

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

**Établissement d'une méthode
d'évaluation des ponts avec biais**

par :

Bruno Massicotte, David Conciatori, Patrick Théoret

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

N/R : SR10-08 et P3646
Version finale – Février 2012

Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts avec biais

RAPPORT DE RECHERCHE



Février 2011
Version finale – Février 2012
N/R: SR10-08 / P3646
V/R: R626.1

Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts avec biais

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

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

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **David Conciatori, ing., Ph.D.**
Ingénieur de recherche
- **Patrick Théoret, ing. jr., M.Sc.A.**
Étudiant gradué

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Février 2011

Version finale – Février 2012

N/R: SR10-08 / P3646

V/R: R626.1

SOMMAIRE

Le Ministère des Transports du Québec s'est doté d'un plan d'action comprenant plusieurs mesures visant à améliorer les méthodes de calcul et les méthodes d'évaluation des ponts dont il a la responsabilité. Les ponts visés sont les types les plus courants rencontrés sur le réseau routier, à savoir les ponts de type dalle sur poutres et les ponts de type dalle épaisse. La détermination des efforts dans les ponts comportant un biais n'est pas bien encadrée dans le code des ponts CSA-S6. De plus, dans le cas des ponts de type dalle épaisse, le code ne traite pas de la conception de la dalle dans les zones où les efforts de cisaillement sont plus élevés.

Le Ministère a commandé une étude visant à mieux comprendre le mécanisme de résistance en cisaillement et de redistribution des charges pour les dalles épaisses de façon à pouvoir proposer des améliorations au code CSA-S6. Le Ministère a aussi demandé une étude visant à mieux encadrer l'utilisation des diverses techniques de modélisation pour l'analyse de ponts. Le projet a également incorporé les résultats d'une étude réalisée en parallèle visant à reformuler les équations de la méthode simplifiée et d'étendre son application aux ponts à forts biais, de types dalle épaisse et dalle sur poutres.

L'étude a permis de conclure sur les effets importants que jouent le biais et la forme en plan de la dalle sur la détermination des efforts élastiques. L'étude a démontré que malgré l'amplitude des efforts localisés élastiques qui dépassent très localement la résistance en cisaillement, la fissuration des dalles en flexion comme à l'effort tranchant permet d'atténuer grandement l'amplitude des efforts et que la fissuration qui s'ensuit fait en sorte que la résistance ultime n'est pas affectée par les effets locaux.

L'étude a permis d'illustrer comment les analyses non-linéaires peuvent être utilisées pour déterminer les efforts dans les dalles et illustrer les modes de rupture. L'étude a mis en évidence l'efficacité des modèles non-linéaires dans la prédiction du comportement des dalles épaisses sous des conditions avoisinant les conditions de ruine. Même en l'absence d'armature de cisaillement les dalles épaisses ne se comportent pas comme un ouvrage fragile. Les analyses non-linéaires ont toutefois montré dans le cas de charges concentrées que la redistribution des efforts n'était pas aussi avantageuse que pour des charges uniformes. Il s'en trouve que la résistance des dalles épaisses pouvait être inférieure à la valeur prédite par l'approche préconisée par le code. Cet aspect devra faire l'objet d'études additionnelles.

L'étude a permis également de déterminer que l'utilisation de grillages non-orthogonaux était beaucoup plus souhaitable pour faire l'analyse de dalle biaisées. Une telle approche permet d'éviter d'ajouter les moments de torsion concomitants. La même étude a également permis de confirmer que les moments de torsions doivent être ajoutés aux efforts de flexion lorsque des analyses par éléments finis sont réalisés.

Enfin une étude paramétrique de grande envergure, d'abord pour les ponts de type dalles épaisse, puis des ponts de type dalle sur poutres, a permis de proposer nouvelle formulation pour la méthode de la poutre équivalente. Les équations qui ont été obtenues permettent d'étendre la plage d'utilisation de la méthode simplifiée aux tabliers à fort biais. Ces équations pourraient être éventuellement intégrées dans méthode simplifiée du code CSA-S6

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
TABLE DES MATIÈRES	III
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs du projet de recherche.....	1
1.3 Portée du présent document.....	2
1.4 Méthodologie et organisation du rapport.....	2
1.5 Organisation du rapport.....	3
2 ÉTUDE ÉLASTIQUE DES DALLES BIAISES	4
2.1 Introduction	4
2.2 Géométries des ouvrages retenus.....	4
2.3 Comportement élastique des dalles	5
2.4 Étude du comportement en cisaillement à l'appui.....	8
2.5 Concentration des contraintes sur les bords.....	11
2.6 Force de coin.....	15
2.7 Surfaces d'influence	16
2.8 Sommaire du comportement élastique des dalles.....	17
3 ÉTUDE NON-LINÉAIRE DES DALLES BIAISES	19
3.1 Introduction	19
3.2 Description des ponts à l'étude.....	19
3.3 Étude paramétrique.....	23
3.4 Description des modèles	25
3.5 Résultats de l'analyse non-linéaire	28

3.6	Synthèses des résultats.....	40
4	ANALYSE DES PONTS DE TYPE DALLE ÉPAISSE AVEC BIAIS.....	42
4.1	Contexte.....	42
4.2	Méthodes d'analyse privilégiées pour les dalles épaisses	42
4.3	Analyse pour la conception.....	44
4.4	Comportement en flexion.....	47
4.5	Efforts tranchants.....	53
4.6	Sommaire	55
5	DÉRIVATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LE CODE.....	56
5.1	Généralités.....	56
5.2	Modélisation de ponts de type dalle par la méthode de grillage.....	56
5.3	Formulation de la méthode simplifiée proposée.....	59
5.4	Validation	72
5.5	Sommaire	73
6	DÉRIVATION DES ÉQUATIONS POUR DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LES PONTS DE TYPE DALLE SUR POUTRES.....	75
6.1	Étude paramétrique.....	75
6.2	Équations proposées pour la méthode simplifiée	78
6.3	Sommaire	81

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE	82
REMERCIEMENTS	83
RÉFÉRENCES.....	84
ANNEXE 1 – POSITIONS DES CHARGES DE CAMION POUR LES ANALYSES DE DALLES BIAISES.....	86
ANNEXE 3 – PROPRIÉTÉS DES PONTS DE LA BASE DE DONNÉES	98
ANNEXE 3 – CAS DE CHARGEMENT CONSIDÉRÉS	101

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

À la suite des événements du 30 septembre 2006, le Ministère des Transports du Québec s'est doté d'un plan d'action comprenant plusieurs mesures visant à améliorer les méthodes de calcul et les méthodes d'évaluation des ponts dont il a la responsabilité. Les ponts principalement visés sont les types les plus courants rencontrés sur le réseau routier, à savoir les ponts de type dalle sur poutres et les ponts de type dalle épaisse.

Historiquement, le code des ponts CSA-S6 a toujours préconisé la méthode simplifiée pour le calcul des efforts dans un pont. Cette méthode est limitée aux ponts ayant un faible biais alors que le code ne propose aucune règle visant à réaliser des analyses raffinées. Dans les cas des ponts de type dalle épaisse, le code ne donne aucune indication particulière sur les efforts secondaires ou encore la zones de concentration d'effort tranchant aux appuis.

Pour les ponts à fort biais, la méthode simplifiée ne s'applique pas. Il faut alors se rabattre sur des méthodes d'analyse plus complexes et susceptibles à des erreurs d'interprétation. L'étude actuelle vise donc à trouver des règles de façon à étendre la méthode simplifiée aux ponts à fort biais, de types dalle épaisse et dalle sur poutres. Pour les ponts de type dalle épaisse, l'étude vise également à mieux comprendre les mécanismes qui génèrent des concentrations d'efforts aux coins obtus des ponts.

La méthode simplifiée d'analyse proposée par le code est principalement basée sur des études de type linéaire (déformations élastiques) pour la détermination des efforts. Les conclusions d'un projet de recherche récent sur les ponts biais de type dalle épaisse (Massicotte et Yildiz, 2008) indiquent que l'approche traditionnelle peut s'avérer pénalisante du fait que les modèles linéaires ne tiennent pas compte de la fissuration progressive du béton et de la plastification des armatures dans les zones sollicitées. Un essai à la rupture réalisé en 2008 sur un pont de type dalle épaisse, dans lequel une zone de résistance plus faible en cisaillement avait été décelée (Massicotte et al, 2011), a permis d'observer la redistribution des efforts dans la dalle vers les zones moins sollicitées suite à une rupture locale en cisaillement. Ce phénomène, attribué à la redondance intrinsèque de ces structures, pourrait être particulièrement marqué pour les ponts de type dalle épaisse comportant un biais.

Le Ministère a commandé une étude visant à mieux comprendre le mécanisme de résistance en cisaillement et de redistribution des charges pour les dalles épaisses de façon à pouvoir proposer des améliorations au code CSA-S6 dans le but de rendre les ponts plus sécuritaires. Le Ministère a aussi demandé une étude visant à mieux encadrer l'utilisation par ses ingénieurs des diverses techniques de modélisation pour l'analyses de ponts. Aux demandes du Ministère, s'est ajoutée au projet la refonte de équations de la méthode simplifiée dans le but spécifique d'étendre son application aux ponts à forts biais, de types dalle épaisse et dalle sur poutres.

1.2 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Les objectifs du projet de recherche sont donc :

- d'étendre le domaine d'utilisation de la méthode simplifiée du code CSA-S6 aux ponts à fort biais de type dalle épaisse et de type dalle sur poutres;

- de préciser la méthodologie privilégiée pour la réalisation d'analyses raffinées des ponts biais dans un contexte de conception ou d'évaluation d'ouvrages courants;
- d'étudier le comportement non-linéaire du béton dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant, et plus particulièrement sur la progression de la fissuration du béton dans des tabliers de type dalle épaisse en considérant la fissuration du béton et son lien avec la rupture à l'effort tranchant;
- de contribuer à l'établissement d'une méthodologie visant à permettre l'utilisation des méthodes de calcul non-linéaires pour le calcul de la résistance des tabliers de type dalle épaisse.

1.3 PORTEE DU PRESENT DOCUMENT

Le présent rapport porte sur l'étude du comportement en flexion et en cisaillement des ponts de type dalle épaisse en béton ainsi que des ponts de type dalle sur poutres, entièrement en béton ou mixtes constitués d'une dalle en béton sur poutres en acier ou en béton. Des géométries droites et avec biais ont été considérées dans tous les cas.

1.4 METHODOLOGIE ET ORGANISATION DU RAPPORT

Le rapport est scindé en trois parties :

1. l'étude du comportement des tabliers de type dalle épaisse – Chapitres 2 et 3;
2. l'établissement d'une méthodologie pour l'analyse raffinée linéaire des dalles épaisses droites et biaisées pour la conception – Chapitre 4;
3. l'élaboration d'une méthode simplifiée pour les ponts droits ou à fort biais, de types dalle épaisse – Chapitre 5;
4. l'élaboration d'une méthode simplifiée pour les ponts droits ou à fort biais, de types dalle sur poutres – Chapitre 6.

1.4.1 Comportement des tabliers de type dalle épaisse

Le comportement des ponts de type dalle épaisse a été étudié en utilisant la méthode des éléments finis linéaires et non-linéaires. L'étude s'est faite en quatre étapes :

1. l'établissement, en collaboration avec le ministère des Transports, des paramètres géométriques des tabliers de type dalle épaisse;
2. la réalisation d'analyses par éléments finis linéaires avec des éléments de plaques et des éléments solides;
3. la réalisation d'analyses d'éléments finis non-linéaires avec des éléments solides;

1.4.2 Analyse raffinée des tabliers de type dalles épaisse

L'utilisation des méthodes du grillage et des éléments finis de type plaques pour le calcul des ponts droits et biais a été balisée. L'étude s'est faite en deux étapes :

1. détermination des efforts devant être considérés pour déterminer les moments de conception avec l'utilisation d'analyses par éléments finis;
2. comparaison des moments et des efforts tranchants obtenus d'analyses de grillages orthogonaux et non orthogonaux.

1.4.3 Méthode simplifiée pour les tabliers de type dalles épaisse

L'élaboration d'une nouvelle méthode simplifiée pour le calcul des efforts dans les tabliers de type dalle épaisse a suivi les étapes suivantes :

1. l'établissement, en collaboration avec le ministère des Transports des paramètres géométriques des tabliers de type dalle épaisse;
2. la réalisation d'une étude paramétrique exhaustive utilisant des analyses de grillage pour des tabliers droits et biais;
3. l'analyse des résultats et formulation d'une proposition pour l'ajustement de la méthode simplifiée du code CSA-S6 pour les tabliers droits;
4. l'analyse des résultats et proposition d'une nouvelle formulation pour la méthode simplifiée du code CSA-S6 pour les tabliers à fort biais.

1.4.4 Étude des ponts de type dalle sur poutres

Dans le même sens que pour les ponts de type dalle épaisse, les étapes suivantes ont été réalisées pour les ponts de type dalle sur poutres à géométries biaisées :

1. l'établissement, en collaboration avec le ministère des Transports et la Ville de Montréal, des paramètres géométriques des tabliers de type dalle sur poutres;
2. la détermination des caractéristiques géométriques propres à chaque type d'ouvrage selon la portée de l'ouvrage et leurs caractéristiques géométriques propres;
3. la réalisation d'une étude paramétrique exhaustive utilisant des analyses de grillage pour des tabliers droits et biais;
4. l'analyse des résultats et formulation d'une proposition pour l'ajustement de la méthode simplifiée du code CSA-S6;
5. l'analyse des résultats et proposition d'une nouvelle formulation pour la méthode simplifiée du code CSA-S6 pour les tabliers à fort biais.

1.5 ORGANISATION DU RAPPORT

Ce rapport se compose des cinq chapitres principaux répartis selon les sujets indiqués précédemment. La conclusion présente un sommaire des principaux résultats. Deux annexes donnent des indications complémentaires requises pour certaines analyses présentées dans le rapport alors que les résultats d'analyses non-linéaires préliminaires sont également donnés.

2 ÉTUDE ÉLASTIQUE DES DALLES BIAISES

2.1 INTRODUCTION

Le chapitre 2 propose une description des phénomènes qui génèrent des effets de coin dans les dalles épaisses et vise à quantifier l'importance de ces effets de coin au moyen d'analyses linéaires par éléments finis. Les analyses ont été réalisées avec le logiciel ABAQUS 6.8.3 en utilisant des éléments de plaques 2D et des éléments solides 3D. L'analyse linéaire fournit une information importante, notamment sur la quantification de l'effet de coin, sur l'étendue spatiale de l'effet de coin et sur les positions des charges mobiles les plus défavorables.

2.2 GEOMETRIES DES OUVRAGES RETENUS

Le tablier de référence de l'étude est une dalle de béton armé possédant une portée de 10 m, une largeur de 12 m, une épaisseur 0.5 m ($L/20$) et un biais de 0° . À partir de ces dimensions de base, une gamme de dimensions a été établie afin de réaliser une étude paramétrique. Le Tableau 2.1 présente l'étendue des modèles retenus pour l'étude paramétrique alors que les définitions sont données sur la Figure 2.1. Les propriétés élastiques de l'acier d'armature et du béton sont données au Tableau 2.2.

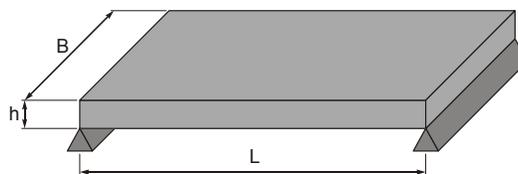


Figure 2.1 : Définition des dimensions de la dalle

Tableau 2.1 : Géométries d'étude des dalles épaisses.

Définition	Nomenclature	Valeurs ⁽¹⁾
Portée (m)	L	5, 7, 10 , 15, 20
Épaisseur	h	L/100, L/20 , L/10
Largeur (m)	B	1, 2, 3, 5, 10, 12 , 15, 20, 50
Biais (°)	ψ	0 , 15, 30, 45, 60

(1): Les caractéristiques du tablier de référence sont en caractères gras.

Tableau 2.2 : Module d'élasticité et poids volumique de l'acier et du béton.

Matériau	Module d'élasticité	Poids volumique
Acier	200 000 MPa	77 kN/m ³
Béton	30 000 MPa	24 kN/m ³

2.3 COMPORTEMENT ELASTIQUE DES DALLES

2.3.1 Dalle sans biais

Lorsqu'une dalle rectangulaire, simplement appuyée sur ses 4 côtés, est analysée avec un modèle de plaques en éléments finis, des concentrations de contraintes (flexion, effort tranchant, réaction d'appui, torsion) apparaissent dans les coins. Dans cet exemple, la concentration de contrainte peut se visualiser sous forme de pics de contraintes localisés dans les coins de la dalle. Le même phénomène de concentration de contraintes dans les coins se produit pour les dalles appuyées sur deux côtés opposés. Dans ce document et dans la littérature ce phénomène est appelé "effet de coin".

Pour une dalle sans biais, l'effet de coin est entièrement causé par les déformations transversales associées au coefficient de Poisson. Ainsi pour une dalle supportée sur deux lignes d'appuis soumise à des charges causant un moment positif dans la direction longitudinale, la déformation flexionnelle provoque l'allongement de la fibre inférieure et le raccourcissement de la fibre supérieure de la dalle dans la direction principale. L'effet de Poisson amène un allongement ou un raccourcissement transversal de la dalle dans la direction opposée à la déformation longitudinale, engendrant ainsi une courbure dans la direction transversale qui est opposée à celle de la direction longitudinale, comme illustré sur la figure 2.2.

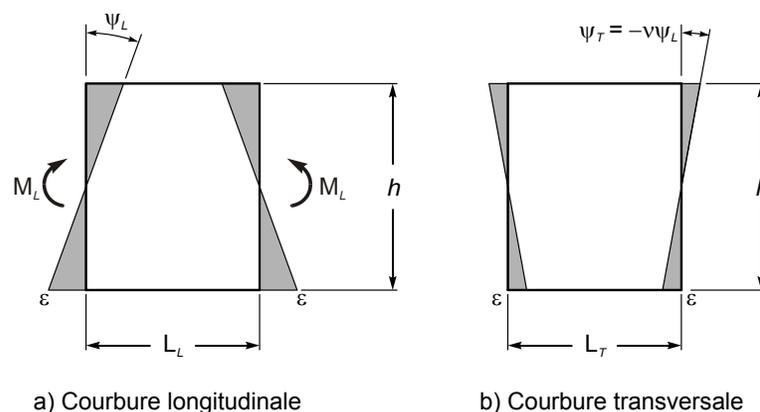


Figure 2.2 : Flexion transversale due à l'effet de Poisson

La Figure 2.3 illustre la déformée d'une dalle soumise à une flexion uniforme appliquée dans une direction et la déformée dans la direction transversale, phénomène appelé effet anti-clastique. Pour des appuis rigides et pour des charges appliquées sur la dalle, la flexion anti-

clastique n'apparaît pas sous forme de déformations libres. Lorsque la dalle repose en continu sur un bord (appui rigide), la flexion anti-clastique est empêchée et engendre ainsi des concentrations d'efforts sur les coins de la dalle, appelées effet de coin.

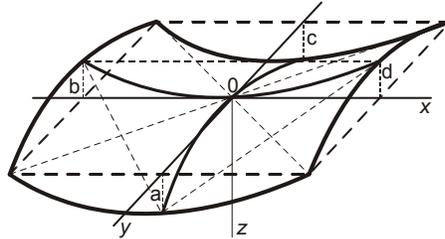


Figure 2.3 : Effet anti-clastique des dalles (Timoshenko and Woinowsky-Krieger 1959).

2.3.2 Dalle avec biais

Alors que l'effet de coin apparaissant sur les dalles sans biais est causé par la courbure transversale empêchée, l'effet de coin pour les dalles avec biais est dû à un effet géométrique du biais qui accentue la concentration des efforts aux deux coins formant un angle obtus et diminue la concentration des efforts aux coins formant un angle aigu. Ce phénomène peut être quantifié au moyen d'une analyse simple. Les deux grillages montrés sur la Figure 2.4 sont faits de poutres longitudinales de 10 m, simplement supportées sur lesquelles s'appuie une poutre transversale. Deux géométries sont considérées : un tablier droit et un tablier avec un biais de 45° . Pour les fins de l'exemple on suppose que les poutres ont toutes la même inertie. Trois conditions sont considérées pour la poutre transversale :

- simplement supportées;
- continue et flexible;
- continue et infiniment rigide.

Les résultats sont présentés au Tableau 2.3. On peut constater que considérer une dalle flexible ou rigide n'a pas une grande influence sur la répartition des efforts. Toutefois le biais fait en sorte que la réaction sous la poutre 1 augmente alors que celle sous la poutre 2 diminue pour la condition considérée.

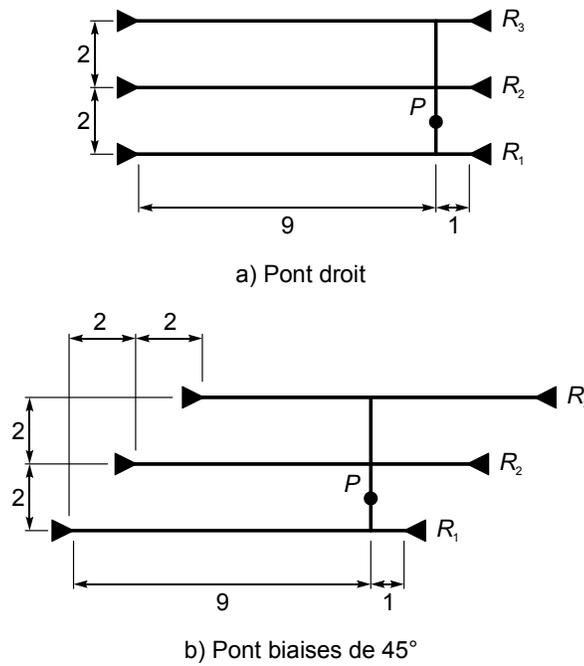


Figure 2.4 : Effet du biais

Tableau 2.3 : Réactions d'appui d'un pont biais sans couplage

Biais	Réaction	Simplement supportée	Continue et flexible	Continue et rigide
0°	R ₁ /P	0.0	0.04	0.08
0°	R ₂ /P	0.45	0.38	0.30
0°	R ₃ /P	0.45	0.49	0.53
45°	R ₁ /P	0.0	0.09	0.08
45°	R ₂ /P	0.35	0.09	0.12
45°	R ₃ /P	0.45	0.62	0.60

2.4 ÉTUDE DU COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT A L'APPUI

2.4.1 Méthodologie

L'effet de coin est analysé dans ce chapitre avec des modèles linéaires pour mettre l'accent sur les phénomènes physiques afin de mieux comprendre les effets des caractéristiques géométriques d'une dalle ou de ses appuis sur l'effet de coin. Les résultats présentés dans ce chapitre ont été obtenus de l'analyse d'une dalle épaisse sollicitée par une charge uniforme. Lorsque les dimensions ne figurent pas sur les graphiques, les valeurs de référence sont utilisées pour la dalle, soient 0.50 m pour l'épaisseur, 12 m pour la largeur et 10 m pour la portée. Les simulations ont été effectuées en analyse linéaire avec des éléments de plaques et éléments solides en 3D.

2.4.2 Quantification de l'effet de coin

La quantification de l'effet de coin est obtenue par calcul en prenant en considération la réaction d'appui le long du bord de la dalle. Elle est définie par le rapport entre la réaction d'appui maximale au coin de la dalle et la réaction d'appui moyenne sur le bord étudié. Ce résultat adimensionnel de l'effet de coin met en évidence l'importance de l'effet de coin, causé par la courbure transversale et la géométrie de la dalle.

2.4.3 Effet de la rigidité des appuis

Les résultats des analyses par éléments finis de plaques indiquent qu'il est possible d'observer les effets de la courbure transversale d'une dalle lorsque celle-ci repose sur des appuis ayant un coefficient de ressort s'élevant à 30×10^3 kN/m par unité de longueur d'appui (correspondant à une rigidité égale à environ 1/1000 de celle du béton). Le facteur de coin obtenu dans cet exercice vaut alors 1.2, ce qui signifie que le ressort est déjà suffisamment rigide pour développer les effets de coin. Lorsque le coefficient de ressort est augmenté à 4.68×10^6 kN/m, le facteur de coin atteint à 2.2. Ce dernier coefficient de ressort correspond à la rigidité obtenue d'une analyse élastique d'une culée en béton de 1 m x 1 m (largeur x hauteur) ayant une longueur correspondant à la longueur transversale de la dalle. Finalement, lors du remplacement d'un appui à ressort par un appui infiniment rigide, le facteur de coin demeure égal à 2.2 (

Tableau 2.4). Ce dernier résultat indique que les appuis sur culées sont très rigides et jamais souples au point de diminuer l'effet de coin et que celui-ci sera toujours présent.

Tableau 2.4 : Effet de coin en fonction de la rigidité des appuis.

Coefficient de ressort (kN/m)	Effet de coin
30×10^3	1.2
4.68×10^6	2.2
appui rigide	2.2

2.4.4 Effet de la largeur de la dalle

Les analyses par éléments solides 3D, où des appuis rigides ont été considérés, montrent que l'effet de coin est négligeable pour les poutres ($B/L = 0.1$) alors que son influence devient visible lorsque la largeur de la poutre atteint le quart de la portée (Figure 2.5), dimension à partir de laquelle on peut faire la distinction entre une dalle et une poutre. Ainsi, seules les dalles sont influencées par l'effet de coin. Le facteur de coin augmente avec un accroissement de la largeur transversale de la dalle. Cet accroissement atteint toutefois un plafond lorsque la largeur transversale correspond à la portée de la dalle (Figure 2.5).

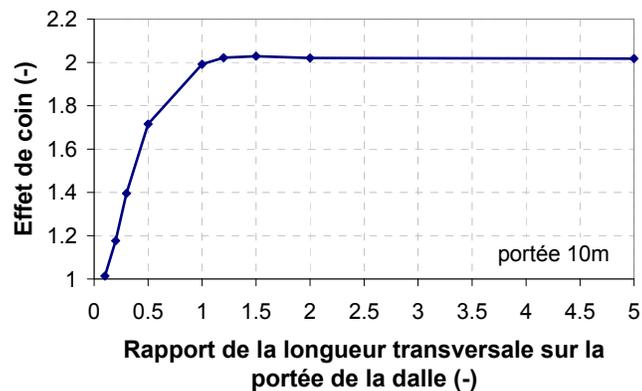


Figure 2.5 : Effet de coin des poutres et des dalles droites (3D solides).

2.4.5 Effet du biais, de l'épaisseur et des conditions de retenue de la dalle

Les résultats des analyses réalisés avec un modèle d'éléments finis de plaques sont résumés sur la Figure 2.6. Cette figure illustre la variation de la réaction le long de l'appui d'une dalle de 10 m de portée et 12 m de largeur soumise à une charge uniforme pour des biais de 0 et 30 degrés. Les résultats sont présentés sous la forme du rapport de la réaction d'appui sur la valeur de la théorie des poutres (répartition uniforme), défini comme l'effet de coin. Pour les ponts droits (Figure 2.6a), il est possible d'observer que l'importance de la réaction d'appui additionnelle augmente avec l'augmentation du coefficient de Poisson et devient nulle lorsque celui-ci est zéro. Pour les ponts biais, ces forces additionnelles sont importantes au coin obtus comme indiqué sur la Figure 2.6b, avec une amplification d'un facteur 10 pour la dalle de référence et d'environ 9 avec un coefficient de Poisson égal à zéro. Cependant, l'amplification de la réaction d'appui réduit considérablement lorsque la dalle est encastrée.

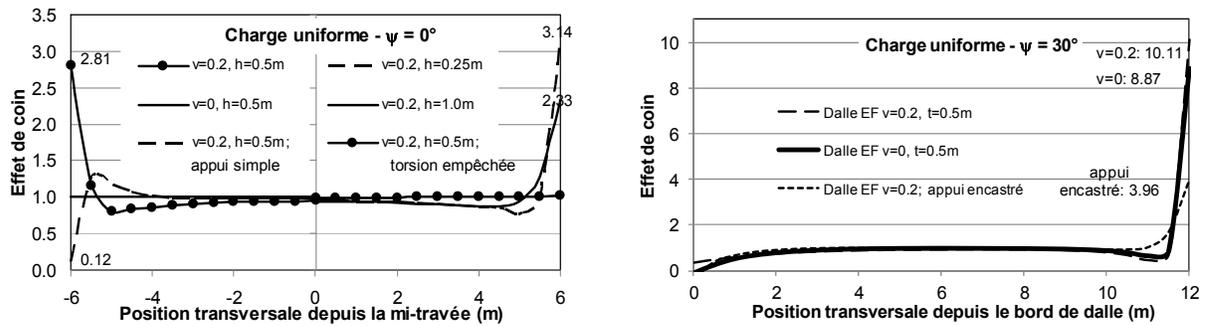
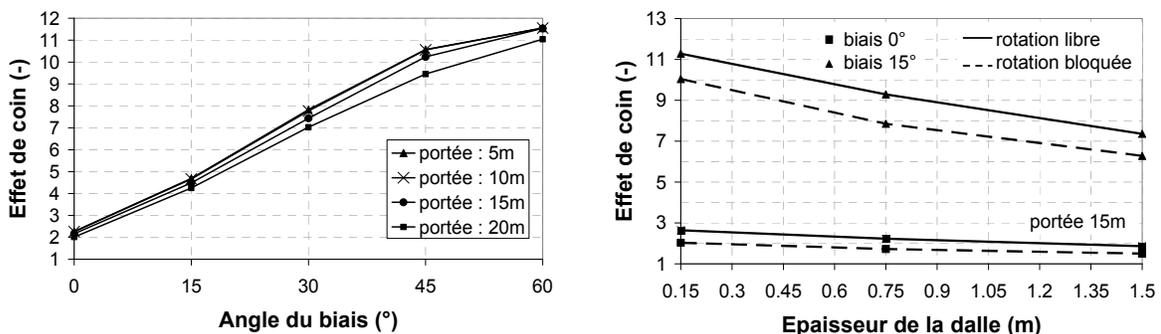
a) Biais de 0° b) Biais de 30°

Figure 2.6 : Réaction d'appui verticale d'une dalle soumise à une charge uniforme

L'effet de coin est fortement influencé par le biais de la dalle. Les analyses réalisées avec des éléments solides indiquent que l'augmentation de la réaction locale sur le coin de la dalle atteint 12 fois la réaction moyenne pour une dalle avec un biais de 60° alors qu'elle atteint deux fois pour une dalle droite. L'effet de coin maximal apparaît au coin obtus de la dalle. Par contre, comme le montre la Figure 2.7a, la portée influence très peu ou de façon négligeable l'effet de coin.



a) Effet de la portée et du biais (3D solides)

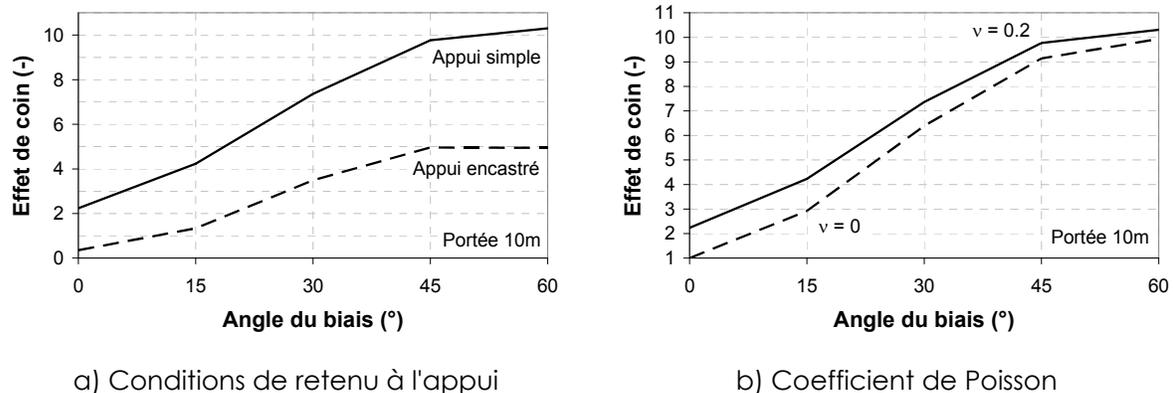
b) Effet de la rigidité (2D plaques)

Figure 2.7 : Effet de coin des dalles épaisses

La rigidité de la dalle est liée par l'épaisseur de la dalle. Des analyses réalisées avec des éléments de plaques montrent qu'une faible rigidité ($L/h = 40$) augmente l'effet de coin tandis qu'une grande rigidité ($L/h = 10$) diminue cet effet (Figure 2.7b). Ceci indique que plus la courbure est faible moins l'effet de coin est important.

Le type d'appui influence également l'effet de coin. Le blocage de la rotation sur appui diminue sensiblement l'effet de coin. Ainsi l'encastrement des appuis diminue, voire annule, l'effet de coin pour des dalles avec un biais inférieur à 10° . La présence d'un encastrement est conséquente puisque l'effet de coin diminue de moitié pour des dalles avec un biais supérieur à 45° (Figure 2.8a). Ainsi rendre solidaire les appuis de la dalle permet de réduire de façon importante les concentrations de contraintes. En fait les moments négatifs aux appuis

encastrés créent une courbure en sens inverse de la courbure en moment positif. Le cumul des efforts de cisaillement associés à la flexion transversale, sujet traité à la section suivante, explique la réduction des efforts de cisaillement additionnels observés aux coins.



a) Conditions de retenu à l'appui

b) Coefficient de Poisson

Figure 2.8 : Effet de coin des dalles épaisses – Analyses 3D solides

La géométrie de la dalle épaisse joue un rôle important sur l'effet de coin. Pour enlever toutes contraintes supplémentaires dues à la courbure transversale, il suffit d'utiliser un matériau n'obéissant pas à la loi de Poisson ($\nu = 0$ ou encore une dalle fortement fissurée). Pour une dalle sans biais et sans coefficient de Poisson, il n'y a pas d'effet de coin, donnant une valeur égale à 1.0. Toutefois, lorsqu'on augmente la valeur du biais de la dalle, le facteur de coin augmente, mettant ainsi en évidence l'influence géométrique sur le facteur de coin. Lorsque le coefficient de Poisson est considéré, l'effet de coin obtenu suit une tendance parallèle à celle sans effet de Poisson, avec toutefois un effet de coin plus important (Figure 2.8b).

2.5 CONCENTRATION DES CONTRAINTES SUR LES BORDS

Les analyses présentées à la section précédente soulèvent des questions concernant l'importance et l'ampleur réelles des forces de réaction d'appui aux coins. Des analyses par éléments finis solides ont été réalisées afin de déterminer avec plus d'exactitude l'ampleur du pic de concentration de la réaction d'appui apparaissant dans la zone du coin de la dalle (Figure 2.9a). Ces analyses ont été faites avec ABAQUS (2009) où 10 éléments solides de 50 mm ont été utilisés sur l'épaisseur de la dalle.

Les analyses ont permis de déterminer que cette concentration d'effort s'étend localement sur une longueur d'influence correspondant à environ la moitié l'épaisseur de la dalle ($\beta = 0.5$) pour tous les types dalles, et ce, peu importe la portée ou le biais (Figure 2.9b). La longueur d'influence est la zone le long de l'appui mesurée à partir du coin sur laquelle la valeur du facteur de coin est supérieure à 1.0. Également les résultats d'analyse montrent que les concentrations de contrainte aux appuis sont réelles mais avec un ordre de grandeur légèrement moins important que ceux données par les analyses avec des éléments finis de plaques (2.8 et 2.6 respectivement pour les éléments finis de plaques et solides).

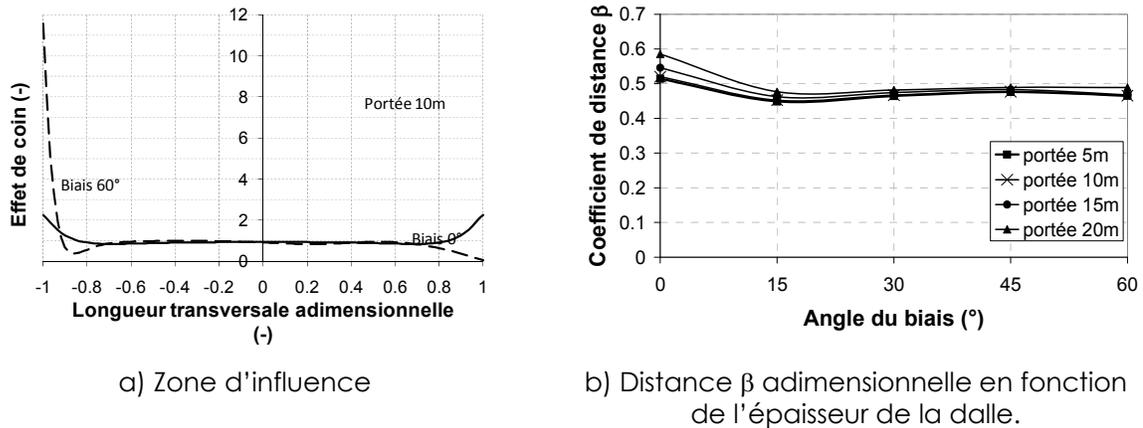


Figure 2.9 : Effet de coin des dalles épaisses

Les analyses ont également mis en évidence la présence d'efforts de cisaillement verticaux amplifiés le long des bords libres de la dalle qui s'amenuisent jusqu'à atteindre la valeur de la théorie de poutres à une distance transversale du bord libre correspondant à environ l'épaisseur de la dalle. La variation de l'effort de cisaillement vertical a été déterminée le long de lignes parallèles au bord libre à quatre distances du bord, soit sur le bord libre ($d = 0$ mm), puis à 50 mm ($h/5$), à 250 mm ($h/2$) et à 500 mm (h). Les résultats montrés sur la Figure 2.10 indiquent que lorsque la distance depuis le bord libre croît, la valeur de l'effort tranchant tend vers la valeur de l'effort tranchant moyen identifiée par la ligne rouge sur la Figure 2.10. Ces résultats montrent une similitude par rapport aux résultats obtenus pour la réaction d'appui pour lesquels l'amplification des efforts diminue très rapidement lorsqu'on s'éloigne du bord libre.

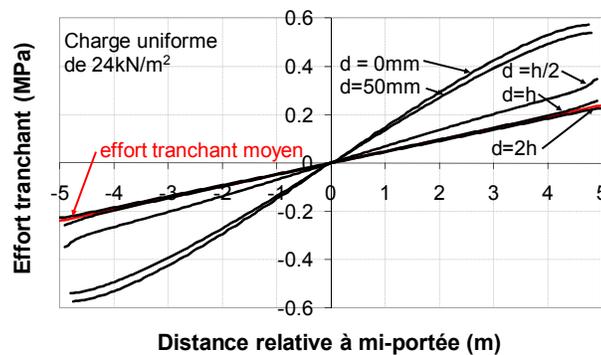


Figure 2.10 : Effort tranchant pour une dalle sans biais

L'amplitude de la concentration d'effort tranchant sur le bord libre en présence d'un biais de 30° (Figure 2.11) est assez similaire à celle des ponts droits. La valeur maximale de l'effort de coin obtenue est environ égale à 7. Toutefois la variation des efforts de cisaillement le long de plans parallèles au bord libre est très différente du cas du pont droit. En effet, les contraintes de cisaillement parallèles à la rive demeurent élevées sur une épaisseur d'environ 100 mm ($h/5$), et ce, sur près de la moitié de la longueur du pont du côté du coin obtus. Finalement,

l'atténuation de la concentration de contrainte du bord libre est rapide : à une distance d'une demi-épaisseur de dalle ($d = h/2$), la concentration de contrainte est négligeable (Figure 2.11).

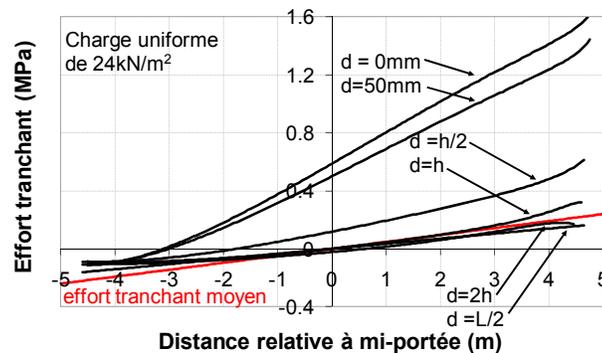


Figure 2.11 : Effort tranchant pour une dalle avec un biais de 30°

Ce phénomène peut être expliqué en considérant la dalle comme une succession de poutres longitudinales indépendantes supportant une charge uniforme. Celles-ci présenteraient alors une flèche identique sur toute sa largeur du tablier (Figure 2.12). Toutefois, la continuité entre ces poutres génère une courbure transversale qui amène une plus grande flèche près de bords libres. Cette plus grande flèche est causée par des efforts de cisaillement internes additionnels qui se forment près des rives (Figure 2.13). Ceux-ci s'ajoutent aux charges appliquées, engendrant ainsi des réactions d'appuis près des coins qui sont supérieures à la réaction moyenne. En contrepartie, les zones internes sont soulagées.

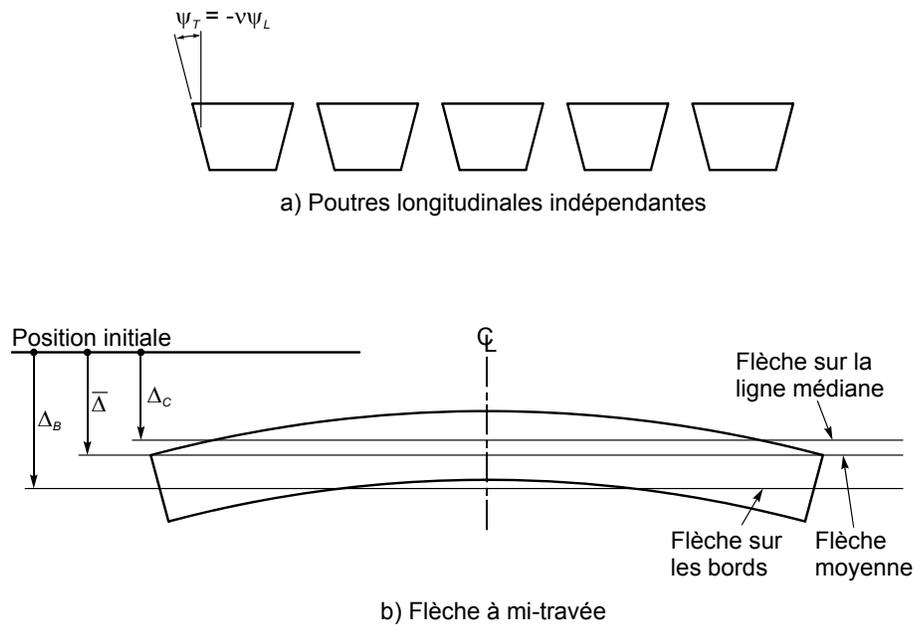


Figure 2.12 : Flèche relative transversale

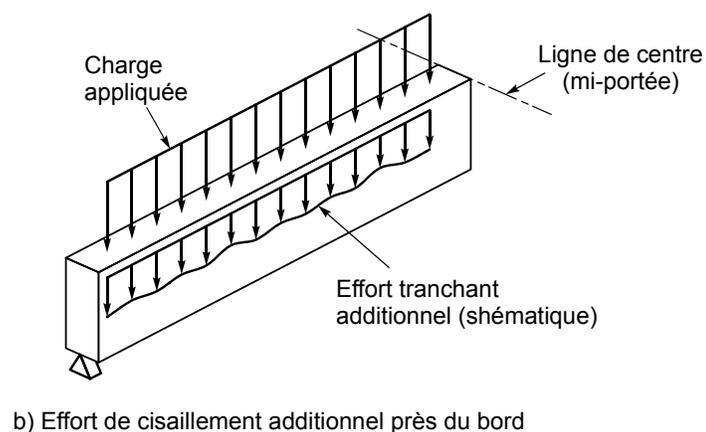
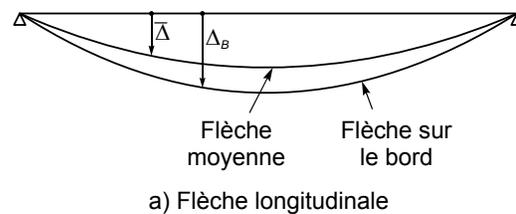


Figure 2.13 : Représentation des efforts tranchants internes induits par la courbure transversale

Ces observations illustrent que la force additionnelle au coin n'est pas un effet local mais plutôt une accumulation de forces de cisaillement verticales qui sont induites par la courbure

transversale. Sans l'aide de modèles très raffinés, tels que ceux utilisés dans cette étude, ces forces ne peuvent pas être estimées aisément.

2.6 FORCE DE COIN

Les résultats des modèles linéaires indiquent que l'effet de coin soit relié à 2 composants la courbure transversale empêchée et le biais de la dalle. Les résultats d'une série d'analyses présentés sur la Figure 2.5 montrent que l'effet de coin augmente en fonction du rapport de la largeur sur la portée de la dalle épaisse (B/L). Les résultats indiquent que la réaction d'appuis verticale au coin de la dalle augmente linéairement jusqu'à $B/L = 0.5$. Cette configuration de dalle épaisse amène un effet de coin de 1.75 qui atteint un maximum d'environ 2.2 pour $B/L = 1.2$. Ces résultats indiquent, que pour les dalles épaisses, l'effet de coin augmente seulement pour la charge appliquée sur une surface tributaire approximativement égale à $BL/4$ dans chaque coin.

Ainsi, la force de coin (R_C) peut être définie par la somme de la contribution des effets de la courbure transversale empêchée (R_B) et de la géométrie composée par le biais de la dalle (R_S). Cette force résultante est présentée par la suite en fonction de la charge appliquée sur un quart de la dalle, définie par $R_0 = qBL/4$. L'examen des résultats d'analyse, pour une dalle simplement supportée avec $0.3 \leq B/L \leq 1.0$ sous une charge uniforme, indique que $R_B \approx 0.1 R_0$ pour un coefficient de Poisson de 0.2.

L'effet du biais a été mis en évidence sur la Figure 2.7 et la Figure 2.8 pour des dalles ayant des portées de 5 à 20 m et pour des biais variant de 0° à 60° . La Figure 2.14 : Forces de coin illustre la variation de la force de coin en fonction du biais pour trois conditions d'appuis : simplement supportée, simplement supporté avec les rotations de torsion le long de l'appui bloqués et encastré aux appuis avec un coefficient de Poisson nul. Cette dernière condition vise à illustrer le comportement susceptible de se produire dans le cas d'une dalle fortement fissurée. Pour la dalle de référence sans biais (simplement supportée et $\nu = 0.2$), $R_C/R_0 = 0.1$ tandis que la valeur de ce rapport augmente linéairement quasi linéairement jusqu'à 30° . La même tendance a été observée pour les conditions encastrées mais avec des valeurs de R_C/R_0 moindre que la moitié du cas de référence. La condition sans l'effet de Poisson illustre que la grande partie de l'effet de coin est influencée par le biais de la dalle. Les résultats des analyses, montrés sur la Figure 2.9b, montrent que l'effet de coin est indépendant de la portée de la dalle.

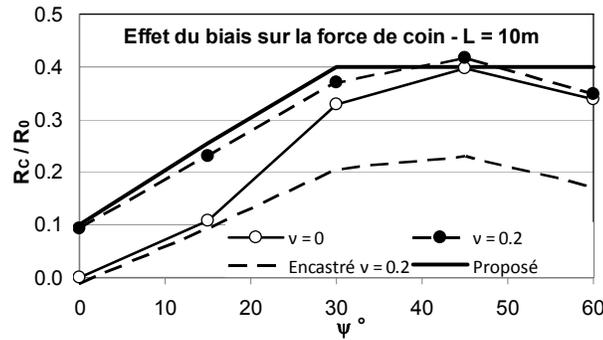


Figure 2.14 : Forces de coin.

Les résultats indiquent que l'effet de coin pour une dalle biaisée devient prépondérant pour une dalle avec un biais supérieur à 20° et que 40% de la charge de gravité se concentre dans le coin pour une dalle avec $\psi \geq 30^\circ$.

Les résultats permettent ainsi de quantifier les deux composantes de la force de coin identifiées précédemment en fonction des paramètres géométriques. Ces équations sont dérivées pour une charge uniforme pour des portées définies entre 5 à 20m, $0.1 \leq B/L \leq 1.4$ et $L/h = 20$.

$$R_B = 0.5 v \sqrt{L/B} R_0 \quad (4.11)$$

$$R_S = 0.6 \sin \psi R_0 \leq 0.3 R_0 \quad (4.12)$$

Dans ces équations, B est limité à L ($L/B \leq 1.0$ et $R_0 \leq qL^2/4$). Les valeurs obtenues dans ces équations peuvent être réduites de 2 pour les conditions d'appui encastré.

2.7 SURFACES D'INFLUENCE

La zone d'influence la plus défavorable pour obtenir un effet de coin maximal a été étudiée en imposant un déplacement unitaire sur la dalle dans le coin obtus (Figure 2.15) afin d'obtenir les surfaces d'influence. Cette étude a été réalisée avec des éléments de plaques de 1 m de côté pour des tabliers de 7, 10 et 15 m. Le soulèvement du coin obtus permettant d'obtenir les surfaces d'influence intègre les réactions sur la demi-largeur de l'élément de coin, soit pour une longueur d'appui de 0.5 m. Ainsi les surfaces d'influence sur la Figure 2.15 identifient les zones qui affectent l'augmentation d'efforts dans le coin obtus (Figure 2.9b). Dans ces analyses des appuis simples ont été considérés alors que le trafic est considéré circuler dans la direction Est-Ouest. Sur ces figures la partie grise claire et les parties colorées présentent un déplacement positif, donc celles qui doivent être chargées pour causer une augmentation de la réaction d'appui dans le coin obtus. Les parties noires représentant un déplacement dans l'autre direction et les parties de couleur bleu foncé correspondant aux zones avec un déplacement presque nul sont celles qui réduisent la force dans le coin obtus.

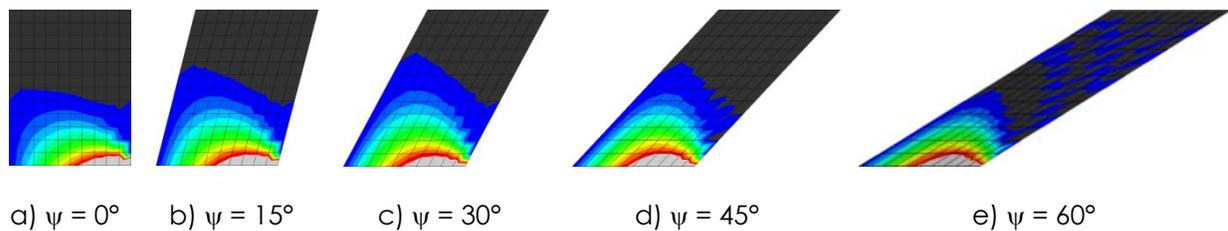


Figure 2.15: Surfaces d'influence pour un déplacement unitaire du coin obtus d'une dalle

Il ressort de cette étude que l'effet de coin est maximal et à peu près équivalent pour des biais de 30 à 45° lorsqu'on considère la surface chargée affectant la concentration de contrainte au coin obtus, et moindre pour des biais de 60°. Ceci va un peu à l'encontre des résultats présentés précédemment où l'effet de coin était croissant avec l'augmentation du biais. On peut ainsi conclure que bien que très localement la contrainte peut augmenter à un niveau plus élevé avec un biais plus important, l'effet réel sur la zone d'influence, d'une longueur égale à environ l'épaisseur de la dalle, atteint sa valeur maximale pour des biais entre 30 et 45°.

À partir de ces résultats, il a été possible de déterminer le positionnement critique sur la dalle des essieux de camion type CL-625. La déformée de la dalle a été reconstituée avec une méthode d'interpolation. Puis le passage d'un ou deux camions a été simulé sur une ou deux voies dans les deux directions (de l'Est vers l'Ouest et de l'Ouest vers l'Est). Un facteur de 0.9 a été appliqué sur les charges lorsque deux camions étaient présents simultanément sur deux voies. La condition la plus critique a été retenue pour déterminer les coordonnées de la position des essieux du camion causant un effet de coin maximal. Les coordonnées des essieux pour les tabliers de 7, 10 et 15 m pour des biais de 0 à 60° sont données à l'Annexe 1 où l'origine des axes se trouve au centre de la dalle.

2.8 SOMMAIRE DU COMPORTEMENT ELASTIQUE DES DALLES

Les analyses élastiques montrent que la géométrie de la dalle (rapport B/L et biais ψ) sont les paramètres clé pour comprendre les forces de coin. Il a été illustré que l'augmentation de ces forces, appelé effet de coin, est :

- pour les dalles droites, essentiellement reliée au couplage entre les courbures longitudinale et transversale associées au coefficient de Poisson pour une dalle élastique;
- pour les dalles biaisées, essentiellement géométrique et associée au transfert de efforts de cisaillement vers le point le coin obtus et que ce paramètre est prépondérant.

D'un point de vue quantitatif, il a été montré que :

- l'effet de coin apparaît pour une valeur de B/L ≥ 0.25 pour une dalle droite et atteint une valeur maximale pour B/L = 1.0
- la présence d'un encastrement aux appuis réduit de moitié l'effet de coin en présence d'un biais;
- la concentration de contrainte sur le coin et sur le bord libre se limite toujours à une bande de très petite largeur égale environ à l'épaisseur de la dalle;

-
- la condition la plus critique pour l'application de charges concentrées survient pour des biais d'environ 30 ou 45° et est moindre pour des biais inférieurs ou supérieurs à ces valeurs.

Il a été montré que le biais régit de manière prépondérante l'effet de coin. Les autres paramètres comme la rigidité de la dalle (L/h) et le coefficient de Poisson participent également, mais dans une moindre mesure, à l'apparition des forces de coin. Enfin, l'influence de la portée pour un rapport B/L constant est négligeable.

Enfin il convient de noter que l'étude présentée ici avait comme particularité de considérer des dalles libres de se déformer longitudinalement (aucun effort axial) et supportées sur une ligne d'appui continue.

3 ÉTUDE NON-LINÉAIRE DES DALLES BIAISES

3.1 INTRODUCTION

Les analyses élastiques présentées au chapitre précédent ont permis de mettre en évidence les paramètres favorisant l'augmentation des réactions d'appuis dans les coins des dalles droites et biaisées. Dans ce chapitre, l'étude sera poussée dans le domaine non-linéaire afin d'obtenir l'influence de la fissuration éventuelle du béton de la dalle dans la région des appuis, et plus particulièrement pour les coins les plus sollicités. En effet, les analyses non-linéaires permettent de reproduire la redistribution des efforts dus aux comportements non-linéaires des matériaux, dont en particulier la fissuration, et d'évaluer la résistance et le mode de rupture associé. Le but principal visé est donc de déterminer si cette fissuration amènera une redistribution des contraintes avant la rupture de la dalle.

3.2 DESCRIPTION DES PONTS A L'ETUDE

3.2.1 GEOMETRIE DES OUVRAGES

Tout comme le chapitre précédent, le tablier de référence de l'étude non-linéaire consiste en une dalle de béton armé possédant une portée de 10 m, une largeur de 12 m, une épaisseur 0.5 m et un biais de 0°. À partir de ces dimensions de base, une gamme de dimensions a été établie afin de réaliser une étude paramétrique (Tableau 3.1). Les dimensions des dalles épaisses se sont inspirées des ouvrages courants avec une largeur transversale B de 12 m, correspondant à 2 ou 3 voies de circulation, et une épaisseur de la dalle h égale à L/20 (Figure 2.1).

Tableau 3.1 : Géométrie d'étude des dalles épaisses.

Définition	Nomenclature	Valeurs ⁽¹⁾
Portée (m)	L	7, 10 , 15
Épaisseur	h	L/20
Largeur (m)	B	12
Biais (°)	ψ	0 , 30

(1): Les caractéristiques du tablier de référence sont en caractères gras.

3.2.2 MATERIAUX

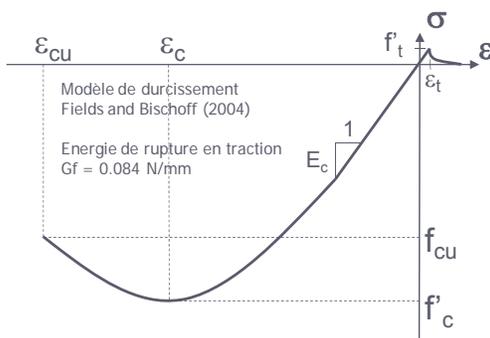
Les analyses non-linéaires par éléments finis ont été réalisées avec le logiciel ABAQUS 6.8.3 (2008) en utilisant des éléments solides 3D. Les matériaux étudiés prennent en considération la résistance des aciers d'armature et des bétons selon l'année de leur construction et la

différenciation est faite pour les bétons et aciers d'armature confectionnés avant 1983 (anciens) ainsi que des bétons et aciers plus contemporains (récents). Le choix de ces deux extrêmes pourrait permettre de modifier le type de rupture. En effet, la résistance des aciers augmente dans un rapport de 1.45 alors que la résistance à la fissuration, directement associée à la résistance en cisaillement, augmente d'un rapport 1.33 dans la même période. Toutefois, les cas de charges considérés dans la suite de cette étude diffèrent selon le mode de rupture envisagé de sorte que l'acier d'armature dominera la résistance dans le cas de la flexion alors que le béton dominera la résistance pour l'effort tranchant.

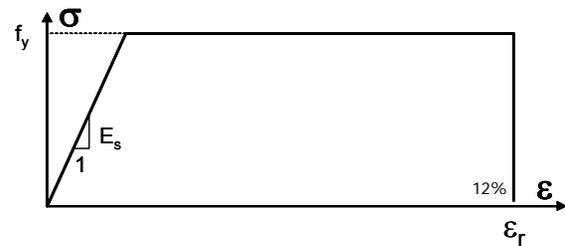
L'acier d'armature est caractérisé par un comportement élasto-plastique (Tableau 2.2) alors que le modèle EPM3D (Massicotte et al, 2007) a été utilisé. Ce modèle constitutif est caractérisé par un comportement hypo-élastique en compression et fissurant en traction avec un comportement adoucissant (Figure 3.1a). Les propriétés du modèle sont obtenues directement à partir de la résistance en compression du béton (Tableau 3.2). L'acier d'armature est caractérisé par un comportement élasto-plastique en traction et en compression (Figure 3.1b).

Tableau 3.2 : Module d'élasticité et masse volumique de l'acier et du béton.

Acier	f_y	ϵ_{su}	Béton	f_c'	f_t'
Ancien	275 MPa	12%	Ancien	20 MPa	1.48 MPa
Récent	400 MPa	12%	Récent	35 MPa	1.95 MPa



a) Béton ancien



b) Acier (comportement identique en compression)

Figure 3.1 : Diagrammes de résistance – déformation du béton et de l'acier

3.2.3 DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES

Les dalles analysées ont été dimensionnées selon les exigences du code CSA-S6 (2006). Un béton de $f_c' = 35$ MPa et des aciers d'armature de $f_y = 400$ MPa ont été sélectionnés. Les

charges considérées sont le poids propre de la dalle, un enrobé bitumineux de 65 mm et le chargement CL-625. Les résultats du dimensionnement sont donnés au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Caractéristiques des aciers d'armature des dalles, $f_c' = 35$ MPa et $f_y = 400$ MPa.

Portée (m)	Armature longitudinale inférieure	Armature longitudinale supérieure	Armature transversale inférieure	Armature transversale supérieure	M_r/M_f
7	25M@175	10M@275	15M@350	10M@275	1.0
10	30M@200	15M@400	15M@300	15M@400	1.0
15	35M@200	15M@250	15M@200	15M@250	1.0

Le pourcentage d'armature longitudinale du lit inférieur est respectivement égal à 1.0%, 0.8% et 0.7% de l'aire brute de la dalle. L'armature longitudinale supérieure est égale à environ 15% de l'armature longitudinale inférieure. La section d'armature transversale du lit inférieur (Figure 3.2c) a été prise égale à environ 1/5 de l'armature inférieure longitudinale alors que la section d'armature transversale du lit supérieur (Figure 3.2c) a été choisie égale à la section d'armature longitudinale du lit supérieur.

Dans les analyses, les dalles faites de matériaux anciens ont les mêmes quantités d'armature et les mêmes dimensions. Seules les propriétés des matériaux ont été variées.

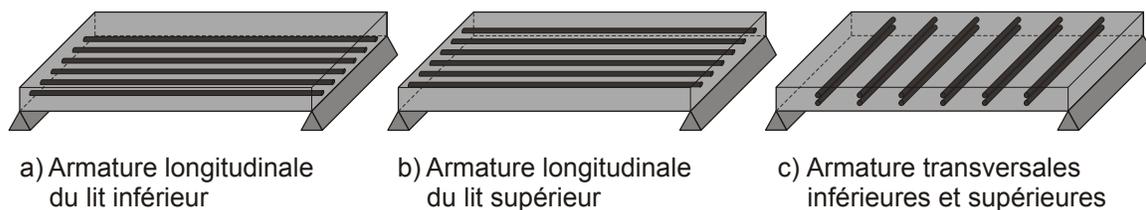


Figure 3.2: Aciers d'armature dans la dalle épaisse

La condition sans lit d'armature supérieur n'a pas été considérée. Pour des dalles simplement supportées cela n'a fort probablement pas d'influence marquée. Toutefois pour les dalles ancrées dans les culées, il est certain que l'absence d'armature sur le lit supérieur, surtout dans la direction longitudinale, conduira à un comportement plus fragile. Cela dépasse toutefois la portée de la présente étude. Enfin les analyses non-linéaires assument une adhérence parfaite entre les barres d'armature et le béton et qu'il n'est donc pas nécessaire de considérer la présence de crochets.

3.2.4 CARACTERISTIQUES DES BIAIS DE L'ETUDE

Deux cas sont traités dans cette partie de l'étude, soit une dalle épaisse sans biais ($\psi = 0^\circ$) et une dalle épaisse avec biais $\psi = 30^\circ$ (Figure 3.3). Une seule valeur de biais a été retenue car l'étude des surfaces d'influence présentée au chapitre 2 a montré qu'un biais $\psi = 30$ correspond sensiblement à la condition la plus critique. De plus l'objectif du rapport n'est pas de couvrir toutes les possibilités mais bien d'évaluer, dans des conditions critiques, l'influence de la fissuration sur l'atténuation de la concentration d'efforts dans les coins.

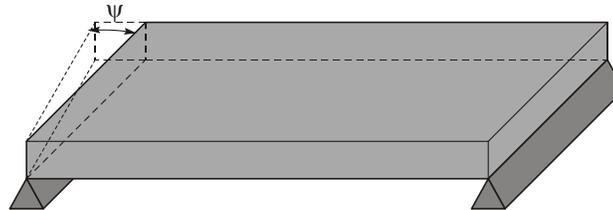


Figure 3.3: Biais ψ de la dalle épaisse.

La disposition de l'armature nécessite une attention particulière en présence d'un biais. L'armature longitudinale est disposée parallèlement au bord de la chaussée avec un espacement perpendiculaire à ce même bord. L'armature transversale est parallèle aux culées et son espacement (Tableau 3.3) est mesuré dans la direction du bord de la dalle (Figure 3.4a). Une telle configuration est plus représentative des constructions à faible biais. Pour les constructions nouvelles des armatures orthogonales sont habituellement préférées pour des biais supérieurs à 20° alors que pour des structures plus anciennes cette limitation n'était pas appliquée et les armatures étaient souvent disposées parallèles aux côtés du tablier. Néanmoins, pour les présentes analyses, il a été décidé d'utiliser des armatures parallèles aux côtés, peu importe le biais ou l'époque de construction.

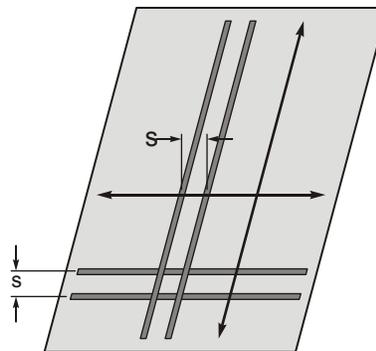


Figure 3.4: Disposition de l'armature des dalles biaisées

3.2.5 DEFINITION DES CHARGES

Trois types de charges ont été considérés : une charge uniforme, une bande de charge et des charges d'essieux de camions. L'étude de l'effet de la charge uniforme (Figure 3.5a)

permet de prendre en considération l'effet du poids propre et des charges permanentes réparties sur la dalle. Ce type de charge provoque des efforts plus importants en flexion tout en favorisant le développement d'efforts coins.

L'étude de la bande de charge (Figure 3.5b) permet de mettre en évidence les efforts de cisaillement à l'appui sans induire d'efforts de flexion importants. La largeur de la bande de 250 mm correspond à l'empreinte des pneus spécifiée dans le code CSA-S6. La position de cette bande est située à une distance horizontale de l'appui correspondant à deux fois l'épaisseur de la dalle. Pour une dalle de 10 m, considérant la largeur de la bande, le centre de la charge est positionné à 1.125 m de l'appui ce qui correspond à un rapport $a/d = 2.6$, où a est la position de la charge et d la position des armatures de flexion, égale à 435 mm dans ce cas. Le choix de cette distance s'inspire des travaux de Kani et al (1979) qui ont fait ressortir que le rapport a/d donnant la résistance en cisaillement la plus faible est obtenue pour un rapport a/d variant entre 2.5 et 3.0 pour une dalle ayant 0.8% d'armature de flexion.

Enfin les charges des essieux ont été positionnées dans la zone d'influence la plus défavorable pour obtenir un effet de coin maximal en utilisant les surfaces d'influence présentées au chapitre 2. Ces positions ne sont toutefois pas nécessairement les plus critiques en regard de la résistance à l'effort tranchant. D'autres positions d'essieux donnant un rapport a/d égal à environ 2.5 ont également été utilisées. Les charges des essieux consistent en des charges concentrées dont l'amplitude est celle des essieux du chargement CL-625. Ces charges ont été appliquées sur les surfaces recommandées dans le code CSA-S6, soit des empreintes de 250 mm dans la direction du trafic et 300 ou 600 mm dans la direction transversale.

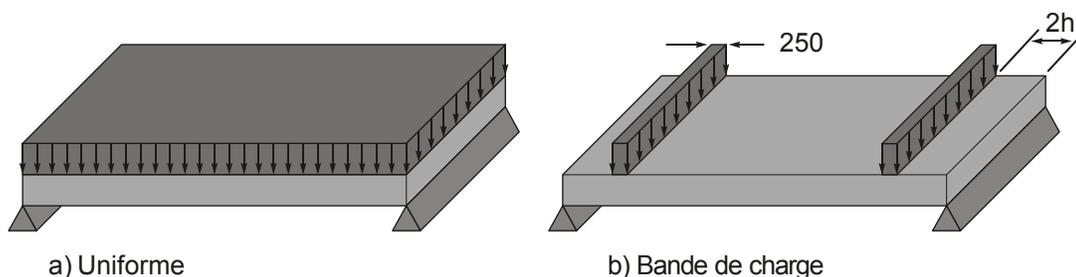


Figure 3.5: Cas de charge

3.3 ÉTUDE PARAMETRIQUE

3.3.1 Portée de l'étude

Dans une phase préliminaire de cette étude, d'autres simulations, au total de 12, ont été effectuées sur des dalles de biais différents. Celles-ci sont présentées à l'Annexe 2 à titre d'information. Toutefois des géométries nouvelles ont été créées pour les analyses finales selon les instructions du Ministère et seules ces analyses finales sont présentées ici. Pour la clarté de l'information, la liste des simulations effectuées dans la phase définitive des travaux est résumée au Tableau 3.4. La largeur et l'épaisseur de la dalle valent respectivement 12 m et un vingtième de la portée ($L/20$). Des dalles sans biais et avec un biais de 30° ont été considérées.

Tableau 3.4 : Liste des simulations effectuées

Identification	ψ	Portée (m)	Charges ⁽¹⁾	Figure charge CL	f_y (MPa)	f_c' (MPa)
B0-1	0°	10	U	–	400	35
B0-2	0°	10	U	–	275	20
B0-3	0°	10	B	–	400	35
B0-4	0°	10	B	–	275	20
B0-5	0°	10	CL	A1.2	400	35
B0-6	0°	10	CL	A1.2	275	20
B0-7	0°	7	U	–	400	35
B0-8	0°	7	U	–	275	20
B0-9	0°	7	B	–	400	35
B0-10	0°	7	B	–	275	20
B0-11	0°	7	CL	A1.1	400	35
B0-12	0°	7	CL	A1.1	275	20
B0-13	0°	15	U	–	400	35
B0-14	0°	15	U	–	275	20
B0-15	0°	15	B	–	400	35
B0-16	0°	15	B	–	275	20
B0-17	0°	15	CL	A1.3	400	35
B0-18	0°	15	CL	A1.3	275	20
B30-19	30°	10	U	–	400	35
B30-20	30°	10	CL	A1.8	400	35
B0-21	0°	10	U + CL	A1.2	400	35
B30-22	30°	10	U + CL	A1.8	400	35
B0-21b	0°	10	U _c + CL	A1.16	400	35
B30-22b	30°	10	U _c + CL	A1.17	400	35
B30-23	30°	10	B	–	400	35

(1): U: Uniforme; B: Bande; CL: Camion CL-625; U_c: charge uniforme constante

3.3.2 Application des charges

Les charges ont été appliquées de manière croissante jusqu'à la rupture. Cinq types de chargements ont été utilisés :

1. charge uniforme sur toute la dalle (Figure 3.5a), dénotée U;

2. charge sur une band située à 2h de l'appui, (Figure 3.5b), dénotée B;
3. charge de camion CL-625 seule (Annexe 1), dénotée CL;
4. charges uniforme et camion CL-625 appliquées proportionnellement, dénoté U+CL;
5. charges uniforme correspondant au poids propre appliquée dans un premier temps et maintenue constante et charge de camion CL-625 appliquée de façon croissante, dénoté U_c+CL .

Dans le cas 3, la position des charges a été déterminée selon les analyses de surface d'influence. Dans les cas 4 et 5, seules les charges de l'essieu tandem ont été appliquées dans la voie 1. De plus la position des essieux a été déterminée afin que ceux-ci soient localisés plus près des appuis, soit à une distance de 1.125m entre le centre de la charge d'essieu et le coin (obtus pour la dalle biaisée) de la dalle. Ceci correspond à une distance égale à un peu plus de 2 fois l'épaisseur de la dalle tel que discuté précédemment, donnant un rapport $a/d = 2.5$.

Le choix des cas de chargement a été fait sur l'hypothèse que les quatre premières conditions de chargement permettent d'étudier les phénomènes alors que le cinquième cas est considéré plus près de la réalité.

3.4 DESCRIPTION DES MODELES

Cette section décrit succinctement les modèles non-linéaires réalisés avec le logiciel ABAQUS (2008) et la loi de matériau EPM3D (Massicotte et al, 2007). La convergence de la solution est discutée avec un exercice effectué sur la taille du maillage en éléments solides.

3.4.1 ABAQUS

ABAQUS/Explicit (version 6.8.3) fait partie de la nouvelle génération des logiciels de calcul par éléments finis permettant d'analyser des structures statiques non-linéaires. La résolution du problème se fait en avançant explicitement dans le temps et en considérant le problème comme dynamique avec l'utilisation de l'équation usuelle de Newton. Un comportement statique de la structure est contrôlé en imposant à chaque pas de temps une énergie cinétique faible de toute la structure, c'est-à-dire un rapport de l'énergie cinétique globale sur l'énergie interne globale inférieure à 5%.

ABAQUS/Explicit détermine un pas de temps critique au-delà duquel l'analyse devient instable. Ce pas critique est défini en termes de la plus haute fréquence du système. Il est calculé automatiquement en considérant les dimensions des éléments du maillage et la vitesse de propagation d'onde dans le matériau.

3.4.2 EPM3D

Avec ABAQUS/Explicit, il est possible d'utiliser une loi de comportement de matériau spécifiée par l'utilisateur. Pour les présentes analyses, le modèle adopté est EPM3D, "Endommagement progressif multiaxial tridimensionnel", développé à l'École Polytechnique de Montréal. La loi

de comportement simule le comportement du béton sous charge triaxiale. En compression, il prend en considération un comportement hypo-élastique (Bouzaiene and Massicotte 1997), l'anisotropie, un module d'élasticité variable sous condition de chargement/déchargement et une expansion inélastique du volume. En traction, le modèle adopte un comportement adoucissant (Fields and Bischoff 2004) basé sur une approche macroscopique. Il intègre différents comportements adoucissants en fonction de l'état de contrainte, utilisés pour tenir compte de l'interaction acier-béton.

La précision des résultats des analyses réalisées avec le modèle EPM3D a été validée pour une large gamme de problèmes et de conditions de chargement. Le manuel de référence du logiciel (Massicotte et al, 2007a) présente les résultats de ces validations. La version EPM3D-2.0 utilisée pour les analyses de la présente étude est celle qui a également été utilisée pour l'étude de l'effondrement du pont de la Concorde (Massicotte et al, 2007b). Elle donne des résultats très fiables pour les modes de rupture en flexion et en cisaillement.

3.4.3 DIMENSION DU MAILLAGE

Le choix de la dimension du maillage a été optimisé par l'adéquation d'une solution optimale et un temps d'analyse justifié. Le temps d'analyse est influencé par le choix du type de maillage (éléments solides 3D "relaxed stiffness" avec intégration réduite) et le nombre d'éléments. Lorsque la dalle est sans biais et que les charges sont symétriquement disposées sur la dalle épaisse, il est possible d'exploiter la double symétrie permettant d'économiser le nombre d'éléments jusqu'à un facteur 4 (Figure 3.6 et Figure 3.7).

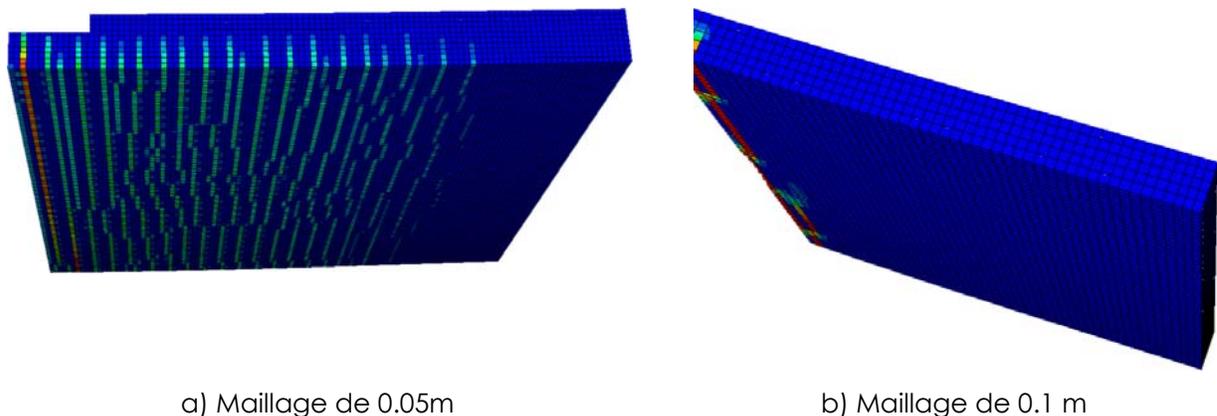


Figure 3.6 : Ouverture des fissures sur une dalle épaisse de 10m de portée soumise à une charge uniforme (B0-1)

Pour ce travail le choix s'est arrêté à 10 éléments sur l'épaisseur pour assurer une bonne convergence des résultats. Lorsque le maillage est grossier (5 éléments sur l'épaisseur, Figure 3.6b), la fissuration apparaît dans la zone de rupture par flexion et le modèle ne rapporte pas une fissuration secondaire de flexion comme dans le cas d'un maillage plus fin comportant 10 éléments sur la hauteur (Figure 3.6a). La visualisation des contraintes post-pic montre des éléments avec une contrainte de traction nulle (en bleu). Les zones de contraintes nulles sont visualisées de façon plus précise avec un maillage plus fin (Figure 3.7).

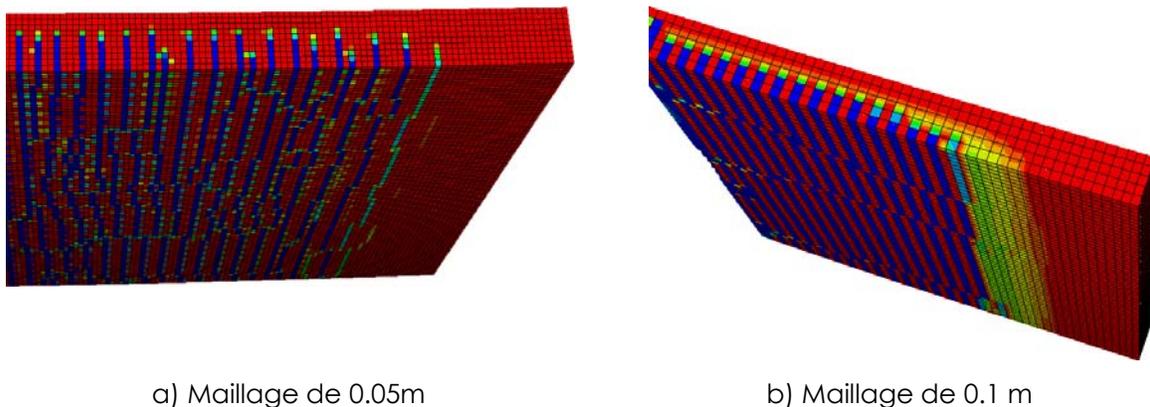
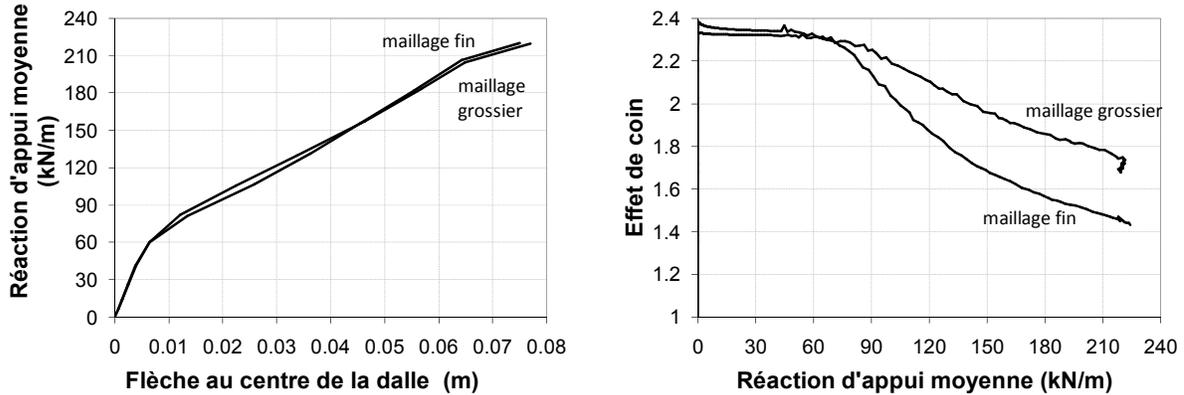


Figure 3.7 : Contraintes de traction résiduelle sur une dalle épaisse de 10m de portée soumise à une charge uniforme (B0-1)

L'analyse de la solution numérique montre des résultats à la rupture en flexion pour les deux types de maillage qui sont similaires et près des valeurs théoriques. En effet, en prenant le cas de la dalle épaisse de 10 m de portée, un calcul manuel de la capacité flexionnelle donne un moment résistant ultime de 579 kN-m/m, ou une réaction d'appui correspondante de 231.6 kN/m. La comparaison avec les simulations non-linéaires donne pour un écart respectif pour la prédiction de la résistance en flexion de 3.2% (224.2 kN/m) et 4.4% (221.3 kN/m) pour les maillages grossier et fin. L'écart est seulement de 1.3% entre les maillages fin et grossier (Figure 3.8). Dans tous les cas un mode de rupture en flexion a été obtenu.

Si l'incidence de la finesse du maillage sur la flèche est négligeable (Figure 3.8a), elle l'est plus importante sur le facteur de coin (Figure 3.8b). L'effet de coin est similaire pour des faibles charges aux valeurs obtenues des analyses linéaires. Toutefois la différence entre les deux dimensions de maillages augmente au fur et à mesure que la fissuration se développe dans la dalle avec l'augmentation de la charge. Cette différence s'élève à 16.8% à la rupture (Figure 3.8b). Ceci démontre qu'un maillage plus grossier ne prend pas en considération une fissuration plus fine, tel que visualisé par les graphiques d'ouverture de fissure ou contraintes résiduelles de traction (Figure 3.6 et Figure 3.7 respectivement). Ces analyses illustrent également le fait que la fissuration en flexion amène une diminution de l'effet de coin, phénomène associable à la réduction de l'effet de Poisson indiquée au chapitre 2. Le couplage des déformations longitudinales et transversales s'amenuise donc avec la progression de la fissuration.

Les mêmes conclusions sont obtenues pour les autres dalles épaisses de dimensions différentes, de biais différents, de charges différentes et de caractéristiques de matériaux différents.



a) Flèche au centre de la dalle en fonction de la réaction d'appui moyenne

b) Effet de coin en fonction de la réaction d'appui moyenne.

Figure 3.8 : Dalle épaisse de 10m de portée soumise à une charge uniforme (B0-1)

3.5 RESULTATS DE L'ANALYSE NON-LINEAIRE

Les résultats sont analysés dans une première étape selon le type de rupture, flexionnelle ou en cisaillement. Par la suite, l'influence de la charge des essieux et la combinaison de charge permanente et essieux est discutée. Dans l'examen des résultats d'analyse, une attention particulière sera portée à la variation des efforts aux appuis et à l'effet de coin. Les analyses ont été réalisées avec des matériaux anciens et récents.

3.5.1 RUPTURE EN FLEXION - CHARGE UNIFORME

Le comportement des dalles épaisses en flexion est mis en évidence avec l'application d'une charge uniforme sur tout le plan de la dalle (Figure 3.5a). Une première fissure transversale apparaît au centre de la portée et, par la suite, il se développe à intervalle régulier d'autres fissures en fonction de l'augmentation de la charge uniforme. La rupture apparaît par écrasement du béton sur la section à mi-travée (Figure 3.6, Figure 3.7 et Figure 3.9). Il est intéressant de noter que la ligne de rupture se forme parallèlement aux lignes d'appui.

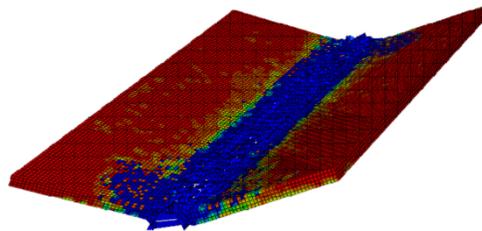


Figure 3.9 : Rupture par écrasement du béton sur une dalle épaisse $\psi = 30^\circ$

L'analyse flexionnelle des dalles montre une diminution de l'effet de coin en fonction de l'augmentation de la charge uniforme. L'effet de coin n'atteint jamais la valeur unitaire,

impliquant la subsistance d'une légère concentration d'efforts aux coins lorsque la dalle se rompt par flexion. Le développement d'un patron de fissuration en partie inférieure de la dalle se rapprochant des appuis avec l'augmentation de la charge une amène une diminution de l'effet de coin, phénomène associable à la réduction de l'effet de Poisson indiquée au chapitre 2. Le couplage des déformations longitudinales et transversales s'amenuise donc avec la progression de la fissuration. L'absence de fissuration sur le coin, lieu géométrique de la concentration de contrainte, implique qu'il subsiste un léger effet de coin lors de la rupture de la dalle par flexion (Figure 3.10).

Il est intéressant de noter que pour la dalle fortement biaisée, la réduction de l'effet de coin est significative, passant d'une valeur égale à 9 en phase élastique à une valeur égale à 3 juste avant la rupture en flexion.

Pour la dalle sans biais, on observe également que l'effet est peu marqué par l'époque de conception (ancien ou récent) mais que la réduction plus importante pour des dalles plus courtes, soit avec un rapport B/L petit (Figure 3.10b).

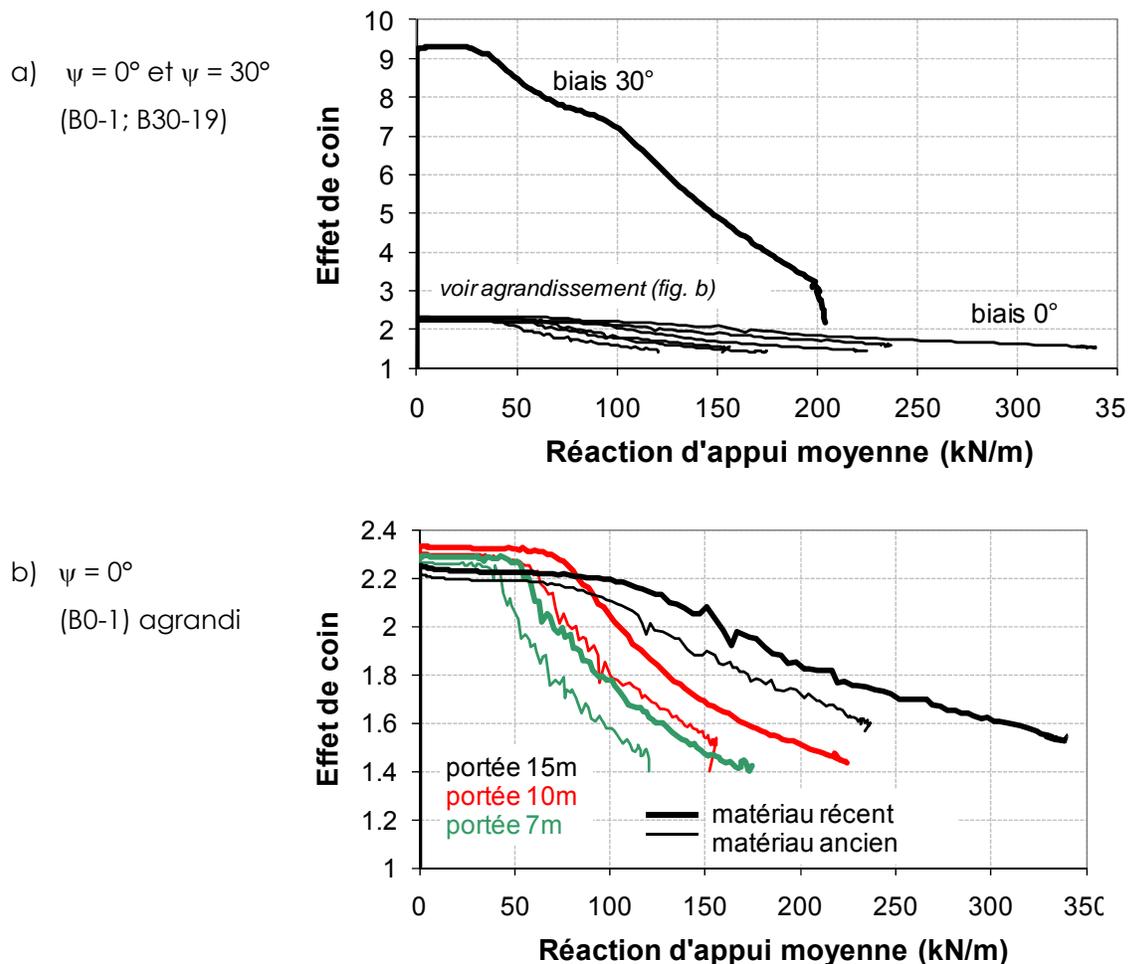


Figure 3.10 : Effet de coin sous charge uniforme,

Le moment résistant obtenu avec les équations de la théorie du béton armé (ou encore les équations du Code) confirme les résultats des analyses non-linéaires puisque la différence maximale obtenue est en moyenne inférieure à 1% pour l'ensemble des ponts (Tableau 3.5). Pour tous les ponts le moment résistant obtenu des analyses par éléments finis a été calculé en considérant les réactions d'appui pour une bande de 1 m perpendiculaire au trafic. On peut ainsi conclure que la pleine capacité en flexion correspondant à une ligne plastique à mi-portée a été pleinement développée dans tous les cas. Le biais n'affecte donc pas la capacité des dalles en flexion.

Tableau 3.5 : Moments théoriques et moments obtenus par simulation.

Identification	L / ψ / Mat. (m / ° / -)	M_{code} (kN-m/m)	M_{EF} (kN-m/m)	M_{EF} / M_{code}
B0-07	7 / 0 / N	310	306	0.99
B0-01	10 / 0 / N	579	561	0.97
B30-19	10 / 30 / N	579	588	1.02
B0-13	15 / 0 / N	1 299	1234	0.95
B0-08	7 / 0 / A	210	211	1.00
B0-02	10 / 0 / A	394	390	0.99
B0-14	15 / 0 / A	887	776	0.99

3.5.2 RUPTURE EN CISAILLEMENT - CHARGES EN BANDES

Le comportement des dalles épaisses en cisaillement est d'abord mis en évidence avec l'application de la charge sous la forme d'une bande à proximité des appuis transversaux de la dalle (Figure 3.5b). Un patron de fissuration flexionnelle apparaît avant la formation d'une fissure de cisaillement qui apparaît soudainement. Elle a une forme de S, inclinée entre la zone d'appui (fibre inférieure) et la bande de charge (fibre supérieure). La rupture est causée par une combinaison de cisaillement et de traction au droit de cette dernière fissure (Figure 3.11). Comme la charge est appliquée sur toute la largeur de la dalle, la zone de rupture est localisée sur toute la longueur de l'appui.

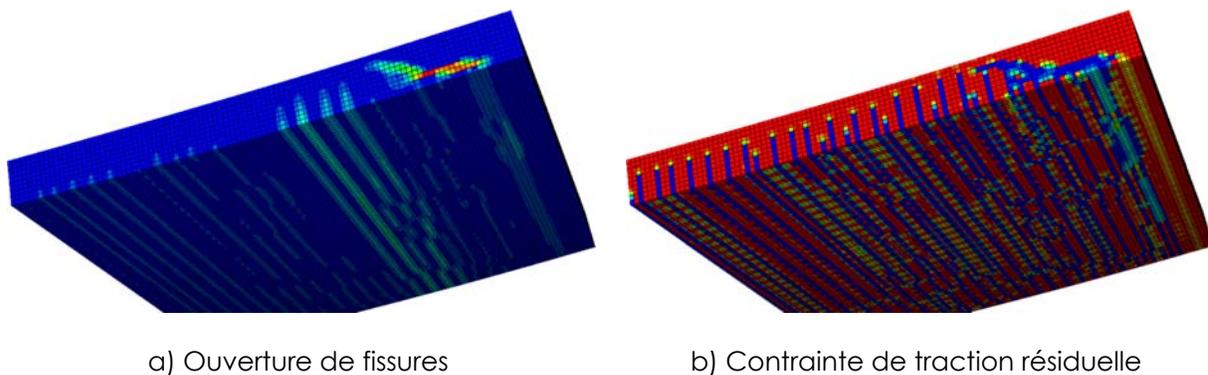


Figure 3.11 : Fissure de cisaillement (B0-3)

L'effet de coin suit dans sa première phase de chargement un chemin similaire aux dalles chargées uniformément (Figure 3.12). La concentration d'efforts aux coins diminue de manière importante et graduelle jusqu'à un facteur de coin égal à environ 1.2. Au delà de ce point la fissuration locale fait en sorte que l'effet de coin diminue mais de façon instable. Ceci s'explique par le fait que l'effet de coin est mesuré sur les quelques premiers éléments et la valeur observée très localement perd son sens. L'intérêt au delà de ce point est plutôt la ductilité de la dalle après l'initiation de la fissure de cisaillement, identifié sur la Figure 3.12 par des flèches pour chacune des analyses. Celles-ci indiquent la charge d'initiation de la rupture locale de cisaillement. Pour le cas 10 m avec matériaux récents, la fissuration locale s'initie à une réaction d'appui de 350 kN/m (70 kN/m² ou encore 5.8 fois le poids propre) alors que la rupture de finale survient pour une réaction d'appui moyenne de 500 kN/m environ (100 kN/m² ou 8.3 fois le poids propre). La charge a donc pu être augmentée de 43% (500/350) après l'apparition de la fissure de cisaillement localisée.

Dans la majorité des cas, il a été possible de poursuivre l'analyse et d'augmenter la charge appliquée à plus de 40% de la charge associée à la fissuration à l'effort tranchant. Cela illustre la capacité pour les dalles de redistribuer les efforts aux endroits moins sollicités, même après l'apparition d'une fissure localisée. Il est intéressant de noter que l'effet de coin a varié de 1.9 environ en conditions élastiques, à 1.2 à l'initiation de la fissure de cisaillement.

Pour les ponts sans biais, la fissuration à l'effort tranchant apparaît sur toute la largeur de la dalle (Figure 3.11) lorsque la valeur de l'effet de coin chute. Elle se présente en général sous forme d'une fissure inclinée remontant en direction du point d'application de la charge. Le cas de la dalle épaisse, avec une portée de 15 m et un matériau ancien, représente un cas où la fissuration de cisaillement se développe horizontalement au niveau des aciers longitudinaux inférieurs. Juste après la formation de la fissure, on peut voir dans ce cas une légère diminution de la longueur de la fissure de cisaillement à mi-travée par rapport au solde de la poutre. Dans ce cas, la chute brutale de l'effet de coin n'est pas observée et la valeur de l'effet de coin lors de la rupture en cisaillement avoisine 1.0, signifiant qu'il n'y a plus d'effet de coin.

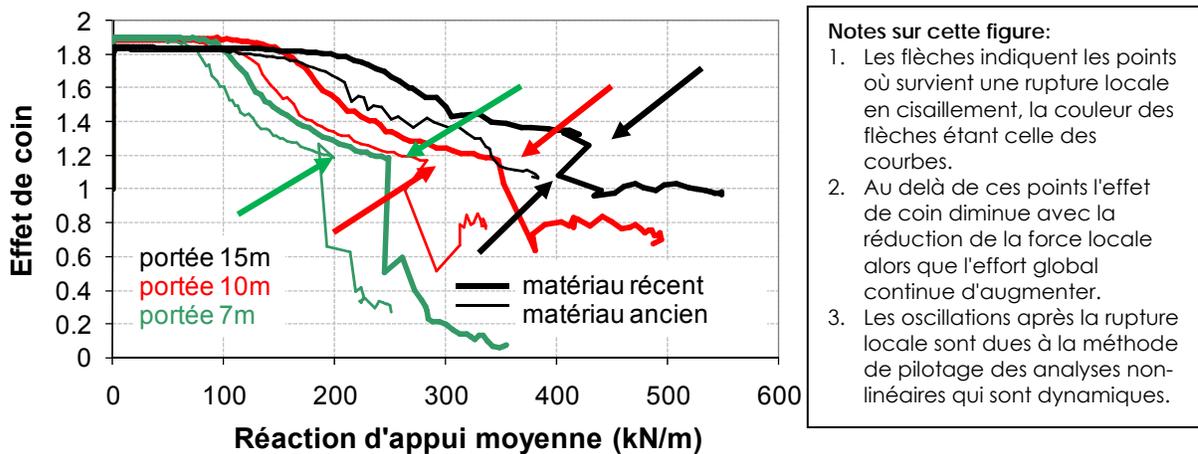


Figure 3.12 : Effet de coin sous une bande de charge pour une dalle sans biais.

La résistance à l'effort tranchant ultime prédit par la méthode générale du code est comparée avec la résistance en cisaillement obtenue par éléments finis au Tableau 3.6. La comparaison entre les valeurs du code CSA-S6 et celles prédites par éléments finis est excellente pour les matériaux anciens mais un écart moyen d'environ 17% est observé pour les matériaux nouveaux. Il est possible que cet écart provienne de l'approche choisie par le Code. En effet, l'utilisation de matériaux plus résistants amène une résistance plus grande ce qui se traduit avec la méthode générale du code CSA-S6 (2010) par une augmentation de ε_x et, conséquemment, par une diminution du facteur β de cette méthode. On constate toutefois que l'écart entre le calcul numérique et la méthode du Code est le même peu importe l'épaisseur de la dalle, ce qui indique que l'effet d'échelle est pris en compte de manière similaire par les deux méthodes.

On peut donc conclure que le chargement par bande reproduit bien un mode de rupture en cisaillement de type poutre. Le rapport a/d égal à 2.6 choisi représente la condition qui est habituellement la plus critique. Ceci explique pourquoi les analyses numériques et le Code donne des valeurs très proches. Toutefois, pour l'évaluation d'un ouvrage existant, plus d'une valeur devrait être choisie.

Tableau 3.6 : Comparaison des efforts tranchants théoriques et obtenus par simulation.

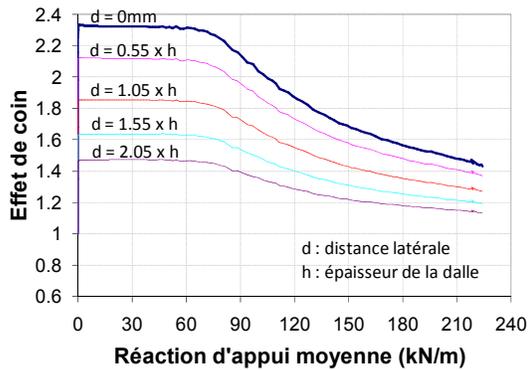
Identification	L / ψ / Mat. (m / ° / -)	V _{code} (kN/m)	V _{EF} (kN/m)	V _{EF} / V _{code}
B0-9	7 / 0 / N	313	361	1.15
B0-3	10 / 0 / N	414	494	1.19
B30-23	10 / 30 / N	414	482	1.16
B0-15	15 / 0 / N	644	776	1.20
B0-10	7 / 0 / A	264	250	0.95
B0-4	10 / 0 / A	348	336	0.97
B0-16	15 / 0 / A	531	536	1.01

3.5.3 ATTENUATION DE L'EFFET DE COIN AVEC LA FISSURATION

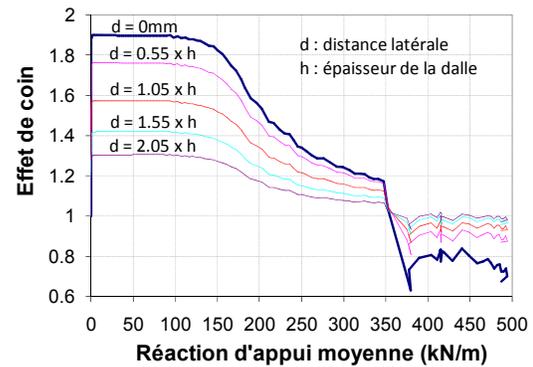
L'étude de la répartition des réactions d'appui dans la zone de coin des deux dernières séries d'analyses permet de mieux évaluer la variation de la concentration des efforts au coin. On observe sur la Figure 3.13 que la concentration d'efforts au coin est localisée sur une petite zone. Cela peut être visualisé en observant la répartition des réactions d'appui au coin à une distance égale à $h/2$, h , $3h/2$ et $2h$ du coin (Figure 3.13). Les résultats montrent que l'effet de coin diminue très rapidement et converge vers 1.0 lorsque la sollicitation est proche de la sollicitation de rupture, et cela, peu importe le type de charge bande ou uniforme.

Il est également intéressant de noter que pour les ruptures à l'effort en cisaillement (Figure 3.13b et Figure 3.13d) que l'effet de bord est égal à 1.0 pour les points situés à une distance relativement proche du coin (environ $h/2$), indiquant que l'effet de coin disparaît avec la fissuration. Ces deux mêmes figures montrent aussi que la réduction de l'effet de coin sous la valeur de 1.0 n'est qu'un phénomène très localisé. Dans ces deux cas, tel qu'indiqué précédemment, la charge appliquée peut être augmentée de manière importante après la fissuration très localisée dans le coin. Dans le premier cas, la fissuration en cisaillement est apparue à une charge de 350 kN environ alors que la rupture s'est produite à près de 500 kN. Dans le second cas, la fissuration à environ 250 kN n'a pas conduit à la rupture qui s'est plutôt produite à environ 360 kN.

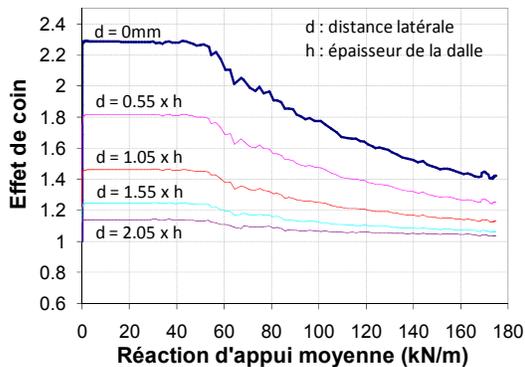
Dans le cas des dalles où la rupture s'est produite en flexion (Figure 3.13a et Figure 3.13c), l'effet de coin est demeuré supérieur à 1.0, indiquant que l'effet de Poisson est quand même présent même pour des dalles fortement fissurées. Il convient de noter que les dalles avaient des armatures transversales sur les deux lits, ce qui contribue à maintenir l'homogénéité de la section même après la fissuration.



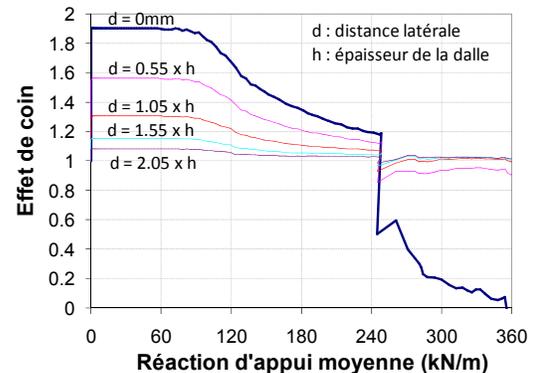
a) Portée de 10 m – Charge uniforme (B0-1)



b) Portée de 10 m – Charge de bande (B0-3)



c) Portée de 7 m – Charge uniforme (B0-7)

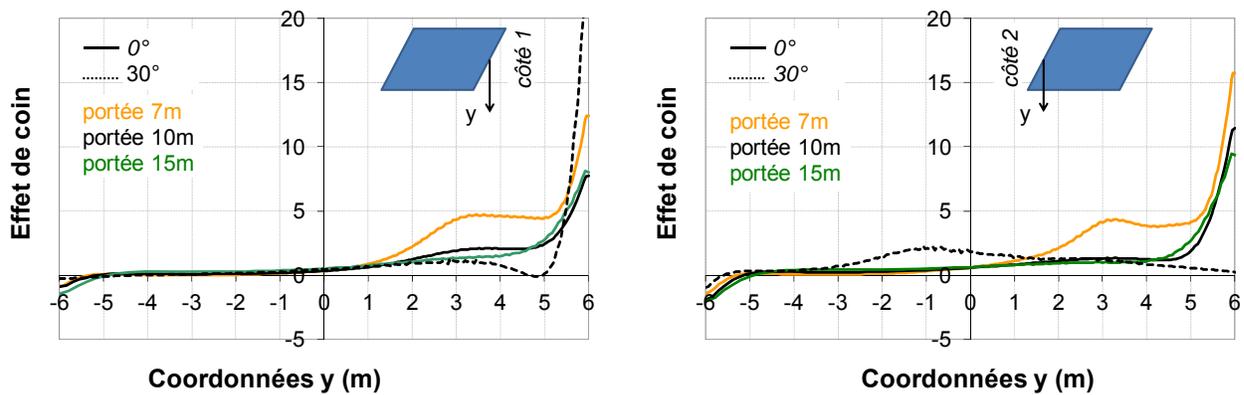


d) Portée de 7 m – Charge de bande (B0-9)

Figure 3.13 : Réduction de l'effet de coin en fonction de la distance au coin

3.5.4 RUPTURE EN CISAILEMENT - CHARGES DE CAMION SEULES

Sous les charges de service, les résultats des analyses indiquent que l'effet de coin dans le cas des charges ponctuelles montre qu'une concentration de charge se produit de manière importante du côté où les essieux de camions sont appliqués sur la dalle. La valeur de l'effet de coin varie entre 8 et 13 en valeur absolue pour les dalles sans biais pour le côté près duquel les charges sont appliquées alors que cette valeur atteint une valeur de 20 avec un biais de 30° (côté 1, Figure 3.14a). Les valeurs de l'effet de coin sont élevées parce que les charges appliquées sont relativement faibles de sorte que la réaction d'appui moyenne est une quantité petite. Ceci est particulièrement vrai pour le côté le plus éloigné du point d'application des charges (Figure 3.14b). L'étude de l'effet de coin sous les charges de service n'est donc pas appropriée pour juger de l'effet de la fissuration sur l'effet de coin.



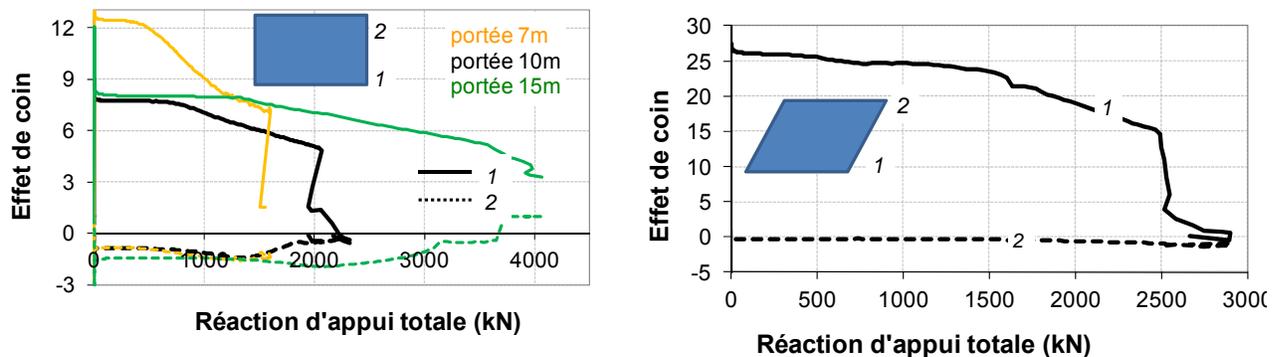
a) Côté 1 – Près de charges appliquées

b) Côté 2 – Éloigné des charges appliquées

(Analyses B0-11, B0-5, B0-17 et B30-20)

Figure 3.14 : Effet de coin pour un matériau récent – charges de service

Les mêmes tabliers ont été amenés à la rupture avec uniquement l'application des charges concentrées. L'effet de coin, élevé en service (Figure 3.14a), diminue lorsque la charge augmente et ce pour tous les cas de charges étudiés (Figure 3.15). Ce résultat s'explique par une fissuration localisée qui amène une redistribution des charges. L'effet de coin au point 1, près du point d'application des charges concentrées, s'atténue de manière importante pour les dalles sans biais (Figure 3.15a) mais encore davantage pour la dalle biaisée (Figure 3.15b). Dans tous les cas le coin 2, éloigné du point le plus chargé, se soulève et est donc caractérisé par un effet de coin négatif.



a) Sans biais (B0-11, B0-5, B0-17)

b) Biais 30° (B30-20)

Figure 3.15 : Effet de coin en fonction des coordonnées transversales pour un matériau récent – charges ultimes

Les trois dalles droites avaient pratiquement le même patron de chargement. La force totale appliquée sur les tabliers est donnée au Tableau 3.7. Le tableau présente également le

rapport de la charge appliquée divisée par les paramètres géométriques et de résistance impliqués dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant. On constate ainsi ce rapport varie peu avec l'épaisseur de la dalle pour les cas sans biais alors qu'il diminue grandement pour la dalle biaisée.

Il est intéressant d'observer le patron de fissuration sur la Figure 3.16 pour la dalle de 10 m sans biais pour laquelle la charge ultime correspond à 7.7 fois la charge de service. On peut observer la présence de fissures longitudinale sur le dessus de la dalle ainsi que des fissures de cisaillement sur la face d'extrémité de la dalle. Ce patron de fissure amène à conclure que sous certaines conditions de chargement (très élevées ici), il est possible d'induire une flexion dans le sens opposé à celle associée avec la flexion principale.

Toutefois la présence de fissures de cisaillement perpendiculaires à l'axe des appuis constitue un phénomène inattendu. Il semble donc que le chargement dissymétrique amène une torsion importante au niveau des appuis. Les fissures à 45° observées sous la dalle (Figure 3.16b) caractérisent ce type de comportement.

Tableau 3.7 : Résistance de dalles soumis à des charges concentrées

Identification	L (m)	Essieux CL-625	Ch. ELU (kN)	$\frac{\text{Ch. ELU}}{\text{Ch. ELS.}}$	$\text{Ch. ELU}/bd\sqrt{f_c}$
B0-11	7	1-2-3	1606	5.35	0.90
B0-5	10	1-2-3	2320	7.73	0.87
B0-7	15	2-3-4	4067	9.57	0.98
B30-20	10	2 x (2-3-4)	2901	4.84	1.09

$h = L/20$; $d = h - 50$ mm; $b = 1000$ mm

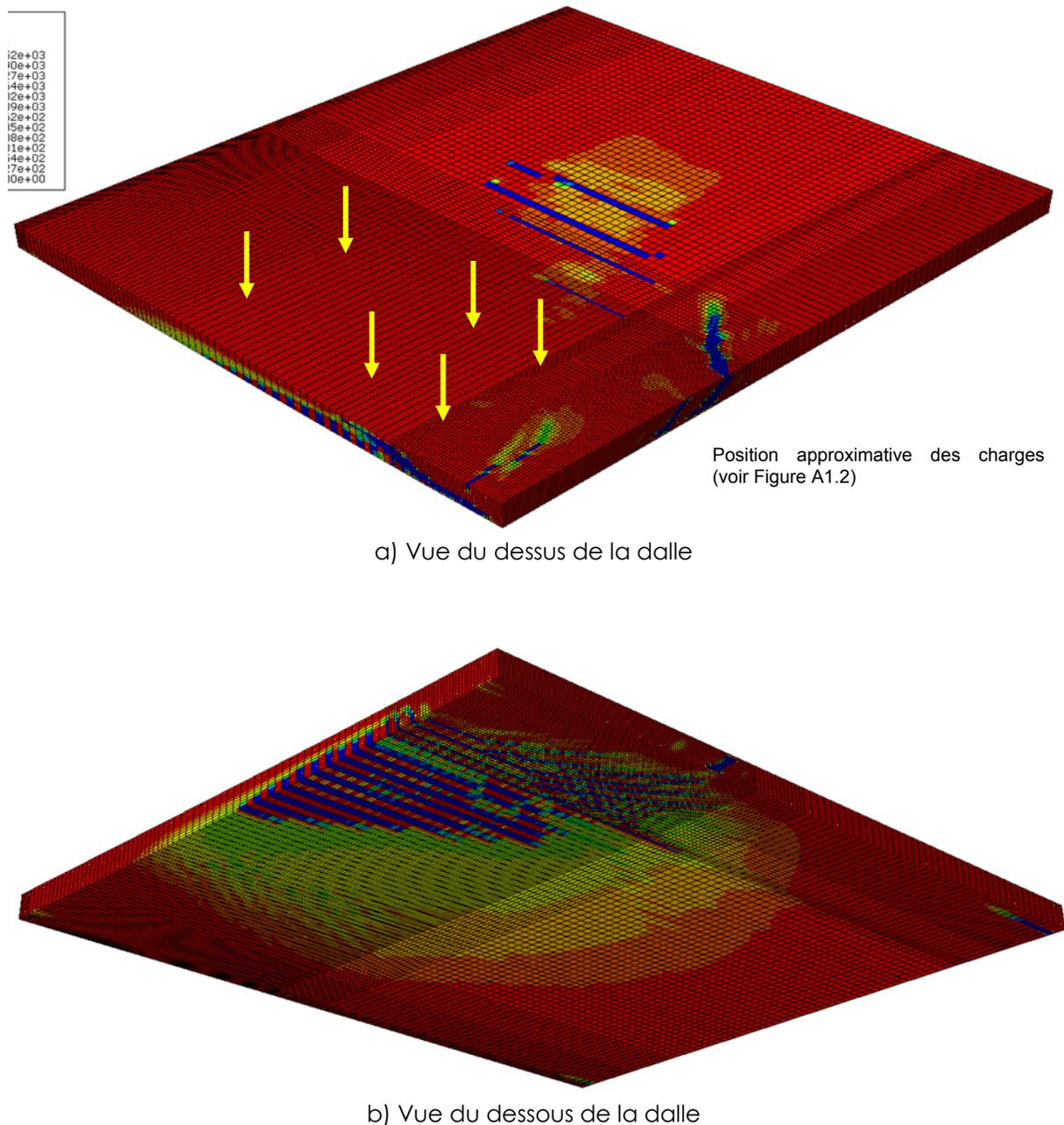


Figure 3.16 : Fissuration de la dalle – Analyse B0-5

3.5.5 RUPTURE EN CISAILEMENT – CHARGES UNIFORMES ET DE CAMION COMBINÉES

La charge uniforme correspond au poids propre de la dalle ($\gamma_c=24.0 \text{ kN/m}^3$) et 65 mm d'enrobé bitumineux ($\gamma_e=23.5 \text{ kN/m}^3$), soit 13.5 kN/m^2 , à laquelle s'ajoutent les charges des essieux de camions. La résistance ultime du tablier a été vérifiée pour quatre analyses, deux sans biais (B0-21 et B0-21b), et deux avec biais (B30-22 et B30-22b). Dans les analyses B0-21 et B30-22 (Figure 3.17) toutes les charges ont été augmentées proportionnellement alors que

dans les analyses B0-21b et B30-22b (Figure 3.18) la charge uniforme est demeurée constante et seules les charges d'essieux ont été augmentées. La résistance ultime calculée en utilisant la méthode générale du code CSA-S6 et égale à 414 kN/m est indiquée sur chaque figure. Pour fin de comparaison, la résistance pondérée correspondante est égale à 311 kN/m alors que l'effort tranchant pondéré causé par toutes les charges, en appliquant les facteurs de pondération du Code, est égal à 185 kN/m. Le sommaire des résultats est donné au **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

Les résultats des analyses sont répartis en deux groupes : la dalle droite avec un chargement proportionnel et les trois autres. Deux points importants attirent l'attention : la présence d'un biais réduits considérablement la capacité de la dalle dans le cas d'un chargement proportionnel (analyses B0-21 et B30-22) alors que l'écart est beaucoup moins marqué pour des chargements non-proportionnels (analyses B021b et B30-22b). Toutefois la l'écart entre le chargement proportionnel et non-proportionnel pour une dalle sans biais est considérable (analyses B0-21 et B021b).

Tableau 3.8 : Résistance des tabliers avec des charges combinées

Analyse	ψ / Portée	Ch. ELU (kN)	$\frac{\text{Ch. ELU}}{\text{Ch. ELS.}}$
B0-21	0° / 10m	6004	2.99
B30-22	30° / 10m	3280	1.64
B0-21b	0° / 10m	3667	1.88
B30-22b	30° / 10m	3280	1.68

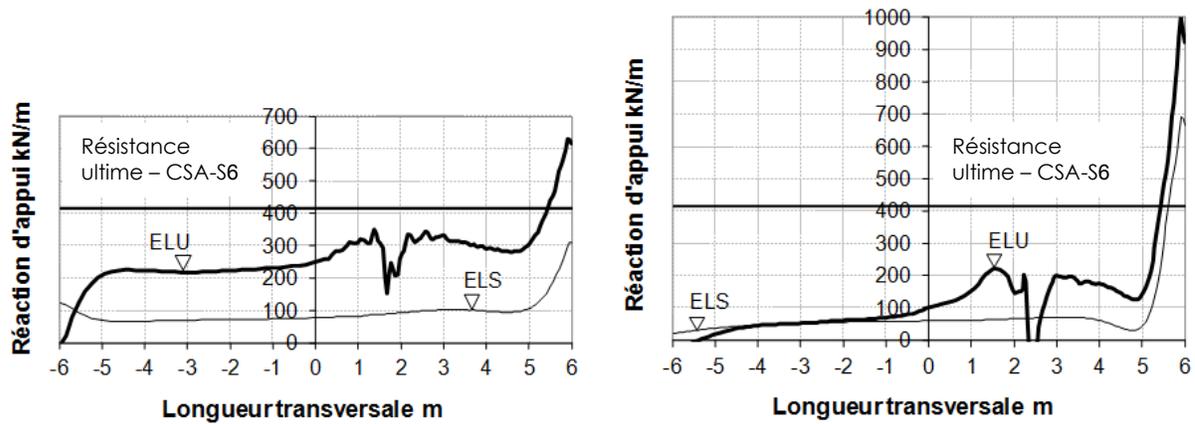
Les résultats obtenus sont surprenants et méritent une attention particulière. Le cas B0-21b est étudié en détail et les observations faites peuvent s'appliquer aux autres cas. La réaction d'appui montrée sur la Figure 3.18a présente une distribution non uniforme dû à la dissymétrie du chargement. Toutefois, dans la zone située à proximité du point d'application des charges à la coordonnée 2.5 m, la réaction d'appui subit une réduction drastique sur une longueur d'environ 0.6 m. La zone où survient cette réduction correspond à l'endroit où on observe à l'extrémité de la dalle la présence d'une importante fissure de cisaillement (Figure 3.19a) qui s'étend du dessus de la dalle jusque sur la face verticale et sur l'appui. On peut également observer sur cette figure la présence de fissures de flexion transversales importantes. Ce mode de fissuration est similaire à celui observé précédemment dans le cas où seules des charges de camions étaient appliquées (Figure 3.16).

Le mode de fissuration incliné observé sous la dalle (Figure 3.19b) s'apparente à celui également observé pour le cas des charges concentrées seules. Cette fissuration est attribuée aux efforts de torsion présents le long de l'appui.

Toutefois le point marquant dans les présentes analyses est la faible résistance atteinte en comparaison avec la résistance théorique du code. Pour toutes les analyses, la réaction d'appui moyenne dans la zone à proximité des charges (coordonnées transversale 1 à 5 m), atteint à peine la valeur pondérée du code dans un seul cas (proportionnel et sans biais). Pour le cas B0-21b, représentatif des conditions réelles, la résistance pondérée calculée en

multipliant le calcul par éléments finis par le coefficient de tenue du béton est égale à 2750 kN. La réaction d'appui pondérée totale du poids propres est de 1998 kN. La résistance résiduelle est donc égale à 752 kN. La charge de service appliquée était de 300 kN (tandem du camion CL-625), soit une valeur pondérée de 663 kN ($300 \times 1,30 \times 1,7$). Cela permet de conclure que la résistance, pour ce cas de chargement, était pratiquement atteinte.

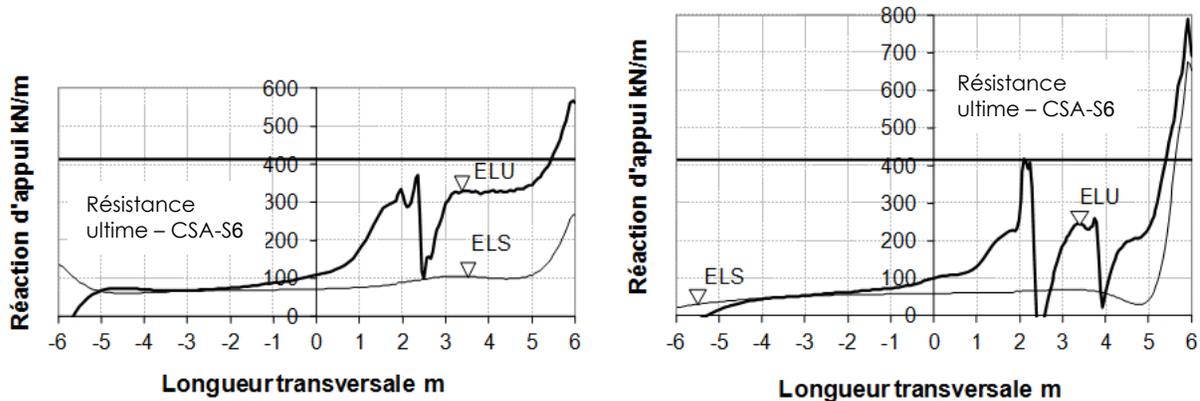
Ainsi, contrairement aux autres analyses avec de charges uniformes ou des charges en bandes, il semble que le cas de charges concentrées appliquées de façon non proportionnelle, s'avère plus critique que la condition utilisée dans les calculs usuels où un mode de rupture de type poutre est supposé. Dans le cas des dalles biaisées la condition est encore plus critique, la résistance étant inférieure de 11% de celle d'une dalle droite.



a) Sans biais (B0-21)

b) Biais de 30° (B30-22)

Figure 3.17 : Réaction d'appui à l'ELS et à l'ELU pour une augmentation des charges proportionnelles pour les charges permanentes et les charges d'essieux



a) Sans biais (B0-21b)

b) Biais de 30° (B30-22b)

Figure 3.18 : Réaction d'appui à l'ELS et à l'ELU pour une charge uniforme constante et une charge d'essieux augmentant jusqu'à la rupture

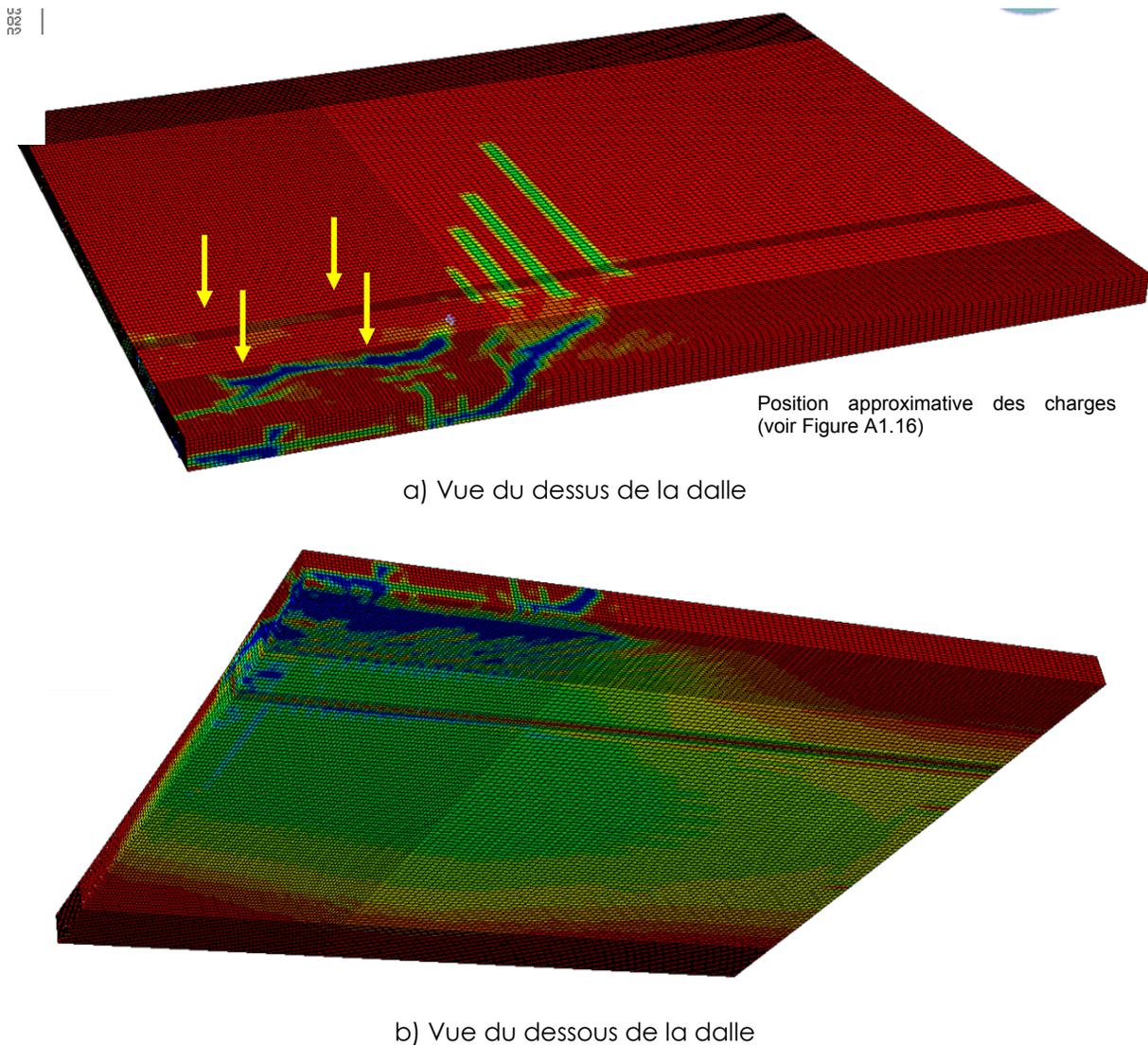


Figure 3.19 : Fissuration de la dalle – Analyse B0-21b

3.6 SYNTHÈSES DES RESULTATS

Les analyses non-linéaires ont permis d'observer et de quantifier la réduction des efforts dans les coins des dalles droites et biaise due à la fissuration localisée. Lorsque le mode de rupture est en flexion, l'effet de coin diminue grandement mais demeure quand même présent.

Pour les modes de rupture à l'effort tranchant les observations suivantes ont été faites :

- la rupture est précédée d'une uniformisation des réactions d'appui et une disparition de l'effet de coin;
- la fissuration associée à l'effort tranchant survient à une charge moindre que celle correspondant à la rupture, ceci étant une indication que les dalles disposent d'un certain potentiel de redistribution;

-
- le mode de rupture de type poutre est applicable pour les dalles droites et les dalles avec biais lorsque l'effort tranchant appliqué est relativement uniforme sur la largeur de la dalle;
 - la rupture causée par de charges concentrées s'avère la condition la plus critique, notamment par l'introduction dans la dalle d'efforts de torsion.

Il ressort des analyses non linéaires que la fissuration associée à l'effort tranchant et à la torsion présent sur le pourtour de la dalle semble être préjudiciable à un comportement ductile de la dalle et limite, de ce fait, la capacité de la dalle. Cet aspect devra faire l'objet d'études plus exhaustives.

4 ANALYSE DES PONTS DE TYPE DALLE ÉPAISSE AVEC BIAIS

4.1 CONTEXTE

Les chapitres précédents ont porté sur l'étude des effets de coin en utilisant des approches très raffinées. Toutefois, ces méthodes d'analyse dépassent largement le niveau de raffinement requis pour l'étude des ponts courants. Le présent chapitre présente la réalisation d'analyses raffinées qui sont d'approche plus usuelle pour la conception et l'évaluation de ponts.

4.2 METHODES D'ANALYSE PRIVILEGIEES POUR LES DALLES EPAISSES

Très peu d'attention a été accordée dans la littérature à l'analyse des ponts à dalle épaisse sans biais, probablement parce qu'ils sont généralement perçus en tant que dalle unidirectionnelle dans laquelle l'armature longitudinale principale porte le moment longitudinal, tandis que les armatures transversales secondaires sont déterminées par des règles empiriques.

Pour les ponts à dalle épaisse avec un biais, l'AASHTO (2007) recommande une réduction du facteur pour les moments de flexion et aucune modification pour le cisaillement, comme spécifié pour d'autres types de ponts, alors que le code CSA-S6 (2006) impose une limite pour l'usage de la méthode équivalente pour les ponts à dalle épaisse avec un biais sans proposer une autre alternative en-dehors de cette limite.

Malgré que des moments transversaux et des moments secondaires puissent se développer dans les ponts à dalle épaisse avec biais, les codes de ponts ne proposent aucune méthode visant à établir leur amplitude. Menassa et al. (2007) concluent à propos du comportement en flexion des dalles épaisses biaisées que la diminution des moments longitudinaux avec un biais élevé est compensée par l'augmentation des moments transversaux. Ils recommandent une analyse par éléments finis tridimensionnelle pour un biais supérieur à 20°.

Divers degrés de raffinement sont possibles dans une analyse de pont. La capacité des ordinateurs et les logiciels augmente constamment, facilitant l'analyse plus raffinée des ouvrages mais rendant toutefois les études plus compliquées. Ceci pourrait laisser supposer que les méthodes simplifiées sont appelées à disparaître progressivement. Une telle conclusion est probablement incorrecte mais n'est surtout pas souhaitable. Lorsque cela est possible, une analyse raffinée devrait être accompagnée des modèles plus simples. Pour le calcul des ponts, la méthode de la poutre équivalente a été introduite vers 1930 (Zookaie et al 1991) et est encore proposée dans les codes nord-américains des ponts (AASHTO, 2007; CSA-S6 2006). Cette méthode, qui devrait être conservatrice, permet de façon simple et rapide, de déterminer les efforts induits par les charges routières sur les éléments porteurs principaux. L'amélioration de la précision et la simplicité d'utilisation permettront à la méthode de la poutre équivalente de maintenir la popularité et son utilité.

Après la méthode de la poutre équivalente, la méthode du grillage est, dans la logique d'une démarche de dimensionnement, l'étape de raffinement suivante. Le bon sens indique que les modèles de grillage doivent demeurer simples pour n'importe quel type de ponts et devraient consister en un assemblage de poutres en 2D. Les modèles de grillage génèrent des informations qui sont facilement utilisables par les ingénieurs, pouvant être directement être liés aux calculs de résistance spécifiés dans les codes. En contrepartie, l'utilisation de

modèles d'éléments finis de type plaques ou 3D solides devraient être limités aux cas très exceptionnels, surtout pour l'évaluation.

Pour les ponts biais, les grillages présentés dans la littérature spécialisée (Hambly 1991 ; Jaeger et Bakht, 1982) sont constitués d'un agencement orthogonal. Les grillages non-orthogonaux (ou biais), composés de poutres parallèles aux côtés de dalle épaisse, facilitent considérablement la modélisation car les éléments peuvent être espacés également. Cependant, peu d'information a été trouvée dans la littérature sur l'utilisation de cette approche pour l'analyse de tabliers de type dalles épaisses biaisées.

L'analyse par éléments finis est le niveau de modélisation le plus raffiné. Cependant, plus un modèle est raffiné, plus la probabilité de présenter des erreurs sont importantes. Cette remarque est particulièrement vraie pour le choix des conditions d'appui ou pour la modélisation de rotules ou clés cisaillement pour certains types de pont. Par ailleurs, les modèles d'éléments finis produisent un grand nombre de données qui sont généralement traités au niveau du logiciel, ce qui suggère une plus grande attention. Les efforts doivent être intégrés sur la section afin d'obtenir les moments de flexion et les efforts tranchants. Dans le cas des structures en béton, les composantes des contraintes doivent être calculées en fonction de l'orientation de l'armature.

Pour des ponts à dalle épaisse, le choix devrait se porter sur les éléments de plaques ou les éléments solides, le premier étant un choix naturel. Toutefois une augmentation progressive du raffinement des modèles est toujours une bonne pratique. Ainsi, comme les ingénieurs seront naturellement enclins à faire appel aux logiciels les plus récents offrant des performances grandissantes, procéder du plus simple au plus complexe dans le raffinement des modèles, sans sauter d'étapes, est une approche qui devrait être encouragée. Dans cette optique, les méthodes simplifiées doivent être maintenues et leur utilisation encouragée dans les codes.

L'objectif de ce chapitre est double. Premièrement, ce chapitre vise l'amélioration des connaissances du comportement des ponts à dalles épaisses droites et biaisées sous les charges de la circulation en employant des modèles de grillage appropriés dans le but de déterminer les efforts de cisaillement et les moments fléchissant maximaux dans le cadre de l'évaluation ou du dimensionnement des ponts à dalle épaisse avec et sans biais. Le deuxième objectif de ce chapitre est de proposer une série d'équations pour la méthode équivalente permettant de considérer les effets de biais pour le cisaillement longitudinal et les moments de flexion, pour les charges permanentes et les surcharges routières. Le chapitre suivant présentera les équations de la méthode simplifiée pour le code CSA-S6, incluant une approche simple pour déterminer l'amplitude des moments de flexion secondaires comme complément à la méthode équivalente de poutre.

Dans la première partie de ce chapitre, le comportement des dalles épaisses droites et biaisées est examiné en flexion et en cisaillement, en vue de déterminer le modèle de grillage le plus efficace, tenant compte des arrangements des poutres de façon orthogonale et non-orthogonale, basé sur une comparaison de modèle d'éléments finis de plaques et solides. La deuxième partie de ce chapitre présente les résultats d'une étude paramétrique sur 390 ponts à dalles pleines qui ont servi à dériver des équations pour considérer les effets de biais dans des ponts à dalles épaisses en utilisant la méthode de la poutre équivalente. La plupart des ponts considérés dans cette étude sont simplement supportés avec 1 à 4 voies de circulation et avec une portée s'étendant de 3 à 20m. Le biais ψ varie de 0 à 60 degrés (Figure 4.1).

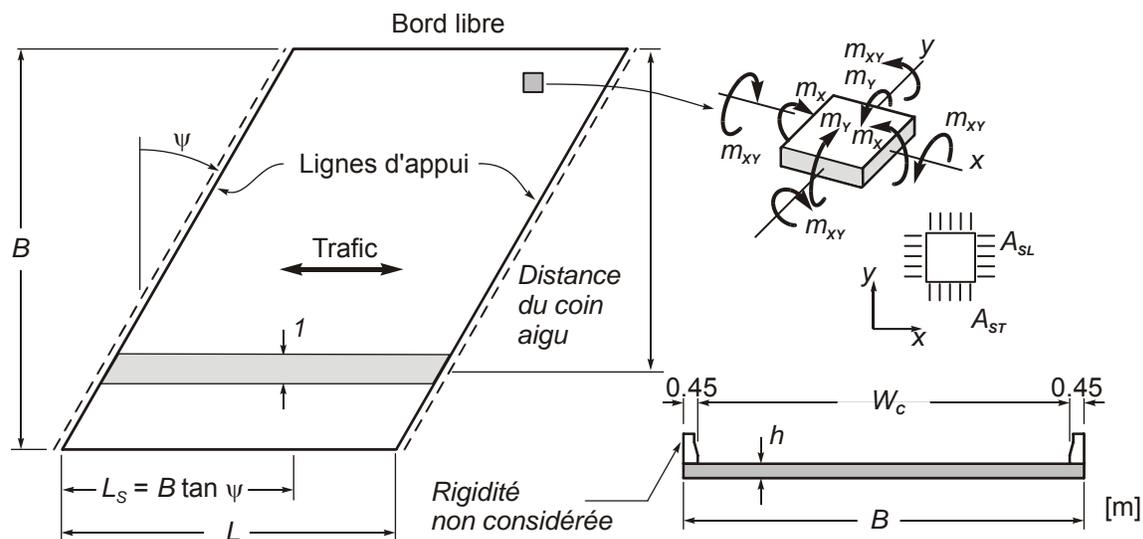


Figure 4.1 : Géométrie du pont à dalle épaisse avec biais.

4.3 ANALYSE POUR LA CONCEPTION

4.3.1 MODELES RAFFINES CHOISIS

Le comportement des dalles épaisses a été étudié en employant quatre types de modèles raffinés différents: deux configurations de grillage et deux types d'éléments finis (Figure 4.2). Ces modèles ont été choisis avec comme objectifs de comparer les avantages et les limitations pour chacun d'eux et pour identifier le modèle le plus approprié dans le cadre de la conception en flexion et en cisaillement de dalles. Des modèles orthogonaux de grillage sont recommandés dans diverses publications spécialisées (Hambly, 1991 ; Jaeger et Bakht, 1982). Bien que ces modèles fournissent les effets de charges permettant de déterminer aisément les moments transversaux, ceux-ci amènent des limitations dans la détermination de la géométrie du grillage, rendant difficile la génération automatique de la géométrie pour les ponts biais. En contrepartie, les grillages non-orthogonaux avec des poutres parallèles aux bords de la dalle permettent de générer des modèles sans limitations pour l'espacement des poutres dans chacune des deux directions. Toutefois peu d'information est disponible sur l'exactitude de ces modèles ou sur le calcul des moments transversaux. Avec la méthode des éléments finis, les éléments de plaques sont naturellement le choix préférentiel pour des ponts à dalle épaisse. Cependant, près des discontinuités comme les coins ou le long des lignes d'appui, et d'une façon plus particulière pour les dalles épaisses biaisées, les éléments de plaques peuvent être sensibles à la concentration de contrainte. Ils peuvent aussi présenter des limitations dans le raffinement du maillage selon l'épaisseur de dalle épaisse par rapport aux dimensions en plan des éléments si un modèle raffiné est exigé. Finalement, les éléments solides représentent mieux les structures réelles. Cependant, le niveau de raffinement est souvent disproportionné en relation avec les applications pratiques.

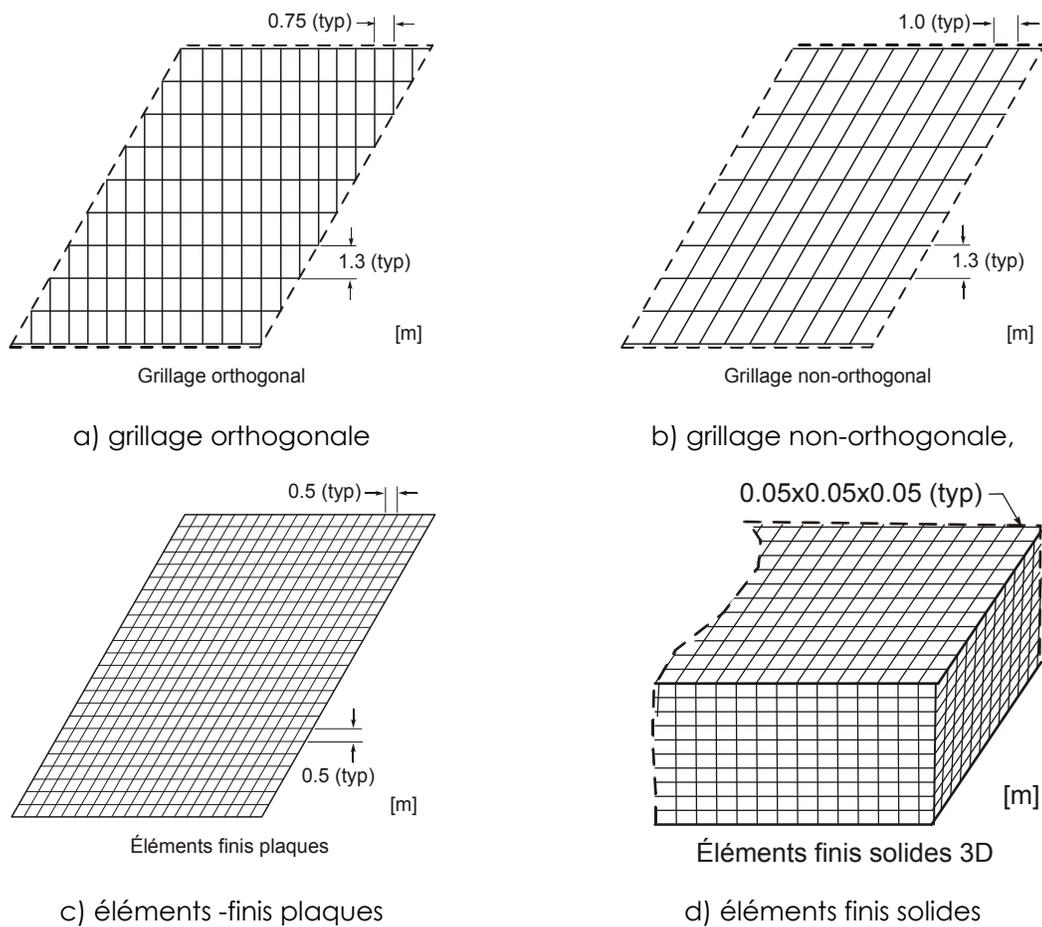


Figure 4.2 : Modèles de grillage et d'éléments finis

4.3.2 CONCEPTION EN FLEXION – ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS

L'armature des dalles en béton doit reprendre l'effet de la torsion, comme indiqué dans les équations suivantes, où les valeurs algébriques des moments de flexion par unité de longueur sont utilisées :

$$m_L^+ = m_x + \gamma |m_{xy}| \geq 0 \quad (4.1)$$

$$m_T^+ = m_y + \frac{1}{\gamma} |m_{xy}| \geq 0 \quad (4.2)$$

$$m_L^- = m_x - \gamma |m_{xy}| \leq 0 \quad (4.3)$$

$$m_T^- = m_y - \frac{1}{\gamma} |m_{xy}| \leq 0 \quad (4.4)$$

Comme indiqué sur la Figure 4.1, m_x et m_y sont les moments de flexion longitudinaux, alors que m_{xy} est associé au moment de torsion, obtenus dans une analyse élastique sans fissuration. Les moments m_L et m_T sont les moments de flexion requis pour calculer les

armatures de la dalle orientées respectivement dans les directions longitudinales et transversales. Les codes spécifient de manière conservatrice une valeur de $\gamma = 1$ (CSA, 2004) malgré que d'autres valeurs positives puissent être choisies librement (Wight and MacGregor, 2009). Pour les ponts droits les moments de flexion dans la direction du trafic (ou longitudinal) sont dominants, tandis que les moments de torsion et les moments transversaux sont négligeables. Cependant, pour les ponts biais, la torsion devient dominante dans certaines portions de la dalle ce qui conduit à des moments de flexion secondaires plus importants, comme indiquées dans les équations 1 à 4, ce qui exige une attention particulière comme recommandé par Menassa et al. (2007). D'ailleurs, pour les ponts biais en béton, les moments de flexion longitudinaux déterminés par une méthode de poutre équivalente devraient implicitement inclure l'effet de la torsion pour concevoir les armatures et pour faire les vérifications en service.

4.3.3 CONCEPTION EN FLEXION – ANALYSE PAR GRILLAGE

Deux aspects requièrent des considérations spéciales pour la modélisation de dalle avec un modèle de grillage. Premièrement, le couplage des moments fléchissant dans chaque direction (M_x et M_y dans la Figure 4.1) associé au coefficient de Poisson, est difficilement reproductible avec les modèles de grillage. Jaeger and Bakht (1982) proposent une approche simplifiée présentée par les équations suivantes :

$$M_{x_c} = M_x + \nu M_y \quad (4.5)$$

$$M_{y_c} = M_y + \nu M_x \quad (4.6)$$

où M_x et M_y sont les moments fléchissants obtenus avec le modèle de grillage à poutres parallèles aux axes x et y respectivement, et où M_{x_c} et M_{y_c} sont les moments fléchissants qui prennent en considération le couplage orthogonal des moments fléchissants. Il convient de noter que la contribution du moment fléchissant transversal M_y dans la direction longitudinale est généralement petite et peut ainsi être négligée.

Le second point est lié à l'utilisation d'un modèle de grillage non-orthogonal comme recommandé plus loin dans ce rapport. Dans ce cas, les moments fléchissant et de torsion dans les poutres transversales (M_T et T_T) doivent être transformés, lorsque des armatures orthogonales sont utilisées, dans le repère axial x - y selon les équations suivantes (Figure 4.1):

$$M_y = M_T \cos \theta + T_T \sin \theta \quad (4.7)$$

$$T_y = -M_T \sin \theta + T_T \cos \theta \quad (4.8)$$

Les moments fléchissant et de torsion par unité de largeur (m_x , m_y et m_{xy}) peuvent alors être obtenus en divisant les efforts obtenus des analyses de grillage par l'espacement correspondant des poutres du grillage. Finalement, le moment dimensionnement requis pour l'armature est obtenu avec les équations 4.5 à 4.8 utilisées pour des armatures orthogonales.

4.3.4 CONCEPTION EN CISAILEMENT

Pour les ponts courants, la résistance au cisaillement ne nécessite généralement pas l'utilisation d'armature d'effort tranchant, le béton apportant une résistance suffisante.

L'effondrement du pont de la Concorde a amené un nouveau questionnement, en particulier sur la fragilité des modes de ruptures et sur la nécessité d'utiliser des armatures d'effort tranchant même si les approches de calcul conventionnelles indiquent qu'elles ne sont pas requises. Sherwood et al. (2006) ont étudié le comportement en cisaillement de poutres élancées et ont conclu que la résistance au cisaillement n'est pas affectée par la largeur de la poutre, la dalle se comportant comme une poutre. Ceci a été confirmé au chapitre 3.

Des informations limitées sont disponibles dans la littérature sur la résistance en cisaillement des dalles épaisses biaisées. Morrison et Weich (1987) ont effectué deux essais à grande échelle sur des dalles biaisées dans lesquels ils ont mesuré des réactions d'appui élevées au coin obtus, tel qu'indiqué dans les analyses numériques. Dans leurs essais la rupture s'est produite par flexion. Ils ont été en mesure d'observer une redistribution des efforts de cisaillement après apparition de fissures de cisaillement au coin obtus qui suggère que la redistribution peut avoir lieu dans la dalles en béton dans certaines conditions même sans armature en cisaillement. Ce résultat expérimental va également dans le même sens que les résultats des analyses non-linéaires présentées au chapitre précédent. Toutefois, la détermination des sections critiques de cisaillement différera, selon la configuration de charge ou selon le type d'appui utilisé, continu ou discret.

4.4 COMPORTEMENT EN FLEXION

4.4.1 GEOMETRIE DU PONT DE REFERENCE

Les moments de flexion longitudinaux maximum, provenant des modèles de grillage non-orthogonaux, ont d'abord été comparés à ceux obtenus en employant le grillage orthogonal et des modèles d'éléments finis de plaques pour deux géométries de pont typiques de 10 m de portée, 12 m de largeur et 0.5 m d'épaisseur pour deux biais (ψ) de 0° et 30°. Le comportement de ces deux géométries de pont est considéré comme étant typique et représentatif des autres ponts à dalle biaisée de géométrie différente. Les résultats d'un plus large spectre de géométries sont présentés plus loin.

Les modèles orthogonal et non-orthogonal de pont à dalle biaisée (Figure 4.2) comptent 10 poutres longitudinales espacées de 1.3 m. Pour le grillage non-orthogonal, les éléments transversaux ont été espacés à 1.0 m alors que l'espacement transversal pour le modèle orthogonal a été fixé à environ 0.75 m afin d'adapter l'espacement des appuis dans la direction longitudinale. Les modèles ont été définis selon les règles présentées dans la section suivante. Pour le modèle d'éléments finis de plaques (Figure 4.2), un maillage de 0.5 m a été choisi. Pour les modèles de grillage, les rotations perpendiculaires à l'appui ont été bloquées. Toutes les rotations ont été laissées libres pour le modèle plaques. Les analyses de grillage et par éléments finis ont été exécutés utilisant le logiciel SAP2000 (CSI, 2009).

4.4.2 MODELISATION DU GRILLAGE

La disposition et les propriétés du grillage ont été déterminées conformément aux recommandations de Hambly (1991). Ainsi l'espacement maximal des éléments longitudinaux a été pris égal à la moitié de la largeur du camion pour les éléments internes du grillage ($3.0/2 = \pm 1.5$ m) alors que pour les éléments externes la largeur maximale a été fixée à cette valeur augmentée de la largeur du bord pour éléments externes du grillage ($\pm 1.5 + 0.45 \approx 2$ m).

Tel qu'anticipé pour le pont droit de la Figure 4.3a, chacun des trois modèles a donné pratiquement les mêmes résultats dû à l'absence d'un moment de torsion à mi-travée pour une charge uniforme. Pour le pont biais, le moment fléchissant obtenu avec le modèle de grillage non-orthogonal a donné des valeurs similaires à celles du modèle d'éléments finis pour lequel les moments de torsion ont été considérés ($M_x + M_{xy}$). Ceci illustre la capacité de calculer directement les moments de flexion avec des modèles de grillage non-orthogonaux requis pour la conception des dalles en de béton sans qu'aucun post-traitement ne soit nécessaire. Réciproquement, les résultats obtenus avec le modèle de grillage orthogonal ont montré lorsque les effets de torsion ne sont pas considérés (condition illustrée) que les valeurs calculées sous-estiment de manière importante les efforts de flexion requis pour la conception des dalles.

Les principes de calculs élastiques présentés ici ont été confirmés par les analyses non-linéaires présentées au chapitre 3. En effet, les tabliers analysés dans ce chapitre avaient été conçus en assumant un comportement longitudinal seulement, ce qui est comparable à utiliser les efforts obtenus de grillages non-orthogonaux. Ainsi l'analyse B30-19 a atteint la même résistance que le pont droit comparable (B0-01), avec un écart supérieur de 5% uniquement (voir Tableau 3.5). Cela indique que l'effet du biais n'a réduit les moments réels que de 5%. Le ratio $(M_x + M_{xy})/M_x$ pour la dalle biaisée est de 1.39, indiquant que de ne considérer que M_x suite à une analyse élastique conduirait à sous-estimer les efforts réels. La valeur du grillage non-orthogonal sous-estime de 7% l'analyse élastique exacte mais est de fait, à moins de 2% de la valeur obtenue de l'analyse non-linéaire.

4.4.4 MOMENTS DE FLEXION SOUS LA CHARGE DE CAMION

La Figure 4.4 illustre les configurations de charges de camion utilisées pour comparer les prévisions de modèles raffinés. La charge vive de camion correspond au CL-625 du code CSA-S6 (2006). Les empreintes du contact des pneus, spécifiées dans le code CSA-S6, ont été utilisées pour appliquer la pression correspondante dans le modèle d'éléments-finis, alors que des charges ponctuelles sur les poutres ont été utilisées pour les modèles de grillage. Les configurations de charge #1 et #2 correspondent approximativement aux cas critiques pour les efforts de flexion, tandis que les configurations de charges #3 et #4 ont été appliquées pour obtenir les efforts de cisaillement maximum.

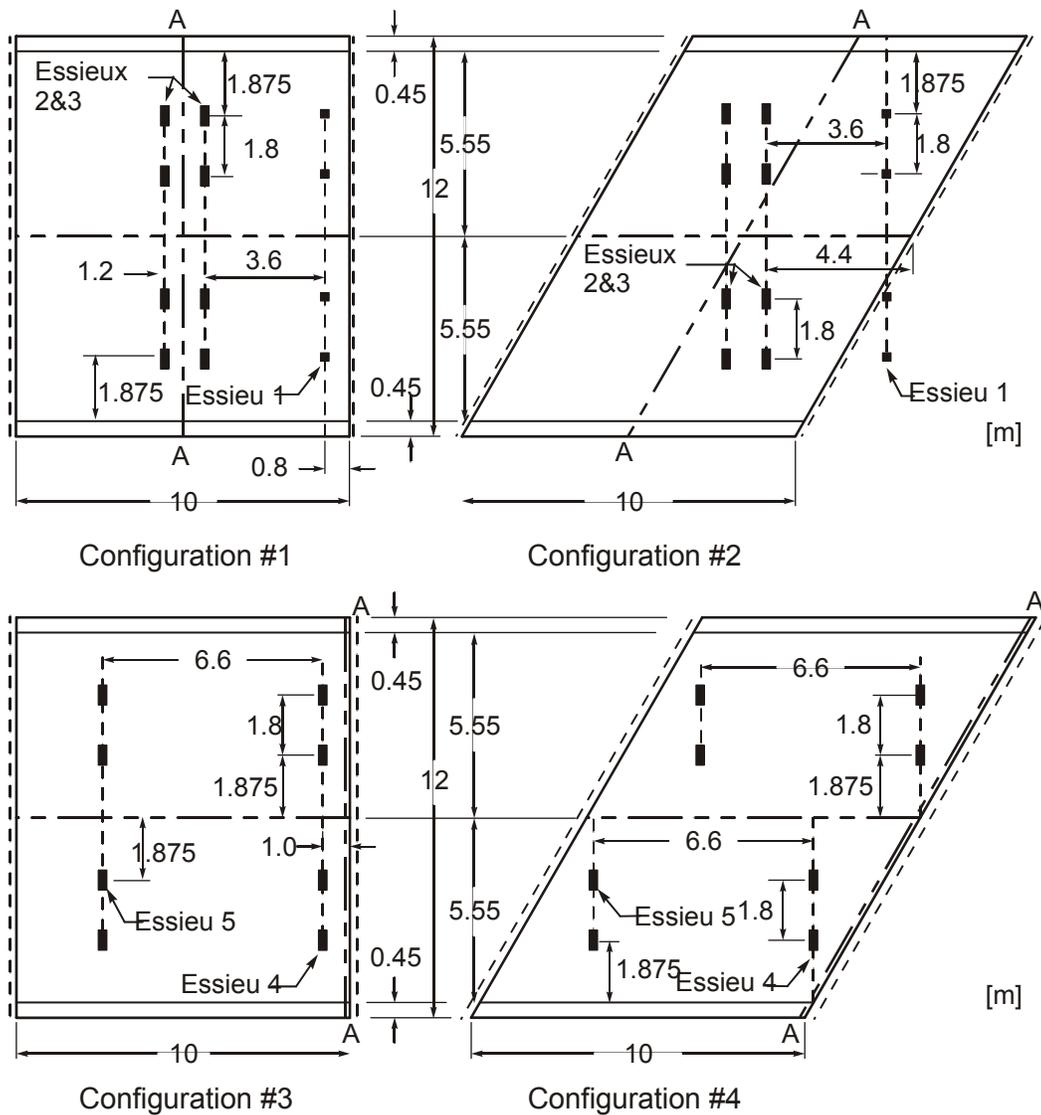


Figure 4.4 : Configuration des charges de trafic.

Selon la Figure 4.5, la distribution du moment fléchissant longitudinal à mi-travée (suivant la ligne A-A), obtenu en employant le modèle de grillage non-orthogonal, se compare étroitement à celle obtenue avec le modèle d'éléments finis de plaques. La forme et les amplitudes sont bien représentées par les modèles non-orthogonaux. La distribution du moment de fléchissant longitudinal obtenue avec le modèle de grillage orthogonal sans considération des efforts de torsion sous-estime l'amplitude du moment de conception pour les ponts biais.

Tableau 4.1 : Exactitude du modèle de grillage non-orthogonal – Charge uniforme.

L (m)	m_G/m_{FE}	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 15^\circ$	$\psi = 30^\circ$	$\psi = 45^\circ$	$\psi = 60^\circ$	Moy.
5	$m_G/m_{\chi_{max}}$	1.04	1.10	1.35	1.82	2.97	1.66
	$m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$	1.04	0.94	0.96	1.07	1.59	1.12
	$m_{G_{moy}}/m_{L_{moy}}$	1.15	1.05	1.07	1.28	2.07	1.33
10	$m_G/m_{\chi_{max}}$	1.02	1.05	1.21	1.48	2.04	1.36
	$m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$	1.02	0.89	0.90	0.97	1.16	0.99
	$m_{G_{moy}}/m_{L_{moy}}$	1.04	0.95	0.94	1.07	1.92	1.18
15	$m_G/m_{\chi_{max}}$	1.01	1.06	1.19	1.46	1.73	1.29
	$m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$	1.01	0.89	0.87	0.94	1.04	0.95
	$m_{G_{moy}}/m_{L_{moy}}$	1.03	0.94	0.91	1.38	1.26	1.10
20	$m_G/m_{\chi_{max}}$	1.02	1.06	1.18	1.42	1.66	1.27
	$m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$	1.02	0.89	0.86	0.88	1.00	0.93
	$m_{G_{moy}}/m_{L_{moy}}$	1.03	0.93	0.89	0.95	1.11	0.98
Moyennes	$m_G/m_{\chi_{max}}$	1.02	1.07	1.23	1.54	2.10	1.39
	$m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$	1.02	0.90	0.90	0.97	1.20	1.00
	$m_{G_{moy}}/m_{L_{moy}}$	1.06	0.97	0.95	1.17	1.59	1.15

Globalement, la comparaison $m_{G_{max}}/m_{L_{max}}$ est acceptable pour tous les cas traités ($m_{G_{max}}/m_{L_{max}} = 1.0$). Tous les moments fléchissants obtenus avec le modèle de grillage sont supérieurs aux valeurs de ceux obtenus avec les éléments finis pour lesquels les effets de torsion sont ignorés ($m_{G_{max}} \geq m_{\chi_{max}}$). Pour $\psi = 0^\circ$, tous les rapports sont près de 1.0, alors que les valeurs du modèle de grillage pour $\psi = 60^\circ$ et $L = 5$ m sont très conservateurs. Par conséquent, les résultats de ces cas ne seront pas inclus dans la comparaison suivante car ils représentent des cas limites de géométrie. En moyenne, pour les quinze autres cas, les valeurs maximales de moment de flexion ($m_{G_{max}}$), calculées avec le modèle de grillage non-orthogonal, ont dépassé de 9% avec un écart type de 13% les valeurs provenant du modèle d'éléments finis pour lequel le moment de torsion est inclus ($m_{L_{max}}$) selon les équations 4.1 à 4.4. La ductilité en flexion des dalles en béton armé justifie souvent la prise en considération des moments moyens sur toute la largeur de dalle obtenus d'une analyse élastique à l'état limite ultime. Dans ce cas, les modèles de grillage surestiment de 6% les valeurs obtenues par éléments finis pour tous les cas considérés dans cette comparaison. Il est important de noter que la plus grande différence se produit pour $\psi = 30^\circ$, ce qui justifie le choix fait précédemment pour illustrer le comportement des dalles biaisées. Les résultats, pour le cas de

$\psi = 30^\circ$ et de $L = 10$ m, visualisés sur la Figure 4.3 pour une charge uniforme et sur la Figure 4.5 pour la charge de camion, illustrent que des modèles de grillage non-orthogonaux représentent de façon satisfaisante à la fois l'amplitude et la distribution du moment fléchissant sur la largeur de la dalle.

Les résultats des analyses permettent de conclure que les modèles de grillage non-orthogonaux constituent l'approche privilégiée pour calculer les moments fléchissants longitudinaux requis pour la conception des armatures principales de flexion. La précision obtenue se compare avantageusement aux résultats des modèles d'éléments-finis de plaques sans pour autant nécessiter la complexité de combiner les valeurs concomitantes des moments m_x et m_{xy} selon les équations 4.1 à 4.4. Il est également établi, basé sur ces analyses, que les modèles de grillage orthogonaux conviennent pour déterminer les moments fléchissants requis pour la conception de l'armature uniquement si la combinaison des valeurs concomitantes m_x et m_{xy} est faite comme pour les analyses par éléments-finis. Son application est toutefois moins attrayante. Enfin, les deux modèles de grillage ne permettent pas de calculer aisément les moments fléchissants transversaux, les efforts concomitants devant être utilisés dans un cas comme dans l'autre.

4.5 EFFORTS TRANCHANTS

4.5.1 COMPORTEMENT DES DALLES

Aux chapitres 2 et 3, les effets de coins ont été abondamment discutés. Les résultats présentés précédemment au chapitre 2 sont présentés ici avec les efforts obtenus des modèles de grillage. Les facteurs d'amplification obtenus des analyses par éléments finis linéaires peuvent être comparés avec ceux obtenus des analyses de grillage. Ainsi les modèles orthogonaux et non-orthogonaux de grillage pour la dalle biaisée dans la Figure 4.6 ont donné des facteurs d'amplification de 2.52 et 1.36 respectivement, très loin de la valeur 10.1, obtenu avec le modèle d'éléments finis de plaques. Les valeurs de grillage sont toutefois beaucoup plus près des valeurs obtenues des analyses non-linéaires présentées au chapitre 3 pour lesquelles l'effet de coin atteint environ 2.0 (Figure 3.10).

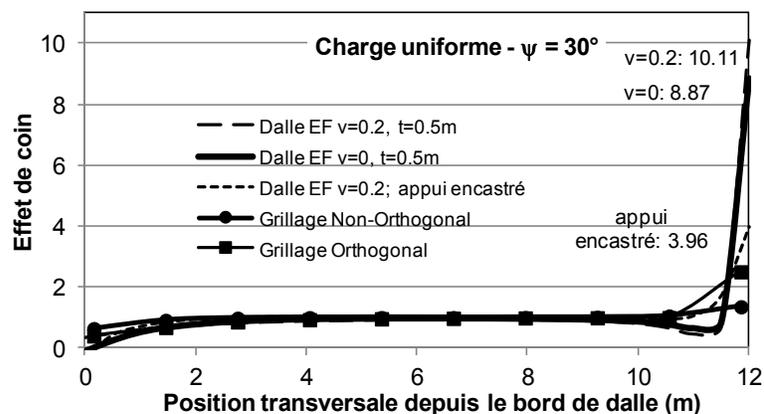


Figure 4.6 : Réaction d'appui vertical d'une dalle biaisée soumise à une charge uniforme

4.5.2 CISAILEMENT LE LONG DES APPUIS

La Figure 4.7 montre les forces de cisaillement calculées le long des appuis pour pont de référence de 10 m de portée et de 12 m de largeur pour une charge uniforme de 12 kN/m² correspondant au poids propre de la dalle. Les résultats sont donnés par unité de largeur de la dalle perpendiculaire au trafic. Les forces de cisaillement sont obtenues en utilisant les modèles d'éléments finis solides et de grillage non-orthogonal pour les deux conditions sans et avec biais : $\psi = 0^\circ$ et $\psi = 30^\circ$. La Figure 4.7 montre également les forces de cisaillement calculées le long des appuis pour les quatre configurations de charge de camion montrées sur la Figure 4.4 pour les mêmes deux biais.

Une comparaison des réactions d'appui de la Figure 4.7 pour les configurations #1 et #2 ou des configurations #3 et #4 indique que l'augmentation du biais change la forme et l'amplitude de la distribution des forces de cisaillement. De plus, la position des crêtes de force de cisaillement se déplace vers le coin obtus pour les ponts biais. Les analyses montrent que les grillages non-orthogonaux prévoient d'une manière satisfaisante l'amplitude et la configuration de la distribution transversale des forces de cisaillement lorsqu'elles sont comparées aux analyses par éléments finis solides et peuvent, par conséquent, que ces modèles de grillages peuvent être utilisés avec confiance pour l'analyse du cisaillement dans les ponts à dalle épaisse braise, sauf pour la reproduction des effets de bord dans le coin.

Des réactions d'appui dans le coin doivent être considérées séparément car il serait inadéquat d'utiliser ces forces pour dimensionner au cisaillement des dalles sur toute la largeur de l'appui dans la zone du coin alors que les approches simplifiées, comme la méthode de la poutre équivalente, doivent prévoir l'amplitude maximale des forces de cisaillement pour les dalles sans et avec biais sur toute la longueur de l'appui.

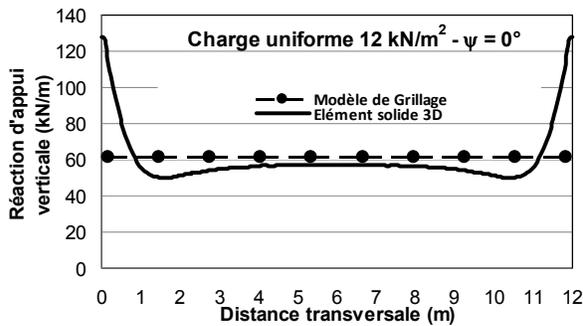
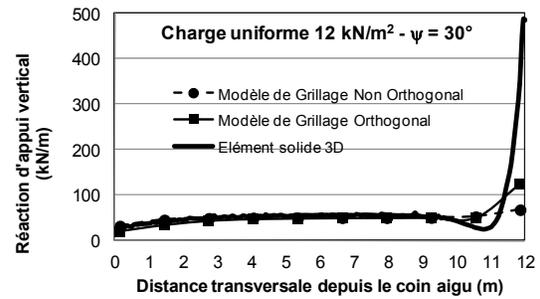
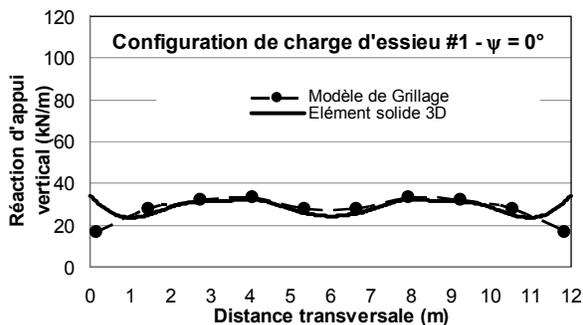
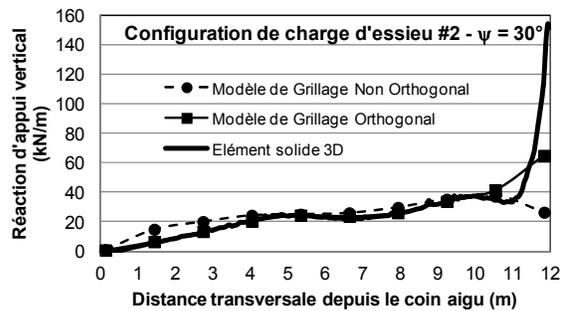
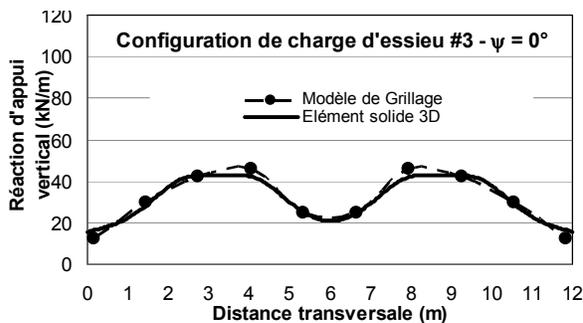
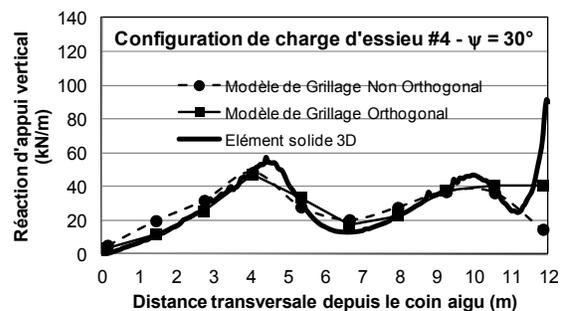
a) Biais de 0° – Charge uniformeb) Biais de 30° – Charge uniformec) Biais de 0° – Charge de camion – Configuration 1d) Biais de 30° – Charge de camion configuration 2e) Biais de 0° – Charge de camion configuration 3f) Biais de 30° – Charge de camion configuration 4

Figure 4.7 : Réaction d'appui verticale pour un pont de portée de 10 m

4.6 SOMMAIRE

Les analyses linéaires ont montré qu'à l'exception des réactions dans les coins de la dalle, les grillages non-orthogonaux permettent de prédire avec une précision suffisante l'amplitude des efforts principaux et leur répartition dans la dalle et long des appuis. La comparaison faite avec des éléments de solides confirme que les analyses avec la méthode du grillage sont satisfaisantes.

5 DÉRIVATION DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LE CODE

5.1 GENERALITES

La méthode de la poutre équivalente est utilisée de manière satisfaisante depuis des décennies en Amérique du nord pour l'analyse de ponts à poutres mais aussi pour les dalles pleines. Selon Zokaie et al. (1991), sa première apparition remonte à 1931 dans la norme AASHTO. Différentes variantes d'une méthode d'analyse simplifiée utilisant des facteurs de distribution des charges vives sont présentes dans les différentes normes nord américaines. Le Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) contenait une telle méthode jusqu'à sa dernière édition en 1992, méthode qui a évolué pour se retrouver maintenant dans le code CSA-S6 (2006). Cette méthode simplifiée vise à déterminer les effets les plus critiques des chargements en tenant compte de la distribution transversale des charges de roues au moyen de facteurs de distributions empiriques. Elle fournit un niveau de précision adéquat pour la majorité des cas retrouvés en pratique, et ses résultats sont généralement conservateurs. Avec cette méthode, les effets des chargements sont en premier lieu calculés en considérant la structure comme une poutre. La distribution des charges entre les membrures longitudinales de la structure est ensuite déterminée en utilisant des relations relativement simples qui constituent la spécificité de cette méthode.

La méthode d'analyse simplifiée telle que définie dans la version actuelle de le code CSA-S6 (2006) est l'objet de critiques pour la complexité de sa formulation due en grande partie au nombre de tableaux présents dans le code se rapportant à des types de ponts non usuels, le grand nombre d'équations pour un type de pont donné, la complexité de la méthode pour des ponts à travées continues et la nature non-intuitive des équations de certains paramètres. Une meilleure alternative serait d'avoir une méthode simplifiée impliquant moins d'équations et des calculs plus intuitifs. Il est de l'avis de certains qu'une forme plus simple de facteurs de distribution similaire à l'approche traditionnelle S/2D (CSA, 1988) serait préférable.

5.2 MODELISATION DE PONTS DE TYPE DALLE PAR LA METHODE DE GRILLAGE

5.2.1 MAILLAGE

Pour les géométries de ponts sélectionnées, les lignes directrices proposées par Hambly (1991) ont été suivies pour établir le nombre et l'espacement des éléments longitudinaux du grillage requis pour modéliser adéquatement un pont de type dalle en béton. Selon Hambly, ce paramètre est important car un maillage trop grossier peut manquer en précision dans sa reproduction du comportement de la structure, alors qu'un maillage trop fin introduit des pics artificiels dans les valeurs des efforts. Pour cette raison, la largeur maximale associée à un élément longitudinal du grillage est déterminée suivant la largeur sur laquelle la charge d'une ligne de roues se disperse. L'espacement des éléments de grillage longitudinaux S_G maximal est donc déterminé comme la moitié de la largeur du gabarit d'un camion pour les éléments à l'intérieur du grillage (ce qui correspond à $3.0/2 = 1.5$ m), et cette valeur additionnée de la largeur d'un chasse roue pour les éléments de rive du grillage (ce qui correspond à $3.0/2 + 0.45 \approx 2.0$ m). Il est également recommandé que l'espacement des membrures longitudinales soit moindre que le quart de la portée du pont pour permettre une distribution adéquate des charges entre les membrures longitudinales du grillage. Hambly recommande de plus que l'élément de rive du grillage soit placé à une distance de $0.3h$ de la rive, où h est

l'épaisseur de la dalle. Cette dernière recommandation tient compte du flux de cisaillement aux extrémités de la section de dalle, et a été suivie dans les modèles de grillage analysés dans le cadre de ce projet.

L'espacement entre les éléments transversaux du grillage doit être déterminé pour avoir un nombre suffisant de membrures transversales dans le modèle pour permettre la distribution des charges entre les éléments longitudinaux. Toujours selon Hambly, l'espacement des membrures dans les deux directions du grillage doit être similaire lorsque possible afin de reproduire adéquatement le comportement bidirectionnel d'une dalle en béton. Pour simplifier le processus de modélisation des différentes géométries de ponts, il a été décidé dans ce projet de recherche d'utiliser un espacement fixe de 1.0 m entre les éléments transversaux. Cette valeur est relativement proche et plus petite que l'espacement choisi pour les éléments longitudinaux. Cela permet également de simplifier l'automatisation de la génération de modèles de grillages.

5.2.2 APPLICATION DES CHARGES VIVES

Les analyses de grillages sous les charges vives ont été réalisées avec le logiciel SAP2000 (CSI, 2009). La charge CL-625 spécifiée par le code CSA S6 (2006) a été utilisée. La portion de véhicule reprise par chaque membrure longitudinale du grillage est déterminée par une distribution isostatique comme illustrée à la Figure 5.1 où S_G est l'espacement longitudinal des éléments du grillage.

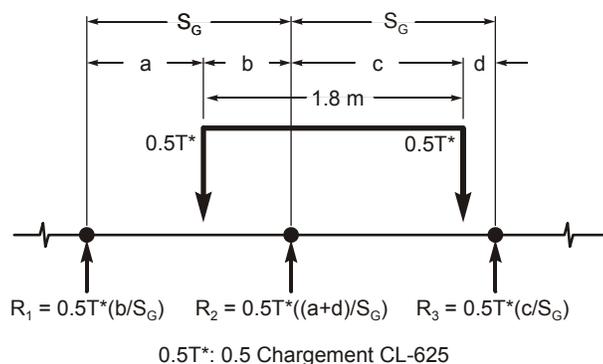


Figure 5.1 : Distribution transversale isostatique

Des cas de charges sont définis pour chaque combinaison de voies chargées et de positions transversales de camion à l'intérieur des voies. Afin de simplifier le processus d'évaluer un nombre infini de possibilités de positions transversales des camions, il a été décidé de limiter les positions transversales de camions à l'intérieur de chaque voies à trois cas : extrême gauche, centre et extrême droite de la voie. Deux exemples de cas de charge pour un pont à 3 voies sont illustrés à la Figure 5.2. Tous les cas de charges sont regroupés en différentes combinaisons et multipliés par leur facteur de simultanéité R_L respectifs pour obtenir les enveloppes d'efforts maximaux pour tous les états limites et classes de routes prescrites dans le code CSA-S6 (2006).

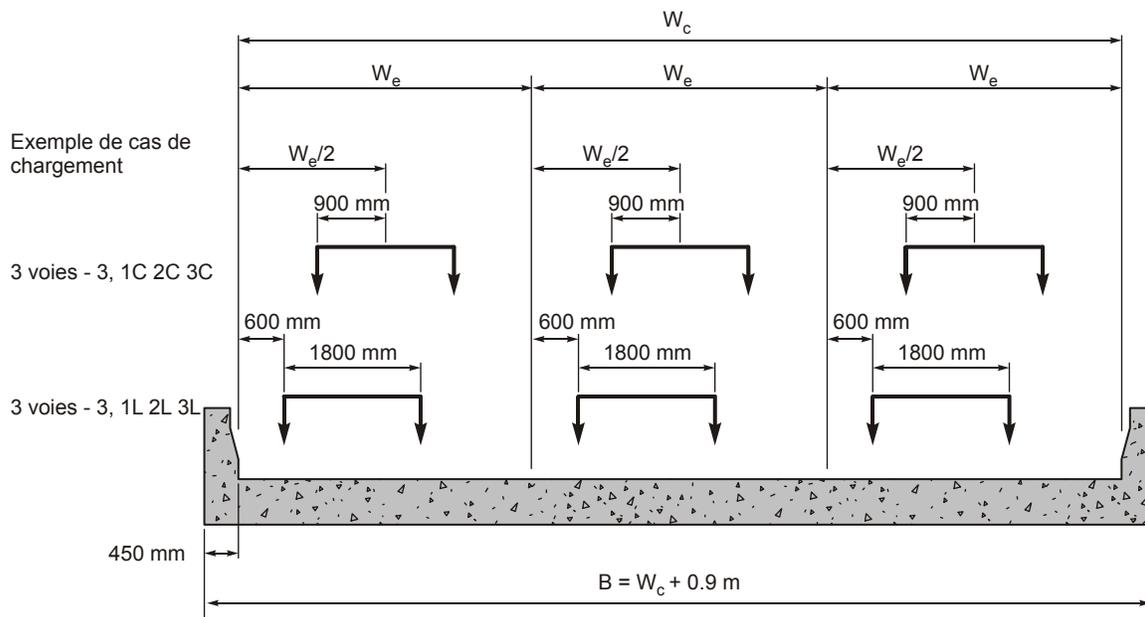


Figure 5.2 : Exemples de cas de charge pour un pont à 3 voies

5.2.3 PROCESSUS D'AUTOMATISATION

Les lignes directrices adoptées pour modéliser un pont de type dalle à l'aide d'un modèle de grillage et pour déterminer les cas de charges ont servi à développer un logiciel sous Visual Basic pour Microsoft Excel servant à générer automatiquement un modèle de grillage d'après les paramètres géométriques d'un pont de type dalle. La capacité du logiciel SAP2000 (CSI, 2009) d'importer des tableaux Excel contenant les données du modèle est une des raisons principales ayant mené au choix de ce logiciel d'analyse. L'étude approfondie de la structure des tableaux d'entrée et de l'interface de programmation ont permis de programmer un logiciel de prétraitement qui génère toutes les données du grillage et l'information relative aux chargements requise pour procéder à l'analyse. Les fichiers d'analyse sont exécutés en lots configurés afin de sauvegarder les résultats d'analyse dans une base de données autonome pour être filtrés et interprétés. Ces outils ont rendu possible l'automatisation du processus de modélisation ce qui a considérablement allégé la réalisation de l'étude paramétrique.

5.2.4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Pour les ponts de type dalle pleine en béton armé, le choix des géométries à retenir pour l'analyse paramétrique a été fait pour que l'échantillon soit représentatif des largeurs et portées des ponts de type dalle présents sur les routes et qui sont couverts par le code CSA-S6 (2006). Les ponts simplement supportés sélectionnés sont d'une portée (L) variant de 3 à 20 m et le biais a été varié par incréments de 15 degrés de 0 degrés (pour les ponts droits) à 60 degrés pour le pont avec le biais le plus prononcé. L'épaisseur de la dalle (h) est choisie égale à $L/20$. Un module élastique de 27 000 MPa (représentant un béton de 35 MPa) et un coefficient de Poisson de 0.2 ont été retenus pour calculer les propriétés des membrures de grillage.

À partir de la largeur de voie W_e (voir Figure 5.2) déterminée selon le nombre de voies spécifiées pour une largeur carrossable donnée dans le code CSA-S6 (2006), montré au Tableau 5.1, les différentes largeurs de pont sont choisies pour couvrir les ponts étroits avec des voies de circulation d'une largeur W_e de 3.3 m, qui est la largeur de voie minimale normalisée, et les ponts plus larges avec des voies de 3.9 m de largeur. Des dimensions additionnelles sont ajoutées pour s'assurer de couvrir toutes les possibilités de largeur de voies suivant les directives de le code CSA-S6 pour les voies de conception. La voie de 3.3m de largeur est prise comme référence pour dériver les tendances de distribution de charge. L'analyse de ponts avec des voies plus larges (ou moins larges pour les ponts de deux voies uniquement) est incluse pour étudier l'influence des largeurs de voie sur la distribution et, le cas échéant, pour proposer une équation pour corriger la distribution des efforts en fonction de la différence de largeur de voies. Les largeurs des ponts sélectionnés tiennent également compte de la présence de chasse-roues de 450 mm de largeur de chaque côté du pont. Pour chaque géométrie de pont sélectionnée, le nombre de voies n est choisi égal au nombre maximal de voies tel que spécifié par le code. Cependant, toutes les combinaisons de voies chargées, de 1 à n voies, associées au facteur de simultanété R_L correspondant, ont été considérées. Au total, 78 géométries de ponts droits et 312 ponts biais ont été modélisés et analysés dans cette étude paramétrique.

Tableau 5.1 : Géométries considérées

W_c (m)	n	R_L	B_{min} (m)	Bétroit (m)	B_{large} (m)	B_{max} (m)
Jusqu'à 6.0	1	1.0	-	4.2	4.8	6.8
De 6.0 à 10.0	2	0.9	6.9	7.5	8.7	10.9
De 10.0 à 13.5	2 ou 3*	0.9 ou 0.8	-	11	12.6	14.4
De 13.5 à 17.0	4	0.7	-	14.4	16.5	17.9

* les deux cas doivent être vérifiés

5.3 FORMULATION DE LA METHODE SIMPLIFIEE PROPOSEE

Cette section introduit la formulation proposée pour la méthode simplifiée d'analyse de ponts de type dalle épaisse, différente de la méthode actuelle du code CSA-S6. Cette formulation proposée s'inspire des méthodes simplifiées des codes CSA-S6 de 1988 et 2000-2006.

5.3.1 ÉQUATIONS PROPOSEES POUR LES FACTEURS DE DISTRIBUTION EN FLEXION

La formulation proposée pour le calcul des facteurs de distribution en flexion est la suivante :

$$m = F_M M_T \quad (5.1)$$

$$F_M = \frac{1}{D_M F_w} \geq 1.05 \frac{n R_L}{B_e} \quad (5.2)$$

où m est le moment de conception par mètre de largeur de dalle, M_T est le moment maximal produit par le chargement CL-625 ou charge de voie sur une poutre équivalente, F_M est le facteur de distribution des efforts de flexion, D_M est la largeur (en mètres) sur laquelle le

chargement d'une voie est distribuée, et F_w est un facteur de correction prenant en considération la variation de la largeur des voies de circulation. Le terme de droite de l'équation 5.2 définit une limite inférieure pour F_M . La valeur minimale de F_M est identique à ce qui est retrouvé dans le code CSA actuel alors que cette limite est fixée à une valeur 5% supérieure à l'effort moyen réparti sur toute la largeur du pont.

À partir des résultats de l'analyse paramétrique, les équations suivantes sont proposées pour les ponts de type dalle. Ces équations sont basées sur des voies de circulation étroites de largeur W_e de 3.3m ($F_w = 1$), où $n = 2$ doit être utilisé pour des ponts à une seule voie.

$$D_M = 3.4 + n(0.5 - 2/L) \quad \text{à l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe A et B} \quad (5.3)$$

$$D_M = 2.6 + n(1 - 2.6/L) \quad \text{à l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe C et D} \quad (5.4)$$

$$D_M = 3.5 + 0.25(\ln(n) + 0.2)(L - 3) \quad \text{à l'ÉLF et ÉLUT-1, pour toutes classes de routes} \quad (5.5)$$

La Figure 5.3 présente la comparaison des valeurs de D_M calculées à l'aide des équations présentées et des valeurs critiques obtenues pour des analyses de grillages pour des ponts à 1, 2, 3 et 4 voies pour les états limites ultimes et d'utilisation 2 pour des ponts soutenant des routes de classes A & B. Les valeurs correspondantes obtenues à l'aide des équations du code CSA-S6 (2006) sont également présentés. Ces résultats illustrent que les équations proposées collent de manière satisfaisante aux résultats analytiques, légèrement mieux que les équations actuelles de le code qui se retrouvent quelquefois, selon les résultats obtenus, du côté non conservateur. Cette comparaison démontre également qu'il n'est pas nécessaire de différencier les portions intérieures et extérieures de dalle comme retrouvé dans les équations actuelles du code, ce qui permet de simplifier la formulation.

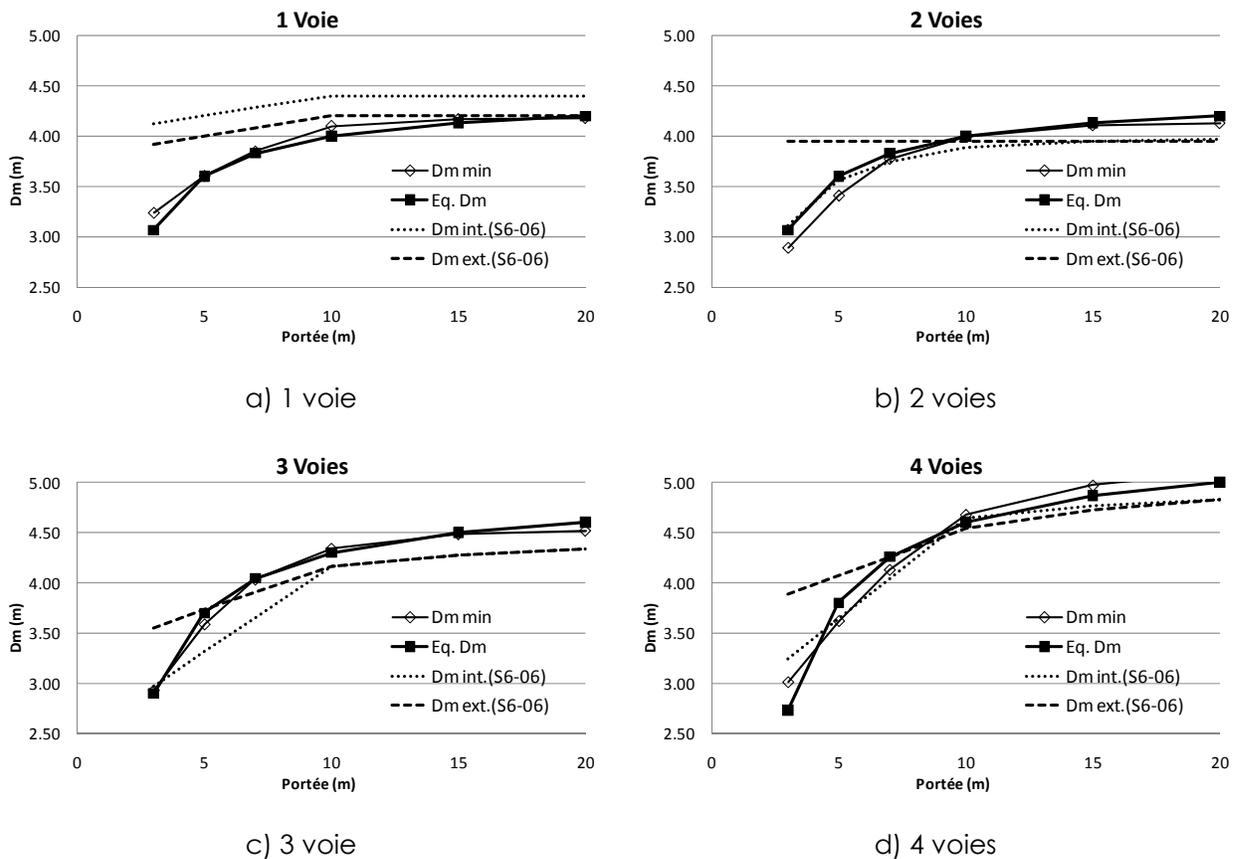


Figure 5.3 : Facteurs D en moment fléchissant calculés pour ponts étroits, à l'ÉLUL et ÉLUT-2, de classes A & B

5.3.2 ÉQUATIONS PROPOSÉES POUR LES FACTEURS DE DISTRIBUTION EN CISAILEMENT

La nouvelle équation générale proposée pour le calcul des facteurs de distribution en cisaillement est la suivante :

$$v = F_V V_T \quad (5.6)$$

$$F_V = \frac{1}{D_V} \geq 1.05 \frac{n R_L}{B_e} \quad (5.7)$$

où v est le cisaillement de conception par mètre de largeur de dalle, V_T est la valeur maximale de cisaillement produite par le chargement CL-625 ou charge de voie sur une poutre équivalente, F_V est le facteur de distribution des efforts de cisaillement, et D_V est la largeur (en mètres) sur laquelle le chargement d'une voie est distribuée. Le terme de droite de l'équation 5.7 définit une limite inférieure pour F_V de la même manière que pour la valeur minimale de F_M .

À partir des résultats de l'analyse paramétrique, les équations suivantes sont proposées pour les ponts de type dalle :

$$D_V = 4 - 7/L \quad \text{à l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe A et B} \quad (5.8)$$

$$D_V = 4.4 - 9/L \quad \text{à l'ÉLUL et ÉLUT-2, pour des routes de classe C et D} \quad (5.9)$$

$$D_V = 4.6 - 9/L \quad \text{à l'ÉLF et ÉLUT-1, pour toutes classes de routes} \quad (5.10)$$

La Figure 5.4 présente la comparaison des valeurs de D_V calculées à l'aide des équations présentées et des valeurs critiques obtenues pour des analyses de grillages pour des ponts à 1, 2, 3 et 4 voies. Les valeurs correspondantes obtenues à l'aide des équations du code CSA-S6 (2006) sont également présentées. Contrairement à la distribution des efforts de flexion, la distribution des efforts de cisaillement n'est pas influencée par le nombre de voies, ce qui permet de proposer une équation dont le nombre de voie n'est pas un paramètre. La Figure 5.5 illustre bien que les valeurs de D_V calculées à l'aide des valeurs critiques obtenues des analyses de grillages pour des ponts à 1, 2, 3 et 4 voies peuvent être approximées par une seule équation.

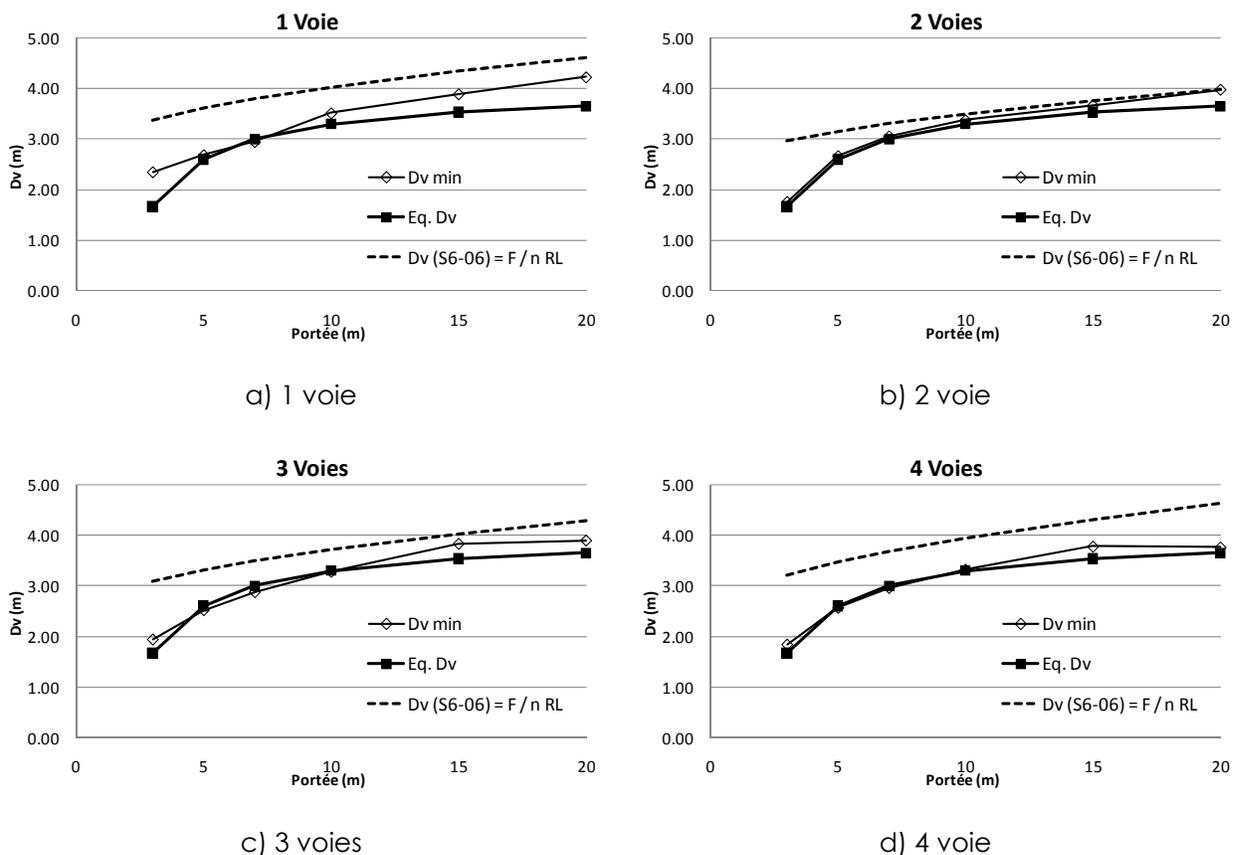


Figure 5.4 : Facteurs D en cisaillement calculés pour ponts étroits, à l'ÉLUL et ÉLUT-2, de classes A & B.

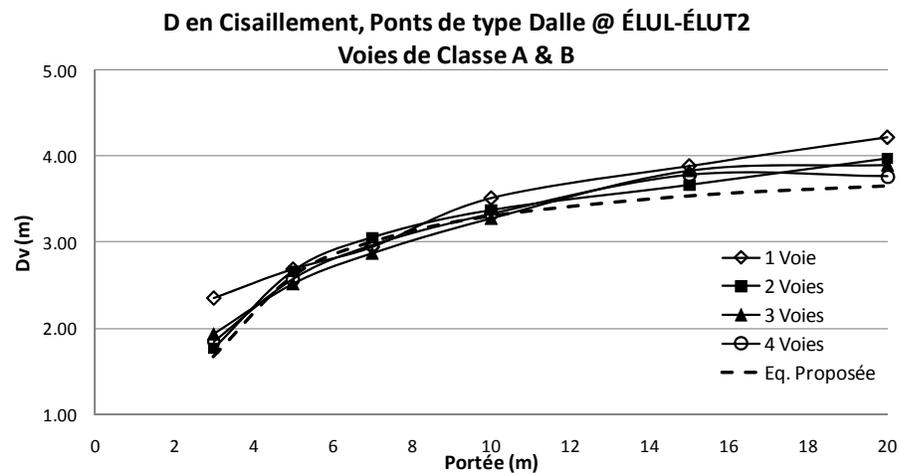


Figure 5.5 : Valeurs de D_v calculés pour des ponts de 1, 2, 3 et 4 voies étroites, à l'ÉLUL et ÉLUT-2, de classes A & B.

5.3.3 ÉQUATIONS PROPOSÉES POUR LE FACTEUR DE CORRECTION POUR LA LARGEUR DE VOIE

Les géométries de ponts dont les voies sont de largeur différente à 3.3 m analysés dans cette étude sont utilisées pour définir un facteur de correction tenant compte de la largeur des voies. Ce facteur F_w est défini comme étant le ratio entre le facteur D_M du pont avec des voies de largeur différente à 3.3 m, et le facteur D_M du pont équivalent avec une largeur de voie de 3.3 m. L'équation est proposée avec un format similaire à ce qui se retrouve dans la version présente du code S6, et est la suivante :

$$F_w = 1 + \mu\lambda \quad (5.11)$$

$$\mu = \frac{W_c}{3.3n} - 1 \leq 1.0 \quad (5.12)$$

$$\lambda = 0.5 - 1.6/L \quad (5.13)$$

La Figure 5.6 compare les valeurs de F_w obtenues de l'équation proposée aux valeurs calculées à partir de résultats des analyses de grillage pour 3 largeurs de voies. L'équation proposée de F_w a été sélectionnée du côté conservateur des résultats. Cependant, l'équation proposée prédit des valeurs près des résultats analytiques pour les largeurs de voie usuelles (autour de 3.9 m).

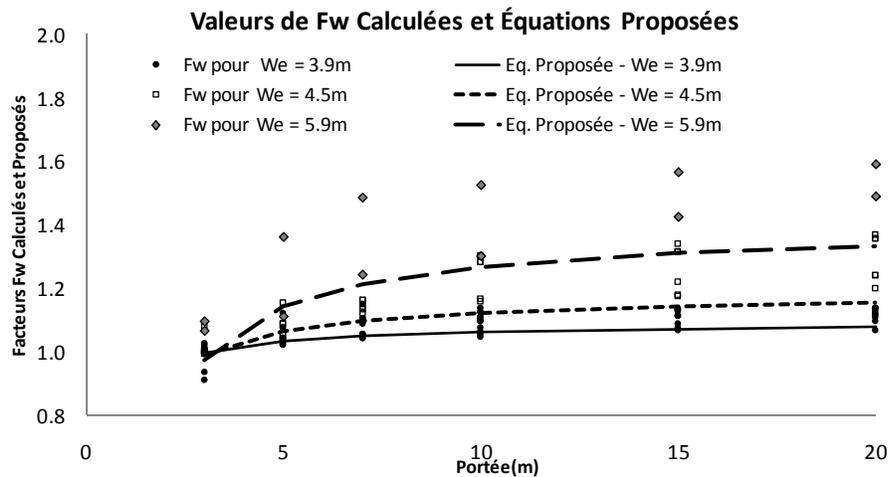
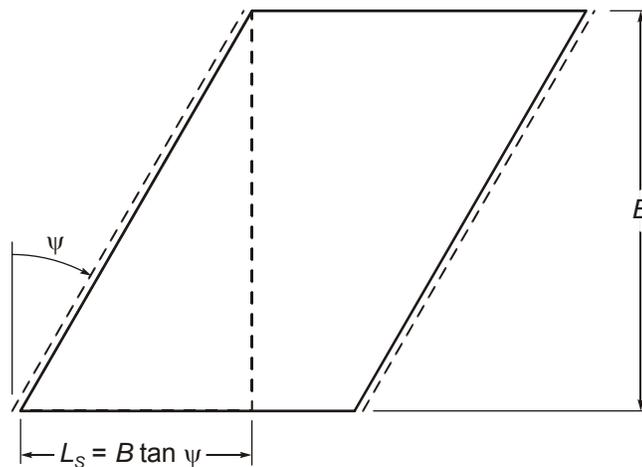


Figure 5.6 : Valeurs calculées des facteurs Fw.

5.3.4 ÉQUATIONS PROPOSÉES POUR L'AMPLIFICATION DU CISAILEMENT DU AU BIAIS

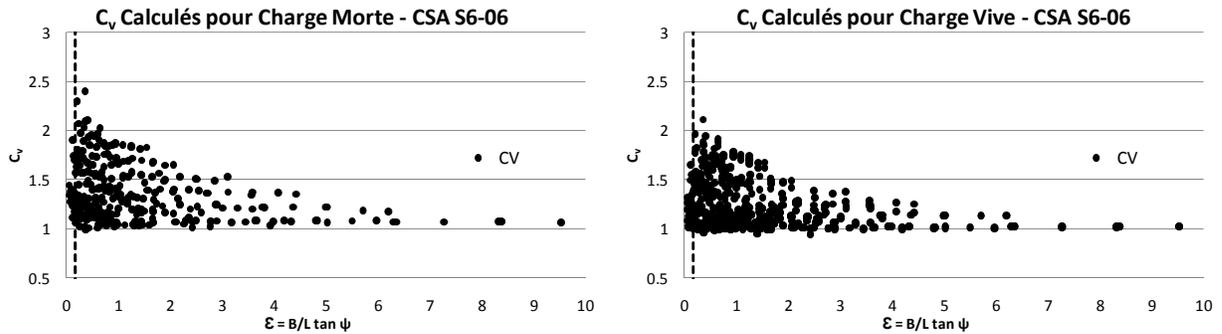
Bien que les ponts biais soient courants, aucune équation n'a été proposée pour tenir compte de l'effet d'appuis biais sur la distribution des efforts. Bakht et Jaeger (198) ont proposée une approche qui a été retenue pour la méthode simplifiée du code CSA-S6 (2006), pour laquelle $\varepsilon \leq 1/6$ définit la limite d'applicabilité des équations de distribution de charges pour les ponts droits de type dalle, où ε est défini comme (ψ étant l'angle du biais):

$$\varepsilon = L_s/L = B/L \tan \psi \quad (5.14)$$

Figure 5.7 : Définition du paramètre ε selon le code CSA-S6

Dans l'étude paramétrique, le rapport C_v entre la valeur maximale de cisaillement due aux charges mortes et vives sur un pont biais et la valeur correspondante de cisaillement du pont droit équivalent est calculé pour tous les ponts biais analysés. La Figure 5.8 présente ce rapport en fonction du paramètre ε . Les résultats indiquent clairement que l'accroissement des efforts en cisaillement au coin obtus observé dans un pont biais n'est pas bien représenté par la définition du paramètre ε présent dans le code. De plus, comme plusieurs géométries

de pont se trouvant sous la limite d'applicabilité des équations de distribution de charges pour les ponts droits ont une valeur de C_v plutôt élevée, cette limite ne semble pas pertinente.



a) Coefficient de majoration pour la charge permanence

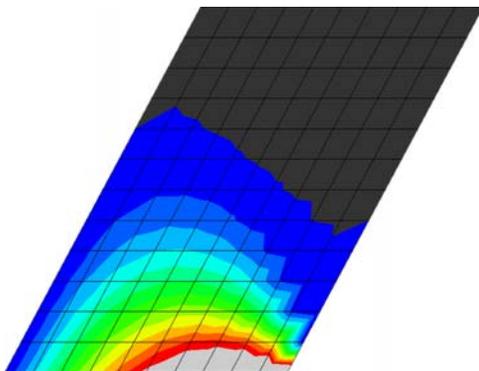
b) Coefficient de majoration pour la charge permanence

Figure 5.8 : Variation de C_v en fonction du paramètre ε

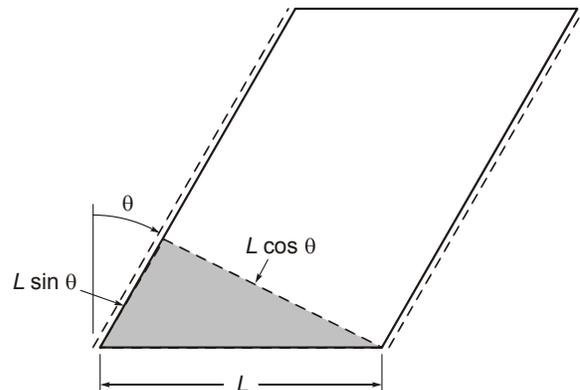
Les études avec les surfaces d'influence présentées au chapitre 3, ont permis de mettre en évidence que le paramètre de biais pour les ponts de type dalle épaisse était fonction de l'aire représentée par la zone grisée montrée sur la Figure 5.9.

$$A_{S_{inf}} = L^2 \sin \psi \cos \psi$$

$$\beta = A_{S_{inf}} / A_{dalle} = L^2 \sin \psi \cos \psi / B L = L \sin \psi \cos \psi / B$$



a) Surface d'influence pour un biais de 15°



b) Zone équivalent affectant la force au coin

Figure 5.9 : Surface d'influence pour la force au coin obtus de la dalle

À la Figure 5.10, on retrouve les mêmes données mais tracées selon un paramètre de biais différent. Les données sont cependant triées selon quatre séries de données pour les ponts de 1 à 4 voies de circulation. Cette séparation a permis d'illustrer ce qui a été découvert en étudiant les résultats; que la distribution du facteur d'amplification du cisaillement C_V en fonction du paramètre de biais proposé dépend de la largeur du pont. Pour chacune des 78 configurations de pont, les effets obliques ont été obtenus en comparant les valeurs des ponts biais à ceux des ponts droits correspondant. Une telle comparaison est, donc, indépendante du type de modèle de charge de camion. Les rapports du moment de flexion et du cisaillement maximum dans des ponts de travers aux valeurs droites correspondantes de pont ont été calculés pour chacun des 312 ponts biais, exprimé comme suit :

$$C_V = V_{\theta>0} / V_{\theta=0} \quad (5.15)$$

$$C_M = M_{\theta>0} / M_{\theta=0} \quad (5.16)$$

Deux équations simples pour le facteur d'amplification du cisaillement C_V en fonction du paramètre de biais sont proposées, pour la charge morte et la charge vive dont la première série d'équations 5.18 et 5.19 donne la meilleure représentation des résultats et la seconde série 5.20 et 5.21 un intervalle de confiance de 95% pour l'ensemble des résultats.

$$\beta = (L/B) \sin \psi \cos \psi \quad (5.17)$$

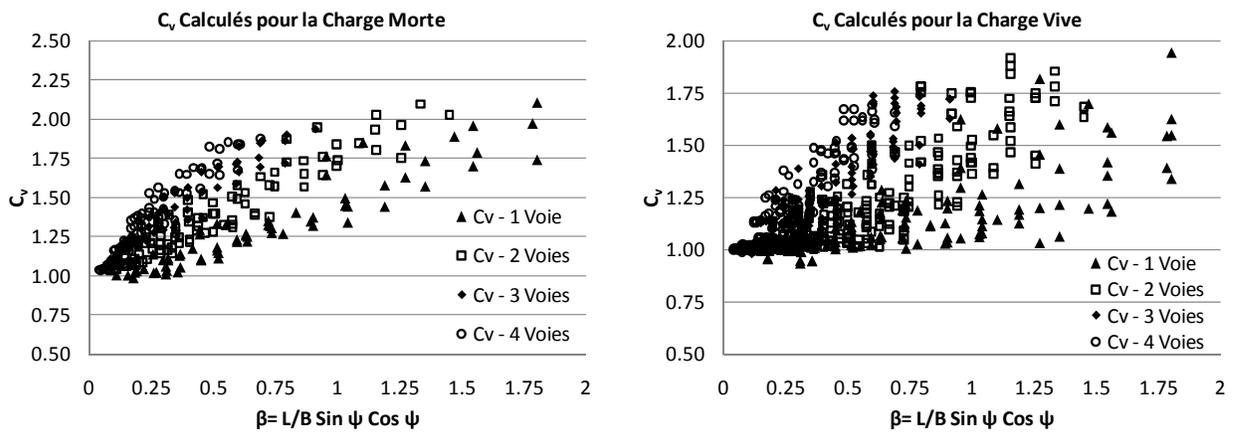
$$C_{VD} = 1 + (0.085B + 0.15) \beta \quad \text{pour la charge morte} \quad (5.18)$$

$$C_{VL} = 1 + (0.075B - 0.15) \beta \quad \text{pour la charge vive} \quad (5.19)$$

$$C_{VD\ 95\%} = 1 + (0.095B + 0.25) \beta \quad \text{pour la charge morte} \quad (5.20)$$

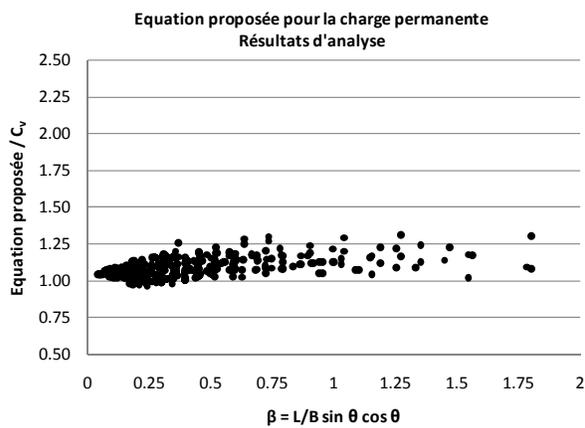
$$C_{VL\ 95\%} = 1 + (0.095B - 0.125) \beta \quad \text{pour la charge vive} \quad (5.21)$$

Les équations proposées pour l'amplification des efforts de cisaillement causé par le biais sont calibrées pour que la valeur de donnée par l'équation soit plus conservatrice que 95% des points de données. Les valeurs moyennes sont égales respectivement à 1.09 et à 1.12 pour les charges mortes et d'utilisation, avec des écarts-types correspondants de 6.67% et de 8.57%. Les équations proposées fournissent des résultats satisfaisants (Figure 5.11).

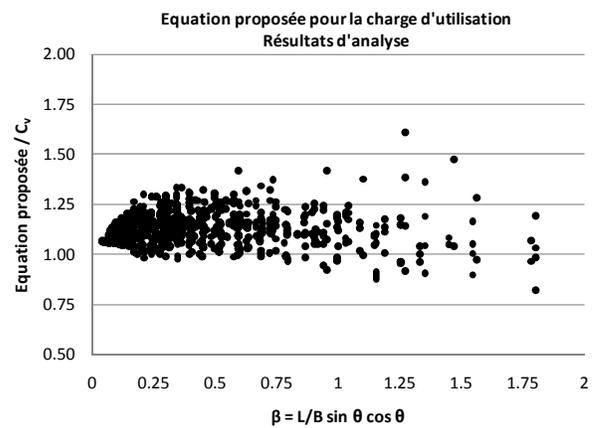


a) Charge permanente

a) Charge vive

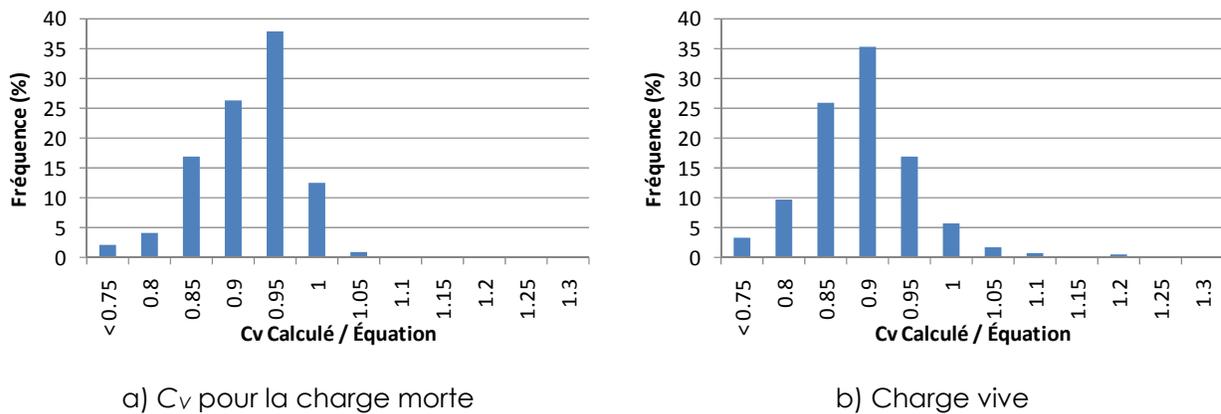


c) Charge permanente



d) Charge civie

Figure 5.10 : Variation de C_v en fonction du paramètre β

Figure 5.11 : Dispersion de la précision des équations proposées pour C_v

La Figure 5.12 présente le facteur C_M de réduction de moment de flexion qui est donné dans l'équation 24 en fonction du paramètre β qui est exprimé dans l'équation 5.17. La tendance pour les charges permanente dépend clairement de l'angle du biais et est indépendant du paramètre β . Pour les charges d'utilisation, le facteur C_M varie avec l'angle du biais et le paramètre β . Une étude plus approfondie des résultats d'analyse permet de tirer la conclusion que les amplitudes des moments fléchissants dans une dalle biaisée sont directement liées au rapport de la portée perpendiculaire aux bords appuyés. On propose deux groupe d'équations sont proposés pour déterminer le C_M pour les charges mortes et d'utilisation avec la méthode de poutre équivalente. Le premier groupe d'équations 5.22 et 5.23 donne la meilleure représentation des résultats et le second groupe 5.24 et 5.25 représente un intervalle de confiance de 95% pour l'ensemble des résultats. L'équation 5.23 correspond aux recommandations AASHTO (2007).

$$C_{MD} = 1.05 - 0.28 \tan \psi \quad \text{pour la charge morte} \quad (5.22)$$

$$C_{ML} = 1.05 - 0.25 \tan \psi \quad \text{pour la charge vive} \quad (5.23)$$

$$C_{MD95\%} = 1.05 - 0.335 \tan \psi \quad \text{pour la charge morte} \quad (5.24)$$

$$C_{ML95\%} = 1.05 - 0.16 \tan \psi \quad \text{pour la charge vive} \quad (5.25)$$

La Figure 5.12 montre le rapport des équations proposées pour l'analyse de la prévision de limite de 95%. Les valeurs moyennes sont égales respectivement à 1.09 et à 1.15 pour les charges permanentes et d'utilisation avec des écarts type correspondants de 8.54% et de 8.83%. Provenant des résultats de l'étude paramétrique, l'équation proposée par AASHTO pour la charge d'utilisation (équation 5.26) fournit des résultats satisfaisants pour des petits biais et devient très conservatrice pour des biais importants.

$$r = 1.05 - 0.25 \tan \psi \leq 1 \quad (5.26)$$

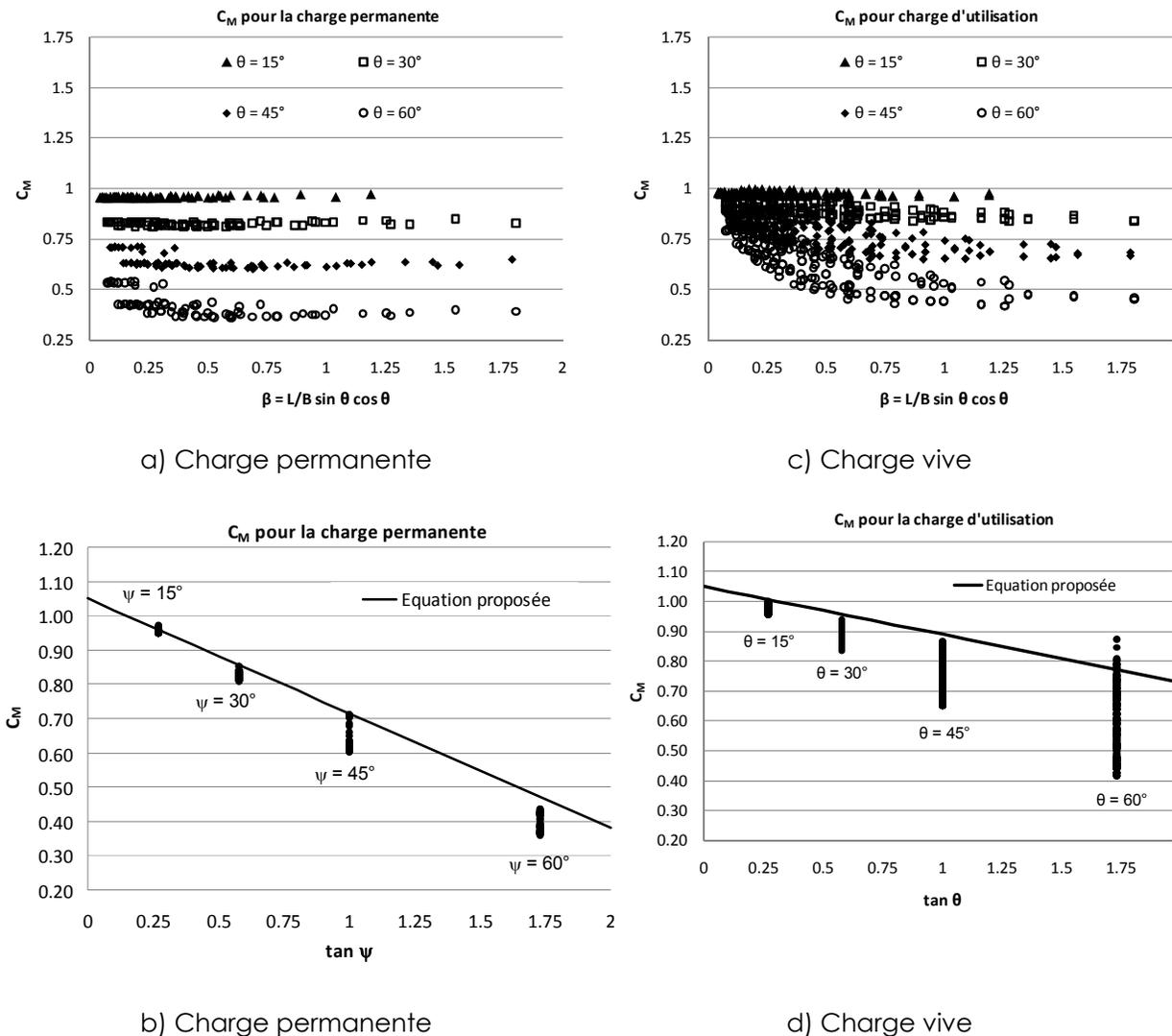


Figure 5.12 : Facteur de réduction du moment pour les ponts biais

5.3.5 MOMENTS DE FLEXION SECONDAIRES

Les effets de la torsion sont négligeables sur les ponts dalles et le dimensionnement transversal des aciers d'armature est régi par d'autres conditions, comme l'armature minimale. Dans le cas des ponts biais, la torsion induit les moments transversaux et négatifs qui ne peuvent pas être négligés.

Dans la présente étude, les résultats des modèles d'éléments-finis de plaques sur vingt ponts décrits précédemment ont été utilisés pour comparer les moments secondaires, obtenus dans les équations 4.2 à 4.4, aux moments principaux, longitudinaux et maximaux de flexion donnés par l'équation 1. Des cas limités de charge de camion ont été également considérés. Bien que la portée de cette étude soit limitée, des tendances claires sont observées, visualisées à la Figure 5.13, où la valeur maximale de chaque moment secondaire est

comparée au moment longitudinal maximal. Les relations proposées sont sécuritaires dû au nombre limité de cas considérés.

$$m_L^- = m_L^+ (-0.14 + \sin \psi) \geq 0 \quad (5.27)$$

$$m_T^+ = m_L^+ (0.2 + \sin \psi) \quad (5.28)$$

$$m_T^- = m_L^+ (0.1 + 0.4 \sin \psi) \quad (5.29)$$

Tous les moments secondaires augmentent d'amplitude avec l'augmentation de l'angle du biais. Les moments de flexion négatifs longitudinaux sont négligeables pour un biais inférieur à 10° et peuvent devenir aussi importants que les moments longitudinaux dus aux effets de torsion pour un biais de 60°. L'équation 5.27, comme tracés dans la Figure 5.13, est du côté sécuritaire. Les rapports de moment de flexion positif transversal commencent à 0.2 pour un pont dalle droit, lequel correspond avec le coefficient de Poisson adopté et augmente à 1.0 pour un angle de biais de 60°, lequel reste conforme aux conclusions de Menassa et al. (2007). Les moments de flexion transversaux négatifs correspondent à environ la moitié du moment de positif évalué selon les indications de la Figure 5.13 et exprimé dans les équations 5.28 et 5.29. Les rapports pour les cas de charge de camion considérés étaient inférieurs aux valeurs de la charge uniforme et celles données par les équations 5.27 à 5.29.

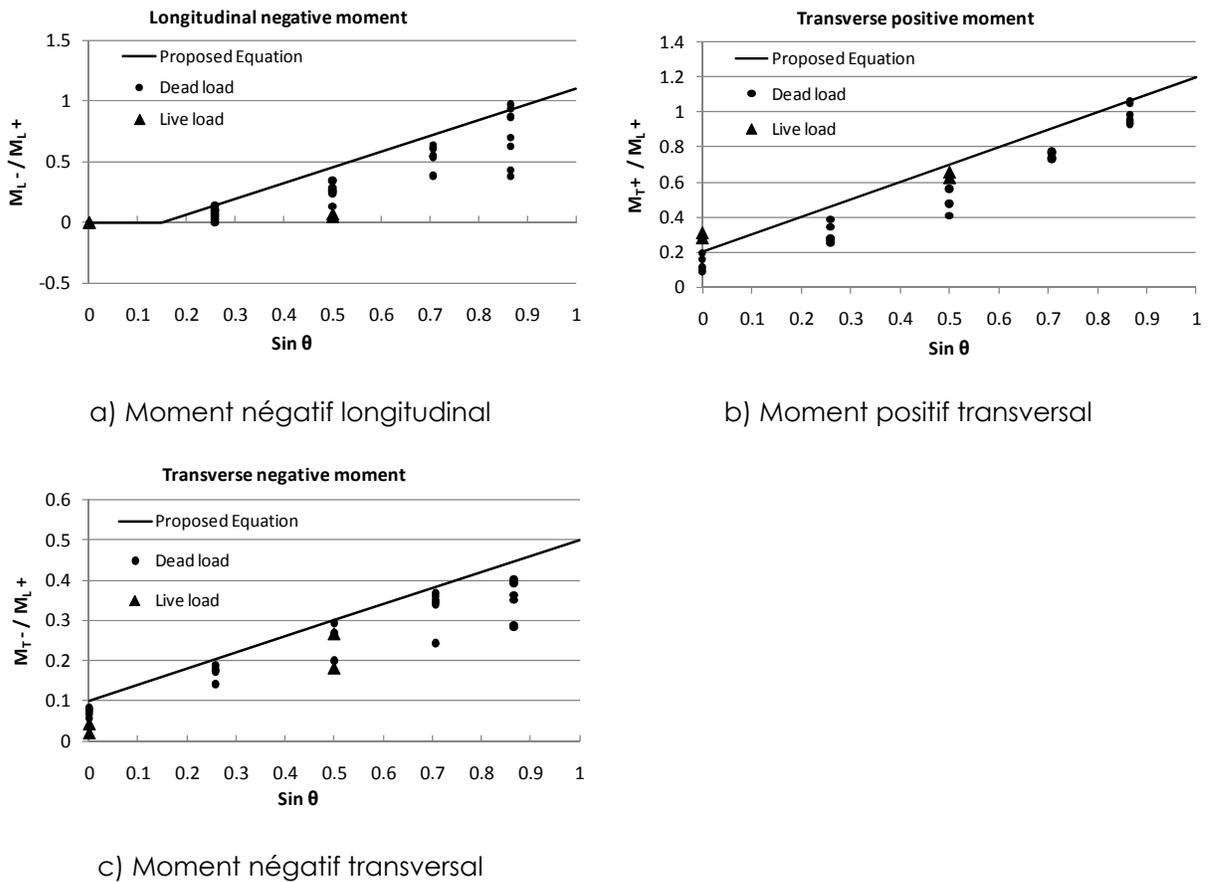


Figure 5.13 : Moments secondaires

Les moments fléchissant proposés par ces équations et présentés avec un signe positif, peuvent être utilisés avec la méthode de poutre équivalente. La condition du code telle que l'armature minimale doit également respectée en parallèle.

5.3.6 Forces de coin

Une étude détaillée sur l'amplitude et les paramètres influençant l'apparition de l'effet de coin a été présentée au chapitre 2. Les équations dérivées au chapitre 2 pour déterminer les efforts supplémentaires à considérer au coin sont reprises ici. La force au coin due aux effets de flexion R_B s'applique pour toutes les dalles alors qu'une force au coin R_S doit s'y ajouter pour les dalles biaisées :

$$R_B = 0.5 v \sqrt{L/B} R_0 \quad (5.30)$$

$$R_S = 0.6 \sin \psi R_0 \leq 0.3 R_0 \quad (5.31)$$

Dans ces équations, B est limité à L ($L/B \leq 1.0$ et $R_0 \leq qL^2/4$). Les valeurs obtenues dans ces équations peuvent être réduites de moitié pour les conditions d'appui encastré.

5.3.7 RENFORCEMENT DES BORDS LIBRES

Les analyses montrent clairement que l'importance de l'augmentation des charges de bord se situe dans une zone localisée, les forces de cisaillement se développent également sur les bords libres de la dalle droite ou biaise. Comme indiqué précédemment, les forces de cisaillement dans la grande partie de la dalle ne sont pas affectées par ces effets locaux. La Figure 5.14 présente des suggestions de détails de renforcement le long des bords libres en vue de fournir une ductilité suffisante en cisaillement. Des détails semblables d'armature ont été proposés par Morrison et Weich (1987) pour les ponts de dalle biaise.

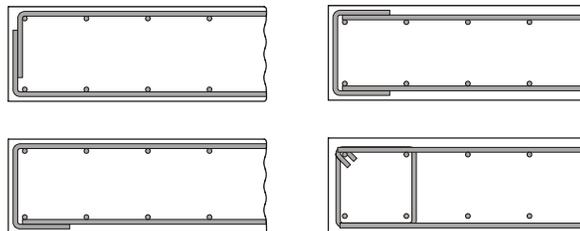


Figure 5.14 : Détails d'armature en cisaillement suggérés le long des bords libres.

5.4 VALIDATION

Cette section compare la justesse de la formulation proposée dans cet article aux valeurs obtenues des modèles de grillage et des équations de la méthode simplifiée actuelle du code CSA-S6 (2006). Pour cette comparaison, les valeurs maximales obtenues des modèles d'analyse de grillage sont divisées par la valeur maximale correspondante (M_T ou V_T) d'une seule voie de chargement sur un modèle de poutre simplement supportée pour obtenir les facteurs de distribution F_M et F_V auxquels sont comparés les facteurs de distribution calculés à partir des équations proposées et de la méthode simplifiée actuelle.

Les propriétés géométriques des quatre ponts typiques sélectionnés pour cette vérification des équations proposées sont résumées au Tableau 5.2.

Tableau 5.2 : Ponts type pour les exemples de validation.

	L (m)	B (m)	W_c (m)	n	W_e (m)
1 voie	20	4.2	3.3	1	3.3
2 voies	15	6.9	6.0	2	3.0
3 voies	20	11.0	10.1	3	3.367
4 voies	20	16.5	15.6	4	3.9

Les facteurs de distribution F_M pour la flexion et F_V pour le cisaillement calculés à partir des équations proposées dans cet article pour les quatre ponts types sont présentés au Tableau 5.3. Ces exemples montrent que les équations proposées pour calculer les facteurs de distribution des efforts de cisaillement et de flexion pour les ponts droits ainsi que le facteur de correction pour la largeur des voies donnent des valeurs justes comparées aux résultats du modèle de grillage. Les valeurs obtenues de ces équations sont, à peu d'exceptions près, toujours du côté conservateur par une mince différence. Il est aussi démontré suite à ces exemples que les équations de la méthode simplifiée du code CSA-S6 (2006), pour les ponts de type dalle, donne une estimation précise des efforts de flexion, mais que pour les efforts de cisaillement ces équations ne donnent pas des valeurs aussi conservatrices comparées aux équations proposées et aux résultats des analyses raffinées pour ce petit échantillon d'exemples de validation.

5.5 SOMMAIRE

Des équations et des recommandations ont été présentées afin que de concevoir les dalles de ponts avec est sans biais avec la méthode de la poutre équivalente pour des dalles de 1 à 4 voies avec des biais jusqu'à 60° et des portées jusqu'à 20 m environ. Les équations sont compatibles avec la recommandation du code CSA-S6 (2010). De plus, les analyses amènent à recommander l'utilisation d'armature de cisaillement en périphérie des dalles.

Tableau 5.3 : Validation de la formulation proposée.

		Analyse de grillage		CSA-S6 (2006)		Formulation proposée	
		Valeur Max	F _M OU F _V	F _M OU F _V	S6-06 Grill.	F _M OU F _V	Prop. Grill.
			(kN-m/m kN/m)		(m ⁻¹)		(m ⁻¹)
1 voie	ÉLU M	416	0.24	0.25	1.04	0.25	1.04
	ÉLU V	95.8	0.24	0.25	1.05	0.27	1.15
	ÉLF M	387	0.22	0.25	1.12	0.25	1.12
	ÉLF V	91.5	0.23	0.25	1.1	0.25	1.10
2 voies	ÉLU M	282	0.26	0.28	1.05	0.27	1.04
	ÉLU V	99.8	0.30	0.27	0.91	0.28	0.94
	ÉLF M	173	0.16	0.17	1.06	0.17	1.06
	ÉLF V	81.8	0.25	0.19	0.79	0.25	1.01
3 voies	ÉLU M	384	0.22	0.23	1.04	0.23	1.04
	ÉLU V	104	0.26	0.23	0.91	0.27	1.07
	ÉLF M	194	0.11	0.12	1.11	0.11	1.01
	ÉLF V	84.6	0.21	0.16	0.74	0.24	1.15
4 voies	ÉLU M	314	0.18	0.18	1.00	0.18	0.99
	ÉLU V	106	0.26	0.22	0.82	0.27	1.04
	ÉLF M	164	0.09	0.10	1.06	0.09	0.99
	ÉLF V	74.6	0.19	0.16	0.84	0.24	1.3
				Moyenne flexion	1.0624	Moyenne flexion	1.0350
				Moyenne cisaillement	0.8963	Moyenne cisaillement	1.0960

6 DÉRIVATION DES ÉQUATIONS POUR DE LA MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LES PONTS DE TYPE DALLE SUR POUTRES

6.1 ÉTUDE PARAMETRIQUE

6.1.1 SELECTION DES GEOMETRIE TYPES

Les plans de plusieurs ponts de type dalle sur poutres ont été obtenus du Ministère des Transports et de la Ville de Montréal. Une base de données de ces ponts a été constituée afin de déterminer les caractéristiques géométriques. Au total 123 ponts ont été considérés : 35 ponts mixtes en acier avec poutre en I, 31 ponts en béton avec poutres en I et 57 ponts avec des poutres monolithiques en T en béton. Les informations relatives à ces ponts sont données à l'Annexe 2.

De cette étude des tendances ont été obtenues pour les deux principales propriétés géométriques requises pour la détermination des propriétés géométriques des poutres longitudinales formant les grillages: la rigidité flexionnelle ($E I$) et la rigidité torsionnelle ($G J$). La Figure 6.1, la Figure 6.2 et la Figure 6.3 illustrent la variation de ces propriétés en fonction de la portée des travées et du type de poutres.

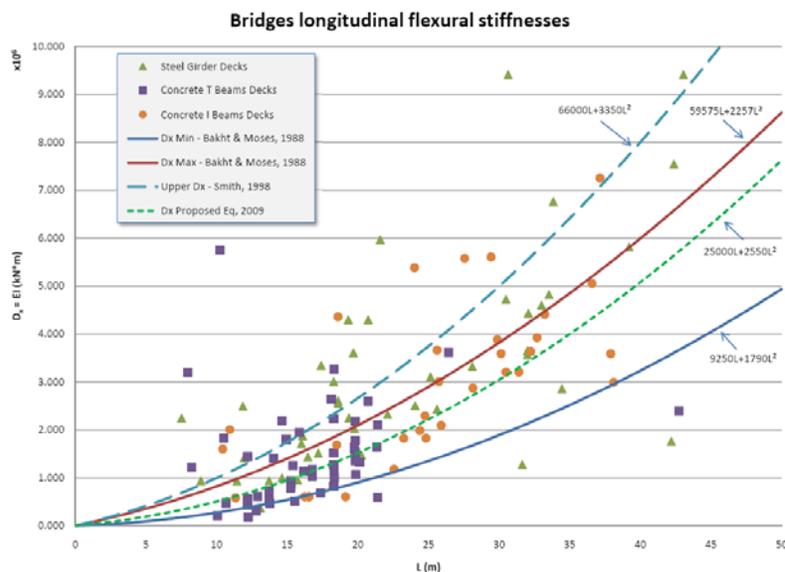


Figure 6.1 : Variation de la rigidité flexionnelle longitudinale selon le type de tablier.

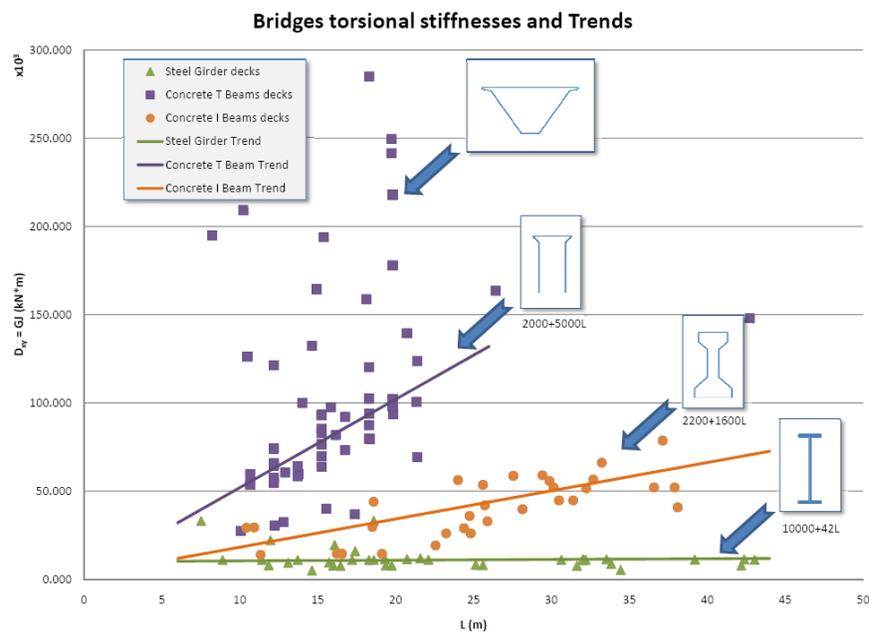


Figure 6.2 : Variation de la rigidité torsionnelle longitudinale selon le type de tablier.

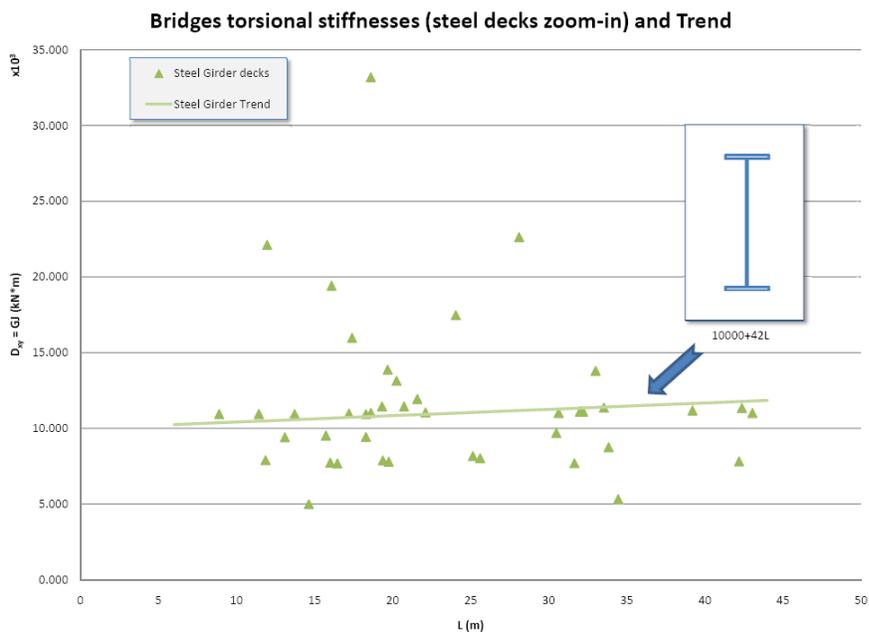


Figure 6.3 : Variation de la rigidité torsionnelle longitudinale pour les tabliers mixtes acier-béton

6.1.2 DETERMINATION DES PROPRIETES

Bakht et Mooses (1988) ont proposé d'utiliser des relations géométriques pour définir les propriétés de poutres de grillage en fonction de la portée. Ils ont proposé une valeur

minimale et maximale à propriété D_x , qui est la rigidité flexionnelle par unité de largeur de tablier, exprimée kN et m :

$$D_{x-min} = 9250 L + 1790 L^2 \quad (6.1)$$

$$D_{x-max} = 59575 L + 2257 L^2 \quad (6.2)$$

Smith (1998) a utilisé la même approche pour dériver les équations du code CSA-S6 (2000). L'équation qu'il propose est une valeur moyenne des valeurs maximales des ponts répertoriés au Nouveau-Brunswick :

$$D_{x-Smith} = 66000 L + 3500 L^2 \quad (6.3)$$

Selon l'étude des différents ouvrages présentés précédemment dans ce rapport, l'équation suivante a été retenue dans la présente étude :

$$D_x = 25000 L + 2550 L^2 \quad (6.4)$$

L'inertie flexionnelle des poutres est ensuite obtenue de l'équation suivante où S est l'espacement des poutres longitudinales et E le module d'élasticité attribué au matériau des poutres considérées :

$$I_x = \frac{D_x S}{E} \quad (6.5)$$

Les différentes relations sont présentées sur la Figure 6.1.

Dans les études antérieures citées plus haut, la rigidité torsionnelle était attribuée à la dalle. Toutefois, pour les ponts en béton ou les ponts caissons, la rigidité torsionnelle est nettement supérieure à la celle de la dalle seule. Cette distinction a été considérée dans les analyses. Les relations suivantes, présentées sur la Figure 6.2 et la Figure 6.3 ont été utilisées dans la présente étude selon le type de poutre, où les unités sont les kN et les m :

$$D_{xy} = 10000 L + 42 L \quad \text{pont mixte, dalle de béton sur poutres d'acier en I} \quad (6.6)$$

$$D_{xy} = 2200 L + 1600 L \quad \text{pont mixte, dalle de béton sur poutres de béton en I} \quad (6.7)$$

$$D_{xy} = 2000 L + 5000 L \quad \text{pont avec poutre monolithique en T en béton} \quad (6.8)$$

L'inertie torsionnelle des poutres est ensuite obtenue de l'équation suivante où S est l'espacement des poutres longitudinales et G le module de cisaillement attribué au matériau des poutres considérées :

$$J_{xy} = \frac{D_{xy} S}{G} \quad (6.9)$$

Les différentes relations sont présentées sur la Figure 6.2 et la Figure 6.3.

Dans tous les modèles une dalle de 200 mm a été utilisée. Aucun contreventement ou diaphragme n'ont été utilisés dans les analyses.

6.1.3 GENERATION DES MODELES

Au total 16 415 modèles de grillage ont été analysés répartis comme suit : 8115 ponts mixtes avec dalle de béton sur poutres d'acier en I, 4240 ponts mixtes, dalle de béton sur poutres de

béton en I, et 4060 ponts avec poutre monolithique en T en béton. Les différentes combinaisons de géométries sont données dans le Tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Paramètres considérés dans l'étude paramétrique

Nombre de voies (n)	Nombre de poutres (N)	W_e (m)	L (m)	ψ°
1	3 à 6	4.2 à 6.8	3 à 60	0 à 60
2	3 à 6	6.9 à 10.9	3 à 60	0 à 60
3	5 à 9	11.0 à 14.4	3 à 60	0 à 60
4	8 à 12	14.5 à 17.5	3 à 60	0 à 60

La description de la méthodologie est la même que celle adoptée pour les ponts de type dalle épaisse présentée au chapitre 5. Les différents cas de charge considérés sont présentés à l'Annexe 3.

6.2 ÉQUATIONS PROPOSEES POUR LA METHODE SIMPLIFIEE

L'étude paramétrique a permis de proposer de nouvelles équations pour la méthode simplifiée du code CSA-S6.

6.2.1 MOMENT FLECHISSANT A L'ÉLUL ET L'ÉLUT

$$M_g = F_M M_T \quad (6.1)$$

où

$$F_M = \frac{S}{D_M (1 + \mu \lambda)} \geq 1.05 \frac{n R_L}{N} \quad (6.2)$$

Pour les routes de classes A ou B :

$$D_{Mext} = \gamma_T \gamma_C \left(3.6 - \frac{1}{L} \right) \geq D_{Mint} \quad (6.3)$$

$$D_{Mint} = \left(4.1 - \frac{10}{L+5} \right) \quad (6.4)$$

Pour les routes de classes C ou D :

$$D_{Mext} = \gamma_T \gamma_C \left(3.8 - \frac{1}{L} \right) \geq D_{Mint} \quad (6.5)$$

$$D_{Mint} = \left(4.3 - \frac{10}{L+5} \right) \quad (6.6)$$

Dans ces équations :

$\gamma_T = 1.0$ pour les ponts à faible rigidité torsionnelle

= 1.1 pour les ponts à rigidité torsionnelle élevée

$\gamma_C = 1.25 - 0.5S_c/S \geq 1.0$ pour les ponts avec $0.5S < S_c \leq 0.6S$

= une autre équation pour le cas où $S_c \leq 0.5S$ ou en présence de trottoir

Le facteur de correction pour la largeur de voie est donné par :

$$\mu = \frac{W_c}{3.3n} - 1 \leq 1.0 \quad (6.7)$$

$$\lambda_{ext} = (L-3)/100 \leq (n-1)/10 \quad (6.8)$$

$$\lambda_{int} = (L-3)/80 \leq 0.4 \quad (6.9)$$

6.2.2 EFFORT TRANCHANT A L'ÉLUL ET L'ÉLUT

$$V_g = F_V V_T \quad (6.10)$$

où

$$F_V = \frac{S}{D_V} \geq 1.05 \frac{n R_L}{N} \quad (6.11)$$

Pour les routes de classes A ou B :

$$D_{Vext} = 2.8 + L/40 \leq 3.4 \gamma_C \quad (6.12)$$

$$D_{Vint} = 2.3 + L/25 \leq 3.4 \quad (6.13)$$

Pour les routes de classes C ou D :

$$D_{Vext} = 2.8 + L/25 \leq 3.6 \gamma_C \quad (6.14)$$

$$D_{Vint} = 2.5 + L/25 \leq 3.6 \quad (6.15)$$

Dans ces équations :

$\gamma_C = 1.25 - 0.5S_c/S \geq 1.0$ pour les ponts avec $0.5S < S_c \leq 0.6S$

= une autre équation pour le cas où $S_c \leq 0.5S$ ou en présence de trottoir

6.2.3 MOMENT FLECHISSANT A L'ÉLF

$$M_g = F_M M_T \quad (6.1)$$

où

$$F_M = \frac{S}{D_M F_e (1 + \mu \lambda)} \geq 1.05 \frac{1}{N} \quad (6.16)$$

$$D_{M_{ext}} = \gamma_T \gamma_c \left(3.4 - \frac{n}{100L} \right) \geq D_{M_{int}} \quad (6.17)$$

$$D_{M_{int}} = \left(4.6 - \frac{10}{L+5} \right) + \frac{L n^{1.25}}{100} \quad (6.18)$$

$$F_e = 1 + 0.28(D_{VE} - 1) \left(1 + C_e [D_{VE} - 1]^2 \right) \quad (6.19)$$

$$C_e = \frac{180}{L^2} \leq 0.34 \quad (6.20)$$

$\gamma_T = 1.0$ pour les ponts à faible rigidité torsionnelle

= 1.1 pour les ponts à rigidité torsionnelle élevée

$\gamma_c = 1.25 - 0.5 S_c / S \geq 1.0$ pour les ponts avec $0.5S < S_c \leq 0.6S$

= une autre équation pour le cas où $S_c \leq 0.5S$ ou en présence de trottoir

$$\lambda_{ext} = 0 \quad (6.21)$$

$$\lambda_{int} = (5-n)L/160 \leq 0.7 - n/10 \quad (6.22)$$

6.2.4 EFFORT TRANCHANT A L'ÉLF

$$V_g = F_V V_T \quad (6.8)$$

où

$$F_V = \frac{S}{D_V} \geq 1.05 \frac{n R_L}{N} \quad (6.23)$$

$$D_{V_{ext}} = D_{V_{int}} 2.6 + L/20 \leq 3.6 \quad (6.24)$$

6.2.5 CORRECTION POUR LE BIAIS

L'équation visant à augmenter l'effort tranchant en fonction du biais est égales à

$$V_{g \psi > 0^\circ} = C_V V_{g \psi = 0^\circ} \quad (6.25)$$

alors que le facteur de réduction du moment est égal à :

$$M_{g\psi>0^\circ} = C_m M_{g\psi=0^\circ} \quad (6.26)$$

Pour la charge permanente pour des poutres monolithique coulées en place, les facteurs de corrections sont :

$$C_v = 1.2 - \frac{2}{(\varepsilon + 10)} \quad (6.27)$$

et

$$C_m = 1.0 \quad (6.28)$$

Facteur de correction pour la charge vive:

$$C_v = 1.2 - \frac{2.0}{(\varepsilon + 10)} \quad (6.29)$$

$$C_m = 1.0 + \frac{\varepsilon}{50} \leq 1.10 \quad \text{pour les ponts avec des rigidités torsionnelles faibles} \quad (6.30)$$

$$C_m = 1.0 \quad \text{pour les ponts avec des rigidités torsionnelles élevées} \quad (6.30)$$

Dans ces équations le paramètre de biais est égal à :

$$\varepsilon = \frac{L}{S} \tan \psi \quad (6.31)$$

6.3 SOMMAIRE

Une étude paramétrique de grande envergure a été réalisée afin de redéfinir les équations de la méthode de la poutre équivalente du code CSA-S6. L'étude qui a porté sur plus de 16000 ponts différents a permis de proposer de nouvelles équations pour le calcul de ponts de type dalle sur poutre, droits et avec biais.

7 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

L'étude a permis de conclure sur les effets importants que jouent le biais et la forme en plan de la dalle sur la détermination des efforts élastiques. L'étude a démontré que malgré l'amplitude des efforts localisés élastiques qui dépassent très localement la résistance en cisaillement, la fissuration des dalles en flexion comme à l'effort tranchant permet d'atténuer grandement l'amplitude des efforts et que la fissuration qui s'ensuit fait en sorte que la résistance ultime n'est pas affectée par les effets locaux.

L'étude a permis d'illustrer comment les analyses non-linéaires peuvent être utilisées pour déterminer les efforts dans les dalles et illustrer les modes de rupture. L'étude a mis en évidence l'efficacité des modèles non-linéaires dans la prédiction du comportement des dalles épaisses sous des conditions avoisinant les conditions de ruine. Même en l'absence d'armature de cisaillement les dalles épaisses ne se comportent comme un ouvrage fragile. Les analyses non-linéaires ont toutefois montré dans le cas de charges concentrées que la redistribution des efforts n'était pas aussi avantageuse que pour des charges uniformes. Il s'en trouve que la résistance des dalles épaisses pouvait être inférieure à la valeur prédite par l'approche préconisée par le code. Cet aspect devra faire l'objet d'études additionnelles.

L'étude a permis également de déterminer que l'utilisation de grillages non-orthogonaux était beaucoup plus souhaitable pour faire l'analyse de dalle biaisées. Une telle approche permet d'éviter d'ajouter les moments de torsion concomitants. La même étude a également permis de confirmer que les moments de torsions doivent être ajoutés aux efforts de flexion lorsque des analyses par éléments finis sont réalisés.

Enfin une étude paramétrique de grande envergure, d'abord pour les ponts de type dalles épaisse, puis des ponts de type dalle sur poutres, a permis de proposer nouvelle formulation pour la méthode de la poutre équivalente. Les équations qui ont été obtenues permettent d'étendre la plage d'utilisation de la méthode simplifiée aux tabliers à fort biais. Ces équations pourraient être éventuellement intégrées dans méthode simplifiée du code CSA-S6.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier Mme Hélène Bourdier et M. Guillaume Petyt, stagiaires de l'École des ingénieurs de la ville de Paris, qui ont constitué la base de données. Les auteurs remercient pour leur support financier : le Ministère des Transports du Québec, le CRSNG, FQRNT et l'entreprise CIMA+. Enfin les auteurs tiennent à remercier toute les personnes qui de près ou de loin ont contribué à cette étude.

RÉFÉRENCES

- AASHTO, 2007. *LRFD design specifications*, 4th Ed, Washington, D.C.
- ABAQUS, 2008. *Analysis User's Manual Version 6.8-3*, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. USA.
- Bakht, B and Jaeger, L.G., 1985. *Bridge analysis simplified*. McGraw Hill Book Company.
- Bakht, B and Moses, F. 1988. *Lateral distribution factors for highway bridges*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 114, No 8.
- Bouzaiene, A. and Massicotte, B. 1997. "Hypoelastic tridimensional model for non proportional loading of plain concrete". ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 11, pp. 1111-1120.
- CEVC 2007. "Rapport d'enquête sur l'effondrement d'une partie du viaduc de la Concorde". Commission d'enquête sur l'effondrement d'une partie du viaduc de la Concorde".
- CSA, 1988. *CAN/CSA-S6-88 Design of Highway Bridges*. Canadian Standards Association, Toronto.
- CSA, 2004. *CAN/CSA-A23.3 Concrete structures*. Canadian Standards Association, Toronto.
- CSA 2006. "Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- CSI, Computers and Structures, 2009. *SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Berkeley, CA.
- Fields, K. and Bischoff, P.H., 2004. Tension stiffening and cracking of high strength reinforced concrete tension members, *ACI Structural Journal*, 101(4):447-456.
- Hambly, E.C. 1991. *Bridge deck behaviour*. E & FN Spon.
- Jaeger, L.G. and Bakht, B., 1982. The grillage analogy in bridge analysis. *Canadian Journal of civil engineering*, Vol 9.
- Jaeger, L.G. and Bakht, B. 1989. *Bridge analysis by microcomputer*. McGraw Hill Book Company.
- Kani, M. W., Huggins, M. W., Wittkopp R. R., 1979. Kani on Shear in reinforced concrete, Department of civil engineering, University of Toronto Press, ISBN 0-7727-7001-8.
- Massicotte, B., Tremblay, R., Ghali, A., Grenier, J. and Blouin, B. 2007. *Étude des cause de l'effondrement du pont du boulevard de la Concorde*. Rapport CDT-ST07-11, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 105p.
- Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2007. "EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures", Rapport SR07-10, École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B. et Yildiz, E. 2008. "Étude comparative des méthodes d'évaluation traditionnelles et non linéaires pour les ponts à dalle épaisse". Rapport SR08-01, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 105 p.
- Massicotte, B. Conciatori, D., Yildiz, E., BenFtima, M., Rochon-Massicotte, G. et Cossette, G. 2011. "Étude du comportement d'une dalle épaisse sans armature de cisaillement lors des essais de chargement – PO-04662." Rapport SR09-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, 115 p.

Menessa, C., Mabsout, M. Tarhini, K. and Frederick, G. 2007. *Influence of Skew Angle on Reinforced Concrete Slab Bridges*. ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol 12, No. 2, pp. 205-214.

Morrison and Weich 1987. *Free-Edge and Obtuse-Corner Shear in R/C Skew Bridge Decks*. ACI Structural Journal, Vol 84, No. 1, pp. 3-9.

MTO 1992. Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary, 3rd Edition. Ministry of Transportation and Communication, Ontario, Canada.

Nielsen, M.P. *Limit analysis and concrete plasticity*. CRC Press, N.Y. 1999.

Sherwood, E.G., Lubell, A.S., Bentz, E.C. and Collins, M.P. 2006. *One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams*. ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 6, pp. 794-802.

Smith, D.S. 1998. Force effects in slab and voided slab bridges types at ultimate and serviceability limit states and recommendations for live load distribution factors for the Canadian Highway Bridge Design Code. Report to CSA-S6 Subcommittee on Methods of Analysis.

Théoret, P., Massicotte, B. and Conciatori, D. 2010. Analysis and design of straight and skewed solid slab bridges, Paper submitted for possible publication in the ASCE Journal of Bridge Engineering, (April 2010).

Timoshenko and Woinowsky-Krieger, 1959. *Theory of plates and shells*, Second Edition, McGraw-Hill Book Compagny, Inc., New York, Toronto, London, Library Catalog Card Number 58-59675.

Wight, J. K. and MacGregor, J.G. (2009). "Reinforced Concrete: Mechanics and Design". 5th Ed., Prentice Hall, N.J.

Zokaie, T., Imbsen, R.A., and Osterkamp, T.A. 1991. *Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges*. Transportation Research Record 1290, Transportation Research Board, USA.

ANNEXE 1 – POSITIONS DES CHARGES DE CAMION POUR LES ANALYSES DE DALLES BIAISES

Cette annexe présente les positions des charges du camion CL-625 pour les analyses de dalles biaisées.

Tableau A1.1 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – $\psi = 0^\circ$

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)
0°	7	1	-2.57	4.05
		2	1.03	4.05
		3	2.23	4.05
	10	1	-1.49	4.05
		2	2.11	4.05
		3	3.31	4.05
	15	2	5.02	4.05
		3	3.82	4.05
		4	-2.78	4.05

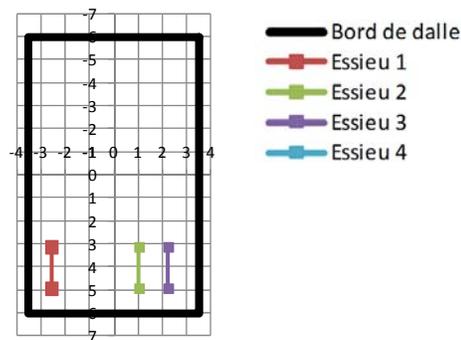
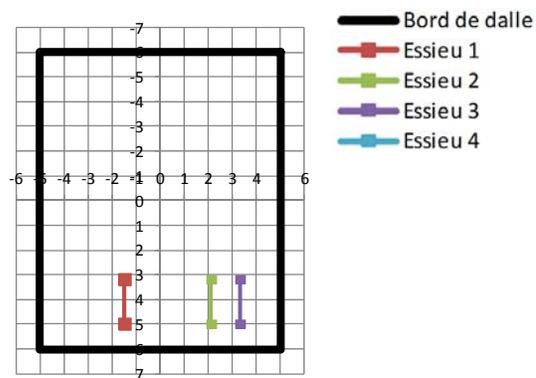
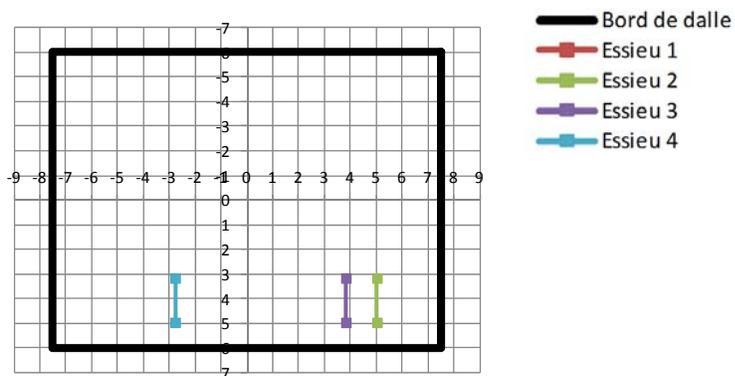
Figure A1.1 : Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 0^\circ$ et $L = 7$ mFigure A1.2 : Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 0^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.3 : Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 0^\circ$ et $L = 15$ m

Tableau A1.2 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – $\psi = 15^\circ$

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)
15°	7	1	-4.176	4.05
		2	-0.563	4.05
		3	0.624	4.05
	10	1	-3.836	4.05
		2	-0.236	4.05
		3	0.964	4.05
	15	2	3.444	4.05
		3	2.244	4.05
		4	-4.356	4.05
		1	2.025	0.35
		2	-1.575	0.35
		3	-2.775	0.35

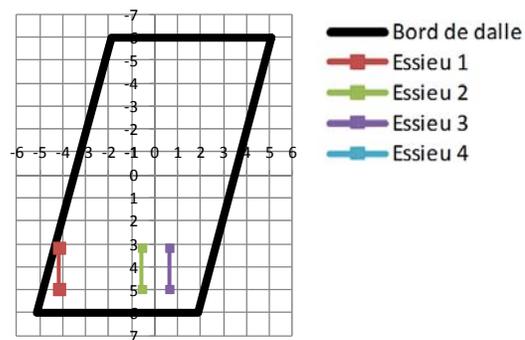
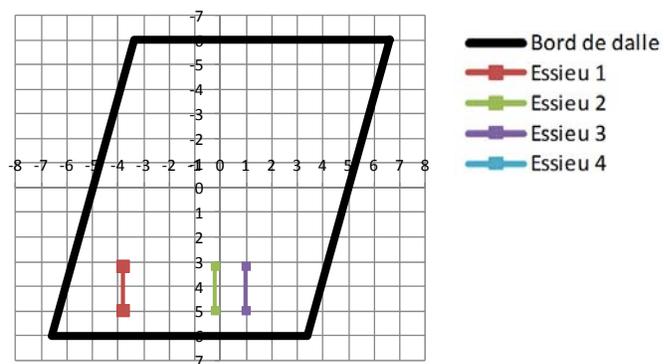
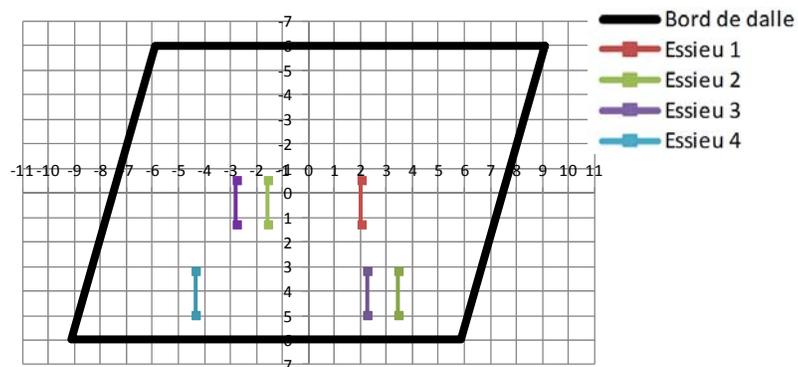
Figure A1.4: Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 15^\circ$ et $L = 7$ mFigure A1.5 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 15^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.6 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 15^\circ$ et $L = 15$ m

Tableau A1.3 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – $\psi = 30^\circ$

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)
30°	7	1	-6.358	4.05
		2	-2.758	4.05
		3	-1.558	4.05
	10	1	-5.718	4.05
		2	-2.118	4.05
		3	-0.918	4.05
		1	1.488	0.35
		2	-2.112	0.35
		3	-3.312	0.35
	15	1	4.972	4.05
		2	1.372	4.05
		3	0.172	4.05
		4	-6.428	4.05
		1	1.328	0.35
		2	-2.272	0.35
		3	-3.472	0.35

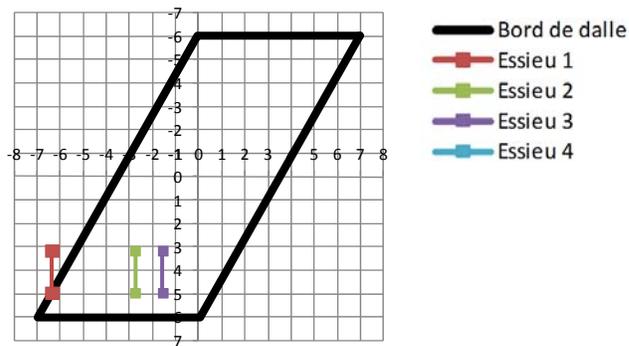
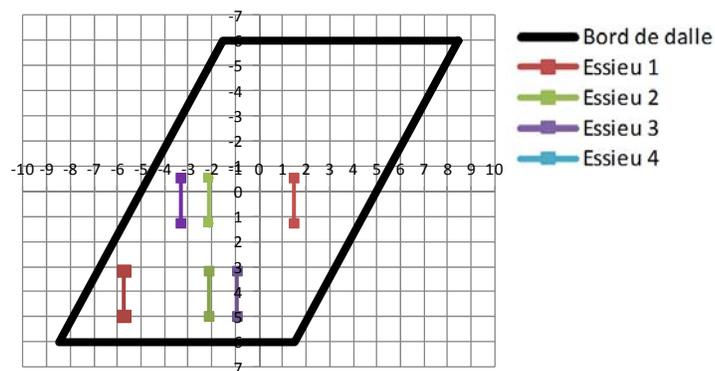
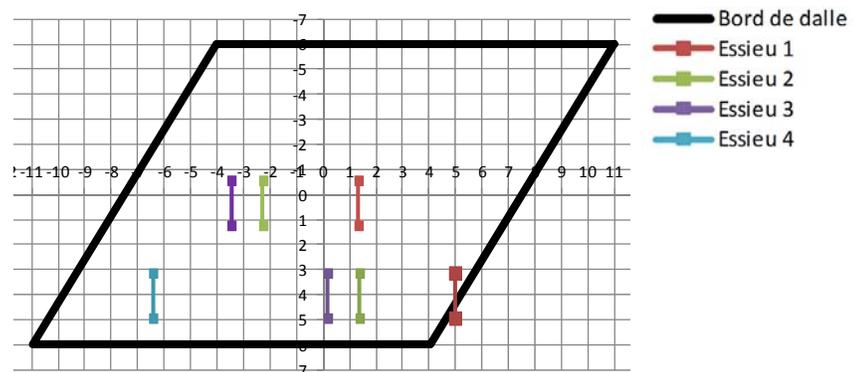
Figure A1.7 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 30^\circ$ et $L = 7$ mFigure A1.8 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 30^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.9 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 30^\circ$ et $L = 15$ m

Tableau A1.4 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – $\psi = 45^\circ$

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)
45°	7	1	-1.45	4.05
		2	-5.05	4.05
		3	-6.25	4.05
	10	1	-8.68	4.05
		2	-5.08	4.05
		3	-3.88	4.05
		1	0.51	0.35
		2	-3.09	0.35
		3	-4.29	0.35
	15	1	2.01	4.05
		2	-1.59	4.05
		3	-2.79	4.05
		4	-9.39	4.05
		1	0.21	0.35
		2	-3.39	0.35
		3	-4.59	0.35

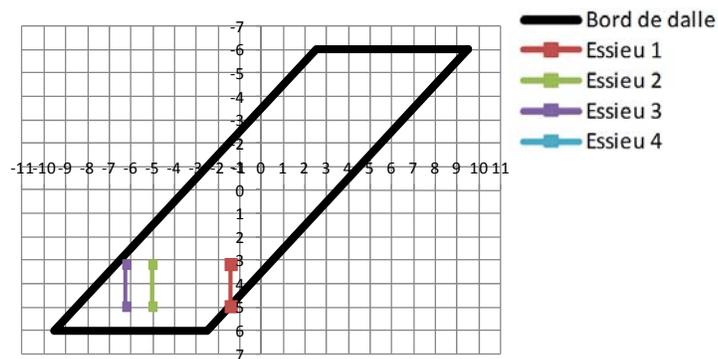
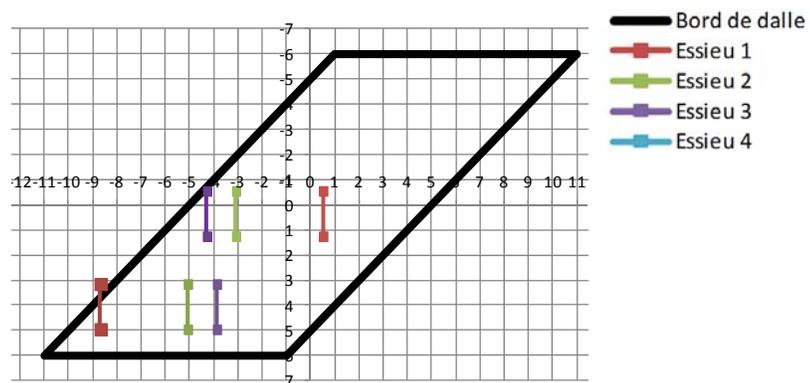
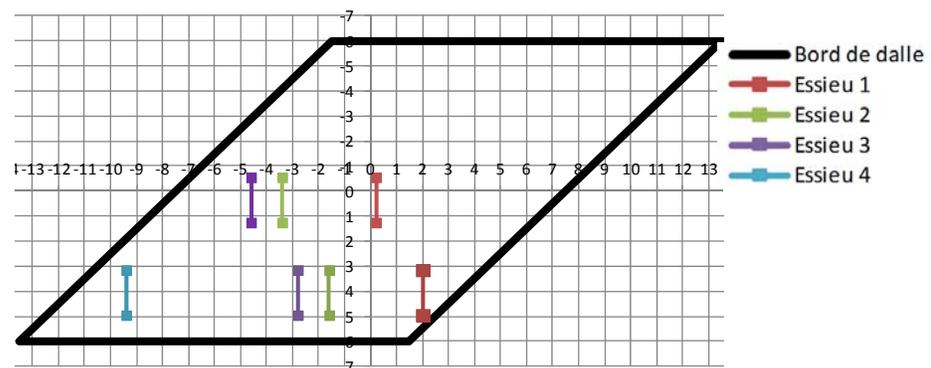
Figure A1.10 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 45^\circ$ et $L = 7$ mFigure A1.11 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 45^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.12 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 45^\circ$ et $L = 15$ m

Tableau A1.5 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – $\psi = 60^\circ$

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)	
60°	7	2	-12.074	4.05	
		3	-10.874	4.05	
		4	-4.274	4.05	
	10	2	-12.014	4.05	
		3	-10.814	4.05	
		4	-4.214	4.05	
	15	15	1	-4.674	4.05
			2	-8.274	4.05
			3	-9.474	4.05
			4	-16.074	4.05
		15	1	-2.075	0.35
			2	-5.675	0.35
			3	-6.875	0.35

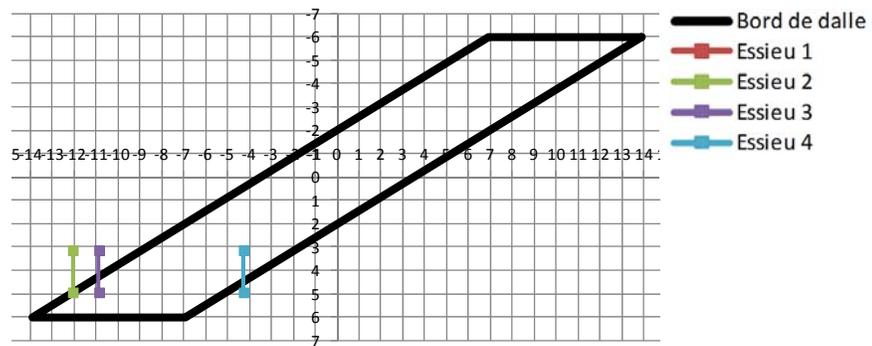
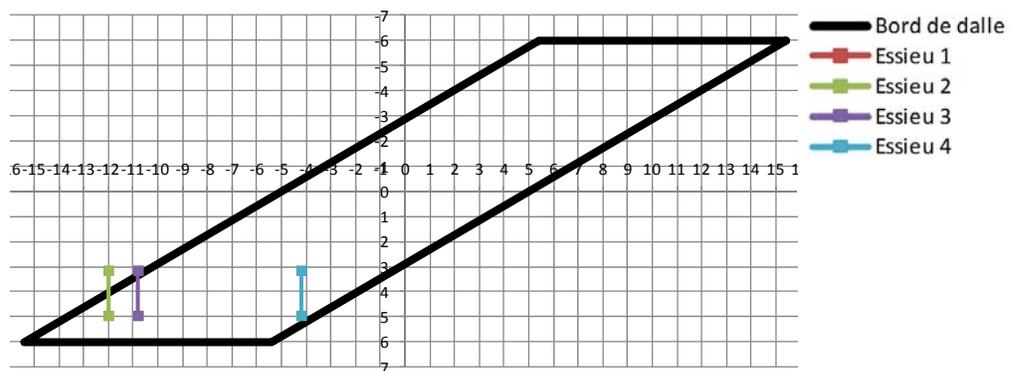
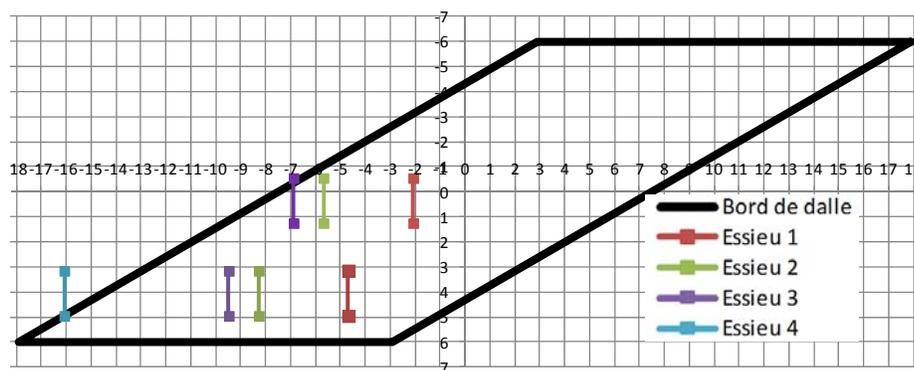
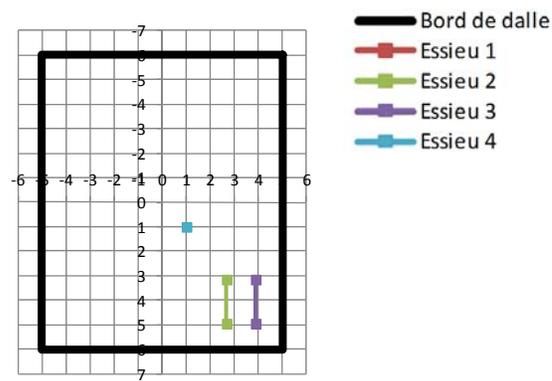
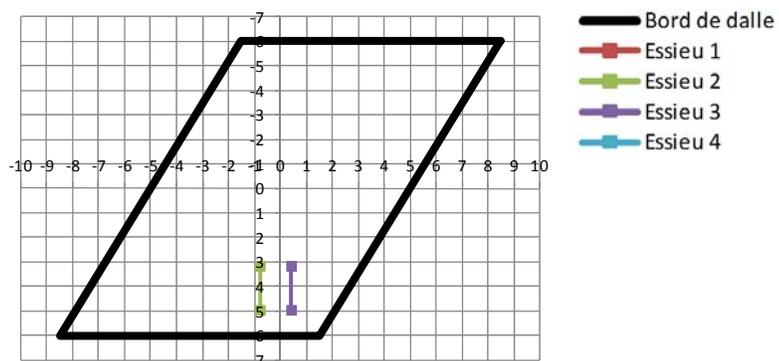
Figure A1.13 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 60^\circ$ et $L = 7$ mFigure A1.14 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 60^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.15 Positions des essieux du chargement CL-625 – $\psi = 60^\circ$ et $L = 15$ m

Tableau A1.6 : Coordonnées de l'axe des essieux du camion CL-625 – Chargements B21b et B22b

ψ	L	Essieu	x (m)	y (m)
	10	2	2.68	4.05
		3	3.88	4.05
30	10	2	-0.79	4.05
		3	0.41	4.05

Figure A1.16 Positions des essieux du chargement CL-625 –B21b – $\psi = 0^\circ$ et $L = 10$ mFigure A1.17 Positions des essieux du chargement CL-625 –B21b – $\psi = 30^\circ$ et $L = 10$ m

ANNEXE 2 – ANALYSES NON-LINÉAIRES PRÉLIMINAIRES DES DALLES BIAISÉS

Cette annexe présente les résultats d'une étude préliminaire réalisée en 2009 et dont les résultats ont été présentés à la direction des Structures du Ministère des Transports. Suite à cette rencontre, les paramètres géométriques choisis par le Ministère ont conduit aux analyses présentées au chapitre 3.

Pour l'étude préliminaire, la géométrie de base a été celle du pont Irlande (Massicotte et al, 2011), soit une portée de 10 m et une largeur de 10 m. Deux biais ont été choisis: 0 et 30 degrés. La figure suivante présente les résultats présentés lors de la rencontre avec la direction des Structures. Ces résultats suivent la même tendance que ceux présentés au chapitre 3.

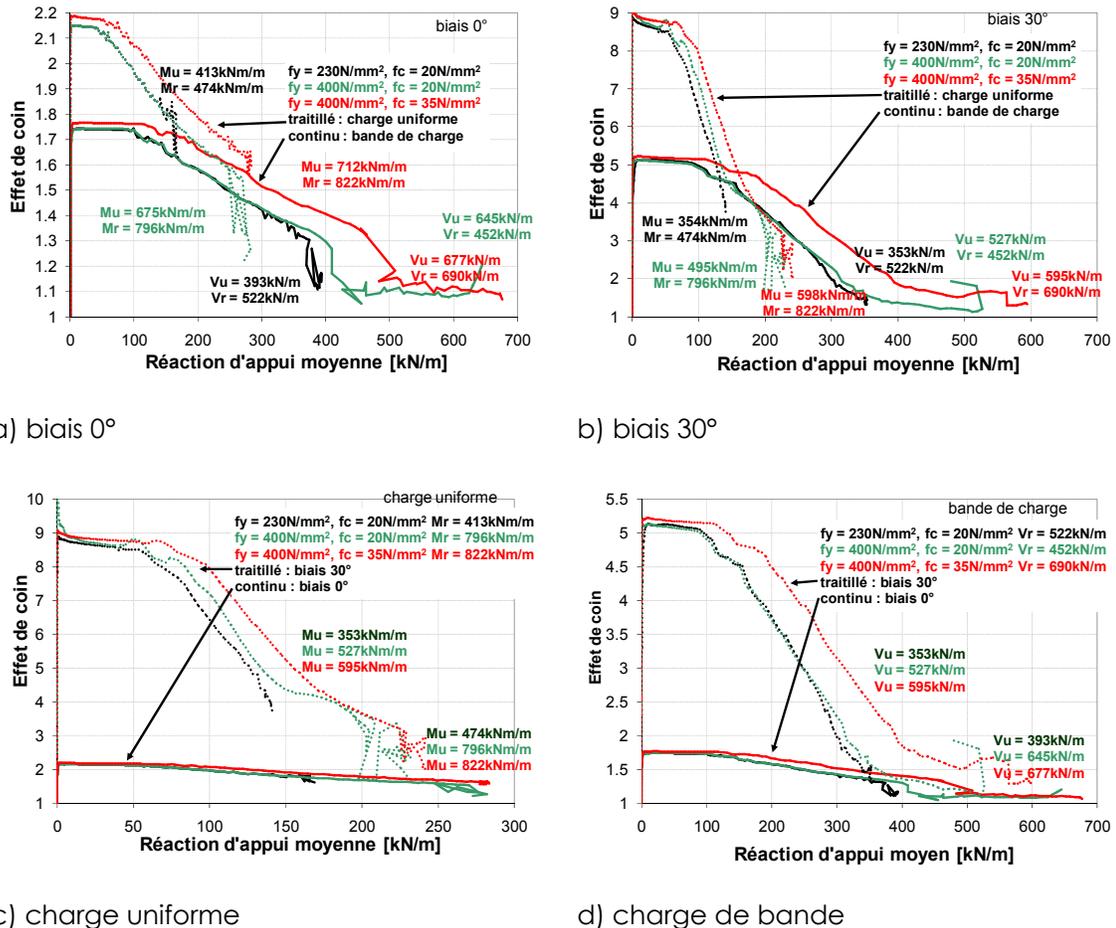


Figure A2.1 : Étude préliminaire, géométrie du pont Irlande

ANNEXE 3 – PROPRIÉTÉS DES PONTS DE LA BASE DE DONNÉES

Bridges Informations				Steel Beams				Concrete Slab				Composite Deck		
Bridge ID	Source	Year	Continuity	N	S	I _{Beam}	J _{Beam}	t _c	W	I _{Slab}	J _{Slab}	L	Dx = EI	Dxy = GJ
				(mm)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(mm)	(mm)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(mm)	(kN*m ² /m)	(kN*m ² /m)	
81-5066	MTL	1958	Simply Supp.	12	1 829	4 988	8.829	241.3	21 336	24 981	49 605	16 086	1 874 692	19 423
81-5068	MTL	1989	Continuous	6	3 600	13 365	8.338	290.0	22 860	46 461	92 179	18 600	2 604 968	33 193
81-5057	MTL	1971	Continuous	11	1 880	2 039	4.103	152.4	18 288	5 394	10 732	14 630	995 326	4 996
81-5074	MTL	1965	Simply Supp.	6	2 775	8 214	12.538	152.4	10 719	3 162	6 267	34 442	2 856 270	5 329
			Continuous	6	2 616	4 832	2.829	177.8	13 767	6 448	12 792	31 638	1 273 835	7 705
			Continuous	6	2 616	5 965	6.241	177.8	13 767	6 448	12 792	42 184	1 759 724	7 819
			Continuous	6	2 629	8 242	12.540	177.8	13 767	6 448	12 792	25 603	2 431 499	8 031
			Continuous	6	2 629	4 480	2.398	177.8	13 767	6 448	12 792	16 459	1 433 978	7 690
81-5087	MTL	1997	Continuous	13	2 220	33 137	4.279	200.0	28 650	19 100	38 032	43 037	9 409 374	11 021
			Continuous	13	2 220	33 137	4.279	200.0	28 650	19 100	38 032	30 633	9 409 374	11 021
81-5112	MTL	1965	Continuous	11	2 746	4 115	2.679	200.0	28 764	19 176	38 184	8 890	935 770	10 951
			Continuous	11	2 746	4 115	2.679	200.0	28 764	19 176	38 184	11 430	935 770	10 951
			Continuous	11	2 746	4 115	2.679	200.0	28 764	19 176	38 184	13 716	935 770	10 951
			Continuous	11	2 746	4 115	2.679	200.0	28 764	19 176	38 184	18 288	935 770	10 951
81-5173	MTL	1967	Simply Supp.	10	1 270	2 018	0.872	254.0	12 040	16 441	32 445	11 963	1 422 594	22 126
81-5488	MTL	1981	Continuous	8	1 422	4 554	5.718	290.0	11 430	23 231	45 718	7 521	2 241 250	33 066
81-5492	MTL	2008	Continuous	7	2 050	14 606	16.667	200.0	14 250	9 500	18 832	20 730	4 294 929	11 454
			Continuous	7	2 050	14 606	16.667	200.0	14 250	9 500	18 832	19 316	4 294 929	11 454
81-5044	MTL	1966	Continuous	14	2 743	5 252	2.965	177.8	36 271	16 989	33 874	16 002	1 712 939	7 737
			Continuous	14	2 743	5 988	8.105	177.8	36 271	16 989	33 874	19 370	2 248 618	7 889
81-3205	MTL	1960	Simply Supp.	8	1 981	974	1.471	190.5	15 850	9 131	18 124	13 100	365 541	9 422
81-3202	MTL	2007	Continuous	4	3 050	16 542	23.963	225.0	12 170	11 552	22 835	17 400	3 344 250	15 973
81-3211	MTL	2006	Continuous	9	2 350	9 899	5.248	200.0	20 795	13 863	27 559	18 600	2 550 988	11 029
81-3228	MTL	1962	Continuous	12	2 235	3 064	3.808	190.5	25 133	14 480	28 821	15 727	953 590	9 531
81-5016	MTL	1966	Simply Supp.	16	2 464	16 294	8.575	200.0	39 200	26 133	52 099	32 063	4 433 071	11 154
81-5017	MTL	1966	Simply Supp.	12	2 319	12 755	15.606	177.8	26 986	12 640	25 175	25 138	3 105 960	8 175
81-5031	MTL	2002	Simply Supp.	7	2 185	25 477	14.982	200.0	15 420	10 280	20 392	42 368	7 542 868	11 354
81-5014	MTL	2000	Continuous	11	1 830	3 991	3.153	200.0	20 100	13 400	26 632	17 200	1 510 864	10 984
81-5021	MTL	2000	Simply Supp.	11	1 829	8 760	5.991	200.0	20 120	13 413	26 659	32 196	3 647 352	11 104
81-5005	MTL	2000	Simply Supp.	13	1 880	8 760	5.991	200.0	24 390	16 260	32 352	32 000	3 566 949	11 109
81-5020	MTL	2000	Simply Supp.	10	1 829	8 760	5.991	200.0	18 290	12 193	24 219	32 000	3 647 511	11 097
81-5012	MTL	2001	Continuous	8	2 175	6 705	6.027	200.0	17 400	11 600	23 032	22 104	2 319 476	11 054
81-5010	MTL	1965	Continuous	5	2 438	8 021	7.999	178.0	10 974	5 158	10 210	11 858	2 491 871	7 900
81-5003	MTL	2000	Simply Supp.	16	1 575	13 089	6.240	200.0	24 390	16 260	32 352	39 200	5 815 523	11 179
81-5008-2	MTL	1966	Continuous	12	2 172	4 693	3.895	178.0	27 286	12 824	25 542	19 751	2 024 597	7 798
P-00010	MTQ	1961	Simply Supp.	3	3 200	31 909	13.955	184.2	9 296	4 838	9 555	33 833	6 764 337	8 764
P-00091	MTQ	1975	Continuous	3	3 200	33 809	24.974	203.2	8 839	6 180	12 181	21 580	5 967 203	11 939
P-00163A	MTQ	1975	Simply Supp.	3	3 200	20 533	2.967	203.2	9 144	6 393	12 608	33 528	4 823 178	11 367
P-14595	MTQ	1975	Continuous	4	3 658	11 223	3.820	191	11 277	6 497	12 855	18 288	3 005 904	9 440
P-13911	MTQ	1971	Simply Supp.	5	2 743	15 784	12.560	191	14 021	8 078	16 017	30 480	4 723 223	9 701
P-10719	MTQ	1999	Simply Supp.	4	2 300	4 971	2.344	200	8 900	5 933	11 699	20 250	1 471 289	13 142
P-16654	MTQ	2008	Continuous	6	3 450	18 079	28.066	200	20 475	13 650	27 132	33 000	4 599 113	13 800
P-15950	MTQ	1987	Simply Supp.	3	3 000	8 609	5.020	240	8 900	10 253	20 157	28 100	3 318 592	22 634
P-15881	MTQ	1985	Continuous	4	3 200	11 315	1.830	220	12 600	11 180	22 115	24 046	2 505 632	17 484
P-16497	MTQ	2006	Continuous	13	1 940	9 850	16.976	200	24 380	16 253	32 339	19 680	3 609 500	13 877

Bridges Informations				Concrete CIP T Beams				Concrete Slab				Composite Deck		
Bridge ID	Source	Year	Continuity	N	S	I _{Beam}	J _{Beam}	t _c	W	I _{Slab}	J _{Slab}	L	Dx = EI	Dxy = GJ
				(mm)	(x10 ⁵ mm ⁴)	(x10 ⁸ mm ⁴)	(mm)	(mm)	(x10 ⁵ mm ⁴)	(x10 ⁸ mm ⁴)	(mm)	(mm)	(kN*m ² /m)	(kN*m ² /m)
81-3314	MTL	1966	Simply Supp.	6	1 676	44 797	90 895	198.7	9 398	6 144	12 124	20 117	1 321 135	594 170
81-5056	MTL	1990	Continuous	7	2 525	56 300	26 171	250.0	18 000	23 438	46 465	10 488	1 817 661	126 127
81-5051	MTL	1924	Continuous	2	4826	271 420	52 122	203.2	5 321	3 721	7 262	10 241	5 747 148	209 226
PO-51-00446	MTQ	1951	Simply Supp.	2	3911.6	91 469	31 123	190.5	6 934	3 995	7 851	21 336	1 636 774	100 591
PO-55-00488	MTQ	1955	Simply Supp.	6	2 438	32 398	18 972	190.5	13 818	7 960	15 783	15 240	891 968	93 275
PO-51-05055	MTQ	1951	Simply Supp.	5	2 515	108 216	33 550	190.5	12 268	7 068	13 997	42 723	2 392 352	147 793
PO-54-06070	MTQ	1953	Simply Supp.	3	3 048	61 245	25 863	203.2	8 712	6 091	12 004	19 812	1 349 742	102 167
PO-54-06730	MTQ	1954	Simply Supp.	3	3 124	39 972	21 008	203.2	8 712	6 091	12 004	15 240	936 917	85 396
81-5033	MTL	1985	Continuous	8	3 000	203 832	145 693	200.0	25 000	16 667	33 165	7 955	3 196 771	480 060
81-5092	MTL	1965	Simply Supp.	5	2 946	35 533	16 739	203.2	12 192	8 524	16 870	16 154	1 132 915	81 744
P-14318	MTQ	1975	Simply Supp.	4	2 997	163 684	42 613	203.2	11 354	7 938	15 698	26 416	3 614 179	163 477
P-00018	MTQ	1961	Simply Supp.	4	2 743	13 653	12 129	190.5	11 074	6 380	12 621	12 192	478 986	54 559
P-00024A	MTQ	1961	Simply Supp.	5	2 077	80 566	44 681	177.8	10 706	5 015	9 924	19 815	2 174 180	217 968
P-00121	MTQ	2002	Continuous	5	2 134	83 081	24 364	191.0	10 044	5 832	11 524	14 630	2 189 364	132 351
P-00319	MTQ	1962	Simply Supp.	4	2 896	14 384	12 470	177.8	11 074	5 187	10 269	10 668	477 024	53 816
P-07602	MTQ	1938	Simply Supp.	3	2 743	15 748	17 359	190.5	8 230	4 741	9 344	12 192	432 353	74 050
P-15382	MTQ	1975	Simply Supp.	7	2 388	46 922	43 914	177.8	16 650	7 799	15 492	15 392	1 255 968	193 878
P-04607	MTQ	1955	Simply Supp.	3	3 124	49 865	23 436	203.2	8 712	6 091	12 004	18 313	1 131 513	93 781
P-04624	MTQ	1945	Simply Supp.	2	3 912	8 338	5 895	190.5	7 010	4 039	7 939	10 058	209 507	27 413
P-04685	MTQ	1948	Simply Supp.	2	3 912	51 656	23 840	190.5	6 934	3 995	7 851	18 339	995 542	79 520
P-05011	MTQ	1937	Simply Supp.	3	2 438	92 861	29 511	203.2	7 010	4 902	9 624	20 726	2 588 906	139 470
P-05101	MTQ	1964	Simply Supp.	4	3 048	38 025	18 766	203.2	7 010	4 902	9 624	18 288	1 514 656	120 192
P-05233	MTQ	1948	Simply Supp.	4	3 200	17 599	13 444	215.9	12 192	10 225	20 221	13 767	468 621	59 683
			Simply Supp.	4	3 200	104 040	32 863	215.9	12 192	10 225	20 221	21 387	2 103 600	123 601
P-05239	MTQ	1961	Simply Supp.	4	2 896	14 384	12 470	177.8	11 151	5 223	10 341	10 668	474 789	53 507
P-00922	MTQ	1947	Simply Supp.	4	2 794	15 566	12 512	190.5	10 744	6 190	12 241	12 192	430 887	57 335
P-00831	MTQ	1951	Simply Supp.	4	3 404	41 521	21 413	190.5	13 030	7 507	14 875	15 240	861 326	76 568
P-00898	MTQ	1965	Simply Supp.	5	2 134	32 082	18 057	200.0	11 125	7 417	14 665	19 837	1 070 072	93 683
P-00794	MTQ	1947	Simply Supp.	3	3 124	35 549	19 795	190.5	8 611	4 961	9 783	18 288	823 244	79 761
P-00830	MTQ	1946	Simply Supp.	2	3 912	25 350	16 558	190.5	6 934	3 995	7 851	13 716	540 879	58 449
P-02687	MTQ	1942	Simply Supp.	2	4 572	35 262	22 574	203.2	8 026	5 612	11 045	21 386	594 718	69 236
P-02659	MTQ	1962	Simply Supp.	4	2 819	61 228	24 740	177.8	11 125	5 211	10 317	19 812	1 530 548	97 866
P-03061	MTQ	1957	Simply Supp.	3	3 124	22 087	15 344	203.2	8 712	6 091	12 004	12 192	568 885	65 829
P-03363	MTQ	1989	Simply Supp.	5	1 448	11 698	8 211	190.0	8 230	4 704	9 271	12 192	610 439	60 529
P-03133	MTQ	1932	Simply Supp.	5	1 600	43 037	24 003	215.9	8 077	6 774	13 320	14 935	1 796 900	164 406
P-04005N	MTQ	2001	Simply Supp.	5	3 048	158 978	83 929	220.0	15 670	13 905	27 563	18 312	3 261 582	285 030
P-04000	MTQ	1951	Simply Supp.	5	3 048	19 110	14 130	190.5	14 503	8 356	16 573	10 668	483 990	59 505
P-04120	MTQ	1961	Simply Supp.	4	2 743	19 110	14 130	190.5	10 541	6 073	12 007	12 192	517 356	64 394
P-04245	MTQ	1935	Simply Supp.	3	2 286	41 329	23 212	240.0	6 960	8 017	15 687	12 192	1 445 116	121 354
P-04371	MTQ	1976	Simply Supp.	6	2 134	89 395	32 913	240.0	14 402	16 591	32 833	18 120	2 644 738	158 777
P-04278	MTQ	1964	Simply Supp.	4	2 743	24 542	15 338	177.8	10 058	4 711	9 318	15 240	781 147	69 811
P-06572	MTQ	1935	Simply Supp.	4	2 286	59 540	18 070	228.6	9 144	9 103	17 919	15 850	1 943 144	97 539
P-06490	MTQ	1956	Simply Supp.	4	2 286	4 162	4 763	177.8	8 712	4 081	8 057	12 243	175 726	30 546
P-07067	MTQ	1963	Simply Supp.	4	2 819	24 542	15 338	177.8	11 125	5 211	10 317	13 716	730 260	63 953
P-07244	MTQ	1958	Simply Supp.	6	2 438	32 786	18 985	190.5	13 894	8 004	15 870	15 240	889 237	92 881
P-07154	MTQ	1966	Simply Supp.	4	3 048	38 025	18 766	190.5	12 040	6 936	13 734	16 764	1 026 182	73 162
P-13560E-1	MTQ	1974	Continuous	14	2 210	57 382	49 645	177.8	29 947	14 027	27 949	19 751	1 606 612	241 521
P-13560E-2	MTQ	1974	Continuous	8	2 210	57 382	49 645	177.8	16 535	7 745	15 385	19 751	1 640 720	249 618
P-07353	MTQ	1940	Simply Supp.	3	2 896	10 616	5 872	190.5	8 077	4 653	9 168	12 801	306 570	32 445
			Simply Supp.	3	2 896	19 348	7 891	190.5	8 077	4 653	9 168	15 545	507 540	39 967
P-07742	MTQ	1935	Simply Supp.	3	2 819	44 405	21 337	241.3	8 179	9 576	18 796	14 020	1 406 301	99 904
P-07610	MTQ	1941	Simply Supp.	5	2 845	81 866	45 126	203.2	13 716	9 590	19 001	19 812	1 777 208	177 922
P-07451	MTQ	2002	Continuous	4	2 896	47 857	56 052	220.0	12 600	11 180	22 115	8 230	1 217 126	194 848
P-07360	MTQ	1937	Simply Supp.	3	2 286	71 288	19 475	228.6	6 960	6 928	13 570	18 288	2 229 929	102 365
P-07850	MTQ	1960	Simply Supp.	4	2 743	32 786	18 985	190.5	10 541	6 073	12 007	15 240	814 763	82 876
P-09738	MTQ	1975	Continuous	7	2 083	19 423	6 819	152.4	15 240	4 495	8 934	17 374	682 481	36 879
P-07954	MTQ	1959	Simply Supp.	5	2 362	26 050	11 837	190.5	11 151	6 424	12 710	15 240	805 045	63 856
P-13998	MTQ	1968	Simply Supp.	4	2 896	41 841	22 292	190.5	10 973	6 321	12 505	16 764	1 170 086	92 130
P-13946	MTQ	1969	Simply Supp.	5	2 946	48 543	22 354	190.5	14 630	8 429	16 719	18 288	1 270 448	87 276

Bridges Information				Concrete PC I Beams				Concrete Slab				Composite Deck		
Bridge ID	Source	Year	Continuity	N	S	I _{Beam}	J _{Beam}	t _c	W	I _{Slab}	J _{Slab}	L	Dx = EI	Dxy = GJ
				(mm)	(mm)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(mm)	(mm)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(x10 ⁶ mm ⁴)	(mm)	(kN*m ² /m)	(kN*m ² /m)
81-5052	MTL	1979	Continuous	12	1 829	52 191	3 323	165.1	20 117	7 544	15 011	10 927	2 003 535	29 329
81-5042	MTL	1966	Simply Supp.	7	1 600	108 549	6 355	152.4	10 770	3 177	6 297	30 133	3 589 741	52 078
81-5227	MTL	1996	Simply Supp.	10	2 600	52 182	3 327	216.0	26 720	22 440	44 651	18 500	1 686 234	29 610
81-1203	MTL	1968	Simply Supp.	12	1 829	108 549	6 355	152.4	21 946	6 473	12 890	30 480	3 204 486	44 700
			Simply Supp.	12	1 829	52 182	3 327	152.4	21 946	6 473	12 890	23 241	1 821 525	26 005
81-3107	MTL	1997	Simply Supp.	10	2 620	108 549	6 355	200.0	26 200	17 467	34 765	28 138	2 872 987	39 735
81-5071B-1	MTL	1966	Simply Supp.	9	1 956	108 549	6 355	152.4	18 288	5 394	10 732	38 100	2 990 909	40 772
81-5071B-2	MTL	1966	Simply Supp.	9	1 956	108 549	6 355	152.4	18 288	5 394	10 732	38 100	2 990 909	40 772
81-3218	MTL	1964	Simply Supp.	13	1 537	108 571	6 354	152.4	19 406	5 724	11 391	25 603	3 662 716	53 522
81-3233	MTL	1965	Simply Supp.	27	1 664	108 549	6 355	200.0	44 674	29 783	59 397	29 870	3 880 608	55 738
81-5026	MTL	1972	Simply Supp.	8	2 642	108 549	6 355	203.2	19 814	13 854	27 528	25 724	3 005 848	41 900
81-5040	MTL	1966	Simply Supp.	10	1 524	108 549	6 355	152.4	15 392	4 540	9 024	37 897	3 588 625	52 070
81-5055	MTL	2002	Continuous	6	3 000	52 187	3 330	220.0	17 520	15 546	30 846	10 424	1 599 459	29 261
81-5077	MTL	1970	Simply Supp.	16	1 829	52 187	3 330	152.4	29 261	8 631	17 205	24 815	1 821 861	26 031
			Simply Supp.	16	1 829	108 549	6 355	152.4	29 261	8 631	17 205	31 394	3 204 486	44 706
81-5198	MTL	1970	Simply Supp.	11	1 372	9 467	1 008	152.4	14 834	4 375	8 694	11 333	581 856	13 893
81-5009	MTL	2000	Simply Supp.	8	1 626	52 187	3 330	200.0	12 720	8 480	16 792	24 741	2 289 935	35 932
81-5015	MTL	2000	Simply Supp.	11	1 829	143 498	8 704	200.0	20 120	13 413	26 659	33 223	4 407 173	66 063
81-5006	MTL	2000	Simply Supp.	11	1 829	52 187	3 330	200.0	20 118	13 412	26 656	25 888	2 091 444	32 888
81-5004	MTL	2000	Simply Supp.	15	1 702	108 549	6 355	200.0	24 384	16 256	32 344	32 683	3 925 092	56 483
81-5007	MTL	2004	Simply Supp.	11	2 745	108 549	6 355	200.0	20 130	13 420	26 672	32 233	3 636 045	51 539
81-5008-1	MTL	1966	Simply Supp.	8	1 626	52 187	3 330	152.4	12 802	3 776	7 495	24 384	1 985 343	28 944
81-5100	MTL	1965	Simply Supp.	7	1 219	9 467	1 008	152.4	8 839	2 607	5 158	16 231	607 111	14 442
81-5105	MTL	1965	Simply Supp.	7	1 219	9 467	1 008	152.4	8 839	2 607	5 158	16 535	607 111	14 442
81-5094	MTL	1965	Simply Supp.	7	1 219	9 467	1 008	152.4	8 839	2 607	5 158	19 126	607 111	14 442
81-5095	MTL	1965	Simply Supp.	7	1 219	9 467	1 008	152.4	8 839	2 607	5 158	16 535	607 111	14 442
81-5103	MTL	1965	Simply Supp.	7	1 219	21 219	1 536	152.4	8 839	2 607	5 158	22 555	1 176 094	19 168
81-5123-1	MTL	1990	Continuous	9	2 647	216 794	7 746	180.0	22 500	10 935	21 760	18 588	4 356 537	43 983
81-5123-2	MTL	1990	Continuous	12	1 787	216 794	7 746	180.0	21 150	10 279	20 448	27 552	5 576 802	58 619
81-5123-3	MTL	1990	Continuous	10	1 787	216 794	7 746	180.0	18 518	9 000	17 889	24 000	5 384 484	56 219
81-5123-4	MTL	1990	Continuous	10	1 787	216 794	7 746	180.0	17 500	8 505	16 900	29 424	5 605 101	58 963
P-13698	MTQ	1961	Simply Supp.	9	1 448	252 500	8 813	177.8	12 802	5 996	11 888	37 135	7 255 208	78 599
P-14601	MTQ	1971	Simply Supp.	5	1 905	216 794	7 746	177.8	10 058	4 711	9 318	36 576	5 054 075	52 096

ANNEXE 3 – CAS DE CHARGEMENT CONSIDÉRÉS

4.2 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	1.2000	3.0000						

4.8 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	1.5000	3.3000						

6.8 m wide 1 Lane Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
1 Lane - 1, 1L	1.0500	2.8500						
1 Lane - 1, 1C	2.5000	4.3000						

6.9 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1R	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.0500	2.8500	4.0500	5.8500				

7.5 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	1.2000	3.0000						
2 Lanes - 1, 1R	1.3500	3.1500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.3500	6.1500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.2000	3.0000	4.5000	6.3000				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.3500	3.1500	4.3500	6.1500				

8.7 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	1.5000	3.3000						
2 Lanes - 1, 1R	1.9500	3.7500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500				
2 Lanes - 2, 1C2C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000				
2 Lanes - 2, 1R2L	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500				

10.9 m wide 2 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	2.0500	3.8500						
2 Lanes - 1, 1R	3.0500	4.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.0500	7.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	8.0500	9.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.0500	3.8500	7.0500	8.8500				
2 Lanes - 2, 1R2L	3.0500	4.8500	6.0500	7.8500				

11 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	2.0750	3.8750						
2 Lanes - 1, 1R	3.1000	4.9000						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	6.1000	7.9000				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	8.1500	9.9500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.0750	3.8750	7.1250	8.9250				
2 Lanes - 2, 1R2L	3.1000	4.9000	6.1000	7.9000				
3 Lanes - 1, 1C	1.2333	3.0333						
3 Lanes - 1, 1R	1.4167	3.2167						
3 Lanes - 1, 2L	4.4167	6.2167						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	4.6000	6.4000				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.2333	3.0333	4.6000	6.4000				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.2333	3.0333	7.9667	9.7667				
3 Lanes - 2, 1R2L	1.4167	3.2167	4.4167	6.2167				
3 Lanes - 2, 1R3L	1.4167	3.2167	7.7833	9.5833				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	4.4167	6.2167	8.1500	9.9500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	4.6000	6.4000	8.1500	9.9500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.2333	3.0333	4.6000	6.4000	7.9667	9.7667		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.2333	3.0333	4.7833	6.5833	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	1.4167	3.2167	4.4167	6.2167	7.7833	9.5833		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	1.4167	3.2167	4.6000	6.4000	7.7833	9.5833		

12.9 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	2.5500	4.3500						
2 Lanes - 1, 1R	4.0500	5.8500						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	7.0500	8.8500				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	10.0500	11.8500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.5500	4.3500	8.5500	10.3500				
2 Lanes - 2, 1R2L	4.0500	5.8500	7.0500	8.8500				
3 Lanes - 1, 1C	1.5500	3.3500						
3 Lanes - 1, 1R	2.0500	3.8500						
3 Lanes - 1, 2L	5.0500	6.8500						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.5500	3.3500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.5500	3.3500	9.5500	11.3500				
3 Lanes - 2, 1R2L	2.0500	3.8500	5.0500	6.8500				
3 Lanes - 2, 1R3L	2.0500	3.8500	9.0500	10.8500				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	5.0500	6.8500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.5500	3.3500	5.5500	7.3500	9.5500	11.3500		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.5500	3.3500	6.0500	7.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	2.0500	3.8500	5.0500	6.8500	9.0500	10.8500		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	2.0500	3.8500	5.5500	7.3500	9.0500	10.8500		

14.4 m wide 3 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
2 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
2 Lanes - 1, 1C	2.9250	4.7250						
2 Lanes - 1, 1R	4.8000	6.6000						
2 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	7.8000	9.6000				
2 Lanes - 2, 1L2R	1.0500	2.8500	11.5500	13.3500				
2 Lanes - 2, 1C2C	2.9250	4.7250	9.6750	11.4750				
2 Lanes - 2, 1R2L	4.8000	6.6000	7.8000	9.6000				
3 Lanes - 1, 1C	1.8000	3.6000						
3 Lanes - 1, 1R	2.5500	4.3500						
3 Lanes - 1, 2L	5.5500	7.3500						
3 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	6.3000	8.1000				
3 Lanes - 2, 1C2C	1.8000	3.6000	6.3000	8.1000				
3 Lanes - 2, 1C3C	1.8000	3.6000	10.8000	12.6000				
3 Lanes - 2, 1R2L	2.5500	4.3500	5.5500	7.3500				
3 Lanes - 2, 1R3L	2.5500	4.3500	10.0500	11.8500				
3 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1L2L3R	1.0500	2.8500	5.5500	7.3500	11.5500	13.3500		
3 Lanes - 3, 1L2C3R	1.0500	2.8500	6.3000	8.1000	11.5500	13.3500		
3 Lanes - 3, 1C2C3C	1.8000	3.6000	6.3000	8.1000	10.8000	12.6000		
3 Lanes - 3, 1C2R3L	1.8000	3.6000	7.0500	8.8500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1R2L3L	2.5500	4.3500	5.5500	7.3500	10.0500	11.8500		
3 Lanes - 3, 1R2C3L	2.5500	4.3500	6.3000	8.1000	10.0500	11.8500		

14.5 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel	Right Wheel						
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
4 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
4 Lanes - 1, 1C	1.2500	3.0500						
4 Lanes - 1, 1R	1.4500	3.2500						
4 Lanes - 1, 2L	4.4500	6.2500						
4 Lanes - 1, 2C	4.6500	6.4500						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.2500	3.0500	8.0500	9.8500				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.2500	3.0500	11.4500	13.2500				
4 Lanes - 2, 1R2L	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500				
4 Lanes - 2, 1R3L	1.4500	3.2500	7.8500	9.6500				
4 Lanes - 2, 1R4L	1.4500	3.2500	11.2500	13.0500				
4 Lanes - 2, 2L3L	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500				
4 Lanes - 2, 2L3R	4.4500	6.2500	8.2500	10.0500				
4 Lanes - 2, 2C3C	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	8.0500	9.8500		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	1.4500	3.2500	4.6500	6.4500	7.8500	9.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	11.4500	13.2500		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	11.4500	13.2500		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	1.4500	3.2500	4.4500	6.2500	11.6500	13.4500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	4.4500	6.2500	8.2500	10.0500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500	11.6500	13.4500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.2500	3.0500	4.4500	6.2500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.2500	3.0500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.4500	13.2500
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	1.4500	3.2500	4.6500	6.4500	8.0500	9.8500	11.2500	13.0500
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	1.4500	3.2500	4.8500	6.6500	7.8500	9.6500	11.2500	13.0500

16.5 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
4 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
4 Lanes - 1, 1C	1.5000	3.3000						
4 Lanes - 1, 1R	1.9500	3.7500						
4 Lanes - 1, 2L	4.9500	6.7500						
4 Lanes - 1, 2C	5.4000	7.2000						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.4000	7.2000				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.5000	3.3000	9.3000	11.1000				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.5000	3.3000	13.2000	15.0000				
4 Lanes - 2, 1R2L	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500				
4 Lanes - 2, 1R3L	1.9500	3.7500	8.8500	10.6500				
4 Lanes - 2, 1R4L	1.9500	3.7500	12.7500	14.5500				
4 Lanes - 2, 2L3L	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500				
4 Lanes - 2, 2L3R	4.9500	6.7500	9.7500	11.5500				
4 Lanes - 2, 2C3C	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	9.3000	11.1000		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	1.9500	3.7500	5.4000	7.2000	8.8500	10.6500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	13.2000	15.0000		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	13.2000	15.0000		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	1.9500	3.7500	4.9500	6.7500	13.6500	15.4500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	4.9500	6.7500	9.7500	11.5500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500	13.6500	15.4500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.5000	3.3000	4.9500	6.7500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.5000	3.3000	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	13.2000	15.0000
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	1.9500	3.7500	5.4000	7.2000	9.3000	11.1000	12.7500	14.5500
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	1.9500	3.7500	5.8500	7.6500	8.8500	10.6500	12.7500	14.5500

17.9 m wide 4 Lanes Bridge decks Load Cases

Load Cases	Truck 1		Truck 2		Truck 3		Truck 4	
	Left Wheel (m)	Right Wheel (m)						
4 Lanes - 1, 1L	1.0500	2.8500						
4 Lanes - 1, 1C	1.6750	3.4750						
4 Lanes - 1, 1R	2.3000	4.1000						
4 Lanes - 1, 2L	5.3000	7.1000						
4 Lanes - 1, 2C	5.9250	7.7250						
4 Lanes - 2, 1L2L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000				
4 Lanes - 2, 1L2C	1.0500	2.8500	5.9250	7.7250				
4 Lanes - 2, 1C2C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250				
4 Lanes - 2, 1C3C	1.6750	3.4750	10.1750	11.9750				
4 Lanes - 2, 1C4C	1.6750	3.4750	14.4250	16.2250				
4 Lanes - 2, 1R2L	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000				
4 Lanes - 2, 1R3L	2.3000	4.1000	9.5500	11.3500				
4 Lanes - 2, 1R4L	2.3000	4.1000	13.8000	15.6000				
4 Lanes - 2, 2L3L	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500				
4 Lanes - 2, 2L3R	5.3000	7.1000	10.8000	12.6000				
4 Lanes - 2, 2C3C	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750				
4 Lanes - 3, 1L2L3L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1L2D3L	1.0500	2.8500	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1C2C3C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750		
4 Lanes - 3, 1R2L3C	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	10.1750	11.9750		
4 Lanes - 3, 1R2C3L	2.3000	4.1000	5.9250	7.7250	9.5500	11.3500		
4 Lanes - 3, 1C2C4C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	14.4250	16.2250		
4 Lanes - 3, 1R2L4C	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	14.4250	16.2250		
4 Lanes - 3, 1R2L4R	2.3000	4.1000	5.3000	7.1000	15.0500	16.8500		
4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	1.0500	2.8500	5.3000	7.1000	10.8000	12.6000	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	1.0500	2.8500	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	1.0500	2.8500	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500	15.0500	16.8500
4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	1.6750	3.4750	5.3000	7.1000	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	1.6750	3.4750	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	14.4250	16.2250
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	2.3000	4.1000	5.9250	7.7250	10.1750	11.9750	13.8000	15.6000
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	2.3000	4.1000	6.5500	8.3500	9.5500	11.3500	13.8000	15.6000

1 Lane Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-A&B	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0
ULS2-FLS	1 Lane - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-C&D	1 Lane - 1, 1L	1.0
	1 Lane - 1, 1C	1.0

2 Lanes Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-A&B	2 Lanes - 1, 1L	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.9
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
ULS2-FLS	2 Lanes - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-C&D	2 Lanes - 1, 1L	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.85
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85

3 Lanes Bridge Decks Load Combinations

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-A&B	2 Lanes - 1, 1L	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.9
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.9
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.9
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.9
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.9
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.8
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.8
3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.8	
3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.8	
ULS2-FLS	1 Lane - 1, 1C *	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1C	1.0

Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-C&D	2 Lanes - 1, 1L	1.0
	2 Lanes - 1, 1C	1.0
	2 Lanes - 1, 1R	1.0
	2 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	2 Lanes - 2, 1L2R	0.85
	2 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	2 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 1, 1C	1.0
	3 Lanes - 1, 1R	1.0
	3 Lanes - 1, 2L	1.0
	3 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1L2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	3 Lanes - 2, 1C3C	0.85
	3 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	3 Lanes - 2, 1R3L	0.85
	3 Lanes - 3, 1L2L3L	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2L3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1L2C3R	0.7
	3 Lanes - 3, 1C2R3L	0.7
3 Lanes - 3, 1R2L3L	0.7	
3 Lanes - 3, 1R2C3L	0.7	

* Load case is a duplicate of 3 Lanes - 1, 2C

4 Lanes Bridge Decks Load Combinations, continued

Load Combination	Included load cases	R_L	Load Combination	Included load cases	R_L
ULS1-SLS CL-A&B	4 Lanes - 1, 1L	1.0	ULS1-SLS CL-C&D	4 Lanes - 1, 1L	1.0
	4 Lanes - 1, 1C	1.0		4 Lanes - 1, 1C	1.0
	4 Lanes - 1, 1R	1.0		4 Lanes - 1, 1R	1.0
	4 Lanes - 1, 2L	1.0		4 Lanes - 1, 2L	1.0
	4 Lanes - 1, 2C	1.0		4 Lanes - 1, 2C	1.0
	4 Lanes - 2, 1L2L	0.9		4 Lanes - 2, 1L2L	0.85
	4 Lanes - 2, 1L2C	0.9		4 Lanes - 2, 1L2C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C2C	0.9		4 Lanes - 2, 1C2C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C3C	0.9		4 Lanes - 2, 1C3C	0.85
	4 Lanes - 2, 1C4C	0.9		4 Lanes - 2, 1C4C	0.85
	4 Lanes - 2, 1R2L	0.9		4 Lanes - 2, 1R2L	0.85
	4 Lanes - 2, 1R3L	0.9		4 Lanes - 2, 1R3L	0.85
	4 Lanes - 2, 1R4L	0.9		4 Lanes - 2, 1R4L	0.85
	4 Lanes - 2, 2L3L	0.9		4 Lanes - 2, 2L3L	0.85
	4 Lanes - 2, 2L3R	0.9		4 Lanes - 2, 2L3R	0.85
	4 Lanes - 2, 2C3C	0.9		4 Lanes - 2, 2C3C	0.85
	4 Lanes - 3, 1L2L3L	0.8		4 Lanes - 3, 1L2L3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1L2D3L	0.8		4 Lanes - 3, 1L2D3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1C2C3C	0.8		4 Lanes - 3, 1C2C3C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L3C	0.8		4 Lanes - 3, 1R2L3C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2C3L	0.8		4 Lanes - 3, 1R2C3L	0.7
	4 Lanes - 3, 1C2C4C	0.8		4 Lanes - 3, 1C2C4C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L4C	0.8		4 Lanes - 3, 1R2L4C	0.7
	4 Lanes - 3, 1R2L4R	0.8		4 Lanes - 3, 1R2L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	0.8		4 Lanes - 4, 1L2L3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	0.8		4 Lanes - 4, 1L2L3L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	0.8		4 Lanes - 4, 1L2L3C4C	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	0.8		4 Lanes - 4, 1L2L3R4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	0.8		4 Lanes - 4, 1L2C3C4C	0.7
	4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	0.8		4 Lanes - 4, 1L2R3L4R	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	0.8		4 Lanes - 4, 1C2L3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	0.8		4 Lanes - 4, 1C2C3L4L	0.7
	4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	0.8		4 Lanes - 4, 1C2C3C4L	0.7
4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	0.8	4 Lanes - 4, 1C2C3C4C	0.7		
4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	0.8	4 Lanes - 4, 1R2C3C4L	0.7		
4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	0.8	4 Lanes - 4, 1R2R3L4L	0.7		
ULS2-FLS	4 Lanes - 1, 1C	1.0			
	4 Lanes - 1, 2C	1.0			