

EN004269**RAPPORT D'ENQUÊTE**

**Accident ayant causé des blessures à trois travailleurs de
l'entreprise Coffrages L.D. inc. sur le chantier de
l'élargissement de l'autoroute Henri-IV (A73) –
Phase II à Québec le 22 août 2019**

**Service de la prévention-inspection Capitale-Nationale
Direction de la prévention-inspection Capitale-Nationale et Centre-Nord**

Version dépersonnalisée

Inspecteurs :

Joël Ménard, ing.

Véronique Dansereau

Date du rapport : 8 juillet 2020

Rapport distribué à :

- M. [A], [...], Coffrages L.D. inc.;
- Mme [B], [...], EBC inc.;
- M. Francis Gauvin, coordonnateur de projet Direction Projet, ministère des Transports;
- Docteur François Desbiens, directeur de santé publique, CIUSSS de la Capitale-Nationale;
- M. [C], [...], CSN-Construction;
- M. [D], [...], CSD-Construction;
- M. [E], [...], Syndicat québécois de la construction (SQC);
- M. [F], [...], FTQ-Construction;
- M. [G], [...], conseil provincial du Québec des métiers de la construction (International);

TABLE DES MATIÈRES

<u>1</u>	<u>RÉSUMÉ DU RAPPORT</u>	<u>1</u>
<u>2</u>	<u>ORGANISATION DU TRAVAIL</u>	<u>3</u>
2.1	STRUCTURE GÉNÉRALE DU CHANTIER	3
2.2	ORGANISATION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL	5
2.2.1	MÉCANISMES DE PARTICIPATION	5
2.2.2	GESTION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ	5
<u>3</u>	<u>DESCRIPTION DU TRAVAIL</u>	<u>7</u>
3.1	DESCRIPTION DU LIEU DE TRAVAIL	7
3.1.1	LE CHANTIER	7
3.1.2	LOT B - RÉAMÉNAGEMENT DE L'ÉCHANGEUR HENRI-IV ET DE LA RUE EINSTEIN	9
3.1.3	CONSTRUCTION DU PORTIQUE P-19410	10
3.2	DESCRIPTION DU TRAVAIL À EFFECTUER	12
<u>4</u>	<u>ACCIDENT : FAITS ET ANALYSE</u>	<u>16</u>
4.1	CHRONOLOGIE DE L'ACCIDENT	16
4.2	CONSTATATIONS ET INFORMATIONS RECUEILLIES	19
4.2.1	CONDITIONS MÉTÉOROLOGIQUES	19
4.2.2	CONCEPTION DE L'ÉTAIEMENT	19
4.2.3	DESCRIPTION DU SYSTÈME D'ÉTAIEMENT	22
4.2.3.1	SECTION CENTRALE	22
4.2.3.2	SECTION INCLINÉE (GOUSSET)	26
4.2.4	MONTAGE DE L'ÉTAIEMENT AU CHANTIER	27
4.2.5	DIFFÉRENCES ENTRE LE PLAN D'ÉTAIEMENT ET L'INSTALLATION EN CHANTIER	28
4.2.6	BÉTONNAGE DU TABLIER	30
4.2.7	L'EFFONDREMENT	30
4.2.8	INFORMATIONS RECUEILLIES À PARTIR DU RAPPORT D'EXPERTISE DE M. MARIO FAFARD ET DE L2C EXPERTS-CONSEILS INC.	32
4.2.8.1	CHARGES APPLICABLES SUR LE PORTIQUE P-19410	33
4.2.8.2	CALCULS DES CHARGES DE CONCEPTION ET DES CHARGES RÉELLES	33
4.2.8.3	RESPECT DE LA NORME CSA S269.1-16 - OUVRAGES PROVISOIRES ET COFFRAGES	36
4.2.8.4	RAISONS EXPLIQUANT L'EFFONDREMENT	39
4.2.9	CAPACITÉ PORTANTE DU SOL	45
4.2.9.1	LA RÉGLEMENTATION, LES NORMES ET LE CAHIER DES CHARGES ET DEVIS GÉNÉRAUX (CCDG)	46

4.3	ÉNONCÉS ET ANALYSE DES CAUSES	53
4.3.1	LE TABLIER DU PORTIQUE S'EFFONDRE PARTIELLEMENT À LA SUITE DU DÉVERSEMENT LATÉRAL D'UNE DES POUTRES COMPOSANT L'ÉTAIEMENT	53
4.3.2	LA CONCEPTION DE L'ÉTAIEMENT COMPORTE DES LACUNES QUANT AU CONTREVENTEMENT DE PLUSIEURS POUTRES, RENDANT LA STRUCTURE INSTABLE	54
5	CONCLUSION	56
5.1	CAUSES DE L'ACCIDENT	56
5.2	SUIVI DE L'ENQUÊTE	56
<u>ANNEXES</u>		
ANNEXE A :	LES ACCIDENTÉS	57
ANNEXE B :	LISTE DES PERSONNES ET TÉMOINS RENCONTRÉS	59
ANNEXE C :	PLAN DE BÉTONNAGE DU TABLIER P-19410 DIRECTION SUD	60
ANNEXE D :	RELEVÉ MÉTÉOROLOGIQUE	61
ANNEXE E :	PLANS D'ÉTAIEMENT	62
ANNEXE F :	RAPPORT D'EXPERTISE	65
ANNEXE G :	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	172

TABLE DES FIGURES

FIGURE 1 : LIEU DE L'ACCIDENT.....	1
FIGURE 2: STRUCTURE ORGANISATIONNELLE DU CHANTIER – LOT B - RÉAMÉNAGEMENT DE L'ÉCHANGEUR	4
FIGURE 3 – CARTE DES LOTS DE CONSTRUCTION DANS LE CADRE DU PROJET.....	8
FIGURE 4 : CARTE DU LOT B – ÉCHANGEUR HENRI-IV/EINSTEIN.....	9
FIGURE 5 – VUE AÉRIENNE DU PORTIQUE ACTUEL (P-13550) SITUÉ SUR L'AUTOROUTE 40.....	10
FIGURE 6 – VUE EN PLAN DE L'ENSEMBLE DU PORTIQUE P-19410	11
FIGURE 7 – COUPE LONGITUDINALE DU PORTIQUE P-19410.....	12
FIGURE 8 – VUE EN PLAN DU PORTIQUE P-19410 SECTION OUEST (PHASE 1B).....	13
FIGURE 9 – VUE D'ENSEMBLE DU TABLIER À BÉTONNER DU PORTIQUE P-19410 SECTION OUEST.....	13
FIGURE 10 – FINISSEUSE À BÉTON GOMACO MODÈLE C450	15
FIGURE 11 – PHOTO PRÉSENTANT LA STRUCTURE DE SOUTIEN ET LE RAIL SUD DE LA GOMACO (BÉQUILLE AXE 1).....	15
FIGURE 12– COULÉE DE BÉTON DU TABLIER EN COURS LE 22 AOÛT 2019	16
FIGURE 13 – VUE DE L'OUEST DES TROIS POMPES À BÉTON UTILISÉES LORS DE LA COULÉE DE BÉTON DU TABLIER	17
FIGURE 14 – DÉBUT DE LA COULÉE DE LA DERNIÈRE COUCHE DE BÉTON À L'EXTRÉMITÉ EST DU PORTIQUE	18
FIGURE 15 – VUE DU CÔTÉ OUEST DE L'ÉTAIEMENT INSTALLÉ AU CHANTIER SOUS LE TABLIER DU PORTIQUE.....	19
FIGURE 16 – COUPE TRANSVERSALE DU PLAN D'ÉTAIEMENT DU PORTIQUE	21
FIGURE 17 – VUE PARTIELLE DU SYSTÈME D'ÉTAIEMENT DE LA SECTION	22
FIGURE 18 – VUE D'UNE PIÈCE DE BOIS ET D'UNE TIGE D'ACIER INSTALLÉES DANS LE BAS DE L'ÂME À L'EXTRÉMITÉ D'UNE POUTRE W410X100.....	23
FIGURE 19 - COUPE LATÉRALE D'UNE POUTRE D'ACIER	23
FIGURE 20 – VUE D'UNE POUTRE W410X100 REPOSANT SUR UNE POUTRE W250X33 PAR L'INTERMÉDIAIRE D'UN PROFILÉ D'ACIER HSS	24
FIGURE 21 – VUE D'UN BLOC DE BOIS COINCÉ ET CLOUÉ ENTRE L'ÂME D'UNE POUTRE W250X33 ET LE CÔTÉ D'UNE TÊTE EN « U » DU CADRE D'ÉTAIEMENT	25
FIGURE 22 – VUE DES ASSISES INSTALLÉES SOUS LES CADRES D'ÉTAIEMENT EN ALUMINIUM.....	26
FIGURE 23 – VUE PARTIELLE DU SYSTÈME D'ÉTAIEMENT DE LA SECTION INCLINÉE DU PORTIQUE P-19410	27
FIGURE 24 – VUE EN PLAN DE L'ÉTAIEMENT INDIQUANT L'EMPLACEMENT (CERCLES ROUGES).....	28

FIGURE 25 – BLOC DE BOIS COINCÉ ENTRE L'ÂME D'UNE POUTRE W250X33 ET LE CÔTÉ DE LA TÊTE.....	29
FIGURE 26 – BLOCS DE BOIS INSTALLÉS ENTRE LES POUTRES JASCO ET LA TÊTE EN « U »	29
FIGURE 27 – VUE EN PLAN DE L'ÉTAIEMENT INDIQUANT L'EMPLACEMENT DE LA PARTIE EFFONDREE.....	31
FIGURE 28 – PARTIE EFFONDREE DU TABLIER VUE DE L'EST SOUS LE PORTIQUE EXISTANT P-13550.....	32
FIGURE 29 – PARTIE EFFONDREE DU TABLIER VUE DE L'OUEST.....	32
FIGURE 30 – RÉSUMÉ DES RATIOS DE SOLLICITATION DES ÉLÉMENTS COMPOSANT LA PARTIE CENTRALE DE L'ÉTAIEMENT	34
FIGURE 31 – RÉSUMÉ DES RATIOS DE SOLLICITATION DES ÉLÉMENTS COMPOSANT LA PARTIE INCLINÉE DE L'ÉTAIEMENT	34
FIGURE 32 - DÉVERSEMENT D'UNE POUTRE.....	37
FIGURE 33 - EXEMPLES DE MÉTHODE DE STABILISATION CONTRE LE DÉVERSEMENT LATÉRAL	38
FIGURE 34 - SCÉNARIO POSSIBLE DE RUPTURE EN CHAÎNE DES POUTRES W410x100.....	41
FIGURE 35 - DÉFORMATION DE DEUX POUTRES W250x33 APRÈS L'EFFONDREMENT	42
FIGURE 36 - PREMIER MODE DE FLAMBEMENT DE LA POUTRE W250x28 SANS RETENUE LATÉRALE AU CENTRE	42
FIGURE 37 – DÉVERSEMENT DE POUTRES JASCO DU CÔTÉ NORD (PARTIE INCLINÉE).....	43
FIGURE 38 - SCHÉMA ILLUSTRANT LE SENS DE DÉVERSEMENT DES POUTRES JASCO DU CÔTÉ NORD	44
FIGURE 39 – AGRANDISSEMENT D'UNE IMAGE CAPTÉE PAR LA CAMÉRA DU MTQ ILLUSTRANT LE LIEU PROBABLE DE L'EFFONDREMENT.....	44
FIGURE 40 - LOCALISATION DES ÉCHAFAUDAGES 4, 5 ET 6 SUR UNE IMAGE CAPTÉE PAR LA CAMÉRA DU MTQ.....	45
FIGURE 41 - VUE DU CÔTÉ NORD DE LA SECTION EFFONDREE, COMPRENANT LA NUMÉROTATION DES ÉCHAFAUDAGES	45
FIGURE 42 : CHARGES APPLIQUÉES AUX OUVRAGES PROVISOIRES ET AUX COFFRAGES.....	50

DÉFINITIONS

Les définitions suivantes s'appliquent dans ce rapport :

Coffrage — Ensemble du système de soutien du béton fraîchement coulé, comprenant les moules ou les panneaux de revêtement, les éléments de soutien, le matériel et les contreventements nécessaires, excluant les ouvrages provisoires. *Réf : Norme CSA S269.1-16, « Ouvrages provisoires et coffrages »*

Contreventement — Assemblage de pièces de charpente destiné à s'opposer à la déformation transversale et au déversement latéral de l'ossature dus au vent et aux charges excentrées. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

Déversement latéral d'une poutre — Déformation latérale de l'aile en compression d'une poutre en I ou en H et rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. *Réf : Calcul des charpentes d'acier de Picard A et Beaulieu D*

Étaie — Dispositif provisoire destiné à supporter une structure tant qu'elle n'est ni stable ni autoportante. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

Gousset — Renforcement triangulaire ou parabolique de l'angle de deux pièces perpendiculaires. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

Mur en retour — Mur parallèle à l'axe du pont, servant à soutenir le remblai. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

Pont d'étagement — Ouvrage d'art permettant de franchir des voies de circulation routière ou ferroviaire. Note : au Québec, le terme viaduc est généralement associé à ce qu'il est convenu d'appeler un pont d'étagement. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

Portique — Structure comportant deux béquilles encastées dans une traverse supérieure. *Réf : Lexique Normes – Ouvrages routiers du ministère des Transports*

SECTION 1

1 RÉSUMÉ DU RAPPORT

Description de l'accident

Le 22 août 2019, vers 23 h 08, sur le chantier de construction de l'élargissement de l'autoroute Henri-IV (A73), à Québec, le tablier du portique P-19410 section ouest s'effondre partiellement au-dessus de la rue Einstein lors de sa coulée de béton. L'effondrement entraîne la chute de trois travailleurs.

Conséquences

Les travailleurs chutent et se retrouvent coincés dans les débris du tablier effondré. Ils sont transportés en ambulance à l'hôpital et traités pour leurs blessures. La valeur des dommages causés par l'événement s'élève à plus de 2 500 000 \$.



Figure 1 – Lieu de l'accident
Source : CNESST

Abrégé des causes

L'enquête a permis de retenir les causes suivantes pour expliquer cet accident :

- Le tablier du portique s'effondre partiellement à la suite du déversement latéral d'une des poutres composant l'étaie.
- La conception de l'étaie comporte des lacunes quant au contreventement de plusieurs poutres, rendant la structure instable.

Mesures correctives

Le 23 août 2019, dans le rapport d'intervention RAP1275915, la CNESST ordonne la fermeture complète de la section du chantier située au niveau du portique P-19410 – direction sud. La CNESST exige du maître d'œuvre qu'une inspection de la structure soit réalisée par un ingénieur afin qu'il se prononce sur sa solidité et qu'il garantisse la sécurité des lieux. Dans ce même rapport, la CNESST interdit également le déplacement des débris ainsi que le démantèlement de la structure du portique P-19410 – direction sud. La CNESST exige aussi de mettre en place une procédure signée, scellée et supervisée par un ingénieur pour les travaux de démantèlement de la structure du portique.

Le 24 août 2019, dans le rapport d'intervention RAP1276849, la CNESST autorise la réouverture partielle de la section du chantier située au niveau du portique P-19410 – direction sud. Une attestation signée et scellée par l'ingénieur concepteur du plan d'étalement est émise à cet effet.

Le 2 septembre 2019, dans le rapport d'intervention RAP1277456, la CNESST autorise les deux premières étapes du démantèlement de la structure du portique P-19410 – direction sud (1- sécurisation des murs d'aires et de béquilles; 2- décoffrage des murs extérieurs entre 14 m et 51,8 m) à la suite de la réception d'une procédure signée et scellée par un ingénieur de l'entreprise Conception Temporaire et Durable (CTD).

Le 5 septembre 2019, dans le rapport d'intervention RAP1277770, la CNESST autorise les deux dernières étapes du démantèlement (3- trait de scie mural des béquilles; 4- démolition partielle des murs de béquilles et de la dalle du portique) à la suite de la réception d'une procédure signée et scellée par l'ingénieur de CTD. Ce dernier supervise les travaux de démantèlement.

Le 9 septembre 2019, dans le rapport d'intervention RAP1277770, la CNESST autorise l'ouverture complète de la section du chantier située au niveau du portique P-19410 – direction sud à la suite de la réception d'une attestation d'ingénieur.

Dans ce même rapport, la CNESST a également interdit de reconstruire le portique P-19410 – direction sud, étant donné qu'une section du portique est conservée (entre 0 et 14 m) et que les étalements de cette section sont disposés de la même façon que lors de l'effondrement du 22 août 2019. La CNESST exige du maître d'œuvre qu'il :

- 1) inspecte les composants de l'étalement et des coffrages à béton de la section existante (entre 0 et 14 m);
- 2) transmette un plan d'étalement de la section existante (entre 0 et 14 m) comprenant des modifications/ajouts au plan d'étalement original, signé et scellé par un ingénieur;
- 3) transmette un plan d'étalement de la nouvelle section (entre 14 m et 51,8 m) et;
- 4) produise une attestation signée et scellée par un ingénieur indiquant que l'installation des étalements de coffrages à béton est conforme aux nouveaux plans pour les deux sections.

Le 2 octobre 2019, dans le rapport d'intervention RAP1280638, la CNESST autorise la reconstruction et la coulée de béton du tablier du portique P-19410 – direction sud à la suite de la réception des documents demandés.

Le présent résumé n'a pas de valeur légale et ne tient lieu ni de rapport d'enquête, ni d'avis de correction ou de toute autre décision de l'inspecteur. Il constitue un aide-mémoire identifiant les éléments d'une situation dangereuse et les mesures correctives à apporter pour éviter la répétition de l'accident. Il peut également servir d'outil de diffusion dans votre milieu de travail.

SECTION 2

2 ORGANISATION DU TRAVAIL

2.1 Structure générale du chantier

Le **ministère des Transports du Québec¹ (MTQ)** est le propriétaire et maître d'œuvre du chantier de l'élargissement de l'autoroute Henri-IV (A73) à Québec.

La construction du portique P-19410 au-dessus de la rue Einstein fait partie du lot B du projet. La gestion du projet est assurée par un coordonnateur de projet issu de la Direction Projet et par un coordonnateur de projet majeur du volet structure de la Direction générale de la Capitale-Nationale du MTQ. Ces deux intervenants visitent occasionnellement le chantier pour constater l'avancement des travaux.

Pour la réalisation des travaux du lot B, le MTQ a retenu les services de l'entrepreneur général EBC inc. Un contrat de surveillance de chantier a été accordé au consortium WSP-CIMA+, dont le mandat est de s'assurer que les travaux et les matériaux respectent les plans et devis, les échéanciers ainsi que les coûts. Un contrat a également été octroyé à SST Consultants inc. Cet intervenant agit comme mandataire du maître d'œuvre au niveau de la gestion de la santé et sécurité sur le chantier. Finalement, la conception des plans et devis pour la construction du portique P-19410 a été octroyée à BPR infrastructure inc.

La figure 2 présente la structure organisationnelle des travaux exécutés en 2019 dans le cadre du lot B de l'élargissement de l'autoroute Henri-IV. À noter que seulement les sous-traitants en lien avec les travaux de bétonnage du portique P-19410 en cause lors de l'accident sont identifiés.

¹ À noter que le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) a changé de nom pour le ministère des Transports (MTQ) le 18 octobre 2018.

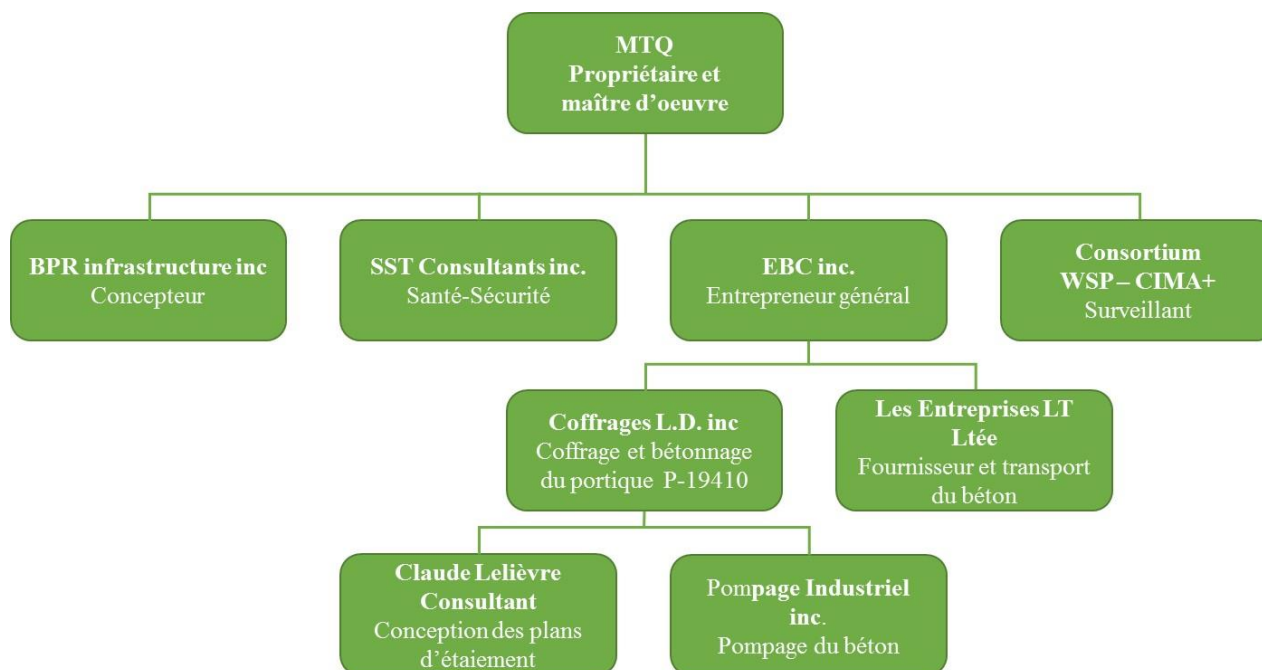


Figure 2 – Structure organisationnelle du chantier – Lot B - Réaménagement de l'échangeur Henri-IV (A73) et la rue Einstein –Portique P-19410 (phase 1)
Source : CNESST

EBC inc. (ci-après appelé EBC), entrepreneur général, est spécialisé dans la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil. L'entreprise, qui emploie jusqu'à 2800 travailleurs, a obtenu le contrat pour la réalisation des travaux du lot B - Réaménagement de l'échangeur Henri-IV (A73) et la rue Einstein. EBC agit à titre d'entrepreneur général sur ce lot. Il planifie et coordonne les ressources nécessaires à la réalisation des travaux. [H] est assigné au chantier. Celui-ci se déplace selon les besoins et lors des réunions. [I], [J], [K] et [L] sont sur place à temps plein. Le nombre de travailleurs d'EBC présents sur le chantier varie selon les travaux à réaliser. Lors de l'accident, [H], [I], [J], [K] et [L] sont notamment présents. L'entrepreneur général confie plusieurs travaux en sous-traitance, dont ceux de coffrage et de bétonnage. À cet égard, EBC a octroyé un contrat en sous-traitance à l'entreprise Coffrages L.D. inc. pour la réalisation des travaux de coffrage et de bétonnage du portique P-19410.

Coffrages L.D. inc. (ci-après appelé Coffrages L.D.) est un entrepreneur spécialisé dans le coffrage et la mise en place de béton dans les secteurs commerciaux, industriels, de génie civil et bâtiments multi-étagés. [M] et [N] sont affectés au projet et visitent régulièrement le chantier. [O] et [P] y sont présents à temps plein. Coffrages L.D. confie également certains travaux en sous-traitance, dont la réalisation du plan d'étaie du portique P-19410 à [...] et le pompage du béton à Pompage Industriel inc.

Le 22 août 2019, plus d'une trentaine de travailleurs de Coffrages L.D. et une dizaine de travailleurs des autres employeurs œuvrent sur le chantier de construction.

2.2 Organisation de la santé et de la sécurité du travail

2.2.1 Mécanismes de participation

Un comité de chantier est en place et se rencontre toutes les deux semaines. Celui-ci est constitué de représentants du maître d'œuvre et de chaque employeur sous-traitant présent sur le chantier. Le comité est sous la responsabilité du maître d'œuvre et est animé par un agent de sécurité. Ce dernier a pour mandat de voir à la coordination des mesures de prévention, à l'application du programme de prévention et du Code de sécurité pour les travaux de construction (CSTC). Des procès-verbaux sont rédigés pour chaque réunion.

Des pauses-sécurité sont également tenues chaque semaine par les employeurs sous-traitants. Elles permettent d'informer les travailleurs des éléments discutés par le comité de chantier.

Lors de son arrivée au chantier, chaque nouveau travailleur est accueilli par un des [...] agents de sécurité. L'agent lui présente les règles de santé et de sécurité applicables au chantier.

2.2.2 Gestion de la santé et de la sécurité

Le **MTQ** a produit un programme de prévention cadre pour le chantier et exige son application par tous les intervenants. Dans ce document, le Ministère exige notamment que :

- Chaque employeur-contractant (entrepreneur et sous-traitant) établit un programme de prévention spécifique décrivant les principales étapes de réalisation des travaux et les risques associés, les méthodes particulières de travail ainsi que les moyens spécifiques de prévention qui seront mis en œuvre. Pour des besoins d'analyse et de vérification, ce programme doit être présenté au maître d'œuvre avant la mobilisation de l'employeur sur le chantier. Il doit être compatible avec le programme de prévention cadre.
- Chaque employeur-contractant au chantier nomme un représentant en santé et sécurité qui est chargé de l'application de son programme de prévention spécifique.
- Tous les nouveaux travailleurs du chantier assistent à une séance d'accueil présentant les principaux éléments du programme de prévention cadre et le programme de prévention spécifique applicable.
- Chaque employeur-contractant organise des pauses-sécurité toutes les deux semaines pour assurer l'élaboration, la diffusion et le suivi des mesures de sécurité particulières et propres à chaque discipline. Il doit transmettre le procès-verbal ainsi que la liste des participants au maître d'œuvre.
- Un comité de chantier soit tenu conformément à l'article 2.5.2 du Code de sécurité pour les travaux de construction.

Le programme de prévention du maître d'œuvre contient également plusieurs mesures préventives quant aux travaux d'installation de structures en béton ou en acier, aux travaux de coffrage et d'étalement et aux installations au-dessus des voies de circulation.

Le MTQ a retenu les services d'une ressource externe (SSTConsultants) afin de gérer la santé et la sécurité sur le chantier. [...] agents de sécurité sont affectés à temps plein sur les différents secteurs du chantier afin de s'assurer du respect du programme de prévention cadre et des programmes de prévention spécifiques des employeurs. Ils sont également responsables d'accueillir les nouveaux travailleurs lors de leur arrivée sur le chantier et de leur présenter les règles de santé et de sécurité qui s'y appliquent.

EBC a élaboré un programme de prévention spécifique pour les travaux (Devis santé-sécurité). Ce document est divisé en plusieurs sections dont la description du projet, les rôles et responsabilités des intervenants, le programme de formation, les procédures en cas d'accident et une analyse de risques. Cette dernière a été complétée avant le début des travaux avec les principaux acteurs du projet. Elle permet de cibler les tâches pouvant être à risque pour les travailleurs et de dicter des mesures de contrôle.

Coffrages L.D. a également élaboré un programme de prévention spécifique pour les travaux. Il est divisé en plusieurs sections, dont la description du projet, les politiques de l'entreprise, la formation et l'information ainsi que l'accueil des travailleurs. Lors de l'accueil des travailleurs, les pratiques générales de travail sécuritaires sont présentées. Des pauses-sécurité sont réalisées chaque semaine par les contremaîtres. Pour les tâches plus complexes, des actions sécuritaires sont présentées et discutées avec les travailleurs avant le début des travaux.

SECTION 3

3 DESCRIPTION DU TRAVAIL

3.1 Description du lieu de travail

3.1.1 Le chantier

Le chantier en cours est la deuxième phase de l'élargissement et de la réfection de l'autoroute Henri-IV, à trois voies, dans les deux directions, entre les autoroutes Charest (A440) et Félix-Leclerc (A40). La première phase du projet consistait en la reconstruction de quatre ponts au-dessus de la rue Rideau et de la rivière Lorette. Cette première phase s'est déroulée entre 2014 et 2017.

Les travaux de la deuxième phase ont débuté à l'été 2018 et s'échelonnent jusqu'en 2023. Environ 125 travailleurs sont présents simultanément sur le chantier. Le coût des travaux est estimé à 291 M\$.

Compte tenu de l'ampleur du projet et de sa complexité, le MTQ a divisé le chantier en six lots : cinq de construction et un pour les aménagements paysagers (figure 3).

- Lot A – Échangeur Henri-IV/Félix-Leclerc, secteur est
- Lot B – Échangeur Henri-IV/Einstein
- Lot C – Échangeur Henri-IV/Félix-Leclerc, secteur ouest
- Lot D – Échangeur Henri-IV/Charest
- Lot E – Échangeur Henri-IV/Wilfrid-Hamel
- Lot F – Aménagement paysager

Les trois premiers lots (A, B et C) ont débuté en 2018 alors que les travaux des lots D et E ont débuté en 2019.

L'accident est survenu lors des travaux effectués dans le cadre du lot B.

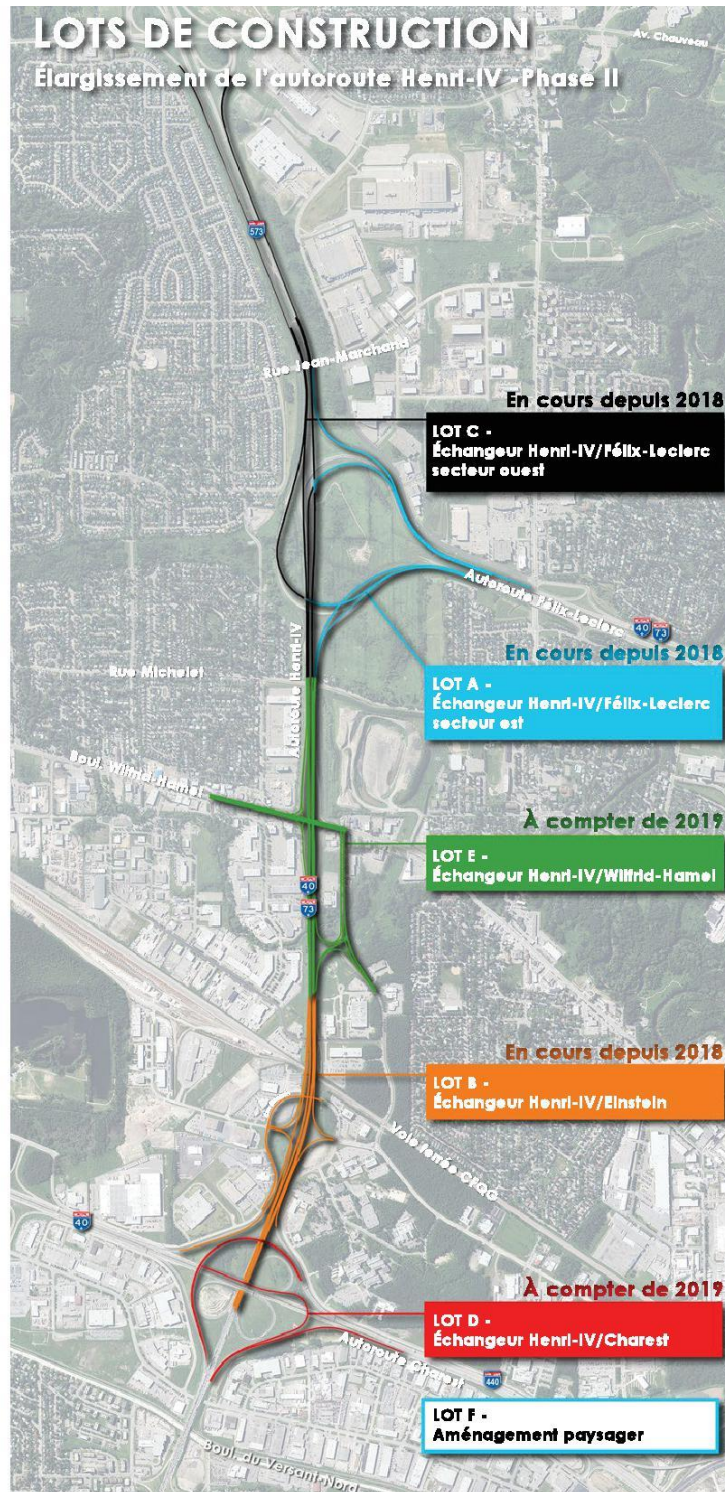


Figure 3 – Carte des lots de construction dans le cadre du projet d'élargissement de l'autoroute Henri-IV

Source : MTQ

3.1.2 Lot B - Réaménagement de l'échangeur Henri-IV et de la rue Einstein

Les travaux entourant la construction du portique P-19410 (lieu de l'accident) font partie du lot B du projet.

Les travaux prévus au lot B se situent principalement sur un tronçon de la chaussée de l'autoroute Henri-IV (A73) débutant à la hauteur de l'avenue Watt et s'échelonnant jusqu'à la rivière Lorette, aux bretelles d'accès de la rue Einstein ainsi qu'à l'échangeur avec l'autoroute Félix-Leclerc Ouest (A40). Les travaux prévus au lot B comprennent la construction de plusieurs ponts d'étagement, dont le portique P-19410 sur l'autoroute 73/40 au-dessus de la rue Einstein.

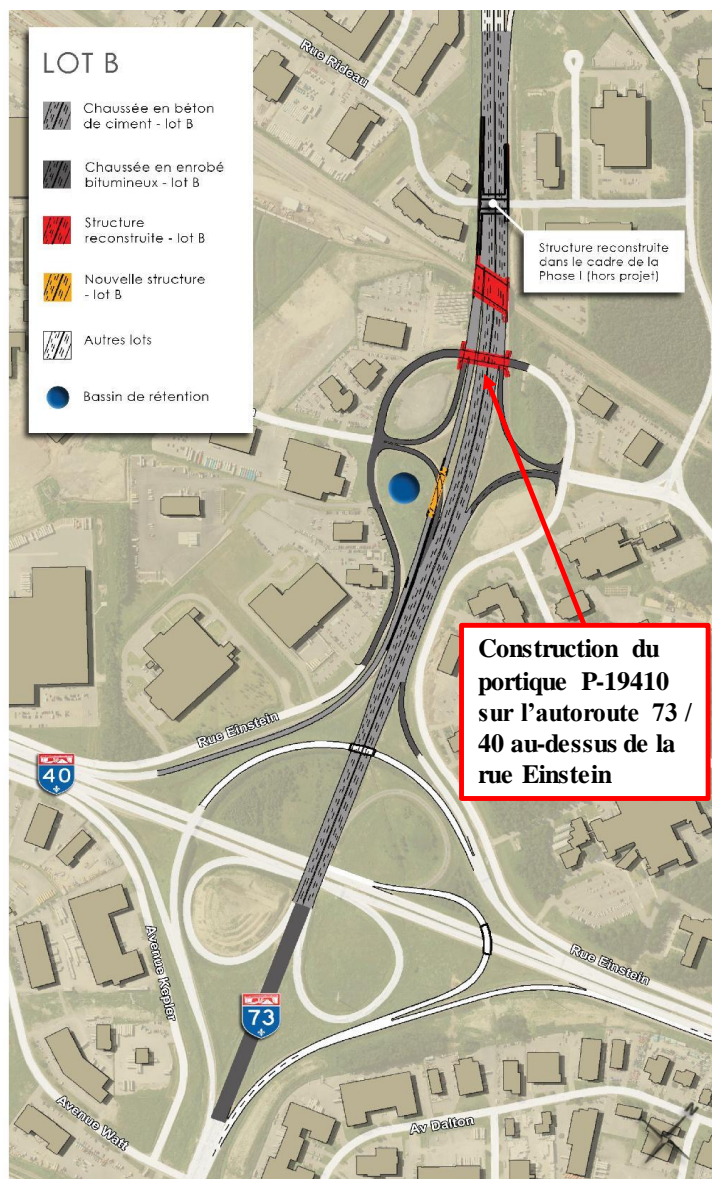


Figure 4 – Carte du Lot B – Échangeur Henri-IV/Einstein
Source : MTQ, modifiée par la CNESST

3.1.3 Construction du portique P-19410

La construction du portique P-19410 sert à remplacer le portique existant (P-13550) situé sur l'autoroute 40 au-dessus de la rue Einstein afin de permettre l'élargissement de l'autoroute Henri-IV (A73) à trois voies, dans les deux directions.

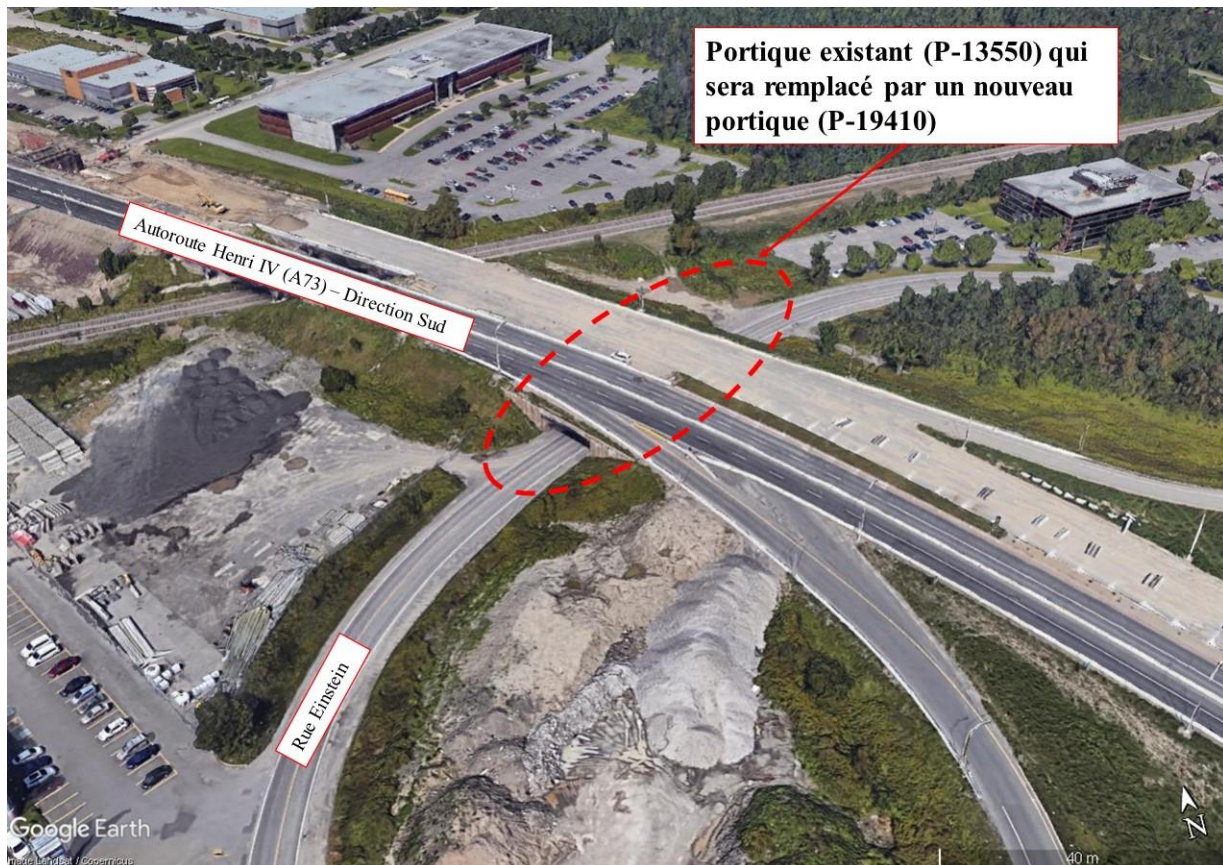


Figure 5 – Vue aérienne du portique actuel (P-13550) situé sur l'autoroute 40 au-dessus de la rue Einstein
Source : Google Earth, modifiée par la CNESST

Ce portique doit être démoli et remplacé par un ouvrage de nature similaire (le portique P-19410). Ces travaux incluent la construction de murs en retour aux extrémités. Les dimensions approximatives du P-19410 sont les suivantes :

- Portée (ouverture des béquilles) : 15,6 m;
- Largeur totale (transversale) : 75 m;
- Hauteur moyenne : 6,3 m.

Les principaux travaux nécessaires à la construction de cet ouvrage sont :

- la démolition complète de l'ouvrage existant (P-13550), en deux phases (1A et 2A);
- la construction d'un nouveau portique en béton armé (P-19410), en deux phases (1B et 2B), incluant les murs en retour;

– le soutènement temporaire nécessaire au phasage des travaux.

La phase 1 consiste donc en la démolition de la section ouest du portique existant P-13550 (phase 1A) et en la construction de la section ouest du nouveau portique P-19410 (phase 1B). La réalisation des travaux de la phase 1 est prévue en 2019 et celle de la phase 2 en 2020.

L'accident survient lors des travaux de la phase 1B.

Une vue en plan et une coupe longitudinale du portique P-19410 sont présentées à la figure 6 et à la

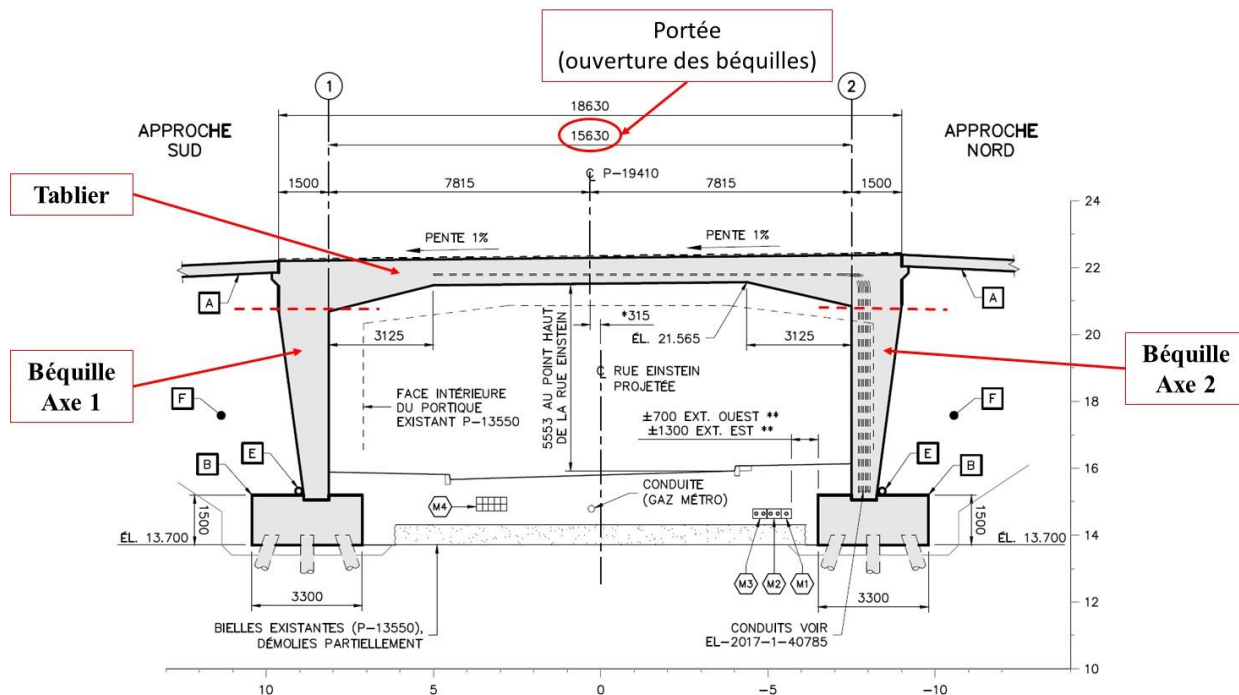


figure 7.

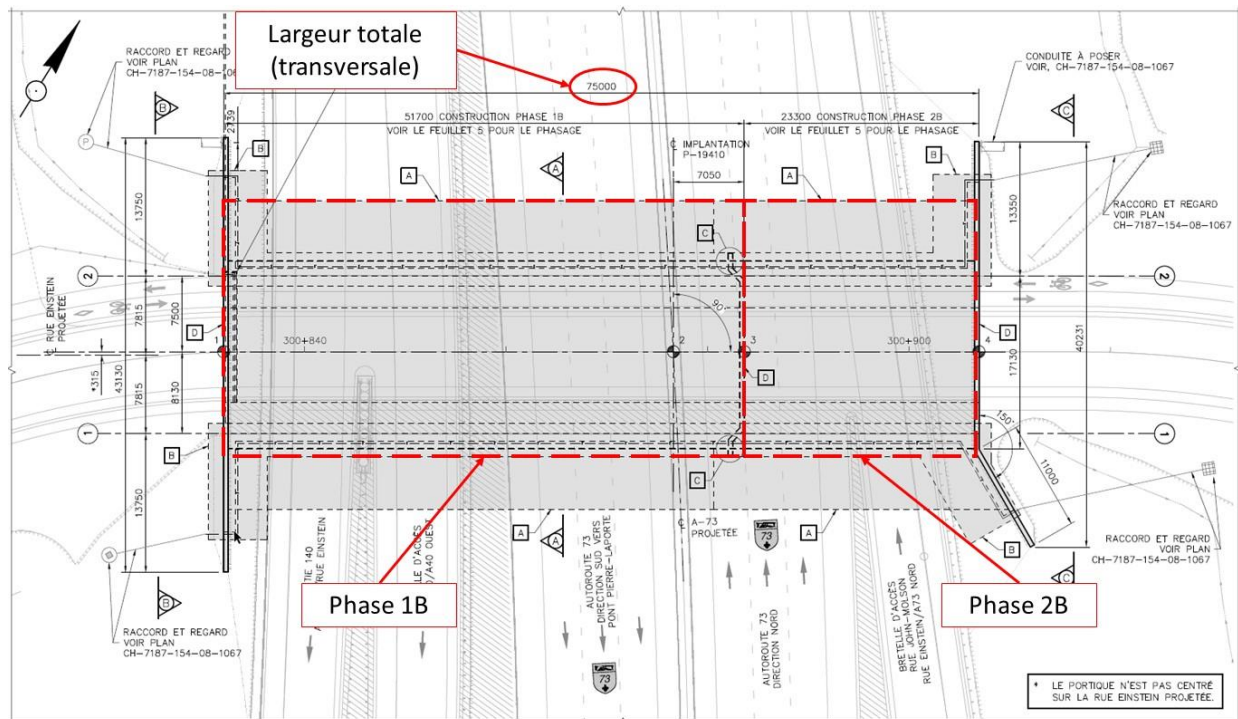


Figure 6 – Vue en plan de l'ensemble du portique P-19410
Source : MTQ, modifiée par la CNESST

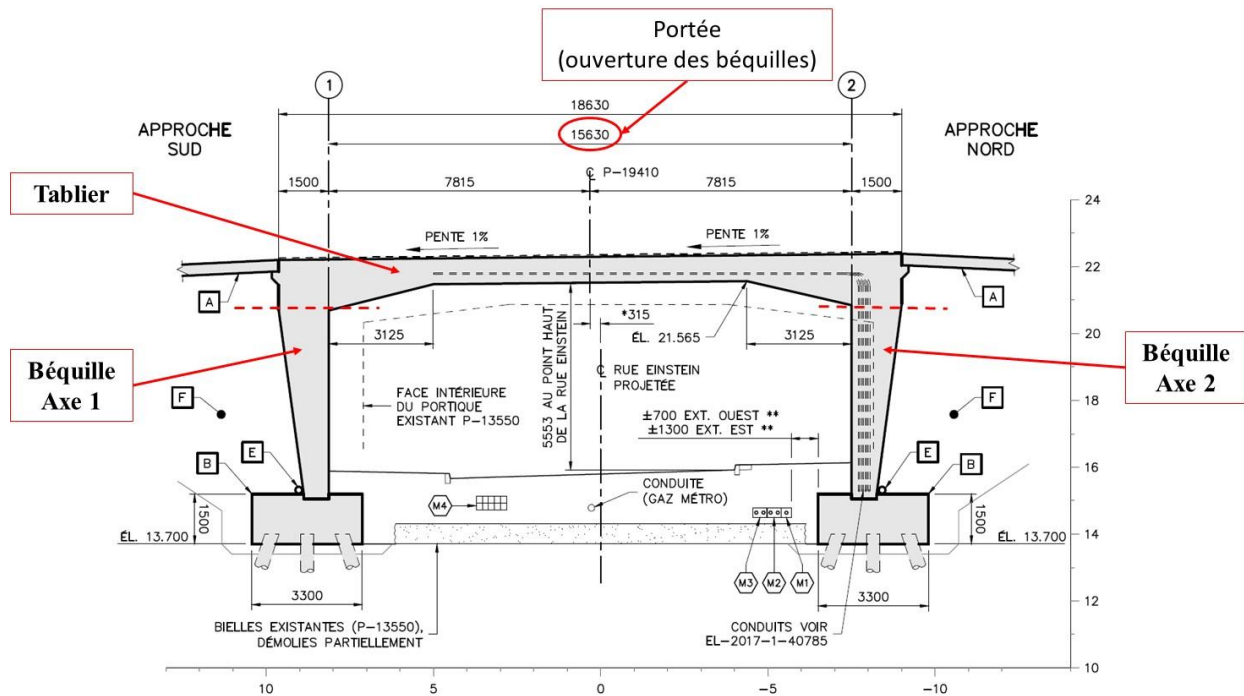


Figure 7 – Coupe longitudinale du portique P-19410
Source : MTQ, modifiée par la CNESST

3.2 Description du travail à effectuer

Le jour de l'accident, des travaux de bétonnage de la dalle structurale du tablier de la section ouest du portique P-19410 sont en cours. Coffrages L.D. est responsable de la réalisation de ces travaux.

La dalle structurale a une longueur de 18,63 m et une largeur de 51,7 m (

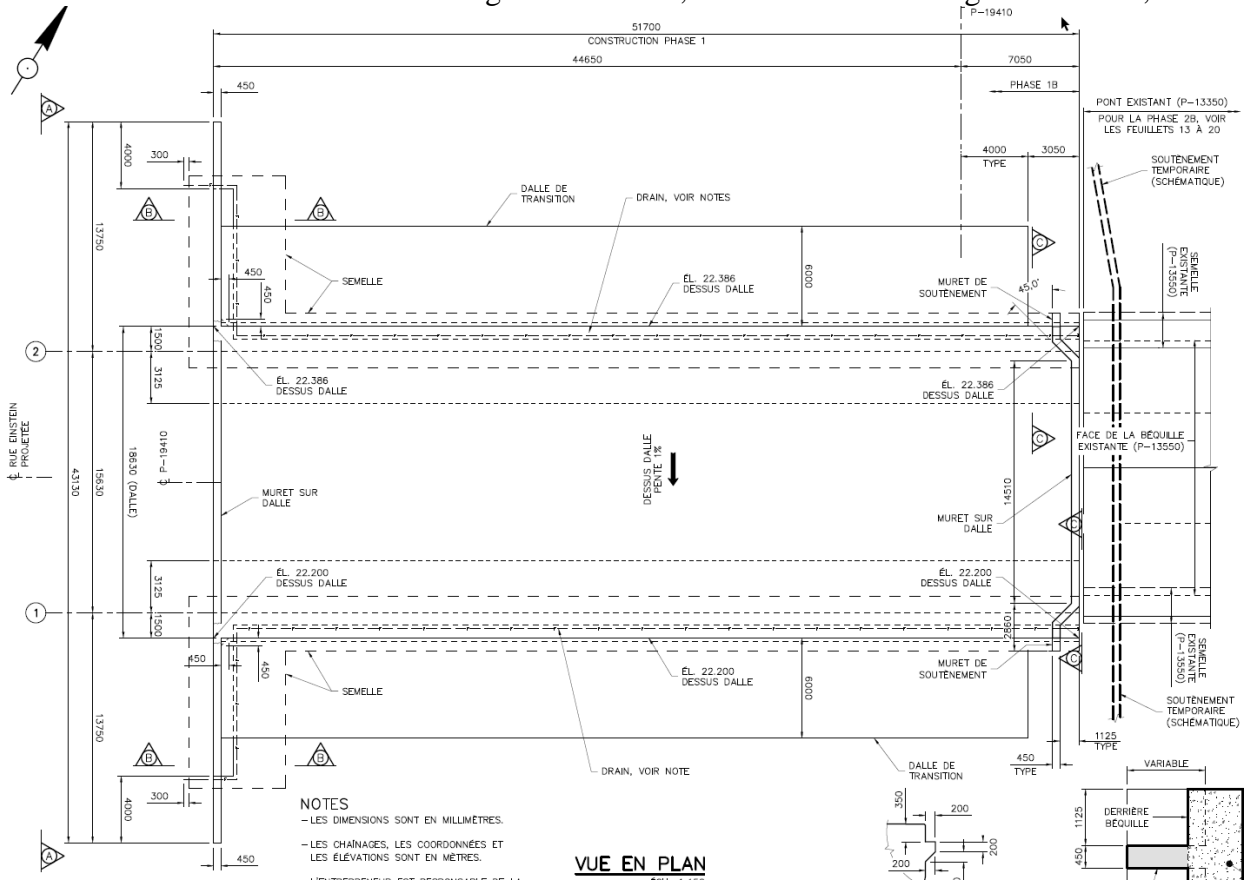


figure 8 et figure 9). Son épaisseur varie entre 0,775 m (au centre) et 1,525 m sur les côtés (goussets). Au total, un volume approximatif de 1005 m³ de béton est nécessaire à la réalisation de cet ouvrage.

À noter que les deux béquilles du portique (axes 1 et 2) ont été bétonnées dans les jours précédant l'effondrement.

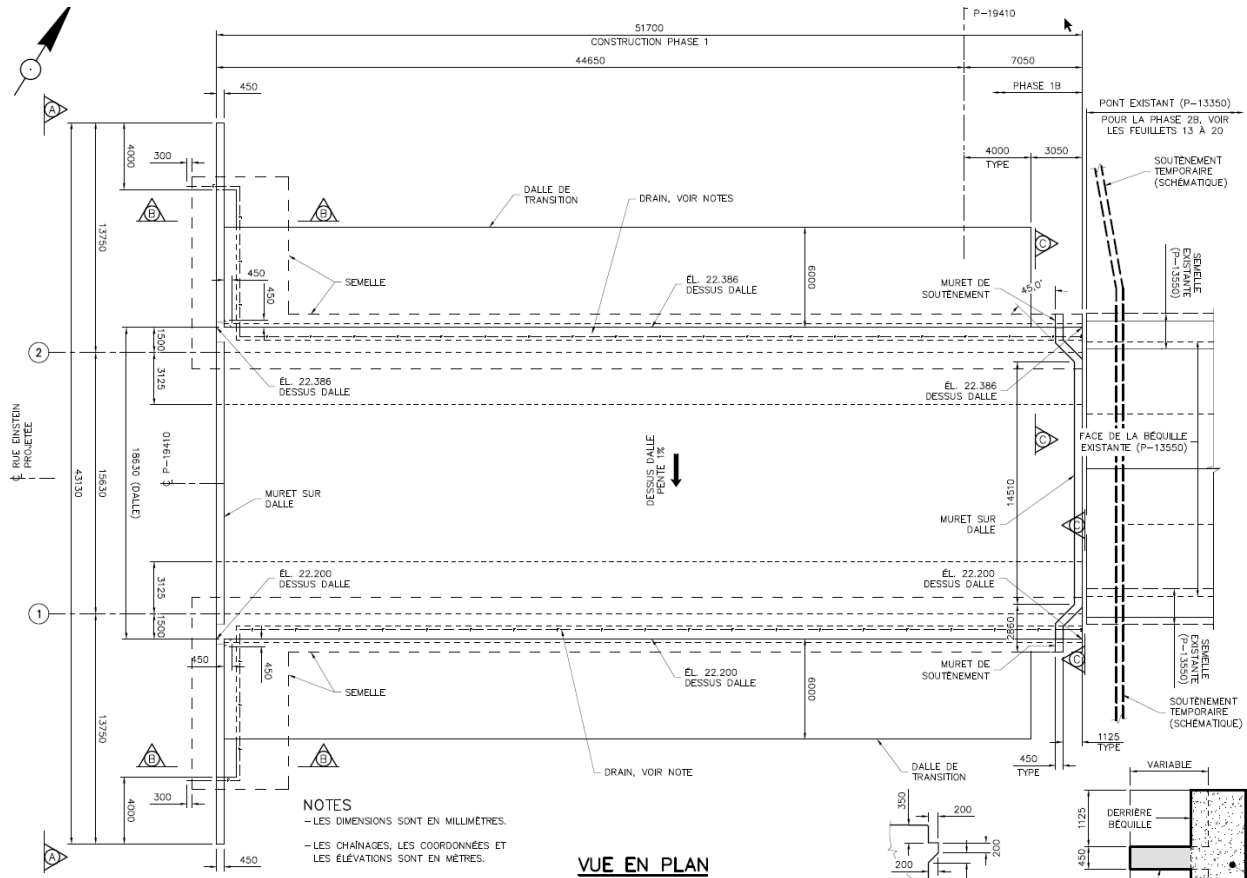


Figure 8 – Vue en plan du portique P-19410 section ouest (phase 1B)
Source : MTQ, modifiée par la CNESST



Figure 9 – Vue d'ensemble du tablier à bétonner du portique P-19410 section ouest
(photo prise à la suite de l'effondrement)
Source : CNESST

Avant de procéder à la mise en place du béton sur le tablier, un plan de bétonnage a été élaboré par Coffrages L.D. (annexe C). Ce plan traite notamment de la méthode et de la cadence de bétonnage, de la position des pompes à béton et de l'utilisation d'une finisseuse à béton automotrice.

Pour réaliser ces travaux, plus d'une quarantaine de travailleurs sont nécessaires, notamment des :

- cimentiers-applicateurs (mise en place, consolidation (vibrateurs), finition et cure du béton);
- coffreurs à béton;
- opérateurs et mécaniciens de la finisseuse à béton automotrice;
- opérateurs de pompes à béton munies d'un mât de distribution.

Pour réaliser les travaux de finition du béton du tablier, Coffrages L.D. utilise une finisseuse à béton automotrice de marque Gomaco, modèle C-450 (ci-après appelée Gomaco) munie d'une passerelle de finition. Cet équipement est couramment utilisé pour la finition de ponts d'étagement.

Avant le début du passage de la Gomaco, la dernière couche de béton doit être appliquée et consolidée sur le tablier. Une équipe de travailleurs située devant l'équipement doit racler et niveler grossièrement le béton avant chaque passage du chariot. D'autres travailleurs, situés sur la passerelle de finition et sur les côtés de la dalle, effectuent une finition manuelle du béton à la truelle. Le 22 août 2019, il est prévu de démarrer la Gomaco vers 21 h.

La finisseuse à béton automotrice Gomaco

La Gomaco est un équipement composé d'un châssis installé de part et d'autre du tablier sur lequel se déplace un chariot de finition. Ce dernier est composé de vis sans fin et de cylindres de finition. Le châssis se déplace le long du tablier sur des rails installés de chaque côté sur une structure indépendante des étalements et du coffrage. Le système d'entraînement (moteur) et le poste de l'opérateur de la finisseuse à béton sont placés à une extrémité du châssis.

[...]

Figure 10 – Finisseuse à béton Gomaco, modèle C450
Source : Gomaco, modifiée par la CNESST

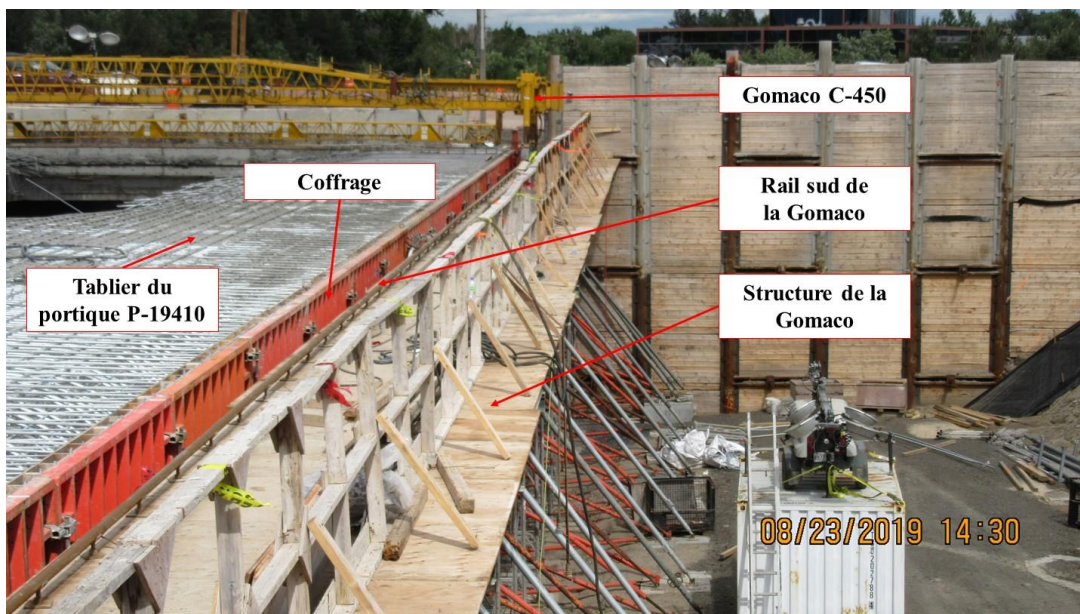


Figure 11 – Photo présentant la structure de soutien et le rail sud de la Gomaco (béquille axe 1)
Source : CNESST

SECTION 4**4 ACCIDENT : FAITS ET ANALYSE****4.1 Chronologie de l'accident**

Le 22 août 2019 :

17 h : Pause-sécurité préalable au début des travaux de bétonnage du tablier du portique P-19410 animée par M. [N], [...] de Coffrages L.D.

18 h 15 : Début de la coulée de béton du tablier. La coulée débute par les premières couches de fond dans les goussets, de l'est vers l'ouest. La pompe à béton n° 1 située au sud et la pompe n° 2 située au nord sont utilisées, comme le prévoit le plan de bétonnage.

[...]

Figure 12 – Coulée de béton du tablier en cours le 22 août 2019
à l'aide des pompes à béton n° 1 et n° 2
(À noter que sur cette photo, la Gomaco n'est pas en fonction)
Source : SSTConsultants, modifiée par la CNESST

19 h : Fermeture de la rue Einstein (rue sous le portique).

19 h 15 : M. [Q] et M. [R] de Coffrages L.D. vont sous le portique effectuer le relevé initial de déflexion des poutres W410x100.

20 h 30 : Début de l'entrée en fonction de la pompe n° 3 située à l'ouest.

[...]

Figure 13 – Vue de l'ouest des trois pompes à béton utilisées lors
de la coulée de béton du tablier

Source : SSTConsultants, modifiée par la CNESST

21 h : Arrivée des cimentiers-applicateurs de Coffrages L.D. pour commencer la finition du béton du tablier. Ils participent à la séance d'accueil santé et sécurité animée par M. [S [...]].

21 h 30 : Les cimentiers-applicateurs montent sur le tablier.

22 h : Début de la dernière couche de béton sur le tablier à partir de l'est. Les premiers mètres de finition sont effectués manuellement par les cimentiers-applicateurs étant donné la présence de tiges d'armature qui empêchent l'utilisation de la Gomaco.

[...]

Figure 14 – Début de la coulée de la dernière couche de béton à l'extrémité est du portique

Source : SSTConsultants, modifiée par la CNESST

22 h 30 : Début des travaux de finition du béton par la Gomaco.

22 h 40 : M. [Q] et M. [R] de Coffrages L.D. vont à nouveau sous le portique afin d'effectuer le premier relevé de déflexion des poutres W410x100 sur les 3 premières poutres à partir de l'est.

23 h : [...] d'EBC, M. [H], descend du tablier par l'accès ouest et effectue un aller-retour sous le portique.

23 h 07 : Environ 440 m³ de béton sont coulés sur la dalle du portique. La Gomaco est rendue à environ 4,7 m de l'extrémité est du portique. Trois travailleurs effectuent la mise en place du béton devant la Gomaco au centre du tablier.

23 h 08 : L'étalement et le coffrage de la partie centrale du tablier s'effondrent partiellement à l'extrémité est de la dalle sur une superficie d'environ 20 m sur 8 m, entraînant la chute des trois travailleurs d'une hauteur d'environ 5,5 m.

Les travailleurs entraînés dans l'effondrement reçoivent les premiers soins sur place. Ils sont ensuite conduits à l'hôpital par les services d'urgence.

Entre-temps, tous les travailleurs se rendent au point de rassemblement du chantier où un dénombrement est effectué.

4.2 Constatations et informations recueillies

4.2.1 Conditions météorologiques

Selon Environnement Canada, le 22 août 2019 vers 23 h à Québec, la température est de 16,4°C et la vitesse du vent est d'environ 4 km/h (annexe D).

4.2.2 Conception de l'étaie

- Pour réaliser les travaux de bétonnage du tablier, la conception et l'installation d'un ouvrage temporaire (étaie et coffrages) sont nécessaires afin d'offrir un appui temporaire à la structure du tablier le temps que le béton durcisse et qu'il devienne autoportant.



Figure 15 – Vue du côté ouest de l'étaie installée au chantier sous le tablier du portique P-19410 (phase 1B)
Source : CNESST

- La norme *CSA S269.1-16 – Ouvrages provisoires et coffrages* énonce « les règles et les exigences relatives à la conception, la fabrication, le montage, l'inspection, les essais, l'entretien et l'utilisation de matériaux, des éléments et des systèmes d'ouvrages provisoires et de coffrages qui sont installés de manière à offrir un appui vertical et latéral temporaire ou à contenir le béton fraîchement coulé pour les bâtiments et autres ouvrages qui sont construits, modifiés ou réparés. »
- Pour la conception du plan d'étaie du portique P-19410, Coffrages L.D. a fait appel à [...], M. [T], de l'entreprise [...].

- Le 30 mai 2019, [...], M. [T], émet une première version du plan d'étaieiment pour le bétonnage du portique. Cette version nommée « pour construction » est signée et scellée en date du 27 juin 2019.
- Le 3 juillet 2019, [...], M. [U] du consortium WSP-CIMA+, demande des modifications au plan d'étaieiment, notamment :
 - inclure le détail de l'appui des W410x100, la distance entre les W250x33 et la déflexion de l'appui;
 - inclure au 1/10 de portée la déflexion des W410x100;
 - mentionner comment la déflexion des W410x100 sera compensée dans les coffrages;
 - fournir l'affaissement des coffrages;
 - inclure un tableau des ajustements de cambrure (affaissement, étaieiment, déflexion W410 et déflexion long terme du portique);
 - mesurer la déflexion sous les poutres W410 afin de confirmer les calculs théoriques pour la phase 2.
- Le 10 juillet 2019, [...], M. [T], produit une nouvelle version du plan d'étaieiment comprenant les correctifs demandés par le surveillant de chantier le 3 juillet 2019. Cette nouvelle version, toujours nommée « pour construction », est signée et scellée en date du 10 juillet 2019.
- Le 12 juillet 2019, [...], M. [T], émet une troisième version du plan d'étaieiment comprenant des correctifs au niveau du détail des cambrures. Cette troisième version, nommée « Révision n° 1 », est signée et scellée en date du 15 juillet 2019.
- Le 17 juillet 2019, le [U] s'interroge sur le contreventement des poutres W410x100. Il en fait part verbalement au [...] de Coffrages L.D., M. [N]. Ce dernier indique qu'il va vérifier auprès de [T]. Après vérifications auprès de M. [T], il est convenu que des modifications seront apportées dans la semaine du 5 août 2019, après le retour des vacances de la construction.
- Le 6 août 2019, M. [T] rencontre M. [N] sur le chantier. Lors de la rencontre, M. [T] indique qu'un contreventement central au milieu des poutres W410x100 doit être ajouté. M. [T] indique sur place comment l'installer.
- Le 14 août 2019, [...], M. [T], effectue une visite de chantier pour inspecter l'installation de l'étaieiment. Il émet à cet effet une attestation signée et scellée le jour même qui confirme que l'ensemble des coffrages et de l'étaieiment du portique a été inspecté et qu'il considère que les travaux sont conformes au plan émis le 12 juillet 2019 ainsi qu'à ses directives émises au chantier. Il autorise le début des travaux de bétonnage.

Cette même journée, M. [T] modifie la troisième version du plan d'étaieiment « Révision n° 1 » émis le 12 juillet 2019 pour ajouter le contreventement central entre les W410x100. Cette version est toujours nommée « Révision n° 1 » et est signée et scellée en date du 14 août 2019.

- La figure 16 illustre la coupe transversale de la dernière version du plan d'étaie pour le projet du portique P-19410. Le plan complet est présenté à l'annexe E.

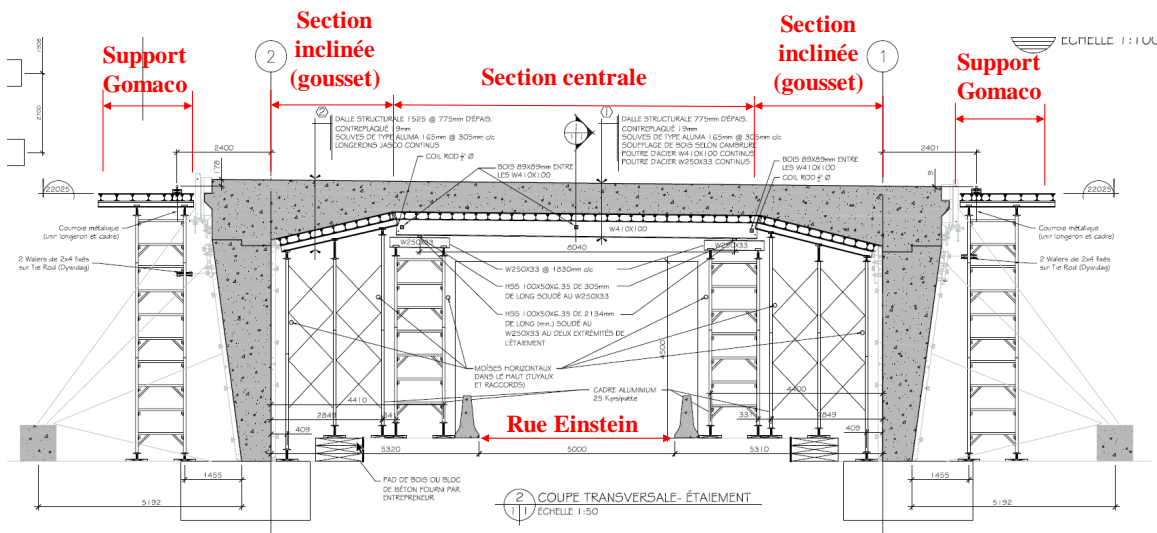


Figure 16 – Coupe transversale du plan d'étaie du portique P-19410 section ouest (phase 1B)
Source : Coffrages L.D., modifiée par la CNESST

- Des notes de calculs de la conception de l'étaie rédigées par M. [T], datées du 3 juin 2019, sont transmises à la CNESST le 16 septembre 2019. Les calculs de l'ingénieur concernent les éléments suivants :

- résistance des solives ALUMA;
- résistance des longerons Jasco et cadres d'étaie (section inclinée);
- résistance des poutres d'acier W410x100;
- résistance des poutres d'acier W250x33;
- résistance des cadres d'étaie (section centrale).

Ceux-ci ne contiennent pas d'information en ce qui concerne les charges latérales affectant le système ni de calcul de résistance aux charges latérales, sauf pour les poutres W410x100.

- Le plan d'étaie a été préalablement dessiné par M. [O], [...] de Coffrages L.D., à partir de matériaux appartenant à Coffrages L.D.
- Le plan d'étaie ne spécifie pas tous les matériaux nécessaires aux connexions entre les différents composants du système d'étaie telles que les attaches.
- Selon le *Cahier des charges et des devis généraux Édition 2018 (CCDG)* du MTQ, les plans d'ouvrages provisoires, tels que l'étaie, ne sont généralement pas fournis par le Ministère, mais lui sont remis à titre informatif. Dans le cadre du présent projet, le plan d'étaie n'était pas fourni avec les plans et devis de construction du projet. Ils faisaient partie de la méthode préconisée par l'entrepreneur pour la construction de l'ouvrage.

- Le plan d'étaie permet la circulation sur la rue Einstein pendant la durée complète des travaux, comme spécifié dans les plans et devis du projet. Un dégagement minimum de 5 m est exigé pour le passage des véhicules.

4.2.3 Description du système d'étaie

4.2.3.1 Section centrale

- En partant du haut, la dalle de béton structurale de 775 mm d'épaisseur est supportée par un contreplaqué de 19 mm d'épaisseur, soutenu par des solives en aluminium de type Aluma 165 mm. Le contreplaqué est cloué dans la partie en bois de l'Aluma.

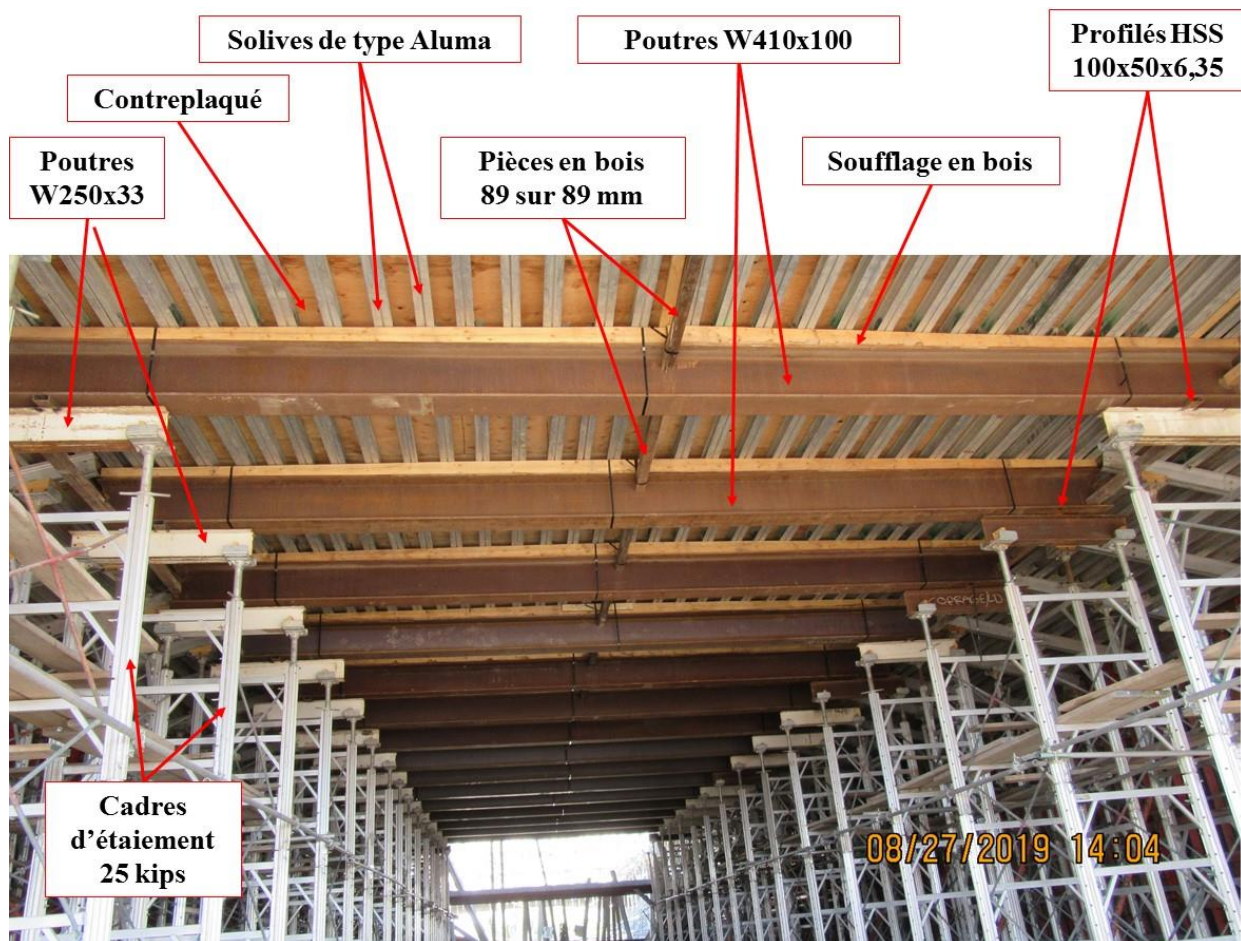


Figure 17 – Vue partielle du système d'étaie de la section centrale du portique P-19410

Source : CNESST

- Les solives Aluma, espacées de 305 mm et continues sur plusieurs travées, sont déposées, sans aucune attache, sur un soufflage en bois qui sert à donner une cambrure précise à la dalle du portique.
- Le soufflage en bois est déposé sur des poutres d'acier W410x100, espacées de 1830 mm centre à centre. Des sangles métalliques (feuillards) assemblent les deux pièces ensemble.
- Les poutres principales (W410x100), d'une portée de 8,04 m et d'une longueur totale de 9,2 m, reposent sur un profilé d'acier HSS (*hollow structural section*) de 100x50x6,35 qui lui, est appuyé sur une poutre d'acier W250x33. Les poutres W410x100 sont déposées sur les HSS sans lien mécanique entre eux.

Aux extrémités des poutres W410x100, des pièces de bois de 89 mm sur 89 mm (3,5 po sur 3,5 po) ainsi que des tiges en acier de 12 mm de diamètre (½ po) sont installées en alternance entre le haut et le bas de l'âme des poutres.

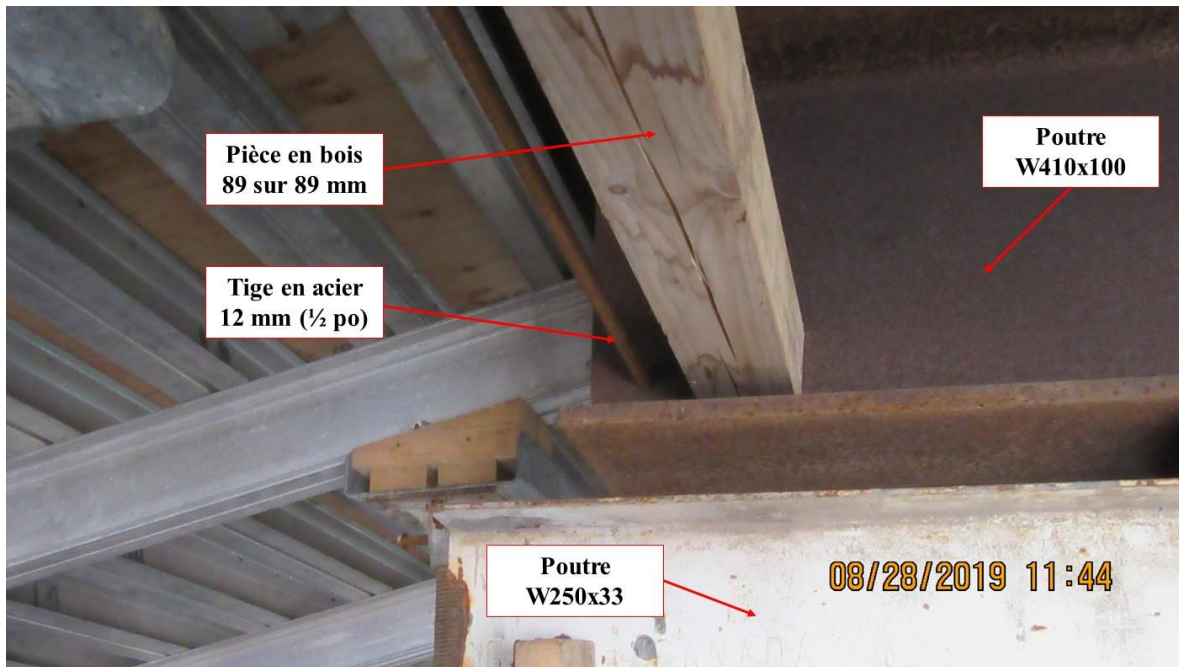


Figure 18 – Vue d'une pièce de bois et d'une tige d'acier installées dans le bas de l'âme à l'extrémité d'une poutre W410x100
Source : CNESST

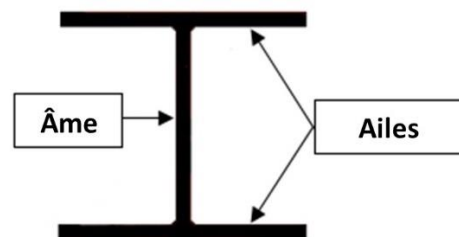


Figure 19 - Coupe latérale d'une poutre d'acier

Source : CNESST

Des pièces de bois de 89 mm sur 89 mm (3,5 po sur 3,5 po) sont également installées à mi-portée des poutres W410x100 dans la partie supérieure de l'âme. Il n'y a aucun lien mécanique entre les pièces de bois et les poutres d'acier. Celles-ci tiennent en place par friction et par le biais d'une attache d'acier (feuillard) attachée sur le soufflage en bois.

- Les HSS, d'une longueur de 305 mm, sont soudés à l'aile supérieure des poutres W250x33, sauf aux extrémités du système d'étalement. Le HSS d'extrémité a une longueur de 2134 mm et est soudé aux deux derniers W250x33. Les profilés HSS servent à transférer la charge des poutres W410x100 au milieu des poutres W250x33.

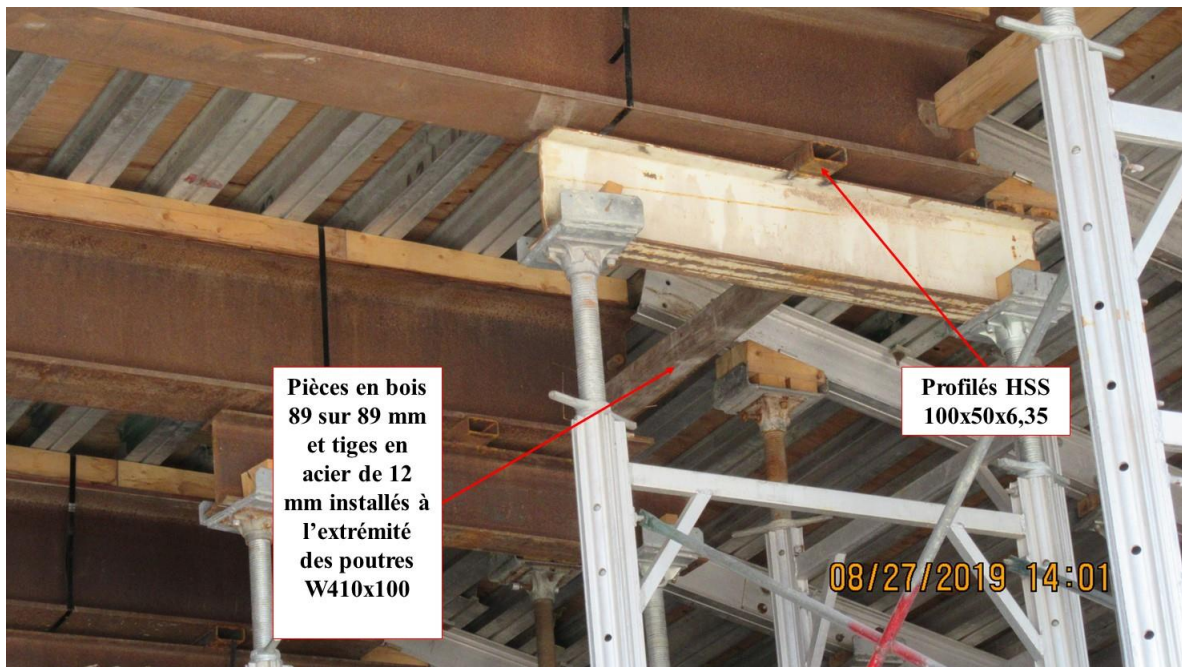


Figure 20 – Vue d'une poutre W410x100 reposant sur une poutre W250x33 par l'intermédiaire d'un profilé d'acier HSS

Source : CNESST

- Les poutres W250x33 sont appuyées sur les têtes en « U » des cadres d'étalement en aluminium 25 kips et ont une portée entre les appuis de 1,22 m. Des blocs de bois sont coincés dans la partie inférieure entre l'âme de la poutre et le côté de la tête en « U » des cadres d'étalement. Certains de ces blocs sont liés mécaniquement (cloués) à la tête en U et d'autres ne le sont pas. Ces blocs de bois ne sont pas indiqués au plan d'étalement.

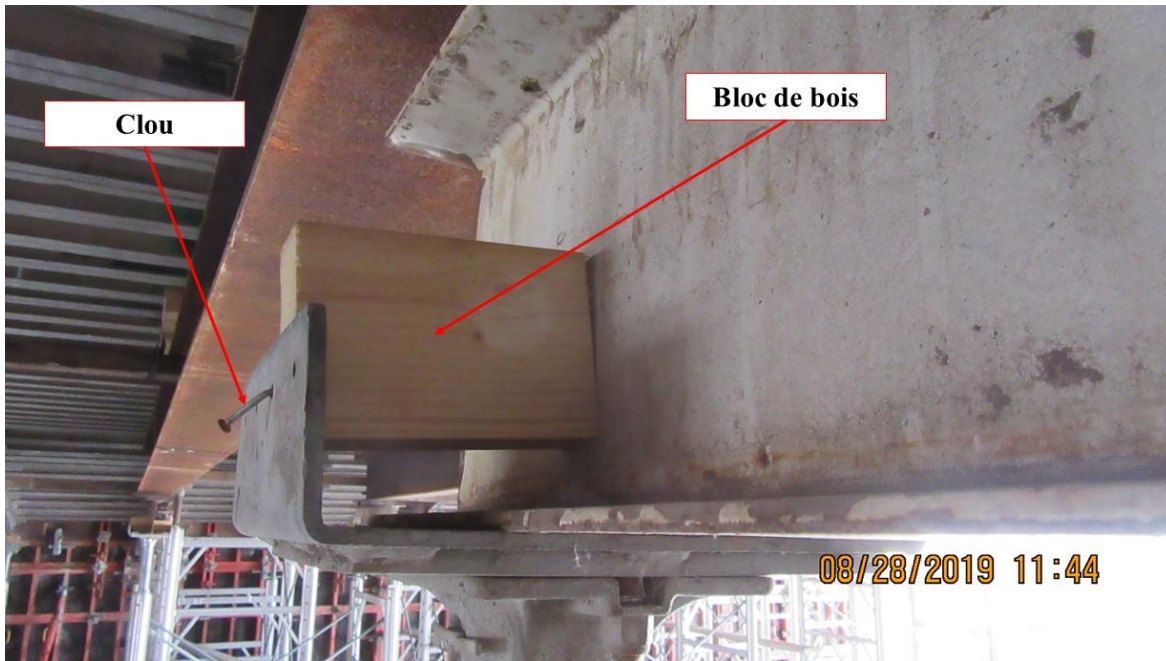


Figure 21 – Vue d'un bloc de bois coincé et cloué entre l'âme d'une poutre W250x33 et le côté d'une tête en « U » du cadre d'étaie

Source : CNESST

- Les cadres d'étaie en aluminium 25 kips prennent appui sur des assises carrées de 762 mm sur 762 mm (30 po sur 30 po) d'une épaisseur de 57 mm (2 ¼ po). Les dimensions des assises prévues au plan d'étaie sont de 558 mm sur 558 mm (22 po sur 22 po) et d'une épaisseur de 57 mm (2 ¼ po).



Figure 22 – Vue des assises installées sous les cadres d'étalement en aluminium 25 kips de la section centrale de l'étalement.

Source : CNESST

4.2.3.2 Section inclinée (gousset)

- En partant du haut, la dalle structurale d'épaisseur variable (775 mm à 1525 mm) s'appuie sur un contreplaqué de 19 mm d'épaisseur soutenu par des solives en aluminium de type Aluma 165 mm. Le contreplaqué est cloué dans la partie en bois contenu dans l'Aluma.
- Les solives Aluma, espacées de 305 mm et continues sur plusieurs travées, sont déposées perpendiculairement sur des poutres Jasco. Des attaches composées de plaques d'aluminium et de boulons sont installées aux extrémités des Aluma, assemblant les deux pièces.
- Les poutres Jasco, espacées de 305 mm, reposent sur trois têtes en « U » des cadres d'étalement en aluminium 25 kips. Aux extrémités, les poutres Jasco sont appuyées et fixées sur des blocs de bois. Ces derniers sont fixés aux têtes en U des cadres d'étalement par des clous. Les blocs de bois ne sont pas indiqués au plan d'étalement.
- Les cadres d'étalement en aluminium 25 kips prennent appui sur des assises de 762 mm sur 762 mm (30 po sur 30 po) d'une épaisseur de 57 mm (2 ¼ po). Les dimensions prévues au plan d'étalement sont de 558 mm sur 558 mm (22 po sur 22 po) et d'une épaisseur de 57 mm (2 ¼ po).

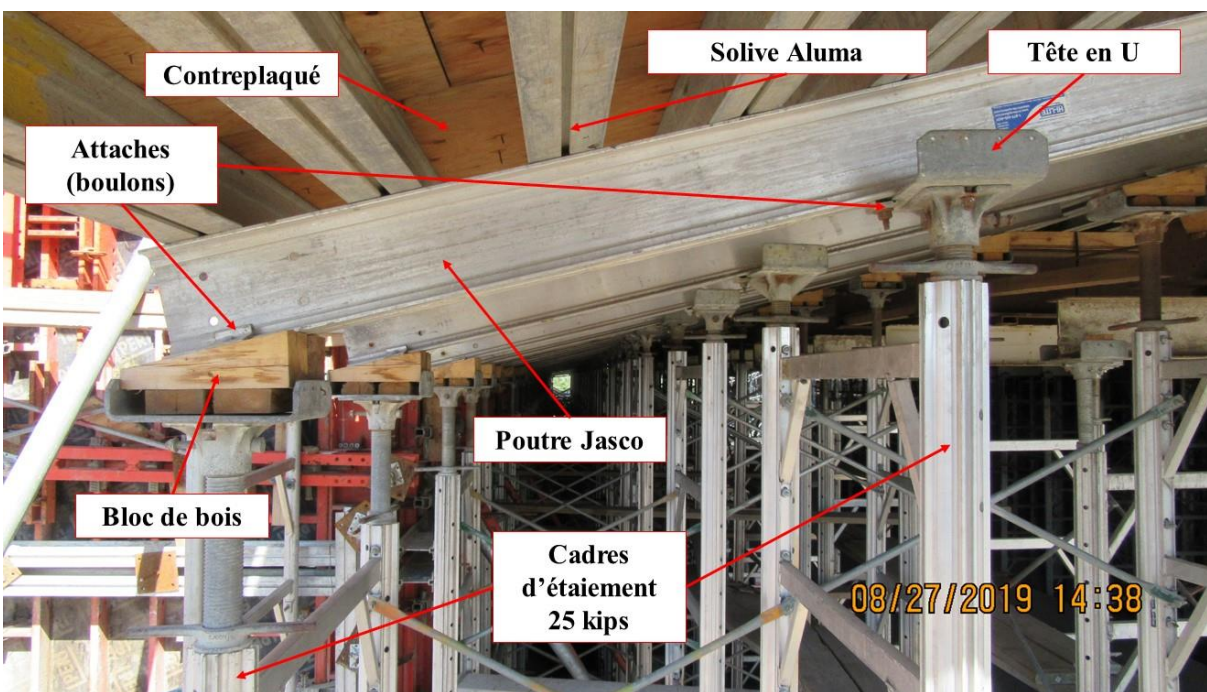


Figure 23 – Vue partielle du système d'étaie de la section inclinée du portique P-19410
Source : CNESST

4.2.4 Montage de l'étaie au chantier

- Les travaux de coffrage et d'étaie sont sous la responsabilité de Coffrages L.D.
- L'installation de l'étaie et du coffrage des murs de front (section intérieure du coffrage) s'est déroulée entre le 8 et le 21 juillet 2019.
- L'installation de l'étaie et du coffrage s'est effectuée sur le chantier en suivant le plan d'étaie de [...], M. [T].
- Les cadres d'étaie ont été en partie assemblés à l'extérieur du portique (au sud de l'axe 1), puis déposés à leur emplacement final à l'intérieur du portique à l'aide d'une grue mobile, en conservant la rue Einstein ouverte à la circulation.
- Chaque composant d'étaie a été inspecté par les travailleurs avant son installation en chantier. Cette inspection vise à vérifier son état. Elle est prévue dans une procédure écrite de Coffrages L.D. (contenue dans son programme de prévention). Des cadres d'étaie ont d'ailleurs été jugés non conformes par les travailleurs lors du montage. Ces composants ont été identifiés puis mis à l'écart sur le chantier.
- Au total, plus d'une quinzaine de travailleurs de Coffrages L.D. ont participé à l'installation de l'étaie et du coffrage.
- Selon les témoignages recueillis, les blocs de bois coincés et cloués à certains endroits entre l'âme des poutres W250x33 et le côté de la tête en « U » des cadres d'étaie servent à stabiliser la poutre lors du montage. Selon les travailleurs, cette façon de faire est courante pour ce type d'installation.

4.2.5 Différences entre le plan d'étaieiment et l'installation en chantier

À la suite des observations sur le chantier et des informations recueillies auprès des différents intervenants, plusieurs différences entre le plan d'étaieiment de l'ingénieur et l'installation réelle en chantier ont été notées :

- Des poutres d'acier W250x28 sont installées à la place de poutres W250x33 aux endroits décrits à la figure 24. À noter que les poutres W250 présentes dans les débris de l'effondrement n'ont pas pu être toutes observées.

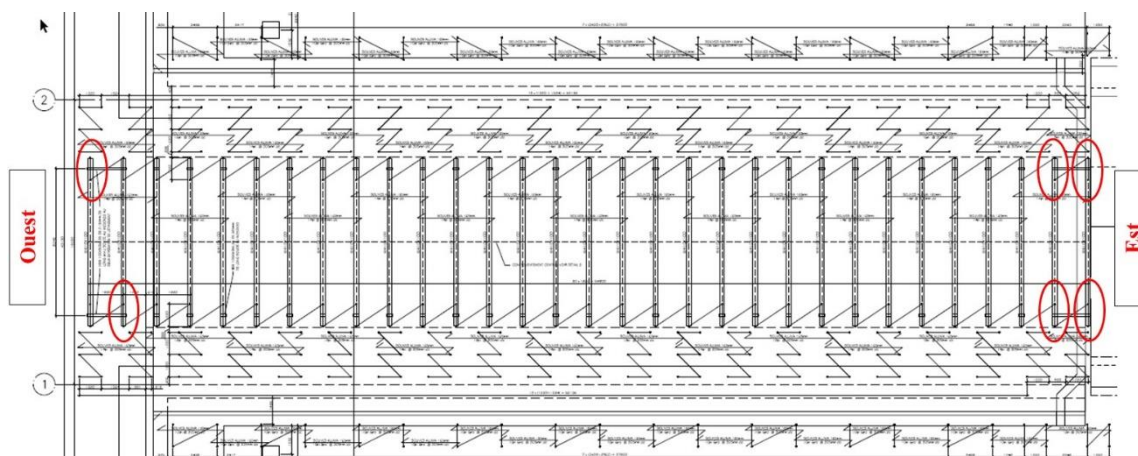


Figure 24 – Vue en plan de l'étaieiment indiquant l'emplacement (cercles rouges) des poutres d'acier W250x28 installées à la place de poutres W250x33.

Source : Coffrages L.D., modifiée par la CNESST

- Des blocs de bois sont coincés, dont certains sont cloués, entre l'âme des poutres W250x33 et le côté de la tête en « U » des cadres d'étaieiment. Il n'y a aucune indication à cet effet dans le plan d'étaieiment.



Figure 25 – Bloc de bois coincé entre l'âme d'une poutre W250x33 et le côté de la tête en « U » des cadres d'étaie.
Source : CNESST

- Des blocs de bois sont installés entre les poutres Jasco et la tête en « U » des cadres d'étaie dans la section inclinée de l'étaie (gousset) alors que le plan d'étaie est muet à cet effet.

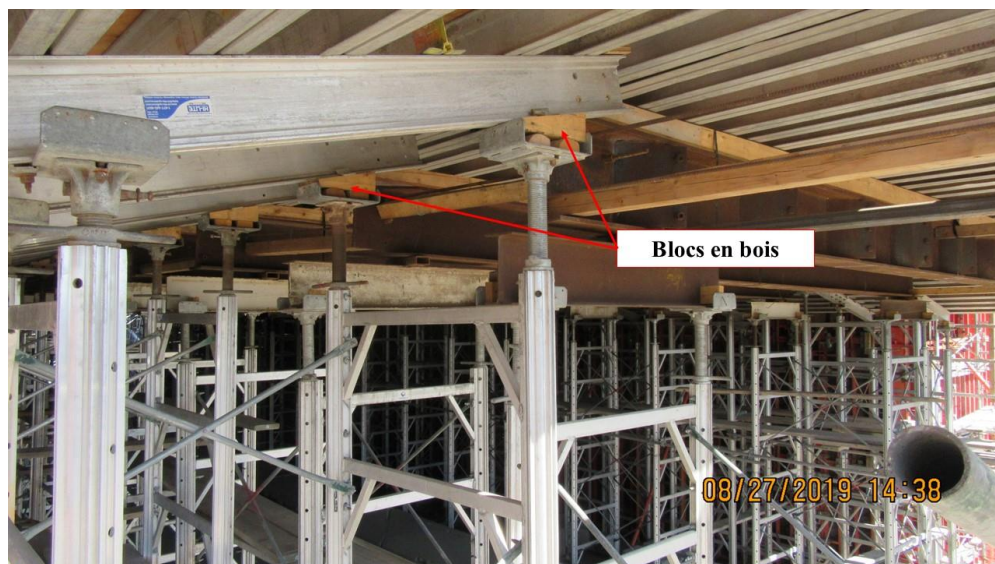


Figure 26 – Blocs de bois installés entre les poutres Jasco et la tête en « U » des cadres d'étaie dans la section inclinée de l'étaie (gousset).
Source : CNESST

- La dimension réelle des assises de l'étalement sur le sol est de 762 mm sur 762 mm (30 po sur 30 po) alors que le plan d'étalement prévoit des assises de 558 mm sur 558 mm (22 po sur 22 po).
- Des poutres Jasco sont constituées de deux poutres Jasco assemblées bout à bout (boulonnées au niveau de l'âme).
- Des poutres W410x100 ne sont pas centrées sur les poutres W250x33.
- Des jambes de cadres d'étalement ne sont pas centrées avec les plaques d'appui.

4.2.6 Bétonnage du tablier

- Les béquilles et les murs en retour de l'axe 1 et 2 ont été bétonnés préalablement au tablier, soit le 15 et le 20 août 2019.
- Le 20 août 2019, une réunion préalable au bétonnage du tablier du portique P-19410 a lieu entre des représentants de EBC, de Béton LT et du consortium WSP/CIMA+. L'objectif de cette rencontre est principalement de rappeler à tous la séquence des travaux avant le début de la coulée de béton.
- Lors de la coulée, il est prévu de mesurer la déflexion réelle des poutres W410x100 afin de confirmer les calculs théoriques de la cambrure du portique faits par l'ingénieur concepteur du plan d'étalement. Plus précisément, des travailleurs doivent se rendre sous le tablier lors de la coulée pour mesurer, à l'aide d'un niveau laser, la déflexion des huit premières poutres W410x100 à partir de l'est et, ensuite, une poutre sur deux jusqu'à la 31^e et dernière poutre.
- Le 21 août 2019, l'avis de bétonnage du tablier du portique est envoyé au MTQ. Le bétonnage est prévu le 22 août 2019 à 18 h.
- Le mélange de béton prévu sur le tablier du portique P-19410 est 154-S MTQ type V-S. Les rapports de bétonnage du laboratoire Englobe confirment qu'il s'agit bien de ce mélange.
- La masse volumique du béton type V-S est de 2320 kg/m³.
- La cadence de bétonnage réelle est plus faible que celle prévue en raison de la capacité de l'usine de béton à fournir le béton (environ 25 % plus faible).
- Au total, plus d'une quarantaine de travailleurs sont présents lors des travaux.

4.2.7 L'effondrement

- Il est localisé à l'extrémité est du portique au niveau de la partie centrale.
- La partie effondrée du tablier mesure approximativement 20,7 m de long sur 8 m de large.
- La troisième et dernière couche de béton est appliquée sur environ 7,4 m à partir de l'est.
- L'épaisseur totale de la dalle au centre (3 couches) est de 775 mm.
- La deuxième couche de béton est étalée sur environ 25 m à partir de l'est.

- L'épaisseur du béton correspondant à 2 couches est d'environ 508 mm.
- La Gomaco est située à environ 4,7 m à partir de l'est.
- Trois travailleurs effectuent la mise en place du béton devant la Gomaco, au centre du tablier.

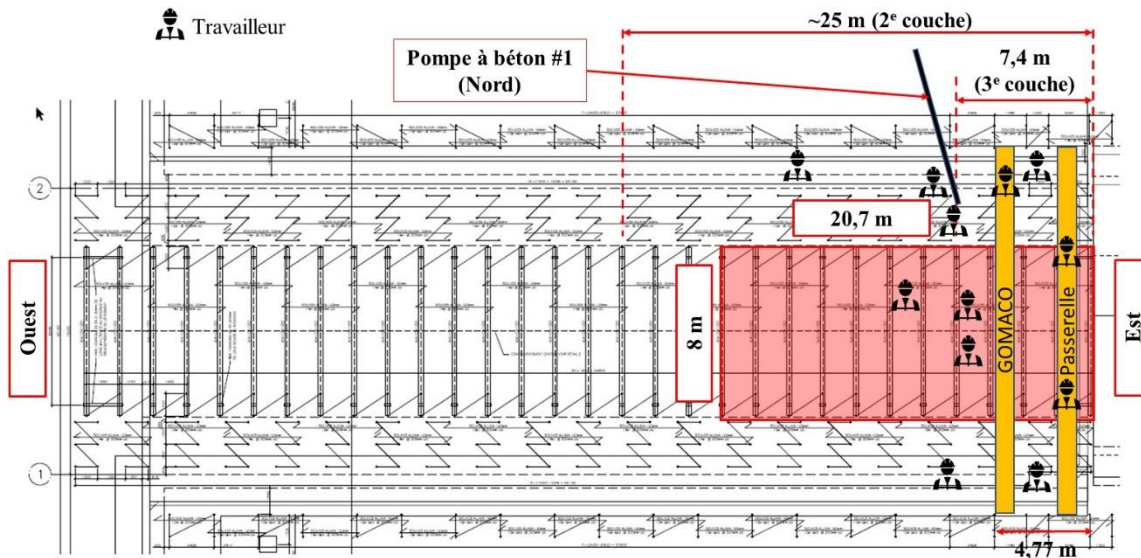


Figure 27 – Vue en plan de l'étalement indiquant l'emplacement de la partie effondrée du tablier (rectangle rouge), de la Gomaco et des travailleurs
(À noter que le nombre de travailleurs représentés est à titre indicatif)
Source : Coffrages L.D., modifiée par la CNESST

- Une caméra de surveillance du MTQ sur l'autoroute Henri-IV (A73) a permis de capter la scène de l'effondrement. La vidéo permet de confirmer qu'il n'y a pas eu d'incident tel qu'un impact sur la structure d'étalement du portique avant l'effondrement. De plus, elle confirme que la mise en place du béton sur le tablier s'est effectuée selon le plan de bétonnage établi.



Figure 28 – Partie effondrée du tablier vue de l’est sous le portique existant P-13550
Source : CNESST



Figure 29 – Partie effondrée du tablier vue de l’ouest
Source : CNESST

4.2.8 Informations recueillies à partir du rapport d’expertise de M. Mario Fafard et de L2C Experts-Conseils inc.

Afin d’identifier la ou les causes techniques ayant mené à l’effondrement du portique P-19410 le 22 août 2019, la CNESST a mandaté un expert, M. Mario Fafard, Ph. D., Ing., qui a travaillé

en collaboration avec une firme spécialisée en structure, L2C Experts-Conseils. Le mandat était de calculer les charges de conception à considérer sur l'étaie impliqué dans l'accident, de calculer les charges réelles appliquées au chantier, de comparer ces charges avec celles indiquées au plan de conception de l'étaie, de valider si la conception de l'étaie respecte les exigences de la norme *CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages* et finalement, d'expliquer l'effondrement du tablier en fonction des résultats précédents. Le rapport complet de M. Fafard nommé *EXPERTISE PORTIQUE P-19410-Ouest* (ci-après appelé rapport d'expertise) est disponible à l'annexe F.

4.2.8.1 Charges applicables sur le portique P-19410

Selon l'expertise, l'intensité et le type de charges qui doivent être utilisés pour la conception de l'étaie de coffrages à béton sont prescrits au chapitre 5.4 *Charges sur les ouvrages provisoires* de la norme *CSA S269.1-16*.

Dans le cas du portique P-19410, les charges verticales à considérer sont :

- poids propre de l'équipement (coffrage/structures de l'étaie);
- poids du béton armé;
- charges vives (poids des travailleurs, poids des équipements/outils, matériel de coulage et de finition);

et les charges horizontales à considérer sont :

- charge due au vent;
- composante horizontale du poids du béton de la partie inclinée du coffrage;
- charge horizontale provenant de l'excentricité des charges.

4.2.8.2 Calculs des charges de conception et des charges réelles

Charges verticales

Dans son rapport, l'expert calcule les charges de conception selon la norme et les charges réelles applicables sur l'ensemble du portique P-19410 et sur chaque élément composant l'étaie. Il les compare ensuite avec les charges indiquées au plan de conception de l'étaie.

Une fois les charges verticales calculées sur les différents éléments composant l'étaie, l'expert compare ces charges avec les valeurs de résistance de chaque élément. Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous. La colonne « Concepteur » correspond aux valeurs calculées par l'ingénieur concepteur du plan d'étaie, la colonne « Normatif » correspond aux valeurs calculées selon la norme *CSA S269.1-16* et la colonne « Réel » correspond aux valeurs calculées pour les conditions réelles retrouvées en chantier. Toutes les valeurs données dans ces tableaux correspondent au ratio de sollicitation des composants, soit la charge sur la résistance. Une valeur inférieure à 1 est recherchée.

PARTIE CENTRALE

Élément	Ratio de sollicitation		
	Concepteur	Normatif	Réel
Solive ALUMA	0,29	0,31	0,28
Poutre W410x100			
Flexion	0,92	0,96	0,88
Cisaillement	0,35	0,36	0,33
Écrasement à l'appui	0,91	0,95	0,87
Flèche	1,11	1,16	1,06
Poutre W250x33			
Flexion	0,79	0,83	0,75
Cisaillement	0,53	0,55	0,50
Écrasement à l'appui	1,05	1,10	1,00
Écrasement charge intérieure	1,23	1,25	1,17
Flèche	0,24	0,20	0,19
Poutre W250x28			
Flexion	0,95	0,99	0,90
Cisaillement	0,50	0,52	0,48
Écrasement à l'appui	0,96	1,00	0,91
Écrasement charge intérieure	1,12	1,17	1,06
Flèche	0,24	0,25	0,23
Cadre d'étaie	0,98	1,07	0,98
Pression au sol	1,31	1,37	1,26
Pression au sol p/r à 450 kPa	0,44	0,47	0,42

Figure 30 – Résumé des ratios de sollicitation des éléments composant la partie centrale de l'étaie
Source : Rapport d'expertise

PARTIE INCLINÉE

Élément	Ratio de sollicitation		
	Concepteur	Normatif	Réel
Solive ALUMA	0,72	0,75	0,72
Poutres JASCO	0,87	0,90	0,87
Cadre d'étaie	0,50	0,53	0,50
Pression au sol	0,68	0,72	0,68
Pression au sol p/r à 450 kPa	0,32	0,24	0,23

Figure 31 – Résumé des ratios de sollicitation des éléments composant la partie inclinée de l'étaie
Source : Rapport d'expertise

Les valeurs en rouge indiquent que le ratio sollicitation/résistance est dépassé.

En fonction de ces résultats, l'expert indique que la poutre W410x100 a la capacité de soutenir les charges verticales si le système de contreventement installé pour prévenir le déversement latéral est adéquat. De plus, le dépassement du critère de flèche n'entraîne pas de conséquences pouvant causer un effondrement du portique.

Quant aux poutres W250x33 et W250x28, l'expert affirme que « *l'âme de [celles-ci], même sous les charges réelles, ne peut supporter la charge verticale. Il aurait fallu que des raidisseurs soient installés aux appuis et sous la charge ponctuelle amenée par la section HSS. Toutefois, les équations derrière ce calcul de résistance sont très prudentes. Une sollicitation de 1,17 dans la partie centrale [figure 30], sous les charges réelles, n'entraînerait pas un voilement local de l'âme même sans raidisseurs* »;

Ainsi, même si la conception de certains éléments est déficiente, l'expert conclut que la cause de l'effondrement n'est pas reliée au dépassement de la résistance verticale de certains éléments de la partie centrale du système d'étalement étant donné les facteurs de sécurité.

Charges horizontales

La norme CSA S269.1-16 exige qu'une charge horizontale correspondant à 2 % des charges verticales soit considérée sur un ouvrage temporaire. Selon le rapport d'expert, « *une retenue latérale doit être prévue pour chaque élément afin de pouvoir le stabiliser contre la charge horizontale qui peut être induite par les effets des charges verticales déstabilisatrices dues à des excentricités inévitables dans de tels types de structures. L'élément stabilisateur doit être en mesure de reprendre une charge correspondant à 2% de l'effort vertical censé être appliqué à l'élément qu'il stabilise. Par exemple, la poutre W410x100 doit être stabilisée avec un élément pouvant reprendre une force de 7,1 kN (2% de la réaction à l'appui, soit 357 kN). Une jambe d'un cadre doit être stabilisée par un élément pouvant reprendre une charge de 2,4 kN (2% de 119 kN).* »

En ce qui concerne la valeur de résistance aux charges latérales des différents éléments composant l'étalement, l'expert n'a pas été en mesure de la quantifier pour diverses raisons présentées dans son rapport. Par conséquent, afin de vérifier les conditions de stabilité des poutres W410, W250 et des plaques d'assises, l'expert a réalisé des analyses par éléments finis (analyse de flambement). Ces analyses montrent que :

- Le contreventement utilisé pour stabiliser les poutres W410 contre le déversement (pièces de bois de 89 mm sur 89 mm et tiges en acier de 12 mm (½ po) de diamètre, installées aux extrémités et pièces de bois 89 mm sur 89 mm à mi-portée) est suffisant si celui-ci possède un exutoire pour transmettre la charge latérale qu'il accumule. S'il n'y a pas d'exutoire, le système n'est pas stable et rien n'empêche le déversement des poutres.
- Le contreventement au centre et à l'extrémité des poutres W410 est essentiel pour que la poutre W410 ait une stabilité suffisante pour assurer son rôle.
- Le couple de torsion induit dans la poutre W250 créé par l'excentricité des poutres W410x100 par rapport à l'âme des poutres W250 (excentricité observée à plusieurs endroits au chantier) est négligeable en considérant une excentricité de 25 mm.

- La méthode de contreventement contre le déversement latéral des W250 est inadéquate, car on dépasse largement le ratio de sollicitation pour la résistance à la flexion de 1, soit 2,30. « Ceci s'explique par le fait qu'il n'y a aucun système de contreventement classique de présent (comme un contreventement en X); seul le bloc de bois situé en bas de la section W250 empêche partiellement la rotation de la section. Les appuis de la poutre ne possèdent qu'une faible rigidité en rotation et la résistance au déversement de la poutre s'en trouve limitée ».

Toutefois, l'expert indique que la friction entre les pièces offre une retenue latérale qui pourrait permettre de stabiliser les poutres W250.

- La charge appliquée sur une plaque d'assise par la jambe d'un cadre d'étaie crée une pression plus élevée directement sous la jambe. Ceci peut provoquer un soulèvement de la plaque d'assise aux extrémités et une surcharge sur les autres cadres d'étaie. Un mouvement différentiel entre les appuis peut alors être engendré, produisant un effet déstabilisateur pour les composants du système d'étaie situés au-dessus.

4.2.8.3 Respect de la norme CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages

Charges verticales et horizontales

Dans son rapport, l'expert montre que plusieurs valeurs n'ont pas été calculées par l'ingénieur concepteur du plan d'étaie et que plusieurs charges verticales calculées ou utilisées par celui-ci sont inférieures aux charges exigées par la norme CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages (figures 30 et 31).

Selon l'expert, une omission relative au calcul de la charge tributaire de certaines poutres W410X100 a eu des répercussions majeures sur la charge appliquée à l'ensemble du système d'étaie. En effet, la disposition de solives Aluma placées en portée double sur les poutres W410X100 implique une majoration de 25 % pour l'aire tributaire des W410X100. Cette erreur se répercute sur la charge appliquée sur les poutres W410x100, W250x28 et W250x33, la charge transmise aux cadres d'étaie et la charge transmise au sol.

Toutefois, même si plusieurs ratios de sollicitation/résistance sont dépassés (voir les valeurs en rouge à la figure 30) et que, dans ce cas, la conception de ces éléments aurait dû être reconsidérée, l'expert conclut que la cause de l'effondrement n'est pas reliée au dépassement de la résistance verticale de certains éléments du système d'étaie étant donné le facteur de sécurité.

Phénomène de déversement d'une poutre

Le phénomène de déversement de poutre est connu des ingénieurs et largement décrit dans la littérature. Selon le rapport d'expert :

- « Tout élément à section ouverte (comme les poutres en I telles que les sections W410x100, W250x33 et W250x28) soumis à des efforts de flexion autour d'un axe, doit être contreventé contre le déversement latéral qui se définit comme suit :

- « Le déversement d'une poutre est caractérisé par une déformation latérale de l'aile en compression et par une rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la poutre... » »
- « Ce qui caractérise la résistance au déversement, mis à part les caractéristiques géométriques (inertie en flexion, en torsion, constante de gauchissement, etc.), c'est la longueur dite de déversement qui se définit comme étant la longueur libre de l'aile en compression, entre deux supports latéraux. Ces supports latéraux doivent être suffisamment rigides et suffisamment rapprochés pour s'opposer au déversement. »
 - « Lorsqu'une poutre n'est pas adéquatement supportée latéralement, la pleine résistance de la section ne peut être développée [...]. La résistance de la poutre est alors limitée par sa résistance au déversement. Il s'agit d'un phénomène d'instabilité globale de la pièce qui dépend des propriétés mécaniques du matériau utilisé ainsi que de la géométrie de la pièce. »

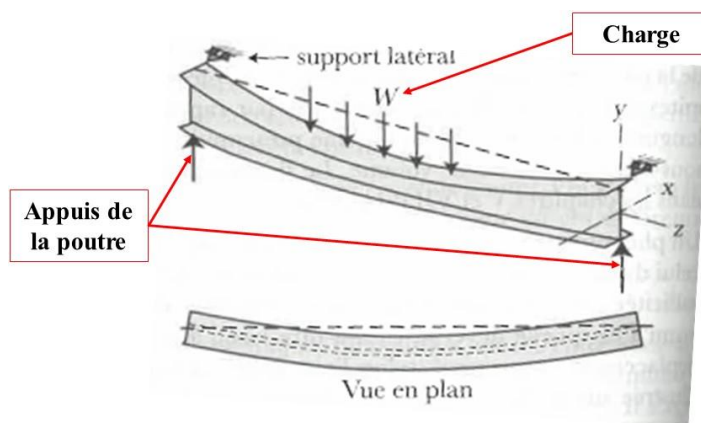


Figure 32 - Déversement d'une poutre
Source : Rapport d'expertise, modifiée par la CNESST

- « Un moyen d'augmenter la résistance au déversement d'une poutre est de prévoir des supports latéraux intermédiaires entre les appuis. »
- « Pour une poutre sans support intermédiaire, la longueur entre les supports latéraux correspond à la distance entre les appuis. Cette hypothèse est vraie si la poutre possède des supports latéraux empêchant la rotation aux appuis (poutre simplement supportée). »
- « Pour stabiliser une poutre à l'appui, il faut bloquer la rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre, en utilisant par exemple des contreventements. Il est possible d'installer un système de diagonales entre les portions supérieures et inférieures des âmes des poutres ou de créer un cadre rigide à l'aide d'éléments fixés à l'âme des poutres. » (Figure 33)

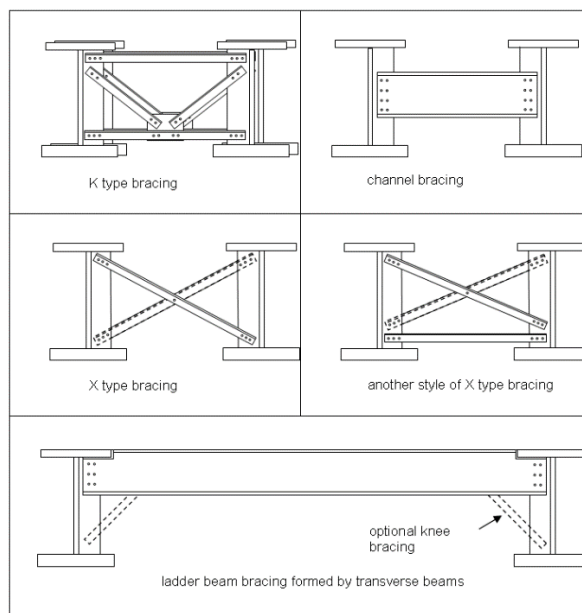


Figure 33 - Exemples de méthode de stabilisation contre le déversement latéral
Source : Rapport d'expertise

Stabilisation contre le déversement par la résistance à la friction

Dans son rapport, l'expert fait ressortir que la résistance au déversement latéral de plusieurs composants de l'étaie se base uniquement sur la friction entre les éléments, notamment :

- entre les solives Aluma et les poutres W410x100 (partie centrale);
- entre les poutres W410x100 et les profilés HSS (partie centrale);
- entre les poutres W250 et les cadres d'étaie en aluminium (partie centrale);
- entre les solives Aluma et les poutres Jasco (partie inclinée);
- entre les cadres d'étaie et les plaques d'appui au sol (partie centrale et inclinée).

L'expert mentionne que « *selon les règles de bonnes pratiques, le concepteur doit démontrer que, s'il considère la friction comme un élément faisant partie de la résistance aux charges verticales et latérales, il doit le démontrer dans ses calculs. Or, aucune note de calcul n'a été fournie à cet effet.* »

La norme CSA S269.1-16 mentionne au paragraphe 6.10.1.4 : « *Toutes les connexions doivent être conçues pour résister à toutes les charges latérales comme celles qui sont dues au vent, au matériel en mouvement et aux supports inclinés. Lorsque la friction est prise en considération, les conditions sur le terrain et les pratiques d'application doivent être examinées avec soin afin de s'assurer que les exigences de conception sont respectées.* »

Selon l'expert, « *il est très hasardeux de se fier à la friction dans le système d'étaie étudié [...] comme mécanisme de résistance au déversement latéral des poutres, car, sans un*

traitement approprié des surfaces et sans un contrôle de la force normale aux surfaces, il est difficile de prévoir avec précision la force réelle de retenue contre le déversement. Pour utiliser ce mécanisme, un contrôle rigoureux en chantier est nécessaire. »

4.2.8.4 Raisons expliquant l'effondrement

L'expert mentionne qu'il est difficile d'établir avec certitude la cause qui a mené à l'effondrement du portique P-19410. Il indique que le mode de rupture de l'étalement est du type « rupture subite », car le temps entre le début de l'effondrement et la fin est de moins de 2 secondes. Ce type de rupture fragile est dû à un problème d'instabilité.

Il conclut que, globalement, le système d'étalement était instable, car plusieurs composants du système n'étaient pas contreventés ou le contreventement en place était déficient. Seule la friction entre les divers composants de la partie supérieure² du système d'étalement assurait une certaine stabilité.

Dans cet ordre d'idées, l'expert a identifié quatre éléments pouvant expliquer l'effondrement :

1. Contreventement central inadéquat des poutres W410x100;

Le contreventement central des poutres W410x100 consiste en un madrier de bois de 89 mm sur 89 mm coincé au niveau de la partie supérieure de l'âme entre deux poutres W410x100, sans aucun lien mécanique entre les madriers et les poutres d'acier. Ils tiennent en place par le biais d'un feuillard d'acier attaché sur la partie en bois qui donne la cambrure au portique.

L'expert indique qu'en admettant « l'hypothèse que les deux extrémités de la poutre W410x100 sont retenues adéquatement contre le déversement de même que la partie centrale, la résistance de cette poutre est de 648 kNm. Mais aussitôt que l'on perd la retenue latérale contre le déversement au centre de cette poutre, la résistance de celle-ci tombe à 412 kNm, ce qui est plus petit que l'effort de flexion appliqué sur cette poutre, même sous les charges réelles. La poutre W410x100 ne serait donc plus en mesure de résister aux charges appliquées. Cette situation est envisageable, puisque les éléments qui assurent la retenue contre le déversement de la poutre ne possèdent pas d'exutoire et ne sont donc pas aptes à accomplir leur rôle. »

« Le système de retenue au déversement latéral de la poutre W410x100 se base sur le fait que le haut d'une poutre s'appuie, par l'intermédiaire du madrier de bois, sur le haut d'une autre poutre et ainsi de suite. Or, il n'y a aucun exutoire aux efforts engendrés par le déversement. La perte de résistance d'un seul élément en bois au centre d'une poutre entraîne automatiquement une rupture en chaîne, voire simultanée, des autres poutres. »

² On entend par partie supérieure, le contreplaqué, les poutrelles Aluma, les poutres W410x100 et les poutres W250. Pour la partie centrale, on inclut le contreplaqué, les poutrelles Aluma et les poutres Jasco.

2. Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W410x100

Le contreventement à l'extrémité des poutres W410x100 consiste en des pièces de bois de 89 mm sur 89 mm ainsi que des tiges en acier de 12 mm (½ po) de diamètre installées en alternance entre le haut et le bas de l'âme des poutres.

Selon l'expert, ce système de contreventement est inadéquat et ne respecte pas les règles de l'art.

Afin de comprendre le mécanisme possible de l'effondrement, l'expert présente une série d'images hypothétiques montrées à la figure 34. L'expert fait l'hypothèse que la poutre P3 déverse dans le sens horaire. La pièce de bois entre les poutres P3 et P2 pousse le haut de la poutre P2 dans le sens horaire. La tige en acier au bas de la poutre P2 tire le bas de la poutre P1. La pièce de bois au bas de la poutre P3 pousse le bas de la poutre P4 qui à son tour, tire le haut de la poutre P5 par l'intermédiaire de la tige en acier et ainsi de suite.

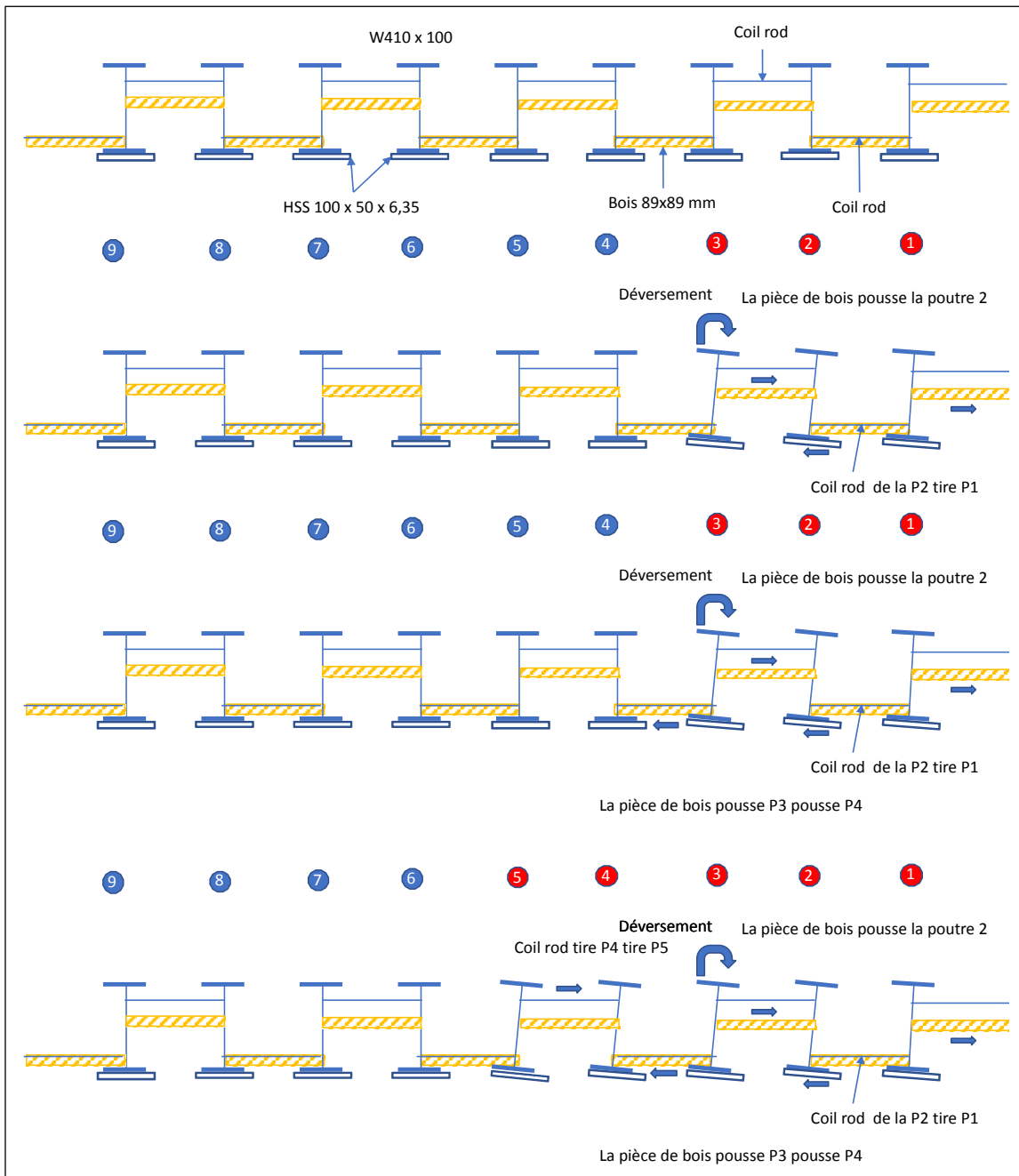


Figure 34 - Scénario possible de rupture en chaîne des poutres W410x100
Source : Rapport d'expertise

3. Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W250

Tel qu'il a été expliqué à la section 4.2.3, il n'y a aucun système de contreventement classique prévu au plan d'étaie pour les poutres W250, sauf des blocs de bois ajoutés par Coffrages L.D. dans le bas de l'âme de la section W250. L'analyse par éléments finis réalisée par l'expert a permis de constater que le ratio de sollicitation était de 2,30, donc que cette poutre était sursollicitée.

Dans son analyse, l'expert compare le mode de flambement de la poutre W250 déterminé par l'analyse par éléments finis avec des photos des poutres W250 prises après l'effondrement (figure 35).



Figure 35 - Déformation de deux poutres W250x33 après l'effondrement
Source : CNESST

L'expert indique qu'il y a une forte ressemblance entre les poutres photographiées et le mode de déversement calculé par éléments finis (figure 36).

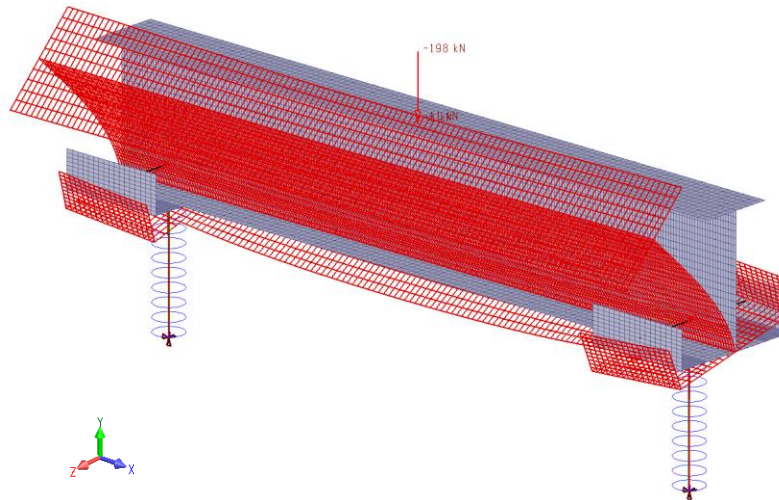


Figure 36 - Premier mode de flambement de la poutre W250x28 sans retenue latérale au centre
Source : Rapport d'expertise

« On constate que la forme de la poutre montre une rotation du haut de la poutre sur toute sa longueur. La partie basse de l'âme est restée perpendiculaire à l'aile sur plusieurs

centimètres dans la zone où se situait le bloc de bois qui devait bloquer contre le déversement. »

L'expert mentionne que le déversement d'une poutre W250, du côté nord, aurait pu provoquer l'affaissement de l'extrémité d'une poutre W410x100, ce qui aurait ainsi déclenché la rupture en chaîne du système d'étaie.

4. Contreventement inadéquat des poutres Jasco

Tel qu'il est mentionné à la section 4.2.3, les poutres Jasco ne sont pas toutes retenues contre le déversement latéral. Selon l'expert, les conditions de retenue des extrémités des poutres Jasco utilisées en chantier sont inadéquates.

Les observations sur le chantier après l'effondrement montrent le déversement de plusieurs poutres Jasco du côté nord. Les poutres de la partie sud sont demeurées intactes.

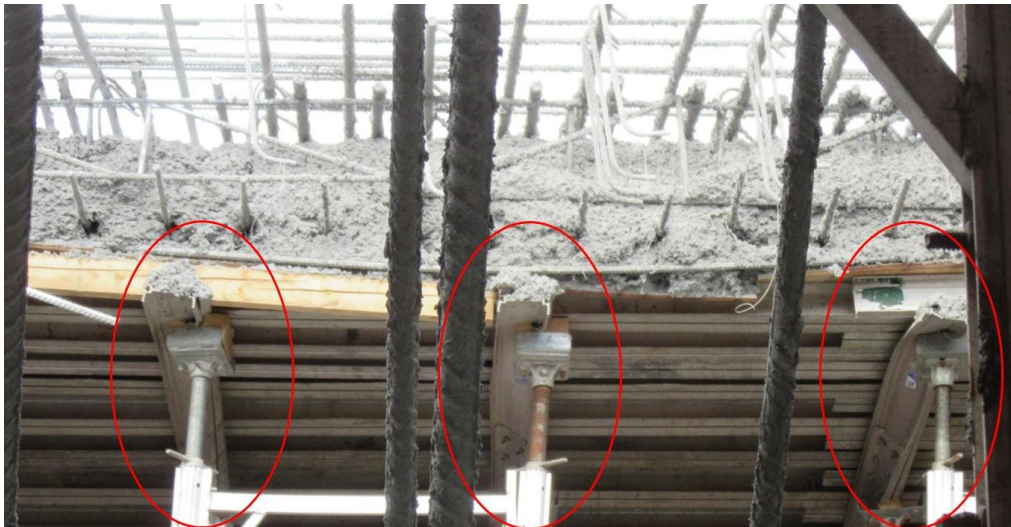


Figure 37 – Déversement de poutres Jasco du côté nord (partie inclinée)
Source : CNESST

L'expert a produit un schéma illustrant le sens de déversement des poutres Jasco de la partie nord en fonction de ses observations sur le chantier.

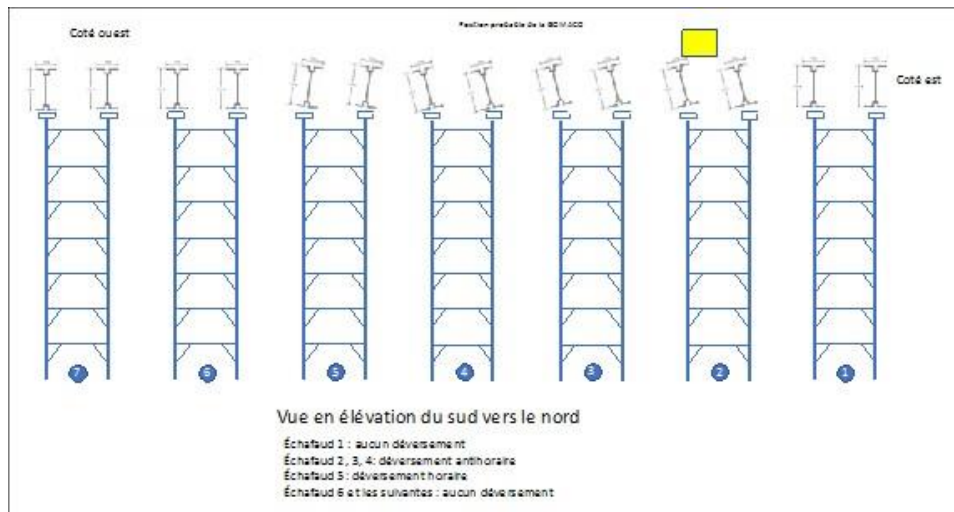


Figure 38 - Schéma illustrant le sens de déversement des poutres Jasco du côté nord
Source : Rapport d'expertise

Selon l'analyse de la vidéo de l'effondrement captée par le MTQ (figure 39) par l'expert, le début de l'effondrement se situerait dans la zone du cadre d'étaie n° 4 (figure 40).

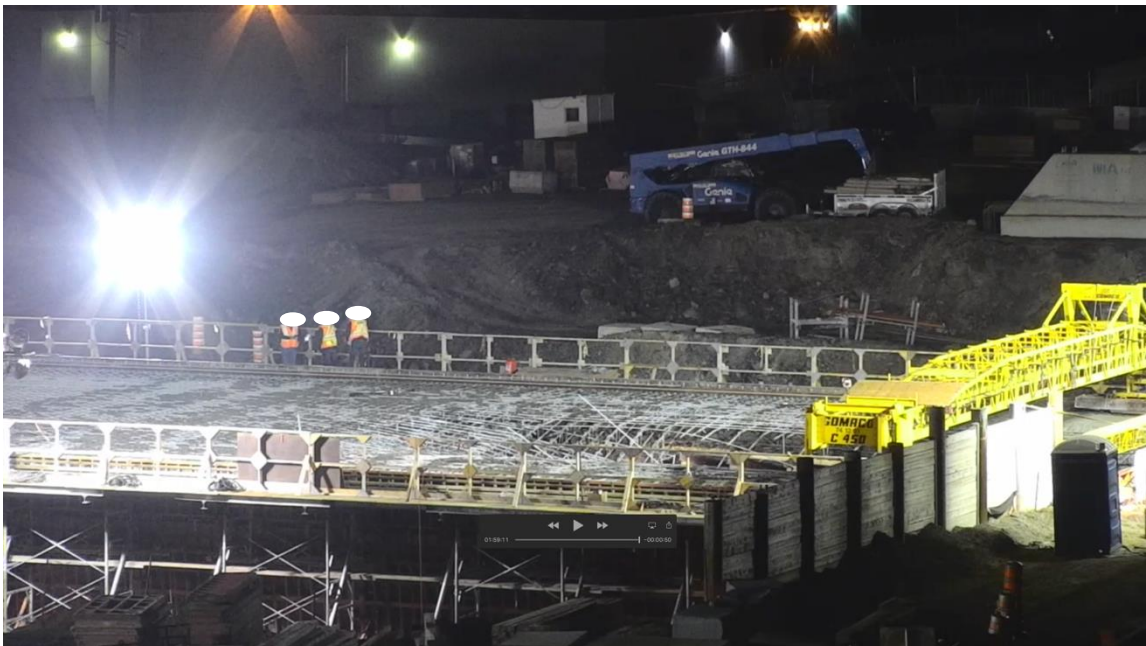


Figure 39 – Agrandissement d'une image captée par la caméra du MTQ illustrant le lieu probable de l'effondrement
Source : Rapport d'expertise

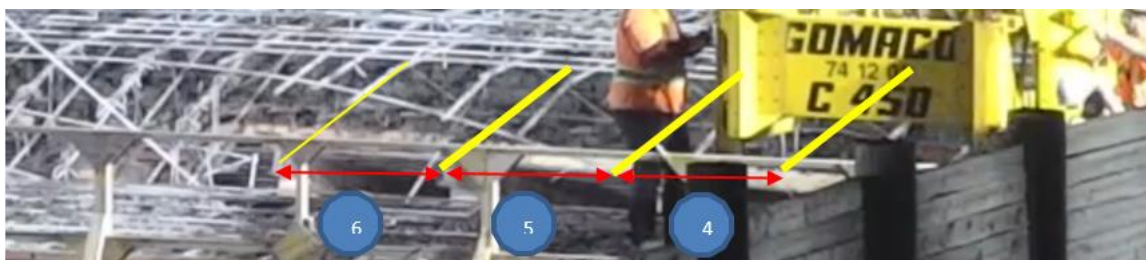


Figure 40 - Localisation des cadres d'étaie 4, 5 et 6 sur une image captée par la caméra du MTQ
Source : Rapport d'expertise

L'expert affirme que « le déversement des poutres Jasco comme mécanisme de déclenchement de l'effondrement est envisagé en se basant sur la [Figure 38] qui montre le sens du déversement de ces poutres. Le déversement de ces poutres amène un affaissement de la masse de béton soutenue par celles-ci [Figure 41] qui causerait une surcharge sur la partie nord de l'étaie central conduisant à une ruine subite de l'ensemble par déversement des sections W250 de cette zone et/ou par le déversement des poutres W410x100 de cette zone. »

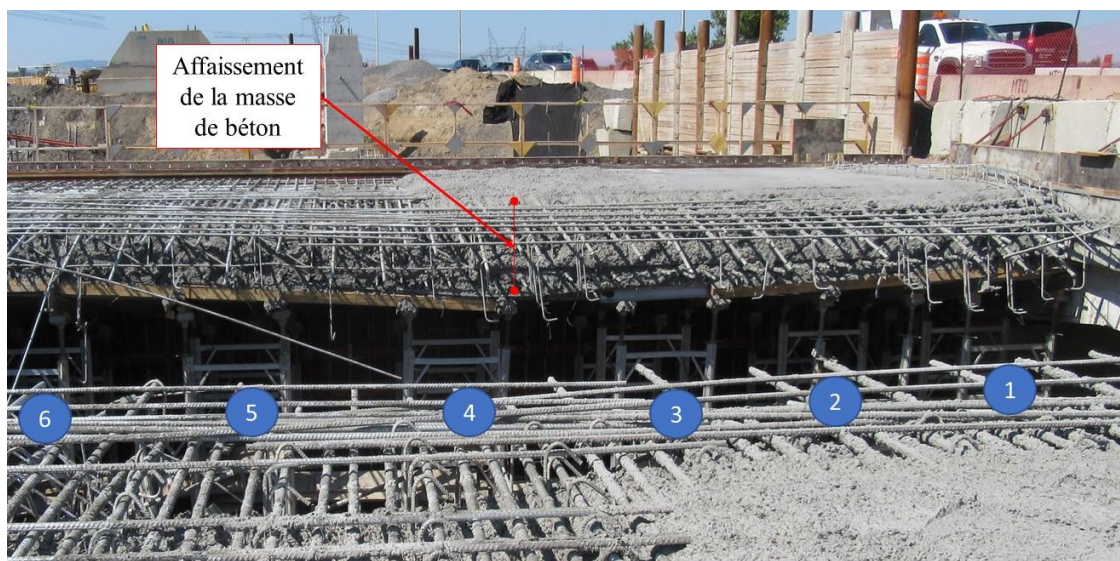


Figure 41 - Vue du côté nord de la section effondrée comprenant la numérotation des cadres d'étaie
Source : CNESST

4.2.9 Capacité portante du sol

- Le plan d'étaie conçu par [T] mentionne que la capacité portante du sol sous les lisses de l'étaie doit être au minimum de 3000 lb/pi² soit ~150 kN/m² (**150 kPa**).

- Le 3 et le 9 juillet 2019, des essais de compacité ont été réalisés par l'entreprise Laboratoires d'expertise Québec à la demande de EBC sur les couches de remblai contrôlées du portique P-19410. Tous les essais de compacité ont été jugés conformes.
- Le 5 février 2020, une opinion géotechnique sur l'état de l'assise des étalements au portique P-19410 a été demandée par EBC à l'entreprise Laboratoires d'expertise Québec afin de déterminer la capacité portante réelle des sols sous les étalements. En conclusion de ce rapport :
- « *La capacité portante ultime des sols supports qui gouverne est celle de la couche de sable, soit 450 kPa.* »
- Selon le rapport d'expertise demandé par la CNESST, la pression transmise aux plaques d'assises carrées en bois de 762 mm x 762 mm (30 x 30 po) dépasse la capacité portante inscrite sur le plan de l'ingénieur concepteur, donnant un ratio sollicitation/résistance de 1,37 sous les charges de conception et de 1,26 sous les charges réelles. Cependant, par rapport à la capacité portante réelle du sol de 450 kPa, les ratios passent sous la valeur de 1, soit 0,46 et 0,42, respectivement.
- Ces calculs démontrent que la capacité portante du sol exigée par [T], soit 150 kPa, était inférieure à la charge exigée par la norme CSA S269.1-16 ainsi qu'à la charge réelle calculée au chantier. Toutefois, elle est inférieure à la capacité réelle du sol de 450 kPa.

4.2.9.1 La réglementation, les normes et le *Cahier des charges et devis généraux* (CCDG)

Code de sécurité pour les travaux de construction (CSTC) (S-2.1, r.4)

- L'article 2.4.1(2) du CSTC présente les documents à transmettre à la Commission de la Santé et de la Sécurité du travail avant la mise en œuvre de certains travaux. Voici un extrait de cet article :

2.4.1 [...]

2. Avant la mise en œuvre des travaux mentionnés ci-dessous, l'employeur doit transmettre à la Commission les plans, incluant les procédés d'installation et de démontage, signés et scellés par un ingénieur du fabricant:

a) [...]

b) de l'étalement des coffrages à béton;

- La section 3.3 du CSTC définit des règles à respecter en ce qui concerne les ouvrages temporaires (ex. : étalement). Voici un extrait de cette section :

§ 3.3. — Ouvrages temporaires

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, sec. III, ss. 3.2; D. 329-94, a. 29.

3.3.1. Les rampes, les plates-formes, les voies de roulement, les échafaudages et autres ouvrages temporaires doivent être conçus et construits selon des méthodes éprouvées, de façon à éviter tout risque d'effondrement ou tout autre danger d'accident.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 3.2.1; D. 329-94, a. 29.

3.3.2. Tout ouvrage temporaire doit être suffisamment contreventé afin de résister à toutes les charges susceptibles d'y être appliquées pendant la construction, la réfection ou la démolition.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 3.2.2; D. 329-94, a. 29

3.3.3. Tout ouvrage temporaire réalisé aux fins d'appuyer une partie d'une construction permanente jusqu'à ce que cette dernière suffise à s'appuyer d'elle-même, doit être conçu, construit, appuyé et contreventé afin de résister à toutes les charges qui pourraient y être appliquées.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 3.2.3; D. 329-94, a. 29.

- La section 2.13 du CSTC définit des règles à respecter en ce qui concerne les éléments d'étalement (vérins, étais de bois, échafaudages d'étalement). Voici un extrait de cette section :

§ **2.13.** — Éléments d'étalement

(...)

2.13.3. Échafaudages d'étalement: La résistance des matériaux qui composent les échafaudages d'étalement, et la surface d'appui des pièces de ces échafaudages doivent être conformes aux sous-sections 6.4 et 6.5.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 2.13.3.

- La section VI du CSTC définit des règles à respecter en ce qui concerne les étalements des coffrages à béton. Voici un extrait de cette section :

SECTION VI

ÉTAIEMENT DES COFFRAGES A BÉTON

§ **6.1.** — Plan d'étalement

6.1.1. Une copie du plan mentionné au sous-paragraphe b du paragraphe 2 de l'article 2.4.1, doit être conservée sur les lieux du chantier pour toute la durée des travaux.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.1.1.

(...)

6.1.3. Le plan d'étalement doit faire mention expressément de toutes les informations relatives à la pose de l'étalement; ce plan doit contenir notamment les informations suivantes:

- 1° l'espacement des éléments porteurs;
- 2° le contreventement;
- 3° les dimensions des pièces;
- 4° les charges de calcul;
- 5° la résistance des matériaux;
- 6° la surface d'appui;
- 7° la méthode de mise en place du béton;

8° toute autre information dont a tenu compte l'ingénieur qui a signé les plans.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.1.3; D. 1413-98, a. 26.

§ 6.2. — Mise en place du béton

6.2.1. Avant de procéder à la mise en place du béton, l'employeur doit:

a) obtenir d'un ingénieur:

i. une déclaration signée et scellée attestant que l'ouvrage répond en tous points au plan d'étalement transmis; et

ii. l'autorisation de procéder à la mise en place du béton;

b) transmettre immédiatement une copie de cette déclaration à la Commission; et

c) conserver une copie de cette déclaration sur le chantier.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.2.1; D. 1959-86, a. 73.

(...)

§ 6.4. — Matériaux

6.4.1. Toutes les pièces du coffrage et de l'étalement doivent être calculées pour supporter:

a) la charge statique des coffrages;

b) la charge statique du béton et des matériaux enrobés;

c) une surcharge verticale minimale, uniformément répartie de 2 400 N/m² ou plus selon l'exigence de l'ingénieur; et

d) une surcharge horizontale minimale uniformément répartie de 1 500 N/m² de projection verticale ou plus selon l'exigence de l'ingénieur.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.4.1.

(...)

§ 6.6. — Éléments d'étalement

6.6.1. Les vérins télescopiques en acier, les étais de bois et les échafaudages d'étalement doivent être conformes aux exigences de la sous-section 2.13.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.6.1.

6.6.2. Poteaux, solives et longerons:

1. La longueur minimale de dépassement d'une solive appuyée sur un longeron doit être d'au moins 300 mm, à moins que la solive ne soit fixée au moyen d'attaches, auquel cas la solive doit au minimum s'appuyer sur la pleine largeur du longeron.

1.1. Sur une même section linéaire du périmètre de l'étalement du coffrage d'une dalle, la longueur de dépassement des solives ou des longerons doit être égale.

2. Les longerons doivent être d'une longueur suffisante pour être soutenus par au moins 3 poteaux.

3. La continuité des longerons doit être assurée par l'une ou l'autre des façons suivantes:

a) par une pièce de bois de 50 mm d'épaisseur nominale et d'une largeur égale à la plus petite des largeurs du longeron ou de la tête du vérin télescopique et d'une longueur permettant l'assujettissement solide aux 2 longerons lorsque les poteaux sont placés immédiatement sous le joint des longerons et que:

- i. des vérins télescopiques à semelle de 100 × 100 mm ou 100 × 150 mm sont utilisés; ou
- ii. des longerons de 100 mm de largeur sont utilisés;

b) par une pièce de même section que celle des longerons clouée à ceux-ci et de longueur suffisante pour être supportée par au moins 2 poteaux lorsque les poteaux sont placés de chaque côté du joint mais non à l'extrémité des longerons;

c) par la semelle du vérin télescopique si ses dimensions sont suffisantes pour le faire, soit lorsque:

- i. des vérins télescopiques à semelle de 100 × 200 mm sont utilisés;
- ii. des longerons de 100 × 100 mm sont utilisés; et
- iii. les poteaux sont placés immédiatement sous le joint des longerons.

4. Les poteaux doivent être fixés, puis appuyés et liés solidement à chaque extrémité.

5. Les coffrages des poutres en béton armé doivent être soutenus par au moins 2 rangées de poteaux.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.6.2; D. 1413-98, a. 27.

§ 6.7. — Contreventement

6.7.1. Contreventement horizontal:

1. Un contreventement horizontal doit être placé dans 2 directions horizontales perpendiculaires à chaque poteau de tout étaielement lorsque:

- a) ce poteau a plus de 1,8 m et qu'il est posé sur le sol;
- b) ce poteau a plus de 3,5 m et qu'il repose sur une dalle de béton.

2. Le contreventement horizontal doit être placé:

- a) aussi près que possible de la mi-hauteur des poteaux à moins que les calculs de flambage n'indiquent un autre point; et
- b) lorsque les poteaux ont 5,5 m ou plus, à des hauteurs ne dépassant pas 2,7 m entre ce contreventement et:

- i. la base ou la tête du poteau; ou
- ii. un autre contreventement sur un même poteau.

3. Les contreventements requis au paragraphe 1 peuvent être omis si l'ingénieur qui a fait les calculs nécessaires au plan d'étaielement des coffrages à béton indique sur les plans déposés qu'il les juge non-requis.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.7.1; N.I. 2014-01-01.

6.7.2. Contreventement diagonal: À toutes les 4 rangées de vérins télescopiques, un contreventement en diagonale placé à 45° doit être installé dans 2 plans verticaux

perpendiculaires. Ce contreventement doit être fait alternativement de haut en bas et de bas en haut.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.7.2.

6.7.3. Les échafaudages d'étaie et les constructions sur lesquels les charges imposées ne sont pas axiales, doivent être contreventés de façon à en assurer la solidité.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.7.3.

6.7.4. Un seul vérin télescopique en hauteur doit être utilisé dans un même étaie.

R.R.Q., 1981, c. S-2.1, r. 6, a. 6.7.4.

Norme CSA S269.1-16 – Ouvrages provisoires et coffrages

- La norme CSA S269.1-16 – Ouvrages provisoires et coffrages « énonce les règles et les exigences relatives à la conception, la fabrication, le montage, l'inspection, les essais, l'entretien et l'utilisation de matériaux, des éléments et des systèmes d'ouvrages provisoires et de coffrages qui sont installés de manière à offrir un appui vertical et latéral temporaire ou à contenir le béton fraîchement coulé pour les bâtiments et autres ouvrages qui sont construits, modifiés ou réparés. »
- Le chapitre 5 énonce les charges appliquées aux composants et assemblages d'ouvrages provisoires et de coffrages et précise les cas de charge à prendre en considération dans les calculs des ouvrages provisoires et des coffrages.

Ce chapitre présente notamment les charges auxquelles les composants et assemblages d'ouvrages provisoires et de coffrages sont soumis :

Charge	Description	Direction
DL	<i>Poids propre de l'équipement</i>	<i>V</i>
C	<i>Poids du béton armé</i>	<i>V</i>
LL	<i>Surcharge due à la présence des travailleurs</i>	<i>V</i>
H	<i>Charges horizontales</i>	<i>H</i>
W	<i>Charge due au vent</i>	<i>V/H</i>
P	<i>Pression exercée par le béton</i>	<i>H</i>
E	<i>Charges environnementales</i>	<i>V/H</i>
CL	<i>Autres charges dues à la construction</i>	<i>V/H</i>
ML	<i>Charges matérielles</i>	<i>V</i>
PT	<i>Charges dues à la post-tension</i>	<i>V/H</i>

V = Vertical

H = Horizontal

Figure 42 : Charges appliquées aux ouvrages provisoires et aux coffrages
Source : Norme CSA S269.1-16 – Ouvrages provisoires et coffrage

- Le chapitre 6 « décrit les méthodes d'analyse et de calculs des composants et des systèmes d'ouvrage provisoire et de coffrage pour les conditions de chargement décrites au chapitre 5. Il énonce les exigences de calculs minimales applicables aux systèmes et aux composants d'ouvrage provisoire et de coffrage. »

Il énonce notamment à la section 6.2.1 – Considérations relatives au calcul :

6.2.1.1 Généralités

Les composants et les assemblages d'ouvrages provisoires et de coffrage doivent être conçus, construits et supportés de manière à pouvoir résister à toutes les charges et les forces auxquelles ils sont susceptibles d'être soumis.

6.2.1.2 Stabilité

Le système doit pouvoir résister au renversement, au soulèvement, et au glissement pour toutes les conditions de chargement décrites dans cette norme.

6.2.1.2 Résistance

Le système et tous ses composants doivent être conçus pour résister aux effets combinés des charges les plus importantes, comme précisé dans cette norme.

Norme CSA S16.14 – Règles de calcul des charpentes en acier

- La section 14.7 - Résistance à la rotation aux points d'appui stipule que :
« *Les poutres et les poutres-maîtresses ne doivent pas pouvoir tourner sur leurs axes longitudinaux aux points d'appui.* »
- La section 8.2.3 - Constructions sur appuis simples stipule que
« *[...] La résistance aux charges latérales, y compris les effets de stabilité, doit être assurée grâce à un système approprié de contreventement ou de murs de refend, ou en concevant une partie de la charpente en construction reliée de manière rigide ou semi-rigide.* »

Cahier des charges et devis généraux (CCDG) - Édition 2018

- Le CCDG, à la section 6.6.3 – Plans d'ouvrages provisoires, mentionne ce qui suit au sujet des plans d'ouvrages temporaires :
« *Les plans d'ouvrage provisoires décrivent la méthode préconisée pour permettre la construction ou la réparation d'un ouvrage permanent. De façon non limitative, ce sont les plans des ouvrages suivants :[...] étaient, [...] »*
« *Les plans d'ouvrages provisoires sont remis au Ministère pour information... »*
« *Le Ministère ne fournit généralement pas les plans des ouvrages provisoires.* »
- Le CCDG, à la section 15.4.3.1 – Coffrages, mentionne ce qui suit au sujet des coffrages et de leur mise en œuvre :

« Les coffrages, y compris leur mise en œuvre, doivent être conformes à la norme CSA S269.1 - Ouvrages provisoires et coffrages .»

« Lorsque l'entrepreneur doit fournir des plans d'ouvrages provisoires pour les coffrages, après leur construction, et après leur inspection par un ingénieur membre de l'Ordre des ingénieurs du Québec, et avant le bétonnage, il doit remettre au surveillant un avis écrit, signé par cet ingénieur indiquant que les coffrages construits sont conformes aux plans soumis. Cet avis doit aussi mentionner la date et l'heure de l'inspection.

Les coffrages doivent être fixes, pourvus de contreventements et supportés pour soutenir les charges, tout en conservant leurs alignements et contours. Les coffrages doivent être étanches. »

4.3 Énoncés et analyse des causes

4.3.1 Le tablier du portique s'effondre partiellement à la suite du déversement latéral d'une des poutres composant l'étalement

Le 22 août 2019, au moment de l'accident, le béton composant le tablier du portique P-19410 est liquide et donc, la structure ne peut pas se supporter d'elle-même. Plusieurs couches de béton sont appliquées sur le tablier, conférant une charge au niveau du coffrage et des étalements, puis au sol. Les couches de béton débutent de l'est vers l'ouest. Des 1005 m³ prévus pour le bétonnage complet du tablier, 440 m³ sont déversés dans les coffrages. La 6^e et dernière couche de béton est appliquée sur une distance d'environ 4,7 m à partir de l'est. Il n'y a pas de béton sur la partie ouest du tablier.

L'expert explique que lors d'une coulée de béton, la charge de béton est reportée sur les assises de bois sous les jambes des cadres d'étalement. Le sol se déforme alors élastiquement et les plaques de bois sous les jambes des cadres s'enfoncent dans le sol.

Lors de l'accident, comme la zone de bétonnage à l'est du pont d'étagement était complétée (pleine épaisseur de béton), les cadres d'étalement plus lourdement chargés se sont enfoncés dans le sol alors que ceux moins chargés ou exempts de charge (à l'ouest) n'ont pratiquement pas bougé verticalement. Cela a généré un gradient de déplacement de l'est vers l'ouest. Inévitablement, la partie supérieure du système d'étalement s'est inclinée pour s'ajuster à ce gradient.

L'expert mentionne qu'il est difficile d'établir avec certitude la cause qui a mené à l'effondrement du portique P-19410. Cependant, l'ensemble des lacunes constatées au niveau du contreventement a globalement créé un système d'étalement instable. Seule la friction entre divers composants du système d'étalement assurait une certaine stabilité. Le mode de rupture de l'étalement, de type « rupture subite » (moins de 2 secondes entre le début de l'effondrement et la fin), confirme ce propos.

L'expertise effectuée démontre l'importance du contreventement et les conséquences de son absence ou de lacunes à son égard. Les quatre éléments évoqués dans le présent rapport pour expliquer l'effondrement du tablier du portique P-19410 font tous état de contreventement inadéquat au niveau des poutres composant l'étalement :

- contreventement central inadéquat des poutres W410x100;
- contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W410x100;
- contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W250;
- contreventement inadéquat des poutres Jasco.

Comme l'étalement était globalement instable, le différentiel de déplacement de l'étalement créé par la présence de béton à l'est du tablier peut avoir causé une instabilité au niveau d'une des poutres du système d'étalement, et avoir provoqué son déversement. Ce déversement a pu entraîner l'effondrement partiel du tablier.

En résumé, l'instabilité de l'ouvrage temporaire, créée par le contreventement insuffisant de plusieurs composants, conjuguée à un élément déclencheur déstabilisateur a provoqué le déversement d'une des poutres de l'étalement et conduit à l'effondrement partiel du tablier du portique P-19410.

Cette cause est retenue.

4.3.2 La conception de l'étalement comporte des lacunes quant au contreventement de plusieurs poutres, rendant la structure instable

La conception d'ouvrages temporaires commande des calculs complexes et élaborés. Sa mise en place requiert des moyens matériels particuliers, exigeant une certaine expertise de la part des ingénieurs et des entrepreneurs.

La construction de la section ouest du portique P-19410 impliquait la conception et la construction d'un ouvrage temporaire (étalement) pour soutenir le béton, le temps qu'il durcisse et que la structure permanente se supporte d'elle-même. Le CSTC exige que le plan d'étalement de coffrage à béton soit signé et scellé par un ingénieur.

L'entreprise Coffrages L.D., responsable des travaux de coffrage et de coulée de béton du portique, a engagé un [...], M. [T] de [...], pour la conception du plan d'étalement du tablier du portique P-19410. Cette structure temporaire a été construite entre le 8 juillet et le 11 août 2019. L'installation des coffrages et de l'étalement a été exécutée conformément au plan et aux directives émis sur le chantier, ce qui a été attesté par [T] le 14 août 2019.

Or, l'expertise effectuée à la suite de l'accident montre qu'il y avait des lacunes dans le plan de conception au niveau de la stabilité de plusieurs composants de l'étalement.

Selon la norme *CSA S16-14 - Règles de calcul des charpentes en acier*, « *Les poutres et les poutres-maîtresses ne doivent pas pouvoir tourner sur leurs axes longitudinaux aux points d'appuis.* ». En effet, lorsqu'une poutre n'est pas adéquatement supportée latéralement, la pleine résistance de la section ne peut être développée. La résistance de la poutre est alors limitée par sa résistance au déversement. Il s'agit d'un phénomène d'instabilité globale de la pièce qui dépend des propriétés mécaniques du matériau utilisé ainsi que de la géométrie de la pièce.

Un moyen d'augmenter la résistance au déversement d'une poutre est de prévoir des supports latéraux intermédiaires entre les appuis. Pour une poutre sans support intermédiaire, la longueur entre les supports latéraux correspond à la distance entre les appuis.

Pour stabiliser une poutre à l'appui, il faut bloquer la rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre en utilisant, par exemple, des contreventements (voir exemples à la figure 33).

L'utilisation d'éléments horizontaux pour empêcher la rotation aux appuis, comme ce qui a été réalisé pour les poutres W410x100 de l'étalement du portique P-19410, est une solution acceptable pourvu que les efforts générés pour stabiliser aient un exutoire, c'est-à-dire un élément qui permet de décharger les pièces de leurs efforts horizontaux. En effet, la force qui se développe dans les membrures stabilisatrices, comme toute force horizontale, doit être transférée au sol ou à tout autre élément capable de reprendre cet effort (par exemple, une culée de béton déjà en place). Habituellement, cet effort est transféré aux appuis des poutres par l'intermédiaire d'un contreventement en X ou en V, puis aux cadres qui transfèrent à leur tour

cet effort au sol. Or, la conception de l'étaieement du portique P-19410 ne comprenait pas d'exutoire.

Pour stabiliser globalement la structure de l'étaieement du portique P-19410, le coffrage doit être attaché aux poutres W410x100. Par exemple, un élément agissant comme diaphragme, comme un contreplaqué en bois, doit être connecté aux solives Aluma qui elles, doivent être connectées aux poutres W410x100. Si aucun élément de la structure ne peut agir comme diaphragme, les solives Aluma, les poutres W410x100 et les poutres W250x33 doivent être retenues par un système de contreventement horizontal. Pour transmettre l'effort vers le sol, les poutres doivent ensuite être reliées aux cadres d'étaieement. Ces derniers doivent également être adéquatement stabilisés à l'aide d'un système de contreventement. Ces cadres doivent par la suite être fixés à des supports (assises) qui seront en mesure de transmettre les charges latérales et verticales au sol. De cette façon, l'effort latéral est en mesure de cheminer à travers tous les éléments du système d'étaieement jusqu'à être transmis au sol.

Il ressort de l'expertise que le contreventement était déficient au niveau de plusieurs composants de l'étaieement, notamment des W410x100, des W250, des poutres Jasco et des cadres d'étaieement. De plus, il n'y avait pas de système de reprise des efforts latéraux (exutoire) rendant ainsi la structure d'étaieement instable et vulnérable au déversement d'une poutre. Ces éléments font état d'une conception déficiente quant au contreventement.

Cette cause est retenue.

SECTION 5

5 CONCLUSION

5.1 Causes de l'accident

- Le tablier du portique s'effondre partiellement à la suite du déversement latéral d'une des poutres composant l'étalement.
- La conception de l'étalement comporte des lacunes quant au contreventement de plusieurs poutres, rendant la structure instable.

5.2 Suivi de l'enquête

La CNESST informera l'Ordre des ingénieurs du Québec des conclusions de l'enquête.

Afin d'éviter qu'un tel accident se reproduise, la CNESST informera des conclusions de son enquête l'Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec et l'Association Québécoise de l'industrie de l'échafaudage.

ANNEXE A**Les accidentés**

Nom, prénom : [V]
Sexe : [...]
Âge : [...]
Fonction habituelle : [...]
Fonction lors de l'accident : Cimentier-applicateur
Expérience dans cette fonction : [...]
Ancienneté chez l'employeur : [...]
Syndicat : [...]

Nom, prénom : [W]
Sexe : [...]
Âge : [...]
Fonction habituelle : [...]
Fonction lors de l'accident : Cimentier-applicateur
Expérience dans cette fonction : [...]
Ancienneté chez l'employeur : [...]
Syndicat : [...]

Nom, prénom : [X]

Sexe : [...]

Âge : [...]

Fonction habituelle : [...]

Fonction lors de l'accident : Cimentier-applicateur

Expérience dans cette fonction : [...]

Ancienneté chez l'employeur : [...]

Syndicat : [...]

ANNEXE B**Liste des personnes et témoins rencontrés****Ministère des Transports du Québec**

- M. Francis Gauvin, coordonnateur de projet Direction Projet

EBC inc.

- M. [Y], [...]
- M. [Z], [...]
- M. [A1], [...]
- Mme [B1], [...]
- M. [H], [...]
- M. [K], [...]
- M. [C1], [...]
- M. [D1], [...]

Coffrages L.D. inc.

- Mme [M], [...]
- M. [O], [...]
- M. [Q], [...]
- M. [N], [...]
- M. [V], [...]
- M. [X], [...]
- M. [W], [...]
- M. [E1], [...]

[...]

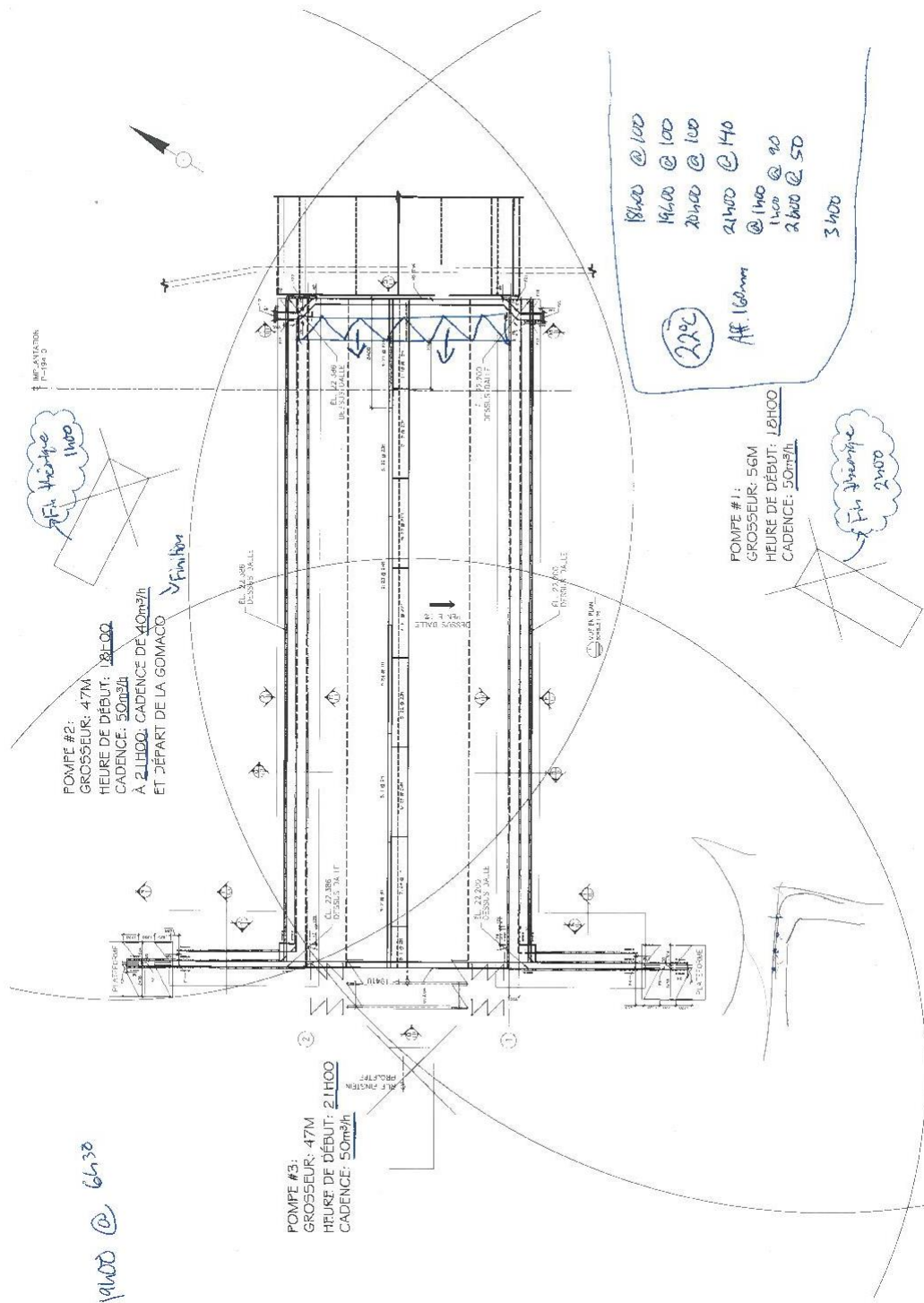
- M. [T], [...]

Autres

- M. [F1], [...], Excavations C.A.T.
- M. [S], [...], SSTConsultants
- M. [U], [...], CIMA+
- M. [G1], [...], SSTConsultants
- M. [H1], [...], Construction Temporaire et Durable (CTD)
- M. [I1], [...], SSTConsultants

ANNEXE C

Plan de bétonnage du tablier P-19410 direction sud — Coffrages L.D. inc.



ANNEXE D

Relevé météorologique — Environnement Canada

Rapport de données horaires pour le 22 août 2019

Toutes les heures sont exprimées en heure normale locale (HNL). Pour convertir l'heure locale en heure avancée, ajoutez 1 heure s'il y a lieu.

QUEBEC/JEAN LESAGE INTL QUÉBEC

Opérateur de station opérationnelle : ECCC - SMC

Latitude :	46°48'13,000" N	Longitude :	71°22'54,000" O	Altitude :	60,00 m
ID climatologique :	7015001	ID de l'OMM :	71714	ID de TC :	WQB

Rapport de données horaires pour le 22 août 2019

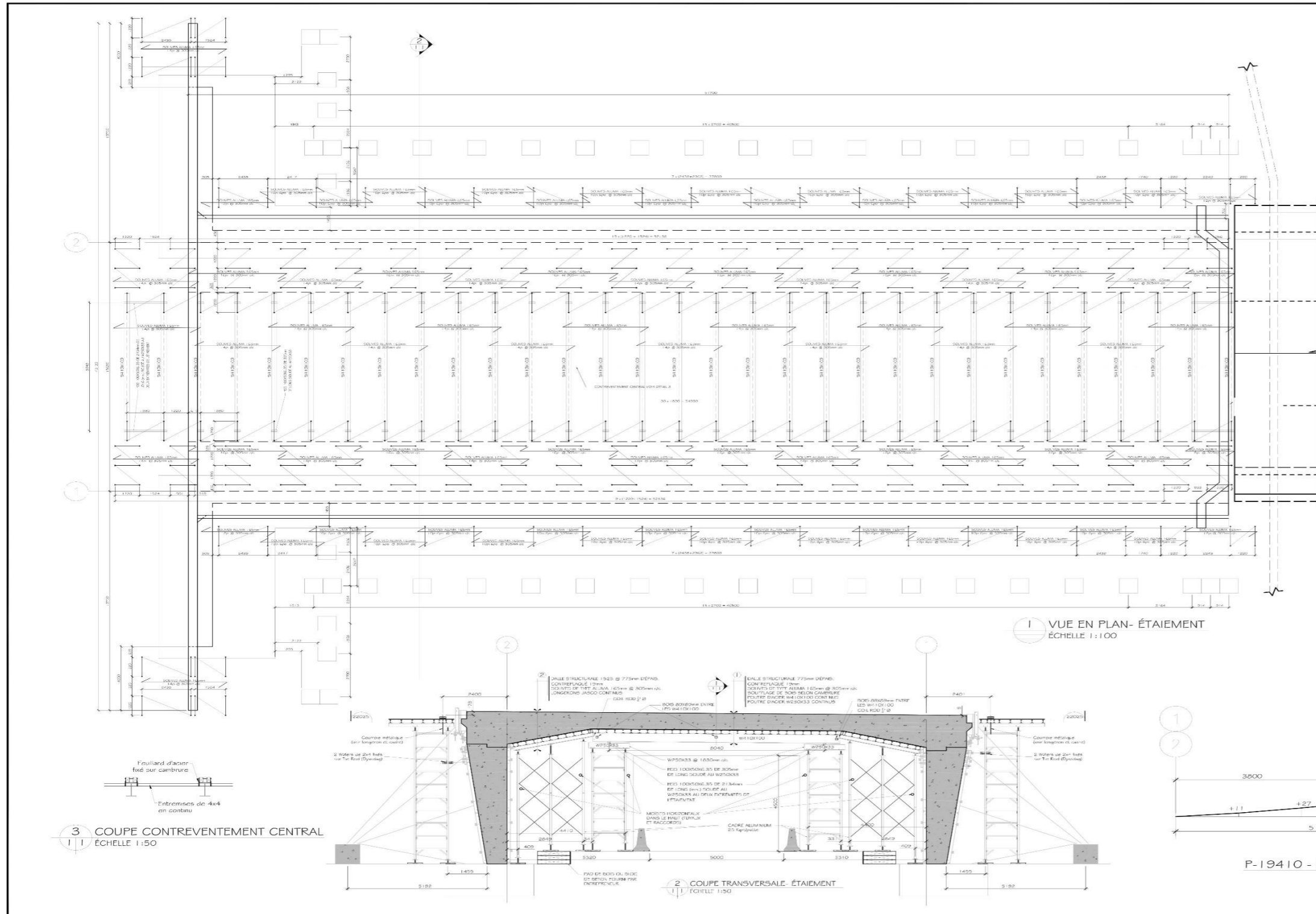
HEURE	Temp. °C	Point de rosée °C	Hum. rel. %	Dir. du vent 10's deg	Vit. du vent km/h	Visibilité km	Pression à la station kPa	Hmdx	Refr. éolien	Météo
00:00	18,6	18,1	97	33	2		99,96			ND
01:00	18,6	18,3	98	8	5		99,83			ND
02:00	18,7	18,2	97	33	10		99,86			ND
03:00	19,1	18,5	96	19	6		99,76			ND
04:00	18,9	18,4	97	33	1		99,77			ND
05:00	19,3	18,7	96	22	4		99,77			ND
06:00	19,8	19,1	95	23	8		99,79			ND
07:00	20,2	19,3	94	24	9		99,80	27		ND
08:00	21,0	18,7	87	25	18		99,81	28		ND
09:00	21,5	17,9	80	26	18		99,85	27		ND
10:00	22,4	17,2	72	25	17		99,90	28		ND
11:00	23,0	16,3	66	25	18		99,92	28		ND
12:00	23,3	15,5	62	26	17		99,95	28		ND
13:00	24,2	14,8	56	24	20		99,97	28		ND
14:00	24,0	13,7	53	27	23		99,96	27		ND
15:00	23,0	12,7	52	28	18		99,99	26		ND
16:00	23,4	12,6	51	29	16		100,00	26		ND
17:00	22,8	11,3	48	27	16		100,02	25		ND
18:00	21,1	13,0	60	26	5		100,05			ND
19:00	17,1	11,7	70	26	8		100,08			ND
20:00	17,3	11,7	70	30	9		100,15			ND
21:00	16,5	11,1	71	30	9		100,17			ND
22:00	14,7	10,8	78	20	1		100,20			ND
23:00	16,4	11,1	71	29	4		100,26			ND

Légende

- E = Valeur estimée
- M = Données manquantes
- ND = Non disponible

ANNEXE E

Plan d'étaieiment



NOTES GÉNÉRALES

INDIQUER EN CONCEPT ON OUI, NON, AUCUN
 *VÉRIFIER LES MODIFICATIONS DE CE PLAN EFFECTUÉES AU COURS DE LA CONSTRUCTION
 *L'APPRECIATION DE L'ÉTAT DE LA STRUCTURE EST LA RÉSPONSABILITÉ DE L'INGÉNIEUR CONCEPTEUR AU PRÉALABLE
 *LA DURÉE DE VIE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS A ÉTÉ DÉTERMINÉE EN FONCTION DE LA DURÉE DE VIE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURELS
 *CHARGE PORTANTE MINIMUM DU SOL SUR LE SOL DU 2^e ÉTAGE X 2 (2) SUR LE SOL DU 1^{er} ÉTAGE
 *ACCROCHE DES ÉTANDEMENTS 2X10" SUR LE SOL DU 2^e ÉTAGE X 2 (2) SUR LE SOL DU 1^{er} ÉTAGE
 *LES CAMBRURES (C) RÉALISER AU MOUVANT DE LA CONSTRUCTION ET LES CAMBRURES (L) LORS DE LA MISE EN ŒUVRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS
 *HORS D'ŒUVRE, LES ÉLÉMENTS STRUCTURELS DOIVENT ÊTRE RÉVISÉS AVANT LA DALE, EXCEPTÉ DU ALTEMENT RÉVISÉ SUR LES PLANS
 *MÉCANISME D'ÉQUILIBRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS DOIT ÊTRE RÉVISÉ AVANT LA DALE
 *LES ÉLÉMENTS STRUCTURELS DOIVENT ÊTRE RÉVISÉS AVANT LA DALE, EXCEPTÉ DU ALTEMENT RÉVISÉ SUR LES PLANS
 *LES ÉLÉMENTS STRUCTURELS DOIVENT ÊTRE RÉVISÉS AVANT LA DALE, EXCEPTÉ DU ALTEMENT RÉVISÉ SUR LES PLANS
 *LES ÉLÉMENTS STRUCTURELS DOIVENT ÊTRE RÉVISÉS AVANT LA DALE, EXCEPTÉ DU ALTEMENT RÉVISÉ SUR LES PLANS

DONNÉES GÉNÉRALES DES SUPPORTS

NOUVEAU	EXISTANT	CAPACITÉ (K.N. 3.1)
6" Ø	8" Ø	300000
8" Ø	10" Ø	400000
10" Ø	12" Ø	500000
12" Ø	14" Ø	600000

MÉCANISME D'ÉQUILIBRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

NOUVEAU: ÉQUILIBRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS
 EXISTANT: ÉQUILIBRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURELS

CONTREVENTEMENT

*CONTREVENTEMENT EN DIAGONAL PLACÉ @ 45° DOIT ÊTRE INSTALLÉ DANS 2 P. ANS
 *CONTREVENTEMENT EN DIAGONAL PLACÉ @ 45° DOIT ÊTRE INSTALLÉ DANS 2 P. ANS
 *CONTREVENTEMENT EN DIAGONAL PLACÉ @ 45° DOIT ÊTRE INSTALLÉ DANS 2 P. ANS
 *CONTREVENTEMENT EN DIAGONAL PLACÉ @ 45° DOIT ÊTRE INSTALLÉ DANS 2 P. ANS

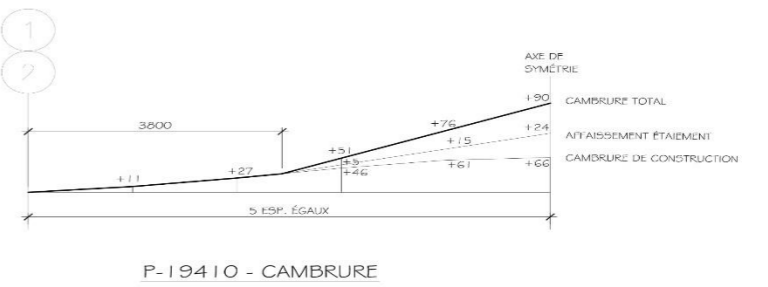
CALCULS

LE CALCUL DES CHARGES (EST) BASE SUR:
 CHARGE DU BÉTON: 150lb/ft³
 CHARGE DU COFFRAGE: 1 lb/ft²
 SURCHARGE VERTICALE: 30lb/ft²

CHARGE UNITAIRE (PSF) LIN. DU BÉTON	CHARGE SUR SUPPORTS (lb)		CONTRAINTES			
	MAX. ACTUEL	MAX. PERMIS	SOLIVES		LONGERONS	
			FIBRE EXT.	CISAIL.	FIBRE EXT.	CISAIL.
1 440 lb/ft ²	88 800	90 000	ALUM 1 1/2" x 6" @ 300 ul	3440		
4 500 lb/ft ²	90 000	90 000	ALUM 1 1/2" x 6" @ 300 ul	3440		

NOTE POUTRE ALUMA

NO.	DESCRIPTION	POURTE	CHARGE (LBS/FT LIN. F. 5) 2. 2	
			ACTUELLE	PERMISE
1	SOLIVES	6" Ø	400	370
2	LONGERONS	3" Ø	3500	3000
3	SOLIVES	5" Ø	700	2250



**PORTIQUE
- 19410 -
HENRI IV**

Site: AUTOROUTE HENRI IV AU DESSUS DE LA RUE EINSTEIN
 Client: EBC Inc.
 No contrat: 18-08-01

12-07-2019 RÉVISION #1
 10-07-2019 POUR CONSTRUCTION
 JJ-MM-AAAA RÉVISION(S)

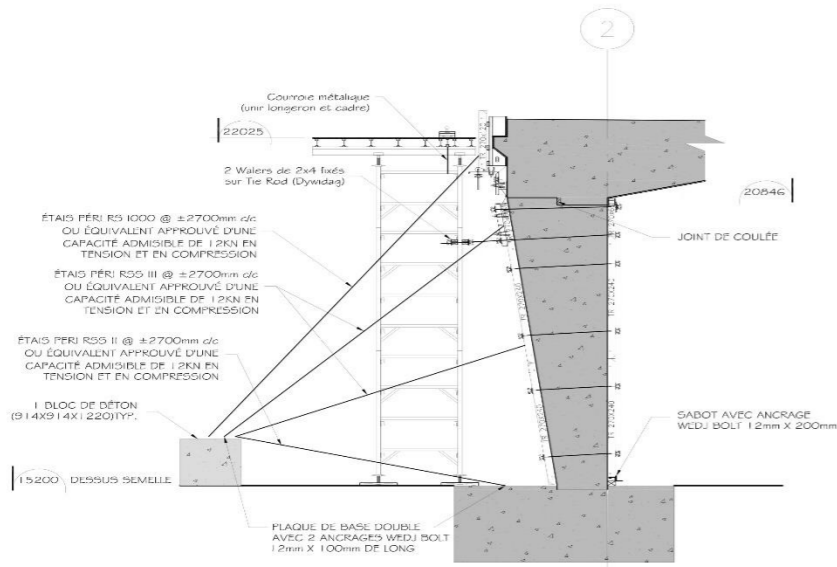


2621, ave de la Rotonde
 Charly (Qc)
 G6X 2M2
 Tél.: (418) 832-7070
 Téléc.: (418) 832-5304

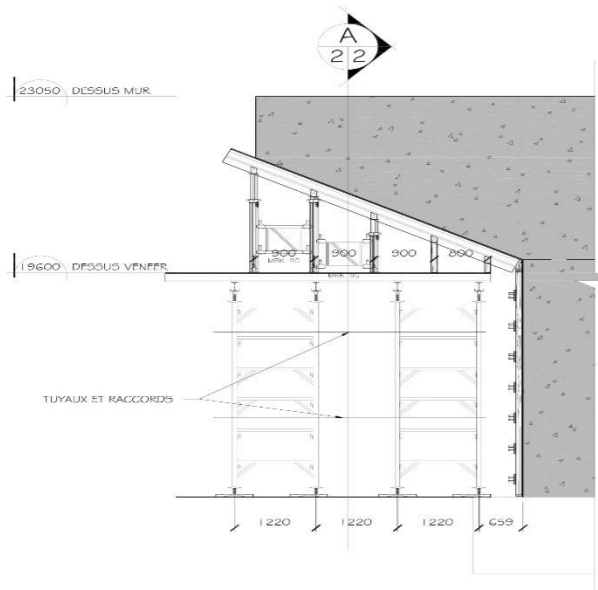
**ÉTAIEMENT
- PLAN & COUPE -**

Échelle: INDIQUÉE
 Date: 12 JUILLET 2019
 Dessiné par: O
 Conçu par: T

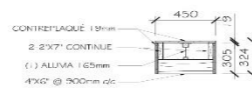
Doc: 1
 2
 Dossier: LD-18-08-01



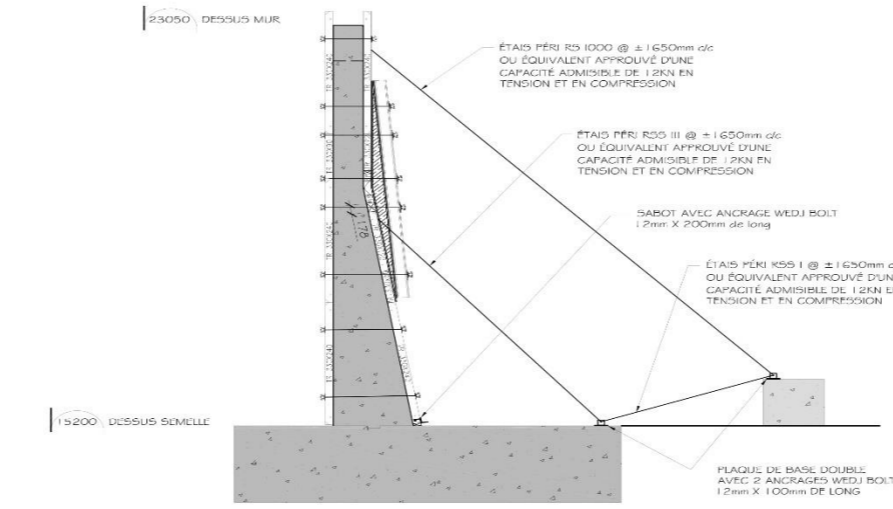
1 DÉTAIL TYPE BÉQUILLE LA PLUS HAUTE
ÉCHELLE 1:50



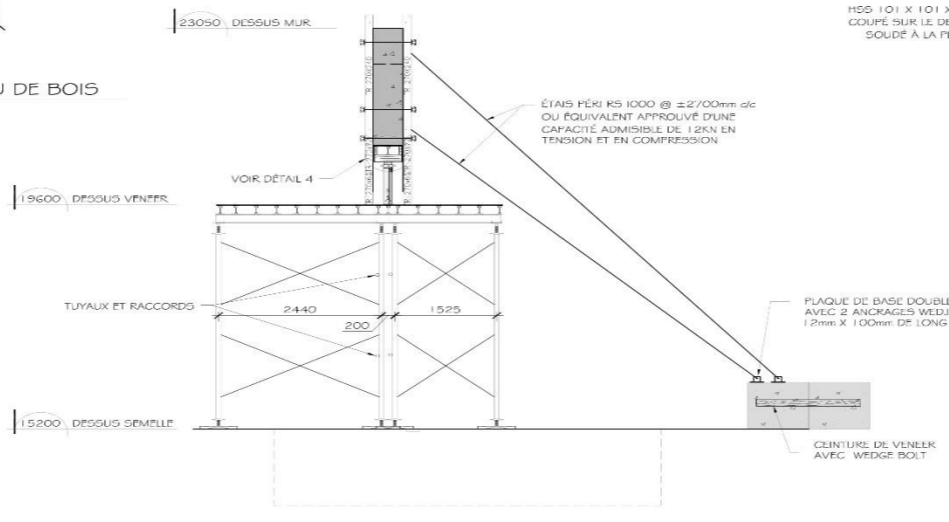
3 ÉLÉVATION TYPE MUR DE RETOUR
ÉCHELLE 1:50



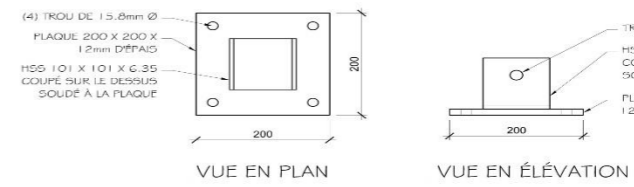
4 DÉTAIL PANNEAU DE BOIS
ÉCHELLE 1:25



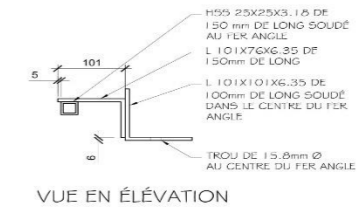
2 DÉTAIL TYPE MUR DE RETOUR
ÉCHELLE 1:50



A COUPE MUR DE RETOUR
ÉCHELLE 1:50



5 PLAQUE DE BASE DOUBLE
ÉCHELLE 1:5



4 SABOT
ÉCHELLE 1:5

NOTES GÉNÉRALES

• NORMES DE CONCEPTION: CSA A23.1-17C
 • TOUTES MODIFICATIONS DE CE PLAN EFFECTUÉES AU CHANTIER NÉCESSITENT L'APPROBATION DE L'INGÉNIEUR CONCEPTEUR AU PRÉALABLE.
 • OUVERTURE DES VIDS DES CADRES PRÉVUS DANS LES CALCULS - INFÉRIEUR À 1 PIED (305mm)
 • CAPACITÉ PORTANTE MINIMUM DU SOL SOUS LES LUSSES: 3000lb/ft²
 • ÉPAISSEUR DES ÉTAIEMENTS: 2X1'0" SUR LE SOL, OU 2" X 2" X 2'3" SUR LE SOL OU SUR LE BÉTON
 • LES CAMBRURES @ RÉALISER AU MOMENT DE LA CONSTRUCTION ET LES CAMBRURES @ LONGS TERME DOIVENT ÊTRE SPÉCIFIÉES PAR L'INGÉNIEUR DU PROJET
 • LES COLONNES, LES MURS, ETC, DEVRAIENT ÊTRE BÉTONNÉS 24HEURES AVANT LA DALLE, EXCEPTÉ OU AUTREMENT INDICQUÉ SUR LES PLANS
 • BÉTONNAGE: L'INGÉNIEUR DOIT CERTIFIER PAR ÉCRIT QUE LE TRAVAIL PROVISOIRE A ÉTÉ EFFECTUÉ SELON LES PLANS APPROUVÉS @ CHAQUE COULÉE, CONFORMÉMENT AUX RÈGLEMENTS PROVINCIAUX APPLICABLES
 • DES CALES D'APPUI SONT REQUIS DANS LE CAD OÙ L'ASSISE EST INCLINÉE
 • MÉTHODE DE BÉTONNAGE: GRUI ET GOUT, POMPÉ À BÉTON OU CONVOYEUR
 DONNÉES GÉNÉRALES DES SUPPORTS:
 • VÉRINS: HAUTEUR CAPACITÉ (T.S. 3:1)
 6'-0" 3000LBS
 8'-0" 4000LBS
 10'-0" 5000LBS
 12'-0" 6000LBS
 • ÉCHAFAUDS: CAPACITÉ/PATR.: 25 000LBS (T.S. 3:1)
 • BOIS: 5-4 P NO. 1 NO. 2
 FIBRE EXT. 1 500lb/ft²
 CISELLEMENT 90lb/ft²
 CSA 910 096 01
 CONTREPLAQUE 3/4" 7 PLY B.C. SAPIN
 CONTREVENTEMENT:
 • CONTREVENTEMENT EN DIAGONAL PLACÉ @ 45° DOIT ÊTRE INSTALLÉ DANS 2 PLANS VERTICAUX @ TOUTES LES 4 RANGÉES DE VÉRINS
 • UN CONTREVENTEMENT HORIZONTAL DOIT ÊTRE PLACÉ DANS 2 DIRECTIONS @ CHAQUE VÉRIN DE TOUT ÉTAIEMENT QUAND CE VÉRIN EST DE PLUS DE 12' DE HAUTEUR
 • DES NOISES HORIZONTALES SONT REQUIS QUAND PLUS DE TROIS SECTIONS D'ÉCHAFAUDS SONT EMPLOYÉES

Projet: **PORTIQUE - 19410 - HENRI IV**

Site: AUTOROUTE HENRI IV AU DESSUS DE LA RUE EINSTEIN

Client: EBC Inc.

No contrat: 18-08-01

12-07-2019 RÉVISION # 1
 30-05-2019 POUR CONSTRUCTION
 JU-AM-AAAA RÉVISION(S)

COFFRAGE L.D.

2621, ave de la Rotonde Charmy (Qc)
 GGX 2M2
 Tél.: (418) 832-7070
 Téléc.: (418) 832-5304

Titre: **ÉTAIEMENT - DÉTAILS -**

Échelle: INDIQUÉE
 Date: 5 JUIN 2019
 Dessiné par: 0
 Préparé par: T

Feuille: 2/2
 Dossier: ID-18-0501

ANNEXE F

Rapport d'expertise



EXPERTISE PORTIQUE P-19410-Ouest

Réf. L2C02191005

Expertise expliquant l'effondrement du tablier du portique
P-19410-Ouest sur l'autoroute Henri IV au-dessus de
la rue Einstein

**Commission des normes, de l'équité, de la santé
et de la sécurité du travail (CNESST)**

Rapport d'expertise

Contrat DA728605

Jean-Philippe Carrier, ing.
Julien Leclerc, ing., M. Sc.
L2C EXPERTS-CONSEILS QUÉBEC
966 Chemin Olivier, suite 350
Lévis, (QC), G7A 2N1
T : +1 (418) 496-0811
www.L2Cexperts.com

Mario Fafard, ing., Ph. D.
4656 D rue des Bosquets
St-Augustin, (QC), G3A 1C6
T : +1 (418) 254-2456

RAPPORT



Avant-propos

Le présent rapport fait suite à l'octroi du contrat DA728605 de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST) à Mario Fafard, ing, Ph.D., concernant l'effondrement du tablier du portique P-19410-Ouest sur l'autoroute Henri IV au-dessus de la rue Einstein. M. Fafard, par l'intermédiaire d'un sous-contrat, a travaillé avec des ingénieurs de la firme L2C Experts-Conseils en structure.

Les travaux réalisés par le contractant et sous-contractant en vertu du contrat DA728605 sont la propriété entière et exclusive de la CNESST qui peut en disposer à son gré. De plus, tout document contenant des renseignements concernant la CNESST ne pourra être utilisé par le contractant et le sous-contractant, à moins que la CNESST n'y ait consenti expressément par écrit.

Le contractant et sous-contractant accordent à la CNESST une licence non exclusive lui permettant d'utiliser les biens livrés à des fins non commerciales. Cependant, pour les travaux de rédaction, traduction, normalisation, révision linguistique, illustration, infographie, conception graphique, audiovisuel, design appliqué tridimensionnel, production de matériel de diffusion ou publication, le contractant et sous-contractant cèdent à la CNESST tous les droits d'auteur relatifs à l'œuvre.

La licence de droits d'auteur conséquent, ne peut être vendue, cédée ou transportée par la CNESST, qu'avec l'autorisation écrite du contractant et du sous-contractant.

Table des matières

AVANT-PROPOS.....	3
LISTE DES TABLEAUX.....	8
LISTE DES FIGURES	9
1 INTRODUCTION.....	12
2 MANDAT.....	13
3 LISTE DES DOCUMENTS FOURNIS PAR LA CNESST ET LISTE DES PHOTOS PRISES PAR M. FAFARD.....	13
4 DESCRIPTION DU SITE	15
5 NORMES UTILISÉES.....	18
6 CONFIGURATION DE LA CHARPENTE D'ÉTAIEMENT ET NOTES DE CALCUL 19	
6.1 Configuration générale du système d'étalement	19
6.2 Configuration de l'étalement de la partie centrale du portique.....	23
6.2.1 Description des éléments du système d'étalement.....	23
6.2.2 Généralité sur le système de contreventement des éléments en flexion 29	
6.2.3 Système de contreventement des poutres W410x100	29
6.2.4 Système de contreventement des poutres W250.....	31
6.2.5 Système de contreventement des solives ALUMA.....	31
6.2.6 Système de contreventement des cadres d'étalement.....	31
6.3 Configuration de l'étalement des zones latérales (parties en pente) .	32
6.3.1 Description des éléments du système d'étalement des zones latérales du portique.....	32

6.3.2	Système de contreventement des solives ALUMA	33
6.3.3	Système de contreventement des poutres JASCO	33
6.3.4	Système de contreventement des cadres d'étaieiment	35
6.4	Notes de calcul.....	35
7	NOTION DE CONTREVENTEMENT CONTRE LE DÉVERSEMENT LATÉRAL DES POUTRES	37
7.1	Principe et hypothèses de calcul.....	37
7.2	Méthode de stabilisation contre le déversement latéral.....	39
8	MÉTHODE DE STABILISATION CONTRE LES CHARGES LATÉRALES	41
9	CALCUL DES CHARGES SELON LA NORME CSA S269.1-16 ET CALCUL DES CHARGES RÉELLES LORS DE L'EFFONDREMENT.....	43
9.1	Définition des charges.....	43
9.2	Charges verticales applicables pour le portique P-19410	44
9.2.1	Section en pente.....	44
9.2.2	Section centrale.....	46
9.3	Charges latérales applicables pour le portique P-19410	47
9.4	Combinaison des charges	47
10	DESCENTES DE CHARGE VERS LE SOL.....	48
10.1	Charges verticales	48
10.1.1	Section en pente	48
10.1.2	Section centrale	51
10.2	Résumé des charges gravitaires agissant sur l'étaieiment du portique P-19410	55
10.2.1	Partie inclinée.....	55
10.2.2	Partie centrale	55
10.3	Charges horizontales.....	56
11	VÉRIFICATION DES RÉSISTANCES.....	56
11.1	Section en pente	57
11.1.1	Solives ALUMA	57
11.1.2	Poutres JASCO.....	57
11.1.3	Cadre d'étaieiment.....	58

11.1.4	Assise au sol	59
11.2	Partie centrale	59
11.2.1	Solives ALUMA	59
11.2.2	Poutres W410X100	60
11.2.3	Poutres W250	61
11.2.4	Cadre d'étalement	62
11.2.5	Assise au sol	63
11.3	Résumé des sollicitations des éléments d'étalement du portique	63
11.3.1	Partie inclinée	63
11.3.2	Partie centrale	64
12	ANALYSE PAR ÉLÉMENTS FINIS	65
12.1	Stabilité d'une poutre W410x100	65
12.2	Stabilité d'une poutre W250	68
12.3	Pression réelle transmise au sol	72
13	SCÉNARIOS POUVANT EXPLIQUER L'EFFONDREMENT DU SYSTÈME D'ÉTAIEMENT TEMPORAIRE.....	73
13.1	Retour sur les résultats des chapitres 11 et 12.....	73
13.2	Stabilisation contre le déversement par la résistance à la friction.....	74
13.3	Discussion et constatation basées sur le film vidéo	75
13.4	Zone probable du début de l'effondrement	80
14	EXPLICATION DE L'EFFONDREMENT	84
14.1	Scénarios pouvant expliquer l'effondrement	84
14.2	Contreventement central inadéquat des poutres W410x100	84
14.3	Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W410x100	85
14.4	Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W250	87
14.5	Contreventement inadéquat des poutres JASCO	88
15	CONCLUSION	91
15.1	Retour sur le mandat	91
15.2	Conclusion	93
15.2.1	Erreur sur l'évaluation des charges	93
15.2.2	Dépassement de la résistance de certains éléments	93

15.2.3 Raisons expliquant l'effondrement 93

ANNEXE 98

Rapport de la compagnie SDM 99

Liste des tableaux

Tableau 9.1 : Définition des charges selon la norme CSA-S269.1-16 44

Tableau 10.1 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section en pente .48

Tableau 10.2 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section centrale .52

Tableau 10.3 : Charges maximales sollicitant une poutre W410x100.....53

Tableau 10.4 : Charges sollicitant une poutre W25054

Tableau 10.5 : Résumé des charges sollicitant la partie inclinée de l'étaieement .55

Tableau 10.6 : Résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étaieement 56

Tableau 11.1 : Ratio de sollicitation des solives ALUMA de la section en pente 57

Tableau 11.2 : Ratio de sollicitation des poutres JASCO.....58

Tableau 11.3 : Ratio de sollicitation du cadre d'étaieement de la section en pente
.....58

Tableau 11.4 : Ratio de sollicitation des solives ALUMA de la section centrale .59

Tableau 11.5 : Ratio de sollicitation d'une poutre W410x10060

Tableau 11.6 : Ratio de sollicitation d'une poutre W250x3361

Tableau 11.7: Ratio de sollicitation d'une poutre W250x2861

Tableau 11.8 : Ratio de sollicitation du cadre d'étaieement de la section centrale
.....62

Tableau 11.9 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie inclinée de
l'étaieement.....63

Tableau 11.10 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie centrale de
l'étaieement.....64

Liste des figures

Figure 4.1 : Localisation du pont d'étagement de type portique P-19410	16
Figure 4.2 : Localisation du pont d'étagement de type portique P-19410	16
Figure 4.3 : Photo présentant une coulée de béton du portique P-19410.....	17
Figure 4.4 : Une partie du plan d'étalement du portique P-19410.....	18
Figure 4.5 : Vue partiel du plan d'armature du portique P-19410	18
Figure 6.1 : Dessin de la GOMACO C-450	19
Figure 6.2 : Détail type de la béquille et du système de soutien de la GOMACO et de la passerelle de finition	21
Figure 6.3 : Vue du rail servant au déplacement de la GOMACO C450 et de la passerelle de finition	22
Figure 6.4 : Délimitation des zones sollicitées par la charge verticale lors de la coulée	22
Figure 6.5 : Zone agrandie du système d'étalement de la partie centrale du portique.....	23
Figure 6.6 : Solive ALUMA située dans la partie centrale du système d'étalement	24
Figure 6.7 : Photo illustrant le système d'échafaudage centrale du portique et le soufflage en bois.....	25
Figure 6.8 : Illustration de la tête en « U » ou J-Head (dessin de gauche)	26
Figure 6.9 : Photo illustrant l'empilement des différents éléments du système central d'étalement.....	26
Figure 6.10 : Poutre W250x28 d'une hauteur de 260 mm.....	27
Figure 6.11 : Largeur de l'aile de 102 mm de la section W250x28 (versus 146 mm pour la section W250x33)	27
Figure 6.12 : Longueur de l'extension à la fin des jambes des cadres.....	28
Figure 6.13 : Plaques de transfert des charges verticales vers le sol	28
Figure 6.14 : Système de contreventement au centre des poutres W410x100...30	
Figure 6.15 : Schématisation du contreventement d'un cadre	32
Figure 6.16 : Vue en coupe du système d'étalement latéral sous le gousset.....	33
Figure 6.17 : Photo du système d'étalement en pente sous le portique.....	34
Figure 6.18 : Vue latérale de poutres JASCO et vue des agrafes	35
Figure 6.19 : Vue des poutres JASCO de l'étalement latéral après l'effondrement	36
Figure 6.20 : Tableau résumant des notes de calcul	37
Figure 7.1 : Déversement d'une poutre.....	38
Figure 7.2 : Exemples de méthode de stabilisation contre le déversement latéral	40
Figure 7.3 : Autres exemples de méthode de stabilisation contre le déversement latéral	41

Figure 8.1 : Cheminement des efforts du contreplaqué jusqu'aux poutres	42
Figure 8.2 : Contreventement horizontal de poutres en acier	42
Figure 8.3 : Exemple de contreventement des cadres d'étaie donné par le fournisseur	43
Figure 10.1 : Réactions aux appuis des poutres JASCO en fonction de la disposition des solives	50
Figure 10.2 : Réactions aux appuis sous les poutres JASCO.....	51
Figure 10.3 : Distribution des efforts d'une poutre sur portée double.....	53
Figure 11.1 : Exemple de raidisseurs disposés à l'appui d'une poutre de pont...62	
Figure 12.1 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100.....	65
Figure 12.2 : Conditions d'appui du modèle représentant la situation au chantier d'une poutre W410x100.....	65
Figure 12.3 : Déversement de la poutre W410x100 selon les conditions de retenues au chantier	66
Figure 12.4 : Déversement de la poutre W410x100 avec des appuis parfaits	66
Figure 12.5 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100 sans la retenue au centre	67
Figure 12.6 : Déversement de la poutre W410x100 sans la retenue au centre ..	67
Figure 12.7 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100 sans la retenue latérale à un appui.....	68
Figure 12.8 : Déversement de la poutre W410x100 sans la retenue latérale à l'un des appuis	68
Figure 12.9 : Modèle représentant la poutre W250x28	69
Figure 12.10 : Conditions aux appuis de la poutre W250x28.....	70
Figure 12.11 : Premier mode de flambement de la poutre W250x28 sans retenue latérale au centre	71
Figure 12.12 : Premier mode de flambement de la poutre W250x28 ayant une retenue latérale au centre	71
Figure 12.13 : Fondation élastique pour les sols de type Winkler	72
Figure 12.14 : Déformation de la plaque sous une charge centrée et une charge excentrée	73
Figure 13.1 : Vue de la zone la plus épaisse du gousset au-dessus de la béquille nord.....	77
Figure 13.2 : Vue d'ensemble de la dalle supérieure après l'effondrement.....	78
Figure 13.3 : Vue vers l'ouest du portique effondré	78
Figure 13.4 : Vue du côté ouest des coffrages	79
Figure 13.5 : Vue en élévation de l'étaie central et position de la GOMACO	80

Figure 13.6 : Partie est du plan d'étaieement du portique illustrant la position de la GOMACO au moment de l'effondrement	81
Figure 13.7 : Image de la caméra MTQ fournie par la CNESST au temps 01 :01 :30	82
Figure 13.8 : Image de la caméra MTQ fournie par la CNESST au temps 01 :59 :10 présentant un zoom sur la GOMACO	82
Figure 13.9 : Vue de la partie <i>nord</i> d'étaieement dans la partie du gousset	83
Figure 13.10 : Vue de la partie <i>sud</i> d'étaieement dans la partie du gousset.....	83
Figure 13.11 : Schéma illustrant le sens de déversement des poutres JASCO sur côté <i>nord</i>	84
Figure 14.1 : Scénario possible de rupture en chaîne des poutres W410x100...	86
Figure 14.2 : Deux scénarios de contreventement possible pour les poutres W410x100.....	87
Figure 14.3 : Déformation d'une poutre W250x33	88
Figure 14.4 : Déformation d'une autre poutre W250x33	89
Figure 14.5 : Zone agrandie du film au temps 01 :49 :46.....	90
Figure 14.6 : Vue côté nord de la section effondrée	90
Figure 14.7 : Localisation sur les images du films les échafaudages, 4, 5 et 6...	91
Figure 15.1 : Extrémité non contreventée d'une poutre JASCO	95
Figure 15.2 : Extrémité non contreventée d'une poutre JASCO dans la zone effondrée.....	96

1 Introduction

Jeudi 22 août 2019 à 23h08, le pont d'étagement de type portique P-19410 s'est effondré lors de la coulée de la dalle de béton. À la suite d'une demande d'expertise de la part de la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail (CNESST), un des auteurs de ce rapport, Mario Fafard, a visité le site le 27 août 2019 en présence de Mme Véronique Dansereau et M. Joël Ménard de la CNESST de 13h15 à 16h25. M. Fafard a pris un ensemble de photos de la partie effondrée et de celle restée intacte.

À la suite de cette visite, un rapport préliminaire de M. Fafard a été remis à la CNESST. Après discussion avec les inspecteurs de la CNESST présents le même jour et un employé de EBC, la rupture aurait été subite; ce dernier a mentionné qu'il y aurait eu un bruit comme si l'on passait une main de haut en bas sur un store en aluminium. Ce type de rupture laisse présager que la défaillance pourrait être de trois sources :

- Instabilité par flambement d'un des éléments porteurs principaux;
- Déversement d'une des petites poutres (blanches pour la plupart, W250x33);
- Rupture d'un élément d'assemblage important du système d'échafaudage en aluminium.

Le 28 octobre 2019, la CNESST a octroyé le contrat d'expertise DA728605 à Mario Fafard qui a travaillé avec deux ingénieurs de la firme spécialisée en structure L2C Experts-Conseils. Voici les membres de l'équipe qui a été formée pour cette expertise :

- Mario Fafard, est ingénieur et il a un doctorat spécialisé en calcul des structures particulièrement en stabilité des structures métalliques en acier et en aluminium ;
- Jean-Philippe Carrier, est un ingénieur sénior et associé principal de L2C Experts-Conseils ; il pratique l'analyse et la conception des structures depuis plus de 10 ans dans le cadre de projets de construction importants;
- Julien Leclerc, est ingénieur avec une maîtrise dans le domaine des charpentes d'aluminium ; il pratique l'analyse et la conception des structures et utilise couramment, dans sa pratique, le logiciel SAFI, un logiciel d'analyse des structures qui a été utilisé comme outil d'analyse dans ce mandat.

2 Mandat

Le mandat d'expertise consiste à :

- 1) Effectuer une visite du lieu et une analyse de la scène d'accident (fait le 27 août 2019) ;
- 2) Calculer la capacité de charge (verticale et horizontale) de l'étaie impliqué dans l'accident ; comparer ces valeurs avec celles indiquées au plan d'ingénierie ;
- 3) Calculer les charges de conception (verticales et horizontales) qui doivent être considérées sur l'étaie impliqué dans l'accident (selon les règles de l'art); comparer ces valeurs avec celles indiquées au plan d'ingénierie ;
- 4) Calculer les charges réelles (verticales et horizontales) appliquées sur l'étaie au moment de l'accident (poids propre du coffrage/étaie, charge du béton, charge de l'armature, surcharge (travailleurs, Gomaco, pompes à béton, etc.));
- 5) Valider si la conception des plans de coffrage et d'étaie respecte les exigences de la norme *CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages*;
- 6) Expliquer l'effondrement du tablier lors de la coulée de béton en fonction des résultats précédents et des conditions qui étaient présentes lors de l'accident.

3 Liste des documents fournis par la CNESST et liste des photos prises par M. Fafard

La CNESST a fourni les documents suivants sur une clé USB :

- Répertoires « Documents » ;
 - 7121-17-1101 - Attestation d'armatures - Dalle portique P-19140 (17 août 2019).pdf ;
 - 7121-17-1101 - Avis de bétonnage #111- P19410 – Tablier.pdf ;
 - Attestation coffrage portique (19-003 v6).pdf ;
 - Formule de béton type V-S (recette 154-S Mobile vanier).pdf ;
 - Plan de bétonnage (plan des pompes).pdf ;
 - Répertoire « Attestation capacité sols » :
 - 20190709 - croquis-essais- compacite sol.pdf ;
 - 20190709 - rapport compacite sol.pdf ;
 - Répertoire « Élévation béton post accident » :
 - Photo relevé portique.jpg ;
 - pièce jointe 1.pdf ;
 - Relevé Béton et coffrage Portique effondrement(Vue Coupe).pdf ;

- Relevé Béton et coffrage Portique effondrement(Vue Plan).pdf ;
- Répertoire « Fiches techniques » :
 - Aluma.pdf ;
 - cadre 25 kips.pdf ;
 - Capacité HSS 100x50x6.35.pdf ;
 - Capacité W250x33.pdf ;
 - Capacité W410x100.pdf ;
 - JASCO.pdf ;
- Répertoire « Meteo » :
 - fr_climat_horaires_QC_7016293_08-2019_P1H.xlsx ;
 - Meteo 22 aout 2019.pdf ;
- Répertoire « Plans d'étalement » :
 - (19-07-10)Henri IV - P-19410 étalement RÉVISION 1- PLAN 1.pdf ;
 - (19-07-10)Henri IV - P-19410 étalement RÉVISION 1- PLAN 2.pdf ;
- Répertoire « Plans et devis du portique P-19410 » :
 - 7121-17-1101 Addenda 05-2018-04-12.pdf ;
 - 7121-17-1101_Devis 101_2018-03-23.pdf ;
 - 7121-17-1101_Devis 132_2018-01-15.pdf ;
 - Plans et devis du portique P-19410 combiné.pdf ;
 - PO-2017-1-19410_(CO)_1.pdf à PO-2017-1-19410_(CO)_23.pdf ;
- Répertoire « Rapports de bétonnage » :
 - 1.jpg à 7.jpg ;
 - slips pompe Nord.pdf ;
 - slips pompe Ouest.pdf ;
 - slips pompe Sud.pdf ;
- Répertoire « Video » (non utilisé par l'équipe car l'installation du logiciel n'a pas été possible):
 - CSST viaduc A-73.g64x ;
 - EN.Genetec Video Player Quick Start Guide 5.6.pdf;
 - FR.Genetec Video Player Quick Start Guide 5.6.pdf;
 - Genetec Video Player.exe;
 - Répertoire "Genetec Video Player.data" :
 - Un ensemble de fichiers relié au logiciel GenetecVideoPlayer;
- Répertoire « Normes » :
 - CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages.pdf;

- Répertoire « Photos » :
 - Répertoire « photos 20190822 (s) » :
 - IMG_3181.JPG à IMG_3187.JPG;
 - IMG_3197.JPG à IMG_3202.JPG;
 - Répertoire « photos 20190823 » : IMG_1031.JPG à IMG_1065.JPG;
 - Répertoire « photos 20190827 » : IMG_1066.JPG à IMG_1136.JPG;
 - Répertoire « photos 20190828 » : IMG_1137.JPG à IMG_1178.JPG;
 - Répertoire « photos 20190829 » : IMG_1179.JPG à IMG_1183.JPG
 - Répertoire « photos 20190830 – videos » : MVI_1184.MP4 à MVI_1195.MP4.

Par la suite, les documents suivants ont été transmis :

- Notes de calcul.pdf (par courriel, le 12 novembre 2019);
- 7121-17-1101_Étude géotechnique_Einstein P-19410.pdf (par courriel le 21 novembre 2019);
- La dimension réelle des assises de l'étalement sur le sol : « La dimension est 30" x 30" x 2 ¼". » (par courriel le 29 novembre 2019);
- Vidéo CSST viaduc A-73.mp4 reçu le 17 décembre 2019 sur DVD (par la poste).

S'ajoutent à ces documents, les photos présent par M. Fafard lors de la visite du chantier le 27 août 2019 :

- Répertoire « Photos-MF » :
 - IMG4512.jpg à IMG4515.jpg;
 - IMG4521.jpg à IMG4547.jpg;
 - IMG4549.jpg à IMG4574.jpg.

4 Description du site

Dans le cadre de l'élargissement de l'autoroute Henri IV, plusieurs ouvrages d'art ont été et seront construits. Ce rapport d'expertise est relié au portique en béton armé P-19410 section *ouest* qui permet à la circulation sur l'autoroute Henri IV de passer au-dessus de la rue Einstein dans le parc technologique de Québec (Figure 4.1). La Figure 4.2 donne une vue de l'autoroute Henri IV en direction *sud* avec la localisation de la rue Einstein. On voit sur cette photo *Street View*, le chantier en question sur la droite.



Figure 4.1 : Localisation du pont d'élevage de type portique P-19410¹



Figure 4.2 : Localisation du pont d'élevage de type portique P-19410²

La Figure 4.3 présente une vue d'une coulée de béton du portique P-19410 ; cette photo a été prise le 22 août 2019 avant l'effondrement d'une partie de l'étalement du portique.

Le portique P-19410, qui remplace l'ouvrage existant P-13550, est un portique en béton armé sous remblai, reposant sur des pieux ; les dimensions approximatives du nouveau portique sont les suivantes :

¹ Source : site google map visité le 6 janvier 2020

² Source : site google Street View visité le 6 janvier 2020

- Portée (ouverture des béquilles) : 15,630 m;
- Largeur totale (transversale) : 75 m;
- Hauteur moyenne : 6,318 m.

La Figure 4.4 illustre le plan d'étaie afin de permettre la coulée du portique P-19410 alors que la Figure 4.5 illustre une vue partielle du plan d'armatures de ce pont d'étagement. Notons que les deux béquilles (murs) verticales ont été coulées avant la dalle du portique (gousset et tablier). On voit nettement sur les Figure 4.4 et Figure 4.5 les joints de coulée.

La CNESST a fourni à l'équipe des images captées par une caméra de surveillance du MTQ³. Cette caméra est située sur le boulevard Henri IV près de la rue Einstein et son objectif était dirigé vers le nord-est. On peut voir sur ce film dans le coin supérieur gauche le chantier du portique P-19410 en construction et plus précisément dans la phase de la coulée du tablier supérieur du portique le 22 août 2019. On y voit assez clairement l'effondrement du portique.

Figure 4.3 : Photo présentant une coulée de béton du portique P-19410⁴

³ MTQ : Ministère des Transports du Québec

⁴ Crédit photo S (dossier Photos/photos 20190822 S /IMG_3187.JPG

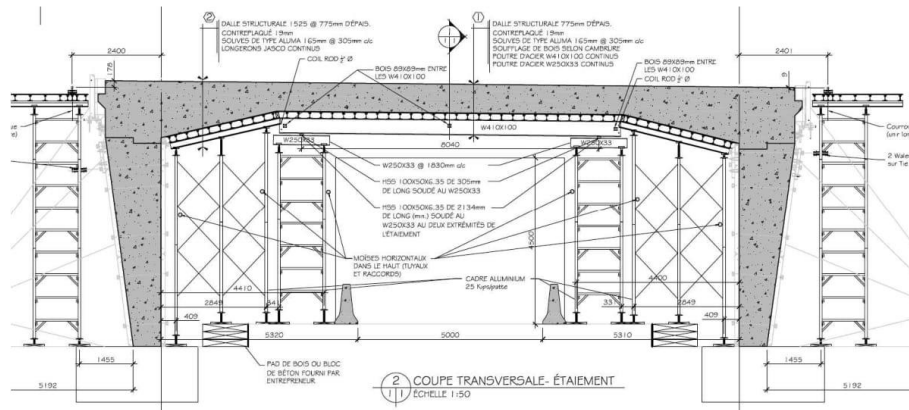


Figure 4.4 : Une partie du plan d'étalement du portique P-19410⁵

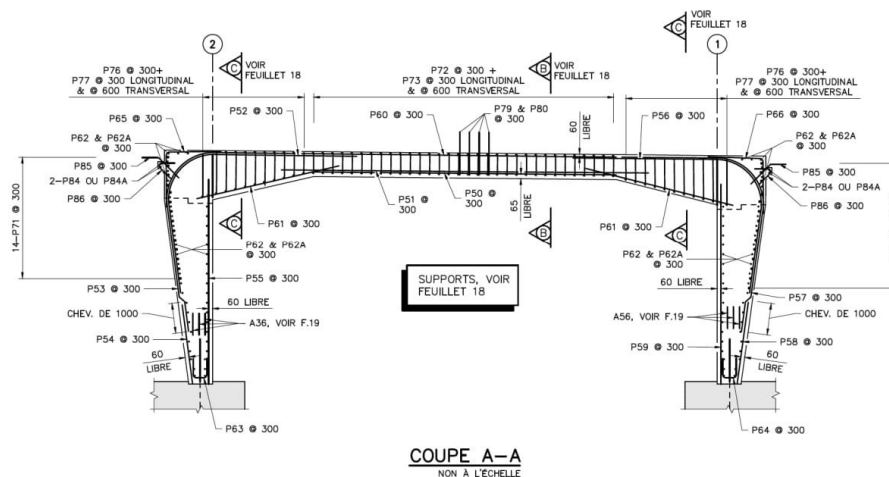


Figure 4.5 : Vue partiel du plan d'armature du portique P-19410⁶

5 Normes utilisées

La liste des normes consultées par l'équipe est :

- CAN/ CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages;
- CAN/ CSA S6-14 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers;

⁵ Tiré du Documents/Plans d'étalement/ (19-07-10)Henri IV – P-19410 RÉVISION 1- PLAN 1.pdf

⁶ Tiré du document Plans et devis du portique P-19410/PO-2017-1-19410_(CO)_17.pdf

- CAN/ CSA S16-14 – Règles de calcul des charpentes en acier ;
- Code national du bâtiment – Canada 2010;
- ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.

6 Configuration de la charpente d'étaie et notes de calcul

6.1 Configuration générale du système d'étaie

La CNESST a fourni l'information reliée aux plans d'étaie composés de deux feuillets et les notes de calculs ayant 7 pages, dont 3 pages de calcul proprement dit (les autres pages sont des extraits d'autres documents).

Notons immédiatement qu'un équipement spécialisé est utilisé pour la finition de la dalle de béton : GOMACO C450 (Figure 6.1), que l'on nommera simplement par la suite par le mot GOMACO.

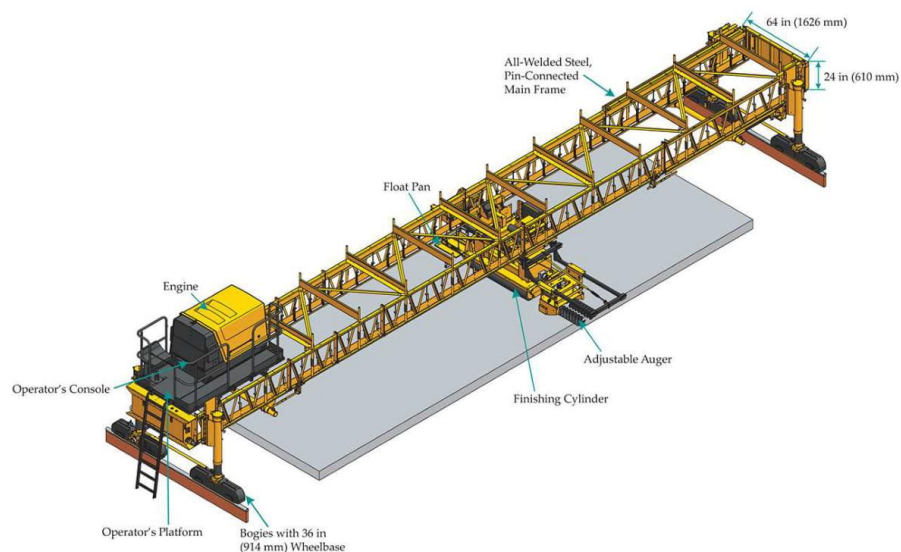


Figure 6.1 : Dessin de la GOMACO C-450⁷

⁷ <https://www.gomaco.com/Resources/c450.html>

La Figure 4.4 illustre une coupe transversale du plan d'étalement. Les remarques suivantes peuvent être faites :

- Sur les parties extérieures du pont d'étagement, à gauche et à droite de celui-ci, deux systèmes d'échafaudage sont présents et complètement indépendants du système d'étalement qui sert à la coulée de la dalle de béton (Figure 6.2). Ces échafaudages servent à supporter la GOMACO et la passerelle de finition. La Figure 6.3 montre le rail servant au déplacement de la GOMACO et de la passerelle de finition alors que la Figure 4.3 montre la GOMACO appuyée sur ces rails;
- Il y a deux autres systèmes d'étalement qui permettent de supporter la coulée des goussets (les parties inclinées sous le portique); ces deux systèmes sous le portique sont indépendants de la partie du système d'étalement située dans la partie centrale du portique;
- La partie centrale du système d'étalement sert quant à elle, à soutenir la dalle de béton lors de la coulée.

Il est à noter que les deux parties du système d'étalement (partie inclinée et partie centrale) sont indépendantes et ne sont reliées à aucune autre structure externe. Autrement dit, les systèmes d'étalement doivent supporter 100% des charges verticales et horizontales.

La Figure 6.4 illustre les trois zones sollicitées par les charges verticales et horizontales lors de la coulée.

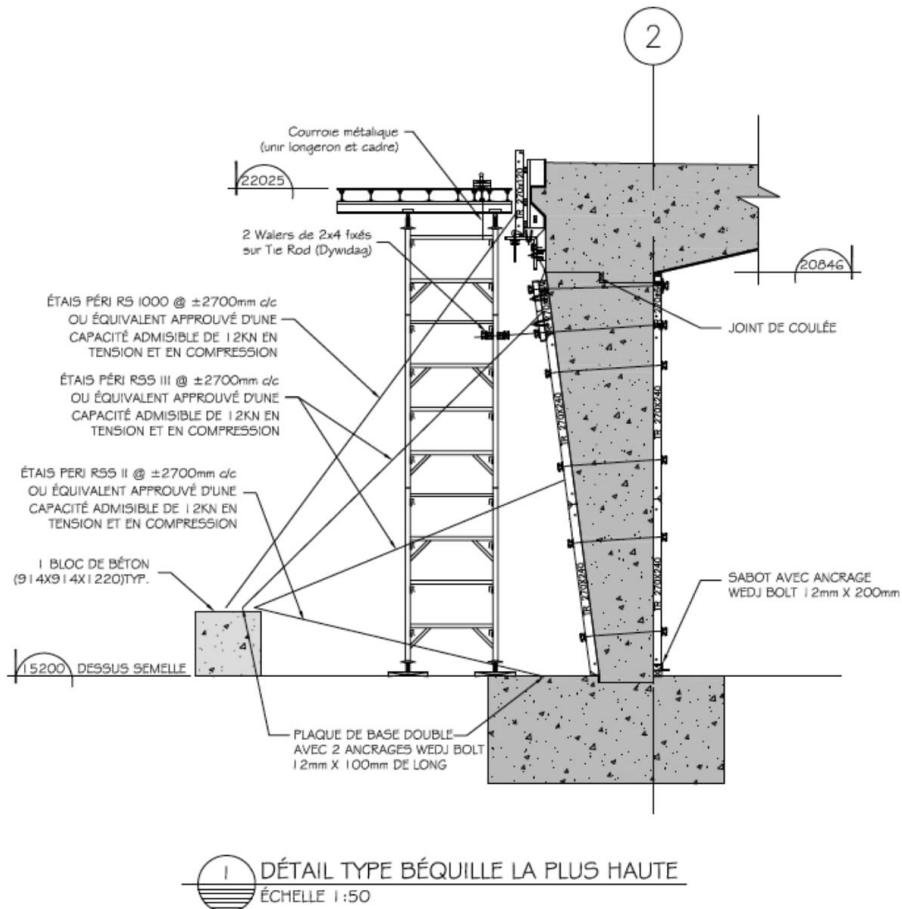


Figure 6.2 : Détail type de la béquille et du système de soutien de la GOMACO et de la passerelle de finition



Figure 6.3 : Vue du rail servant au déplacement de la GOMACO C450 et de la passerelle de finition⁸

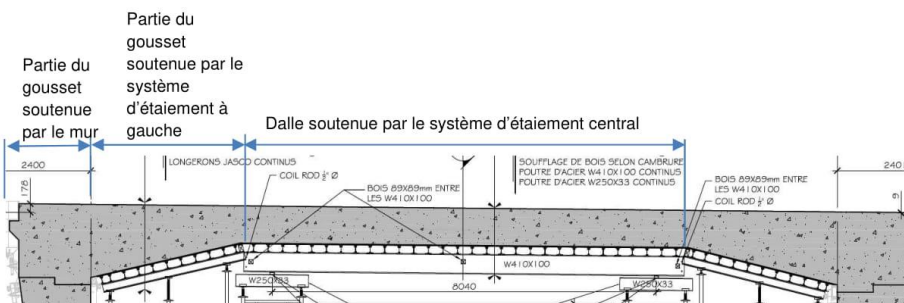


Figure 6.4 : Délimitation des zones sollicitées par la charge verticale lors de la coulée

⁸ Crédit photo : S

(dossier Photos/photos 20190822 (S

/IMG_3198.JPG

6.2 Configuration de l'étaielement de la partie centrale du portique

6.2.1 Description des éléments du système d'étaielement

La Figure 6.5 présente un agrandissement du système d'étaielement de la partie centrale du portique. En partant du haut de cette figure, on peut voir la dalle structurale, ayant une épaisseur de 775 mm, qui est appuyée sur un contreplaqué de 19 mm d'épaisseur celui-ci étant soutenu par des solives en aluminium de type ALUMA (Figure 6.6). Le contreplaqué est cloué sur son pourtour avec un espacement de 600 mm (24") centre à centre à la partie en bois des solives ALUMA. Ces dernières, espacées de 305 mm, sont déposées sur un soufflage en bois afin de donner une cambrure à la dalle lors de la coulée. Il n'y a pas de lien mécanique⁹ entre ces deux éléments. Notons que ces solives ALUMA de 14'0" (4267 mm) sont déposées sur trois poutres (trois appuis).

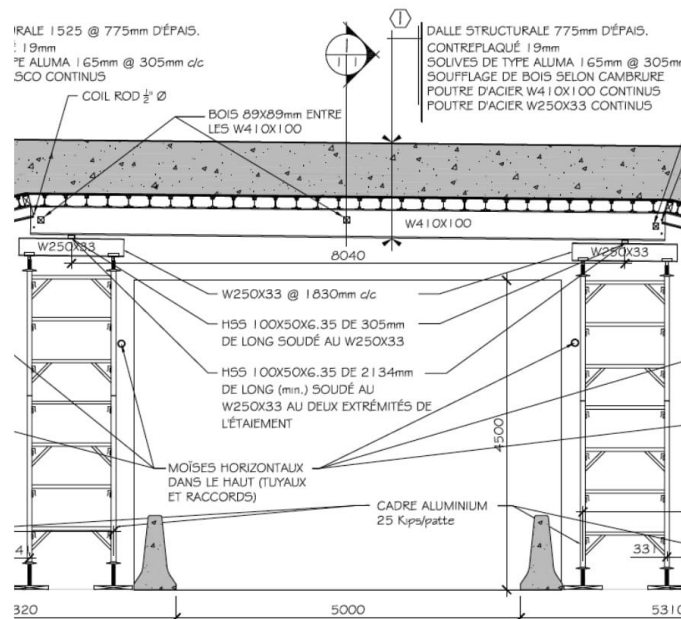


Figure 6.5 : Zone agrandie du système d'étaielement de la partie centrale du portique

⁹ On entend par lien mécanique tout mécanisme, tel que des boulons, clous, soudage, etc. qui permet de relier fermement ensemble deux éléments indépendants.

Le soufflage en bois mentionné plus haut repose sur des poutres W410x100 espacée de 1 830 mm centre à centre. On peut voir sur la Figure 6.7 que le soufflage en bois est retenu en place par trois bandes de métal entourant le profilé W410x100. Il n'y a pas de lien mécanique de cet élément en bois avec la poutre W410x100

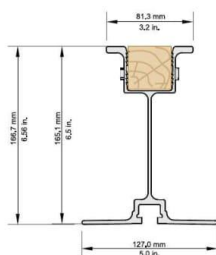


Figure 6.6 : Solive ALUMA située dans la partie centrale du système d'étaie¹⁰

Ces profilés W410x100 d'une longueur de 9,2 mètres reposent sur des sections W250x33 par l'intermédiaire d'un tube HSS 100x50x6,35 (appelé simplement HSS par la suite) de 305 mm de long soudé à la section W250x33 (aux extrémités *est* et *ouest* de ce système d'échafaudage, ce tube HSS a 2 134 mm de longueur et il est soudé à deux poutres W250x33 ou W250x28). Les poutres W410x100 sont déposées sur les HSS sans aucun lien mécanique entre eux. Aux extrémités de la poutre, il n'y a pas de système mécanique qui restreint deux des trois degrés de liberté en translation mise à part la friction qui joue un rôle stabilisateur dans le plan horizontal. Ces poutres sont sur des appuis simples distancés de 8,04 mètres. Notons qu'aux extrémités de ces poutres, des blocs de bois de dimensions 89 mm x 89 mm sont coincés entre celles-ci et des tiges en acier de 12 mm (1/2") de diamètre (appelées « *coil rod* ») sont présents en alternance entre le haut et le bas des poutres.

Les poutres W250 sont également sur appui simple d'une portée de 1,22 mètre; elles sont appuyées sur des têtes en « U » en aluminium (*J-Head*, Figure 6.8). Aucun lien mécanique ne relie la poutre W250 à la tête en « U » en aluminium pouvant bloquer un mouvement dans la direction verticale vers le haut et un mouvement dans le sens parallèle de la poutre. Le degré de liberté perpendiculaire à poutre est bloqué par deux blocs de bois coincés entre l'âme et le côté de la tête en « U » en aluminium. Certains de ces blocs sont liés mécaniquement à la tête

¹⁰ <http://www.allunique.ca/Allunique-Catalogue.pdf>

en « U », d'autres ne sont pas liés (Figure 6.9). La friction entre le bas de la poutre W250 et la tête en « U » en aluminium joue un rôle stabilisateur dans le sens de la longueur de la poutre.

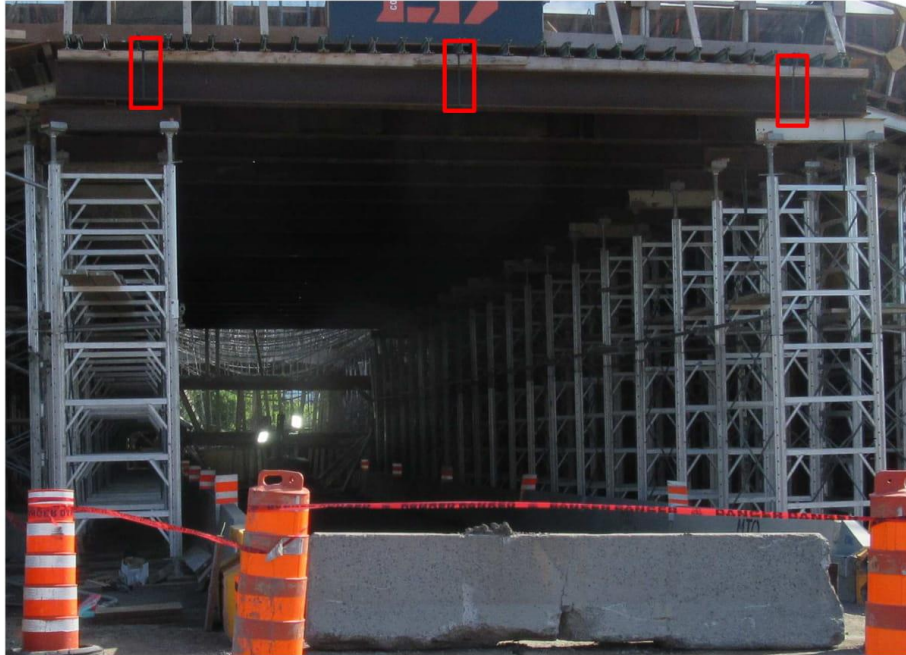


Figure 6.7 : Photo illustrant le système d'échafaudage centrale du portique et le soufflage en bois¹¹

En analysant les photos prises sur le chantier, il a été remarqué que certaines poutres n'étaient pas des poutres W250x33 comme spécifié aux plans. Ces poutres sont de section W250x28 (Figure 6.10 et Figure 6.11). Ce rapport considérera donc la résistance des deux poutres de la famille W250.

La photo de la Figure 6.9 illustre assez bien l'empilement des différents éléments du système d'étalement. On note que la section W250 répartit également la charge verticale sur deux des poteaux de l'échafaudage en aluminium appelé cadre d'étalement¹² (Figure 6.9). Chaque cadre est composé de deux sections comprenant chacune deux jambes d'une hauteur de 8'0" (2 440 mm) espacé de 4'0" (1 220 mm). La hauteur totale est de 4 500 mm, en incluant les extensions.

¹¹ Photos/ photos 20190823/IMG1031.JPG

¹² <http://www.allunique.ca/Allunique-Catalogue.pdf>

L'extension du haut a été mesurée à 11 po (280 mm) comme montré sur la Figure 6.12. Finalement, chaque poteau transmet la charge au sol par l'intermédiaire de plaques de bois (Figure 6.13).

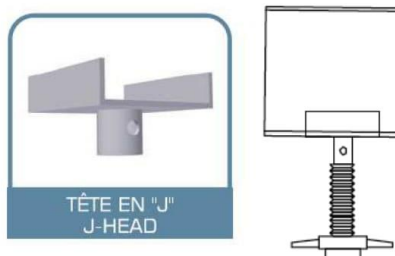


Figure 6.8 : Illustration de la tête en « U » ou J-Head (dessin de gauche)¹³



Figure 6.9 : Photo illustrant l'empilement des différents éléments du système central d'étaie¹⁴

¹³ <http://www.allunique.ca/Allunique-Catalogue.pdf>

¹⁴ Photos-MF/IMG_4537.jpg



Figure 6.10 : Poutre W250x28 d'une hauteur de 260 mm¹⁵



Figure 6.11 : Largeur de l'aile de 102 mm de la section W250x28 (versus 146 mm pour la section W250x33)¹⁶

¹⁵ Photos/photos 20190828/IMG_1148.JPG

¹⁶ Photos/photos 20190828/IMG_1149.jpg



Figure 6.12 : Longueur de l'extension à la fin des jambes des cadres¹⁷



Figure 6.13 : Plaques de transfert des charges verticales vers le sol¹⁸

¹⁷ Photos/photos 20190828/IMG_1175.JPG

¹⁸ Photos/photos 20190827/IMG_1119.JPG

6.2.2 Généralité sur le système de contreventement des éléments en flexion

Tout élément à section ouverte (comme les poutres en I telles que les sections W410x100, W250x33 et W250x28) soumis à des efforts de flexion autour d'un axe, doit être contreventé contre le déversement latéral qui se définit comme suit¹⁹ : « Le déversement d'une poutre est caractérisé par une déformation latérale de l'aile en compression et par une rotation de la section par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. [...] . Les sections sujettes au déversement sont celles dont le moment d'inertie par rapport à l'axe $y - y$ [axe faible] est petit comparé au moment d'inertie par rapport à l'axe $x - x$ [axe fort] et dont la résistance en torsion est relativement faible, comme c'est le cas des sections en I ». Ce qui caractérise la résistance au déversement, mis à part les caractéristiques géométriques (inertie en flexion, en torsion, constante de gauchissement, etc.), c'est la longueur dite de déversement qui se définit comme étant la longueur libre de l'aile en compression, entre deux supports latéraux. Ces supports latéraux doivent être suffisamment rigides et suffisamment rapprochés pour s'opposer au déversement. Le chapitre 7 du rapport donne plus d'information sur ce sujet.

6.2.3 Système de contreventement des poutres W410x100

La Figure 6.9 illustre le système de retenue contre le déversement latéral aux extrémités des poutres W410x100. Le système est constitué de tige en acier « *coil rod* » d'un diamètre de 12 mm ($\frac{1}{2}$ "), en alternance entre le haut et le bas de la poutre. Ces tiges sont accompagnées de pièces en bois massif de dimension 89 x 89 mm coincées entre deux poutres adjacentes; il n'y pas de lien mécanique entre la pièce de bois et la poutre.

La pièce de bois près de l'aile en compression se situe un peu au-dessus du centre de gravité de la poutre. La tige du haut est située à quelques centimètres sous l'aile en compression. La tige située au bas de la poutre est plus près de l'aile inférieure et la pièce de bois l'accompagnant, est pratiquement collée sur la face supérieure de l'aile inférieure (Figure 6.9 et Figure 6.14).

Dans ce système de contreventement, qui doit prévenir la rotation de la section autour de son axe longitudinal aux appuis, on fait l'hypothèse que la tige ne peut travailler qu'en tension (si elle était comprimée, il y aurait flambement de celle-ci) et que la pièce de bois ne peut travailler qu'en compression (si les deux poutres entre lesquelles cette pièce est coincée s'éloignaient, la pièce de bois tomberait). Ce système de contreventement a été conçu selon le principe qui suit.

¹⁹ Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada, page 501.

En se référant à la Figure 6.9, si la section W410x100, pour une raison quelconque, voulait tourner autour de son axe dans le sens antihoraire, la tige située en haut de la section, qui est liée mécaniquement à ses deux extrémités, devrait empêcher la rotation de celle-ci. Dans le cas où la rotation serait dans le sens horaire, alors ce serait la pièce de bois, qui est appuyée sur la poutre adjacente à droite, qui restreindrait le mouvement.

Les poutres W410x100 ont été contreventées au centre de celle-ci (voir les remarques sur les notes de calcul, sous-chapitre 6.4) coupant ainsi en deux la longueur de déversement et, *a fortiori*, augmentant la résistance en flexion des poutres W410x100 (Figure 6.14). L'élément qui a été inséré afin de contreventer la poutre en son centre est la même section en bois décrite précédemment également coincée entre deux poutres près de l'aile en compression. Ces éléments en bois sont retenus par un ruban d'acier attaché au soufflage en bois qui donne la cambrure à la dalle. Il n'y a aucun lien mécanique entre ces éléments en bois et la poutre en acier.

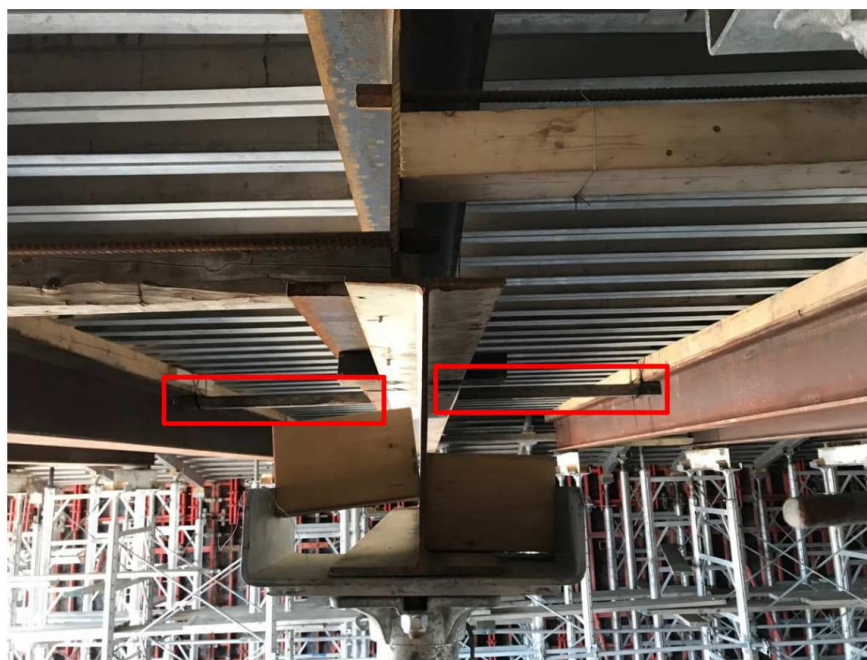


Figure 6.14 : Système de contreventement au centre des poutres W410x100²⁰

²⁰ Photos-MF/IMG_4531.jpg

Ajoutons une note supplémentaire concernant le contreventement au centre des poutres W410x100 de l'étalement central. La pièce de bois coincée dans la partie supérieure des poutres W410x100 empêche le déversement de celle-ci parce qu'elle s'appuie sur une poutre adjacente. Cette dernière est stable, car elle aussi s'appuie sur une poutre adjacente et ainsi de suite. Pour vraiment stabiliser l'ensemble, on doit avoir un point d'appui qui ne bouge pas (voir chapitre 7 du présent rapport). Or, on voit que, du côté *ouest*, le centre de la dernière poutre W410x100 n'est appuyé sur aucun système de résistance latérale (Figure 6.7). Il a été confirmé par un inspecteur de la CNESST que la situation était la même pour la dernière poutre W410x100 située à l'*est*. Dans cette situation, on dit que les éléments de retenue ne possèdent pas d'exutoire, c'est-à-dire un élément qui permettrait de décharger les pièces de leurs efforts horizontaux.

6.2.4 Système de contreventement des poutres W250

La Figure 6.9 et la Figure 6.14 illustrent le système de contreventement des poutres W250. Celles-ci sont simplement retenues avec des blocs de bois coincés entre le bas de l'âme de la section et le côté latéral de la tête en « U ».

6.2.5 Système de contreventement des solives ALUMA

Les solives ALUMA ont dans la partie supérieure, des sections en bois insérées dans la pièce en aluminium produite par extrusion, ce qui permet de clouer le contreplaqué au haut des solives (Figure 6.6). Il n'y a donc pas de risque de déversement ici.

6.2.6 Système de contreventement des cadres d'étalement

Selon les photos fournies par la CNESST, chaque cadre est relié à l'aide de croisillons en X, dont un relie les deux segments du même cadre (Figure 6.7, Figure 6.9 et Figure 6.15). Pour relier les cadres entre eux, des moïses horizontaux sont utilisés. Aucune note aux plans n'indique d'installer des moïses en diagonale entre les cadres bien que ceux-ci soient requis pour le contreventement global de l'échafaudage.

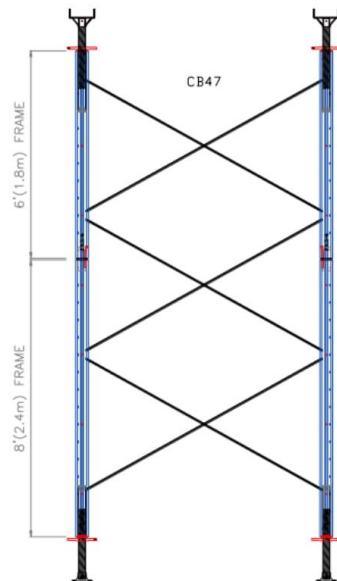


Figure 6.15 : Schématisation du contreventement d'un cadre²¹

6.3 Configuration de l'étaie des zones latérales (parties en pente)

6.3.1 Description des éléments du système d'étaie des zones latérales du portique

La Figure 6.16 illustre le système latéral d'étaie sous le gousset du portique. En partant du haut de cette figure, la dalle structurale d'épaisseur variable (de 775 mm à 1 525 mm), est appuyée sur un contreplaqué de 19 mm d'épaisseur celui-ci étant soutenue par des solives de type ALUMA (Figure 6.6). Ces solives ALUMA, espacées de 305 mm, sont déposées sur des poutres de type JASCO qui sont continues : elles reposent sur trois appuis, soient les têtes en « U » en aluminium (Figure 6.8) situées sur les cadres d'étaie (Figure 6.9). Finalement, chaque poteau transmet la charge au sol par l'intermédiaire de plaques de bois (Figure 6.13).

²¹ Hi-Lite. Août 2019. *Experience the Hi-Lite Advantage.*

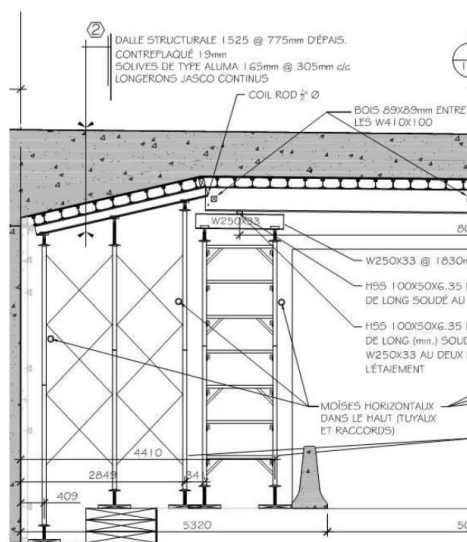


Figure 6.16 : Vue en coupe du système d'étaie latéral sous le gousset

La photo de la Figure 6.17 illustre le système d'étaie latéral sous le portique. On voit également sur cette photo les plaques de bois sous les jambes des cadres d'étaie.

6.3.2 Système de contreventement des solives ALUMA

Voir le sous-chapitre 6.2.5.

6.3.3 Système de contreventement des poutres JASCO

Selon le plan d'étaie²², il n'y pas de spécification particulière contre le déversement latéral des poutres JASCO. Les extrémités de celles-ci ne sont pas contreventées contre le déversement. La Figure 6.18 illustre des systèmes d'attache (agrafes) reliant certaines (deux) poutres JASCO aux solives de type ALUMA.

²² Documents/Plans d'étaie/ (19-07-10)Henri IV – P-19410 RÉVISION 1- PLAN 1.pdf et (19-07-10)Henri IV – P-19410 RÉVISION 1- PLAN 2.pdf



Figure 6.17 : Photo du système d'étaie en pente sous le portique²³

²³ Photos/photos 20190827/IMG_1116.JPG



Figure 6.18 : Vue latérale de poutres JASCO et vue des agrafes²⁴

La photo de la Figure 6.19 illustre les poutres JASCO après l'effondrement. On voit dans l'encadrée en rouge, certaines poutres étaient constituées de deux morceaux assemblés avec des boulons au niveau de l'âme. Ce type d'assemblage assure une continuité en cisaillement, mais pas en flexion, car les ailes des deux parties ne sont pas assemblées avec des boulons. Dans ce sens, les poutres JASCO doivent être considérées comme deux poutres sur des appuis simples et non pas comme une seule poutre sur 3 appuis. Cependant la résistance d'une poutre JASCO sur 3 appuis étant plus faible, nous utiliserons cette hypothèse.

On note également sur la photo de la Figure 6.19 qu'il n'y a pas d'attaches entre les poutres JASCO et les solives ALUMA. Seule la friction aluminium/aluminium peut stabiliser contre le déversement, ce qui est très précaire.

6.3.4 Système de contreventement des cadres d'étaie

Voir le sous-chapitre 6.2.6.

6.4 Notes de calcul

Les notes de calcul du système d'étaie ont été analysées. La partie 1 concerne la résistance des solives ALUMA. On estime les charges mortes et vives sur la poutrelle (en système impérial) et l'on compare cette charge à une charge

²⁴ Photos/photos 20190827/IMG_1113.JPG

admissible fournie par le fabricant; c'est un calcul aux contraintes admissibles (facteur de sécurité de 2,2).



Figure 6.19 : Vue des poutres JASCO de l'étaie latérale après l'effondrement²⁵

La partie 2 présente les calculs du cadre du système d'étaie latérale (partie en pente). Le calcul se résume à l'estimation des réactions d'appuis (3 supports) et de comparer cette charge à la capacité axiale des cadres en aluminium (cadre d'étaie). Il est difficile de trouver le lien entre ce calcul et la colonne CALCULS du tableau de la Figure 6.20. De même, le tableau contient des colonnes intitulées « FIBRE EXT. » et « CISAÏL. » qui devraient être des contraintes admissibles possiblement. Aucune valeur n'a été fournie.

La partie 3 des notes de calcul est reliée à la résistance de la section W410x100. Ici, l'analyse et le dimensionnement ont été basés sur un calcul aux états limites ultimes. Le moment sollicitant a été calculé comme une poutre sur appui simple ($M_f = wL^2/8$) où la charge linéaire est estimée avec une aire tributaire à la poutre. Pour une longueur non supportée de 8 mètres, la résistance est insuffisante. Le concepteur a recommandé de couper cette longueur par deux (implicitement, on admet ici que l'extrémité des poutres est correctement contreventée). Ces valeurs de résistance ont été tirées directement du *Handbook of steel construction*. Un calcul de flèche de la section W410x100 a aussi été fait sous les charges non pondérées.

²⁵ Photos/photos 20190828/IMG_1154.JPG

Figure 6.20 : Tableau résumant des notes de calcul²⁶

Le calcul de la résistance des sections W250x33 a été fait de même que l'estimation de la flèche. La résistance donnée est pour le cas d'une poutre qui n'a aucun risque de déversement.

Finalement, le calcul des charges axiales (non pondérées) qui sollicitent les cadres de support dans la partie centrale a été fait en faisant l'hypothèse des aires tributaires. Une charge de 20 kips par cadre a été estimée.

La note de calcul ne contient aucun renseignement qu'en aux charges latérales sollicitant le système ni de calcul de résistance aux charges latérales.

7 Notion de contreventement contre le déversement latéral des poutres

7.1 Principe et hypothèses de calcul

Lorsqu'une poutre n'est pas adéquatement supportée latéralement, la pleine résistance de la section ne peut être développée (Figure 7.1). La résistance de la poutre est alors limitée par sa résistance au déversement. Il s'agit d'un phénomène d'instabilité globale de la pièce qui dépend des propriétés mécaniques du matériau utilisé ainsi que de la géométrie de la pièce.

²⁶ Tiré de Notes de calcul.pdf

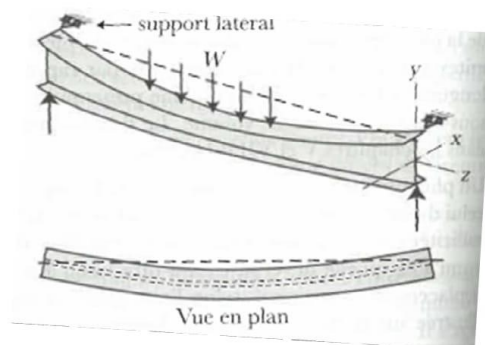


Figure 7.1 : Déversement d'une poutre²⁷

Le déversement élastique se définit comme un mélange de résistance à la flexion latérale, à la torsion et au gauchissement de la pièce, comme le montre l'équation suivante :

$$M_u = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y G J + \left(\frac{E\pi}{L}\right)^2 I_y C_w} \quad (7.1)$$

où

M_u : Moment élastique critique de la section non retenue (Nm);

L : Longueur entre les supports latéraux (m)²⁸;

E : Module élastique du matériau (Pa);

I_y : Moment d'inertie de la section selon l'axe Y (m⁴);

G : Module de cisaillement du matériau (Pa);

J : Moment d'inertie de torsion (m⁴);

C_w : Constante de gauchissement (m⁶).

Un moyen d'augmenter la résistance au déversement d'une poutre est de prévoir des supports latéraux intermédiaires entre les appuis.

La résistance au déversement peut aussi être influencée par les tolérances de fabrication et de montage, les défauts de rectitude de la pièce et les contraintes résiduelles induites par le procédé de fabrication de celle-ci. Ces défauts peuvent entraîner la plastification de certaines parties de la section réduisant ainsi la résistance en-deçà de la résistance au déversement. On parle alors de

²⁷ Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada

²⁸ Implicitement, il est admis que les deux extrémités sont retenues contre la rotation

déversement inélastique. L'équation donnée par la norme CSA S16-14 à l'article 13.6 pour déterminer la résistance au déversement inélastique est la suivante :

$$M_r = 1,15\phi M_p \left[1 - \frac{0,28M_p}{M_u} \right] \leq \phi M_p \quad (7.2)$$

Il est à noter que la valeur de M_p de l'équation 7.2 doit être remplacée par M_y pour les sections de poutre de classe 3 et 4 (section à parois minces). Bien entendu, les résistances calculées à l'aide des équations ci-haut doivent être inférieures au moment résistant de la section (M_y ou M_p selon la classe de la section).

Pour une poutre sans support intermédiaire, la longueur entre les supports latéraux (L) correspond à la distance entre les appuis. Cette hypothèse est vraie si la poutre possède des supports latéraux empêchant la rotation aux appuis (poutre simplement supportée). Cette condition est d'ailleurs explicitement décrite à la clause 14.7 de la norme CSA S16-14 *Règle de calcul des charpentes en acier*.

14.7 Résistance à la rotation aux points d'appuis

Les poutres et les poutres-maitresses ne doivent pas pouvoir tourner sur leurs axes longitudinaux aux points d'appuis.

Cependant, la norme CSA S16-14 n'offre que peu d'informations sur la façon d'empêcher cette rotation aux appuis. Voici un extrait de la clause 8.2.3 à ce sujet:

8.2.3 Construction sur appuis simples

[...] La résistance aux charges latérales, y compris les effets de stabilité, doit être assurée grâce à un système approprié de contreventement ou de murs de refend, ou en concevant une partie de la charpente en construction reliée de manière rigide ou semi-rigide.

De plus, la norme CSA S16-14 ne donne pas de méthode ou d'équation permettant de calculer la force de retenue nécessaire pour bloquer la rotation aux appuis. Un moyen prudent d'établir cette force est d'utiliser la recommandation pour la force de retenue d'un support latéral intermédiaire, soit 2% de la force de compression maximale qui peut être développée dans l'aile en compression de la poutre.

7.2 Méthode de stabilisation contre le déversement latéral

Comme mentionné, pour stabiliser une poutre à l'appui, il faut bloquer la rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre. Il est possible d'utiliser un système de diagonale entre les portions supérieures et inférieures des âmes des poutres ou

de créer un cadre rigide à l'aide d'éléments fixés à l'âme des poutres. Des exemples sont présentés à la Figure 7.2.

Il existe d'autres façons qui peuvent être efficaces pour bloquer la rotation aux appuis. L'important est que « les supports latéraux doivent être conçus pour que les conditions de retenue latérale définies par $u=0$ et $\beta=0$ soient toujours satisfaites »²⁹. La valeur de u et β correspondent ici au déplacement latéral et à la rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre, respectivement.

L'utilisation d'éléments horizontaux pour empêcher la rotation aux appuis, comme ce qui a été réalisé pour l'étalement du portique P-19410, est une solution acceptable, en autant que les efforts générés pour stabiliser aient un exutoire, c'est-à-dire un élément qui permettrait de décharger les pièces de leurs efforts horizontaux. En effet, la force qui se développe dans les membrures stabilisatrices, comme toute force horizontale, doit être transférée au sol ou à tout autre élément capable de reprendre cet effort. Habituellement, cet effort est transféré aux appuis des poutres par l'intermédiaire d'un contreventement en X ou en V puis aux cadres qui transfèrent à leur tour cet effort au sol (Figure 7.3).

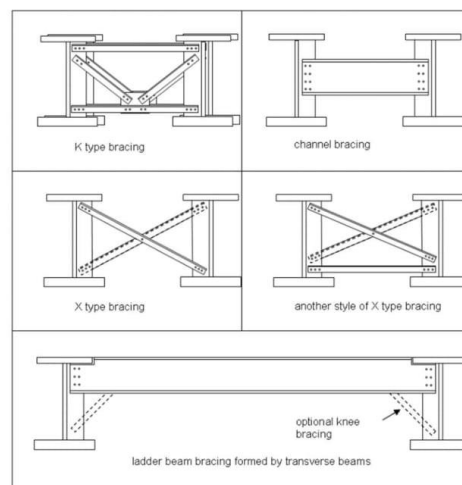


Figure 7.2 : Exemples de méthode de stabilisation contre le déversement latéral³⁰

²⁹ Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada, page 590

³⁰ https://www.steelconstruction.info/Bracing_systems

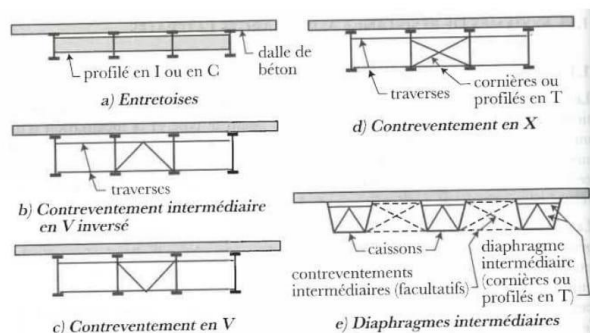


Figure 7.3 : Autres exemples de méthode de stabilisation contre le déversement latéral³¹

8 Méthode de stabilisation contre les charges latérales

Afin de prévenir un effondrement en présence de charges latérales comme les charges de vent et les forces latérales causées par l'excentricité des charges (défaut de verticalité ou de rectitude des pièces), un système de reprise de ces charges est alors nécessaire. Le but de ce dernier est de transférer les efforts latéraux au sol ou à tout autre système capable reprendre efficacement ces efforts (exemple : culée de béton déjà coulée en place). Pour ce faire, les efforts latéraux doivent cheminer de façon continue à travers tous les éléments du système jusqu'à ce que l'effort soit repris par le sol ou par le système de reprise des charges latérales.

Pour stabiliser globalement la structure, le coffrage doit être attaché aux poutres. Par exemple, un élément agissant comme diaphragme, comme un contreplaqué en bois, doit être connecté aux solives qui elles sont connectées aux poutres principales (Figure 8.1). Si aucun élément de la structure ne peut agir comme diaphragme, les solives et les poutres doivent être retenues par un système de contreventement horizontal (Figure 8.2).

³¹ Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada

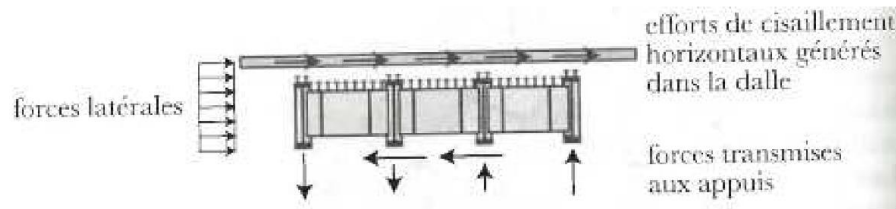


Figure 8.1 : Cheminement des efforts du contreplaqué jusqu'aux poutres³²

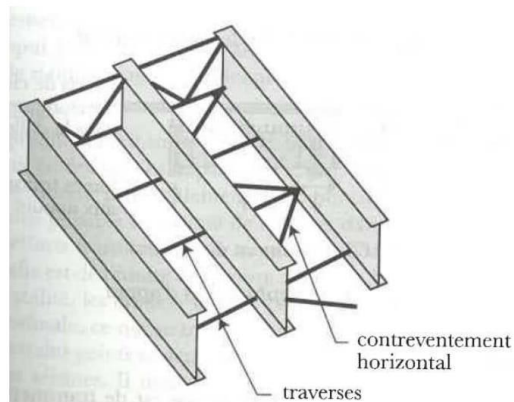


Figure 8.2 : Contreventement horizontal de poutres en acier³³

Pour transmettre l'effort vers le sol, les poutres doivent ensuite être reliées aux cadres d'étaie. Ces derniers doivent être adéquatement stabilisés à l'aide d'un système de contreventement. Ce système de contreventement est d'ailleurs prescrit et détaillé par le fournisseur du cadre d'étaie utilisé (Figure 8.3). Ces cadres doivent par la suite être fixés à des supports qui seront en mesure de transmettre les charges latérales et verticales au sol. De cette façon, l'effort latéral est en mesure de cheminer à travers tous les éléments du système jusqu'à être transmis au sol.

³² Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada

³³ Picard A et Beaulieu D, 1991. « Calcul des charpentes d'acier », ICCA, Canada

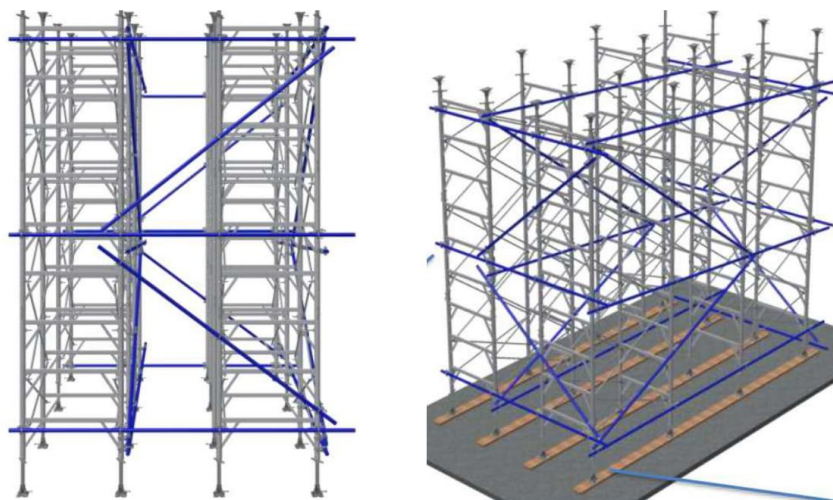


Figure 8.3 : Exemple de contreventement des cadres d'étaieement donné par le fournisseur³⁴

9 Calcul des charges selon la norme CSA S269.1-16 et calcul des charges réelles lors de l'effondrement

Le chapitre suivant répond aux points 2 et 3 du mandat, c'est-à-dire de calculer les charges de conception (verticales et horizontales) qui doivent être considérées sur l'étaieement, de comparer ces charges avec celles indiquées au plan d'ingénierie et de déterminer les charges réelles appliquées au moment de l'accident.

9.1 Définition des charges

L'intensité et le type de charges qui doivent être utilisés pour le calcul des étaieements de coffrages sont prescrits au chapitre 5.4 *Charges sur les ouvrages provisoires* de la norme CSA S269.1-16. Celle-ci prescrit 10 types de charge qui sont définis au tableau 2 de la norme (repris au Tableau 9.1).

³⁴ Hi-Lite. Août 2019. *Experience the Hi-Lite Advantage.*

Tableau 9.1 : Définition des charges selon la norme CSA-S269.1-16

Charge	Description	Direction
DL	Poids propre de l'équipement	V
C	Poids du béton armé	V
LL	Surcharge due à la présence des travailleurs	V
H	Charges horizontales	H
W	Charge due au vent	V/H
P	Pression exercée par le béton	H
E	Charges environnementales	V/H
CL	Autres charges dues à la construction	V/H
ML	Charges matérielles	V
PT	Charges dues à la post-tension	V/H

V = Vertical
H = Horizontal

Dans cette norme, la charge morte est divisée en deux catégories, soit le poids propre de l'équipement (DL) et le poids du béton armé (C). Le poids de l'équipement est composé du poids propre de la structure de l'étalement (coffrages, solives, poutres, cadres et éléments de contreventement).

Les charges vives correspondent aux poids des travailleurs, de leurs équipements et outils ainsi que du matériel de coulage et de finition.

Les charges latérales proviennent des excentricités de charges (H) et des charges de vents (W). Dans la norme CSA S269.1-16, la charge due à un séisme n'est pas prescriptive et il demeure à la discrétion de l'ingénieur de prendre en compte ou non cette charge (clause 5.4.3 a iii)). L'ingénieur peut donc juger s'il est pertinent de prendre en compte ou non la charge de séisme, notamment, en raison de la durée d'installation provisoire de l'étalement.

Dans le cadre du présent rapport, les seules charges qui seront considérées sont les charges de poids propre (DL), les charges du béton (C), les charges vives (LL), les charges horizontales (H) ainsi que les charges dues au vent (W).

9.2 Charges verticales applicables pour le portique P-19410

9.2.1 Section en pente

9.2.1.1 Charges mortes

Pour le poids du coffrage, la norme CSA S269.1-16 spécifie une valeur minimale de 0,48 kPa (clause 5.4.2 c)). Pour l'étalement du portique P-19410, le coffrage est composé d'un contreplaqué d'une épaisseur de 19 mm et de solive de type ALUMA 165 mm espacée à 305 mm c/c.

Selon le *Handbook of Steel Construction*, le poids du contreplaqué de 19 mm d'épaisseur est de 0,11 kPa. Concernant les solives ALUMA, les données du fournisseur montrent que le poids linéaire de celles-ci est de 6 kg/m (0,059 kN/m). Pour un espacement de 305 mm c/c, le poids surfacique des solives est donc de 0,19 kPa. Ceci implique que le poids réel du coffrage est de 0,30 kPa.

Le poids de coffrage indiqué sur les plans d'ingénierie est de 11 lbs/pi², ce qui correspond à 0,53 kPa. Toutefois, dans ses calculs, le concepteur a utilisé une charge de coffrage de 0,48 kPa. Cette charge respecte les exigences de la norme CSA S269.1-16.

Concernant le poids du béton, la norme mentionne que la masse volumique de celui-ci varie entre 15 kN/m³ à plus de 36 kN/m³. De plus, la norme précise qu'une valeur normale de masse volumique correspond à 24 kN/m³. Cependant, cette valeur doit être utilisée seulement si la masse du béton est inconnue du concepteur. À l'étape finale de la construction de l'étaie, la masse du béton armé peut être évaluée à partir des plans du portique. Ainsi, il a été estimé que la masse volumique du béton armé du portique P-19410 était de 24,7 kN/m³ pour la section en pente, en prenant en compte le taux d'armature réel dans le béton. Une valeur de masse volumique de béton de 150 lbs/pi³ (24 kN/m³) est indiquée sur les plans d'ingénierie. Bien qu'il ait été préférable d'utiliser la vraie masse volumique du béton armé pour le portique, une valeur de 24 kN/m³ demeure une approximation fréquemment utilisée par les concepteurs.

Le coefficient de charge du béton peut être réduit selon les indications de la clause 6.3.2.5. La clause 6.3.2.5.1 mentionne que le coefficient de charge du béton peut être réduit à une valeur minimale de 1,25. Cette réduction est applicable seulement lorsque l'élément supporte une aire tributaire de béton supérieure à 12,50 m². Aucun élément porteur de l'étaie du portique P-19410 ne supporte une aire de béton plus grande que 12,50 m². Ainsi, aucune réduction ne peut être appliquée. Le concepteur n'a d'ailleurs pas utilisé ce coefficient de réduction de surcharge dans ses calculs.

Pour le poids des poutres en aluminium (modèle JASCO), les données du fournisseur montrent que le poids linéaire de celles-ci est de 6,16 kg/m (0,06 kN/m). Aucune note n'est inscrite au plan d'ingénierie concernant le poids des poutres en aluminium.

Concernant le cadre d'échafaudage *Hi-Lite 25k*, le fournisseur indique que chaque segment de cadre d'une hauteur de 6'0" (1 829 mm) et d'une largeur de 4'0" (1 220 mm) a une masse de 66,6 lbs (0,296 kN).

9.2.1.2 Charges vives

Les charges vives (*LL*) sont spécifiées à la clause 5.4.2 b) de la norme CSA S269.1-16. La clause stipule qu'une charge vive de conception d'une valeur de 3,1 kPa doit être utilisée si l'ouvrage sert à la construction d'un pont. Pour la construction du portique P-19410, la GOMACO, servant aux travaux de finition, a été installée sur une structure indépendante du coffrage. Outre le poids des travailleurs et de quelques équipements, aucune autre charge vive n'est appliquée sur l'étalement. Concernant ce point, les plans d'ingénierie indiquent une charge vive de 50 lbs/pi², ce qui correspond à 2,4 kPa. Cette charge est inférieure aux exigences de la norme CSA S269.1-16.

En consultant les images de la caméra de surveillance du MTQ qui a capté l'effondrement de l'étalement, il est estimé qu'une valeur de 1,00 kPa est suffisante pour représenter la charge maximale du poids des travailleurs et de l'équipement qui a pu être atteinte dans la zone qui s'est effondrée. Cette charge correspond à la charge vive réelle appliquée sur l'échafaudage lors de l'effondrement. La valeur utilisée de 1,00 kPa est inférieure à la valeur prescrite par la norme (3,1 kPa).

9.2.2 Section centrale

9.2.2.1 Charges mortes

Pour le poids du coffrage de la section centrale du portique P-19410, celui-ci est composé d'un contreplaqué d'une épaisseur de 19 mm et de solives de type ALUMA 165 mm espacées à 305 mm c/c. Ceci implique que le poids réel du coffrage est de 0,30 kPa (voir sous-section 9.2.1.1). Cependant, la valeur minimale de 0,48 kPa sera utilisée pour la conception (clause 5.4.2 c) de la norme CSA S269.1-16).

Pour la section centrale, la masse volumique du béton est estimée à 24,4 kN/m³ en utilisant le taux d'armature pour la section centrale. Encore une fois, aucun élément porteur de l'étalement du portique P-19410 ne supporte une aire de béton plus grande que 12,50 m². Aucune réduction ne peut être appliquée selon ce que mentionne la clause 6.3.2.5.

La masse linéaire d'une poutre W410x100 est de 0,977 kN/m, la masse linéaire d'une poutre W250x33 est de 0,321 kN/m alors que la masse linéaire d'une poutre W250x28 est de 0,279 kN/m.

Concernant le cadre d'échafaudage *Hi-Lite 25k*, le fournisseur indique que chaque segment de cadre d'une hauteur de 6'0" (1829 mm) et d'une largeur de 4'0" (1220 mm) a une masse de 66,6 lbs (0,296 kN).

9.2.2.2 Charges vives

Les mêmes conclusions que celles tirées au à la sous-chapitre 9.2.1.2 concernant la partie en pente du coffrage peuvent être reprises ici. Les charges vives de conception sont de 3,1 kPa alors qu'une valeur de 1,00 kPa peut être estimée comme charge vive maximale lors de l'effondrement.

9.3 Charges latérales applicables pour le portique P-19410

Les charges horizontales sont définies à la clause 5.4.3 de la norme CSA S169.1-16. Le sous-chapitre 5.4.3 a i) spécifie les charges de vent à considérer. Ce chapitre réfère au *Code national du bâtiment du Canada (CNBC)* quant aux calculs des charges de vent. La clause exige d'utiliser la pression dynamique de référence ayant une probabilité de dépassement de 1/50. De plus, un coefficient de rafale de 2,0 doit être utilisé. Il est néanmoins possible de réduire les charges à 75% de leur valeur pour les ouvrages temporaires d'une durée de moins de 2 ans. Le portique se trouve en terrain rugueux selon les types définis par le CNBC.

La clause 5.4.3 a ii) exige qu'une charge horizontale correspondant à 2% des charges verticales soit considérée pour représenter l'excentricité des charges. Cette charge ne doit cependant pas être inférieure à 1,46 kN/m.

Finalement, pour les charges latérales, il faut considérer la composante latérale des charges gravitaires appliquées sur un plan incliné (comme c'est le cas pour la partie en pente de l'étalement) selon ce que mentionne la clause 5.4.3 b).

Aucune charge de vent n'est indiquée sur les plans d'ingénierie. Ces plans ne font aucune référence au CNBC et la pression dynamique de référence n'est pas spécifiée.

Concernant les charges latérales réelles appliquées lors de la coulée, celles-ci sont de deux types : les charges de vent ainsi que les charges latérales provenant de la coulée du béton et la vibration. Selon les données météorologiques fournies par la CNESST, la vitesse maximale des vents enregistrée est 20 km/h dans la soirée du 22 août 2019. Il est peu probable que ces vents soient la cause de l'effondrement. Concernant la charge horizontale provenant de la coulée du béton, il faut prendre en considération la composante horizontale du poids de béton de la partie inclinée du coffrage en plus d'une charge horizontale provenant de l'excentricité des charges. Il est cependant impossible de quantifier la valeur de la force engendrée par l'excentricité des charges lors de la coulée du portique.

9.4 Combinaison des charges

La norme CSA S269.1-16 propose deux méthodes pour le calcul de la résistance des éléments : la méthode de calcul aux contraintes admissibles et la méthode de

calculs aux états limites. Bien que la première méthode soit de moins en moins utilisée, elle est toujours tolérée par la norme CSA S269.1-16 puisque la résistance de plusieurs produits de l'industrie des ouvrages provisoires et des coffrages est basée sur le calcul aux contraintes admissibles.

Dans le cas du calcul aux contraintes admissibles, les combinaisons de charges sont les suivantes :

LC1	1,00 DL			+1,00 H	+1,00 W
LC2	1,00 DL	+ 1,00 C	+1,00 LL	+1,00 H	+1,00 W
LC3	1,00 DL	+ 1,00 C	+1,00 LL	+1,00 H	

Pour le calcul aux états limites, les combinaisons de charges à considérer sont les suivantes :

LC1	1,00 DL			+1,50 H	+1,50 W
LC2	1,25 DL	+ 1,50 C	+1,50 LL	+1,50 H	+1,50 W
LC3	1,25 DL	+ 1,50 C	+1,50 LL	+1,50 H	

10 Descentes de charge vers le sol

Une fois que les charges de conception sont établies, il faut procéder à l'analyse de la structure afin de déterminer les efforts sollicitant les pièces. Ce chapitre, conjointement avec le chapitre 11 du présent rapport, répond aux points 2 et 4 du mandat.

10.1 Charges verticales

10.1.1 Section en pente

10.1.1.1 Charges supportées par les solives ALUMA

Dans la section en pente, les solives ALUMA supportent le poids du coffrage, le poids du béton ainsi que les charges vives. Les charges surfaciques maximales agissant sur une solive ALUMA sont données au Tableau 10.1.

Tableau 10.1 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section en pente

Type de charge	Charge normative (kPa)	Charge réelle (kPa)
Coffrage	0,48	0,11 ²
Béton¹	36,60	37,65
Vive	3,1	1,00

¹Hauteur maximale de béton de 1,525 m

²Poids du contreplaqué seulement

Les données du fournisseur proviennent d'une évaluation aux contraintes admissibles. La combinaison utilisée est donc la suivante :

$$1,0 DL + 1,0 C + 1,0 LL$$

Ceci implique une charge surfacique de 40,18 kPa pour les charges normatives et de 38,81 kPa pour les charges réelles. Ainsi, pour un espacement de solive de 305 mm c/c, la charge linéaire sollicitant la solive la plus chargée est de 12,31 kN/m pour les charges normatives et de 11,89 kN/m pour les charges réelles (en incluant le poids propre des solives). Sur les plans d'ingénierie, la charge spécifiée est de 760 lbs/ft (11,09 kN/m). Il est difficile de comprendre la provenance de cette valeur, car aucun calcul n'est disponible dans les notes de calcul. De plus, en utilisant les charges spécifiées sur les plans, la sollicitation serait de 12,1 kN/m (830 lbs/pi). Néanmoins, pour déterminer si la capacité est suffisante, les charges normatives et les charges réelles calculées seront comparées aux charges admissibles données dans les fiches techniques du fournisseur.

10.1.1.2 Charges supportées par les poutres JASCO

Les poutres JASCO placées sous le gousset supportent la même charge que les solives ALUMA en plus de leur poids propre. Encore une fois, une évaluation aux contraintes admissibles doit être faite. La combinaison utilisée est la suivante :

$$1,0 DL + 1,0 C + 1,0 LL$$

Ceci implique une charge surfacique maximale de 40,18 kPa pour les charges normatives et de 37,95 kPa pour les charges réelles. À cause de la disposition particulière des solives et des poutres JASCO, la largeur tributaire équivalente de ces dernières est de 1,457 m. Ceci implique une charge linéaire maximale de 58,53 kN/m pour les charges normatives et de 56,46 kN/m pour les charges réelles (Figure 10.1). Sur les plans d'ingénierie, la charge spécifiée est de 3 500 lbs/ft (51,08 kN/m). Dans le calcul des charges sollicitant les poutres JASCO, le concepteur néglige le poids du coffrage ainsi que la charge vive. Cependant, il utilise une charge constante pour le béton plutôt que d'utiliser une charge qui varie selon la profondeur du coffrage. Les charges normatives et les charges réelles appliquées seront comparées aux charges admissibles données dans les fiches techniques du fournisseur.

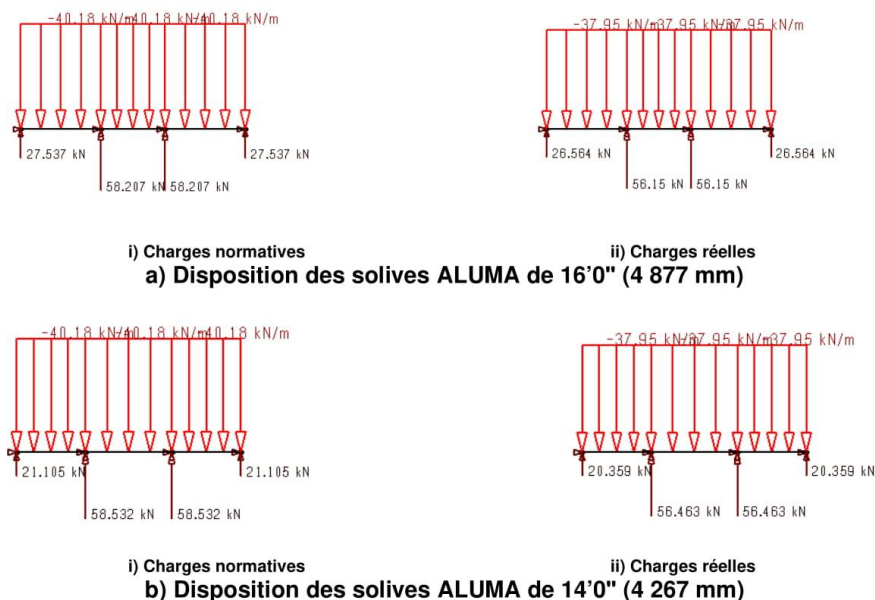
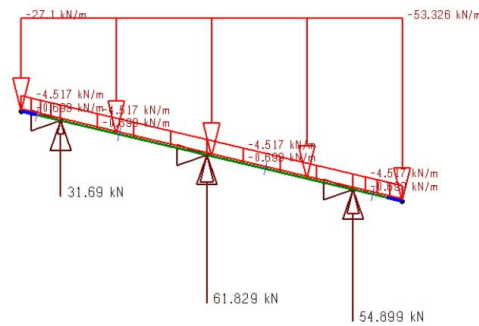


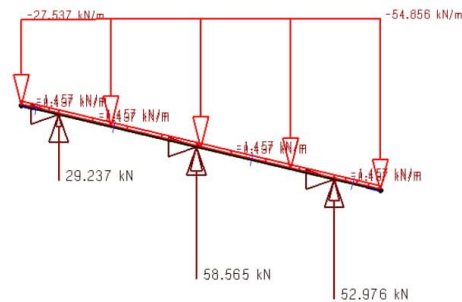
Figure 10.1 : Réactions aux appuis des poutres JASCO en fonction de la disposition des solives

10.1.1.3 Charges supportées par le cadre d'étaie

Pour le cadre d'étaie, la charge qui doit être reprise est la même que pour les poutres JASCO. Avec la disposition des poutres JASCO sur des appuis continus, la distribution des charges a été réalisée à l'aide d'une modélisation avec le logiciel « General Structural Engineering », GSE de SAFI, un logiciel d'analyse des structures (Figure 10.2). La charge maximale atteinte pour une jambe sous les charges normales est de 61,83 kN, alors qu'elle atteint 58,57 kN pour les charges réelles. Pour les cadres, les charges indiquées aux plans sont de 117,43 kN par cadre, donc 58,71 kN par jambe. Les efforts calculés selon les critères du code sont donc encore une fois supérieurs à ceux calculés par le concepteur.



a) Charges normales



b) Charges réelles

Figure 10.2 : Réactions aux appuis sous les poutres JASCO

10.1.1.4 Charges transmises au sol

La charge transmise au sol sous la jambe la plus chargée en plus de la moitié du poids de 2 segments de cadre d'étaieement (hauteur atteinte de 4 500 mm), ce qui correspond à une charge totale de 62,56 kN pour les charges normales et de 59,00 kN pour les charges réelles. Ces valeurs seront comparées aux pressions admissibles du sol en place.

10.1.2 Section centrale

10.1.2.1 Charges supportées par les solives ALUMA

Dans la section centrale, les solives ALUMA supportent le poids du coffrage, le poids du béton ainsi que les charges vives. Les charges surfaciques agissant sur une solive ALUMA sont données au Tableau 10.2.

Tableau 10.2 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section centrale

Type de charge	Charge normatives (kPa)	Charge réelle (kPa)
Coffrage	0,48	0,11 ²
Béton¹	18,60	18,88
Vive	3,1	1,00

¹Hauteur de béton de 0,775 m

²Poids du contreplaqué seulement

Les données du fournisseur proviennent d'une évaluation aux contraintes admissibles. Alors, la combinaison utilisée est la suivante :

$$1,0 DL + 1,0 C + 1,0 LL$$

Ceci implique une charge surfacique de 22,18 kPa pour les charges normatives et de 19,99 kPa pour les charges réelles. Ainsi, pour un espacement de solive de 305 mm c/c, la charge linéaire sollicitant la solive la plus chargée est de 6,76 kN/m pour les charges normatives et de 6,10 kN/m pour les charges réelles en incluant le poids des solives. Sur les plans d'ingénierie, la charge spécifiée est de 450 lbs/ft (6,57 kN/m). Cette différence peut être expliquée par la valeur de charge vive utilisée par le concepteur. Ces valeurs seront comparées aux charges admissibles données dans les fiches techniques du fournisseur.

10.1.2.2 Charges supportées par la section W410x100

Pour une poutre W410x100, la norme CSA S16-14 doit être utilisée pour le calcul de la résistance de la poutre. Ceci implique un calcul aux états limites. La combinaison utilisée est la suivante :

$$1,25 DL + 1,5 C + 1,5 LL$$

L'espacement entre les poutres est de 1 830 mm. La disposition des solives ALUMA sur les poutres W410x100 implique une majoration de 25% pour l'aire tributaire de certaines poutres W410x100 puisque les solives sont disposées en portées doubles (Figure 10.3). Ce point a été omis par l'ingénieur responsable des notes de calcul concernant le système d'étalement. Cette différence est significative, car il s'agit d'une majoration des efforts de près de 25%. Avec ces valeurs, la charge que doit supporter une poutre W410x100 est de 77,07 kN/m selon les charges normatives et de 70,31 kN/m sous les charges réelles en incluant le poids de la poutre dans les deux cas.

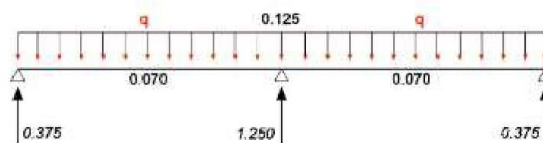


Figure 10.3 : Distribution des efforts d'une poutre sur portée double³⁵

Selon les plans d'étaieiment, la longueur entre les appuis (L_u) est de 8 040 mm. La longueur totale (L_t) de ces poutres est de 9 200 mm.

Ces poutres sont toutes simplement appuyées. Les valeurs de conception sont les suivantes :

$$M_f = \frac{w_f L_u^2}{8}$$

$$V_f = \frac{w_f L_u}{2}$$

$$B_{f \text{ appui}} = \frac{w_f L_t}{2}$$

Concernant la flèche de cette poutre, la norme CSA S269.1-16 stipule, à la clause 6.3.5, que la flèche maximale effective des éléments qui supportent le béton ne doit pas dépasser $1/270^{\circ}$ de la longueur.

Le Tableau 10.3 résume les charges à considérer pour la conception.

Tableau 10.3 : Charges maximales sollicitant une poutre W410x100

	Charges normatives	Charges réelles
Flexion	623 kNm	568 kNm
Cisaillement	310 kN	283 kN
Écrasement à l'appui	357 kN	325 kN
Limite de flèche	30 mm	30 mm

10.1.2.3 Charges supportées par une poutre W250

Tout comme une poutre W410x100, la norme CSA S16-14 est utilisée pour le calcul de la résistance d'une poutre de la famille W250. Il faut donc procéder à un calcul aux états limites ultimes. Pour les calculs, l'hypothèse d'une poutre sur

³⁵ https://www.engineeringtoolbox.com/continuous-beam-moment-reaction-support-forces-distributed-point-loads-d_1988.html

appuis simples supportant une charge à mi-portée est utilisée. La charge supportée correspond à la réaction d'appui d'une poutre W410x100, donc 357 kN sous les charges normatives et 325 kN sous les charges réelles. À cette charge, il faut ajouter le poids d'une poutre W250. La longueur totale d'une poutre W250 est de 1 220 mm. Dans ce cas, les valeurs de conception sont les suivantes :

$$M_f = \frac{P_f L}{4}$$

$$V_f = \frac{P_f}{2}$$

$$B_{f \text{ intérieure}} = P_f$$

$$B_{f \text{ appui}} = \frac{P_f}{2}$$

Le Tableau 10.4 résume les charges considérées pour la conception.

Tableau 10.4 : Charges sollicitant une poutre W250

	Charges normatives	Charges réelles
Flexion	109 kNm	99 kNm
Cisaillement	179 kN	163 kN
Écrasement à l'appui	179 kN	163 kN
Écrasement sous la charge intérieure	357 kN	325 kN

10.1.2.4 Charges supportées par le système Hi-Lite

Pour le cadre d'étaielement *Hi-Lite 25k*, les données du fournisseur proviennent d'une évaluation aux contraintes admissibles. La combinaison de charges utilisée est la suivante :

$$1,0 DL + 1,0 C + 1,0 LL$$

La charge reprise correspond à la réaction d'appui d'une poutre W250 sans la pondération des charges. Une poutre W410x100 supporte une charge non pondérée de 51,72 kN/m pour les charges normatives et de 47,16 kN/m pour les charges réelles. Cette charge cause une réaction d'appui de 238 kN pour les charges normatives et de 217 kN pour les charges réelles. Cette charge est redistribuée sur les deux appuis d'une poutre W250. Ainsi, la charge maximale atteinte pour une jambe sous les charges normatives est de 119 kN alors qu'elle atteint 109 kN pour les charges réelles. Pour ce cadre, les charges indiquées aux plans sont de 39 600 lbs (176,15 kN) par cadre, donc 88,0 kN par jambe. Cette

différence peut être expliquée par la valeur de charge vive utilisée par le concepteur ainsi que la différence concernant le calcul de l'aire tributaire maximale d'une poutre W410x100. Cette différence est significative, car il s'agit d'une majoration des efforts de près de 25%. Les charges normatives et les charges réelles calculées seront comparées aux charges admissibles données dans les fiches techniques du fournisseur.

10.1.2.5 Charges transmises au sol

Sous chaque jambe du cadre, une surface d'appui est prévue afin de ne pas dépasser la capacité du sol. La charge considérée est celle reprise par une jambe du cadre additionnée au poids propre du cadre. Comme pour la section en pente, deux segments de cadre sont utilisés, ce qui correspond à une charge totale de 120 kN sous les charges normatives et de 109 kN pour les charges réelles. Ces valeurs seront comparées aux pressions admissibles du sol en place.

10.2 Résumé des charges gravitaires agissant sur l'étaielement du portique P-19410

10.2.1 Partie inclinée

Le Tableau 10.5 présente le résumé des charges agissant sur la partie inclinée.

Tableau 10.5 : Résumé des charges sollicitant la partie inclinée de l'étaielement

Élément	Charges		
	Concepteur	Normatives	Réelles
Solive ALUMA (kN/m)	11,87	12,31	11,89
Poutres JASCO (kN/m)	56,30	58,53	56,46
Cadre d'étaielement (kN)	57,73	61,83	58,57

10.2.2 Partie centrale

Le résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étaielement est présenté au Tableau 10.6.

Tableau 10.6 : Résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étaie

Élément	Charges		
	Concepteur	Normatives	Réelles
Solive ALUMA (kN/m)	6,57	6,76	6,10
Poutre W410x100			
Flexion (kNm)	470	623	568
Cisaillement (kN)	-	310	283
Écrasement à l'appui (kN)	-	357	325
Poutre W250			
Flexion (kNm)	82	109	99
Cisaillement (kN)	-	179	163
Écrasement à l'appui (kN)	-	179	163
Écrasement charge intérieure (kN)	-	357	325
Cadre d'étaie (kN)	88	119	109

10.3 Charges horizontales

La pression de vent, calculée selon la figure I-24 *Plaques, murs et panneaux d'affichage autoporteurs* du CNBC, est de 0,75 kPa. Cependant, selon la clause 5.5.2 de la norme CSA S269.1-14, la pression de vent ne peut être inférieure à 0,8 kPa. Lorsque le vent frappe sur la face latérale du coffrage et des poutres, la charge équivalente de vent est de 1,21 kN/m. Cette charge est inférieure à la charge minimale de 1,46 kN/m. Cette charge doit être appliquée sur la largeur de la dalle.

Une retenue latérale doit être prévue pour chaque élément afin de pouvoir le stabiliser contre la charge horizontale qui peut être induite par les effets des charges verticales déstabilisatrices dues à des excentricités inévitables dans de tels types de structures. L'élément stabilisateur doit être en mesure de reprendre une charge correspondant à 2% de l'effort vertical censé être appliqué à l'élément qu'il stabilise. Par exemple, la poutre W410x100 doit être stabilisée avec un élément pouvant reprendre une force de 7,1 kN (2% de la réaction à l'appui, soit 357 kN). Une jambe d'un cadre doit être stabilisée par un élément pouvant reprendre une charge de 2,4 kN (2% de 119 kN).

11 Vérification des résistances

Une fois l'analyse de la structure effectuée, nous connaissons les efforts internes des différents éléments composant l'étaie. On peut comparer ces valeurs aux valeurs de résistance de ceux-ci. Ce chapitre, conjointement avec le chapitre 10, répond aux points 2 du mandat.

11.1 Section en pente

11.1.1 Solives ALUMA

Selon les fiches techniques du fournisseur, les solives ALUMA d'une portée de 2,40 m appuyée de façon continue sur 3 appuis (portée double) possèdent une résistance de 16,52 kN/m. Cette résistance inclut un facteur de sécurité de 2,2. Toutes les valeurs données dans les tableaux, correspondent au ratio sollicitation sur résistance; une valeur inférieure à 1 est recherchée. Ainsi, sous une évaluation aux contraintes admissibles, les ratios de sollicitation sont donnés au Tableau 11.1.

Tableau 11.1 : Ratio de sollicitation des solives ALUMA de la section en pente

	Charge normatives	Charge réelle
Sollicitation	0,75	0,72

Les solives ALUMA ont donc une résistance suffisante pour reprendre les charges gravitaires.

Concernant les charges latérales, aucune information n'a été spécifiée sur les plans concernant la fixation du contreplaqué aux solives ALUMA. Des clous ont été fixés pour attacher le contreplaqué sur le morceau de bois qui est coincé dans la solive ALUMA (Figure 6.6) mais le nombre de clous utilisé n'est pas spécifié. Il est donc difficile de prévoir la résistance qui peut être développée par le diaphragme composé du contreplaqué. Il n'y a aucune note de calcul concernant la résistance aux charges latérales de ces éléments.

Certaines solives ALUMA sont quant à elles, attachées aux poutres JASCO à l'aide d'agrafes composées de plaques en aluminium et de boulons de 12 mm de diamètre (Figure 6.18). La résistance est basée sur la friction entre les éléments. Le nombre de ces attaches n'a pas été spécifié au plan d'ingénierie. Il est difficile de déterminer la résistance latérale de ces éléments en ne connaissant pas la charge de précontrainte appliquée sur les boulons.

11.1.2 Poutres JASCO

Selon les fiches techniques du fournisseur, les poutres JASCO d'une portée de 1,22 m appuyées de façon continue sur trois appuis (portée double) possèdent une résistance de 65,24 kN/m. Cette résistance inclut un facteur de sécurité de 2,2. Ainsi, sous une évaluation aux contraintes admissibles, les ratios de sollicitation sont donnés au Tableau 11.2.

Tableau 11.2 : Ratio de sollicitation des poutres JASCO

	Charge normatives	Charge réelle
Sollicitation	0,90	0,87

Les poutres JASCO possèdent une résistance suffisante pour reprendre les charges gravitaires. Notons toutefois que ces poutres JASCO ne sont pas contreventées aux extrémités.

Concernant les charges latérales, aucune connexion n'a été spécifiée sur les plans concernant la fixation des poutres aux cadres d'étaie. Cependant, ceux-ci ont été attachés à des éléments en bois à l'aide de boulon. Ces éléments de bois sont à leur tour attachés au cadre à l'aide de clous. Aussi, il n'y a aucune note de calcul concernant la résistance aux charges latérales de ces éléments. Ne connaissant pas le diamètre ni le nombre de clous utilisé, il est difficile de quantifier la résistance de cet assemblage.

11.1.3 Cadre d'étaie

Les données du fournisseur montrent que la résistance d'une jambe, lorsque le système est contreventé entre les segments et que l'extension à la tête ne dépasse pas une longueur de 12 po (305 mm), est alors de 111 kN par jambe. Cette valeur est obtenue en utilisant un facteur de sécurité de 2,5. Ainsi, la sollicitation est donnée au Tableau 11.3.

Tableau 11.3 : Ratio de sollicitation du cadre d'étaie de la section en pente

	Charge normatives	Charge réelle
Sollicitation	0,73	0,71

Ainsi, les cadres d'étaie de la section en pente possèdent une résistance suffisante pour reprendre les charges gravitaires.

Concernant la résistance aux charges latérales de cet élément, aucune valeur n'est fournie dans les fiches techniques concernant la résistance aux charges latérales de l'extension du cadre d'étaie. De plus, aucun contreventement en diagonale n'a été installé entre les cadres d'étaie. Il est à noter qu'aucune note de calcul concernant la résistance aux charges latérales n'est fournie pour ces éléments.

11.1.4 Assise au sol

À la suite d'une étude des Laboratoires d'expertises du Québec ltée³⁶, les auteurs de cette étude mentionnent que « la capacité portante ultime des sols supports qui gouverne est celle de la couche de sable, soit 450 kPa. Selon les plans du Coffrage LD, les sols supports devaient être en mesure de supporter des charges de 150 kPa. Or, si cette charge a été pleinement appliquée sur une des nombreuses semelles carrées, le coefficient de sécurité contre la rupture était alors de 3,0, ce qui respectait les normes et les règles de bonne pratique. ». Les auteurs concluent : « les sols supports ne sont pas en cause dans la rupture des coffrages de la coulée de béton du portique. ». On comprend donc ici que la capacité portante réelle du sol est 450 kPa.

Sur les plans, une plaque d'appui carrée de 22" (558 mm) d'une épaisseur de 2 1/4" est demandée. Ceci donne une pression de 200 kPa, ce qui correspond à un ratio de sollicitation de 1,34 en utilisant la capacité portante estimée par le concepteur. Cependant, en chantier, des plaques carrées de 30" (762 mm) ont été utilisées. Avec ces plaques, le ratio d'utilisation est alors de 0,72. Sous les charges réelles, avec de tels appuis, le ratio de sollicitation est alors de 0,68 et de 0,23 en utilisant la capacité réelle du sol. La dimension des plaques d'appui est donc adéquate pour reprendre les charges gravitaires.

Concernant les charges latérales, aucune indication n'est faite sur les plans concernant la fixation des cadres d'étalement sur les plaques d'appuis. La résistance est donc principalement basée sur la friction entre les éléments.

11.2 Partie centrale

11.2.1 Solives ALUMA

Selon les fiches techniques du fournisseur, les solives ALUMA d'une portée de 1,83 m appuyées de façon continue sur 3 appuis (portée double) ont une résistance de 22,02 kN/m. Cette résistance inclut un facteur de sécurité de 2,2. Le ratio de sollicitation est donné au Tableau 11.4.

Tableau 11.4 : Ratio de sollicitation des solives ALUMA de la section centrale

	Charge normatives	Charge réelle
Sollicitation	0,31	0,28

³⁶ Rapport LEQ n° 8525-00-01, transmis par courriel par la CNESST le 7 février 2020.

La résistance des solives en aluminium est donc adéquate pour reprendre les charges gravitaires.

Concernant les charges latérales, aucune information n'a été spécifiée sur les plans concernant la fixation du contreplaqué aux solives ALUMA. Bien que des clous aient servis à attacher le contreplaqué aux morceaux de bois coincés dans la solive ALUMA (Figure 6.6), le nombre de clous utilisé n'a pas été spécifié. Il est donc difficile de prévoir la résistance qui peut être développée par le diaphragme composé du contreplaqué. Il n'y a aucune note de calcul concernant la résistance aux charges latérales de ces éléments. Les solives ALUMA sont cette fois-ci uniquement déposées sur les poutres W410x100. La résistance aux charges latérales est uniquement basée sur la friction entre les éléments.

11.2.2 Poutres W410X100

En supposant qu'un appui latéral intermédiaire est installé à la mi-portée de la poutre, la longueur non supportée de celle-ci est alors de 4 020 mm. Ceci donne une résistance à la flexion de 648 kNm. La résistance au cisaillement de cette section est de 850 kN. La résistance à l'écrasement d'une poutre W410x100 aux appuis est établie à 374 kN.

Il est à noter que, sans la retenue latérale à mi-portée, la longueur non supportée serait de 8 040 mm. À cette longueur, la résistance en flexion d'une poutre W410x100 est de 412 kNm. Le ratio de sollicitation d'une poutre W410x100 est donné au Tableau 11.5.

Tableau 11.5 : Ratio de sollicitation d'une poutre W410x100

	Charge normatives	Charge réelle
Flexion	0,96	0,88
Cisaillement	0,36	0,33
Écrasement de l'âme à l'appui	0,95	0,87
Flèche	1,16	1,06

La poutre W410x100 est donc apte à reprendre les charges gravitaires si les supports latéraux choisis (blocs de bois) sont en mesure de contrer le déversement de celle-ci.

La flèche sous la charge réelle a été calculée en négligeant la charge vive, comme il est accepté selon la note 2 de la clause 6.3.5 de la norme CAN/CSA S269.1-16. Dans ses calculs, le concepteur a négligé le poids du coffrage. Cependant, il a utilisé un critère de flèche plus sévère (L/360), mais la majoration de l'aire tributaire pour la poutre la plus chargée a été omise.

Concernant les charges latérales, les poutres W410x100 ne sont aucunement attachées aux tubes HSS. La résistance se base donc uniquement sur la friction entre les pièces.

11.2.3 Poutres W250

En supposant que la retenue latérale aux appuis est adéquate, la longueur non supportée d'une poutre est alors de 1 220 mm. Ceci donne une résistance à la flexion de 132 kNm. La résistance au cisaillement de cette poutre est de 323 kN. La résistance à l'écrasement d'une poutre W250x33 est de 324 kN au centre et de 139 kN aux appuis. Les ratios de sollicitation d'une poutre W250x33 sont donnés au Tableau 11.6.

Concernant la section W250x28, la résistance à la flexion, selon les conditions de retenues mentionnées dans le paragraphe précédent, est de 110 kNm. La résistance au cisaillement de cette poutre est de 341 kN. La résistance à l'écrasement d'une poutre W250x28 est de 356 kN au centre et de 153 kN aux appuis. Les ratios de sollicitation d'une poutre W250x28 sont donnés au Tableau 11.7.

Tableau 11.6 : Ratio de sollicitation d'une poutre W250x33

	Charge normatives	Charge réelle
Flexion	0,83	0,75
Cisaillement	0,55	0,50
Écrasement de l'âme sous la charge intérieure	1,10	1,00
Écrasement de l'âme à l'appui	1,28	1,17
Flèche	0,20	0,19

Tableau 11.7: Ratio de sollicitation d'une poutre W250x28

	Charge normatives	Charge réelle
Flexion	0,99	0,90
Cisaillement	0,52	0,48
Écrasement de l'âme sous la charge intérieure	1,00	0,91
Écrasement de l'âme à l'appui	1,17	1,06
Flèche	0,25	0,23

Les résultats obtenus sont similaires pour les poutres W250x33 et W250x28. On remarque que la résistance à l'écrasement des deux types de poutres aux appuis

et sous la charge intérieure n'est pas suffisante et que des raidisseurs, c'est-à-dire des plaques soudées à l'âme et aux ailes des poutres (Figure 11.1), auraient dû être prévus (ou l'utilisation d'une poutre ayant une âme plus épaisse donc une résistance plus grande).

Concernant les charges latérales, les poutres W250 ne sont pas fixées mécaniquement aux cadres d'étaie. La résistance se base donc uniquement sur la friction entre les pièces.



Figure 11.1 : Exemple de raidisseurs disposés à l'appui d'une poutre de pont³⁷

11.2.4 Cadre d'étaie

Les données du fournisseur montrent que la résistance d'une jambe, lorsque le cadre est contreventé entre les segments et que l'extension à la tête ne dépasse pas une longueur de 12 po (305 mm), est de 111 kN par jambe. Cette valeur est obtenue en utilisant un facteur de sécurité de 2,5. Les ratios de sollicitation sont donnés au Tableau 11.8.

Tableau 11.8 : Ratio de sollicitation du cadre d'étaie de la section centrale

	Charge normatives	Charge réelle
Sollicitation	1,07	0,98

³⁷ <https://www.steelconstruction.info/File:Stiffeners.jpg>

La résistance du cadre est donc insuffisante pour reprendre les charges gravitaires. Notons cependant que le coefficient de sécurité est de 2,5.

Aucune valeur n'est fournie dans les fiches techniques concernant la résistance aux charges latérale de l'extension du cadre d'étaie. Selon les auteurs de ce rapport, un contreventement des têtes serait requis. De plus, aucun contreventement inter-cadres en diagonale n'a été prévu. Notons qu'aucune note de calcul concernant la résistance aux charges latérales n'a été fournie.

11.2.5 Assise au sol

Encore ici le concepteur a utilisé une résistance de 150 kPa comme capacité portante du sol. L'étude géotechnique réalisée sur place montre que la capacité ultime du sol est plutôt de l'ordre de 450 kPa. Sur les plans, une plaque d'appui carrée de 22" (558 mm) d'une épaisseur de 2 ¼ " est demandée. Ceci donne une pression de 383 kPa, ce qui correspond à un ratio de sollicitation de 2,55 en utilisant la capacité portante estimée par le concepteur. Cependant, en chantier, des plaques carrées de 30" (762 mm) sont utilisées. Avec ces plaques, le ratio d'utilisation est alors de 1,37. Sous les charges réelles, avec de tels appuis, le ratio de sollicitation est alors de 1,26. Il est de 0,42 en utilisant la capacité réelle du sol en place. (450 kPa).

Concernant les charges latérales, aucune indication n'est stipulée sur les plans concernant la fixation des cadres d'étaie sur les plaques d'appuis. La résistance est donc basée uniquement sur la friction entre les éléments.

11.3 Résumé des sollicitations des éléments d'étaie du portique

11.3.1 Partie inclinée

Le Tableau 11.9 présente le résumé les ratios de sollicitation pour la partie inclinée du système d'étaie.

Tableau 11.9 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie inclinée de l'étaie

Élément	Charges		
	Concepteur	Normatives	Réelles
Solive ALUMA	0,72	0,75	0,72
Poutres JASCO	0,87	0,90	0,87
Cadre d'étaie	0,50	0,53	0,50
Pression au sol	0,68	0,72	0,68
Pression au sol par à 450 kPa	0,32	0,24	0,23

11.3.2 Partie centrale

Le résumé des ratios de sollicitation pour la partie centrale de l'étaie est présenté au Tableau 11.10.

Tableau 11.10 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie centrale de l'étaie

Élément	Charges		
	Concepteur ³⁸	Normatives	Réelles
Solive ALUMA	0,29	0,31	0,28
Poutre W410x100			
Flexion	0,92	0,96	0,88
Cisaillement	0,35	0,36	0,33
Écrasement à l'appui	0,91	0,95	0,87
Flèche	1,11	1,16	1,06
Poutre W250x33			
Flexion	0,79	0,83	0,75
Cisaillement	0,53	0,55	0,50
Écrasement à l'appui	1,05	1,10	1,00
Écrasement charge intérieure	1,23	1,25	1,17
Flèche	0,24	0,20	0,19
Poutre W250x28			
Flexion	0,95	0,99	0,90
Cisaillement	0,50	0,52	0,48
Écrasement à l'appui	0,96	1,00	0,91
Écrasement charge intérieure	1,12	1,17	1,06
Flèche	0,24	0,25	0,23
Cadre d'étaie	0,98	1,07	0,98
Pression au sol	1,31	1,37	1,26
Pression au sol p/r à 450 kPa	0,44	0,47	0,42

³⁸ Les ratios ont été calculés par les auteurs de ce rapport à partir des charges définies par le concepteur

12 Analyse par éléments finis

12.1 Stabilité d'une poutre W410x100

Pour vérifier les conditions de stabilité d'une poutre W410x100, des analyses par la méthode des éléments finis ont été utilisées (avec des éléments de type coque mince). Une analyse de flambement est réalisée à l'aide du logiciel GSE de SAFI.

La première analyse consiste à représenter les différents appuis par les éléments mis en place au chantier. Dans le cas présent, il s'agit des pièces de bois 89 mm x 89 mm de dimensions ainsi que des tirants en acier d'un diamètre de 12mm (Figure 12.1). Seulement un élément sur deux a été modélisé puisque ces éléments sont actifs en tension ou en compression seulement (unidirectionnel).

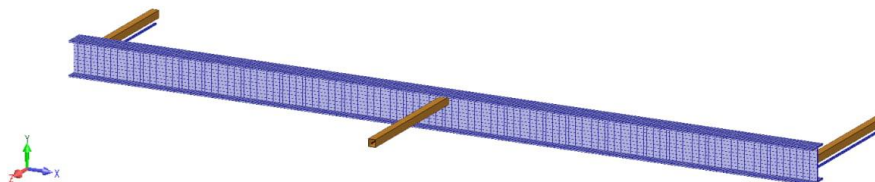


Figure 12.1 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100

Les conditions d'appuis utilisées pour les poutres sont les déplacements U_x et U_y bloqués pour un joint de l'aile inférieure de la poutre à chaque extrémité à l'endroit où la poutre est déposée sur un tube HSS (Figure 12.2).

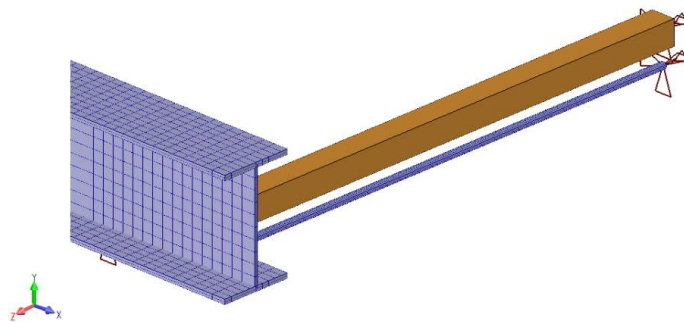


Figure 12.2 : Conditions d'appui du modèle représentant la situation au chantier d'une poutre W410x100

Ce modèle donne un ratio de sollicitation pondérée, c'est-à-dire en considérant le coefficient de tenue de l'acier (0,9), de 0,57. Ceci montre que les éléments utilisés suffisent pour stabiliser une poutre contre le déversement si ceux-ci possèdent un exutoire pour transmettre la charge latérale qu'ils accumulent. S'il n'y a pas d'exutoire, le système n'est pas stable et rien n'empêche le déversement. Le mode de flambement de la poutre est illustré à la Figure 12.3.

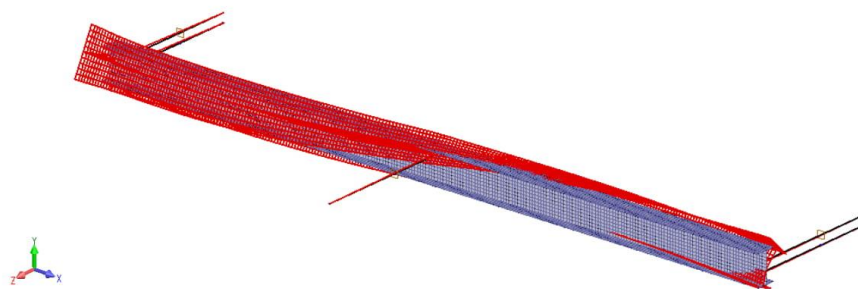


Figure 12.3 : Déversement de la poutre W410x100 selon les conditions de retenues au chantier

À titre de comparaison, lorsque les éléments utilisés (morceaux de bois et tige en acier) sont remplacés par des appuis parfaits dans le modèle, le ratio de sollicitation pondérée est de 0,42 et la déformée serait telle qu'illustrée à la Figure 12.4.

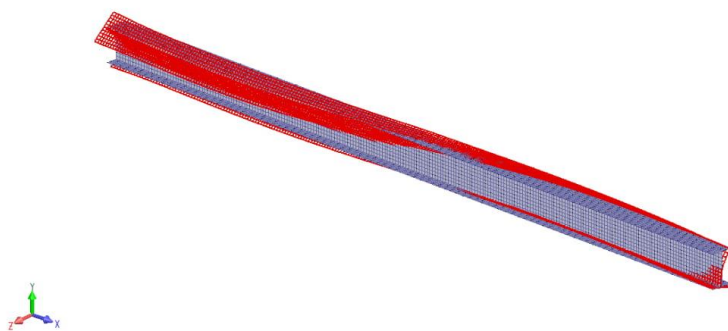


Figure 12.4 : Déversement de la poutre W410x100 avec des appuis parfaits

Il est possible de regarder l'influence du retrait de l'un des contreventements sur la résistance au déversement de la poutre. Pour la seconde analyse, la retenue au centre est retirée (Figure 12.5).

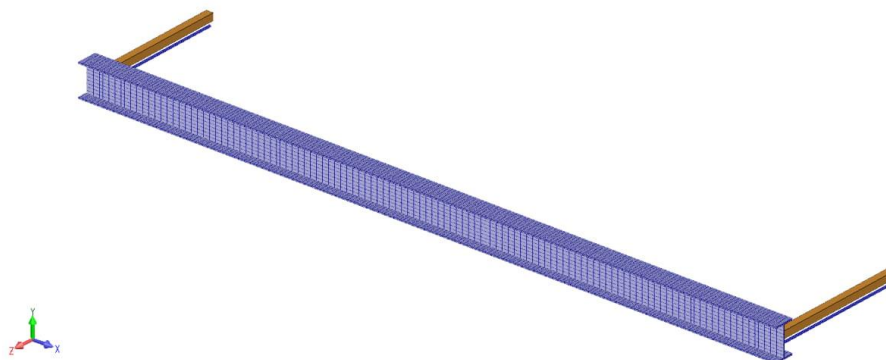


Figure 12.5 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100 sans la retenue au centre

Dans de telles conditions, le ratio de sollicitation pondéré est de 1,89. Cette analyse montre que la retenue au centre de la poutre est essentielle pour que la poutre ait une stabilité suffisante pour assurer son rôle. Le mode de flambement de la poutre est illustré à la Figure 12.6.

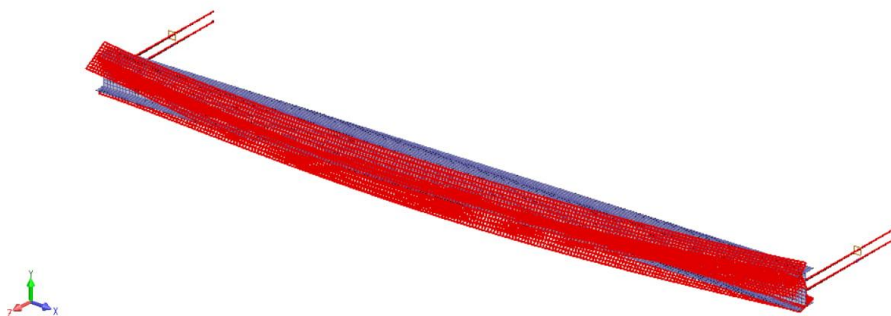


Figure 12.6 : Déversement de la poutre W410x100 sans la retenue au centre

En ce qui concerne la troisième analyse réalisée, celle-ci consiste à réaliser le même type d'analyse de la poutre, mais en retirant la retenue latérale à l'un des appuis (Figure 12.7).

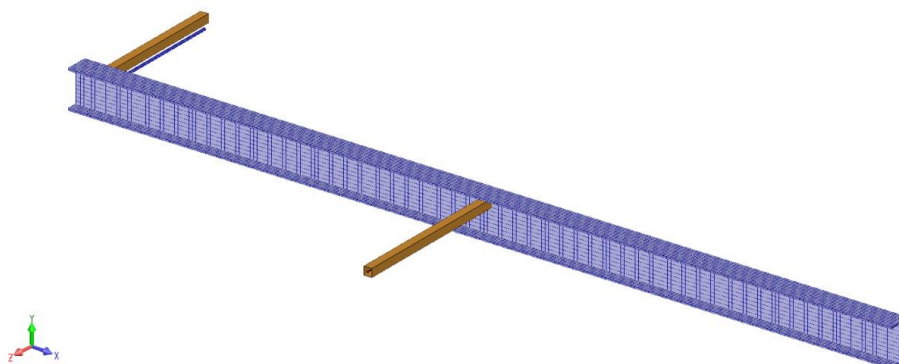


Figure 12.7 : Modèle représentant les retenues latérales en chantier d'une poutre W410x100 sans la retenue latérale à un appui

Cette fois-ci, le ratio de sollicitation pondéré est de 2,08. Cette situation est plus critique que le cas sans la retenue au centre puisque le ratio de sollicitation est plus élevé. Cette analyse montre que la retenue au centre de la poutre est essentielle pour que la poutre ait une stabilité suffisante pour assurer son rôle. Mais également, la retenue latérale aux extrémités est essentielle. Le mode de flambement de la poutre est illustré à la Figure 12.8.

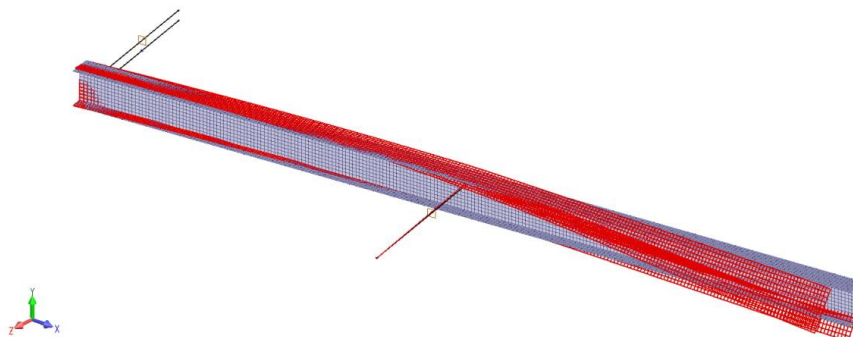


Figure 12.8 : Déversement de la poutre W410x100 sans la retenue latérale à l'un des appuis

12.2 Stabilité d'une poutre W250

Le même type d'analyses que celui présenté précédemment est réalisé pour une poutre W250x28, puisque les deux sections (W250x33 et W250x28) ont une résistance similaire, mais la section W250x28 a une résistance inférieure (Figure 12.9). Cette fois-ci les retenues latérales ont été représentées par les blocs de bois de chaque côté de la poutre, par les plaques de la tête en « U » du cadre ainsi que

par l'extension (Figure 6.12 et Figure 12.10). La jonction entre le « U » et l'extrémité de l'extension a été représentée par deux tiges en angle afin de donner un peu plus de rigidité à l'ensemble. Cette poutre ne possède aucun autre appui intermédiaire ni de blocage additionnel à l'appui.

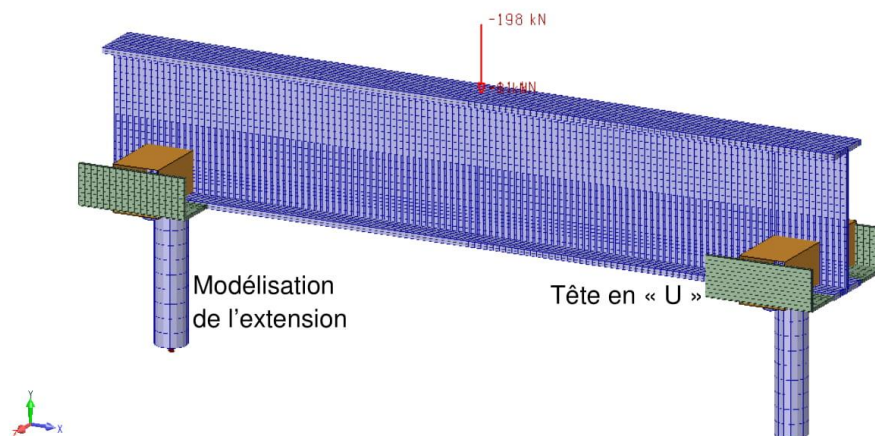


Figure 12.9 : Modèle représentant la poutre W250x28

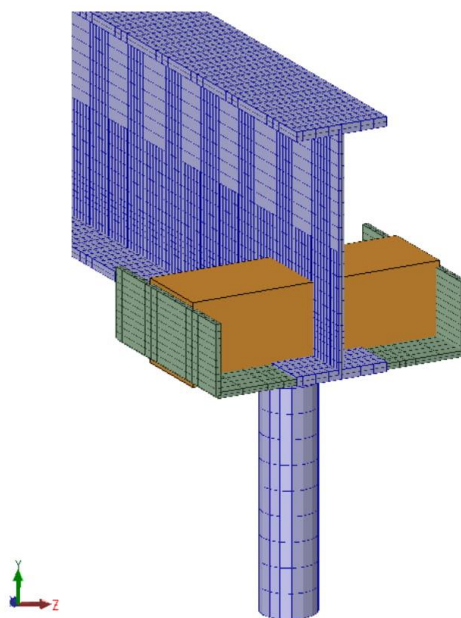


Figure 12.10 : Conditions aux appuis de la poutre W250x28

Dans cette condition, le ratio de sollicitation de la poutre, une fois la pondération appliquée, atteint la valeur de 2,30. Dans le cas de la poutre W250x33, ce ratio atteint la valeur de 2,17. Le mode de flambement de la poutre W250x28 est illustré à la Figure 12.11. La poutre serait donc sur-sollicitée. Ceci s'explique par le fait qu'il n'y a aucun système de contreventement classique de présent (comme un contreventement en X); seul le bloc de bois situé en bas de la section W250 empêche partiellement la rotation de la section. Les appuis de la poutre ne possèdent qu'une faible rigidité en rotation et la résistance au déversement de la poutre s'en trouve limitée.

Toutefois, bien que le tube HSS ne soit pas mécaniquement fixé à la poutre W410x100, la friction entre les pièces offre une retenue latérale qui pourrait permettre de stabiliser la poutre W250x28. Cependant, cette résistance est difficilement quantifiable. Pour représenter cet effet, un appui dans la direction Z est ajouté directement au point d'application de la charge. Cette hypothèse est très forte c.-à-d. non sécuritaire. Le ratio de sollicitation de la pièce atteint alors la valeur de 0,70 (0,64 pour la poutre W250x33). Le mode de flambement de la poutre avec ces nouvelles conditions de retenue est illustré à la Figure 12.12. Cela signifie que si la friction assurait une retenue efficace à la poutre W250x28, cette dernière serait en mesure de reprendre les charges sans déverser.

Notons finalement, comme l'illustre la Figure 6.14, à plusieurs endroits, la poutre W410x100 est excentrée par rapport à l'âme de la poutre W250. Une telle excentricité induit un couple de torsion dans la poutre W250. Cette situation n'est pas souhaitable. Une analyse par éléments finis a cependant démontré que l'effet est négligeable en considérant une excentricité de 25 mm.

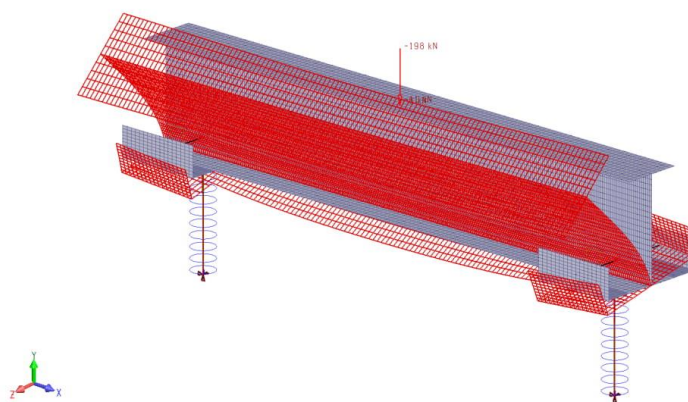


Figure 12.11 : Premier mode de flambement de la poutre W250x28 sans retenue latérale au centre

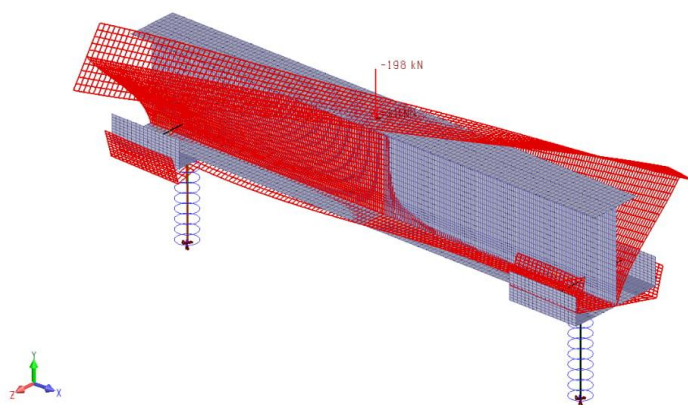


Figure 12.12 : Premier mode de flambement de la poutre W250x28 ayant une retenue latérale au centre

12.3 Pression réelle transmise au sol

Concernant l'appui au sol, les calculs manuels ont montré que la capacité du sol établie à 150 kPa a été dépassée sous les appuis des cadres de la section en pente et de la section centrale. Rappelons que des tests de capacité de sol donnent une capacité réelle de 450 kPa. Cependant, dans la section en pente, l'utilisation d'une plaque de plus grandes dimensions suffit à empêcher un mouvement important du sol sous les charges réelles.

Le calcul de la pression sous la plaque d'appui suppose que celle-ci est suffisamment rigide pour répartir uniformément la charge sur le sol. De plus, des photos prises sur place montrent que les jambes des cadres ne sont pas centrées avec les plaques d'appui. Ceci induit une pression non uniforme sous la plaque.

Afin de simuler cet effet, GES de SAFI offre une option avec fondation de type Winkler³⁹ qui permet de simuler l'interaction sol/structure qui prend en compte le soulèvement de la plaque au sol, c.-à-d. la perte de contact (Figure 12.13). Cette simulation demande de connaître le module de réaction du sol. Comme cette valeur est inconnue, nous avons supposé une valeur pour ce module. Les résultats présentés sont donc ici de type qualitatif.

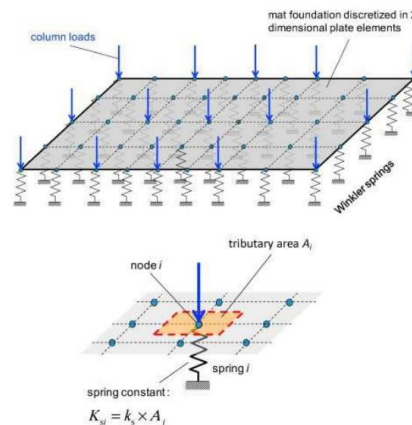


Figure 12.13 : Fondation élastique pour les sols de type Winkler⁴⁰

La charge apportée par une des jambes de l'échafaudage a été centrée et excentrée par rapport au centre de la plaque. Les résultats montrent que la

³⁹ <https://www.safi.com/slab-on-grade-function/>

⁴⁰ Loukidis et Tamiolakis, 2017, "Spatial distribution of Winkler spring stiffness for rectangular mat foundation analysis". Engineering Structure, Vol 153: 443-459.

pression est nettement plus élevée sous la charge et qu'un soulèvement peut être attendu à l'autre extrémité de la plaque. Une pression plus grande sous l'un des appuis peut entraîner une surcharge sur les autres cadres qui n'a pas été prise en compte dans les calculs. Ceci peut engendrer un mouvement différentiel entre les appuis qui aurait un effet déstabilisateur pour les éléments au-dessus.

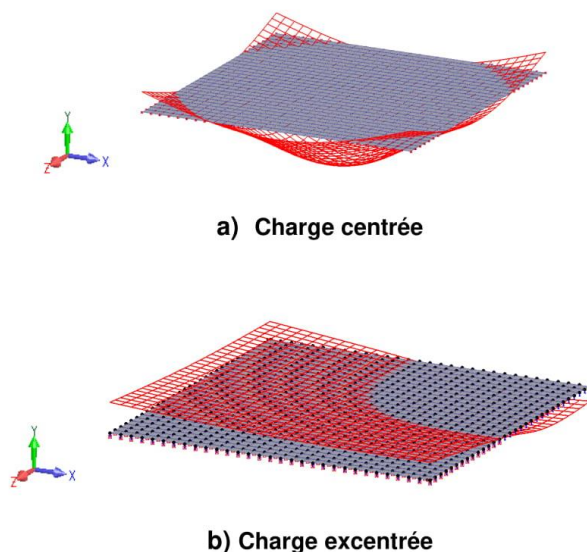


Figure 12.14 : Déformation de la plaque sous une charge centrée et une charge excentrée

13 Scénarios pouvant expliquer l'effondrement du système d'étaie temporaire

13.1 Retour sur les résultats des chapitres 11 et 12

Les résultats obtenus au chapitre 11 pointent la recherche des causes de l'effondrement vers les poutres W410x100 et W250 du système d'étaie de la partie centrale et également vers les poutres JASCO.

La poutre W410x100 a la capacité de soutenir les charges verticales si le système de contreventement installé pour prévenir le déversement latéral est adéquat (sous-chapitre 11.2.2). On remarque également que la résistance à l'écrasement de l'âme se trouve à la limite de sa capacité. L'analyse par la méthode des éléments finis confirme que la section W410x100 a la capacité de résister aux

efforts de flexion (sous-chapitre 12.1). Encore ici, l'on a mis comme conditions aux limites, une restriction parfaite contre le déversement latéral aux appuis et au centre.

Quant aux sections W250x33 et W250x28, la sous-chapitre 11.2.3 montre que l'âme de ceux-ci, même sous les charges réelles, ne peut supporter la charge verticale. Il aurait fallu que des raidisseurs soient installés aux appuis et sous la charge ponctuelle amenée par la section HSS. Toutefois, les équations derrière ce calcul de résistance sont très prudentes⁴¹. Une sollicitation de 1,17 dans la partie centrale (Tableau 11.10), sous les charges réelles, n'entraînerait pas un voilement local de l'âme même sans raidisseurs.

Quant à la résistance à la flexion, celle-ci étant de 0,83, théoriquement, cette poutre peut résister aux charges verticales à la condition que les retenues contre le déversement aux extrémités de cette poutre soient adéquates. Une analyse raffinée par la méthode des éléments finis a été présentée à la sous-chapitre 12.2. Cette analyse a pris en compte la géométrie et la rigidité de la tête en « U », une partie de la vis d'ajustement et des éléments en bois coincés entre l'âme de la poutre et la paroi de la tête en « U ». Les résultats démontrent que la méthode de contreventement contre le déversement latéral serait inadéquate, car on dépasse largement la valeur de 1, soit 2,30.

Finalement, selon le la sous-chapitre 11.2.5, avec des plaques de bois de 30" au sol, la pression transmise à celui-ci dépasse la capacité portante inscrite au plan, soit 150 kPa (3 000 psi) : le ratio sollicitation/résistance est de 1,37 sous les charges de conception et de 1,25 selon les charges réelles. Cependant, par rapport à la capacité portante réelle de 450 kPa, ces valeurs sont de 0,46 et 0,42. Notons ici que l'hypothèse avançant que la plaque est suffisamment rigide afin de transmettre une contrainte uniforme sous celle-ci, est non sécuritaire.

Au sous-chapitre 12.3, une analyse par éléments finis qui prend en compte la rigidité réelle de la plaque en bois démontre que la valeur de 150 kPa est largement dépassée directement sous la patte du cadre en aluminium. Ce résultat serait encore pire si l'on met la charge excentrée par rapport au centre des plaques de bois; cela a été observé sur le terrain (Figure 6.13 et Figure 6.17).

13.2 Stabilisation contre le déversement par la résistance à la friction

Dans les analyses précédentes, la résistance contre le déversement latéral des sections W250 pourrait être considérée si le frottement entre les éléments au-

⁴¹ Nous utilisons le terme français « prudente » au sens de hypothèse « conservatrice ».

dessus des poutres est suffisant. Rappelons que la force maximale de la résistance latérale contre le glissement est directement proportionnelle à la force normale :

$$F_G = \mu F_N$$

où μ est le coefficient de friction entre les deux matériaux en contact, F_N , la force normale au-dessus de la première surface de contact due à la charge de gravité et F_G est la résistance tangentielle maximum de glissement.

L'analyse par éléments fins des sections W250 démontre que si l'on retient le point central de la section latéralement (stabilisation qui pourrait provenir de la résistance au frottement), alors la poutre serait stable, car le facteur de résistance est sous la valeur de 1, soit 0,87.

Selon les règles de bonnes pratiques, le concepteur doit démontrer que, s'il considère la friction comme un élément faisant partie de la résistance aux charges verticale et latérale, il doit le démontrer dans ses calculs. Or, aucune note de calcul n'a été fournie à cet effet. La norme CSA S269.1-16 mentionne au paragraphe 6.10.1.4 : « Toutes les connexions doivent être conçues pour résister à toutes les charges latérales comme celles qui sont dues au vent, au matériel en mouvement et aux supports inclinés. Lorsque la friction est prise en considération, les conditions sur le terrain et les pratiques d'application doivent être examinées avec soin afin de s'assurer que les exigences de conception sont respectées. »

Selon l'opinion des auteurs de ce rapport, il est très hasardeux de se fier à la friction dans le système d'étaie étudié dans ce rapport comme mécanisme de résistance au déversement latérale des poutres, car, sans un traitement approprié des surfaces et dans un contrôle de la force normale aux surfaces, il est difficile de prévoir avec précision la force réelle de retenue contre le déversement . Pour utiliser ce mécanisme, un contrôle rigoureux en chantier est nécessaire. On parle ici de la stabilité au déversement de la section W410x100, des sections W250x33 et W250x28 et de la poutre JASCO.

13.3 Discussion et constatation basées sur le film vidéo

Le film débute en montrant la coulée du béton avec des équipements appropriés en deux endroits du portique soit à l'extrémité *est* et environ au centre du portique. On remarque que la pompe à béton du côté *nord* déverse le béton du *nord* vers le *sud* de la période 0 à 22 minutes de ce film. Pendant la période allant de 0 à 19 minutes la pompe du côté *ouest* déverse du béton du *nord* au *sud* puis du *sud* au *nord* en se déplaçant vers l'*est*. Après 23 minutes, la GOMACO est déplacée de sa position approximativement située au tiers sur la largeur du portique vers

l'extrémité *est*. Il y a aussi sur le chantier une passerelle de finition motorisée. À 26 minutes après le début du film, la pompe à béton située au nord recommence à déverser du béton sur les formes du futur portique. La pompe à l'*ouest* est inactive; elle se réactive à environ 32 minutes. Cette pompe déverse du béton du tiers du portique vers l'*est* de celui-ci. Au temps 40 minutes, la pompe *nord* se déplace vers le centre du portique près de la pompe *ouest* et semble continuer à déverser du béton au tiers du portique en même temps que la pompe *nord*. Au temps 42:30 minutes, on voit apparaître une troisième pompe à béton qui semble active également. Au temps 43 :12, la pompe *nord* retourne vers la partie *est* du portique. À 52 :37, on voit à nouveau la troisième pompe déverser du béton du côté *nord* et environ au tiers du portique. Les deux autres pompes sont toujours en action et la pompe *ouest* déverse du béton du côté *nord* allant du tiers du portique vers le côté *est* du portique.

La troisième pompe disparaît de l'écran à 59 :03 pendant que la pompe *ouest* se déplace du côté *sud* du portique un peu plus à l'*est* par rapport au tiers du portique. À 59 :33 la pompe *ouest* disparaît de l'objectif de la caméra. Pendant ce temps, la pompe *nord* semble toujours active.

À 1 :01 :05, on voit réapparaître la pompe *ouest* qui déverse du béton du côté *sud* du portique à l'*est* du tiers de celui-ci. À ce moment quatre travailleurs quittent le côté *est* du portique pour se diriger vers le centre.

Ces minutes filmées avant l'effondrement permettent de constater qu'il n'y a pas eu d'incident tel qu'un impact sur la structure d'échafaudage du portique. La répartition du béton suit un patron de remplissage probablement dicté par les règles de l'art : on répartit la charge sur la structure temporaire sur une certaine épaisseur avant de commencer le remplissage final à la pleine épaisseur de la dalle de l'*est* vers l'*ouest*. Sur cette période filmée, on se concentre à remplir la cavité au-dessus des béquilles (murs) déjà en place (Figure 13.1).



Figure 13.1 : Vue de la zone la plus épaisse du gousset au-dessus de la béquille *nord*⁴²

Toujours selon les images de la même vidéo, on voit au temps 00 :28 :30 la partie mobile de la GOMACO entrée en action avec des allers-retours du *nord* au *sud* et du *sud* vers le *nord*. À 42 :09 la GOMACO se déplace légèrement vers le côté *ouest* du portique; le même déplacement se produit à 46 :58, 52 :34, et 58 :01. Le dernier mouvement de la partie mobile qui sert à égaliser la surface du béton et de faire la « finition » s'est effectué du *nord* vers le *sud* à 58 :31. Rendu sur la partie *sud*, il semble que cette partie n'ait pas bougé. La partie mobile commence le retour vers la partie *nord* à 1 :04 :10 (après l'effondrement).

Il est important de noter que l'interaction entre la partie mobile sous la GOMACO et le béton induit des efforts de cisaillement horizontal dans le béton, qui doivent être repris par le système d'étaie; il est impossible de quantifier ces efforts. Mentionnons que le dernier mouvement de la partie mobile de la GOMACO était une trajectoire du *nord* vers le *sud*.

Le Figure 13.2 et la Figure 13.3 illustrent les zones où du béton a été déversé; on voit du côté *est* que le niveau du béton avait atteint sa pleine hauteur. C'est la zone qui a la plus grande charge verticale au moment de l'effondrement. La Figure 13.4 montre que la partie *ouest* des coffrages ne contenait aucun béton.

⁴² Photos/photos 20190827/IMG_1097.JPG



Figure 13.2 : Vue d'ensemble de la dalle supérieure après l'effondrement⁴³



Figure 13.3 : Vue vers l'ouest du portique effondré⁴⁴

⁴³ Photos/photos 20190823/IMG_1063.JPG

⁴⁴ Photos/photos 20190823/IMG_1036



Figure 13.4 : Vue du côté *ouest* des coffrages⁴⁵

La GOMACO est utilisée pour la finition du bétonnage. Selon un courriel reçu d'un inspecteur de la CNESST le 6 janvier 2020, celle-ci était située à 4,77 mètres de la partie *est* du bout du portique. Selon les plans d'étaie, la première poutre W410x100 est située complètement à l'extrémité *est* du portique. La distance entre les sections W410x100 est de 1,83 m c/c (6 pieds). Donc le côté *est* de la GOMACO se situe à 1,1 m de la troisième poutre W410x100. La largeur de la GOMACO, selon l'image de Figure 6.1, est de 1 626 mm. Avec ces informations, on peut estimer la position de la GOMACO comme illustrée aux Figure 13.5 et Figure 13.6.

Sur le film, on peut voir que l'effondrement débute à 1 :01 :31 et quelques dixièmes de seconde et se termine à 1 :01 :33. On voit l'amorçage de l'effondrement qui débute sous la pancarte au bout de la GOMACO (côté *sud*). Le cercle en rouge sur la

Figure 13.7 illustre le lieu où l'effondrement semble avoir débuté. La Figure 13.8 présente un agrandissement de cette pancarte.

⁴⁵ Photos/photos 20190823/IMG_1060.JPG

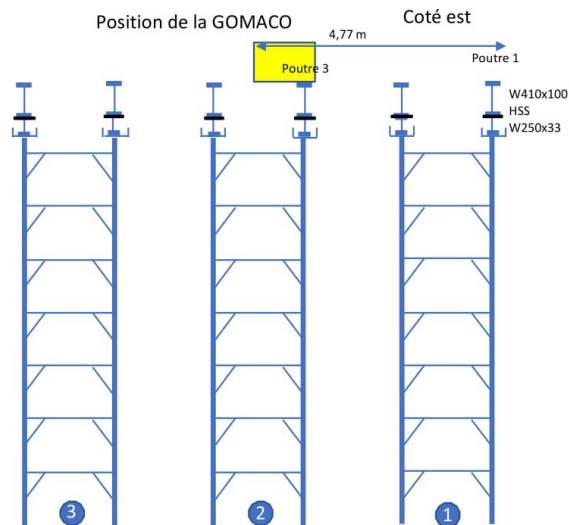


Figure 13.5 : Vue en élévation de l'étaieement central et position de la GOMACO

Selon les images captées par cette caméra, l'effondrement débute du côté *est* du portique et se propage à très grande vitesse vers le côté *ouest* du portique pour s'arrêter à l'*est* du centre de celui-ci. À 1 :01 :32, on voit au moins deux des travailleurs s'engouffrer dans le trou en voie de formation. À 1 :01 :33, la propagation de l'effondrement s'arrête à peu près à l'endroit où se situait la pompe à béton *ouest* au temps 0 :53 :13. Par la suite, on voit essentiellement des barres d'armature libérées qui entrent en vibration, sans plus.

Ces images permettent de mentionner que le temps entre le début de l'effondrement et la fin de celui-ci est d'environ de 2 secondes. C'est ce que l'on appelle une rupture subite.

13.4 Zone probable du début de l'effondrement

Notons que les images de la caméra montrent que le début visible de l'effondrement est situé au centre du système d'étaieement central. Il semble que la partie *nord* du tablier se soit affaissée en premier se propageant en direction *sud*. On voit bien sur les images un affaissement progressif, mais très rapide, partant sous la pancarte jaune de la GOMACO et se propageant vers le sud.

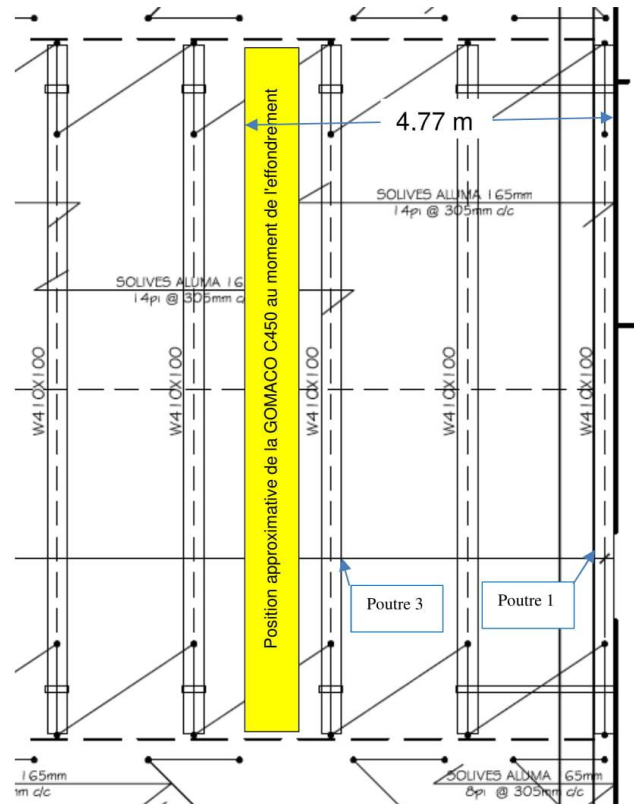


Figure 13.6 : Partie est du plan d'étaie du portique illustrant la position de la GOMACO au moment de l'effondrement

Par la suite, on voit essentiellement un affaissement des extrémités nord et sud simultanément et se propageant vers l'ouest : il semble que les deux extrémités des poutres W410x100 s'affaissent en même temps allant de l'est vers l'ouest.

Mentionnons que certaines poutres JASCO sous la partie inclinée du portique ont subi un déversement en phase plastique sur la partie nord du portique (Figure 13.9); ceux de la partie sud sont demeurés intacts (Figure 13.10). La Figure 6.19 illustre le déversement des poutres JASCO du côté nord. On remarque que le sens du déversement des poutres change entre le cadre d'échafaudage numéroté 4 et 5. La Figure 13.11 donne un aperçu schématique du déversement de ces poutres.

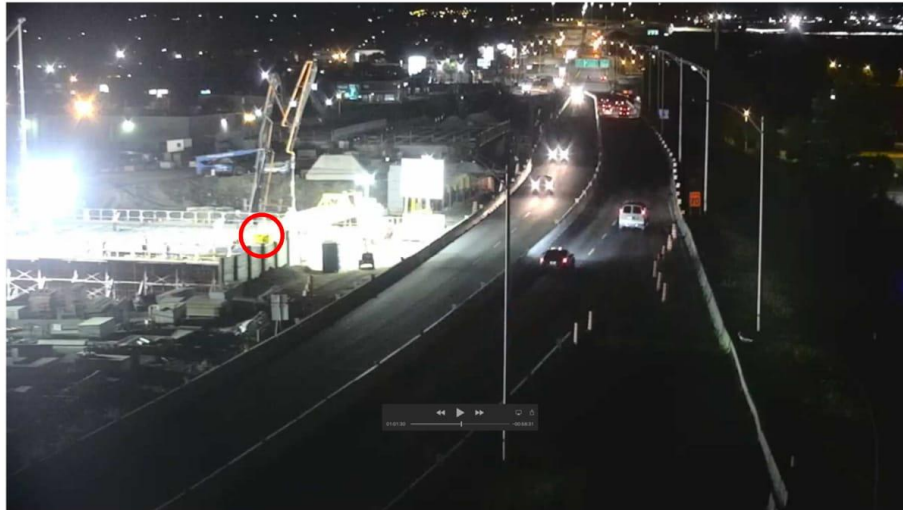


Figure 13.7 : Image de la caméra MTQ fournie par la CNESST au temps 01 :01 :30

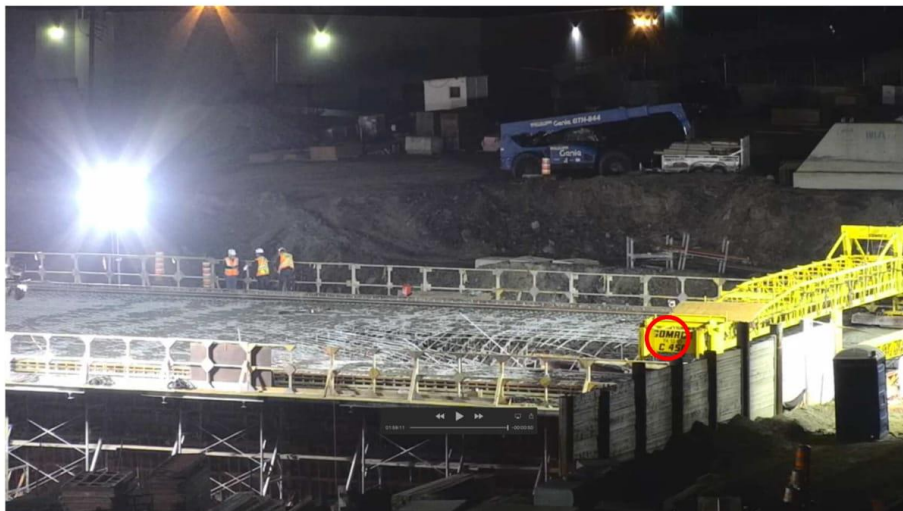


Figure 13.8 : Image de la caméra MTQ fournie par la CNESST au temps 01 :59 :10 présentant un zoom sur la GOMACO



Figure 13.9 : Vue de la partie *nord* d'étaie dans la partie du gousset⁴⁶

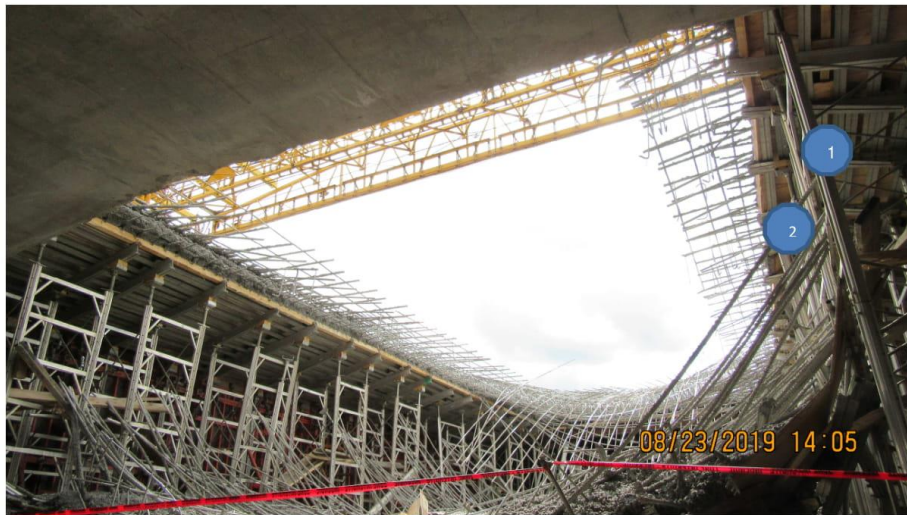


Figure 13.10 : Vue de la partie *sud* d'étaie dans la partie du gousset⁴⁷

⁴⁶ Photos/photos 20190823/IMG_1042.JPG

⁴⁷ Photos/photos 20190823/IMG_1049.JPG

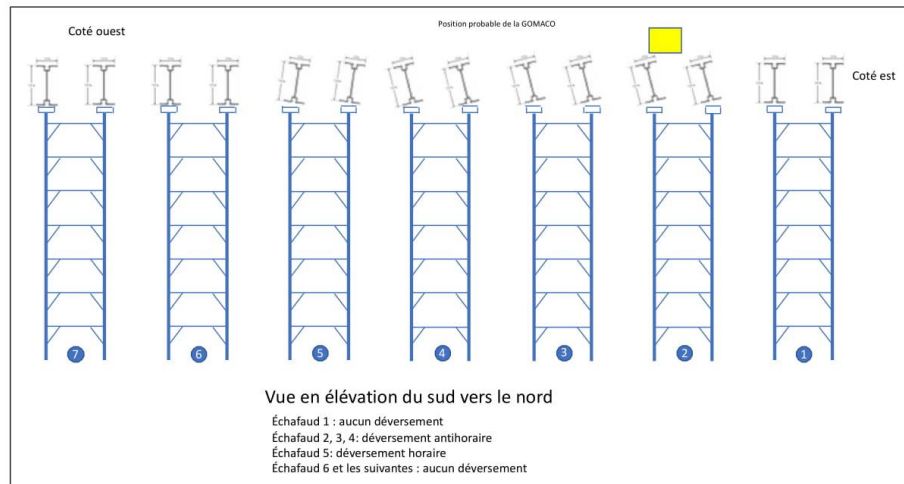


Figure 13.11 : Schéma illustrant le sens de déversement des poutres JASCO sur côté nord

14 Explication de l'effondrement

14.1 Scénarios pouvant expliquer l'effondrement

Il est difficile d'établir avec certitude la cause qui a amené l'effondrement du portique P-19410. Quatre scénarios sont proposés en se basant sur :

- La résistance des différents éléments du système d'étaieement sollicités par les charges réelles;
- Des analyses par éléments finis de la stabilité des poutres W250 et W410x100;
- La série de photos obtenues de la CNESST et celles prises par M. Fafard;
- Les images captées par la caméra du MTQ.

14.2 Contreventement central inadéquat des poutres W410x100

La Figure 6.14 illustre le système de contreventement situé au centre de la portée de la poutre W410x100 qui consiste à un madrier de bois de 89 mm x 89 mm (selon les plans) coincé à la partie supérieure entre 2 poutres W410x100. Il est important de noter qu'il n'y a aucun lien mécanique entre les madriers et les poutres d'acier; ceux-ci tiennent en place par friction et/ou par le biais d'un feuillard d'acier attaché sur la partie en bois qui donne la cambrure au pont d'étagement à la partie supérieure de la poutre W410x100 (Détail 3 du plan 1 de 2 du système d'échafaudage).

Si on admet l'hypothèse que les deux extrémités de la poutre W410x100 sont retenues adéquatement contre le déversement de même que la partie centrale, la résistance de cette poutre est de 648 kNm. Mais aussitôt que l'on perd la retenue latérale contre le déversement au centre de cette poutre, la résistance de celle-ci tombe à 412 kNm, ce qui est plus petit que l'effort de flexion appliquée sur cette poutre, même sous les charges réelles. La poutre W410x100 ne serait donc plus en mesure de résister aux charges appliquées. Cette situation est envisageable, puisque les éléments qui assurent la retenue contre le déversement de la poutre ne possèdent pas d'exutoire et ne sont donc pas aptes à accomplir leur rôle.

Comme mentionné plus haut (sous-chapitre 6.2.3), le système de retenue au déversement latéral de la poutre W410x100 se base sur le fait que le haut d'une poutre s'appuie, par l'intermédiaire du madrier de bois, sur le haut d'une autre poutre et ainsi de suite. Or, il n'y a aucun exutoire aux efforts engendrés par le déversement. La perte de résistance d'un seul élément en bois au centre d'une poutre entraîne automatiquement une rupture en chaîne, voire simultanée, des autres poutres.

14.3 Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W410x100

Si on examine maintenant le système de contreventement aux extrémités des poutres W410x100, selon les hypothèses de calcul, celui-ci doit bloquer les extrémités contre le déversement (rotation de la poutre autour de son axe longitudinale). Le chapitre 7 illustre différents scénarios afin de contreventer efficacement des poutres contre le déversement.

Afin de comprendre le mécanisme possible de l'effondrement, une série d'images hypothétiques est présentée à la Figure 14.1. On fait l'hypothèse que la poutre P3 déverse dans le sens horaire. La pièce de bois entre les poutres P3 et P2 pousse le haut de la poutre P2 dans le sens horaire. La tige en acier au bas de la poutre P2 tire le bas de la poutre P1. La pièce de bois au bas de la poutre P3 pousse le bas de la poutre P4 qui à son tour, tire le haut de la poutre P5 par l'intermédiaire de la tige en acier, etc.

Ce système de contreventement est inadéquat et ne respecte pas les règles de l'art. En se basant sur le chapitre 7, deux scénarios de contreventement adéquat sont présentés à la Figure 14.2.

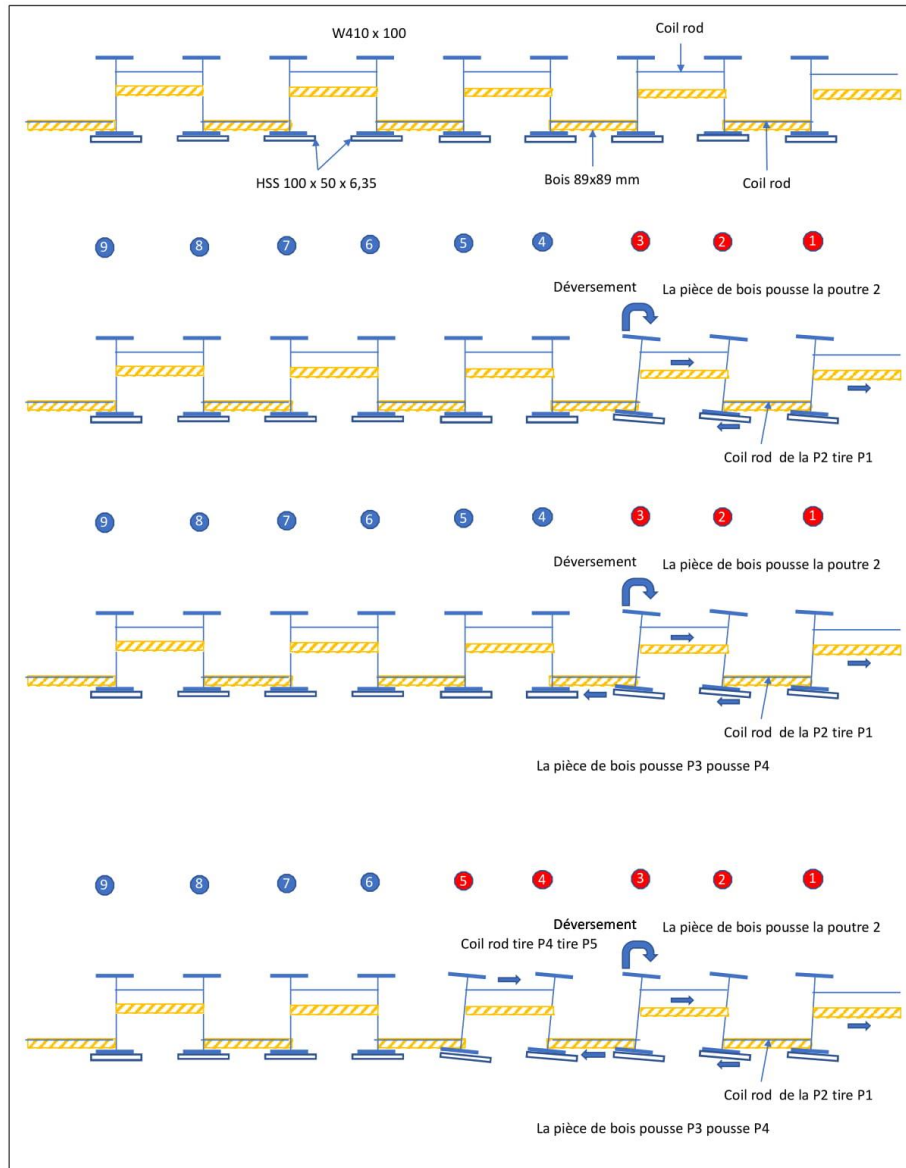


Figure 14.1 : Scénario possible de rupture en chaîne des poutres W410x100

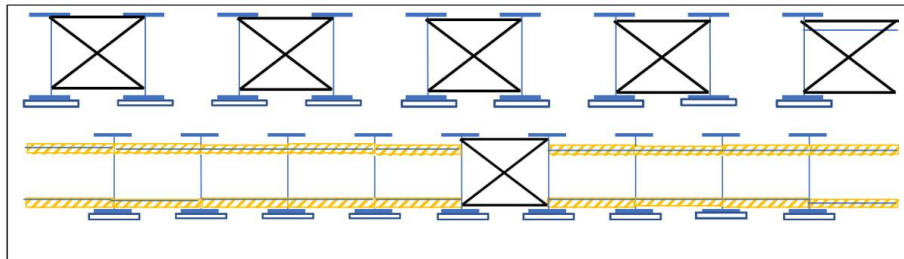


Figure 14.2 : Deux scénarios de contreventement possible pour les poutres W410x100

14.4 Contreventement inadéquat aux extrémités des poutres W250

Afin de mettre en évidence le principe stabilisateur contre le déversement des blocs de bois coincés entre l'âme de la poutre et le côté de la tête en « U » (Figure 6.14), examinons de plus près la photo de la Figure 14.3. Cette poutre W250x33 était située dans le dernier cadre d'échafaudage qui est tombé. La poutre a subi des déformations plastiques permanentes. On remarque ici que la forme de la poutre montre une rotation antihoraire (par rapport à la figure) du haut de la poutre sur toute sa longueur. Il y a une forte ressemblance avec le mode de déversement calculé par éléments finis (Figure 12.11). La partie basse de l'âme est restée perpendiculaire à l'aile sur plusieurs centimètres dans la zone où se situait le bloc de bois qui devait bloquer contre le déversement. La Figure 14.4 illustre le même scénario pour une autre poutre.

Le troisième scénario pouvant expliquer l'effondrement est le déversement d'une poutre W250, du côté nord, qui aurait amené l'affaissement de l'extrémité de la poutre W410x100 qui aurait ainsi déclenché la rupture en chaîne du système d'étaie (rupture en chaîne qui a été captée par la caméra du MTQ).

Un contreventement semblable au dessin supérieur droit de la Figure 7.2 aurait permis de stabiliser correctement les poutres W250 en plus de l'installation de raidisseurs aux appuis pour respecter le critère d'écrasement de l'âme.

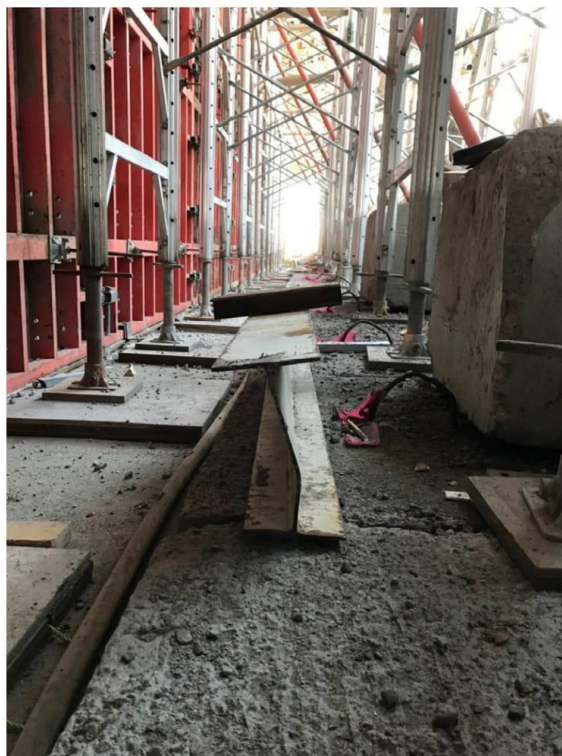


Figure 14.3 : Déformation d'une poutre W250x33⁴⁸

14.5 Contreventement inadéquat des poutres JASCO

Comme mentionné au sous-chapitre 6.3.3, les poutres JASCO ne sont pas toutes retenues contre le déversement latéral. La conception de ceux-ci se base sur la capacité portante obtenue d'un tableau du fabricant (sous-chapitre 11.1.2). À la suite d'un échange de courriels entre un inspecteur de la CNESST et un représentant de la compagnie *Hi-Lite Systems*, la résistance fournie par le fabricant ne nécessite pas que l'aile supérieure soit retenue. Mentionnons cependant que la résistance contre le déversement nécessite tout de même de restreindre les rotations aux appuis, tel qu'expliqué au chapitre 7. Les conditions de retenue des extrémités des poutres JASCO utilisées en chantier sont donc inadéquates.

⁴⁸ Photos-MF/IMG_4547.jpg



Figure 14.4 : Déformation d'une autre poutre W250x33⁴⁹

Le déversement des poutres JACSO comme mécanisme de déclenchement de l'effondrement est envisagé en se basant sur le schéma de la Figure 13.11 qui montre le sens du déversement de ces poutres. La Figure 6.19 illustre clairement le déversement de celles-ci. Si c'est le cas, le déversement de ces poutres amène un affaissement de la masse de béton soutenue par celles-ci qui causerait une surcharge sur la partie nord de l'étalement central conduisant à une ruine subite de l'ensemble par déversement des sections W250 de cette zone et/ou par le déversement des poutres W410x100 de cette zone.

Les flèches illustrées sur la Figure 14.5 (tirée de l'agrandissement d'une image de la vidéo du MTQ), montrent deux poutres JASCO intactes. Le cercle rouge met en évidence un élément structural que l'on retrouve également sur la Figure 14.6 alors que le rectangle rouge met en évidence une barre d'armature que l'on retrouve sur la Figure 14.6. On en conclut que ces deux poutres JASCO sont sur le cadre #6 (Figure 13.11).

⁴⁹ Photos/photos 20190827/IMG_1122.jpg

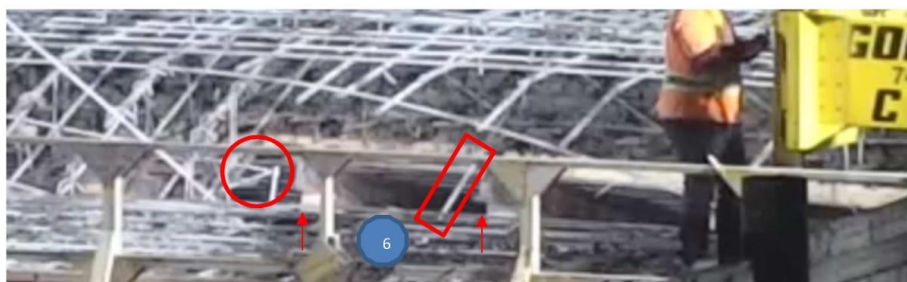


Figure 14.5 : Zone agrandie du film au temps 01 :49 :46



Figure 14.6 : Vue côté nord de la section effondrée⁵⁰

En traçant une ligne qui relie les deux JASCO du cadre #6, on peut localiser les cadres #4, #5 et #6 sur la Figure 14.7. En traçant les lignes en jaune parallèlement à l'armature orientée *nord-sud*, on peut en conclure que le début de l'effondrement se situe dans la zone du cadre #4.

⁵⁰ Photos/photos 20190827/IMG_1103.JPG

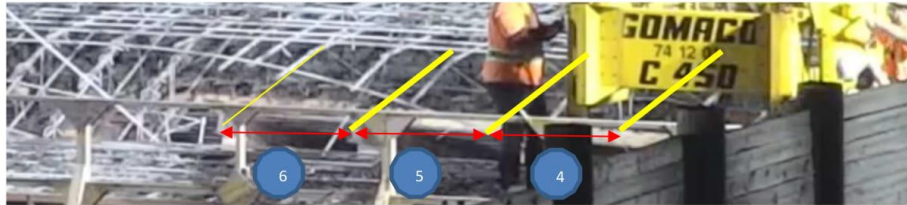


Figure 14.7 : Localisation sur les images du films les échafaudages, 4, 5 et 6

Les poutres JASCO au-dessus du cadre #4 ont déversé dans le sens antihoraire comme ceux des cadres #2 et #3 (Figure 13.11) alors que ceux du cadre #5 ont déversé dans le sens horaire. Rappelons que les poutres au-dessus de cadre #6 n'ont pas déversé.

Donc, si ces poutres JASCO ont déversé, une certaine charge du système d'échafaudage latérale a été transmise au système d'échafaudage central qui aurait déstabilisé les W250 et/ou les W410x100 déclenchant l'effondrement de l'étaie.

15 Conclusion

15.1 Retour sur le mandat

- 1) Effectuer une visite du lieu et une analyse de la scène d'accident :
 - Cette visite a été faite le 27 août 2019 ;
- 2) Calculer la capacité de charge (verticale et horizontale) de l'étaie impliqué dans l'accident ; comparer ces valeurs avec celles indiquées au plan d'ingénierie :

Les tableaux suivants répondent à ce point du mandat. Nous présentons le ratio sollicitation/résistance. Une valeur inférieure à un, indique que l'élément concerné peut résister aux charges appliquées.

- Tableau 11.9 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie inclinée de l'étaie;
- Tableau 11.10 : Résumé des ratios sollicitation/résistance, partie centrale de l'étaie;

- 3) Calculer les charges de conception (verticales et horizontales) qui doivent être considérées sur l'étaie impliqué dans l'accident (selon les règles de l'art); comparer ces valeurs avec celles indiquées au plan d'ingénierie :

Les tableaux suivants répondent à ce point du mandat :

- Tableau 10.1 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section en pente;

- Tableau 10.2 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section centrale;
 - Tableau 10.3 : Charges maximales sollicitant une poutre W410x100
 - Tableau 10.4 : Charges sollicitant une poutre W250;
 - Tableau 10.5 : Résumé des charges sollicitant la partie inclinée de l'étalement;
 - Tableau 10.6 : Résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étalement;
- 4) Calculer les charges réelles (verticales et horizontales) appliquées sur l'étalement au moment de l'accident (poids propre du coffrage/étalement, charge du béton, charge de l'armature, surcharge (travailleurs, Gomaco, pompes à béton, etc.)) :

Les tableaux suivants répondent à ce point du mandat :

- Tableau 10.1 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section en pente;
 - Tableau 10.2 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section centrale;
 - Tableau 10.3 : Charges maximales sollicitant une poutre W410x100
 - Tableau 10.4 : Charges sollicitant une poutre W250;
 - Tableau 10.5 : Résumé des charges sollicitant la partie inclinée de l'étalement;
 - Tableau 10.6 : Résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étalement;
- 5) Valider si la conception des plans de coffrage et d'étalement respecte les exigences de la norme *CSA S269.1-16 - Ouvrages provisoires et coffrages* :

Les tableaux suivants répondent à ce point du mandat :

- Tableau 10.1 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section en pente;
- Tableau 10.2 : Charges sollicitant les solives ALUMA pour la section centrale;
- Tableau 10.3 : Charges maximales sollicitant une poutre W410x100
- Tableau 10.4 : Charges sollicitant une poutre W250;
- Tableau 10.5 : Résumé des charges sollicitant la partie inclinée de l'étalement;
- Tableau 10.6 : Résumé des charges sollicitant la partie centrale de l'étalement;

- 6) Expliquer l'effondrement du tablier lors de la coulée de béton en fonction des résultats précédents et des conditions qui étaient présentes lors de l'accident.

La section suivante résume les conclusions du rapport.

15.2 Conclusion

15.2.1 Erreur sur l'évaluation des charges

La disposition des solives ALUMA sur les poutres W410x100 implique une majoration de 25% pour l'aire tributaire de certaines poutres W410x100 puisque les solives sont disposées en portées doubles (Figure 10.3). Ce point a été omis par l'ingénieur responsable des notes de calcul concernant le système d'étalement. Cette erreur se répercute sur la charge appliquée sur la poutre W410x100, sur les poutres W250x28 et W250x33, sur la charge transmise aux jambes des cadres d'échafaudage et la charge transmise au sol.

15.2.2 Dépassement de la résistance de certains éléments

On retrouve au Tableau 11.10 des valeurs en rouge. Cela indique que le ratio sollicitation/résistance est dépassé ce qui, normalement, devrait amener à reconsidérer la conception de ces éléments.

Dans le cas de la flèche, ce dépassement n'entraîne pas de conséquences pouvant entraîner un effondrement du portique. Pour l'écrasement à l'appui, il n'y a pas de conséquence également. Dans le cas de l'écrasement sous la charge, nous nous situons à la limite de la résistance pour le cas des charges réelles. Mais comme déjà mentionnées, les équations derrière ces calculs sont assez prudentes.

Finalement, dans le cas de la pression transmise au sol, en considérant que la charge de la jambe génère une pression uniforme sous la plaque d'appui en bois, on dépasse la valeur de 150 kPa mais cette valeur est en dessous de 450 kPa.

Même si la conception de certains éléments est déficiente, nous pouvons conclure que la cause de l'effondrement n'est pas reliée au dépassement de la résistance de certains éléments du système d'étalement étant donné la marge de sécurité (facteur de sécurité).

15.2.3 Raisons expliquant l'effondrement

Le mode de rupture de l'étalement est du type « rupture subite », car le temps entre le début de l'effondrement et la fin est de moins de 2 secondes. Ce type de rupture fragile est dû à un problème d'instabilité (voir sous-chapitre 13.3).

On peut conclure que, globalement, le système d'échafaudage était instable, car un ensemble d'éléments n'était pas contreventé ou le système mis en place était

déficient. Seule la friction entre les divers composants de la partie supérieure du système d'étaie⁵¹ assurait une certaine stabilité. Il n'y avait pas de système de reprise des efforts latéraux (ou d'exutoire) et de contreventement horizontal.

Rappelons les éléments incorrectement contreventés ou stabilisés :

- 1) Aucun contreventement dans le plan horizontal n'a été installé afin d'assurer la descente des charges horizontales vers le sol ;
- 2) Aucun contreventement inter-cadre d'étaie (moïse inclinée) n'a été installé : Figure 8.3;
- 3) Les poutres W410x100 étaient stabilisées au centre par un système qui était déficient : Figure 6.14 et Figure 12.8;
- 4) Les poutres W410x100 étaient stabilisées à leurs extrémités par un système qui était déficient⁵² : Figure 6.9, Figure 12.8 et Figure 14.1;
- 5) Les poutres W250x33 et W250x28 étaient stabilisées à leur extrémité par un système qui était déficient : Figure 6.14, Figure 12.11 et Figure 14.3;
- 6) Les poutrelles JASCO n'étaient pas contreventées à leurs extrémités : Figure 6.19, Figure 15.1 et Figure 15.2;
- 7) Les poutres W410x100 étaient déposées parallèlement sur les poutres W250. Ce mode de transfert de charge n'est pas stable, car la rotation d'une des deux poutres autour de son axe entraîne la rotation de l'autre poutre autour de son axe également⁵³.

Lorsque l'on coule le béton en place, la charge de gravité est reportée sur les plaques de bois sous les jambes des cadres d'échafaudage. Le sol se déforme alors élastiquement et les plaques de bois sous les jambes des cadres s'enfoncent dans le sol⁵⁴. Comme la zone à l'est du pont d'étagement était chargée à sa pleine charge (pleine hauteur de béton), les cadres d'échafaudage les plus lourdement chargés se sont enfoncés dans le sol alors que ceux les moins chargés ou pas chargés du tout, non pas pratiquement bougés verticalement. Cela a généré un gradient de déplacement de l'est vers l'ouest. Inévitablement, la partie supérieure du système d'étaie s'est inclinée pour s'ajuster à ce gradient. Comme

⁵¹ On entend par partie supérieure, le contreplaqué, les poutrelles ALUMA, les poutres W410x100 et les poutres W250 ; pour la partie centrale, on inclut le contreplaqué, les poutrelles ALUMA et les poutres JASCO.

⁵² Nous référons le lecteur à l'annexe de ce rapport qui montre une façon correcte de contreventer des poutres contre le déversement : Exemple 2, Exemple 4, Exemple 5, Photo 2 et Photo 4

⁵³ Nous référons le lecteur à l'annexe de ce rapport qui montre une façon correcte de transmission des charges vers les cadres d'échafaudage : Exemple 1, Photo 1 et Photo 3.

⁵⁴ Cette valeur pourrait être quantifiée si on connaissait le module de réaction du sol (en kN/m³)

l'ensemble de l'étalement était globalement instable, un tel différentiel de déplacement peut amorcer l'instabilité d'un des éléments de la partie supérieure du système d'étalement. Étant donné que le système d'échafaudage était globalement instable, il est fort probable que ce soit l'élément déclencheur de l'effondrement.



Figure 15.1 : Extrémité non contreventée d'une poutre JASCO⁵⁵

⁵⁵ Photo_IMG_4546.jpg



Figure 15.2 : Extrémité non contreventée d'une poutre JASCO dans la zone effondrée⁵⁶

⁵⁶ Photo-MF/IMG_4554.jpg



Mario Fafard, ing., Ph. D OIQ # 36920



Jean-Philippe Carrier, ing. OIQ # 147077



Julien Leclerc, ing., M. Sc. OIQ # 5042381

Annexe

Rapport de la compagnie SDM

Les auteurs de ce rapport ont consulté une entreprise qui installe des systèmes d'étaie pour la construction de portique en béton armé. Leurs règles de bonne pratique concernant la résistance aux charges latérales d'un système d'étaie sont présentées de façon claire dans cette annexe.

Les hypothèses et le calcul des charges sont expliqués dans la partie 2. La partie 3 illustre comment se traduit leur conception dans les plans. Les exemples et photos illustrent un système de stabilisation contre le déversement des poutres.



Le 20 janvier 2020

M. Jean-Philippe Carrier
L2C Expert Québec inc.
350-966 ch. Olivier
Lévis (Québec)
G7A 2N1

Objet : Rapport d'expertise

Projet : Expertise stabilité poutre
: S20104A - Révision 0

1. Ouvrages de référence

Les principaux ouvrages de référence pouvant être utilisés dans le cas d'un contreventement latéral des poutres en acier lors d'un bétonnage de style portique de béton sont les suivants :

- CSA/CAN 269.1 *Ouvrages provisoires et coffrages*;
- ACI 347R *Guide to formwork for concrete* et son manuel de référence *Formwork for concrete*;
- CSA S16 *Règles de calcul des charpentes en acier*;
- CSA 086 *Règles de calcul des charpentes en bois*;
- *Cahiers des charges et devis généraux (CCDG)*.

2. Approche, hypothèses et charges

À la lecture de ces ouvrages et avec l'expérience, voici les différents facteurs, sans s'y limiter, à considérer lors de la conception d'un système de retenue latérale.

a) Facteurs quantifiables

- I. Les forces latérales dues au vent avec les pressions 1/50 et un coefficient de rafale de 2.0;
- II. La valeur la plus élevée entre 1.46 kN/m.l. de longueur de dalle et 2% des charges verticales appliquées au centre de gravité de celles-ci;
- III. Autres charges anticipées telles que :

i) Charge latérale provenant de l'équipement finisseur de béton

Dans notre pratique, nous utilisons entre 10 et 20% de la charge du finisseur de béton du côté le plus chargé comme charge horizontale. Cette charge est appliquée au sommet du support du finisseur de béton. Les finisseurs de béton à largeur variable peuvent entraîner des charges supérieures à celle mentionnée ci-haut. Donc, une étroite coordination doit être effectuée avec l'entrepreneur et les différents acteurs par rapport à l'équipement de finition.



- ii) Charge latérale provenant de la pression latérale du bétonnage de la dalle
Le bétonnage d'une dalle de portique nécessite la mise en place d'un coffrage extrémité de dalle pour contenir le béton. La charge correspond donc à l'épaisseur de la dalle du portique (incluant le gousset). Le transfert de charge aux poutres d'acier est fonction du type de coffrage latéral, du type de platelage et de la connexion entre le platelage et la poutre d'acier.
- iii) Toute autre charge latérale envisageable telle que, les excentricités, l'inclinaison des poutres, la tension dans les câbles si utilisation de câbles, la retenue latérale pour respecter la longueur non supportée de la poutre, etc.

b) Facteurs externes additionnels pouvant modifier le risque

I. Niveau de confiance, d'expérience et conformité d'exécution de l'entrepreneur en chantier

Bien que cela puisse paraître quelque peu arbitraire, le niveau de confiance envers le responsable du montage de l'ouvrage provisoire en chantier joue un rôle important sur le type et le choix de l'élément assurant la stabilité sur le système. Un faible niveau de confiance nous forcera à concevoir un système qui sera peu complexe à assembler en chantier, qui sera facile à attester et qui sera, dans certains cas, conçu plus résistant que nécessaire. Tandis qu'un haut niveau de confiance ne permettra pas de diminuer les charges minimales à considérer, mais aurait pour conséquence de permettre la conception d'un système plus optimisé et possiblement moins coûteux.

De plus, l'attitude du responsable quant à sa rigueur en lien avec le respect de l'exécution des plans émis par l'ingénieur est également un facteur qui influence la conception du système de retenue latéral.

II. Les vibrations, les chocs, le débalancement des charges et les phases de bétonnage

Les méthodes de bétonnage de l'entrepreneur peuvent générer des charges ou effets qui ne sont initialement pas anticipés telles que le sens de bétonnage de la dalle ou la hauteur de chute du béton.

III. Choix et disponibilité des équipements

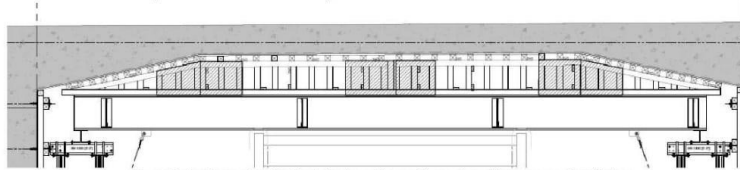
Afin de répondre au besoin de l'entrepreneur, l'ingénieur sera appelé à concevoir le coffrage avec les équipements appartenant à l'entrepreneur. Par conséquent, l'ingénieur doit porter une attention particulière à l'équipement utilisé en fonction de l'état de la poutre, du grade d'acier ou de la géométrie particulière de celle-ci.



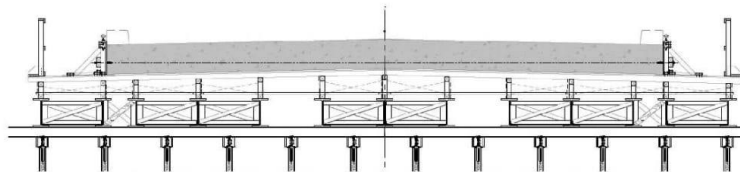
3. Bonne pratique et exemples

Voici des exemples de bonne pratique pour des systèmes de retenue latérale. Ces bonnes pratiques agissent aussi à titre de recommandation dans la conception d'un système efficace de retenue latérale.

Les exemples 1 et 2 illustrent les bonnes pratiques du positionnement des systèmes de retenue latérale. Au minimum, les poutres doivent former un caisson de deux poutres. Aux extrémités, le caisson doit être formé de trois poutres au minimum. Voir photo 1 en annexe



Exemple 1 : Coupe longitudinale typique d'un coffrage de portique sur poutre d'acier



Exemple 2 : Coupe transversale typique d'un coffrage de portique sur poutre d'acier

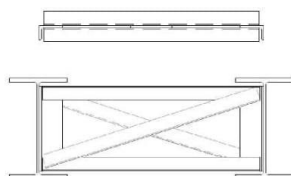
L'exemple 3 illustre la méthode de connexion utilisée pour connecter deux poutres d'acier entre elles. Bien qu'une connexion boulonnée puisse être utilisée, il est recommandé de souder les deux poutres ensemble. Cette méthode est principalement utilisée lorsqu'il y a utilisation d'étaie ajustable. Dans le cas contraire, l'ingénieur concepteur doit inclure un ajustement en hauteur dans le but de permettre le décoffrage. La connexion de la poutre de transfert à l'étaie se fait par connexion boulonnée à l'aide de quincaillerie prévue à cet effet. À noter que la poutre de transfert doit être installée perpendiculairement à la poutre principale dans le but, entre autres, d'éviter toute excentricité indésirable et permettre un ajustement en chantier. Voir photo 3 en annexe.



Exemple 3 : Détail typique d'une connexion poutre principale/poutre de transfert et poutre de transfert/étaie

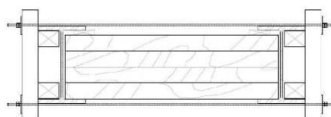


Les exemples 4 et 5 illustrent les détails typiques d'un contreventement en acier et en bois. Voir photo 2 et 4 en annexe.



111. CTV EN ACIER D'EXTRÉMITÉ ET INTERMÉDIAIRE
ÉCHELLE: 1/10

Exemple 4 : Détail typique d'un contreventement en acier



114. CTV POUTRE D'ACIER - AVEC BLOCAGE DE BOIS (TYP)
ÉCHELLE: 1/10

Exemple 5 : Détail typique d'un contreventement en bois



4. Conclusion

Bien malgré de bonnes similitudes entre différents portiques à bétonner, il existe des différences qui peuvent avoir de gros impacts sur les charges de conception. Il est donc primordial d'analyser minutieusement chaque plan et de connaître les méthodes de construction de l'entrepreneur responsable du bétonnage de l'ouvrage pour chaque ouvrage. L'ingénieur concepteur de la structure temporaire doit toujours avoir en tête qu'il peut y avoir plusieurs divergences entre ses plans et le chantier qui peuvent avoir un impact non négligeable sur l'ensemble de l'ouvrage et l'ingénieur attestant l'ouvrage temporaire est souvent mit devant le fait accompli. Il est donc primordial de prévoir sa conception en fonction des charges des facteurs quantitatifs, mais sans négliger les facteurs externes additionnels.

En espérant le tout à votre entière satisfaction,

Simon Nadeau, ing. MEMBRE O.I.Q. NO 5328066



Annexe



Photo 1 : Vue d'ensemble



Photo 2 : Contreventement en acier



Photo 3 : Vue d'ensemble des connexions



Photo 4 : Contreventement en bois

ANNEXE G**Références bibliographiques**

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Ouvrages provisoires et coffrages*, 2^e éd., Toronto, CSA, 2016, 92 p. (CSA S269.1-16)

ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION. *Règles de calcul des charpentes en acier*, 8^e éd., Toronto, CSA, 2014, 267
1 p. (CSA S16-14 (Confirmée 2019))

COMMISSION DES NORMES, DE L'ÉQUITÉ, DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL DU QUÉBEC. DIRECTION RÉGIONALE DE LANAUDIÈRE. *Rapport d'enquête d'accident : accident survenu le 14 avril 2016, sur un chantier de l'entreprise Roxboro Excavation inc., lors de l'érection du pont sur l'autoroute 40 Est, au-dessus de la rivière Bayonne, à Berthierville*, Québec, CNESST, 2016, 111 p.

COMMISSION DE LA SANTÉ ET DE LA SÉCURITÉ DU TRAVAIL DU QUÉBEC. *Prévenir l'effondrement des ouvrages temporaires et des structures inachevées*, [En ligne], [Québec], CSST, 2008, [5] p. (DC 100-1097-1) [https://www.cnesst.gouv.qc.ca/Publications/100/Documents/DC_100_1097_1.pdf] (Consulté le 29 mai 2020)

GOMACO CORPORATION, *C450*, [En ligne], 2018.
[https://www.gomaco.com/Resources/international/new_04_07/c450_french.html]
(Consulté le 28 mai 2020).

LABORATOIRES D'EXPERTISE DE QUÉBEC. *Opinion géotechnique Portique-19410, Henri-IV*, Québec, LEQ, 2020, 4 p.

PICARD, A. et BEAULIEU, D., *Calcul des charpentes d'acier*, 1^{re} éd., [Canada], Institut canadien de la construction en acier, 1991, xvii, 862 p.

QUÉBEC. *Code de sécurité pour les travaux de construction, chapitre S-2.1, à jour au 1^{er} février 2020*, [En ligne], [Québec], Éditeur officiel du Québec, 2020. [<http://legisquebec.gouv.qc.ca/fr/showdoc/cr/S-2.1,%20r.%204>] (Consulté le 28 mai 2020).

QUÉBEC. MINISTÈRE DES TRANSPORTS. *Cahier des charges et devis généraux : infrastructures routières : construction et réparation*, Québec, MTMDET, 2018, 354 p.

QUÉBEC. MINISTÈRE DES TRANSPORTS. DIRECTION DES NORMES ET DES DOCUMENTS D'INGÉNIERIE. *Lexique*, [En ligne], Québec, Publications du Québec, 2019, ii, 32 p.
[<http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=9&file=lexique.pdf>] (Consulté le 28 mai 2020) (Normes : ouvrages routiers)

TRANSPORTS QUÉBEC. *Grands chantiers*, [En ligne], 2020. [<https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/reseau-routier/Pages/grands-chantiers.aspx>] (Consulté le 28 mai 2020).

TRANSPORTS QUÉBEC. *Autoroute Henri-IV (73) : élargissement de l'autoroute*, [En ligne], 2020. [<https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/reseau-routier/projets-routiers/capitale-nationale/a73-elargissement-henri-iv/Pages/a73-elargissement-henri-IV.aspx>] (Consulté le 28 mai 2020).