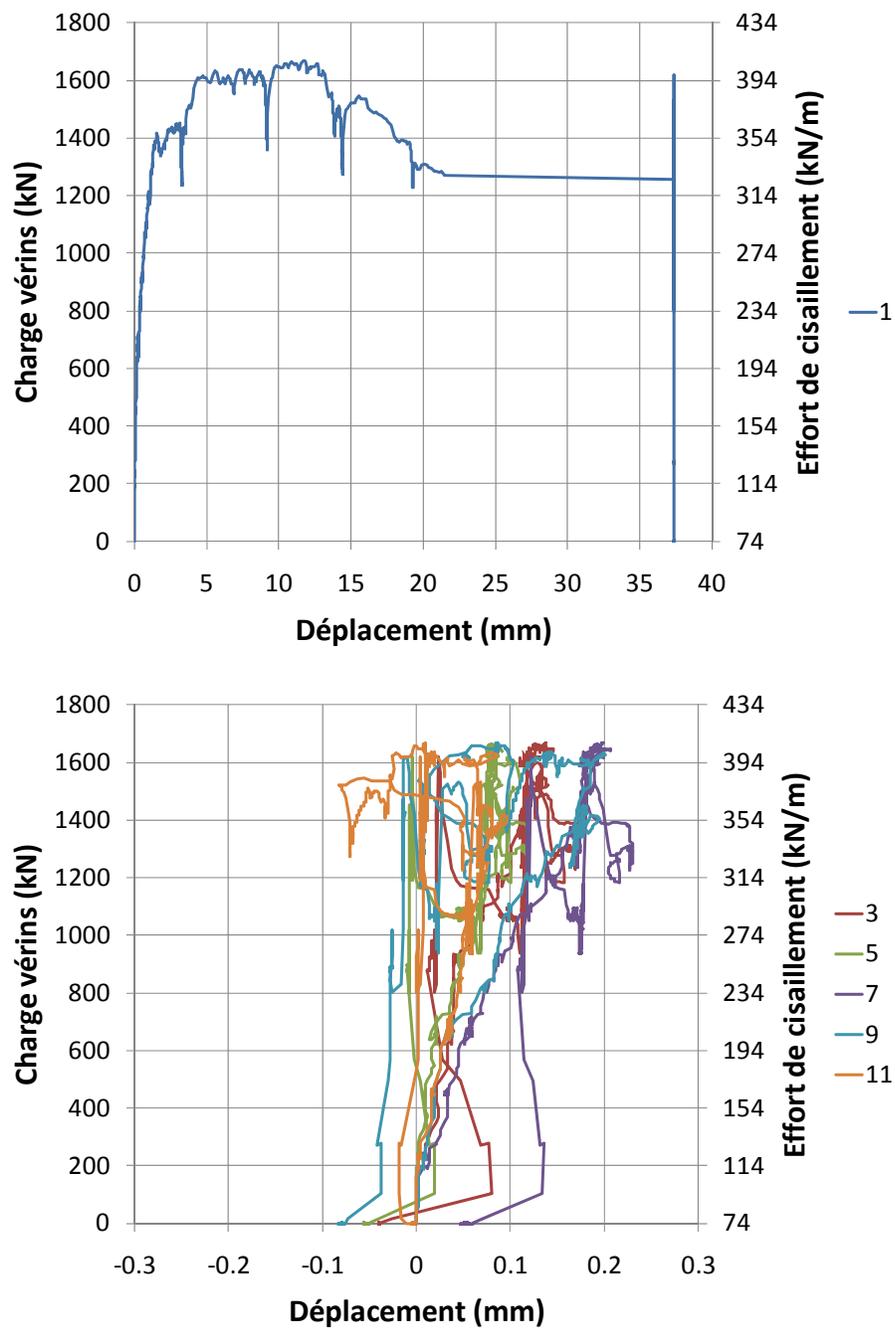


Figure 5.17 – Allongement des LVDT inclinés

5.3.3 ROTATION AUX APPUIS

Tel qu'attendu, l'effet du bais s'est répercuté sur la rotation aux appuis. Les capteurs de rotation 1 et 2 mesurent une rotation d'environ 5° sur le coin obtus de la dalle alors que les

capteurs 3 et 4, situé sur le coin aigu, mesurent des rotations proches de 2.5° (Figure 5.18 et Figure 5.19).

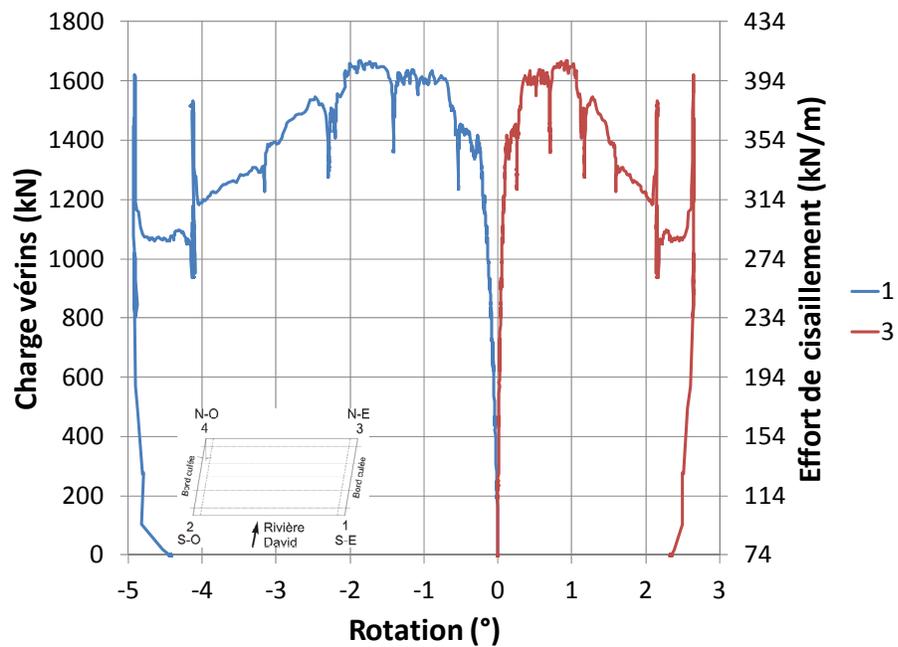


Figure 5.18 – Rotation aux appuis (Culée Est)

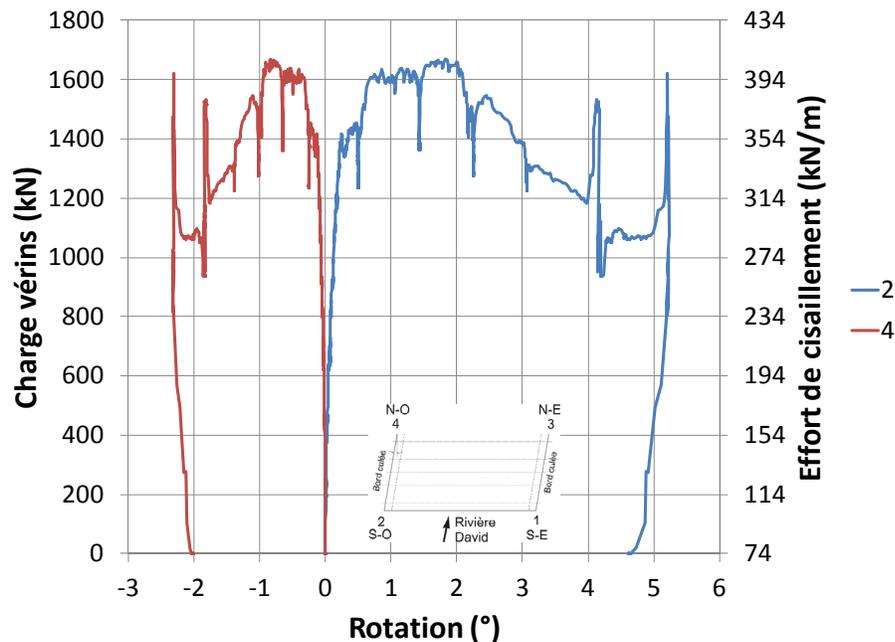


Figure 5.19 – Rotation aux appuis (Culée Ouest)

5.3.4 DEFORMATION DES BARRES D'ARMATURE

Les mesures des déformations des barres d'armature de flexion ont été séparées en deux groupes afin d'en faciliter la lecture, soit un graphique pour les jauges de la première série J1-1 à J1-12 (Figure 5.20) et un autre pour la deuxième série J2-2 à J2-11 (Figure 5.21). Il est à noter que les résultats de la jauge J2-6 fournissaient des données non utilisables et ont été exclus des graphiques. Un changement de pente est observé autour de 1600 kN. Ce phénomène est attribué à la plastification des armatures en flexion. Pour une limite élastique de 300 MPa, la déformation correspondant à la plastification est égale à $1500 \mu\epsilon$ (ou 1.5×10^{-3}). Il est intéressant de noter que les aciers d'armature plastifient sur une moitié de la largeur de la dalle pour la série 1, (J1-12, J1-8, J1-7, J1-9). Les autres capteurs de cette série 1 mesurent des déformations correspondant à une contrainte dans l'acier de l'ordre de 100 à 200 MPa dans le domaine élastique (Figure 5.20). Les capteurs de la série 2 mesurent tous une plastification de l'acier d'armature, sur toute la section (Figure 5.21).

Il est hasardeux de tirer des conclusions claires afin d'expliquer que les jauges du côté Sud soient moins sollicitées que celle du côté Nord. Une explication pourrait toutefois être reliée à la possibilité qu'il y ait une plus grande force axiale du côté Sud que du côté Nord. L'origine de cette force pourrait être tant la restriction due au remblai que l'effet du biais. Une autre explication pourrait toutefois être la grande hétérogénéité du béton de la dalle. On pourrait enfin conclure que la disparité entre les résultats provient que certains capteurs ont été disposés sur des plans de fissuration du béton, alors que d'autres se situent sur la partie saine du béton.

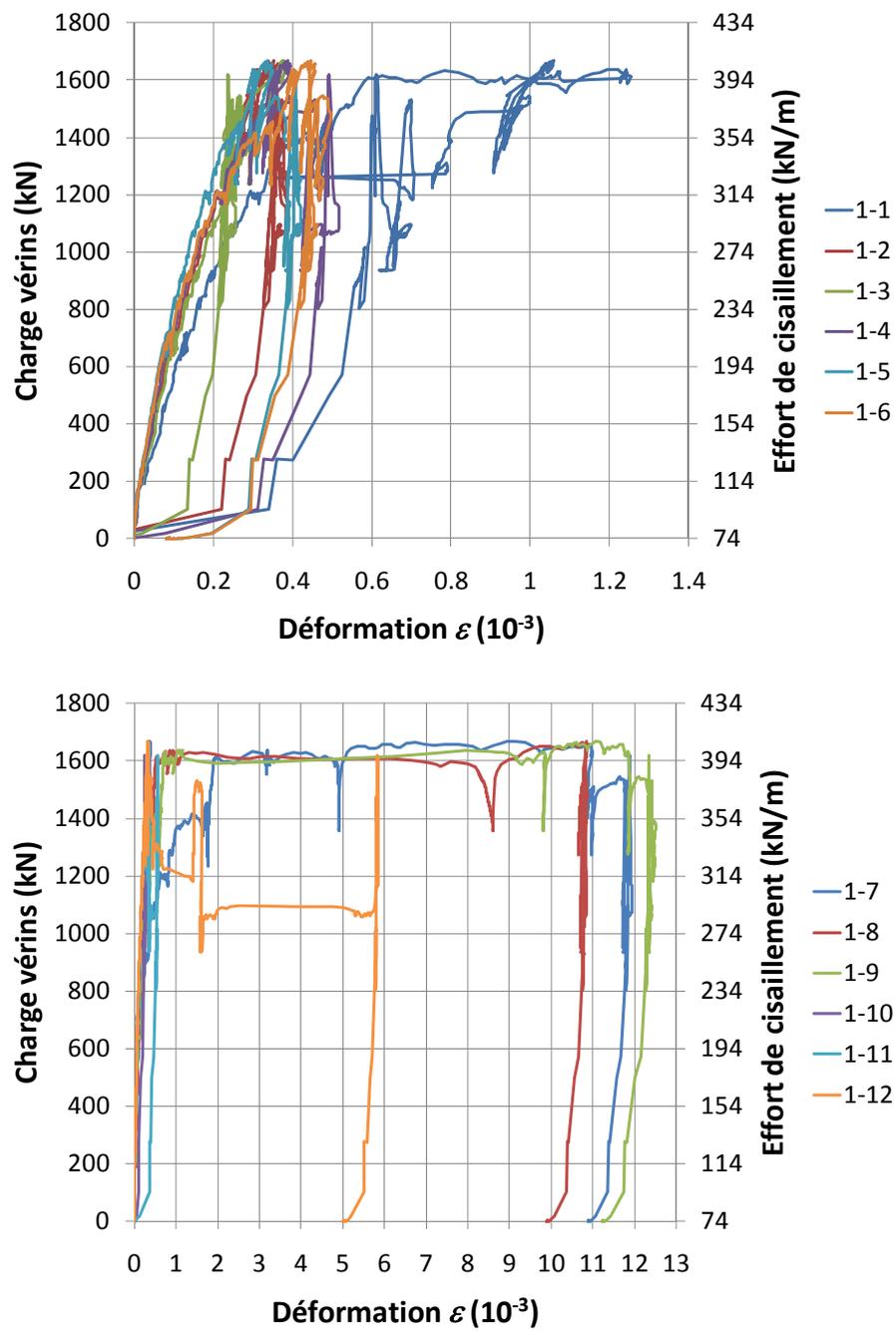


Figure 5.20 – Déformation dans les armatures

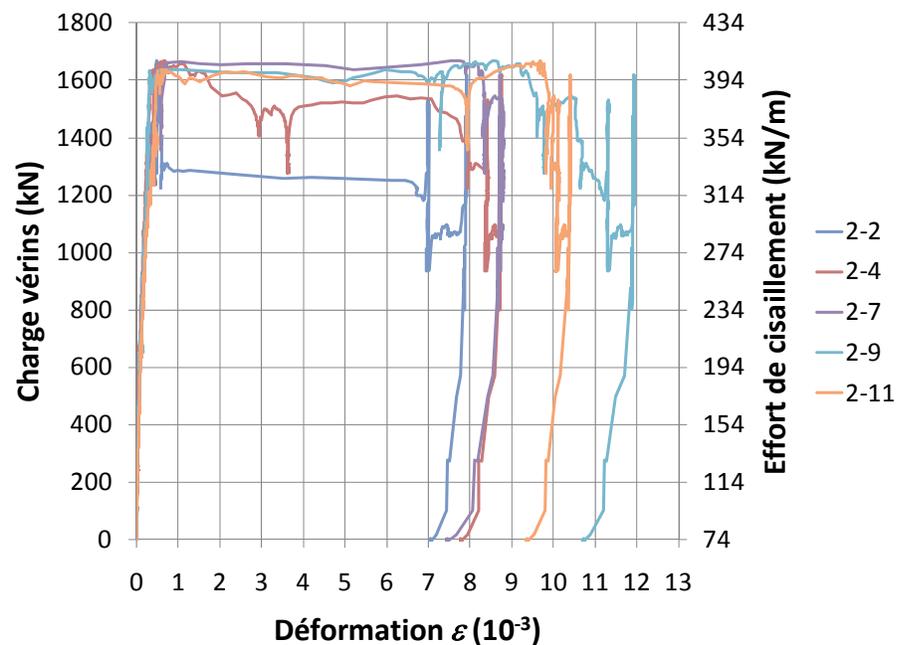


Figure 5.21 – Déformation dans les armatures

5.3.5 FLECHES

Tous les capteurs LD1 à LD9 ont mesuré la même flèche. La Figure 5.22 montre que la charge maximale correspond à un déplacement à mi-travée de 60 mm. La flèche perd sa linéarité après environ 7 mm de déplacement. Le déplacement final a été mesuré avec une flèche 182 mm. L'essai a été stoppé lorsque des éléments du banc de chargement s'approchaient à quelques centimètres de la dalle. Ainsi la flèche de 182 mm ne représente pas le déplacement à la rupture. On note ainsi le caractère très ductile de la rupture.

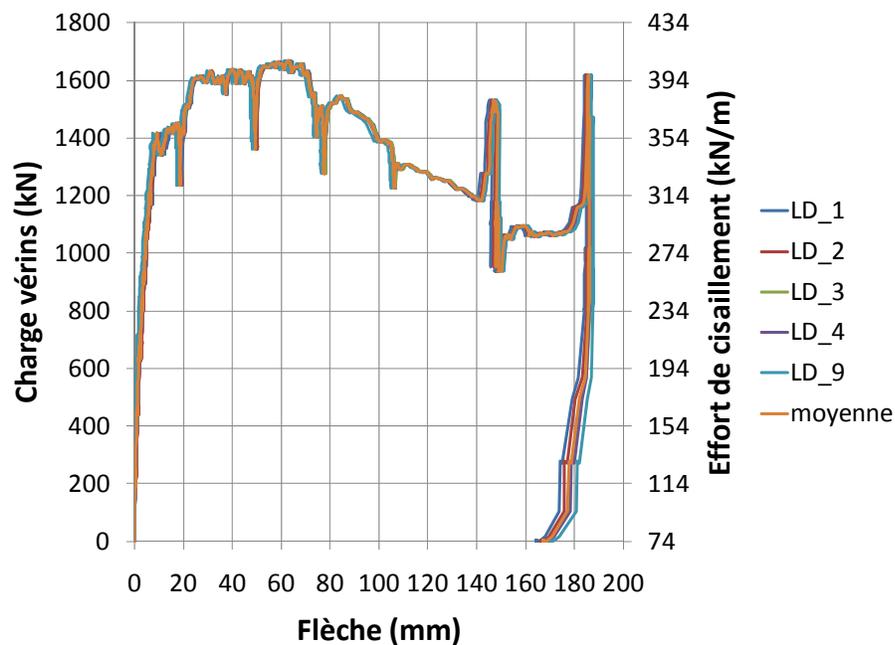


Figure 5.22 – Courbe charge / flèche du tablier

5.3.6 SOMMAIRE DU CAS DE CHARGEMENT 3

Lors de ce chargement, le pont a été soumis à une charge progressive sur sa pleine largeur dans le but de provoquer la rupture de celle-ci. L'apparition d'une fissure localisée en cisaillement s'est bel et bien produite et elle est survenue dans le coin Nord-Est de la dalle. Cette fissure a été mesurée par les caméras de déformation et n'ont pas été observables sur place (Figure 5.23) fort probablement dû à la faible ouverture et à la présence du mouchetée requis avec la caméra de déformation qui a comme désavantage de réduire la clarté des observations visuelles. À la fin de l'essai, la mesure de la fissure avait atteint une ouverture de 0.7 mm à proximité de l'appui alors que l'ouverture était de 0.4 mm du côté supérieur de la dalle, près du point d'application de la charge (Figure 5.24). Cette fissure de cisaillement localisée n'a pas mené à la rupture finale de la dalle.

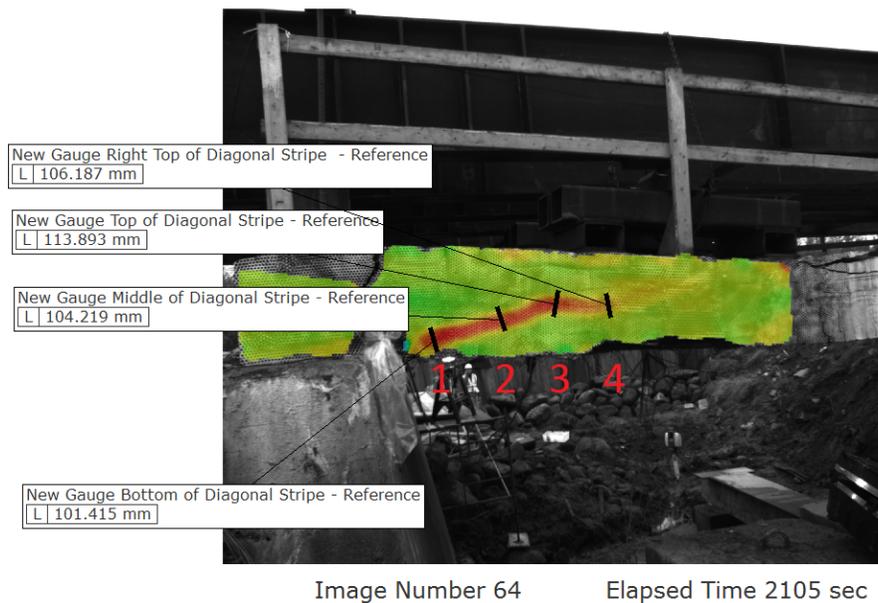


Figure 5.23 – Fissure en cisaillement au coin N-E [20] ($t = \pm 2000$ s)

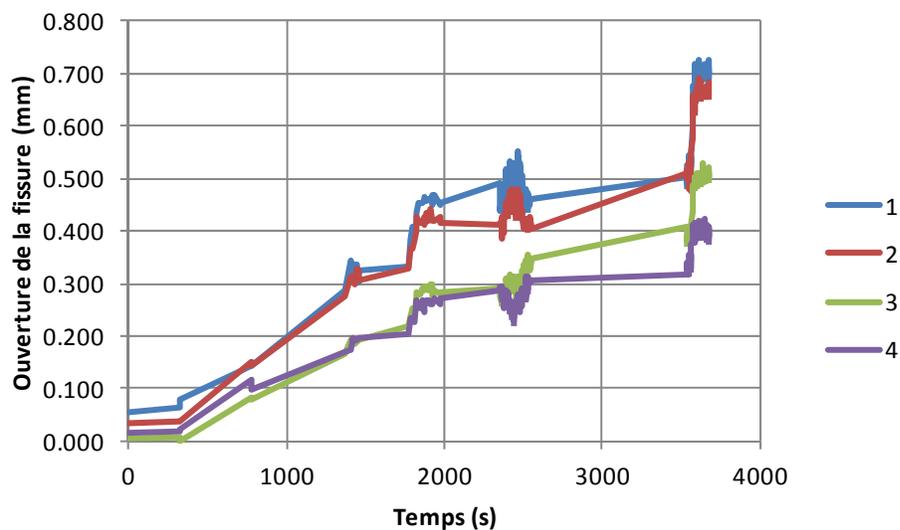


Figure 5.24 – Ouverture de la fissure de cisaillement au coin N-E [20]

On a pu apercevoir de très larges fissures de flexion se former au-dessus des appuis (Figure 5.12 et Figure 5.13) et des fissures de flexion assez importantes sous la dalle au droit de l'essieu le plus éloigné de la culée, tel que prédit par les analyses (Figure 4.17 à Figure 4.19). Le mode de rupture est celui d'une poutre sous armée causée par l'écrasement du béton en compression après la plastification des armatures (Figure 5.14).

5.4 MESURES AVEC LA CAMERA DE DEFORMATIONS

Le système de mesure par caméra de déformation était installé sur le coin Nord-Est du pont. Les lectures ont permis de mettre en évidence une fissuration en cisaillement de la dalle (Figure 5.23 et Figure 5.24).

Les données ont été enregistrées par Trilion qui a remis un rapport électronique [20] 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 au coin Sud-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 5.23 et la Figure 5.25. Ces deux images permettent d'apprécier les déformations respectivement de cisaillement et flexionnelles obtenues avec cette technologie. Sur la Figure 5.25, la déformation associée à la fissure de flexion au droit de la culée vaut 1472 $\mu\text{m}/\text{m}$.

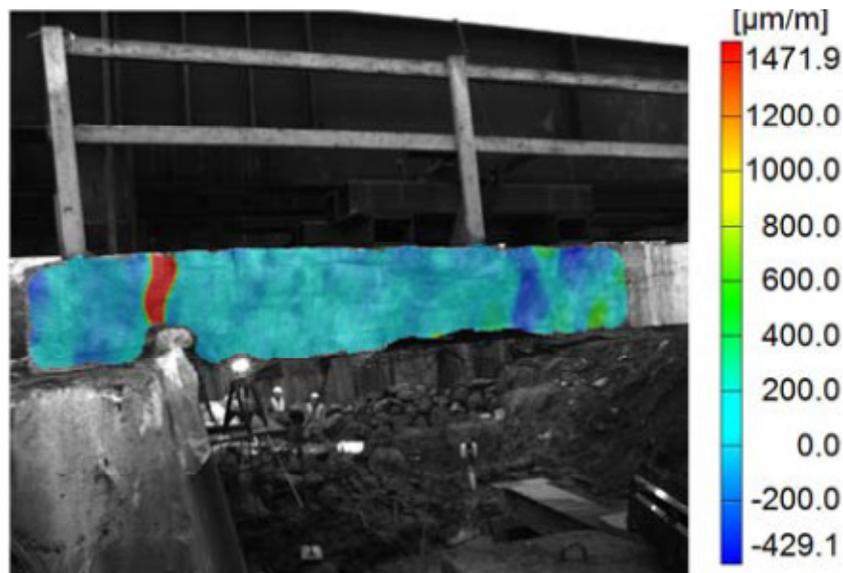


Figure 5.25 – Mesure des déformations horizontales ($t = \pm 1000$ s)

Les mesures des allongements obtenus des caméras de déformation correspondant aux LVDT du Ministère installés sur la face opposée sont présentées sur la Figure 5.26 pour les LVDT inclinés et verticaux. Une comparaison est effectuée pour les valeurs maximales des mesures durant le cas de chargement.

Les deux capteurs LVDT1 inclinés captent la fissure de flexion en moment négatif avec une ouverture d'un peu plus de 30 mm. Pour les autres capteurs, les LVDT de la caméra de déformation enregistrent des déplacements plus importants que ceux mesurés sur l'autre côté par le Ministère. Cette différence s'explique par le développement dans le coin Nord-Est d'une fissure de cisaillement, phénomène qui ne s'est pas produit au coin S-E dominé par la flexion.

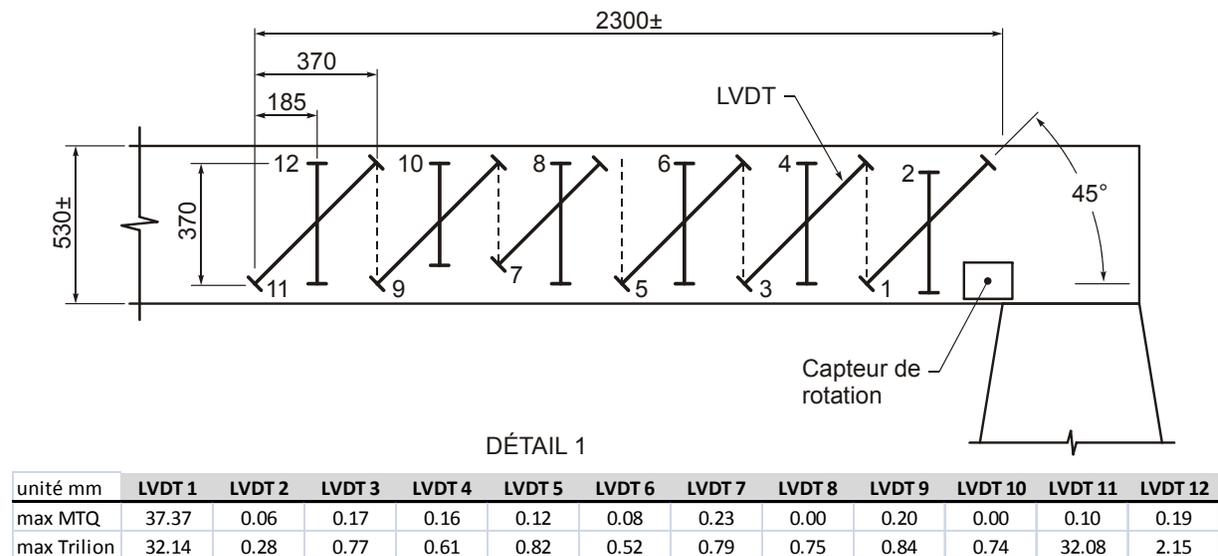


Figure 5.26 – Ouverture de fissures à deux positions différentes

Les mesures de la flèche observées sur la Figure 5.27 montrent l'évolution de la flèche obtenue à deux positions différentes sur la structure. Dans la première série, les flèches sont celles rapportées par Trilion pour une mesure réalisée à 2.17 m de la culée. Ces valeurs sont comparées sur la même figure à celles du Ministère mesurées à mi-travée (4.5 m de la face de la culée). Les flèches mesurées par Trilion sous le point d'application de la deuxième série de charges sont plus importantes que celles mesurées à mi-travée, leur amplitude valant respectivement 243 mm et 186 mm à la fin du chargement. La déformée du pont illustrée sur la Figure 5.28 confirme que la flèche était plus grande au point d'application des charges qu'au centre du pont.

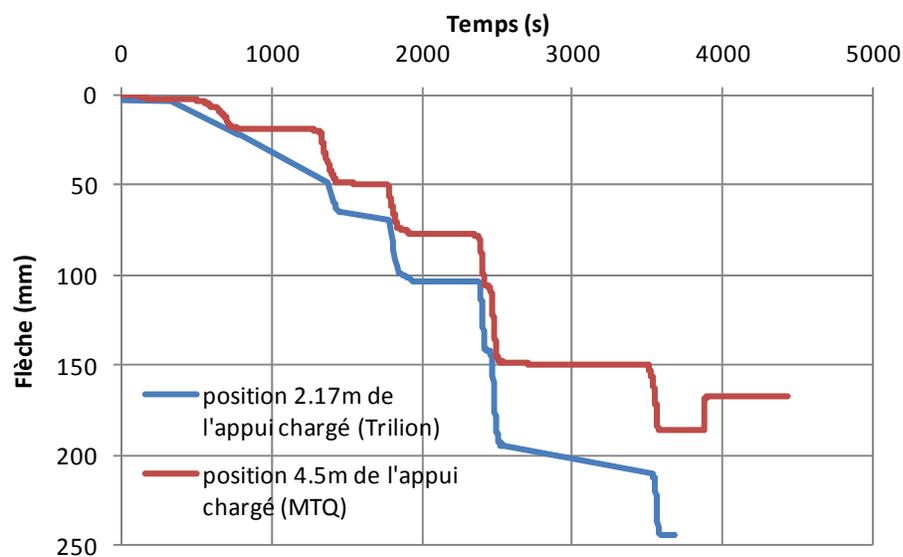


Figure 5.27 – Comparaison mesures de flèche



Figure 5.28 – Comparaison des points de mesure des flèches

5.5 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 [21]. 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 [22], 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 5.29 illustre une vue 3D qu'il est possible d'obtenir. On peut distinguer sur cette vue les cordes attachées aux potentiomètres et les fils des jauges électriques et les zones d'armature dénudée.

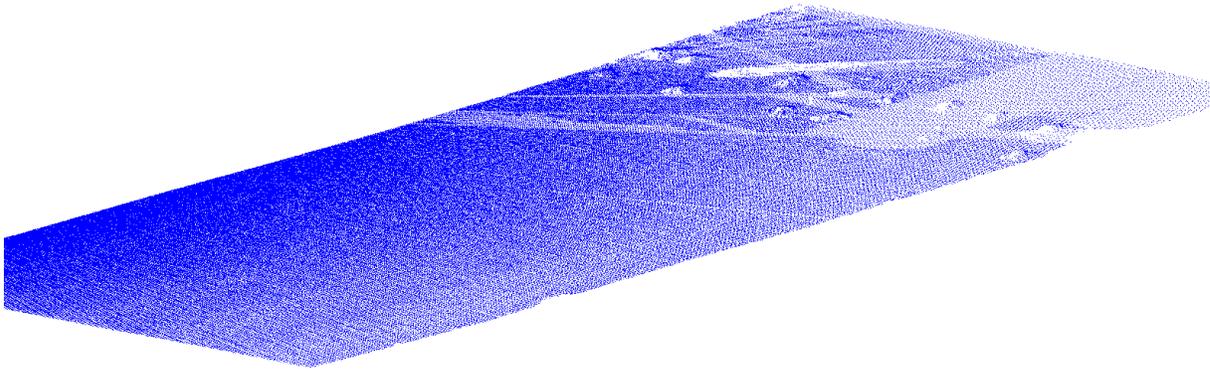
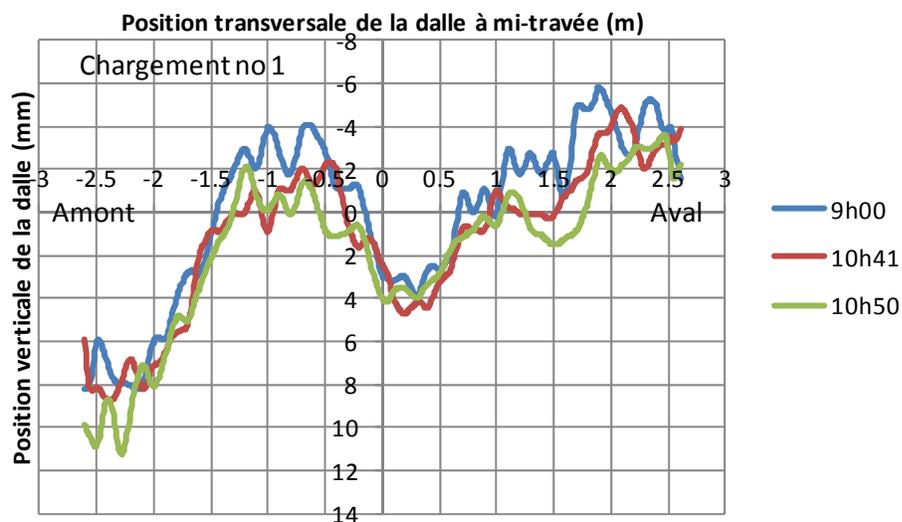


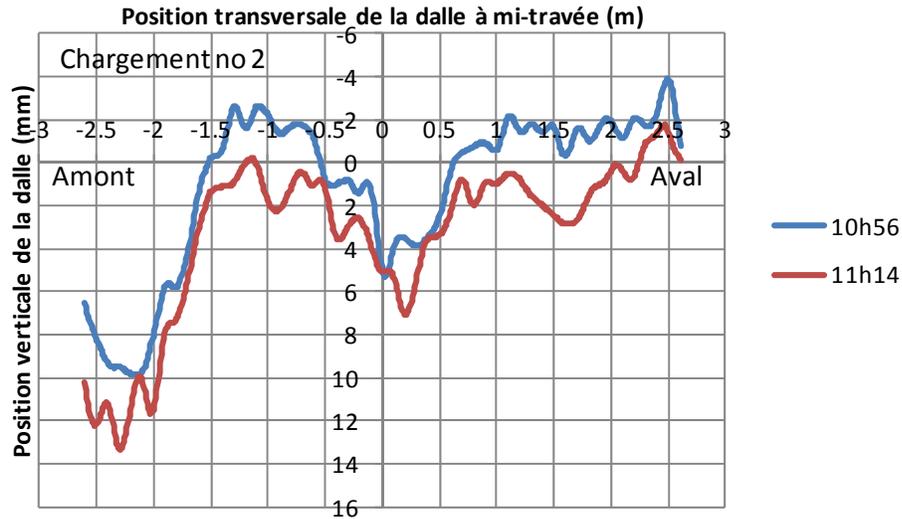
Figure 5.29 – Exemple de la géométrie du dessous du pont – État initial

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 5.30, les résultats sont donnés sur la ligne de mesure des capteurs de déplacements installés par le Ministère à mi-portée du pont. On constate que le profil ne présente pas une planéité parfaite, une bosse est présente vers le centre de la dalle. Au chargement no1 (Figure 5.30a), on remarque que les flèche avoisinent au plus 1 mm. Lorsque l'on compare cette valeur aux résultats de mesure par le Ministère, cette flèche est également petite et atteint une valeur de 0.5 mm au maximum (Figure 5.9). Au cas de chargement no2 (Figure 5.30b), on observe des flèches d'environ 2 mm avec le balayage laser. Toutefois il n'est pas possible de comparer cette valeur avec les lectures du Ministère vu les problèmes avec l'acquisition de données. Cependant l'ordre de grandeur est acceptable compte tenu des lectures du premier chargement.



a) Flèches au chargement 1



b) Flèches au chargement 2

Figure 5.30 – Variation de la position de la dalle flèche au centre du pont mesurée par les arpenteurs pour les cas de chargement 1 et 2

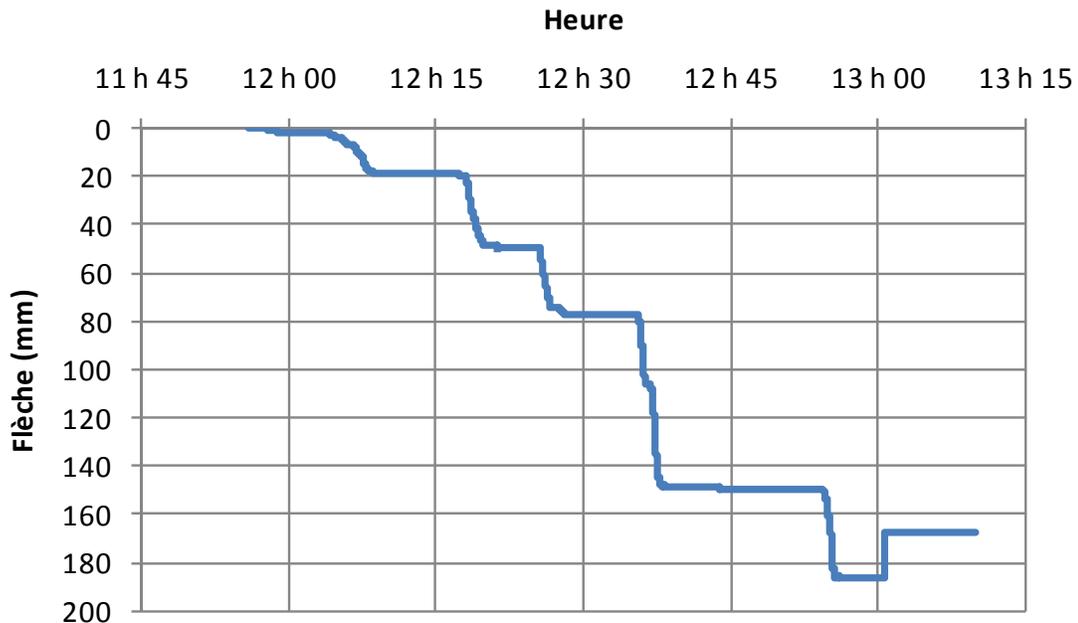


Figure 5.31 – Variation de la flèche au centre du pont mesurée par le Ministère pour le cas de chargement 3

Au chargement 3, on remarque une très bonne concordance des mesures du balayage laser aux résultats de mesure du Ministère, comme le montre le Tableau 5.1. Il convient de noter que la représentation de la flèche pour les lectures par balayage laser suit une ligne

perpendiculaire à l'axe du pont dont les coordonnées sont prises par rapport au centre de la travée.

Tableau 5.1 – Flèche en mm au centre du pont

Heure	Ministère	Arpenteur
12h16	16	21
12h28	50	50
12h36	78	78
12h46	147	147
13h04	180	185

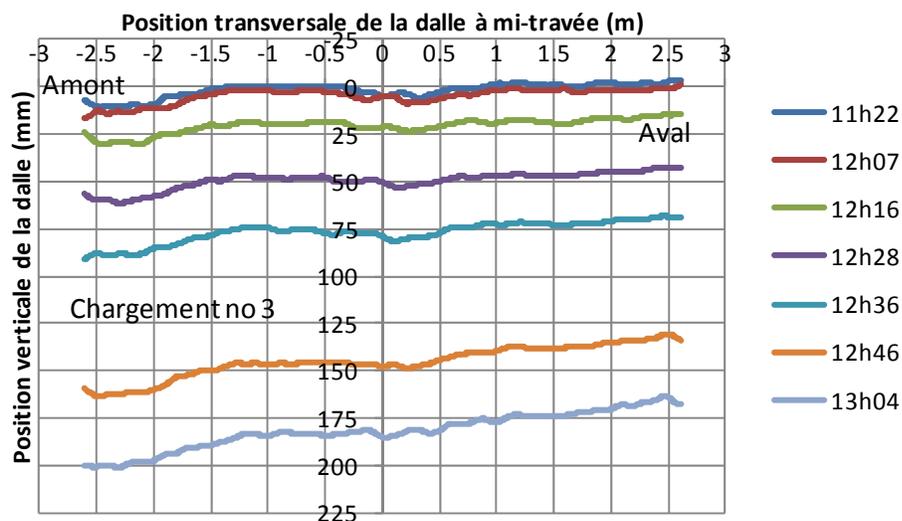


Figure 5.32 – Variation de la flèche au centre du pont mesurée par le balayage laser pour le cas de chargement 3

Un deuxième profil en travers dans la dalle à la Figure 5.33 montre les flèches se situant à 2.17 m du bord de l'appui le plus sollicité. Le cas de chargement no1 n'est pas représenté car aucune flèche n'est observée. À cette position, il est possible d'observer les cavités qui ont permis d'installer les jauges de déformation sur les armatures. Ces cavités sont visibles par les pics dans le profil représentant une variation de quelques centimètres. Le cas de chargement no2 présente des déplacements inférieurs aux mesures au centre de travée. Cette même observation est faite pour le cas de charge no3. Les mesures faites par Trilion (Figure 5.27) peuvent être comparées aux mesures des arpenteurs (Figure 5.33 et Tableau 5.2) pour le cas de charge no3. Les résultats d'arpentage indiquent que la flèche sur la face aval augmente davantage que celle sur la face amont, indiquant que le pont est plus flexible de ce côté. Les valeurs de l'arpentage sur la face aval concordent relativement bien avec ceux de Trilion. L'écart est attribuable au fait que la mesure de l'arpentage est obtenue à une position qui peut différer de celle de Trilion compte tenu du biais.

Tableau 5.2 – Flèche en mm, avec 2 méthodes de mesure

Heure	Trilion ⁽¹⁾	Arpenteur ⁽²⁾	Arpenteur ⁽³⁾
12h07	2	2	-
12h16	18	13	-
12h28	44	38	35
12h36	77	62	70
12h46	149	117	134
13h04	186	145	162

(1): Mesures sur la face aval du pont

(2): Mesures sur la ligne médiane du pont

(3): Mesures sur la face aval pont

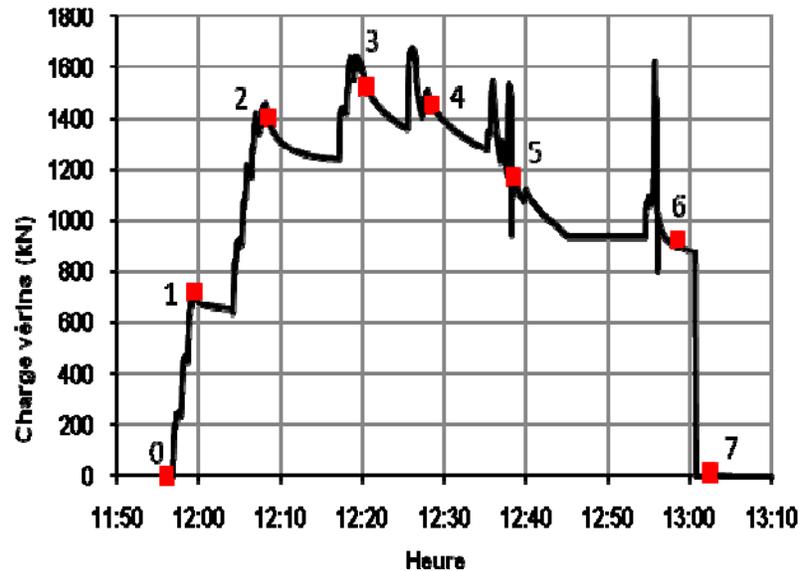


Figure 5.34 – Instant de mesure avec un appareil à photo numérique

L'ouverture de la fissure au-dessus de l'appui du côté Est mesurée à partir des photos est comparée aux mesures des LVDT. L'ouverture de la fissure est mesurée à trois positions différentes soit (I) à proximité du capteur LVDT1 ou proche de la face inférieure de la dalle, (II) à mi-hauteur et (III) au-dessus du capteur de rotation (Figure 5.35). La comparaison entre le capteur LVDT1 et la position de mesure I permet de voir que les ouvertures mesurées avec l'appareil photo fournissent des valeurs réalistes (Tableau 5.3). Le capteur LVDT1 affiche des valeurs supérieures à la position I, comme le capteur LVDT1 se situe légèrement plus haut sur la hauteur de la poutre. Une diminution de la largeur de la fissure est obtenue des lectures optiques pour les positions II et III.

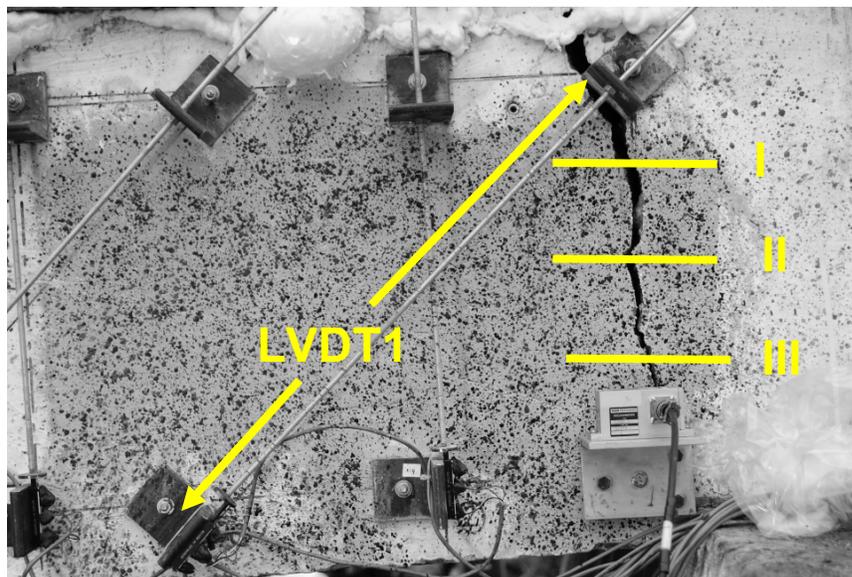


Figure 5.35 – Positions de mesure de l'ouverture des fissures

Tableau 5.3 – Ouverture de fissure sur appui

Unité mm Position	Période de mesure no		
	1	2	3
LVDT1	0.26	3.19	9.08
I	0.23	2.66	7.76
II	*	0.96	4.27
III	*	0.82	2.11

Note: * pas de fissure observée

La Figure 5.36 permet d'observer une ouverture de fissure linéaire par rapport à la position verticale sur la section mesurée par rapport à la fibre inférieure pour les 2 périodes de mesure no1 et no 2.

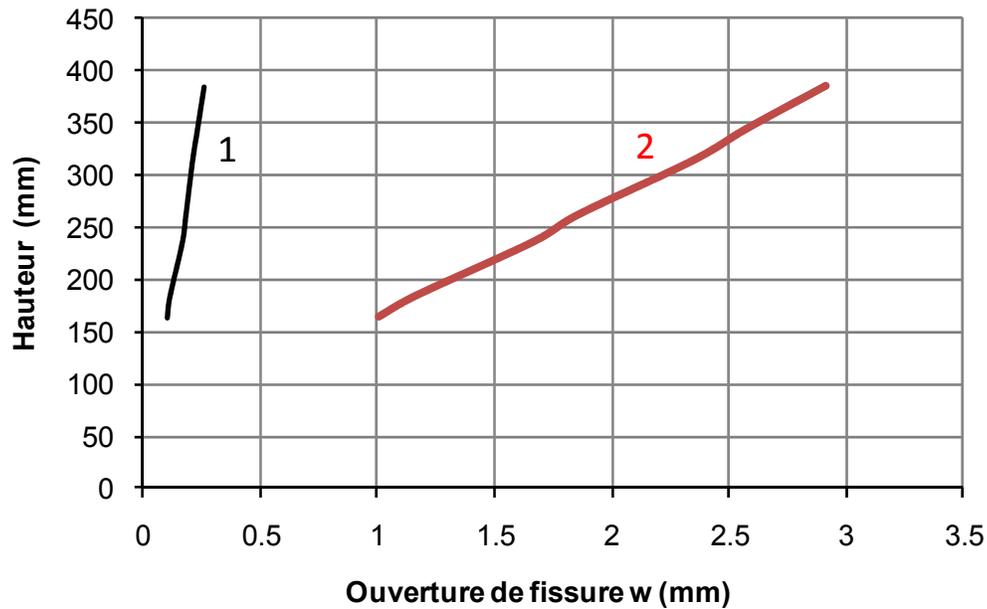


Figure 5.36 – Ouverture de fissure sur appui en fonction de la hauteur

La Figure 5.37 permet d'observer le déplacement horizontal à trois niveaux sur la hauteur de la dalle et fonction de toutes les périodes d'observation durant le cas de charge no 3. Tous les points ont été mesurés sur une section se situant à environ 340 mm de la culée. Les résultats de cette observation montrent un déplacement plus important lorsque le point de mesure se situe à une position plus élevée relativement au bas de la dalle. La flèche maximale mesurée horizontalement est de 35 mm (Figure 5.37).

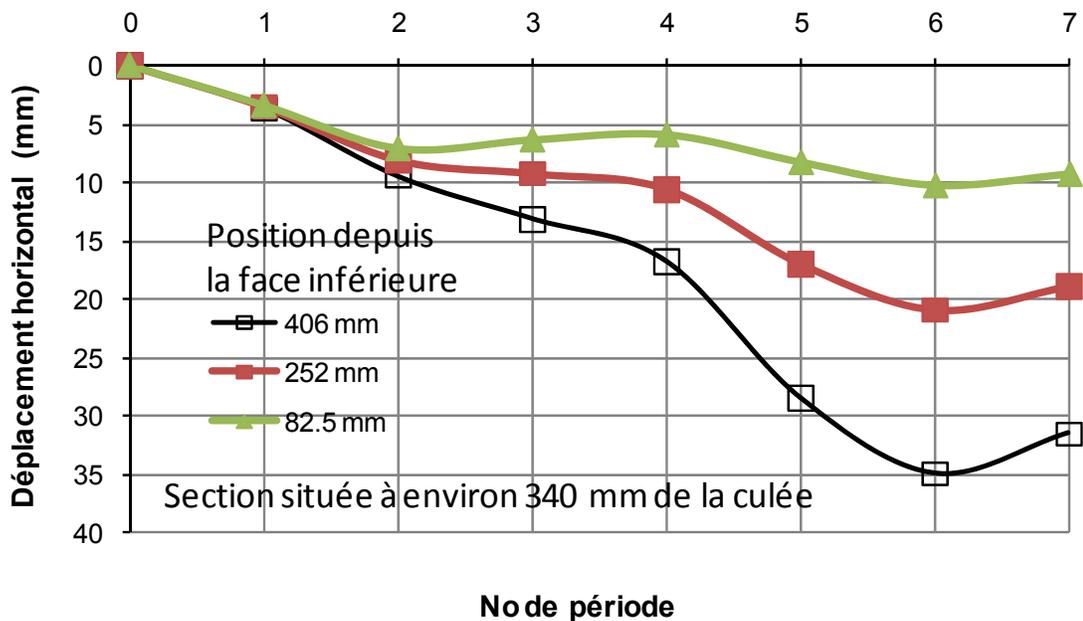


Figure 5.37 – Déplacement horizontal à une section à 340 mm de la culée

Dans le même ordre d'idée, la flèche verticale mesurée à mi-hauteur de la dalle (252 mm du bas) à deux sections situées à respectivement 235 et 582 mm de la culée est présentée en fonction de toutes les périodes d'observation durant le cas charge no3. Les résultats montrent une flèche plus importante en fonction de l'éloignement de la culée. De plus, lors du déchargement, une flèche permanente persiste à l'instant de mesure no 7. Les flèches maximales observées s'élèvent à 20 et 50 mm pour la section située à respectivement 235 et 582 mm de la culée (Figure 5.38).

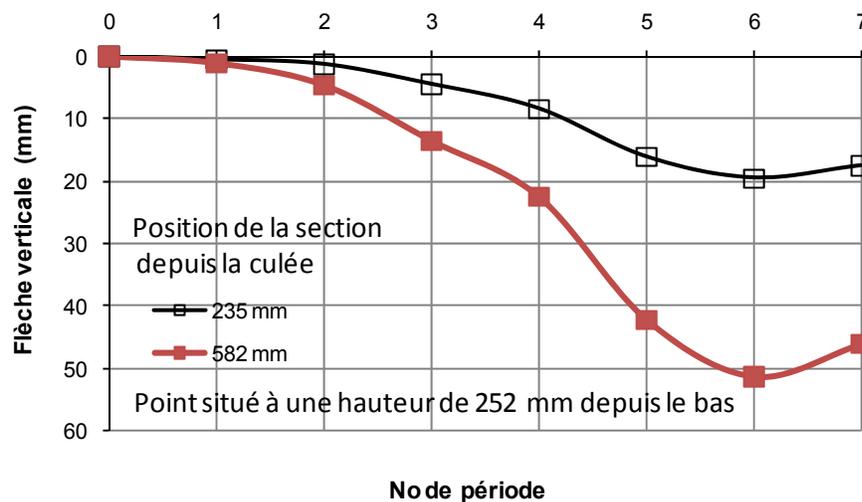


Figure 5.38 – Flèche verticale observée à mi-hauteur de la dalle

La mesure des LVDT 1 et 2 du Ministère est comparée à celle du traitement par l'imagerie (Figure 5.39).

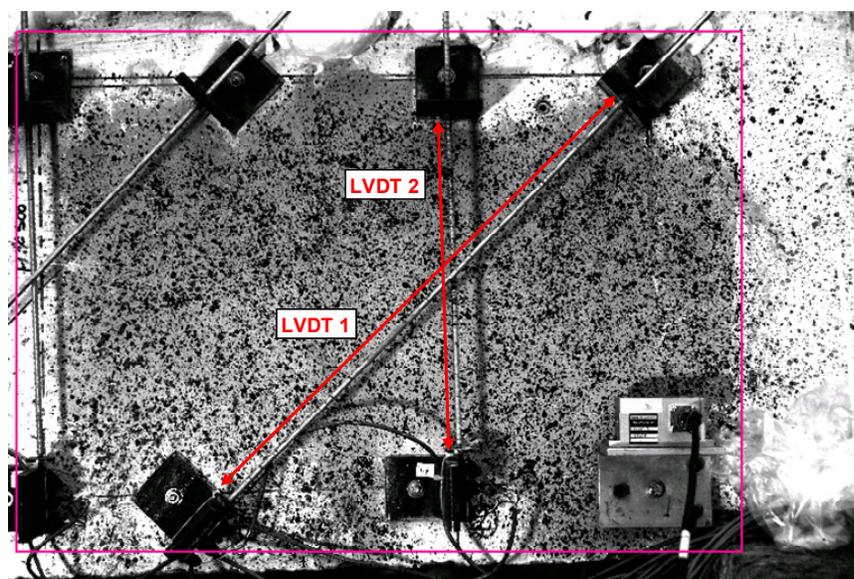


Figure 5.39 – Visualisation des capteurs LVDT 1 et 2

Le Tableau 5.4 permet de comparer pour chaque période les mesures des LVDT (MTQ) aux mesures obtenues par imagerie. Les meilleurs résultats obtenus sont pour LVDT1 (Figure 5.39), lorsque l'ouverture de la fissure sur appui est prise en considération. L'ouverture de la fissure étant très importante, il a été possible d'obtenir des résultats seulement pour les 3 premières périodes de mesure. Pour la mesure du LVDT2, les résultats sont différents car le capteur ne mesure aucun déplacement alors que les résultats de l'imagerie affichent un déplacement constant d'environ 0.5 mm. Il est possible que le degré de précision de l'imagerie soit de cet ordre de grandeur dans les petits déplacements.

Pour palier à cet inconvénient, il serait judicieux de placer le trépied et l'appareil à photos sur un support stable et d'avoir un système de déclenchement à distance pour éviter toute inclinaison différentielle de l'appareil lors de la prise de la photo. Une autre amélioration est également nécessaire, la luminosité, apportée par le luminaire installé à proximité, était insuffisante. Des différences de luminosité ont été observées sur les photos qui ont nécessité des traitements supplémentaires avec des logiciels sophistiqués pour redonner aux images une luminosité équivalente.

Tableau 5.4 – Ouverture de fissure sur appui

Unité mm Type de mesure	Période de mesure no						
	1	2	3	4	5	6	7
LVDT1 - MTQ	0.263	3.187	9.085	14.28	37.372	37.37	37.37
LVDT1 - photo	0.82	1.26	1.46	1.02	1.32	1.22	1.06
LVDT1 - photo *	1.06	4	9.1				
LVDT2 - MTQ	0.0023	0.0211	0.0023	-0.0235	-0.0423	-0.054	-0.0597
LVDT2 - photo	0.42	0.68	0.76	0.58	0.58	0.58	0.56

Note * avec prise en considération de la fissure

6 COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE LORS DES ESSAIS DE CHARGEMENT

6.1 COMPORTEMENT GLOBAL

Le pont a présenté un mode de rupture ductile dominé par la flexion à une charge totale appliquée par les vérins de 1657 kN, ce qui correspond à une charge appliquée sur le pont de 2200 kN (225 tonnes), incluant le poids du banc de chargement. En plus du mode de rupture par flexion, la présence d'une fissure de cisaillement a été mesurée au coin Nord-Est sans toutefois que celle-ci se propage et conduise à une rupture en cisaillement. La Figure 6.1 présente la mesure de la charge totale P appliquée sur le pont en fonction de la flèche moyenne mesurée à mi-travée.

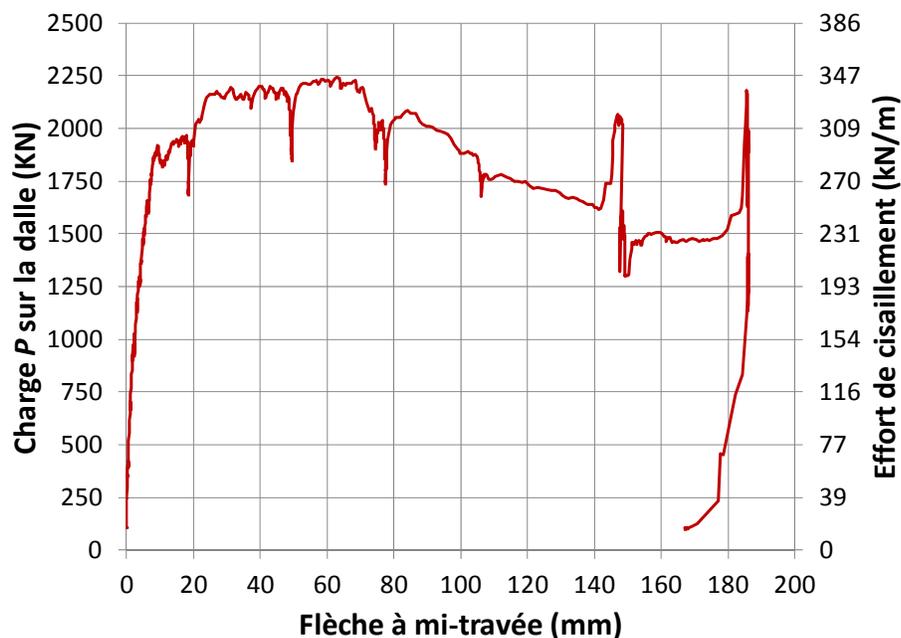


Figure 6.1 – Comportement global du pont lors de l'essai

Selon la limite élastique de l'armature, la résistance ultime en flexion est égale à environ 2370 kN-m, ce qui correspond à une charge appliquée sur le pont de 1360 kN pour la disposition des charges en place lorsque des conditions simplement supportées sont adoptées. Il est donc évident que d'autres mécanismes de résistance se sont développés. Tout comme pour le pont d'Irlande [4], la retenue offerte par les appuis a restreint le mouvement horizontal, permettant ainsi le développement d'une force horizontale qui pourrait être qualifiée d'effet d'arc. La résistance obtenue de la méthode générale du code des ponts [2] montrées sur la Figure 4.18 sont reproduites sur la Figure 6.2, présentée ici en fonction des charges appliquées sur la dalle afin de se comparer aux valeurs indiquées sur la Figure 6.1. Dans ce calcul, on indique que la présence d'un effort axial induit par la restriction aux appuis favorise l'accroissement de la résistance. La comparaison avec les résultats de l'essai permet de conclure que l'effort axial se situe entre la condition libre et la condition entièrement retenue.

Tel qu'indiqué précédemment, la résistance en compression du béton mesurée à partir d'échantillons carottés sur le pont était très variable. Ce paramètre, de moindre importance

pour la résistance en flexion, devient primordial lorsqu'il est question d'une rupture en cisaillement pour une dalle sans armature de cisaillement. L'effet de la retenue aux appuis et la résistance du béton sont deux caractéristiques principales qui seront considérées par la suite pour expliquer l'augmentation de résistance mesurée lors des essais de chargement.

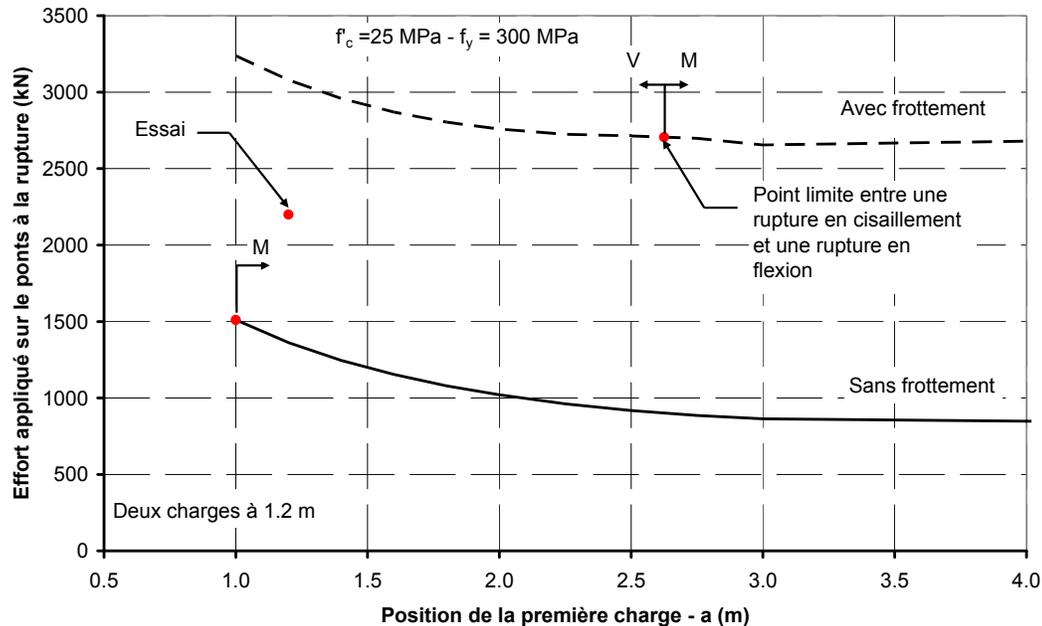


Figure 6.2 – Calcul sectionnel de la résistance – Propriétés réduites

6.2 MODELE D'ELEMENTS FINIS

6.2.1 CONSIDERATIONS GENERALES

Malgré la géométrie apparemment simple du pont, certaines particularités de l'ouvrage ont nécessité un ajustement des paramètres de modélisation qui ont mené à la réalisation d'un très grand nombre d'analyses non-linéaires afin de permettre de bien cerner les conditions affectant le comportement du pont. Le modèle présenté ici est le dernier retenu.

6.2.2 GEOMETRIE ET MAILLAGE

L'ouvrage a été analysé par éléments finis en utilisant la même approche qu'utilisée dans une étude précédente [4] dans laquelle le logiciel de béton EPM3D [22] a été utilisé sur ABAQUS [23]. La dalle du modèle a une longueur totale de 9.927 m. La portée nette à la face des appuis est de 9.0 m. Une épaisseur de 530 mm a été utilisée. Le centre des chariots a été considéré à 1.8 m de la face du mur de la culée, conformément aux conditions d'essai. La géométrie détaillée et la disposition des armatures considérées dans le modèle sont montrées sur la Figure 6.3 et la Figure 6.4 respectivement. Compte tenu de la présence du biais, il n'a pas été possible d'utiliser des conditions de symétrie et la dalle a été modélisée dans son entier. Les culées ont été modélisées en partie alors que la présence du sol a été considérée derrière les culées.

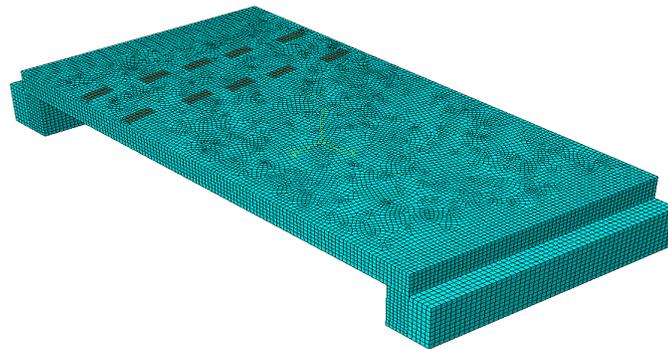


Figure 6.3 – Modélisation de la dalle et des appuis

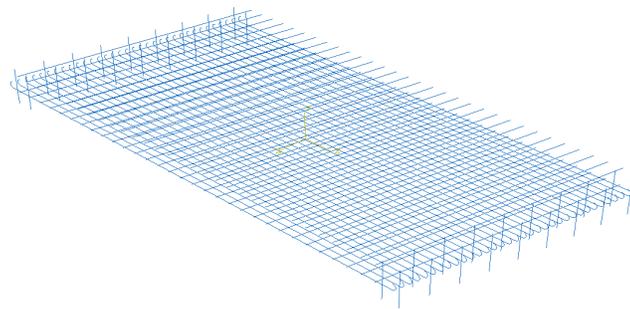


Figure 6.4 – Modélisation des armatures

6.2.3 PROPRIETES DES MATERIAUX

Trois valeurs de résistance en compression du béton ont été utilisées, soit la valeur moyenne de 39 MPa, une valeur réduite de 25 MPa (voir chapitre 3) mais également une valeur de 15 MPa pour une partie de la dalle tel qu'indiqué ultérieurement. Les résistances en traction correspondantes sont respectivement égales à 2.06 MPa, 1.65 MPa et 1.29 MPa, correspondant à $0.33 \sqrt{f'_c}$, la valeur recommandée avec le logiciel EPM3D. La limite élastique de l'acier f_y a été prise égale à la valeur mesurée de 300 MPa (voir chapitre 4), la partie plastique comprend un plateau et un écrouissage comme obtenu par les essais en laboratoire. Dans les analyses un coefficient de tenue égal à l'unité a été considéré pour l'acier et le béton ($\phi_c = \phi_s = 1.0$). La présence des armatures entre la culée et la dalle a été considérée.

6.2.4 CONDITIONS D'APPUI

Tout comme pour le pont d'Irlande [4], la retenue horizontale amenée par les culées et l'interaction avec le sol derrière celles-ci (Figure 6.5) demeurent les paramètres les plus difficiles à quantifier. La Figure 6.6 montre la culée et le remblai du côté Nord-Est. Lors des essais, les mouvements de la culée n'ont pas été enregistrés.



Figure 6.5 – Vue générale du montage



Figure 6.6 – Culée et remblai – Coin Sud-Est

Lors de la construction, la dalle a été coulée directement sur le dessus des culées, sur une surface probablement non uniforme, créant ainsi une excellente adhérence dalle-culées. De plus, des armatures verticales assuraient un lien mécanique additionnel. Il est donc fort probable que les mouvements relatifs horizontaux entre la dalle et les culées aient été complètement empêchés. Toutefois, une photo prise vers la fin du troisième cas de chargement permet de voir l'écaillage du béton du côté du remblai vers la fin de l'essai (Figure 6.7), illustrant probablement les effets du glissement entre la dalle et la culée.



Figure 6.7 – Écaillage du béton vers la fin du chargement final – Côté Sud-Est

Lors du troisième essai de chargement, une fissuration au droit des appuis s'est produite et comme la dalle ne disposait pas d'armatures longitudinales supérieures, cette fissure s'est propagée rapidement. Vu les conditions prévalant lors de l'essai pour les aspects liés à la sécurité, le mode de propagation n'a pu être observé de près, en particulier de quel côté il s'est initié.

6.2.5 CONDITIONS D'ANALYSE RETENUES

Différentes valeurs ou conditions ont été considérées pour chacun des paramètres dans une plage de valeurs plausibles afin de voir leur influence et de déterminer la valeur réaliste pour chacun d'eux. Les principales caractéristiques du pont considérées dans les analyses ont été :

- l'interaction entre la dalle et les culées;
- la présence des culées;
- l'effet du sol derrière les culées;
- la résistance du béton;
- l'interaction béton-armatures, avec armatures lisses.

Dans les modèles finaux, considérant les incertitudes quant à l'interaction de la culée et du sol, seule une culée de 0.5 m de hauteur a été considérée, avec un bloc de sol de dimension équivalente derrière (Figure 6.8a). Comme il sera vu plus loin, la modélisation partielle de la culée et du sol s'est avérée suffisante pour illustrer le comportement de l'ouvrage. De plus, il a été supposé dans toutes les analyses présentées dans ce rapport que le déplacement relatif horizontal entre la dalle et les culées était entièrement empêché dû à la surface rugueuse de l'interface dalle-culées et la présence d'armatures verticales. Cela a été considéré dans les modèles en reliant la dalle et les culées sur une longueur de 0.2 m, du côté intérieur des culées. La séparation de la dalle sur les culées a toutefois été laissée libre pour la portion de l'interface restante (0.3 m, du côté extérieur des culées). Les armatures verticales reliant la dalle aux culées ont été considérées (Figure 6.4), assurant ainsi l'encastrement de la dalle aux culées.

Les paramètres considérés pour modéliser les conditions d'appui de la dalle et des culées sont, en ordre croissant de retenue :

- une retenue verticale et horizontale au bas de la culée sans remblai, identifiée comme la condition libre (Figure 6.8b);
- une retenue horizontale avec la présence du remblai, identifiée comme une condition partiellement bloquée (Figure 6.8c);
- une retenue horizontale totale au niveau de la surface inférieure de la dalle, identifiée comme une condition bloquée (Figure 6.8d).

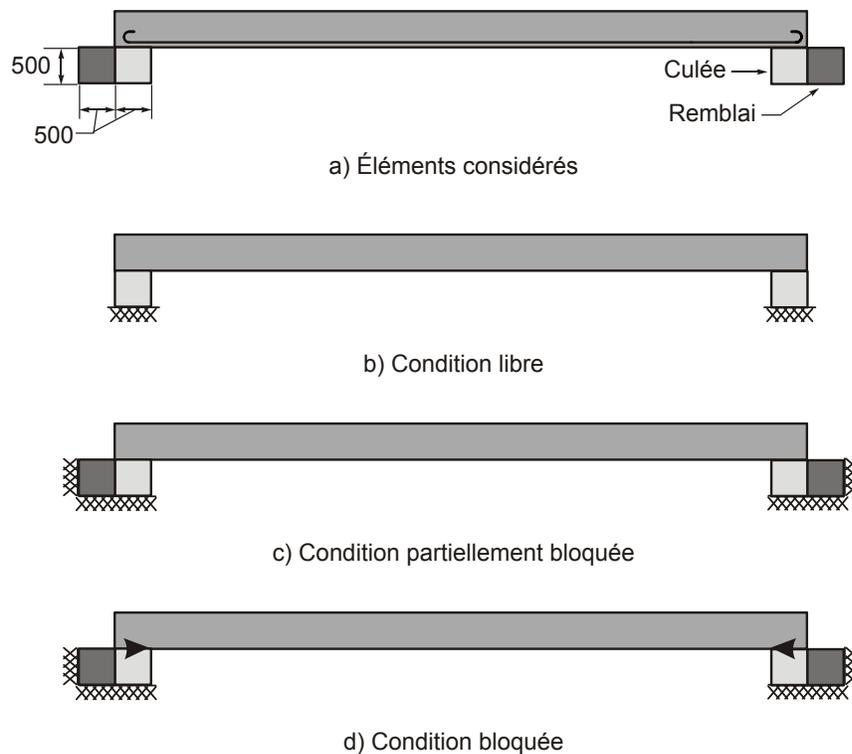


Figure 6.8 – Conditions d'appui retenues dans les analyses

Les propriétés du remblai ont été choisies afin de voir l'influence de celui-ci sur le comportement de la dalle. Des valeurs similaires à celles utilisées pour le pont d'Irlande [4] ont été retenues. Des propriétés parfaitement élastiques ou élasto-plastiques ont été utilisées. Un module élastique de 2500 MPa a été retenu dans toutes les analyses alors qu'une résistance de 200 kPa a été utilisée pour les analyses impliquant un comportement élasto-plastique du remblai, conformément aux valeurs recommandées pour les sols granulaires [24].

La variation des propriétés du béton de la dalle permet également d'approcher les conditions réelles. Deux résistances en compression ont été retenues dans les analyses finales, soit 39 et 25 MPa, correspondant respectivement à la résistance moyenne mesurée et à la résistance réduite retenue dans l'évaluation [7]. Le rapport d'auscultation [8] stipule du mauvais état du béton pour les essais de compression et seulement 3 carottes sur 11 au total ont permis de déterminer la résistance à la compression. Sur les 3 carottes, une grande variabilité dans la résistance en compression est observée. Devant ce fait, il a été choisi pour les analyses de considérer une détérioration sur une couche d'épaisseur de 100 mm sur le

haut de la dalle. Cette couche prend des propriétés mécaniques réduites avec une résistance en compression de 15 MPa.

L'interaction armature béton, appelée raidissement en traction, a été pris en compte dans les analyses, en utilisant les mêmes hypothèses que pour les analyses du pont d'Irlande. En suivant les indications du modèle FIB [25] pour les longueurs d'ancrage, il a été supposé que le raidissement en traction amené par les barres lisses se terminait à une valeur deux fois moindre que pour des barres crénelées. Ceci n'affecte que le béton entourant les armatures (100 mm dans le cas présent) dans la partie inférieure de la dalle. Un béton présentant des propriétés fragiles en traction a été considéré pour le reste de la dalle. Le béton des culées a été considéré élastique.

Plusieurs analyses ont été réalisées en faisant varier les paramètres identifiés plus haut. Les résultats de 7 analyses sont présentés afin de faire ressortir les principales caractéristiques du comportement de cet ouvrage où l'interaction sol-structure sur la culée, la flexibilité de la culée et l'état de détérioration de l'ouvrage jouent un rôle primordial dans la modélisation. Le Tableau 6.1 présente la valeur des paramètres considérés dans les analyses.

Les analyses 1, 3, 5 et 7 représentent la modélisation de la dalle avec une caractéristique des matériaux homogènes sur toute la hauteur de la dalle. La rigidité de la dalle dépend de la nature du sol. Ces modèles s'identifient par une rigidité plus importante pour l'analyse 1, devenant moins rigide dans un ordre décroissant pour les analyse 3 et 5. L'analyse 7 présente une rigidité intermédiaire entre les cas 1 et 3. Les analyses 1, 4 et 6 ont des conditions de retenues identiques aux analyses 1, 3 et 5 mais avec un béton de résistance moindre dans la partie supérieure de la dalle.

Tableau 6.1 – Paramètres considérés dans les analyses numériques

Identification des modèles	f'_c - Dalle (MPa)	f'_c – 100 mm supérieur réduit	Retenue horizontale	Résistance du remblai (kPa)
1	25	non	Bloquée	s/o
2	25	oui	Bloquée	s/o
3	39	non	Avec remblai	200
4	39	oui	Avec remblai	200
5	25	non	Sans remblai	s/o
6	25	oui	Sans remblai	s/o
7	25	non	Avec remblai	Élastique

6.3 RESULTATS DES ANALYSES

6.3.1 MODES DE FISSURATION

On constate deux modes de fissuration différents selon les conditions d'appui de la culée. Aussi pour définir ces modes, les trois conditions d'appuis illustrées sur la Figure 6.8 ont été considérées. Les analyses indiquent qu'en conditions bloquée et partiellement bloquée, une plastification des aciers d'armature se produit sous les charges, suivie d'une rupture en flexion de la dalle. En condition libre sans remblai, les appuis sont plus flexibles et il se produit une rupture de flexion accompagnée d'une rupture en cisaillement, tel qu'illustré sur la Figure 6.9. Ces résultats mettent en évidence l'augmentation de la résistance en cisaillement en présence d'une force axiale de compression. Cette résistance est plus grande dans les conditions bloquées.

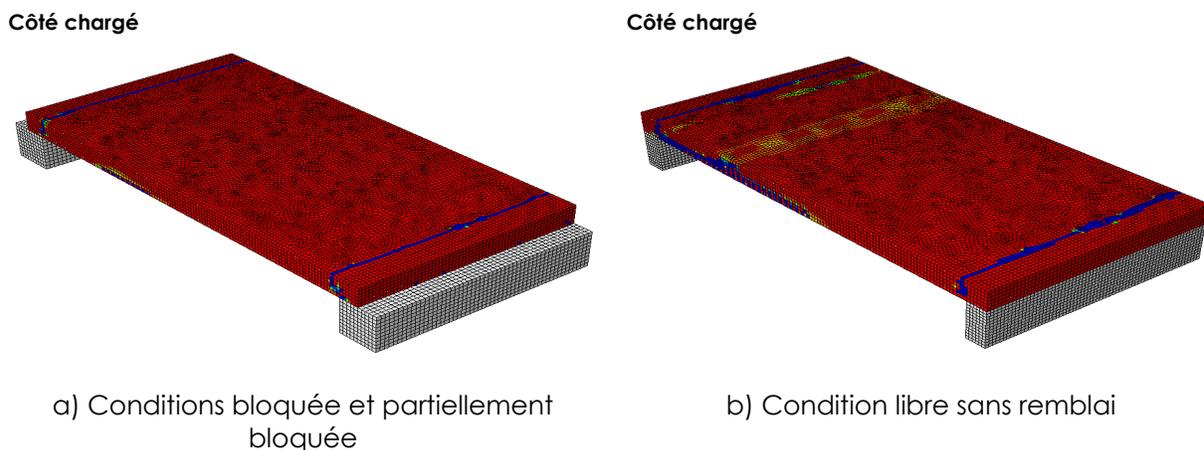
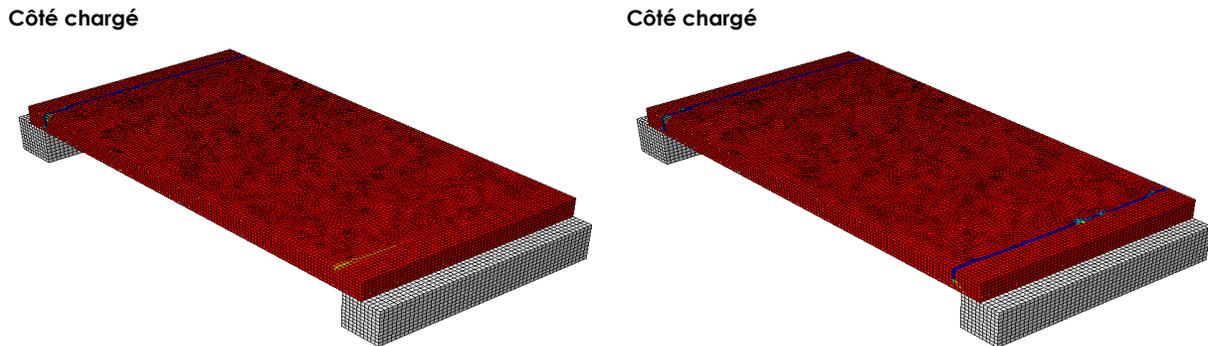


Figure 6.9 – Modes de fissuration

Quelque soit le niveau de retenue, il se produit une fissuration fragile au-dessus des culées occasionnée par l'ancrage de la dalle dans les culées et l'absence d'armatures longitudinales supérieures dans la dalle. Le comportement de la dalle obtenu en utilisant la condition de retenue parfaitement bloquée (Figure 6.8d; analyse 1, Tableau 6.1) reproduit le plus fidèlement les étapes initiales de la fissuration mesurées lors des essais. Dans la condition bloquée, la fissure dans la dalle du côté supérieur en moment négatif se produit d'abord à une charge d'environ 895 kN à la culée Est (Figure 6.10a), suivie d'une fissuration du côté de la culée Ouest (Figure 6.10a) à environ 1240 kN.



- a) Fissure ouverte du côté chargé et initiation de la fissure du côté non chargé
- b) Fissures ouvertes des deux côtés

Figure 6.10 – Fissuration fragile au dessus des appuis

L'apparition de ces fissures n'amène pas à la rupture de la dalle mais affecte sa rigidité. Dès que cette rupture localisée se produit, la dalle se comporte comme une poutre sur appui simple en ce qui a trait à sa rigidité alors qu'il se développe un effet d'arc dans la dalle favorisant une rupture en flexion seule ou en flexion-cisaillement selon le degré de retenue horizontale de la culée. Les flèches au centre de la travée obtenues des analyses 1 à 7 (Tableau 6.1) présentées sur la Figure 6.11 sont comparées à la flèche moyenne mesurée lors du troisième essai de chargement.

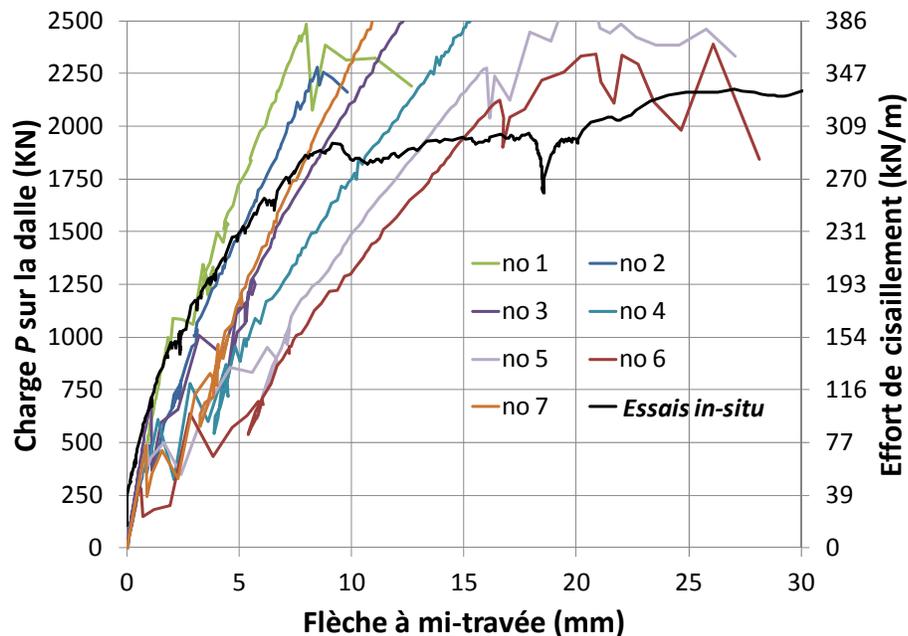


Figure 6.11 – Déplacement à mi-travée sur appui.

6.3.2 EFFETS DE LA RETENUE HORIZONTALE

Les mesures in situ permettent de constater que la rigidité du pont change graduellement en fonction de la charge appliquée et que le comportement est non-linéaire dans la phase ascendante jusqu'à une charge de 1900 kN environ où le comportement devient plastique écrouissant.

Les rigidités initiales des analyses correspondent bien à celle mesurée lors de l'essai. Toutefois, seule l'analyse No. 1 avec des conditions parfaitement bloquées reproduit le processus de fissuration décrit précédemment et la flèche mesurée jusqu'à une charge totale de 1250 kN environ. Au delà de cette charge, la retenue bloquée ne reproduit plus les conditions mesurées et la rupture qui s'ensuit est fragile et instable. Toutes les autres analyses où la rigidité de l'appui a été considérée (3, 5 et 7) présentent une fissuration en partie supérieure de la dalle qui survient beaucoup plus tôt que celle observée durant l'essai. Même l'analyse No. 7, avec un remblai élastique très raide, ne permet pas de reproduire un niveau de résistance suffisant en moment négatif au niveau de l'appui pour retarder la fissuration de la dalle. Toutefois, cette analyse présente une rigidité post-fissuration qui est très similaire à celle de l'analyse No. 1 et conduit à un mode de rupture fragile.

Les analyses No. 3 et No. 5 ont permis d'observer qu'après la fissuration de la dalle au-dessus des culées, la prise en compte de la rigidité du remblai permettait de reproduire celle mesurée durant l'essai. Les résultats de l'analyse No. 5, où une partie de la culée est considérée, représentent avec plus de précision la rigidité de l'ensemble entre 1000 et 1900 kN. Toutefois la résistance et le mode de rupture obtenus de ces analyses n'ont pas permis de reproduire les mesures réalisées lors de l'essai.

6.3.3 EFFETS DE LA RESISTANCE DU BETON

La résistance du béton a été considérée selon deux approches : une variation globale et une variation locale. Plusieurs analyses ont été faites avec un béton de 39 MPa ou de 25 MPa. Même si dans les deux cas la capacité ultime a été supérieure aux mesures, l'utilisation d'une résistance de 39 MPa s'éloigne davantage des conditions mesures. La très grande variabilité de la résistance suggère l'utilisation d'un béton de résistance moindre afin d'être plus représentatif des conditions réelles. Cet aspect devra être pris en considération dans des recherches ultérieures. La valeur de 25 MPa a donné des résultats plus près de la réalité.

La considération d'une couche supérieure de moindre résistance a un effet marqué. L'analyse No. 6, en conditions de retenue libres, a permis d'obtenir une résistance ultime comparable à celle mesurée in situ. Le mode de rupture en flexion observé du côté amont semble d'ailleurs confirmer cette hypothèse. La zone où le béton a subi une rupture par écrasement montré sur la Figure 6.12 est très prononcée, typique d'un béton de faible résistance, combiné avec la présence d'un effort axial. Toutefois, l'analyse No. 2 réalisée avec des conditions parfaitement bloquées présente un processus de fissuration dans les premières phases du chargement qui ne reproduit pas de manière satisfaisante cette réduction. De manière similaire, l'analyse No. 4 avec un béton de 39 MPa conduit à une résistance trop élevée.

Les résultats des analyses où la résistance du béton a été variée permettent de conclure que la grande variabilité de la résistance du béton a contribué à faire apparaître différents modes de rupture. Il est fort probable que le béton au-dessus des culées ait été de meilleure qualité que le béton à certains endroits de la travée, particulièrement du côté amont.



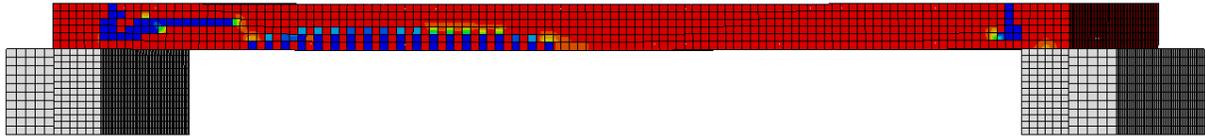
Figure 6.12 – Écrasement du béton à la rupture – Face amont

6.3.4 RUPTURE EN CISAILLEMENT

Lors de l'essai in-situ, une fissure d'effort tranchant est apparue sur la face aval, au coin aigu de la dalle, en même temps qu'une rupture en flexion qui traversait la dalle sur toute sa largeur. Ce mode de rupture a été reproduit numériquement dans l'analyse No. 7 (Figure 6.13). Même si la charge de rupture est plus élevée que celle mesurée lors de l'essai, le mode de rupture est très similaire. Il est donc probable que la rupture à l'effort tranchant ait été initiée du côté aval juste avant l'atteinte de la résistance en flexion qui a probablement été initiée du côté amont avant le côté aval où l'étendue de la zone de rupture en compression est moindre (Figure 6.13).

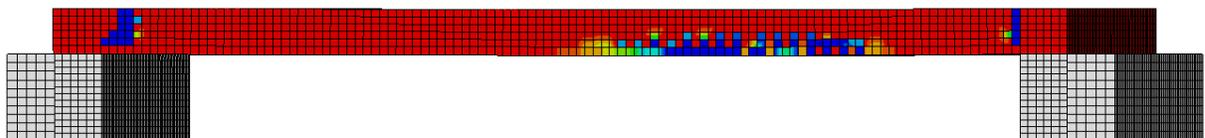
Compte tenu de la présence d'un biais, même faible, la réaction verticale dans le coin obtus était fort probablement de plus faible amplitude et, conséquemment, l'effort axial associé. Les résultats des analyses en condition libre sans remblai ont également mené à une rupture en cisaillement. Ceci peut laisser supposer que l'effort axial dans le coin obtus de la dalle de la culée Est ait été de moindre amplitude que celui du coin opposé de la même culée.

Côté chargé



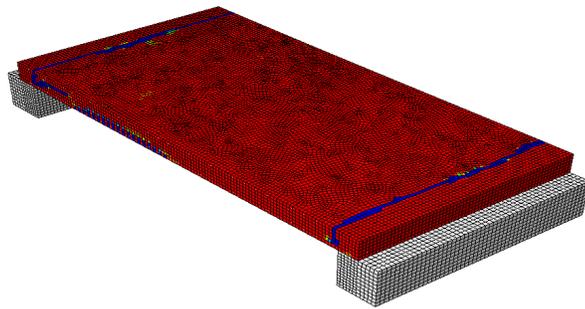
a) Côté aval

Côté chargé



b) Côté amont

Côté chargé



c) Vue 3D

Figure 6.13 – Apparition d'une fissure d'effort tranchant sur le côté aval



Figure 6.14 – Écrasement du béton à la rupture – Face aval

6.4 SOMMAIRE DES ANALYSES PAR ELEMENTS FINIS

Il n'a pas été possible de reproduire dans une seule analyse toutes les phases du comportement de la dalle, compte tenu de la grande incertitude sur plusieurs paramètres. La combinaison de paramètres permettant de modéliser toutes les phases du chargement comporterait plusieurs hypothèses ou artifices de modélisation allant au delà de la connaissance qu'on a de l'ouvrage. Il n'a pas été possible également de reproduire la rupture progressive de la dalle avec de grandes flèches compte tenu de l'instabilité numérique associée avec des matériaux de résistance uniforme qui ne représente pas la réalité. Néanmoins, les analyses par éléments finis permettent de tirer les conclusions suivantes :

- la retenue offerte par la culée et le remblai permet de compter sur la présence d'un effort axial qui s'apparente à un effet d'arc qui augmente de façon appréciable la résistance de la dalle, particulièrement à l'effort tranchant;
- l'apparition d'une fissure de cisaillement sur le coin Nord-Est est signe d'un effort axial moindre à cet endroit alors qu'il devrait potentiellement être plus grand pour le coin aigu.
- la retenue horizontale était très importante jusqu'à plus de 50% de la charge ultime et s'est dissipée progressivement avec l'application de charges additionnelles;
- la présence d'une fissure de cisaillement sur une face n'a pas conduit à l'effondrement de la dalle et un mode de rupture ductile en flexion a été observé dans toutes les analyses où la retenue offerte par la culée et le remblai était atténuée.

6.5 INTERACTION DALLE-CULEES

La capacité du pont mesurée expérimentalement peut être comparée avec celle obtenue en adoptant une méthode d'analyse basée sur la méthode générale du code CSA-S6 tel que décrite au chapitre 4. En négligeant la cohésion au niveau de l'interface dalle-culées, et en adoptant un coefficient de frottement de 0.9, on obtient la résistance ultime de la dalle, tel que présenté sur la Figure 6.15. On constate que la résistance calculée s'approche de la valeur mesurée et que la rupture avec la position de la charge choisie est à la limite entre un mode de flexion et un mode de cisaillement. Dans ce cas, l'amplitude de la force axiale est limitée par la résistance au cisaillement d'interface (shear friction). La résistance maximale en flexion correspondant à la condition illustrée sur la Figure 6.15 est égale à 573 kN-m/m.

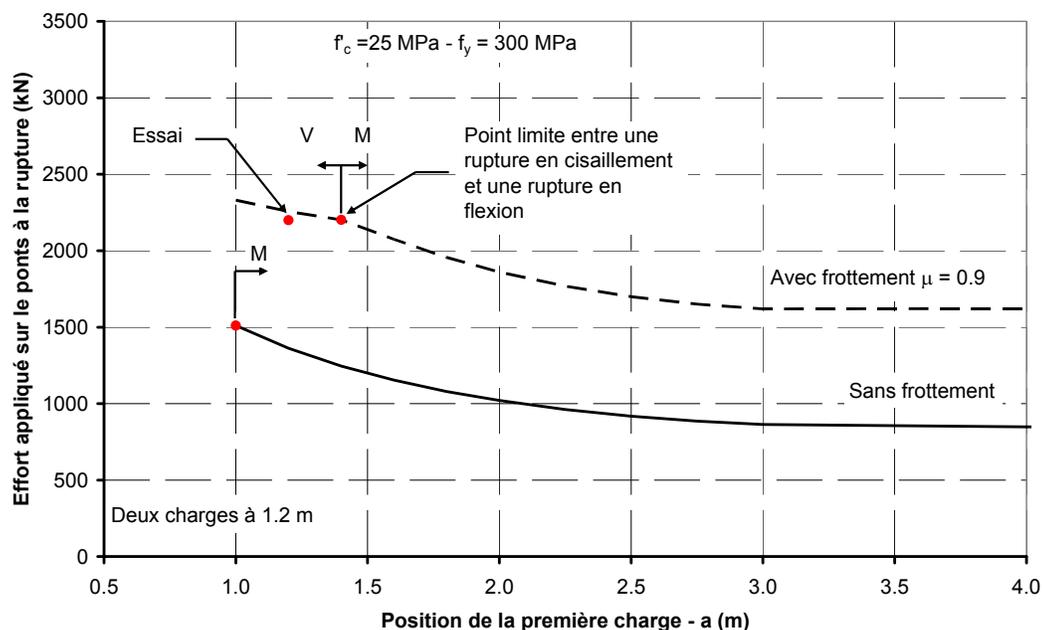


Figure 6.15 – Résistance ultime correspondant à l'état du pont

6.6 RESISTANCE PONDEREE

L'état limite ultime en flexion a été atteint pour une charge de 2200 kN, soit 225 tonnes, ce qui correspond à un effort tranchant ultime de 347 kN/m. En utilisant les informations montrées sur la Figure 4.5, la résistance ultime correspond donc à 6.25 camions CL-625 (2200/352), si on néglige le poids propre.

En appliquant un coefficient de tenue de 0.75 pour la résistance ultime en cisaillement, en supposant un enrobé bitumineux théorique de 70 mm et en utilisant des coefficients de majoration des charges utilisés pour l'évaluation selon le chapitre 14 du code des ponts pour $\beta = 3.5$ [2], le facteur d'évaluation F associé au chargement appliqué est égal à 1.81 dans le cas d'un pont à une voie et 1.37 dans le cas d'un pont à deux voies en utilisant les facteurs

d'essieux du code, tel que donné à l'équation 6.1 avec les valeurs du Tableau 6.2 pour le cas à deux voies.

$$F_V = \frac{260 - 66.9 - 10.7}{133} = 1.37 \quad (6.1)$$

Tableau 6.2 – Paramètres considérés dans l'évaluation de la résistance à l'effort tranchant

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
V_c	347 kN/m	ϕ_c	0.75	V_r	260 kN/m
V_{D1}	56.7 kN/m	α_{D1}	1.18	V_{fD1}	66.9 kN/m
V_{D2}	7.4 kN/m	α_{D2}	1.45	V_{fD2}	10.7 kN/m
V_L (2 voies)	81.8 kN/m	α_L	1.63	V_{fL}	133 kN/m

En appliquant un coefficient de tenue de 0.90 pour la résistance ultime en flexion, en supposant un enrobé bitumineux théorique de 70 mm et en utilisant des coefficients de majoration des charges utilisés pour l'évaluation selon le chapitre 14 du code des ponts pour $\beta = 3.0$ [2], le facteur d'évaluation F associé au chargement appliqué est égal à 1.61 dans le cas d'un pont à une voie et 1.42 dans le cas d'un pont à deux voies en utilisant les facteurs d'essieux du code, tel que donné à l'équation 6.2 avec les valeurs du Tableau 6.3 pour le cas à deux voies.

$$F_M = \frac{516 - 143 - 23}{247} = 1.42 \quad (6.2)$$

Tableau 6.3 – Paramètres considérés dans l'évaluation de la résistance à la flexion

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
M_u	573 kN-m/m	ϕ_s	0.90	M_r	516 kN-m/m
M_{D1}	128 kN-m/m	α_{D1}	1.12	M_{fD1}	143 kN-m/m
M_{D3}	27 kN-m/m	α_{D3}	1.35	M_{D3}	23 kN-m/m
M_L (2 voies)	166 kN-m/m	α_L	1.49	V_{fL}	247 kN-m/m

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

L'essai 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 a été de nature ductile en flexion, typique d'une poutre sous armée causée par l'écrasement du béton en compression après la plastification des armatures. L'amorce d'une rupture à l'effort tranchant observée dans le coin Nord-Est n'a pas conduit à la rupture du pont. L'essai a permis d'observer la capacité de la dalle de redistribuer la charge lorsqu'une rupture locale se produit. Cela est dû à l'hyperstaticité intrinsèque de ce type de pont. Bien que ces conclusions puissent être étendues à d'autres structures de même type, il serait toutefois prudent de limiter la portée de ces conclusions aux ouvrages du même gabarit, à savoir un pont de faible épaisseur dont la dalle est coulée de manière monolithique sur les culées et ancrée dans celles-ci.

La présente étude, comme la précédente sur le pont d'Irlande [4], a permis de mettre en évidence la contribution des culées et du remblai dans le comportement de l'ouvrage et des impacts sur la résistance. Il est donc suggéré d'étudier de plus près l'interaction sol-structure pour ce type d'ouvrage dans le but de déterminer quels paramètres pourraient être considérés dans les évaluations conventionnelles. À cet égard, la caractérisation des remblais des ponts de cette nature devrait être faite dans le cas où l'hypothèse de conditions d'appuis simples conduit à des résistances jugées incompatibles avec l'état de l'ouvrage. La généralisation de l'effet bénéfique des culées et du remblai doit être faite avec prudence. Dans l'éventualité où d'autres ouvrages seraient chargés à l'ultime, des mesures du mouvement relatif de la dalle et des culées et les déformations du remblai devraient être réalisées.

Enfin les méthodes d'auscultation sans contact se sont révélées fort utiles. La caméra de déformation permet d'avoir une idée relativement fidèle des déformations et elle a en particulier permis la détection de la fissure de cisaillement. Toutefois, comme cette technique exige l'application d'un motif sur l'élément, cela amène une perturbation des observations visuelles et rend difficile la présentation de photos. 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, bien que celui-ci ait été considérablement amélioré par rapport à des essais in-situ précédents. Toutefois la technique est certainement prometteuse pour faire le suivi d'ouvrages sur une longue période afin de détecter des anomalies. Le post-traitement demande 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 du Centre du Québec et la direction des Structures, et plus particulièrement MM. Jean-François Laflamme et Bernard Pilon. Les auteurs tiennent à souligner l'excellente collaboration de l'entrepreneur général Lambert et Grenier, de la firme BPR qui agissait à titre de surveillant des travaux, de l'entreprise de mesures sans contact Hoskin Scientifique/Trillion Quality System et des arpenteurs géomètres Groupe VRSB. 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. Enfin les auteurs tiennent à remercier la contribution exceptionnelle de Mme Clélia Desmettre pour la réalisation des mesures in situ et du traitement d'images avec une caméra de déformation.

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., Conciatori, D., Cossette, G., Yildiz, E., BenFtima, M. et Rochon-Massicotte, G. 2011. "Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662", Rapport SR09-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 117p.
- [5] 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.
- [6] Direction des structures. 2008. "Plans de conception PO-02282". Ministère des Transports.
- [7] Rochette, J. et Latendresse, V. 2007. "Inspection d'évaluation et évaluation de la capacité portante du pont P-02282". Teknika HBA inc.
- [8] Comeau J.-F. et Mercier, D. 2007. "Rapport final de carottage de la dalle épaisse – P-0228". Les Laboratoires Shermont.
- [9] Grenier, J. 2011. Communication personnelle.
- [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] Massicotte, B., Conciatori, D. et Rochon-Massicotte, G. 2010. "Étude préliminaire du comportement du pont P-02282 avant les essais de chargement", Rapport SR10-11, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [12] Kani, M. W., Huggins, M. W. and Wittkopp, R. R. 1979. "Kani on Shear of Reinforced Concrete", Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [13] Wight, J. K. and MacGregor, J. G. (2009). "Reinforced Concrete: Mechanics and Design". 5th Ed., Prentice Hall, N.J.
- [14] Cossette, G. et Massicotte, B. 2010. "Vérification de vérins", Rapport ST10-11, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- [15] Référence pour la résistance des armatures selon les essais du MTQ.
- [16] CSA 2004. "Design of concrete structures – A23.3-04". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.

- [17] Direction des structures. 2010. "Plans d'instrumentation PO-02282". Ministère des Transports.
- [18] 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.
- [19] Icasoft V4 – <http://icasoft.insa-lyon.fr>, INSA-Lyon, LaMcoS, 69621 Villeurbanne – France.
- [20] Trilion 2010. "ARAMIS measurements of a concrete bridge slab during controlled destructive loading", Demonstration Report R10110201, Trilion Optical Test Systems, USA.
- [21] Vaillancourt Robitaille Savoie Bédard et Associés, 2010. "Données des mesures"
- [22] Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2011. "EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures – Version 3.0", Rapport SR11-05, École Polytechnique de Montréal.
- [23] ABAQUS, 2010. "Analysis User's Manual Version 6.10", Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. USA.
- [24] Bowles, J.E. 1996. "Foundation analysis and design". 5th Ed., McGraw–Hill, New York.
- [25] FIB 2011."Model Code 2010" First complete draft. International Federation for Structural Concrete, Switzerland.