

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

**Établissement d'une méthode d'évaluation
des ponts utilisant les analyses non linéaires**

Application à des ouvrages existants

par :

Bruno Massicotte, Mahdi Ben Ftima, David Conciatori

Soumis à :

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

N/R : SR14-03

Mars 2015

Rapport final – Révisé

Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts utilisant les analyses non linéaires

Application à des ouvrages existants

RAPPORT DE RECHERCHE



Mars 2015
Rapport final – Révisé
N/R: SR14-03 / P4121
V/R: R626.2

Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts utilisant les analyses non linéaires

Application à des ouvrages existants

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
- **Mahdi Ben Ftima, ing., Ph.D.**
Professeur adjoint
- **David Conciatori, ing., Ph.D.**
Professeur adjoint, Université Laval

Soumis à

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

Mars 2015
Rapport final – Révisé
N/R: SR14-03 / P4121
V/R: R626.2

SOMMAIRE

Le ministère des Transports du Québec s'est doté d'un plan d'action qui contient plusieurs mesures visant à prévenir les risques de ruptures fragiles sur les structures dont il a la responsabilité. Les conclusions d'études récentes, comportant des analyses non linéaires et des essais in situ à l'ultime de ponts de type dalle épaisse sans armature de cisaillement, indiquent que les approches de calcul traditionnelles peuvent s'avérer pénalisantes alors que les analyses non linéaires permettent de considérer avec plus de justesse le comportement réel des ouvrages. L'utilisation des analyses non linéaires doit toutefois se faire dans un cadre rigoureux. Malgré que la redistribution des efforts soit généralement favorable aux ouvrages, il importe que les analyses permettent de mettre en évidence tous les modes de rupture, ductiles et fragiles.

Le projet de recherche vise à établir la méthodologie requise pour utiliser les analyses non linéaires pour l'évaluation d'ouvrages complexes dans lesquels cohabitent des modes de rupture ductiles et fragiles. La méthode proposée consiste à déterminer le niveau de fiabilité d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage en prenant en considération la variabilité des propriétés des matériaux, la présence de défauts de l'ouvrage et des conditions d'appuis réelles dans le contexte du calcul aux états limites.

Ce rapport final présente l'application de la méthodologie déjà établie à des ouvrages types identifiés par le Ministère. Une méthodologie utilisant une nouvelle approche probabiliste est également présentée. L'approche est inspirée de la méthode des charges moyennes du code CSA-S6. Les avantages de cette dernière approche sont démontrés à travers un exemple d'un pont à trois poutres principales.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE.....	I
TABLE DES MATIÈRES.....	II
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs du projet de recherche	2
1.3 Portée du présent document.....	3
1.4 Limitations du rapport	3
1.5 Organisation du rapport.....	3
2 PRÉSENTATION DE LA MÉTHODOLOGIE GLOBALE D'ÉVALUATION	4
2.1 contexte global de l'évaluation	4
2.2 Évaluation utilisant l'approche conventionnelle.....	4
2.3 Évaluation utilisant l'approche non linéaire avancée	9
2.4 Ponts sélectionnés pour le rapport préliminaire final.....	13
2.5 Propriétés des matériaux.....	14
3 PONT P-03831	17
3.1 Introduction	17
3.2 Géométrie	17
3.3 Auscultation.....	19
3.4 Évaluation de la capacité – Calcul manuel.....	21
3.5 Évaluation de la capacité – Modèles raffinés	23
3.6 Évaluation de la capacité – Approche conventionnelle raffinée	26
3.7 Évaluation de la capacité – Approche avancée non linéaire 3D	38
3.8 Conclusion	44
4 PONT P-13773N.....	46
4.1 Introduction	46
4.2 Évaluation de la capacité	48
4.3 Résistance à l'effort tranchant	60
5 ANALYSES NON LINÉAIRES ADDITIONNELLES.....	62
5.1 Contexte	62
5.2 Pont P-13474	62
5.3 Pont P-09714	68
6 DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE APPROCHE PROBABILISTE	74
6.1 Introduction	74
6.2 Problème de fiabilité « décalé »	75
6.3 Méthode de la charge moyenne	76
6.4 Méthodologie d'évaluation	76
6.5 Évaluation de l'indice de fiabilité - chemin de chargement.....	78
6.6 Exemple d'application	79

7	SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	87
	REMERCIEMENTS	89
	RÉFÉRENCES	90
	ANNEXE 1 – ARTICLES BEN FTIMA ET MASSICOTTE	92
	ANNEXE 2 – OUTIL DE CALCUL DÉVELOPPÉ SOUS MATHCAD	114
	ANNEXE 3 – CALCULS COMPLÉMENTAIRES POUR LA NOUVELLE APPROCHE PROBABILISTE.....	131

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

L'évaluation des ponts existants constitue un défi de taille pour les propriétaires d'ouvrages tel que le ministère des Transports du Québec (MTQ). Compte tenu de la dégradation continue des matériaux, du changement des normes et des charges de conception, l'évaluation devrait se faire à intervalle régulier, par des ingénieurs expérimentés. L'impact économique de la décision de cette évaluation est tellement important que le code CSA-S6 [1] y consacre tout un chapitre avec une philosophie différente de celle de la conception : choix entre plusieurs indices de fiabilités au lieu d'un seul indice utilisé en conception, utilisation conséquente de coefficients de pondération différents pour les charges, coefficients d'ajustement de la résistance, etc. L'article 14.16 du chapitre 14 permet même à l'évaluateur de réaliser un essai de chargement s'il juge que l'évaluation analytique traditionnelle ne fournit pas une idée précise du comportement réel du pont.

L'analyse par éléments finis non linéaires (AEFNL) peut alors être introduite comme une alternative aux essais de chargement et une méthode avancée par rapport aux approches analytiques traditionnelles qui supposent un comportement linéaire élastique des matériaux. De telles analyses avancées permettent une représentation plus réaliste du comportement structural des ponts en béton et peuvent s'avérer avantageuses par rapport aux approches traditionnelles généralement pénalisantes [2]. Les méthodes d'AEFNL, quoique bénéfiques, requièrent toutefois une expertise pointue quant à leur utilisation qui n'est par ailleurs pas, pour l'instant, balisée dans un code de calcul.

Une approche rigoureuse est alors nécessaire afin d'introduire ce genre d'analyses dans le domaine pratique de l'évaluation. Deux aspects nécessitent une attention particulière et constituent la motivation pour ce projet de recherche : la précision du schéma de calcul et le cadre probabiliste. Le schéma de calcul comprend principalement le modèle éléments finis, le logiciel de calcul et le modèle de béton. Bien que plusieurs modèles de béton existent sur le marché, il est reconnu qu'aucun de ces modèles n'est capable de modéliser parfaitement le matériau pour toutes les conditions de sollicitations et tous les champs d'application [3 et 4]. Le domaine de vérification et validation (V&V) bien développé dans d'autres industries n'est malheureusement pas très reconnu dans le domaine du génie civil dont celui des structures conventionnelles en béton armé. Ainsi, il est supposé dans la plupart des travaux impliquant des modèles de béton que les résultats du modèle numérique constituent "la réalité" et l'alternative aux résultats d'essais de chargement réels. Dans le cas des ponts en béton armé, la plupart des travaux impliquant des analyses non linéaires utilisent des modèles éléments finis 2D (plaques) qui supposent que les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli). Ainsi, la propagation d'une fissure de cisaillement, très probable dans le cas d'une dalle épaisse sans étrier, ne serait même pas directement modélisable avec ce genre de modèles. Le deuxième point qui doit être considéré est l'aspect probabiliste et réglementaire qui est derrière la méthode d'évaluation décrite par le code CSA-S6. Il est important que l'approche utilisée tienne compte de la variabilité des matériaux composant la structure, des charges et des imprécisions lors de la construction de l'ouvrage. Cette variabilité est implicitement présente dans le code à travers les coefficients de pondération des charges et les coefficients de tenue des matériaux. Il est aussi important de respecter le même seuil de fiabilité minimal requis par le code et qui est établi en fonction de la probabilité de rupture maximale acceptable du point de vue de la société. Ce seuil minimum est représenté dans le code par l'indice de fiabilité

cible β . La *consistance* entre l'approche développée dans ce projet et la norme existante est fondamentale vu l'aspect réglementaire de celle-ci.

1.2 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Ce projet fait suite au projet R626.1 et a comme objectif principal d'étendre le champ d'application de l'analyse par éléments finis non linéaires (AEFNL) à l'évaluation des ponts existants. Le projet de recherche vise à :

- développer une méthodologie pour l'évaluation des ouvrages permettant de déterminer la fiabilité d'un ouvrage en considérant l'effet sur la capacité de l'ouvrage de la variabilité des propriétés des matériaux, de la présence de défauts et des conditions d'appui réelles;
- appliquer la méthodologie proposée à l'évaluation d'éléments ou d'ouvrages en béton armé.

Le projet comporte deux volets : le développement de la méthodologie et sa mise en application.

Le volet 1 porte sur le développement d'une méthodologie pour l'évaluation des ouvrages à partir d'analyses non linéaires. Cette partie du projet vise à établir les bases de l'utilisation des analyses non linéaires pour l'évaluation des ponts et s'inspire des approches semblables développées en Europe [5, 6 et 7]. Les trois rapports d'étapes précédant ce rapport final sont associés à ce volet.

1. Le premier rapport [8] a consisté en une étude d'avant-projet qui a permis d'établir les bases théoriques pour le calcul des structures en béton avec l'utilisation des éléments finis non linéaires.
2. Le second rapport [9] a présenté le plan de travail qui a été établi avec la direction des Structures du ministère des Transports. Il a consisté essentiellement à identifier les structures sélectionnées par le Ministère et à établir les étapes de réalisation du projet.
3. Le troisième rapport [10] a présenté l'approche probabiliste retenue pour l'évaluation des ponts et a illustré son application au calcul de la résistance à l'effort tranchant de poutres profondes sans armature transversale.

Le présent rapport fait partie du volet 2 et constitue le rapport final du projet. La méthodologie choisie au volet 1 est appliquée à l'évaluation de la capacité portante d'ouvrages en béton identifiés par le Ministère. Une nouvelle méthodologie y est également introduite compte tenu des limitations décelées dans la méthodologie initialement retenue. L'application de cette nouvelle méthodologie est illustrée pour un ouvrage simple consistant en un pont à trois poutres.

1.3 PORTEE DU PRESENT DOCUMENT

Ce rapport final présente :

- la méthodologie d'évaluation globale des ponts utilisant l'approche probabiliste retenue lors du troisième rapport d'étape, incluant la présentation des outils qui ont été développés dans le cadre de cette méthodologie;
- l'application de cette méthodologie sur deux des cinq ponts sélectionnés par le Ministère;
- l'analyse par éléments finis non linéaires des deux autres ponts;
- le développement d'une nouvelle approche probabiliste plus appropriée pour le contexte d'évaluation de structures existantes;
- l'application de cette nouvelle approche pour un pont à trois poutres;
- les conclusions et discussions sur l'étape finale à venir.

1.4 LIMITATIONS DU RAPPORT

La nouvelle approche proposée permet, entre autres, de faire l'évaluation de la capacité portante d'ouvrages hors norme en suivant la même philosophie que celle du code CSA-S6 tout en utilisant les outils d'analyse non linéaires. Ce projet se situe à la fine pointe du calcul avancé des ouvrages d'art et le Ministère aura en sa possession une méthodologie de très grande valeur.

Le projet implique l'évaluation structurale de cinq ouvrages existants. La portée du mandat étant la présentation d'une méthodologie avancée et innovatrice, et non l'évaluation formelle de ces ouvrages avec la responsabilité professionnelle associée, toutes les conditions critiques n'auront pas nécessairement été considérées. Des conditions idéalisées ont été adoptées. Le Ministère ayant une connaissance de ces ouvrages meilleure que la nôtre, nous considérons qu'il sera en mesure d'identifier pour ses besoins si d'autres conditions plus critiques que celles considérées lors de la réalisation de ce projet de recherche devraient être prises en considération.

1.5 ORGANISATION DU RAPPORT

L'approche probabiliste à la base de ce projet de recherche destiné l'évaluation des ponts existants en utilisant les analyses non linéaires est présentée au chapitre 2 alors que les deux articles scientifiques s'y rattachant sont présentés à l'annexe 1. Les chapitres 3 et 4 illustrent l'application de la méthode proposée pour deux ouvrages et comparent l'approche proposée aux méthodes plus conventionnelles. Le chapitre 5 applique l'analyse par éléments finis non linéaires à l'évaluation de la capacité portante de deux ouvrages présentant des caractéristiques non courantes. Une nouvelle approche probabiliste, mieux adaptée à l'évaluation des ponts mais encore au stade de développement est présentée au chapitre 6 pour le cinquième pont. Les conclusions complètent ce rapport au chapitre 7. L'annexe 2 présente un exemple de programmation *Mathcad* pour l'évaluation des ponts adapté à l'utilisation d'analyses linéaires pour les ponts de type dalle épaisse. Enfin le calcul de certains paramètres propres à la nouvelle méthode d'évaluation proposée est donné à l'annexe 3.

2 PRÉSENTATION DE LA MÉTHODOLOGIE GLOBALE D'ÉVALUATION

2.1 CONTEXTE GLOBAL DE L'ÉVALUATION

Comme pour le cas de conception, l'évaluation devrait idéalement suivre une approche progressive afin de pouvoir statuer sur la sécurité de l'ouvrage, l'objectif étant de minimiser le degré d'incertitude de l'évaluateur ainsi que les risques d'erreur. La Figure 2.1 présente la méthodologie globale d'évaluation suggérée dans le cadre de ce travail. On y distingue trois étapes :

- une première étape d'identification de sections critiques et de positions critiques de la charge mobile dans laquelle le couple (section critique, position critique) définit une combinaison critique à laquelle il faut associer un indice de fiabilité cible et des coefficients de pondération conséquents tel que définis dans la norme CSA-S6;
- une deuxième étape d'analyse conventionnelle linéaire élastique ;
- une dernière étape d'analyse avancée utilisant un calcul non linéaire.

Chacune de ses étapes sera détaillée dans les sections suivantes. Les outils numériques utilisés pour chacune des étapes sont représentés entre parenthèses.

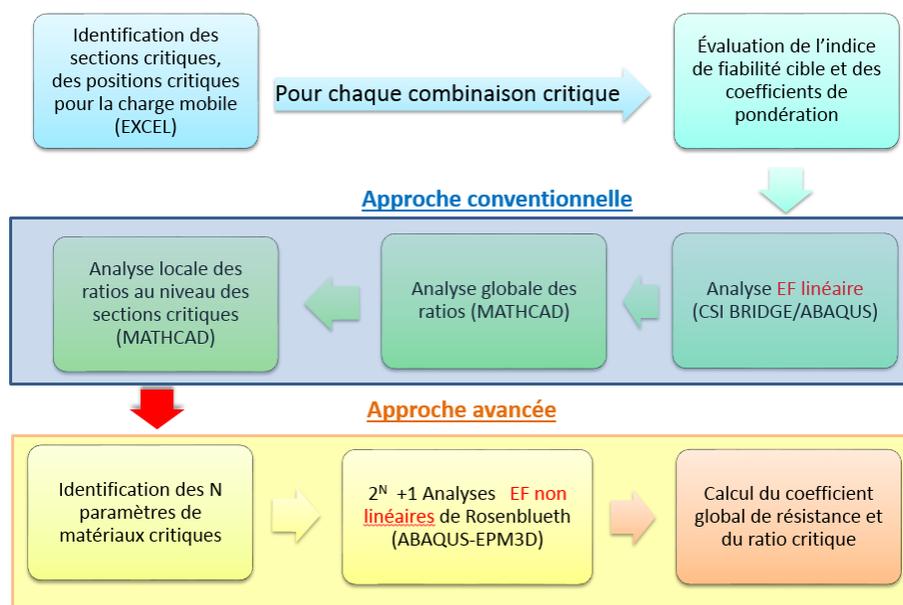


Figure 2.1 – Méthodologie globale d'évaluation

2.2 ÉVALUATION UTILISANT L'APPROCHE CONVENTIONNELLE

L'approche conventionnelle utilisant des modèles linéaires élastiques (1D, 2D ou 3D) est l'approche par défaut, couverte par le chapitre 14 de la norme CSA-S6. Deux méthodes sont suggérées dans ce même chapitre.

- La méthode de calcul à l'état limite ultime (14.15.2.1 et 14.15.2.2) utilisant des coefficients de pondération de charge et de tenue des matériaux (14.13 et 14.14). Il s'agit de la méthode la plus utilisée par les ingénieurs.
- La méthode de la charge moyenne (14.15.2.3) plus générale mais rarement utilisée. Elle est recommandée principalement dans le cas où les incertitudes sur les charges, les méthodes d'analyse et la résistance du pont, diffèrent considérablement de celles implicitement supposées dans les calculs des coefficients de charges et de matériaux de la première méthode (données dans les tableaux C14.1 à C14.6 du commentaire de la norme).

Pour la première méthode, l'indice de fiabilité cible β issu de l'article 14.12 est un paramètre d'entrée. Il dépend du système global considéré, de l'élément considéré et du niveau d'inspection. Pour la deuxième méthode, l'indice de fiabilité peut être considéré soit comme un paramètre d'entrée ou de sortie, dépendamment de ce que veut faire l'évaluateur. Si l'objectif est de calculer le facteur de capacité de surcharge F , il s'agit d'une entrée alors que si c'est de quantifier le risque de ruine associé à une configuration (charge, résistance) donnée, il devient une sortie.

2.2.1 RATIOS D'ÉVALUATION

Le résultat d'une évaluation est un ratio qui représente le surplus ou le manque de résistance pour un chargement donné. Dans le cas du code des ponts, c'est le facteur de capacité de surcharge qui a été choisi, aussi connu sous le nom de facteur nominal de surcharge « FNS ». Il peut être défini comme la fraction acceptable d'une surcharge nominale pouvant circuler en toute sécurité sur le pont sans que ce dernier ne subisse des pertes de fonctionnalité. En utilisant les notations de la norme :

$$F = \frac{UR_r - \sum \alpha_D D}{\alpha_L (1 + FAD)L} \quad (2.1)$$

L'avantage de ce facteur est qu'il donne directement accès à la valeur de l'affichage du pont considéré dans le cas de l'incapacité de ce dernier ($F < 1.0$). L'inconvénient est qu'il est difficile avec ce facteur d'évaluer la réserve ou le manque réel de résistance à cause des différents ratios possibles de charge morte sur charge vive. La réserve réelle de résistance est exprimée en divisant la capacité (résistance) sur la demande totale. On définit ainsi le ratio de réserve réelle comme suit :

$$F_r = \frac{UR_r}{\sum \alpha_D D + \alpha_L (1 + FAD)L} \quad (2.2)$$

Il est possible d'établir la relation suivante entre les deux ratios d'évaluation :

$$(F - 1) = (F_r - 1)(1 + \delta) \quad (2.3)$$

$$\text{avec : } \delta = \frac{\sum \alpha_D D}{\alpha_L (1 + FAD)L} \quad (2.4)$$

qui représente le ratio charge morte sur charge vive. On peut également représenter l'inverse de F_r qui fait plus de sens lorsque les efforts sont très petits. Ainsi on introduit la notion du rapport demande sur capacité, exprimé par la relation suivante :

$$R_{DC} = \frac{1}{F_r} = \frac{\sum \alpha_D D + \alpha_L (1 + FAD)L}{UR_r} \quad (2.5)$$

À noter que chacun des ratios précédents dépend du type de sollicitation considérée (moment fléchissant, effort tranchant, etc.) et pour une sollicitation donnée, il dépend de la section critique considérée. Dans ce rapport, on considérera selon l'utilité F , F_r ou R_{DC} .

2.2.2 PRÉSENTATION DES OUTILS DÉVELOPPÉS POUR L'APPROCHE LINÉAIRE ÉLASTIQUE

La Figure 2.1 présente entre parenthèses les outils numériques qui ont été utilisés dans le cadre de ce travail. Pour les logiciels tel que Mathcad et EXCEL, des feuilles de calcul ont été spécifiquement développées afin d'automatiser le processus d'évaluation. Ces outils développés dans le cadre de ce projet ont été conçus pour pouvoir être utilisés ailleurs pour d'autres projets et dans d'autres configurations de ponts.

En phase de post-traitement des résultats d'analyses des éléments finis (CSI BRIDGE ou ABAQUS), une feuille de calcul Mathcad de la résistance pour dalles bidirectionnelles en béton armé a été développée (voir Annexe 1). La méthode de calcul est issue du rapport FIB 2008 [11] qui utilise le modèle « en sandwich » de Marti (1990) [12] présenté en Figure 2.2. Les huit forces de section dans la Figure 2.2a sont reprises par le modèle : noyau central + 2 couches extérieures. Les moments de flexion et de torsion (m_x , m_y et m_{xy}) ainsi que les forces de membranes (n_x , n_y et n_{xy}) sont reprises par les couches externes alors que le noyau reprend les forces de cisaillement (v_x et v_y). Il s'agit en fait d'un modèle de borne inférieure de la théorie de plasticité (équilibre + résistance). Tel que montré à la Figure 2.2c, le noyau peut être fissuré ou non fissuré selon que la contrainte de cisaillement principal v_0 / d_v est supérieure ou non à la contrainte de fissuration. Dans le cadre de ce projet, cette dernière contrainte est prise égale à la contrainte $\phi_c \beta \sqrt{f'_c}$ issue de la méthode simplifiée de la norme canadienne A23.3 2004 [13] (article 11.3.6.3).

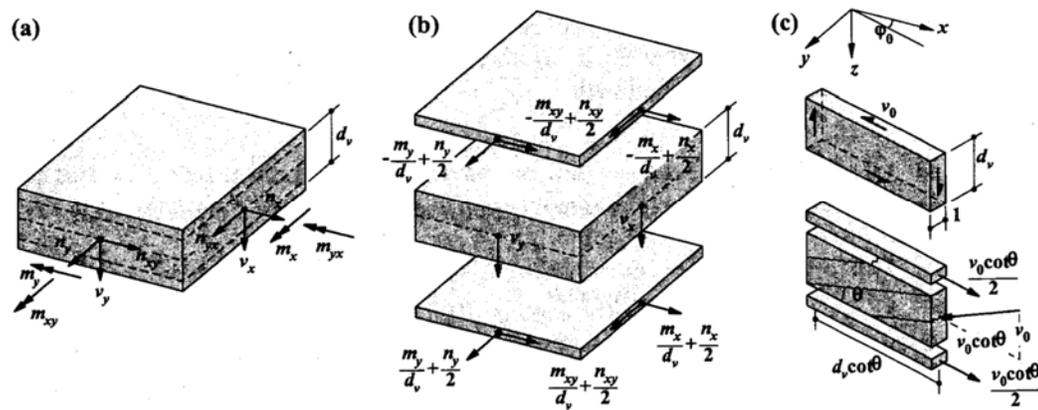


Figure 2.2 – Modèle sandwich de Marti (1990) [12] : (a) élément de dalle; (b) forces dans les différentes couches ; (c) transfert du cisailement pour cas cœur fissuré et non fissuré

Ce calcul est effectué à chaque nœud du maillage du modèle éléments finis. Il est donc possible de visualiser un nuage de points (X, Y, Z) avec X et Y les coordonnées en plan du nœud, Z est la quantité d'intérêt qui peut être choisie parmi les cinq variables suivantes :

- demande en armature de flexion longitudinale face supérieure;
- demande en armature de flexion longitudinale face inférieure;
- demande en armature de flexion transversale face supérieure;
- demande en armature de flexion transversale face inférieure;
- demande en armature de cisaillement;

Connaissant les quantités d'armature en place, il est aussi possible de calculer et visualiser les ratios F ou F_r pour chaque nœud du maillage. Cette étape est montrée dans la Figure 2.1 et définie comme l'étape d'analyse globale des ratios. Il s'ensuit ensuite l'étape d'intégration des ratios au niveau des sections critiques prédéfinies par l'utilisateur (ex : section à une distance d_v d'un appui pour le ratio d'évaluation en demande d'armature de cisaillement). Des exemples de résultats générés seront montrés ultérieurement pour les ponts sélectionnés.

2.2.3 STRATÉGIE RETENUE POUR LE CAS DES CHARGES MOBILES, COMBINAISONS CRITIQUES

Afin de pouvoir calculer les demandes en armature (section précédente), il est nécessaire que les huit forces de section données à chaque nœud soient concomitantes. Ce n'est malheureusement pas le type de sortie standard pour les analyses avec charge mobile. Le problème de charge mobile se pose aussi pour les analyses non linéaires (approche avancée) pour lesquelles le principe de superposition n'est plus valide. Ainsi, il est nécessaire pour les deux cas (analyses conventionnelle et avancée) d'avoir un système de charges mortes et vives fixes, et donc d'identifier un certain nombre de combinaisons critiques avec des positions critiques fixes de la charge mobile (Figure 2.1).

La stratégie qui a été retenue comprend les étapes suivantes.

1. Identification des q sections critiques. Par exemple, pour une dalle de béton sans poutres principales, les sections critiques seraient : le milieu de chaque travée, la section vis-à-vis des appuis en moment négatif s'il y a lieu, à d_v de la face d'un appui continu, à $d/2$ du contour d'un appui ponctuel, ainsi que les endroits de changement de section et de changement de pattern des barres d'armature.
2. Pour chaque section critique, identification de la position critique p de la charge mobile qui maximise l'effet critique associé à la section q . Pour l'exemple de la section en milieu de travée d'une dalle simplement appuyée, la position longitudinale critique qui maximiserait le moment fléchissant serait lorsque la charge mobile est centrée au niveau de cette section.

Chaque position critique (p) de la charge mobile nécessite une analyse à part et constitue en fait une combinaison critique (p). L'association (section critique q , position critique p) constitue une matrice de vérifications (évaluations) à faire par l'évaluateur dans le cadre de l'approche conventionnelle. Pour chaque élément de cette matrice, l'évaluateur doit calculer un ratio d'évaluation (F_{pq} ou $F_{r,pq}$). Le ratio d'évaluation critique qui est l'objectif de toute cette démarche serait le plus petit élément de cette matrice. Bien évidemment, l'expérience de l'évaluateur est requise ici afin de minimiser le nombre d'analyses (égal au nombre de positions critiques) et aussi le nombre de vérifications (égal au nombre de positions critiques multiplié par le nombre de sections critiques). Ceci est d'autant plus vrai pour le cas de l'approche avancée utilisant des analyses non linéaires. La différence est que pour ce cas, aucune vérification manuelle n'est requise, un seul ratio d'évaluation est calculé et correspond forcément au ratio d'évaluation critique qui est lié à la rupture locale ou globale (selon le jugement de l'évaluateur) à une section donnée pour une analyse donnée.

Afin de trouver la position critique des essieux, un outil a été développé sous EXCEL avec le langage *Visual Basic*. Il est utilisé en phase de prétraitement et permet pour une section critique donnée de déterminer le nombre et la position critique des essieux pour un effort donné (par exemple moment de flexion) utilisant le principe des lignes ou des surfaces d'influence. Cet outil a été développé pour le cas unidirectionnel (poutre) d'une charge mobile dans le sens longitudinal. Pour un cas bidirectionnel (dalle) plus général, la position critique sur la surface d'influence (transversale et longitudinale) est déterminée en utilisant la méthode du Krigeage programmée dans une application *Visual Basic*.

La Figure 2.3 présente l'exemple d'un résultat de calcul du pont 1 qui sera détaillé plus loin. La matrice F_{pq} , qu'on appellera dorénavant matrice d'évaluation, est montrée. Le nombre d'analyses correspond au nombre de lignes (positions) de la matrice. Le nombre de sections critiques correspond au nombre de colonnes de la matrice. Les termes sur la diagonale ($p = q$) représentent les évaluations faites à une section critique pour laquelle la charge mobile a été positionnée à la même section critique afin de maximiser l'effet critique associé. On remarque bien que ces termes sont minimaux pour chaque colonne correspondante, ce qui valide en fait l'étape de recherche de la position critique décrite dans le paragraphe précédent. Cependant, comme le montre l'exemple, il n'est pas garanti que ces termes soient minimaux pour chaque ligne correspondante (exemple : terme F_{33}). Le résultat du processus d'évaluation pour cet exemple est la valeur 1.30 obtenue pour la section critique 1, soit une réserve globale de 30% pour ce pont.

		Section		
		1	2	3
Position	1	1.30	1.69	4.71
	2	1.69	1.41	3.88
	3	1.53	1.66	3.48

Figure 2.3 – Exemple d'une matrice d'évaluation

2.3 ÉVALUATION UTILISANT L'APPROCHE NON LINEAIRE AVANCEE

L'approche avancée utilisant des analyses non linéaires est décrite dans la Figure 2.1. Elle utilise la méthode probabiliste de Rosenblueth retenue lors du troisième rapport d'étape. La résistance pondérée de la structure est calculée utilisant un facteur de tenue global qui a été détaillé dans les équations 2.13 à 2.15 du troisième rapport d'étape et réécrites ci-dessous :

$$R_r = \phi_G R_{Am} = \frac{1}{\gamma_G} R_{Am} \quad (2.6)$$

avec :

$$\phi_G = \frac{1}{\gamma_G} = \delta_p e^{-\beta \alpha V_R} \quad (2.7)$$

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_P^2} \quad (2.8)$$

$$\delta_p = \frac{R_{test}}{R_{analyse}} \quad (2.9)$$

La méthodologie de calcul implique deux étapes indépendantes (voir Figure 3.2 du troisième rapport d'étape) dont l'objectif est le calcul du coefficient de tenue global ϕ_G (ou encore le coefficient global de résistance γ_G) et d'en déduire la résistance globale de conception R_r . La première étape porte sur le calcul du biais δ_p et du coefficient de variation du biais V_p du modèle de calcul (modèle EF + modèle de béton). La deuxième étape porte sur le calcul de la valeur moyenne de la résistance calculée R_{Am} et de son coefficient de variation V_A . La première étape a été finalisée dans le rapport d'étape 3 et sera discutée à la section suivante. La deuxième étape concerne l'analyse non linéaire proprement dite du pont et est schématisée dans la Figure 2.1.

2.3.1 DISCUSSIONS SUR L'ERREUR DUE AU MODÈLE DE CALCUL

L'erreur due au modèle de calcul constitue l'une des originalités de l'approche détaillée dans le rapport d'étape trois [3] et dans l'article Ben Ftima et Massicotte [2]. Cette étape fondamentale est souvent ignorée dans les approches probabilistes et, selon notre avis, sous-estimée dans l'approche classique de calcul aux états limites du code, pour les deux raisons suivantes.

- Les équations du code sont basées soit sur des modèles physiques, soit semi-empiriques issus de tests expérimentaux, soit une combinaison des deux. Le Tableau 2.1 donne un aperçu de la précision de quelques équations du code ACI [14 et 15]. Les exemples des valeurs données sont généralement utilisés pour la dérivation des coefficients de tenue de matériaux du code. Il est évident que la précision de ces valeurs dépend de la population des tests expérimentaux qui a servi pour cette comparaison. Pour l'exemple de l'équation semi empirique de la résistance en cisaillement d'une poutre sans étriers, il est évident que les chiffres qui sont donnés sont erronés puisque ni les équations du code ACI ni la population de tests expérimentaux ne tiennent compte de l'effet d'échelle pour les grandes poutres. De plus, les équations du code sont généralement simplifiées et utilisent un nombre minimal de variables inférieur au nombre total de variables régissant le phénomène physique. D'un autre côté, la population de tests expérimentaux contient en général un nombre important de tests issus de plusieurs laboratoires, avec des caractéristiques différentes de matériaux, différentes variables pouvant influencer la résistance (ex : ratio a/d , ratio M/V), différentes géométries (d, b, L) et même différentes conditions aux limites. La raison est que pour un type donné de résistance, il est très difficile de trouver un nombre suffisant de tests expérimentaux issus d'un même laboratoire et avec des conditions aux limites, des géométries et des matériaux similaires.
- Même si on suppose que les équations du code sont exactes pour des éléments structuraux simples (poutres, poteaux), il est difficile d'imaginer qu'elles le demeurent pour le cas d'une structure réelle définie comme un ensemble d'éléments structuraux et dans laquelle plusieurs types de résistances peuvent interagir (ex : interaction flexion cisaillement, interaction flexion compression).

Tableau 2.1 – Précision de quelques équations du code [15]

Catégorie	Type d'équation	δ_p	V_p
Résistance en flexion d'une poutre (section sous-armée)	Physique/semi empirique	1.06	0.04
Résistance en compression d'un poteau (charge axiale seulement)	Physique	0.98	0.05
Résistance en cisaillement du béton (sans armature de cisaillement)	Semi empirique	1.10	0.15

La procédure décrite dans le troisième rapport [2] et détaillée dans les articles de Ben Ftima et Massicotte (2015) [3 et 4] (voir annexe 2) suggère une méthode plus rigoureuse qui permet de s'affranchir des deux problèmes mentionnés ci-dessus. En effet, les propriétés statistiques de l'erreur de modélisation sont calculées pour une structure cible et un schéma de calcul donnés, en utilisant une hiérarchie de validation allant du matériau à la structure et une technique de filtrage des tests expérimentaux basée sur l'expertise de l'évaluateur.

Pour le schéma de calcul retenu : Abaqus Explicit + modèle de béton EPM3D + hypothèses de modélisation décrites dans le tableau 5.1 de l'article Ben Ftima et Massicotte (2015) [3], les valeurs suivantes ont été évaluées lors du troisième rapport d'étape et seront utilisées dans ce travail :

$$\delta_p = 0.97 \text{ et } V_p = 0.15.$$

En comparant ces valeurs à celles du Tableau 2.1, on remarque que le schéma de calcul non linéaire donne une plus grande variabilité par rapport aux équations du code de résistance en flexion et en compression, ce qui donnerait normalement une valeur de coefficient de tenue global plus petit que celui du code (ex : cas d'une poutre sous armée en béton qui cède en flexion). La raison n'est pas due au fait que le schéma numérique est moins précis, mais plutôt au fait que les propriétés statistiques (δ_p et V_p) telles que définies dans l'approche avancée sont des propriétés globales liées à la structure cible et non au mode de rupture comme dans le cas du code. Par exemple, si tous les tests dans le tableau de l'annexe 1 de Ben Ftima et Massicotte (2015) [3] étaient choisis de manière à représenter une rupture en flexion, il est évident que les différences modèle/test expérimental seraient beaucoup petites (voir par exemple résultats de tous les modèles de béton pour le test SLAB_MN).

Dans les conclusions de la thèse Ben Ftima [16], il a été mentionné de l'importance du jugement de l'expert dans le choix final des valeurs δ_p et V_p . Ceci lui est possible à travers les coefficients de pondération qui donnent l'importance relative d'un test ou une série de tests par rapport à d'autres. Dans le cas de ce projet, l'expert peut être l'évaluateur principal ou une autre personne (ou équipe de personnes) ayant de bonnes connaissances sur les mécanismes de résistance des structures en béton armé. Dans ce dernier cas, l'échange d'information entre

l'expert et l'évaluateur principal est fondamental puisqu'il permet de minimiser l'erreur d'appréciation du modèle.

2.3.2 IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES PRINCIPAUX POUR LES ANALYSES DE ROSENBLUETH

Lors du troisième rapport d'étape, une validation de l'approche probabiliste a été faite sur l'exemple de la résistance à l'effort tranchant des poutres sans armature de cisaillement et en choisissant la série d'essais de Kani [17]. La résistance en compression du béton (f_c'), la résistance en traction du béton (f_t') et la limite élastique de l'acier (f_y) ont été choisies comme les trois paramètres principaux pour la méthode de Rosenblueth, ce qui donnait au total 2^3 analyses non linéaires pour chaque test, auxquelles s'ajoute une analyse avec les propriétés moyennes. En analysant les résultats finaux donnés dans le tableau 4.4 du troisième rapport d'étape [10], on s'aperçoit que la résistance en compression n'est pas un paramètre très influant pour le cas de la rupture en cisaillement des poutres élancées. En effet une différence moyenne de 4% est calculée entre les deux séries d'analyses x0y et x1y, c'est à dire entre lesquelles seulement la résistance en compression varie. Pour cette raison, et dans le cadre de cette étape finale, le choix a été fait de garder seulement f_t' et f_y comme paramètres principaux des analyses de Rosenblueth, ce qui exige de faire 5 analyses (2^2+1).

2.3.3 DIRECTION CRITIQUE DE CHARGEMENT EN NON LINÉAIRE

La Figure 2.4 montre le principe de l'approche avancée dans laquelle la structure du pont est chargée jusqu'à la rupture. Les paramètres requis de la norme sont encerclés dans la même figure : l'indice de fiabilité cible et les coefficients de pondération des charges. En fait, si l'on se réfère à la Figure 2.1, il s'agit des mêmes intrants requis pour l'approche conventionnelle. Cette dépendance cause un problème pour l'approche avancée, dans la mesure où le principe de superposition ne s'applique pas et qu'il est donc nécessaire de connaître à l'avance le type de rupture (fragile ou ductile, locale ou globale) pour connaître la direction de chargement en non linéaire.

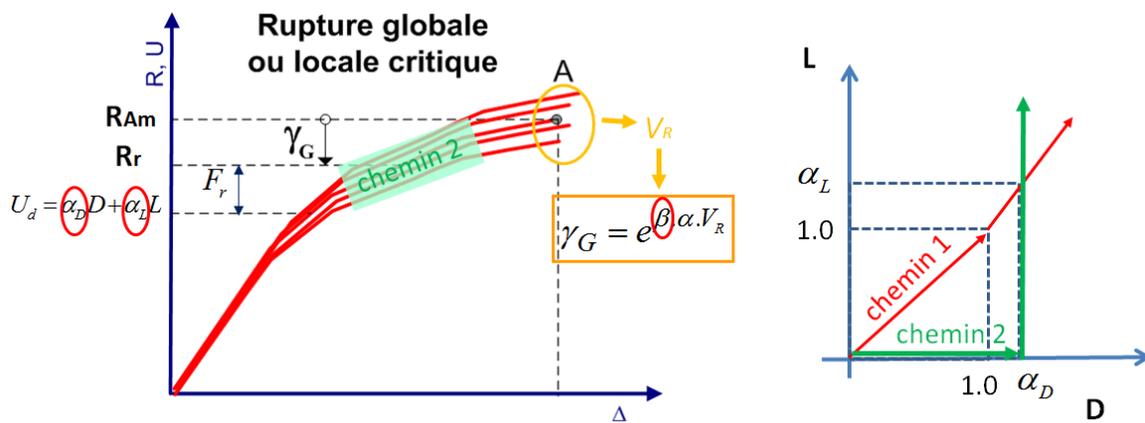


Figure 2.4 – Description de l'approche avancée

Dans le travail initial de Ben Ftima et Massicotte [2] ainsi que dans le premier rapport d'étape [8], la direction de chargement critique suggérée était le chargement jusqu'à l'état de service incluant le scénario le plus probable en construction, suivi d'un chargement dans la direction dictée par les coefficients de pondération de charge à l'ultime provenant du code (chemin 1 dans la Figure 2.1). Dans le cas d'évaluation de structures de ponts existants, le contexte est différent puisque l'ouvrage est déjà en service. La norme CSA-S6 tient compte de cette différence, implicitement à travers la forme du facteur nominal de surcharge (FNS) (Équation 2.1). Ainsi, il serait plus naturel dans ce cadre d'utiliser le chemin 2 montré sur la Figure 2.4, plutôt que le chemin 1. Cette déviation par rapport à la méthodologie initiale, ainsi que le point de dépendance des intrants du code soulevé plus haut, ont suscité des questions quant à l'aspect pratique de l'approche probabiliste pour de cadre envisagé d'évaluation de structures existantes (plutôt que de conception de nouvelles structures). Ceci constitue la motivation pour la nouvelle approche probabiliste développée dans cette étape et détaillée plus tard au chapitre 6. Pour les chapitres 3 à 5 suivants, c'est l'approche décrite à la Figure 2.4 qui sera suivie (chemin 2).

2.4 PONTS SELECTIONNES POUR LE RAPPORT PRELIMINAIRE FINAL

Le tableau 2.1 du deuxième rapport d'étape [9] présente les cinq ponts sélectionnés lors de cette étape, incluant le pont considéré pour illustrer la nouvelle approche proposée.

Tableau 2-2: Liste des ouvrages sélectionnés

Identification	Type	Spécificité de l'étude
P-03831	Dalle épaisse à 4 travées simplement appuyées	Une travée simple sera analysée en considérant les appuis ponctuels consistant en des blocs d'assises sous la dalle.
P-13773N	Dalle très épaisse continue sur trois travées avec une dalle mince en porte-à-faux de chaque côté.	Pont pour lequel les zones des points d'inflexion sont problématiques.
P-13474	Portique d'une travée	Pont comportant un agencement très particulier de conduits près des côtés extérieurs.
P-09714	Dalle épaisse en partie évidée (travées 2 et 3)	Pont où on retrouve des détails non usuels : étriers faits de cornières, un trottoir en porte-à-faux, conduits en rive et évidements circulaires.
P-02290	Travée simple constituée de 3 poutres en T	Exemple servant à illustrer la redondance d'un système à trois poutres et de l'enchaînement successif des modes de rupture.

Pour deux des ouvrages sélectionnés (P-03831 et P-13773N), la méthodologie présentée précédemment sera appliquée et comparée à des analyses plus conventionnelles. Ainsi, toute la méthodologie globale décrite dans la Figure 2.1 sera appliquée pour l'évaluation d'un pont simple (P-03831) alors que l'application à un pont présentant un aspect non conventionnel sera présentée pour le second pont (P-13773N). L'objectif avec le premier ouvrage est de démontrer l'équivalence entre l'approche conventionnelle et l'approche avancée pour un cas conventionnel alors que pour le deuxième, l'objectif est de démontrer l'avantage de l'approche avancée. Les trois autres ouvrages seront analysés en utilisant les AEFNL pour quelques cas de charge, sans toutefois appliquer la méthode décrite précédemment. Ces analyses ont pour but de mettre en évidence le type d'information que peut procurer à l'ingénieur d'expérience l'utilisation des analyses non linéaires 3D pour comprendre le comportement d'un ouvrage. Ainsi ces analyses permettront de faire ressortir certains modes de rupture sans pour autant chercher à déterminer les plus critiques.

2.5 PROPRIETES DES MATERIAUX

2.5.1 RÉSISTANCES NOMINALES

L'utilisation de la méthodologie présentée dans ce rapport suppose que les propriétés réelles des matériaux sont connues. Le Tableau 2-3 indique les propriétés nominales retenues dans les analyses pour chacun des ouvrages.

Tableau 2-3: Propriétés des matériaux des ouvrages sélectionnés

Identification	Année de construction	Source	f_y (MPa)	f'_c (MPa)
P-03831	1966	CSA-S6	230 ¹	20 ¹
P-13773N	1968	Plans	275 ¹	28
P-13474	1966	Plans	275	28
P-09714	1958	CSA-S6	230 ¹	20 ¹
P-02290	1945	CSA-S6	230 ¹	20 ¹

1: CSA-S6 (2006), article 14.7.4

Pour les deux premiers ouvrages, l'application de la méthode de Rosenblueth requiert la connaissance de la résistance moyenne de l'acier et du béton ainsi que l'écart type correspondant. Deux approches ont été retenues.

Pour le pont P-03831, il a été supposé que les valeurs de 230 MPa et 20 MPa provenaient de résultats valeurs d'essais sur des échantillons prélevés sur l'ouvrage et traités selon les exigences du chapitre 14 code CSA-S6 (Annexe A14.1). Pour le béton il a été supposé que 10 échantillons avaient été prélevés alors que 8 échantillons ont été considérés pour l'armature. En considérant des coefficients de variation de 15% pour le béton en traction et 9% pour l'acier [15 et 16], et en fixant l'écart type pour le béton en compression à 8 MPa, cela conduit à des résistances moyennes de 26 MPa pour le béton et 297 MPa pour l'armature. Cette procédure inhabituelle a été adoptée pour fins d'illustration afin de permettre de comparer le calcul de la capacité portante obtenue avec les méthodes usuelles et l'analyse avancée avec des propriétés cohérentes statistiquement pour un ouvrage d'une autre époque et pour lequel aucune propriété n'est indiquée aux plans.

En contrepartie, pour le pont P-13773N, comme les propriétés des matériaux sont indiquées sur les plans, il a été supposé que le béton, de résistance spécifiée de 28 MPa (4000 psi), avait une résistance moyenne de 35 MPa (obtenue de 10 échantillons avec un coefficient de variation de 15% le béton en traction et un écart type fixé à 8 MPa pour la compression) mais que la limite élastique de l'armature provenait d'une plus large base de données (ensemble d'ouvrages du MTQ par exemple) et que la nuance de 275 MPa correspondait à une valeur moyenne de 333 MPa obtenue avec un coefficient de variation de 9% en appliquant les exigences du code CSA-S6. Sauf pour le béton dont la résistance doit normalement provenir de valeurs d'essais d'échantillons prélevés sur l'ouvrage, les valeurs pour l'armature peuvent être considérées représentatives de la réalité pour cette nuance. Pour ce pont, en plus des analyses avec l'approche de Rosenblueth, la capacité du pont a été obtenue titre comparatif en utilisant les résistances pondérées des matériaux, une approche adoptée traditionnellement à défaut d'avoir une approche plus rigoureuse comme celles présentées dans ce rapport.

Pour les autres ouvrages, les analyses utilisent les résistances indiquées au Tableau 2-3 compte tenu que la recherche de modes de ruptures particuliers est visée, et non l'évaluation formelle.

2.5.2 RÉSISTANCE EN TRACTION

Le calcul de la résistance à l'effort tranchant est directement dépendant de la résistance en traction utilisée dans le modèle. Avec EMP3D la résistance en traction est généralement prise égale à la relation suivante, en MPa :

$$f_t = 0.33\sqrt{f'_c} \quad (2.10)$$

Or l'étude récente réalisée par Ben Ftima et Massicotte (2014) a permis de démontrer que cette valeur était une limite inférieure et que la relation suivante était mieux adaptée :

$$f_t = 0.50\sqrt{f'_c} (D/150)^{-n/24} \quad (2.11)$$

où n représente le nombre de dimensions de l'élément et D la taille dans le sens de l'effort considéré. Il est recommandé de choisir $n = 1$ pour une poutre, $n = 2$ pour une dalle et $n = 3$ pour un élément massif comme un barrage.

Il importe toutefois de souligner que plusieurs sources d'efforts de traction ne sont généralement pas considérées dans les analyses comme la traction due au retrait restreint, l'effet des gradients thermiques (important pour des dalles épaisses), les restraints dues aux variations saisonnières de température, sans compter les défauts de mise en œuvre du béton qui sont difficilement quantifiables. Pour les dalles d'épaisseur moindre que 500 mm environ, il est considéré que l'équation 2.11 devrait conduire à des résultats réalistes. Pour les dalles plus épaisses non armées à l'effort tranchant, et plus sensibles aux effets indiqués plus haut, la résistance moindre obtenue de l'équation 2.10 pourrait être considéré pour l'instant comme un choix raisonnable donnant une limite inférieure.

3 PONT P-03831

3.1 INTRODUCTION

Le pont P-03831 (Figure 3.1) se situe dans la municipalité de l'Assomption. Sa construction date de 1966 et il a subi depuis plusieurs inspections et rénovations. Il supporte 2 voies de circulation bidirectionnelles et est constitué de 4 travées d'égale longueur.

Les 4 travées sont constituées de dalles épaisses simplement supportées posées sur des piles ou des culées. Chacune des dalles est supportée à une extrémité sur 6 blocs rectangulaires en béton s'appuyant respectivement sur des appareils d'appui et sur des piles ou culées. À l'autre extrémité, les dalles sont simplement appuyées sur la pile ou la culée.



Figure 3.1 – Photo de l'ensemble de l'ouvrage

3.2 GEOMETRIE

Les figures ci-dessous tirés des plans d'exécution de l'époque de sa construction présentent l'ouvrage dans son ensemble. La Figure 3.2 présente l'élévation, la Figure 3.3 la vue en plan et la Figure 3.4 une coupe transversale avec et sans armature. La longueur totale de l'ouvrage est 48.87 m, chaque travée mesure 10.69 m (35') et la largeur totale hors tout est de 11.125 m (36'6").

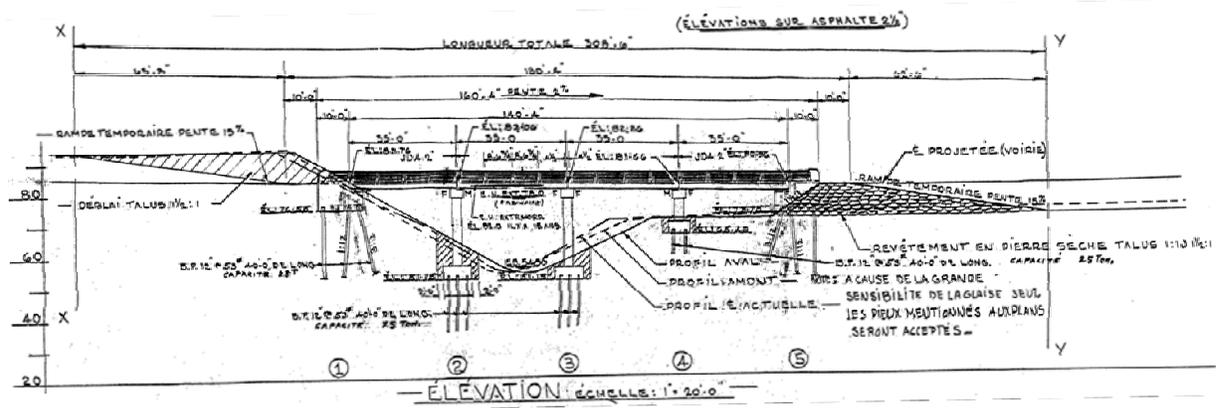


Figure 3.2 – Vue en élévation

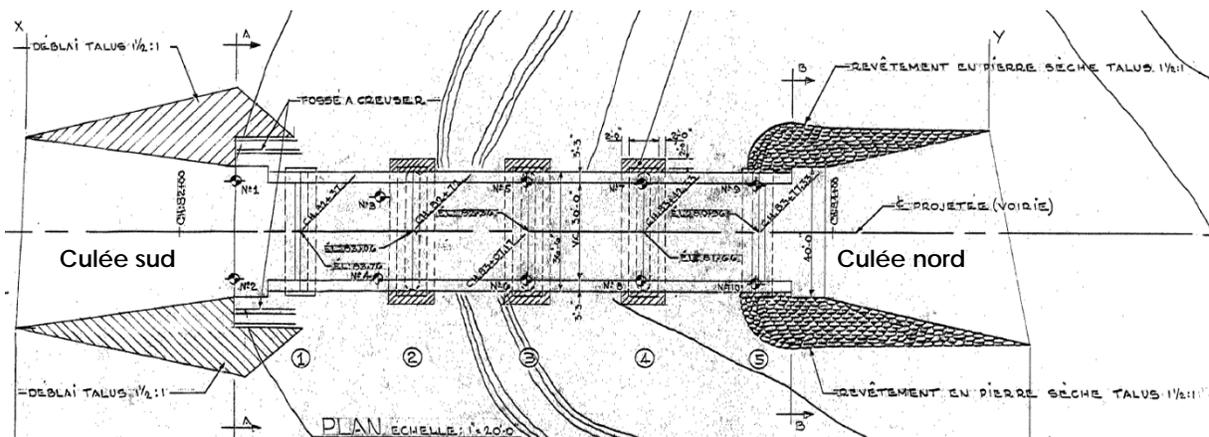


Figure 3.3 – Vue en plan

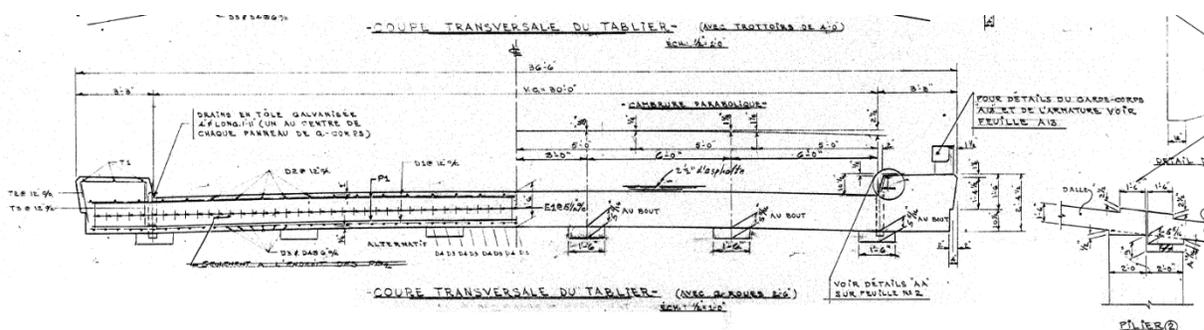


Figure 3.4 – Coupe transversale

3.3 AUSCULTATION

Une visite du pont a été faite le 18 septembre 2013 en présence d'ingénieurs de la direction des Structures. Dans l'ensemble, le pont ne présente pas de problèmes majeurs (Figure 3.5). L'observation de la superstructure confirme la remise en état des joints entre les travées. Le revêtement bitumineux est fissuré longitudinalement et aux zones de transition entre le pont et le sol. Les joints d'étanchéité sont remplis de déchets.

L'examen du dessous de la dalle indique que la structure semble en général en bon état (Figure 3.6). Sur quelques zones, une délamination fournit l'information de l'insuffisance de l'épaisseur d'enrobage. Des fissures longitudinales apparentes laissent entrevoir la faible quantité d'armature transversale. Des traces de corrosion localisées des armatures sous la dalle sont apparentes proche des drains du tablier. Les appareils d'appui à la culée nord sont dans un état de détérioration avancée. Les piles et culées montrent également quelques délaminations localisées. Un des pieux visible de la culée est complètement détérioré.



Figure 3.5 – Photos de la superstructure lors la visite du pont



Figure 3.6 – Photos du dessous du pont et des appuis lors la visite du pont

3.4 ÉVALUATION DE LA CAPACITE – CALCUL MANUEL

3.4.1 GÉOMÉTRIE ET DONNÉES D'ÉVALUATION

La travée d'extrémité du pont a été choisie vue ses conditions d'appui particulières. C'est également la travée qui a été inspectée lors de notre visite du site. La longueur totale de la travée est de 35' avec des appuis de 2' de longueur à chaque extrémité, pour une longueur centre-à-centre des appuis de 33' ou 10.06 m. La largeur de la dalle est de 35'10", soit 10.92 m alors que l'épaisseur est de 18", soit 457 mm. La largeur de la voie carrossable est de 30' ou

9.144 m, ce qui correspond à un pont de deux voies de 4.57 m de largeur chacune. Le pont possède deux trottoirs de 3'3"x10.5". Les appuis du côté de la culée sont constitués de blocs rectangulaires de 1'6" de largeur espacés à 6' c/c.

Les armatures longitudinales sont constituées de barres #11 espacées à 6" c/c, correspondant à 6286 mm²/m. L'enrobage spécifié aux plans est de 3/4", ce qui donne une position effective des armatures de 420 mm par rapport à la fibre supérieure. Vu l'année de construction du pont (1965), on peut considérer que le béton a une résistance nominale f'_c de 20 MPa alors que limite élastique f_y des armatures est de 230 MPa selon le code S6. Bien que ces valeurs soient retenues pour le calcul manuel, les données du Ministère indiquent qu'une limite élastique de 275 MPa est probable pour cette époque. Aucune donnée sur la qualité du béton ne nous indique qu'une résistance supérieure pourrait être considérée. Un enrobé bitumineux de 90 mm a été retenu.

3.4.2 FLEXION LONGITUDINALE

Pour la résistance en flexion, le poids des trottoirs et de l'enrobé ont été répartis uniformément sur la largeur de la dalle. Les paramètres d'évaluation sont : S2, E3 et INSP3, ce qui correspond à un indice de fiabilité $\beta = 2.75$. Le rapport demande sur capacité R_{DC} obtenu est de 0.92 alors que le facteur de capacité de surcharge F est de 1.16. La capacité en flexion longitudinale est donc adéquate, même avec une nuance des aciers de 230 MPa. En supposant une redistribution uniforme de la charge vive, les valeurs de R_{DC} et F deviennent respectivement égales à 0.77 ($F_r = 1.29$) et 1.62.

3.4.3 EFFORT TRANCHANT – RUPTURE DE TYPE POUTRE

Pour la résistance à l'effort tranchant, il a été supposé que la section critique se situait près de la ligne centrale du pont lorsque deux camions se trouvent à la même position longitudinale. Dans cette condition la contribution des trottoirs à l'effort tranchant à cet endroit est faible de sorte que le poids des trottoirs n'a pas été considéré dans les calculs.

La résistance et les efforts ont été calculés à d de la face des appuis, soit à 0.725 m du centre des appuis, ou encore à 4.31 m du centre de la travée. La profondeur efficace pour la résistance à l'effort tranchant est de $0.9d$, soit 378 mm. La méthode simplifiée a été appliquée, avec un facteur multiplicateur β de 0.17 prenant en considération l'effet d'échelle.

Les paramètres d'évaluation sont : S2, E1 et INSP3, ce qui correspond à un indice de fiabilité $\beta = 3.50$. Le rapport demande sur capacité R_{DC} obtenu est de 0.98 ($F_r = 1.02$) alors que le facteur de capacité de surcharge F est de 1.03. La capacité à l'effort tranchant est donc adéquate, même avec une résistance nominale du béton de 20 MPa.

3.4.4 EFFORT TRANCHANT – RUPTURE PAR POINÇONNEMENT

Pour la résistance à l'effort tranchant par poinçonnement, il a été supposé que la section critique se situait à un appui localisé près de la ligne centrale du pont lorsque deux camions se trouvent à la même position longitudinale. Dans cette condition la contribution des trottoirs à l'effort tranchant à cet endroit est faible de sorte que le poids des trottoirs n'a pas été considéré

dans les calculs. Les efforts ont été calculés à $d/2$ de la face des appuis. Pour simplifier les calculs, il a été considéré qu'un seul camion était supporté par chaque appui.

La résistance au poinçonnement a été calculée sur le périmètre à $d/2$ de la face des appuis. Pour le poinçonnement le code des ponts ne donne pas d'indications particulières. La norme A23.3 donne à l'article 13.3.4.1 une résistance au poinçonnement égale au double de la résistance de type poutre pour la configuration de l'appui.

Les paramètres d'évaluation sont S2, E1 et INSP3, ce qui correspond à un indice de fiabilité $\beta = 3.50$. Le rapport demande sur capacité R_{DC} obtenu est de 0.55 ($F_r = 1.82$) alors que le facteur de capacité de surcharge F est de 2.05. La capacité à l'effort tranchant par poinçonnement est donc largement adéquate avec l'hypothèse d'une résistance doublée.

3.5 ÉVALUATION DE LA CAPACITE – MODELES RAFFINES

3.5.1 GÉOMÉTRIE ET DONNÉES D'ÉVALUATION

La travée d'extrémité a été choisie à cause de l'appui discontinu jugé critique. La Figure 3.7 montre les modèles EF utilisés pour les deux types d'approche. Une géométrie 2D (maillage avec éléments de plaque) a été utilisée pour l'approche linéaire conventionnelle dans SAP2000, tandis qu'une géométrie 3D (maillage éléments solides pour le béton et éléments de treillis pour l'armature) a été utilisée pour l'approche non linéaire avancée dans ABAQUS. Pour certains modèles non linéaires où la position critique des camions ne violait pas la symétrie, seulement la moitié du pont a été considérée.

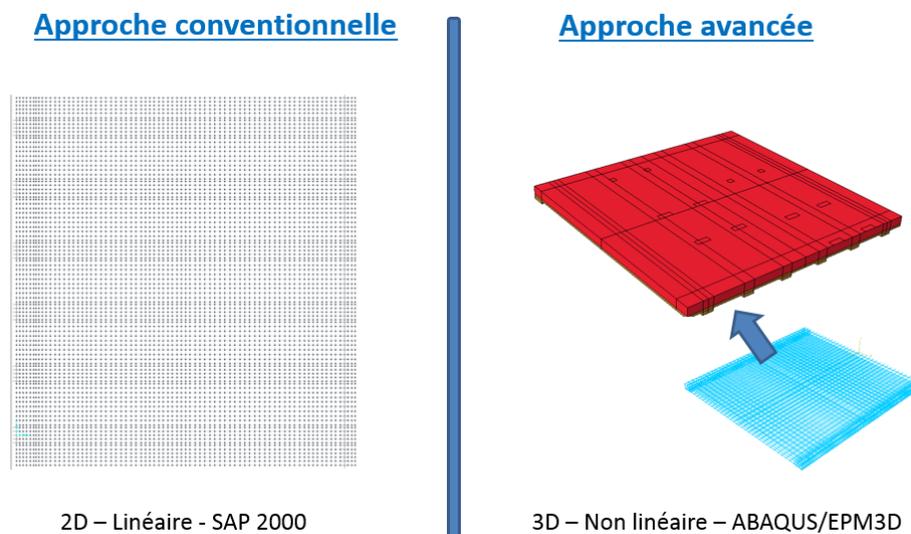


Figure 3.7: Modèles numériques du pont P-03831

Les sections critiques sont identifiées sur la Figure 3.8 et sont détaillées ci-dessous.

- Section critique 1 : section en milieu de travée avec le moment fléchissant comme effort critique associé.

- Section critique 2 : section à d_v de la face des appuis discontinus (du côté des six blocs de béton) avec le cisaillement unidirectionnel comme effort critique associé.
- Section critique 3 : section à $d/2$ du périmètre d'un bloc d'appui avec le cisaillement bidirectionnel comme effort critique associé (poinçonnement). Comme montré sur la Figure 3.8, c'est le deuxième appui vers l'intérieur qui a été sélectionné, vu qu'il est quasiment centré sur une voie de calcul.

À chacune des sections critiques correspond une position critique des camions sur le pont et donc une combinaison critique nécessitant une analyse. Au total donc, 3 analyses linéaires élastiques sont nécessaires dans le cas de l'approche conventionnelle et $3 \times (2^2 + 1) = 15$ analyses non linéaires sont nécessaires dans le cadre de l'approche non linéaire. Dépendamment de la taille du modèle 3D (150 000 nœuds à 500 000 nœuds), la durée d'une analyse non linéaire variait de 20 à 40 heures sur une machine à six processeurs travaillant en parallèle. La version V3.3 d'EPM3D [18] qui supporte le calcul parallèle dans ABAQUS-EXPLICIT (V6.11) [19] a été utilisée.

Les données de base pour l'évaluation sont les suivantes.

- Résistance en compression pour la conception : $f'_c = 20 \text{ MPa}$.
- Limite élastique de l'acier d'armature : $f_y = 230 \text{ MPa}$.
- Niveau d'inspection : INSP3.
- Comportement du système : S2.
- Comportement de l'élément : E3 pour une rupture ductile (flexion), E1 pour une rupture fragile (cisaillement unidirectionnel et bidirectionnel).
- Indices de fiabilités cibles conséquents : $\beta = 2.75$ pour une rupture ductile et $\beta = 3.5$ pour une rupture fragile.
- Nombre de voies de calcul : $n = 2$.
- La combinaison critique considérée est : $\alpha_D D + \alpha_L D(1 + FAD) R_L L$, avec α_D et α_L coefficients de pondération des charges déterminés selon la valeur de β , FAD est le coefficient de majoration dynamique déterminé selon le nombre d'essieux sur le pont, et R_L facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées. La charge vive L correspond à la charge de camion CL-625 dont la position et le nombre d'essieux sont déterminés de manière à maximiser une sollicitation donnée à une section critique donnée (voir section 2.2.3). La charge morte inclut le poids propre du béton (D2), les charges de l'enrobé bitumineux et du trottoir (D3).

La position variable de la charge vive est la raison qui fait qu'il y'a une multitude de combinaisons critiques. Dans ce qui suit, trois positions critiques sont présentées et aboutissent donc à trois cas d'analyses. Dans chaque cas, les résultats des deux approches (conventionnelle et avancée) sont comparés.

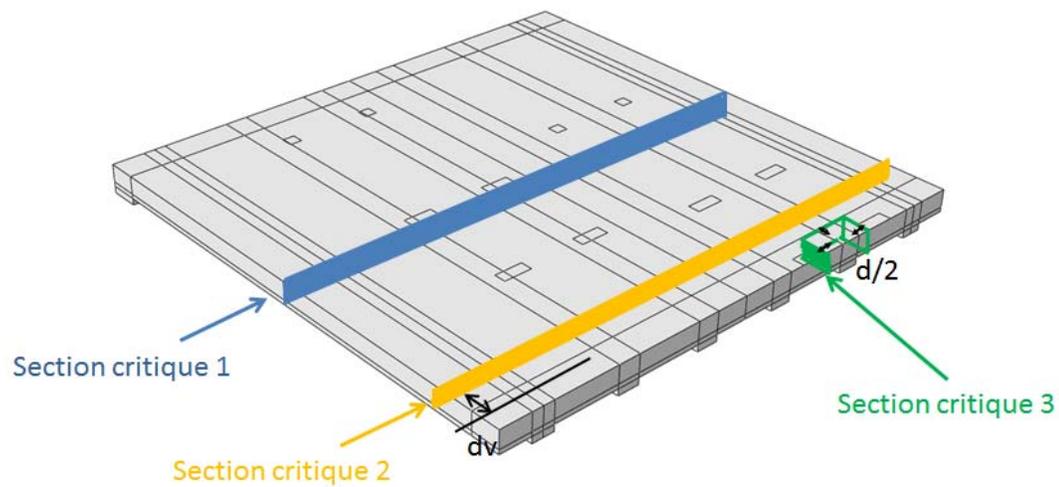


Figure 3.8: Description des sections critiques du pont P-03831

3.5.2 POSITIONS CRITIQUES

Les positions critiques des charges mobiles sont représentées aux figures 3.9 à 3.11. La position critique 1 vise à maximiser le moment fléchissant au niveau de la section critique 1 au centre du pont, la position critique 2 vise à maximiser l'effort tranchant au niveau de la section critique 2 sur la ligne d'appuis, alors que la position critique 3 vise à maximiser l'effort tranchant bidirectionnel au niveau de la section critique 3.

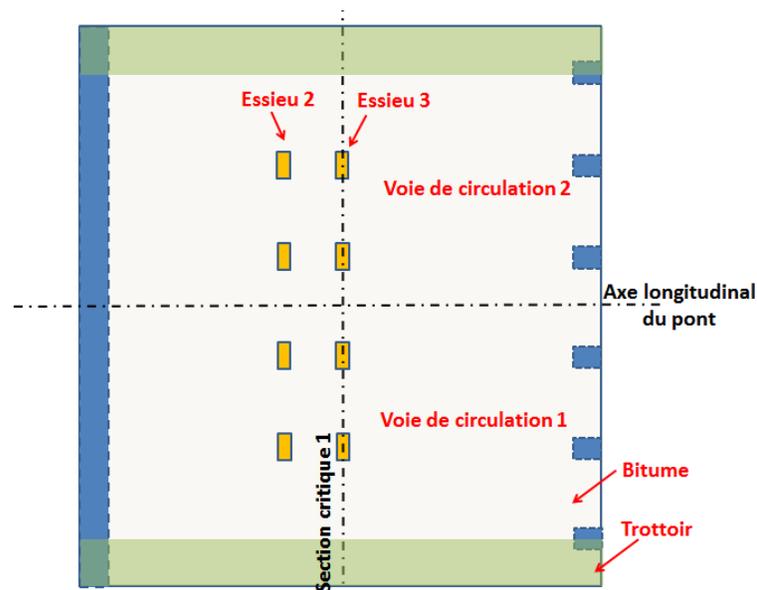


Figure 3.9: Position de charge mobile considérée pour la section critique 1

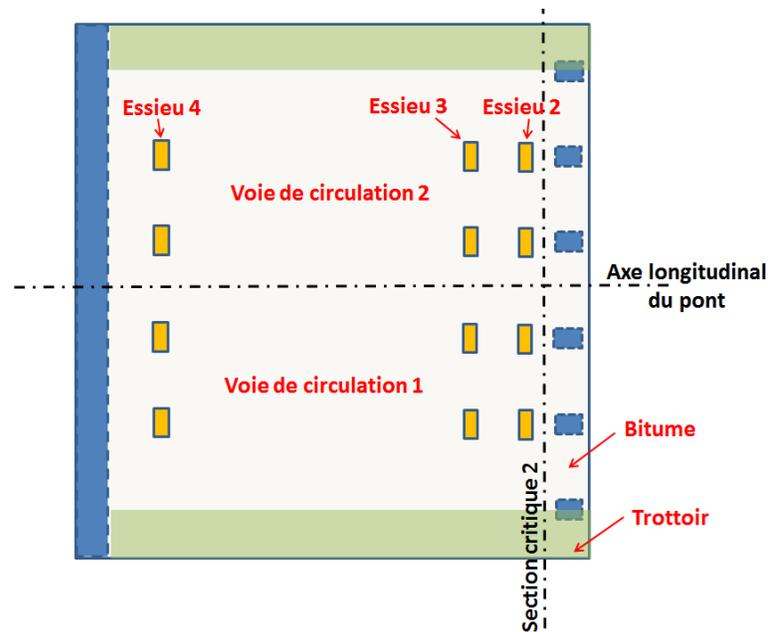


Figure 3.10: Position de charge mobile considérée pour la section critique 2

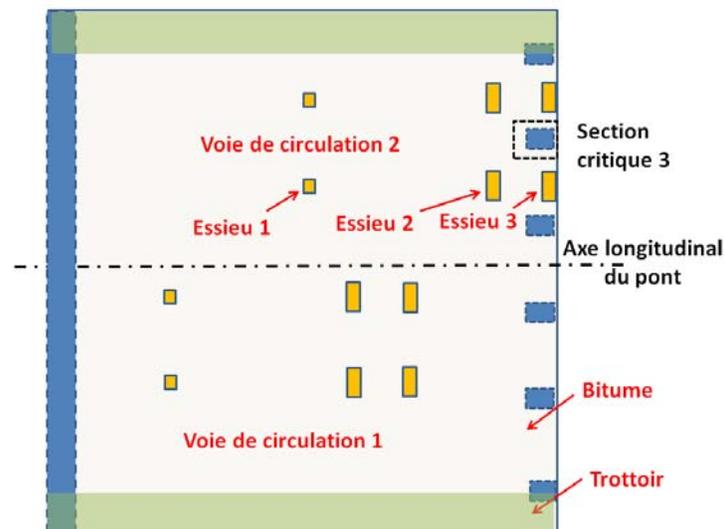


Figure 3.11: Position de charge mobile considérée pour la section critique 3

3.6 ÉVALUATION DE LA CAPACITE – APPROCHE CONVENTIONNELLE RAFFINEE

3.6.1 ANALYSE GLOBALE DES RATIOS

Les figures suivantes montrent les résultats d'analyse globale du pont respectivement pour l'armature longitudinale inférieure (AS_L_inf), l'armature longitudinale supérieure (AS_L_sup),

l'armature transversale inférieure (AS_T_inf), l'armature transversale supérieure (AS_T_sup). Le rapport de la demande sur la capacité R_{DC} est utilisé dans ces figures. Le choix de l'inverse du ratio F_r , plutôt que le ratio lui-même est justifié par une représentation graphique plus claire (pour un pont à évaluer on a généralement $0.5 F_r \leq \infty$ ce qui pose une problématique au niveau de l'échelle des couleurs).

Pour le cisaillement, le ratio F_r réfère au ratio résistance en cisaillement du béton sans étrier sur la valeur de l'effort tranchant principal.

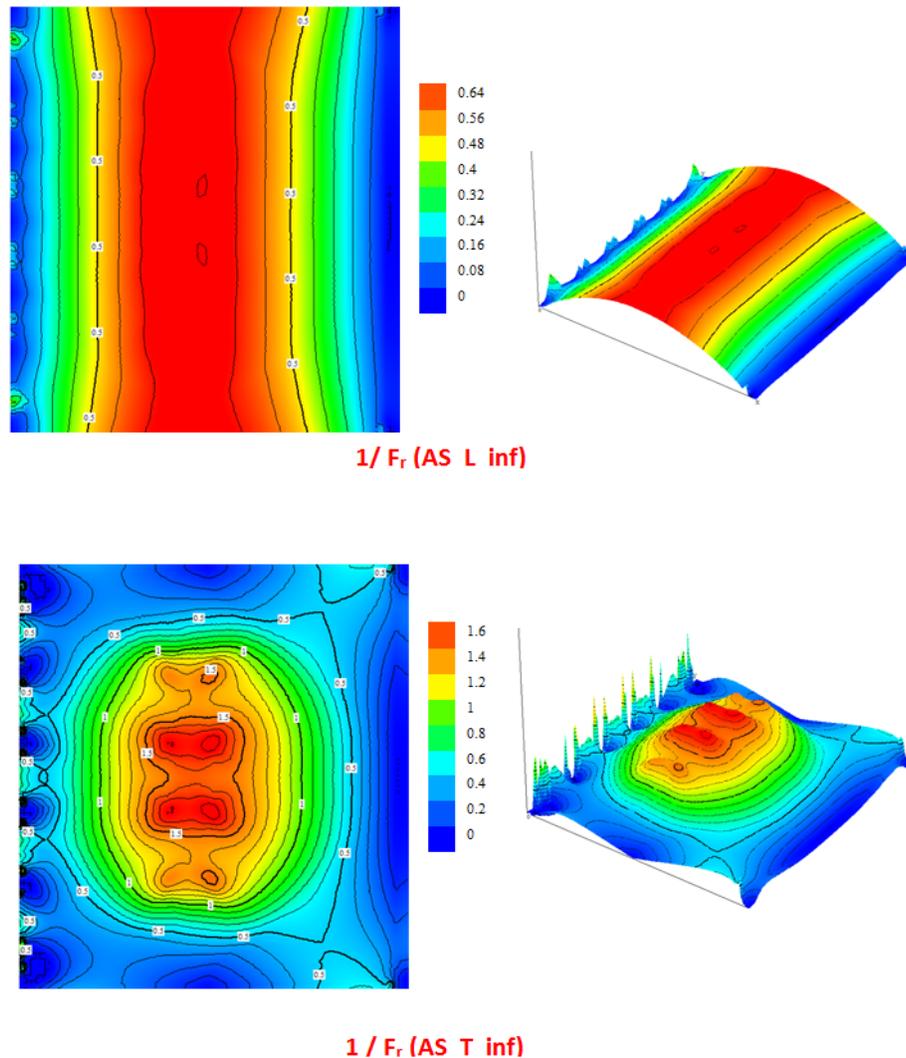
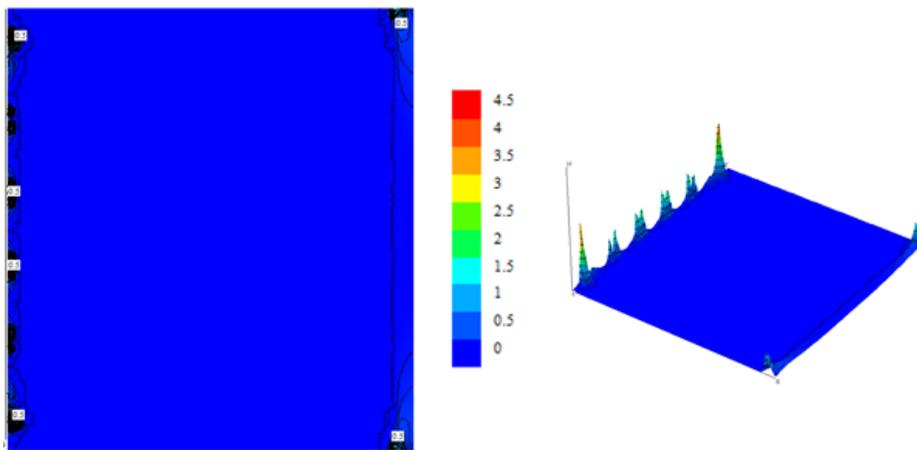
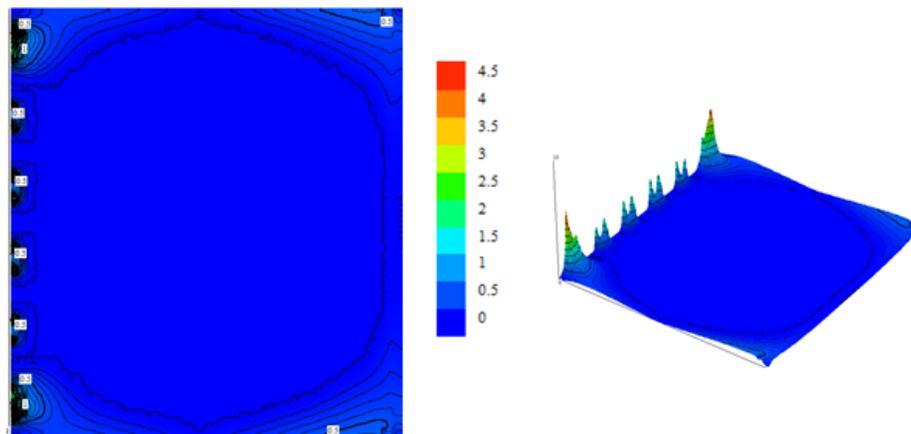


Figure 3.12: Position critique 1 - évaluation globale de l'armature face inférieure

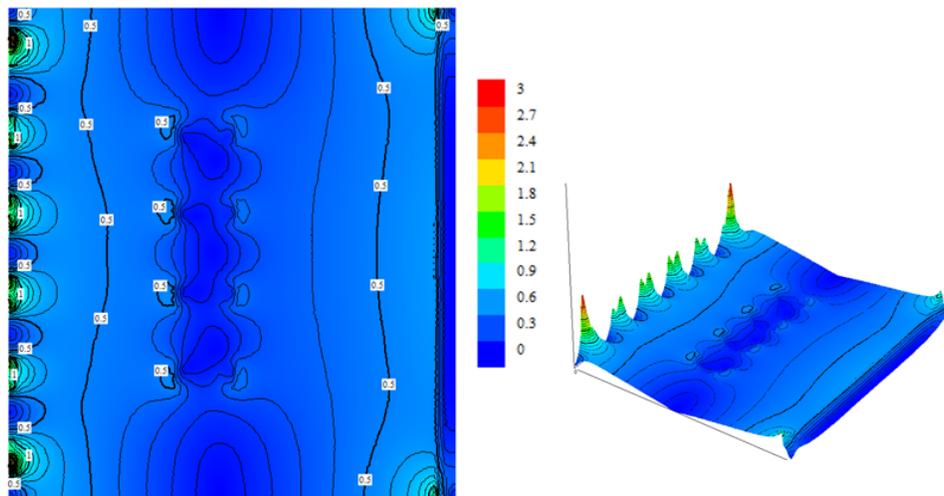


$1 / F_r$ (AS_L_sup)



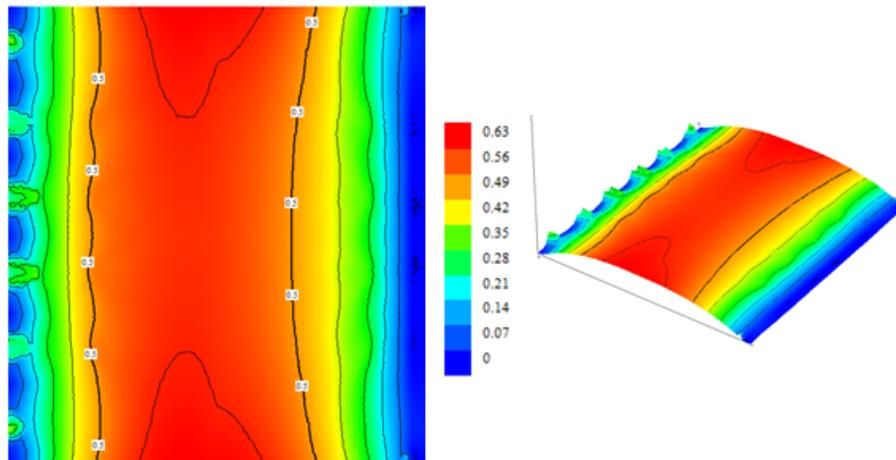
$1 / F_r$ (AS_T_sup)

Figure 3.13: Position critique 1 - évaluation globale de l'armature face supérieure

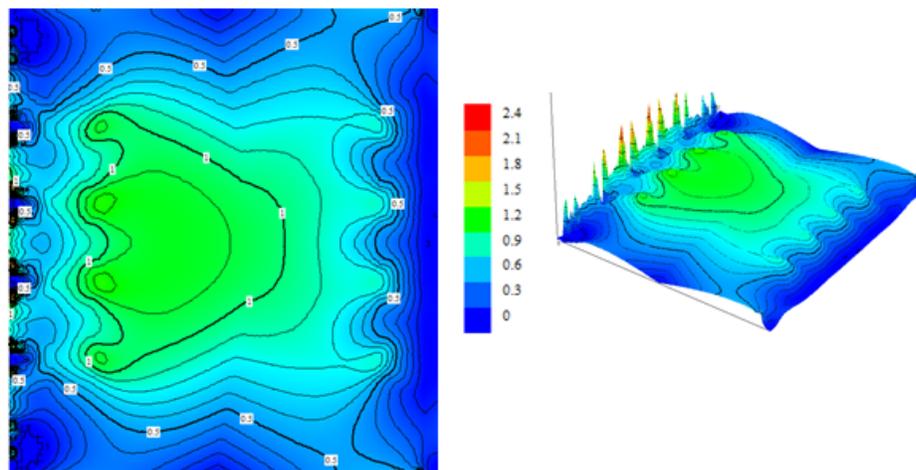


1 / F_r (cis)

Figure 3.14: Position critique 1 - évaluation globale la résistance en cisaillement

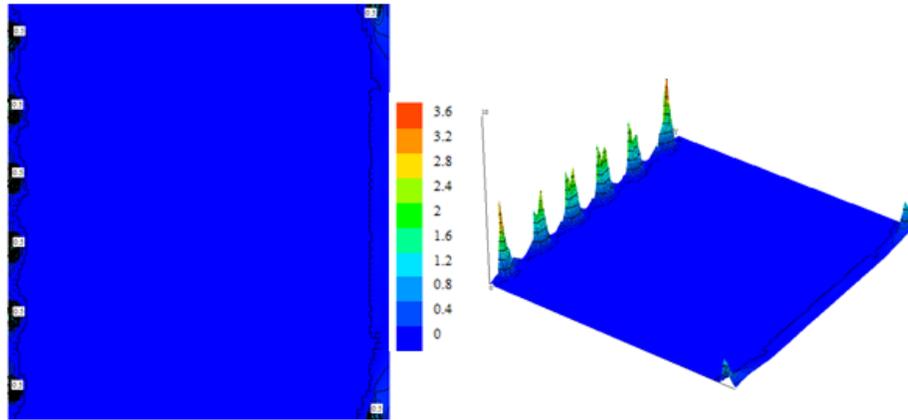


$1/ F_r$ (AS_L_inf)

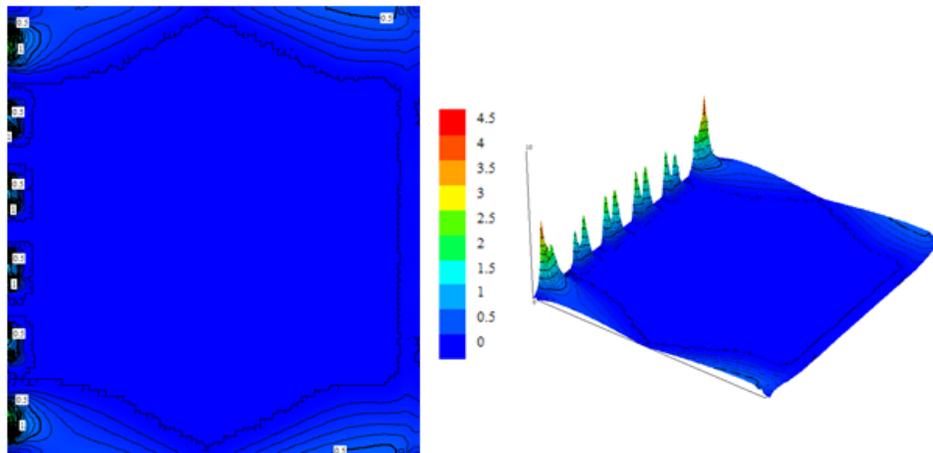


$1/ F_r$ (AS_T_inf)

Figure 3.15: Position critique 2 - évaluation globale de l'armature face inférieure



$1/F_r (AS_L_sup)$



$1/F_r (AS_T_sup)$

Figure 3.16: Position critique 2 - évaluation globale de l'armature face supérieure

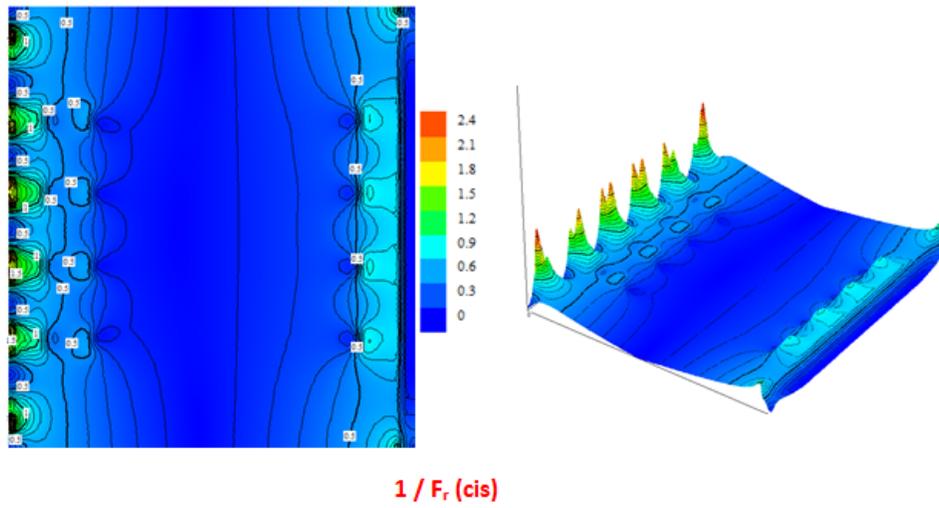
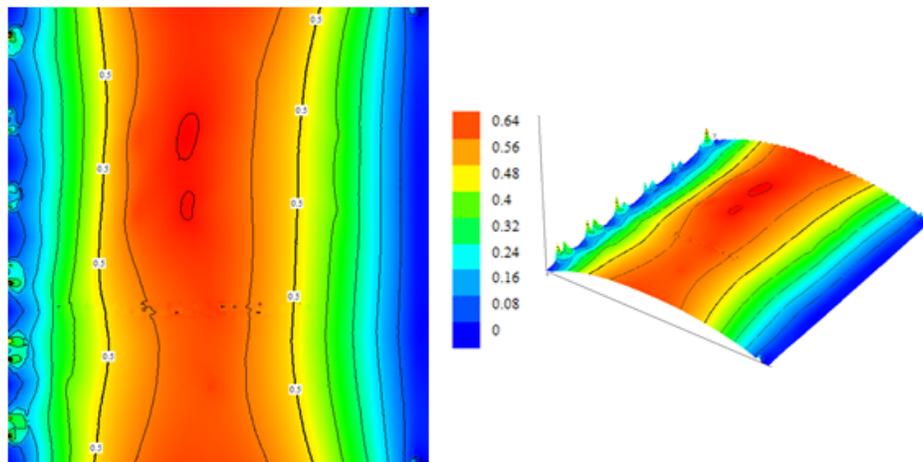
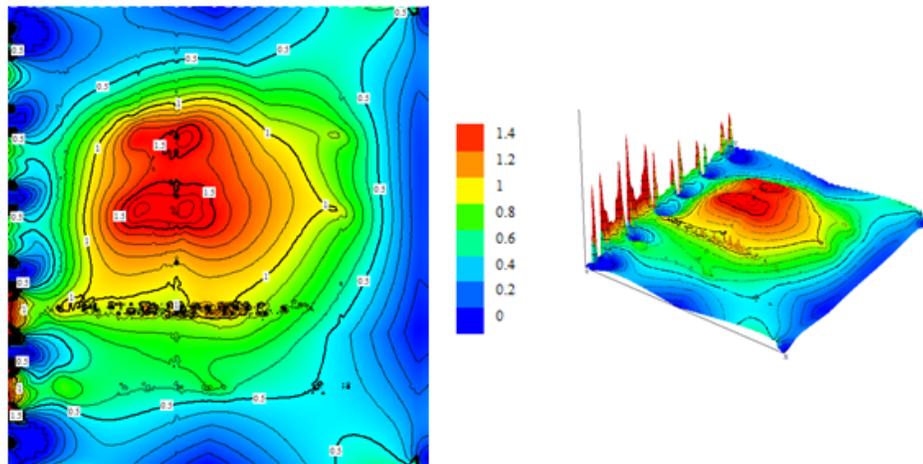


Figure 3.17: Position critique 2 - évaluation globale de la résistance de cisaillement



$1/ F_r$ (AS_L_inf)



$1/ F_r$ (AS_T_inf)

Figure 3.18: Position critique 3 - évaluation globale de l'armature face inférieure

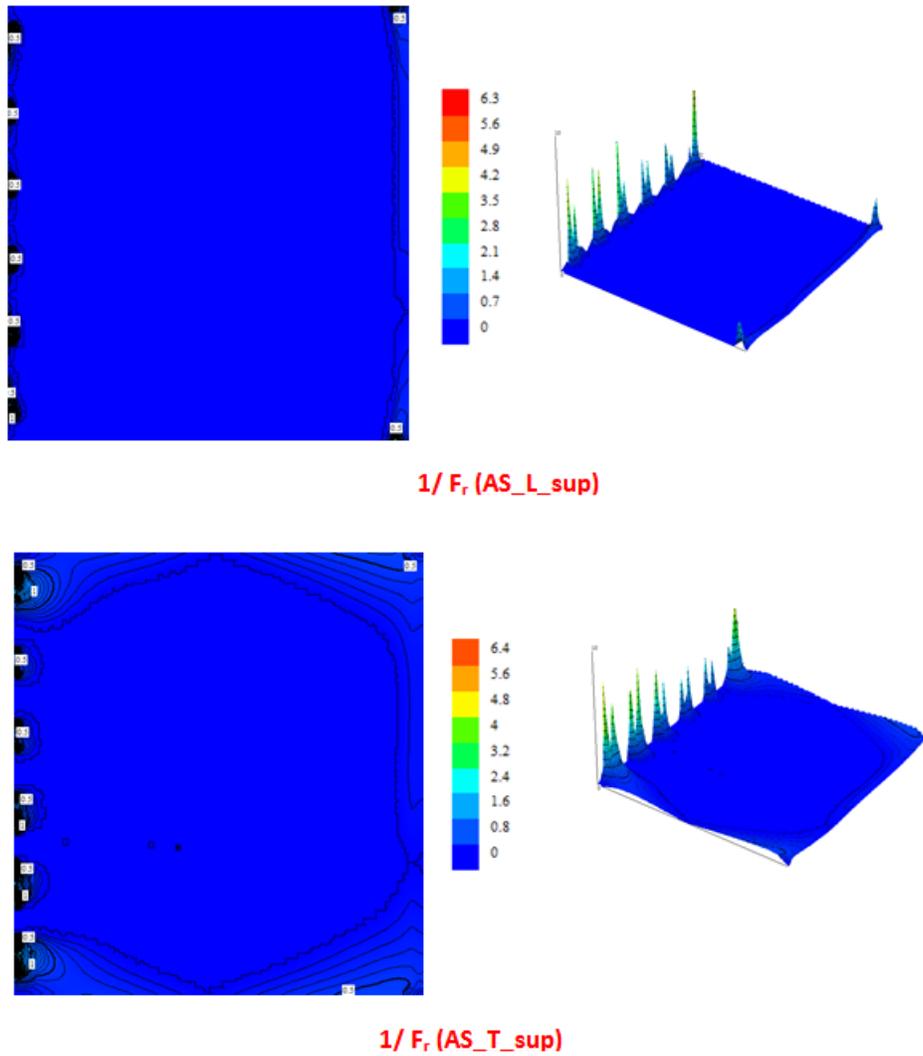


Figure 3.19: Position critique 3 - évaluation globale de l'armature face supérieure

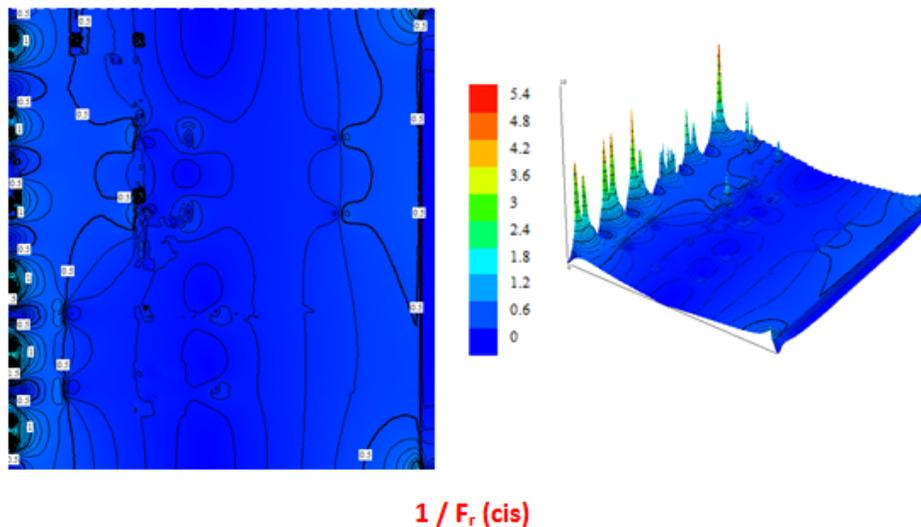


Figure 3.20: Position critique 3- évaluation globale de la résistance de cisaillement

L'avantage de la phase d'évaluation globale est qu'elle donne une idée générale sur l'état du pont par rapport au niveau de chargement, ainsi que de détecter les zones critiques qui méritent une attention particulière. Toutefois, il est difficile de juger avec précision du niveau de sécurité du pont (concentration des efforts qui dépend parfois de la taille du maillage, redistribution des efforts). L'étape d'analyse locale au niveau des sections critiques et d'interprétation de l'évaluateur est alors nécessaire. Elle peut être suivie de l'étape d'approche avancée utilisant les analyses non linéaires si jamais l'image n'est pas claire pour l'évaluateur (Figure 2.1).

Par exemple, il est clair d'après les figures précédentes que l'armature de flexion transversale face inférieure est déficitaire sur toute la zone en dessous des charges mobiles. Toutefois, étant donné que la taille de cette zone est inférieure à celle de la travée, et que le sens de la portée principale est longitudinal, ceci n'implique pas un déficit pour le comportement global du pont. Mais, comme on le verra lors des analyses non linéaires, ce déficit local va avoir une influence sur la possibilité de distribution des charges.

3.6.2 ANALYSE LOCALE DES RATIOS

Une analyse locale des ratios F_r a été faite au niveau de la première section critique pour chaque position critique. Les résultats sont montrés à la Figure 3.21. L'évaluation du ratio est montrée sur un trajet tout au long de la section critique 1, la courbe moyenne est aussi montrée. La comparaison des trois séries de courbes montre bien que la position 1 est effectivement la position critique pour la première section avec une valeur moyenne 1.30 pour le ratio F_r . Cette valeur ainsi que les autres valeurs moyennes sont rapportées à la première colonne de la matrice d'évaluation montrée à la Figure 3.22.

Il est intéressant de comparer la valeur de 1.30 pour la flexion, aux valeurs de 1.16 et 1.29 obtenues du calcul manuel. La première valeur, calculée avec les facteurs d'essieux de la méthode simplifiée du code est objectivement trop sécuritaire. La seconde qui correspond à

une analyse du type ligne plastique, reflète la même réalité exprimée par l'analyse raffinée linéaire faite avec les éléments de plaques.

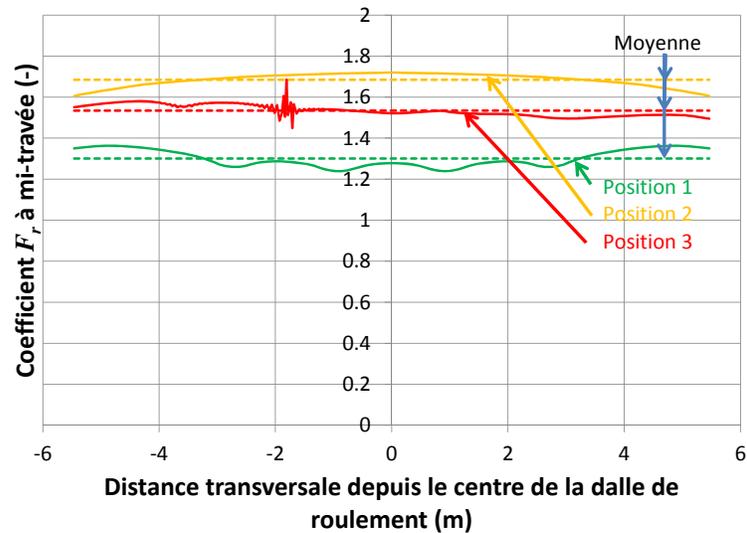


Figure 3.21: Analyse locale des ratios d'évaluation pour le pont P-03831 au niveau de la section critique 1

		Section		
		1	2	3
Position	1	1.30	1.69	4.71
	2	1.69	1.41	3.88
	3	1.53	1.66	3.48

Figure 3.22: Matrice d'évaluation utilisant l'approche conventionnelle pour le pont P-03831

Le même exercice est répété pour la deuxième section critique. Les résultats d'analyse locale sont montrés à la Figure 3.23. L'allure sinusoïdale des courbes est due à la discontinuité des appuis. Ainsi, le nombre de minimums locaux dans ces courbes correspond au nombre d'appuis, et l'emplacement est vis-à-vis des appuis. La position 2 comme attendu donne la plus faible valeur du ratio d'évaluation. Toutes les valeurs moyennes sont rapportées à la colonne 2 de la matrice d'évaluation.

La valeur de 1.41, correspondant à la moyenne faite sur la largeur de la dalle doit être comparée aux valeurs moindres autour de 1.0 associées aux six appuis ponctuels. La méthode simplifiée du code considère les points d'efforts maximum (F_r , minimum) obtenus normalement d'une intégration sur 2 à 3 fois l'épaisseur de la dalle. Pour des dalles peu épaisses (moins de 500 mm), il a été indiqué au chapitre 2 qu'il était raisonnable de s'attendre à une résistance

plus élevée que pour les dalles plus épaisses. Toutefois la méthode de calcul linéaire utilisée ici (voir fichier MathCad) adopte une valeur de résistance moindre, d'où la suggestion, dans cette situation, d'adopter la valeur moyenne plutôt que les pics. Cela sera confirmé par les analyses non linéaires.

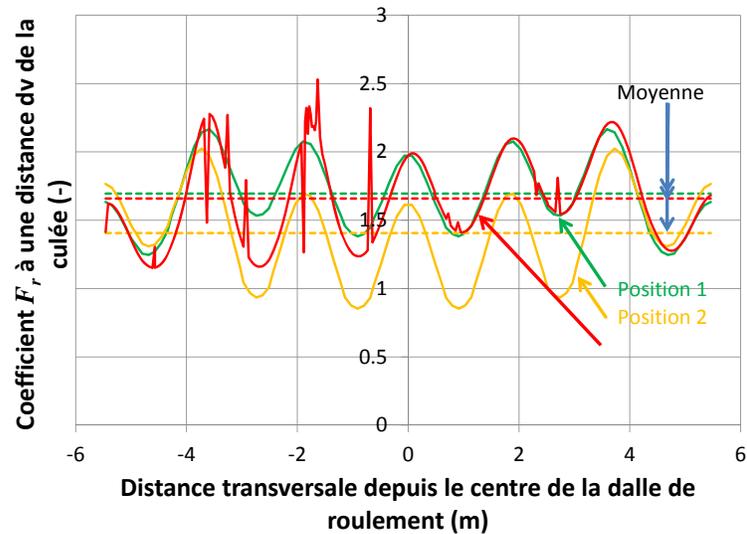


Figure 3.23: Analyse locale des ratios d'évaluation pour le pont P-03831 au niveau de la section critique 2

Pour la troisième section critique, l'effet critique étant l'intégrale du cisaillement sur le contour de la section critique 3, la valeur du ratio F_r ne peut être évaluée que discrètement pour chaque assise de béton (et non pas pour chaque nœud du maillage). La Figure 3.24 représente les résultats d'évaluation pour chaque position et autour de chaque assise de béton. Elle montre entre autres une validation que la position critique 3 donne la valeur minimale du ratio d'évaluation pour l'assise de béton numéro 2. Les valeurs minimales pour chaque série de points sont rapportées à la troisième colonne de la matrice d'évaluation de la Figure 3.22.

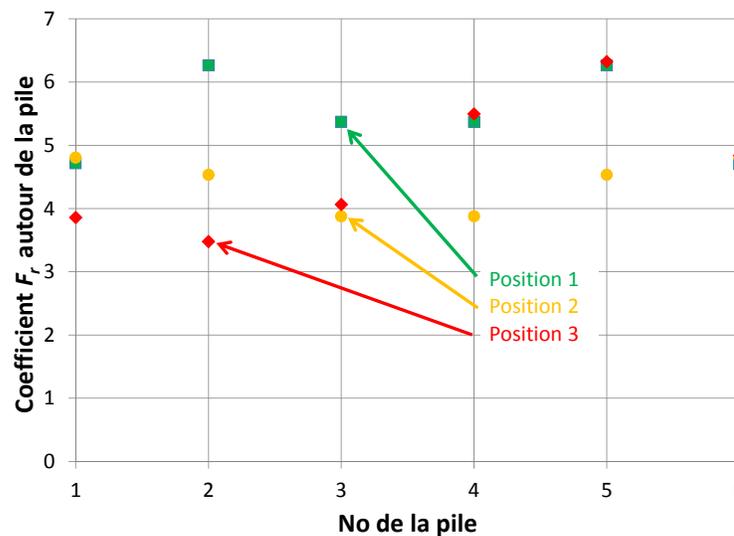


Figure 3.24: Analyse locale du ratio d'évaluation pour chaque assise de béton du pont P-03831

La matrice d'évaluation de la Figure 3.22 représente le résultat final de toute la démarche d'évaluation utilisant l'approche conventionnelle. Plus spécifiquement, le plus petit terme de cette matrice, qui est la valeur de 1.30, représente le ratio d'évaluation de ce pont. Il correspond à une rupture ductile en flexion à mi-travée. Les valeurs F_{11} et F_{22} étant proches pour cet exemple, ceci indique que les ruptures en flexion à mi-travée et en cisaillement à d_v de l'appui discontinu sont proches. Cet aspect sera confirmé ultérieurement lors des analyses non linéaires. La rupture par cisaillement bidirectionnel ne semble pas être problématique à cause des valeurs élevées des coefficients de la troisième colonne. Même pour la position critique 3, les calculs montrent que la rupture se fait par flexion et à mi-travée ($F_{31} < F_{33}$). La validation de ce résultat avec l'approche avancée est intéressante à voir et sera considérée dans la section suivante.

3.7 ÉVALUATION DE LA CAPACITE – APPROCHE AVANCEE NON LINEAIRE 3D

3.7.1 DONNÉES SUPPLÉMENTAIRES

En plus des données de la section 3.4.1, les analyses non linéaires requièrent la définition des caractéristiques statistiques (valeur moyenne et coefficient de variation) des variables aléatoires sélectionnées, c'est-à-dire la résistance en traction du béton et la limite élastique de l'acier d'armature. Ces caractéristiques sont généralement déterminées à partir d'essais sur carottes prélevées du pont. Dans le cas du présent rapport, les articles A14.1.2 et A14.1.3 du commentaire du chapitre 14 de la norme CSA-S6 sont utilisés (voir section 2.5). Les coefficients de variation de 0.09 et 0.15 sont choisis comme valeurs typiques pour la limite élastique de l'acier et la résistance en traction du béton [15 et 16].

Pour chacun des cas de charge, les résultats présentent la somme des réactions d'appui du modèle qui inclut les charges permanentes pondérées et la charge de camion pondérée (U_d). Au-delà de ce niveau de charge, les charges de camion sont augmentées jusqu'à la rupture,

selon les indications à la Figure 2.4 (chemin 2). Dans les deux premiers cas de charge, seule la demi-largeur du pont a été analysée afin de tirer profit de la symétrie. Le pont au complet a été analysé pour le troisième cas.

3.7.2 POSITION CRITIQUE 1

Cinq analyses ont été réalisées pour la position critique 1. Les résultats sont rapportés à la Figure 3.25. Pour toutes les analyses, la rupture s'initie par plastification des barres d'armatures longitudinales en milieu de travée et localement vis-à-vis de la position du camion (Figure 3.26). À l'exception de l'analyse P03831_01, la rupture se fait d'une manière très ductile par plastification progressive de toutes les barres longitudinales en milieu de travée suivie d'écrasement progressif du béton en zone comprimée. Pour l'analyse p03831_01, une rupture en cisaillement proche de l'appui continu intervient après la phase initiale de plastification locale d'armature. La comparaison des analyses de Rosenblueth montre un rapprochement des courbes deux à deux qui se fait par rapport à la valeur de la limite élastique de l'acier d'armature : un rapprochement entre les courbes p03831_00 et p03831_10 d'une part et les courbes p03831_01 et p03831_11 d'autre part. Ceci est une indication que la résistance pour ce cas est influencée surtout par l'acier d'armature.

Pour le calcul de la résistance de conception, la valeur $\beta = 2.75$ a été choisie et correspond à un type de rupture graduelle du pont. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 2148 \text{ kN}$
- $V_A = 0.068$; $V_P = 0.15$ donc $V_R = 0.164$
- $\gamma_G = 1.48$
- $R_r = 1450 \text{ kN}$; $U_d = 1387 \text{ kN}$ et donc $F_r = 1.05$

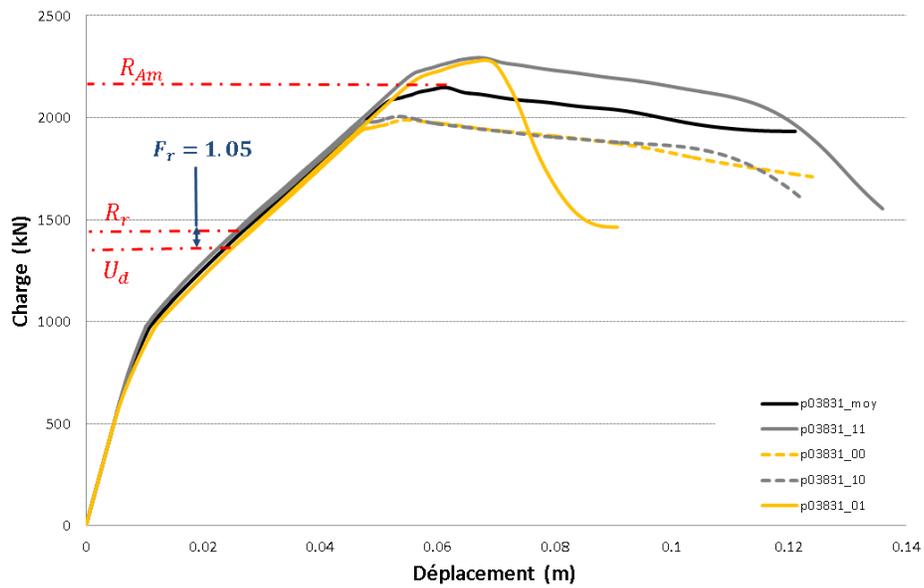


Figure 3.25: Analyses de Rosenbluth pour la position critique 1

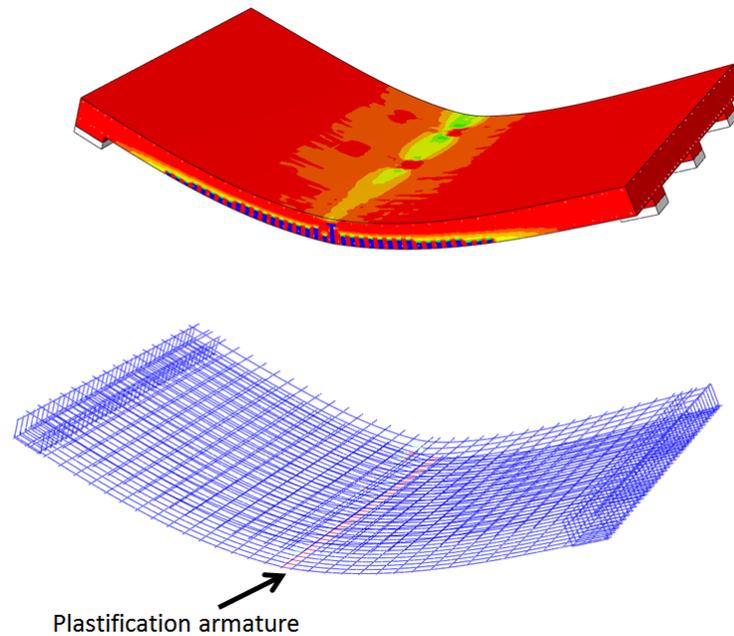


Figure 3.26: Patron de fissuration à la rupture pour l'analyse avec propriétés moyennes - position critique 1

3.7.3 POSITION CRITIQUE 2

Cinq analyses ont été réalisées pour la position critique 2. Les résultats sont rapportés à la Figure 3.27. Pour toutes les analyses, la rupture est fragile et est due à la propagation d'une fissure de cisaillement du côté de l'appui discontinu. Une fissure de cisaillement s'est parallèlement initiée du côté de l'appui continu mais ne contribue pas à la rupture finale. Tel que montré à la Figure 3.28, aucune plastification de barres d'armature ne se produit au moment de la rupture. La comparaison des analyses de Rosenblueth montre cette fois-ci un rapprochement des courbes deux à deux qui se fait par rapport à la valeur de la résistance en traction du béton : un rapprochement entre les courbes p03831_10 et p03831_11 d'une part et les courbes p03831_00 et p03831_01 d'autre part. Ceci est une indication que la résistance pour ce cas est influencée surtout par la résistance en traction du béton.

Pour le calcul de la résistance de conception, la valeur $\beta = 3.50$ a été choisie et correspond à un type de rupture fragile du pont. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 4005kN$
- $V_A = 0.056$; $V_P = 0.15$ et donc $V_R = 0.16$
- $\gamma_G = 1.61$
- $R_r = 2462kN$; $U_d = 1850kN$ et donc $F_r = 1.33$

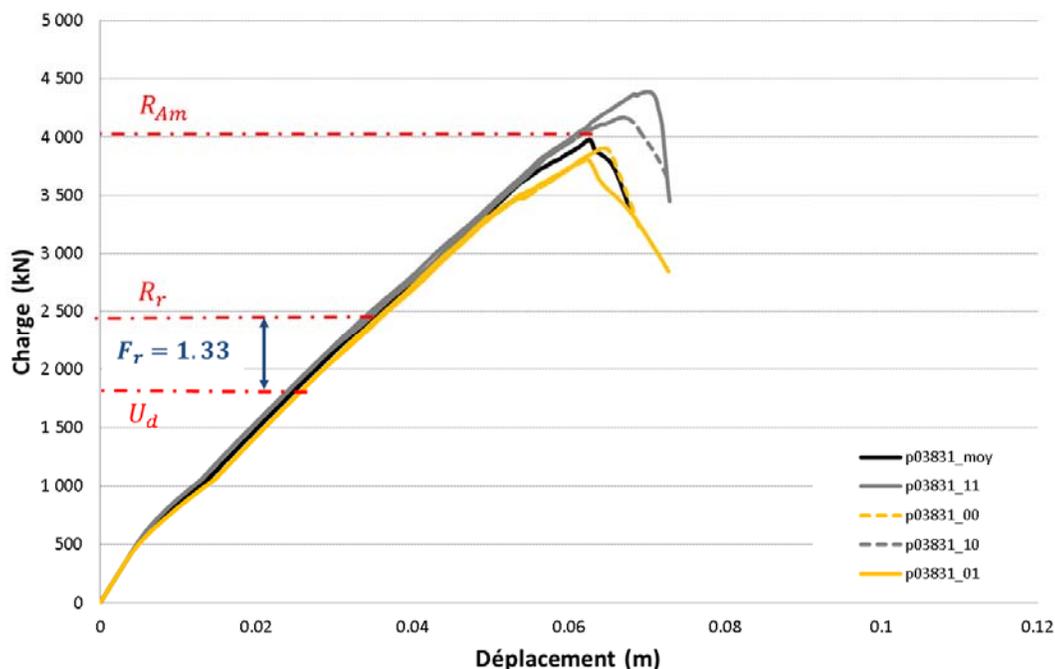


Figure 3.27: Analyses de Rosenblueth pour la position critique 2

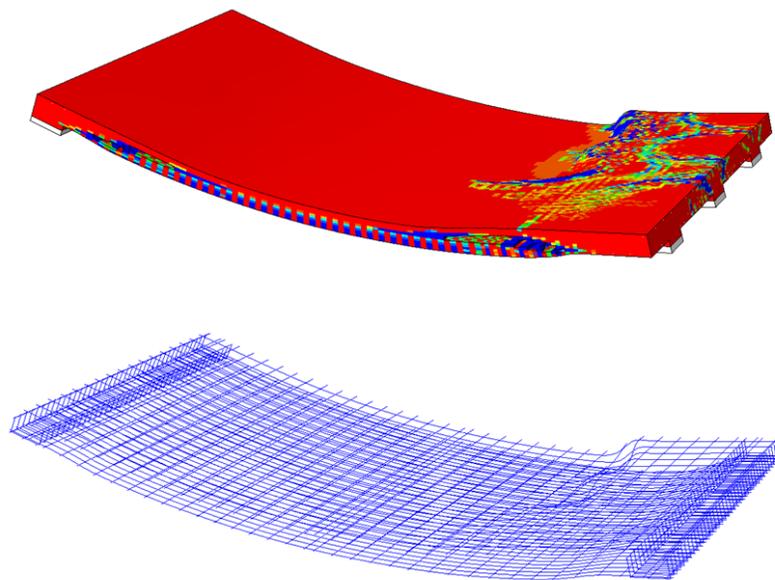


Figure 3.28: Patron de fissuration à la rupture pour l'analyse avec propriétés moyennes - position critique 2

3.7.4 POSITION CRITIQUE 3

Cinq analyses ont été réalisées pour la position critique 3. Les résultats sont rapportés à la Figure 3.27. Pour toutes les analyses, à l'exception de l'analyse p03831_10, la rupture est fragile et est due à la propagation d'une fissure de cisaillement du côté de l'appui discontinu (Figure 3.30). La position des charges mobiles afin de maximiser l'effort tranchant autour de l'appui discontinu (Figure 3.11) n'engendre pas une rupture par cisaillement bidirectionnel. Après la formation de fissures en moment négatif autour de l'appui en question, les charges semblent se redistribuer aux autres appuis et favoriser plutôt une rupture en cisaillement unidirectionnel pour toute la dalle. Dans le cas de l'analyse p03831_10, une rupture ductile se produit par plastification des barres d'armature au niveau de la section du milieu. La comparaison des analyses de Rosenblueth montre une grande variabilité au niveau des courbes avec un rapprochement des résultats juste pour les cas p03831_00 et p03831_01, ce qui indique une plus grande dépendance de la résistance en traction du béton.

Pour le calcul de la résistance de conception, la valeur $\beta = 3.50$ a été choisie et correspond à un type de rupture fragile du pont. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 6122kN$
- $V_A = 0.057$; $V_p = 0.15$ et donc $V_R = 0.16$
- $\gamma_G = 1.62$
- $R_r = 3789kN$; $U_d = 3225kN$ et donc $F_r = 1.17$

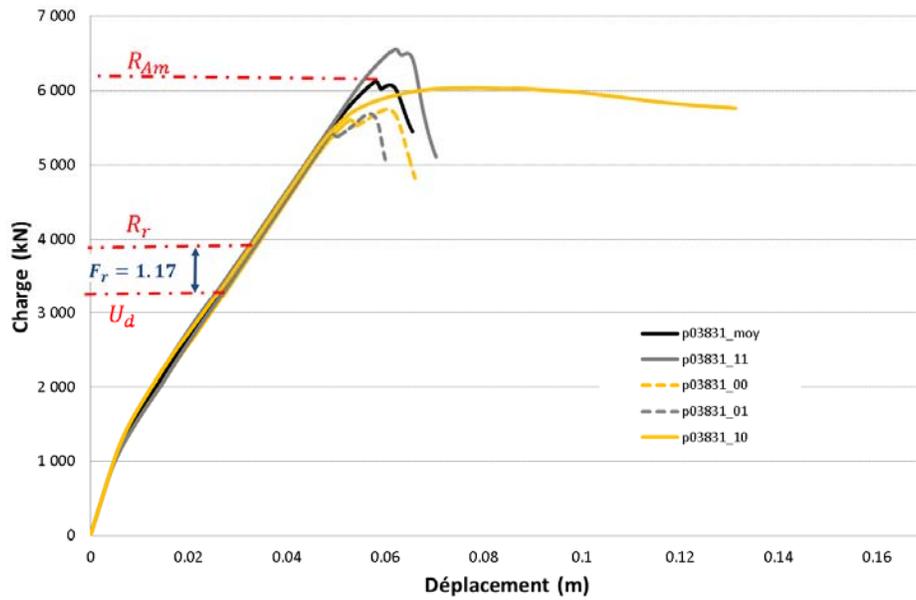


Figure 3.29: Analyses de Rosenbluth pour la position critique 3

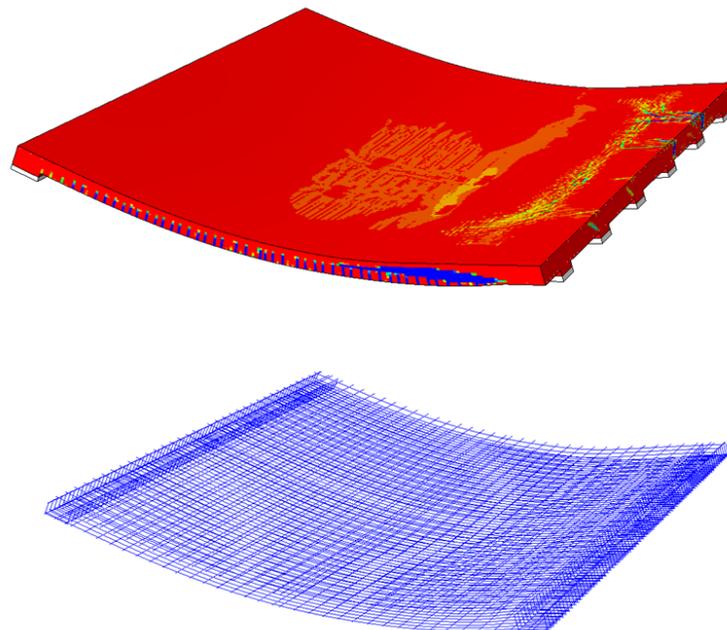


Figure 3.30: Patron de fissuration à la rupture pour l'analyse avec propriétés moyennes - position critique 3

3.8 CONCLUSION

Les résultats finaux d'évaluation sont rapportés aux matrices d'évaluation dans la Figure 3.31. Au niveau des deux positions critiques 2 et 3, il y a une bonne concordance entre les modes de rupture obtenus par les deux approches. Pour la position critique 3, l'approche avancée tout comme l'approche conventionnelle montre que le mode de rupture par cisaillement bidirectionnel n'est pas envisageable puisque la rupture par cisaillement unidirectionnel est plus probable (3 analyses sur 4 si on ne comptabilise pas l'analyse avec propriétés moyennes). Il y'a une différence entre les modes de rupture obtenus par chacune des deux approches. L'analyse P03831_10 avec l'approche avancée montre toutefois que la rupture en milieu de travée est probable (1/4) pour le cas de position critique 3. Ce résultat est prévisible si l'on compare les valeurs assez proches F_{31} et F_{32} obtenus par l'approche conventionnelle.

En comparant les valeurs des coefficients d'évaluation, il y a une différence entre les deux approches qui commence à être notable pour le cas de la position critique 1 (1.30 versus 1.05). Cette différence est attribuée principalement à la valeur $V_p = 0.15$ utilisée dans l'approche avancée pour le modèle de béton EPM3D. Tel que discuté à la section 2.3.1 précédente, cette valeur est conservatrice pour le mode de rupture flexionnel. Afin de voir l'influence de la prise en compte de l'erreur du modèle, les résultats de l'approche avancée sont recalculés avec l'hypothèse d'un modèle numérique parfait (Figure 3.32). On remarque une meilleure ressemblance cette fois-ci avec les résultats de l'approche conventionnelle.

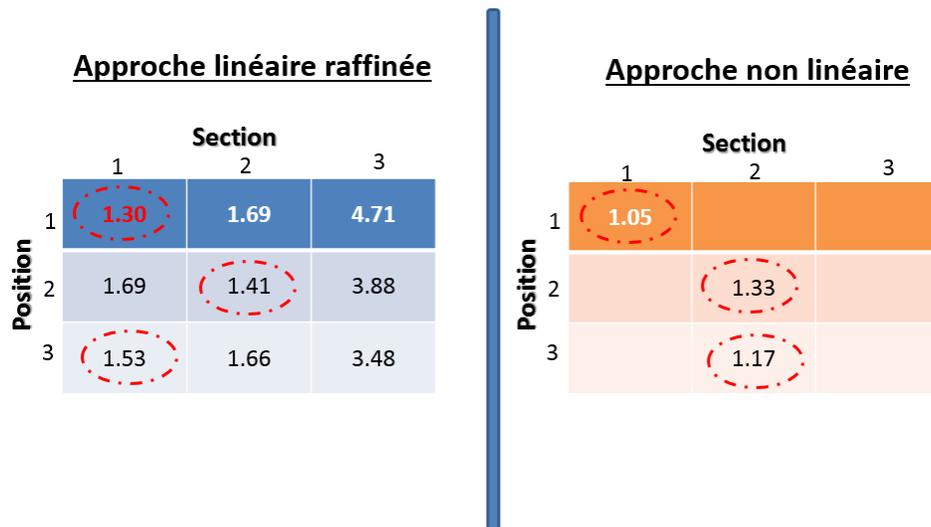


Figure 3.31: Résultats finaux d'évaluation pour les deux approches

		Section		
		1	2	3
Position	1	1.39		
	2		1.48	
	3		1.55	

Figure 3.32: Résultats de l'approche avancée selon l'hypothèse d'un modèle numérique 'parfait' ($\delta_p = 1.0$ et $V_p = 0.0$)

4 PONT P-13773N

4.1 INTRODUCTION

Le pont P-13773N, construit en 1968 et situé dans le secteur Beauport de la Ville de Québec, est une structure continue de trois travées constituée d'une dalle pleine d'épaisseur constante avec une extension en console d'épaisseur variable le long de chaque rive. La dalle qui présente un biais de $23^{\circ}35'$, est de largeur variable ($\pm 57'$ à $67'$) et s'appuie sur quatre lignes de 8 colonnes circulaires en travée et aux deux extrémités.



Figure 4.1 : Photo de l'ensemble de l'ouvrage

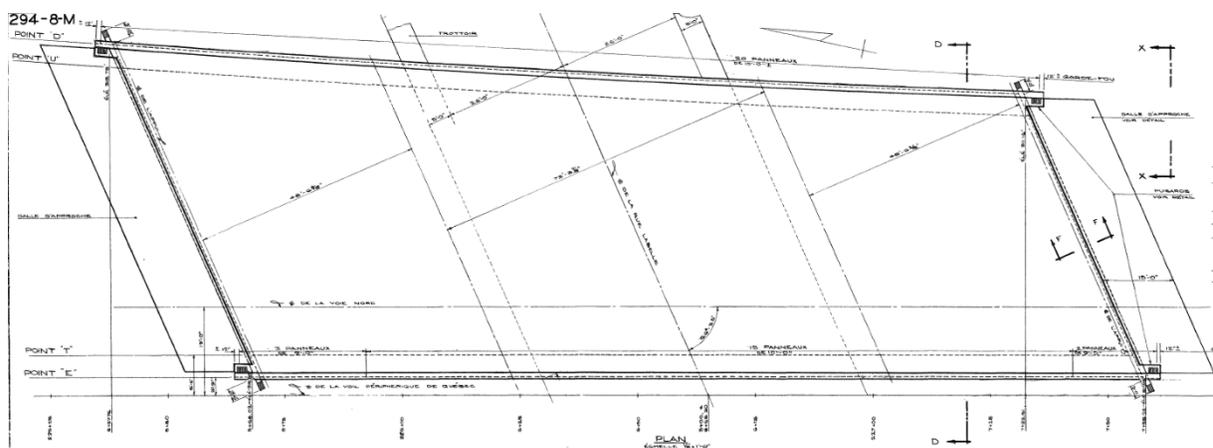


Figure 4.2: Vue en plan du tablier

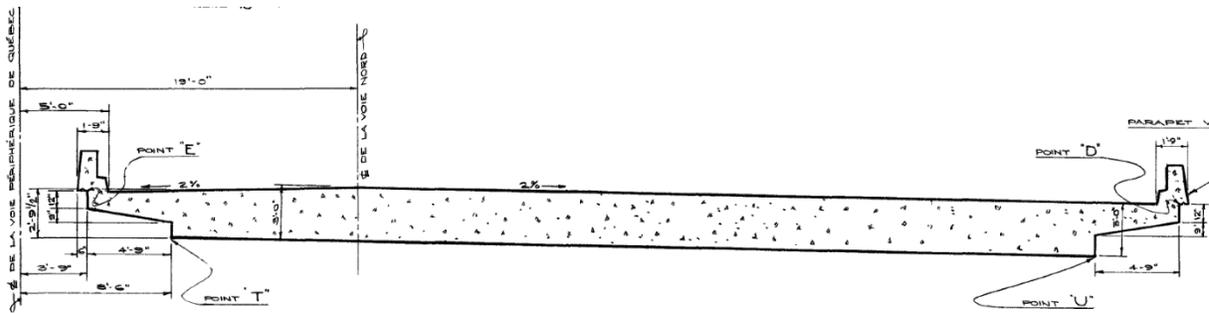


Figure 4.3 : Profil en travers du tablier

La complexité et la taille de l'ouvrage dépassent le cadre du projet de recherche. Il a donc été convenu qu'un pont de géométrie simplifiée serait analysé en conservant les caractéristiques principales de l'ouvrage réel. Une largeur réduite de la portion épaisse de la dalle a été considérée tout en maintenant des consoles de même longueur que sur l'ouvrage. La structure retenue permet l'aménagement de trois voies au lieu des quatre sur l'ouvrage réel. Les dispositions d'armatures retenues sont les mêmes que l'ouvrage réel. Enfin les portées des travées ont été retenues.

4.1.1 GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE SIMPLIFIÉE

La version simplifiée du pont supporte 3 voies de circulation. Les travées continues ont des longueurs de 16.15 m (53'), 24.38 m (80') 16.15 m (80'). La dalle a une épaisseur constante de 0.914 m (3') dans la partie principale et des parties en consoles d'épaisseur variant de 0.533 m (21") à 0.305 m (12"). La longueur des consoles est de 1.448 m (4'9") alors que la largeur de la dalle épaisse est 10.478 m (34'4½"). Le tablier a une largeur totale de 13.374 m, avec une voie carrossable de 12.474 m et deux chasse-routes de 0.45 m. Les colonnes en travée ont un diamètre de 0.610 m (24") alors que le diamètre des colonnes aux extrémités est de 0.406 m (16").

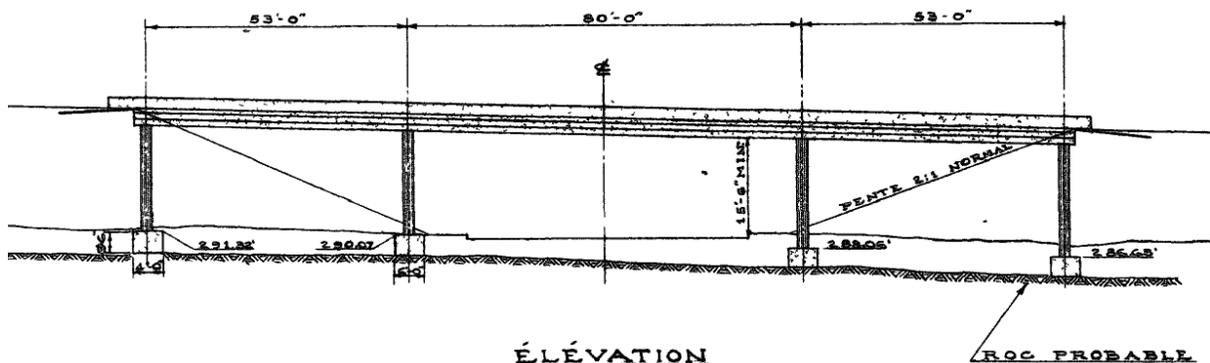


Figure 4.4 : Élévation de l'ouvrage

4.2 ÉVALUATION DE LA CAPACITE

4.2.1 GÉNÉRALITÉ

Dans un premier temps, deux séries d'analyses avancées ont été réalisées pour cet ouvrage. Des analyses linéaires avec des éléments de plaques et des analyses non linéaires avec des éléments de solides ont été réalisées pour un cas de charge associé à une rupture à l'effort tranchant le long de la ligne de colonnes intérieure. L'objectif des analyses linéaires était de vérifier l'applicabilité de la feuille de calcul Mathcad pour l'évaluation de la capacité à l'effort tranchant pour une dalle d'épaisseur variable alors que la série d'analyses non linéaires visait l'application de la méthode de Rosenblueth pour le même cas de chargement. Ensuite, une troisième série d'analyses visant à solliciter la dalle pour obtenir une rupture par poinçonnement au coin obtus a été effectuée en utilisant uniquement les éléments finis non linéaires et en appliquant la méthode de Rosenblueth.

4.2.2 PARAMÈTRES DES DEUX PREMIÈRES SÉRIES D'ANALYSES

La géométrie du pont est montrée à la Figure 4.5. Un modèle de plaques 2D est utilisé dans Abaqus pour l'approche linéaire raffinée, tandis qu'un modèle 3D est utilisé dans Abaqus pour l'approche non linéaire avancée (éléments solides 3D pour le béton et treillis pour l'armature).

Une seule section critique a été choisie pour ce pont irrégulier afin de simplifier le problème (Figure 4.6). L'objectif étant d'étudier l'effet du biais sur la résistance au cisaillement au niveau d'un appui continu, le choix a été fait sur la section à d_v de l'appui central du côté intérieur. La position critique des camions est choisie de manière à maximiser l'effort tranchant unidirectionnel au niveau de cette section.

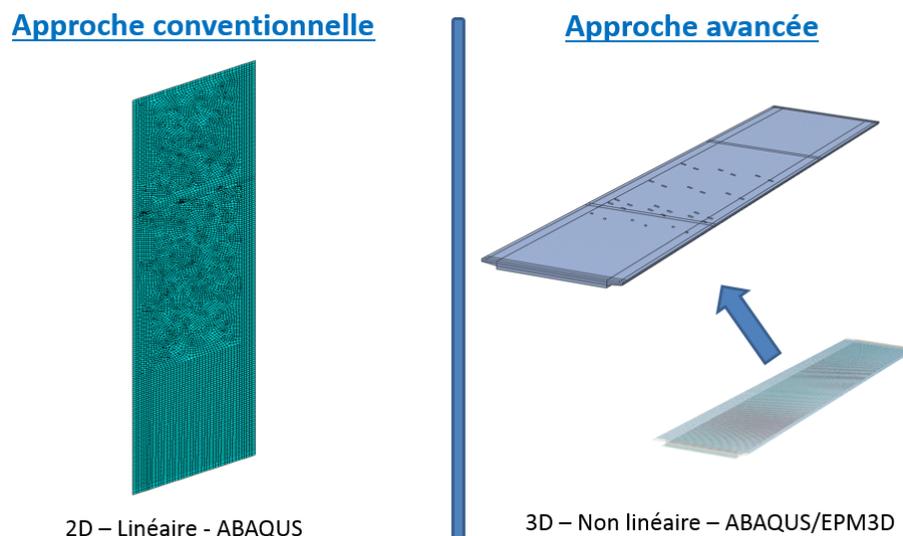


Figure 4.5: Modèles numériques du pont P13773N

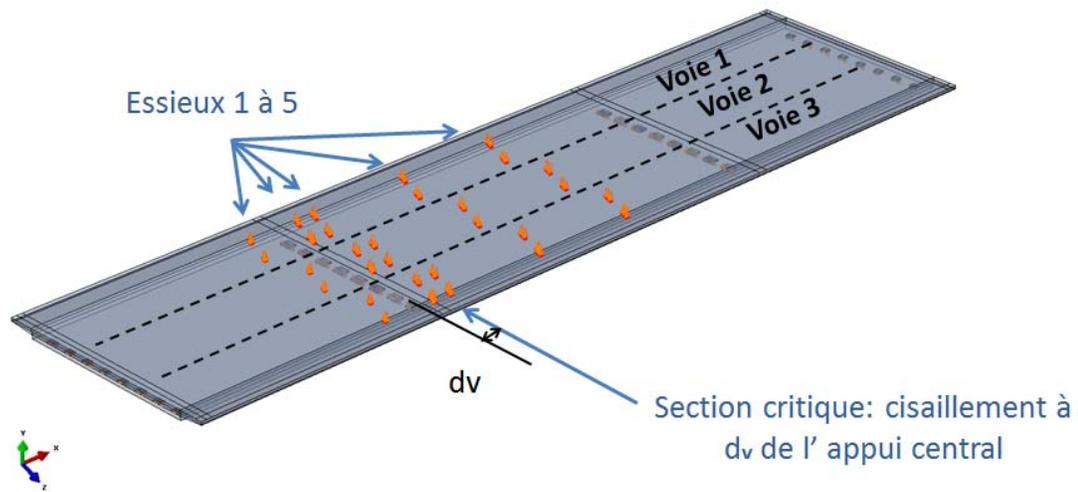


Figure 4.6: Description de la section critique du pont P13773 et de la position critique correspondante

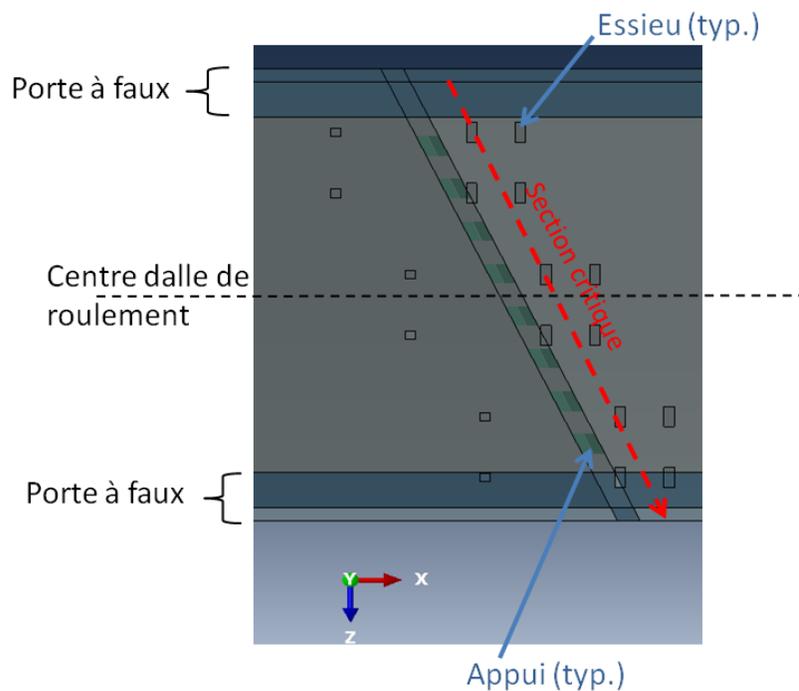


Figure 4.7: Configuration des appuis et des porte-à-faux au voisinage de la section critique

Au total, 1 analyse linéaire élastique est nécessaire dans le cas de l'approche linéaire et $(2^2 + 1) = 5$ analyses non linéaires sont nécessaires dans le cadre de l'approche non linéaire.

Le modèle 3D contient plus de 460 000 nœuds et la durée d'une analyse non linéaire dépasse 24 heures sur un ordinateur à six processeurs travaillant en parallèle. La version V3.3 de EPM3D [18] qui supporte le calcul parallèle dans ABAQUS-EXPLICIT (V6.11) [19] a été utilisée.

Les données de base pour l'évaluation sont les suivantes :

- Résistance en compression pour la conception : $f'_c = 20 \text{ MPa}$
- Limite élastique de l'acier d'armature : $f_y = 230 \text{ MPa}$
- Niveau d'inspection : INSP3
- Comportement du système : S2
- Comportement de l'élément : E1 pour une rupture fragile (cisaillement unidirectionnel).
- Indice de fiabilité cible conséquent $\beta = 3.50$;
- Nombre de voies de calcul : 3
- La combinaison critique considérée est : $\alpha_D D + \alpha_L (1 + I) R_L L$; avec α_D et α_L coefficients de pondération des charges déterminés selon la valeur de β , I est le coefficient de majoration dynamique déterminé selon le nombre d'essieux sur le pont, et R_L facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées. La charge morte inclut le poids propre du béton et celui du dispositif de sécurité (D2), ainsi que les charges de bitume (D3).

Pour ces analyses, une disposition simplifiée de l'armature de flexion a été utilisée. Les armatures en moments positifs et négatifs ont été conservés constants sur toute la longueur du pont afin d'éviter un mode de rupture en flexion et de provoquer ainsi une rupture à l'effort tranchant.

4.2.3 APPROCHE LINÉAIRE RAFFINÉE

4.2.3.1 Analyse globale des ratios

La Figure 4.8 montre une évaluation globale de l'inverse du ratio F_r pour le cisaillement. Rappelons que pour le cisaillement, le ratio F_r réfère au ratio résistance en cisaillement du béton sur la force de cisaillement principal.

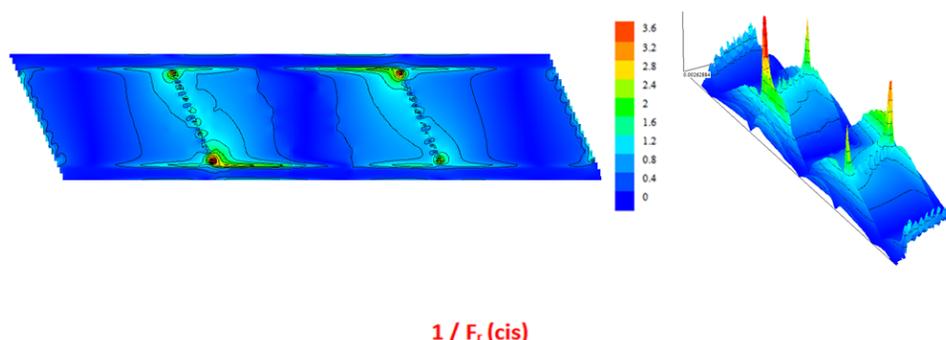


Figure 4.8: Évaluation globale la résistance en cisaillement

La figure montre clairement deux effets :

- un premier effet de bord connu pour tous les types de dalles (avec ou sans biais), dans lequel le cisaillement augmente localement aux extrémités de la dalle;

- un deuxième effet typique pour les dalles avec biais.

4.2.3.2 Analyse locale des ratios

Une analyse locale des ratios F_r , a été faite au niveau de la section critique pour la position critique correspondante. Les résultats sont montrés à la Figure 4.9. L'évaluation du ratio est montrée sur un trajet tout au long de la section critique incluant les parties en porte à faux de part et d'autre de la dalle (Figure 4.7). La courbe présente deux sauts, au début (Z négatif) et à la fin du trajet (Z positif), qui reflètent un faible effort de cisaillement vis-à-vis des porte à faux. En effet, tel que montré à la Figure 4.7, les charges de pneus choisissent le chemin direct vers les appuis qui sont placés dans la zone intérieure loin des porte à faux.

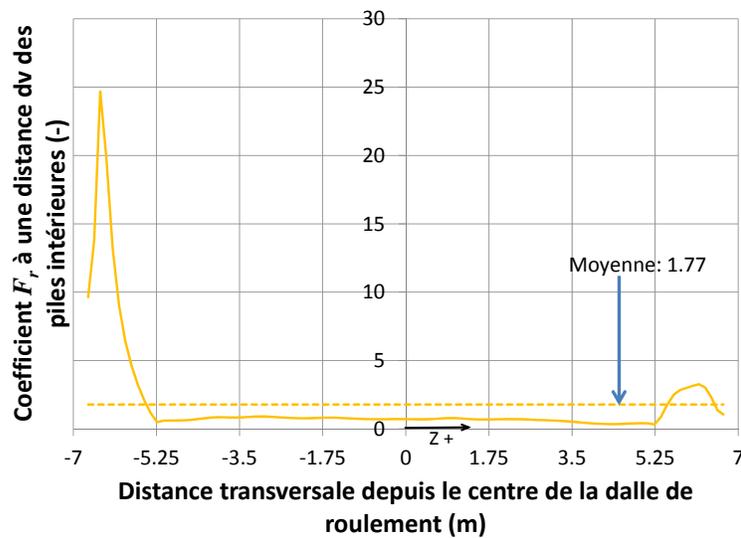


Figure 4.9: Analyse locale du ratio d'évaluation en cisaillement au long de la section critique du pont P13773N

Afin d'éliminer cet effet, l'analyse du ratio d'évaluation a été faite dans la Figure 4.10 le long de la section critique, à l'extérieur des zones en porte à faux. On y remarque la tendance de l'effet du biais qui donne un ratio plus faible du côté Z positif. De plus, la courbe montre un effet de bord à chaque extrémité qui est dû à l'accroissement local de la force de cisaillement.

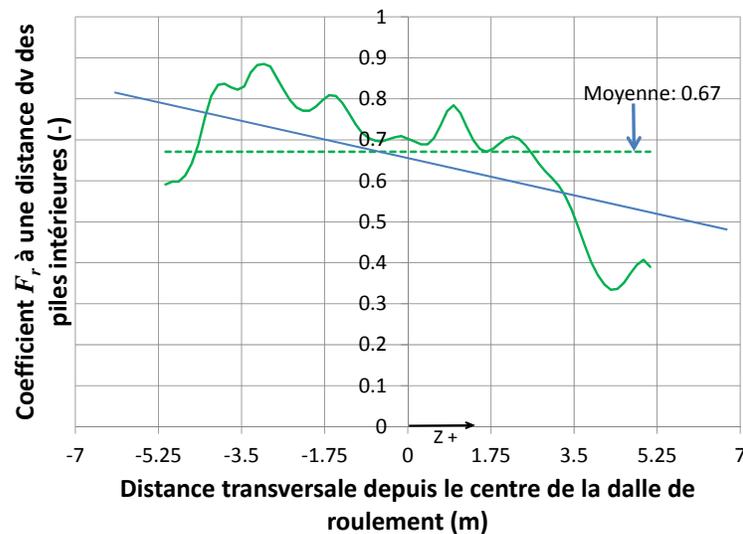


Figure 4.10: Analyse locale du ratio d'évaluation en cisaillement au long de la section critique du pont P13773N excluant les sections en porte à faux

4.2.4 APPROCHE NON LINÉAIRE AVANCÉE

Les données additionnelles requises pour les analyses non linéaires sont les mêmes que le pont précédent, et sont décrites à la section 3.5.1 précédente.

La Figure 4.11 montre les résultats des analyses de Rosenblueth. La rupture est fragile pour tous les cas et est due à l'initiation d'une fissure de cisaillement du côté Z positif puis la propagation abrupte de cette fissure (Figure 4.12). Aucune plastification d'armature ne se produit au moment de la rupture.

La comparaison des analyses montre un rapprochement des courbes deux à deux qui se fait par rapport à la valeur de la résistance en traction du béton : un rapprochement entre les courbes p13773N_10 et p13773N_11 d'une part et les courbes p13773N_00 et p13773N_01 d'autre part. Ceci est une indication que la résistance pour ce cas est influencée surtout par la résistance en traction du béton.

Pour le calcul de la résistance de conception, la valeur $\beta = 3.50$ a été choisie et correspond à un type de rupture fragile du pont. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 29329kN$
- $V_A = 0.060$; $V_p = 0.15$ et donc $V_R = 0.162$
- $\gamma_G = 1.62$
- $R_r = 18095kN$; $U_d = 24150kN$ et donc $F_r = 0.75$

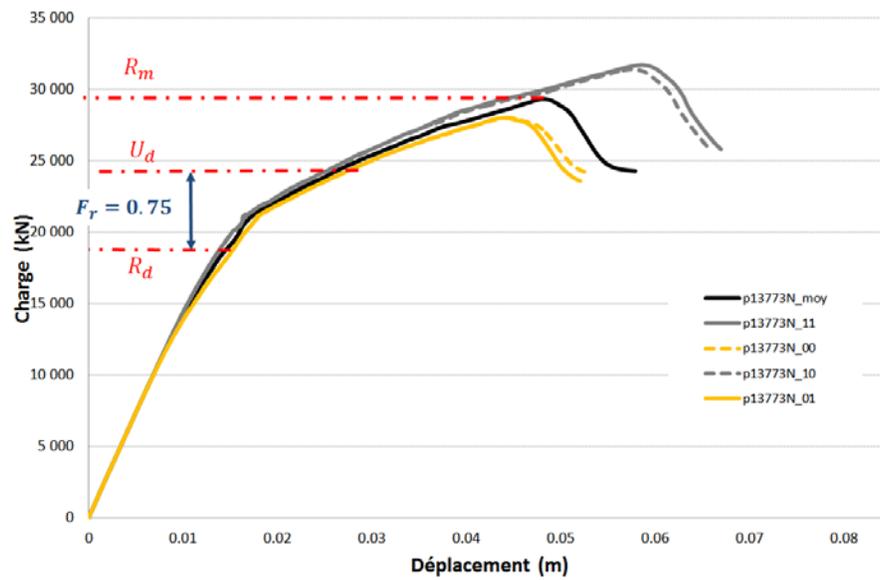


Figure 4.11: Analyses de Rosenblueth pour le pont P13773N

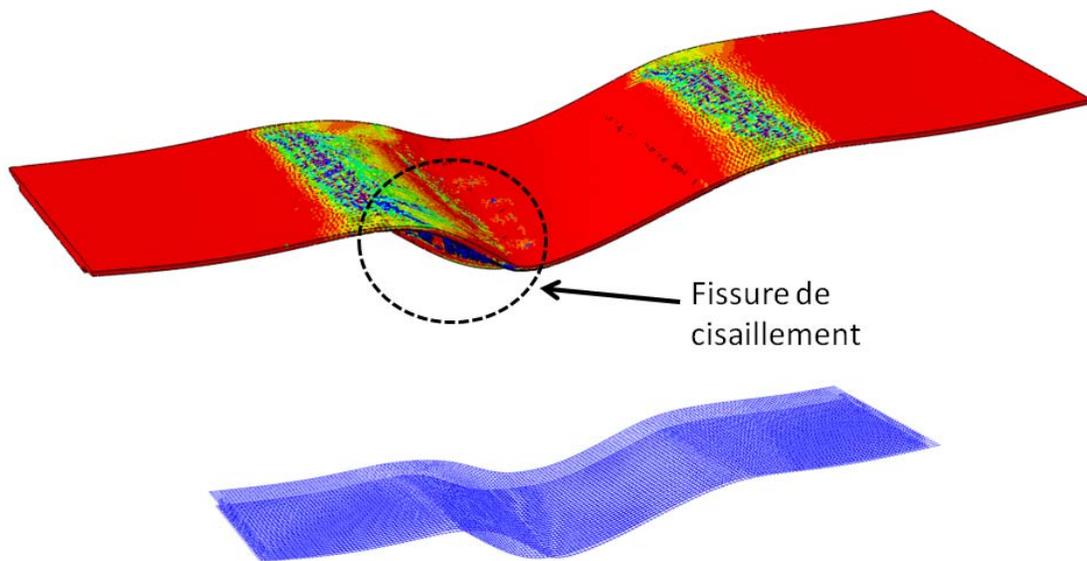


Figure 4.12: Patron de fissuration à la rupture pour l'analyse avec propriétés moyennes

4.2.5 CONCLUSIONS

Les résultats de l'analyse avancée confirment que la rupture en cisaillement est le mode de rupture tel qu'attendu pour ce pont avec biais. De plus, le rapprochement entre le ratio d'évaluation $F_r = 0.75$ obtenu avec l'approche avancée et le ratio d'évaluation moyen $F_r = 0.67$ obtenu avec l'approche linéaire démontre que la résistance en cisaillement d'un pont avec biais pour le cas de chargement parallèle au biais obéit plus à la moyenne calculée tout au long de la section critique hormis les porte-à-faux, plutôt qu'à la valeur minimale; si l'on se réfère à l'allure variable du ratio F_r dans la Figure 4.10. Cette conclusion s'applique à ce mode de rupture et pourrait différer avec un chargement différent.

Des analyses complémentaires de sensibilité ont démontré que ce rapprochement est encore plus prononcé. Une analyse non linéaire avec les propriétés moyennes des matériaux a été refaite en considérant des conditions aux limites différentes au niveau des appuis de part et d'autre de la travée centrale. Dans le modèle original, les conditions aux limites de ces appuis étaient maintenues fixes dans la direction longitudinale du pont (fixe-fixe des deux côtés). Ceci amenait une charge de compression pour toutes les sections de la travée en question qui a augmenté la résistance en cisaillement de la section critique. C'est la même condition aux limites qui a été utilisée pour les analyses linéaires de l'approche conventionnelle, cependant l'effet bénéfique des charges en compression n'est pas pris en compte lors de l'évaluation de la résistance en cisaillement, puisque c'est la méthode simplifiée de la norme CSA A23.3 [13] qui a été utilisée. Les conditions aux limites de la nouvelle analyse sont libres part et d'autre de la travée centrale, ce qui empêche la formation d'une force de compression. Les analyses refaites uniquement pour le cas avec propriétés moyennes (R_{Am}) montrent une diminution de la capacité de l'ordre de 15%. En supposant le même coefficient de résistance global ($\gamma_G = 1.62$), on obtient une nouvelle valeur $F_r = 0.64$ du ratio d'évaluation avec l'approche avancée, qui est encore plus proche de celui obtenu avec l'approche conventionnelle.

4.2.6 APPROCHE NON LINÉAIRE – MODÈLE MODIFIÉ

4.2.6.1 Modèle

Pour la troisième série d'analyses, les armatures ont été modélisées tel qu'indiqué aux plans, avec une diminution des armatures principales de flexion au niveau des points d'inflexion. La position des camions a été modifiée, l'essieu tandem de ceux-ci étant placé le long de la bissectrice de l'angle obtus, afin de maximiser l'effort tranchant à l'appui situé au coin obtus.

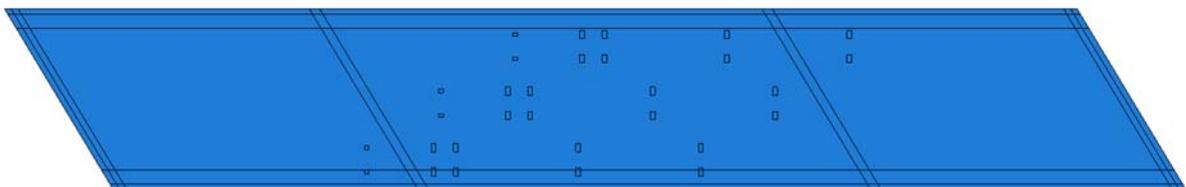


Figure 4.13: Position des camions selon la bissectrice de l'angle obtus

Six analyses ont été réalisées : les cinq analyses requises pour le calcul selon l'approche de Rosenblueth, et une sixième analyse utilisant les résistances nominales pondérées, comme traditionnellement utilisé.

Deux modèles ont été utilisés. Le premier modèle utilise l'équation 2.10 pour déterminer la résistance à la traction du béton alors que le second modèle utilise l'équation 2.11 qui donne une résistance plus élevée.

4.2.6.2 Résultats des analyses – Premier modèle

Pour le calcul de la résistance pondérée, la valeur $\beta = 3.50$ a été choisie, ce qui correspond à une rupture du pont de type fragile. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 23347kN$
- $V_A = 0.066$; $V_P = 0.15$ et donc $V_R = 0.164$
- $\gamma_G = 1.63$
- $R_r = 14333kN$; $U_d = 24150kN$ et donc $F_r = 0.59$

L'ensemble des résultats des analyses est montré sur la Figure 4.14. L'analyse selon la méthode de Rosenblueth conduit à une valeur de F_r de 0.59. Toutefois, on note que les analyses avec la résistance pondérée de 19415 kN, donnant une valeur de F_r de 0.80, est nettement supérieure à la valeur obtenue par la méthode de Rosenblueth. Néanmoins, cette valeur est du même ordre de grandeur que le poids propre pondéré.

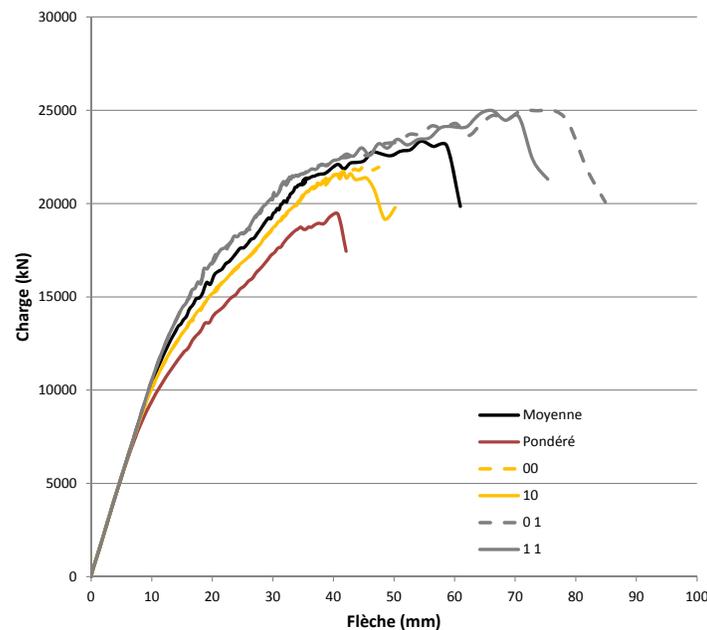


Figure 4.14: Comportement global du pont P-13773N pour le chargement des camions selon la bissectrice de l'angle obtus – Modèle 1

Le mode de rupture est illustré sur la Figure 4.15. Quelques points méritent d'être soulignés :

- la rupture est relativement ductile, accompagnée d'une fissuration abondante;
- les armatures atteignent à peine la limite élastique lorsque survient la rupture (varie selon la combinaison considérée);
- des fissures se retrouvent en grande quantité dans le porte-à-faux, même en zone de moment positif, indiquant que l'axe neutre est relativement élevé à l'approche de la rupture;
- deux plans de cisaillement se forment, caractérisés par des fissures diagonales encerclées sur la figure, près des appuis et près de la section où les armatures sont interrompues.

On note que le paramètre critique est la résistance à la traction : la variation de la limite élastique (00 vs 10 et 01 vs 11) ne change pas les résultats. Dans les analyses réalisées avec ce premier modèle, l'équation 2.10 a été utilisée pour déterminer la résistance en traction du béton.

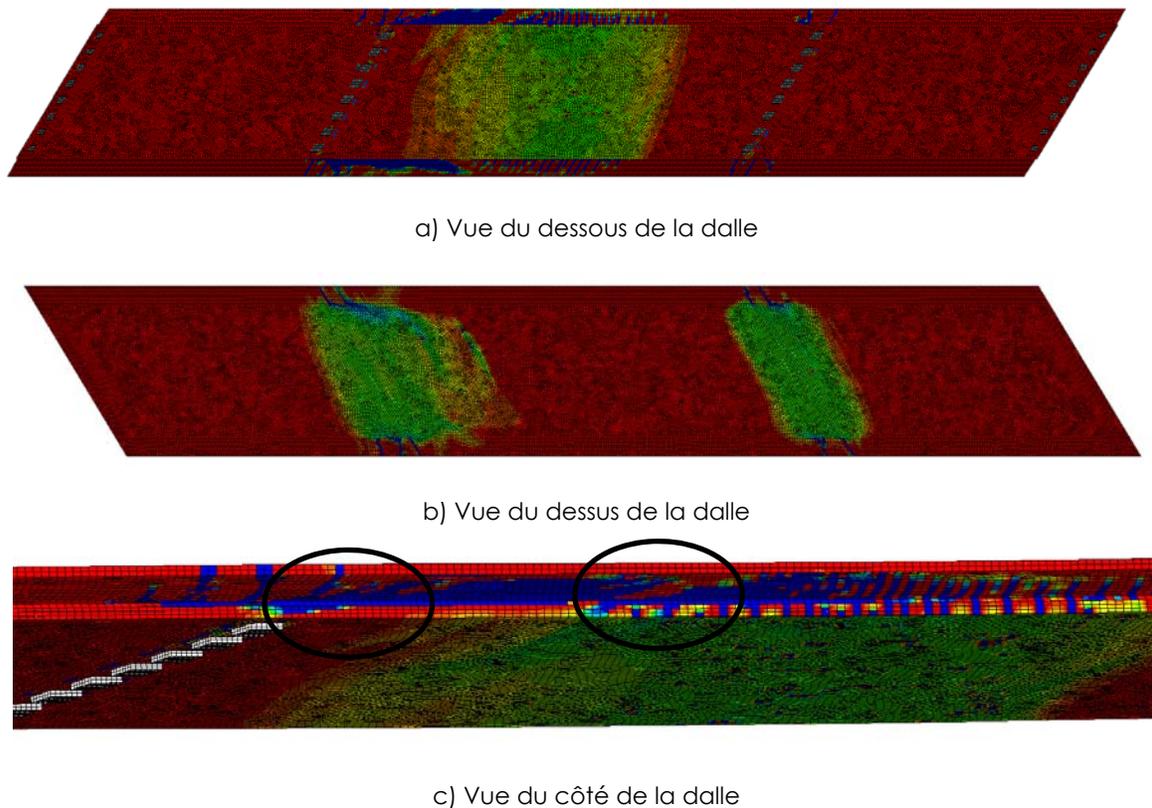


Figure 4.15: Mode de rupture de l'ouvrage pour le chargement des camions selon la bissectrice de l'angle obtus

4.2.6.3 Résultats des analyses – Second modèle

En utilisant l'équation 2.11 on obtient une résistance à la traction plus élevée pour le béton de cet ouvrage (+30%). Toutefois on s'intéresse à savoir si cette augmentation se traduit directement en une augmentation proportionnelle de la résistance car d'autres paramètres interviennent. Le modèle précédent a ainsi été repris avec trois changements visant à améliorer l'analyse et à mesurer l'impact sur les résultats : une résistance en traction 30% supérieure, un module élastique supérieur déterminé selon la résistance moyenne en compression et un maillage un peu plus raffiné avec 10 éléments au lieu de 8 sur l'épaisseur de la dalle. De telles modifications aux modèles permettent de développer une meilleure compréhension des paramètres qui affectent les mécanismes de résistance.

Pour le calcul de la résistance pondérée, la valeur $\beta = 3.50$ a été choisie, ce qui correspond à une rupture du pont de type fragile. Les valeurs suivantes sont alors calculées pour ce cas :

- $R_{Am} = 23945kN$
- $V_A = 0.052$; $V_P = 0.15$ et donc $V_R = 0.159$
- $\gamma_G = 1.60$

- $R_r = 14996kN$; $U_d = 24150kN$ et donc $F_r = 0.62$

L'ensemble des résultats des analyses est montré sur la Figure 4.16. L'analyse selon la méthode de Rosenblueth conduit à une valeur de F_r de 0.62. Toutefois, on note que les analyses avec la résistance pondérée de 20579 kN, donnant une valeur de F_r de 0.85, toujours nettement supérieure à la valeur obtenue par la méthode de Rosenblueth.

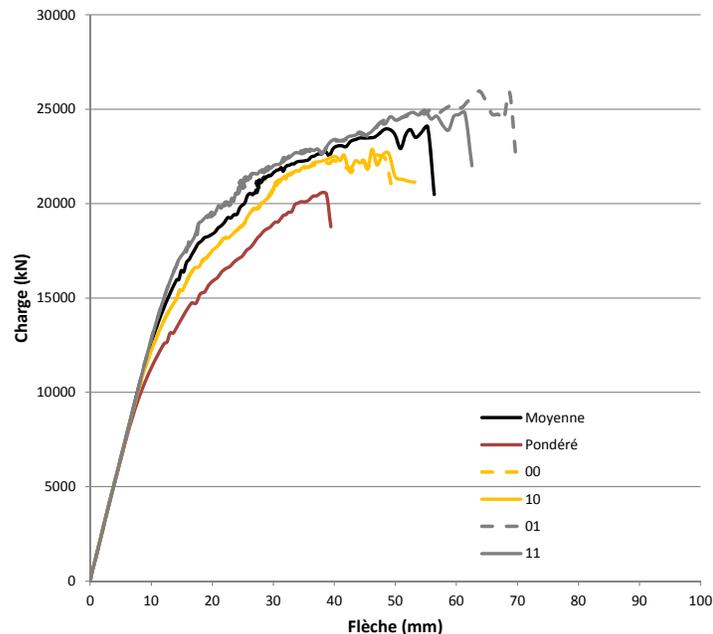
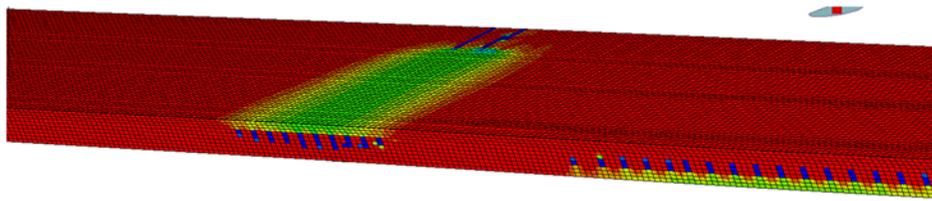


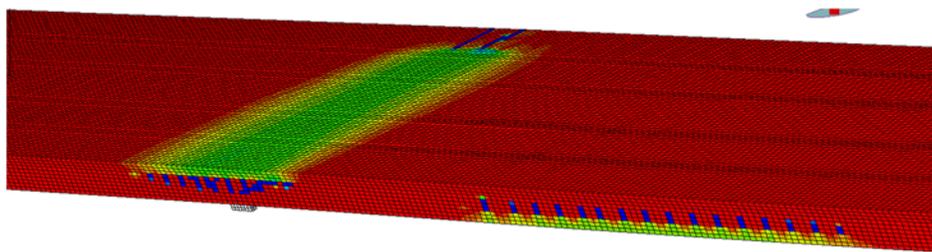
Figure 4.16: Comportement global du pont P-13773N pour le chargement des camions selon la bissectrice de l'angle obtus – Modèle 2

On note que les changements amenés au modèle ont fait que l'ouvrage est un peu plus rigide mais, malgré l'augmentation de 30% de la résistance à la traction, la résistance ultime a peu changé, soit moins de 5%. Ceci n'est pas très surprenant pour une dalle très épaisse. En effet, bien que la fissuration en cisaillement survienne à une charge plus élevée, la propagation de la fissure dans une dalle épaisse fait que celle-ci n'est pas plus résistante. Les remarques faites pour le modèle précédent s'appliquent également à celui-ci.

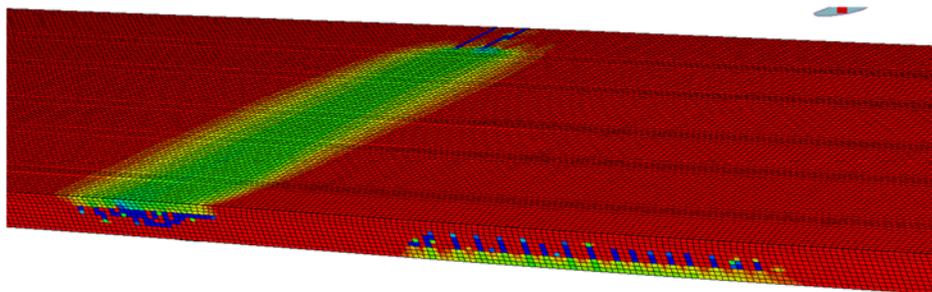
La Figure 4.17 présente des sections longitudinales qui illustrent les patrons de fissuration pour ce cas de chargement. On voit clairement que la flexion domine sur la ligne centrale alors que des fissures de cisaillement caractérisent le comportement près du coin obtus en s'approchant du bord libre.



a) Section longitudinale sur la ligne centrale du pont



b) Section longitudinale à 3 m de la ligne centrale du pont



c) Section longitudinale à 5 m de la ligne centrale du pont

Figure 4.17: Patrons de fissures – Modèle 2

4.2.6.4 Sommaire

Tel qu'indiqué au chapitre 2, utiliser une résistance en traction plus élevée requiert la considération des autres sollicitations qui pourraient affecter négativement la résistance en traction et, conséquemment, la résistance à l'effort tranchant. Il n'en demeure pas moins que cet ouvrage, analysé dans une condition qui n'est pas tout à fait conforme à la réalité, devrait être considéré comme précaire.

Le choix de la résistance à la traction, principalement pour son effet sur la résistance à l'effort tranchant des poutres non armées en cisaillement ouvre un débat plus large. La section suivante amène un éclairage additionnel.

4.3 RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

4.3.1 RAPPEL DES CONCLUSION DU RAPPORT D'ÉTAPE

Nous reprenons ici les conclusions du rapport d'étape de ce projet dans lequel 4 poutres de 1219 mm testées par Kani avait été utilisées pour valider l'approche de la méthode de Rosenblueth, ou méthode d'estimation par points. Dans cette étude, la résistance à la traction avait été déterminée avec l'équation 2.10.

Tableau 4.1 – Dimensions mesurées des poutres de Kani

Poutre No	b mm	d mm	a mm	L m	a/d -	A_s mm ²	ρ %
3041	152	1097	2195	6.421	2.00	4555	2.724
3042	154	1095	2737	7.506	2.50	4555	2.703
3043	154	1092	3277	8.585	3.00	4555	2.714
3044	152	1097	4364	10.759	3.98	4555	2.724

Tableau 4.2 – Comparaison des résultats sur la charge maximale à la rupture

Unité de la charge maximale $2P_u$ en kN		3041	3042	3043	P3044
Essai	Charge maximale (R)	683	508	371	369
	Moyenne des analyses Rosenblueth	713	504	368	300
EPM3D	Propriétés réelles	756	498	353	290

Ces résultats indiquent que pour la plage des valeurs a/d associées avec les ruptures à l'effort tranchant ou flexion cisaillement ($a/d < 2.5$) près des appuis, que la moyenne des résultats des analyses selon la méthode de Rosenblueth donne un ratio essai/analyse près de l'unité avec une faible variation, résultats obtenu toutefois uniquement pour 3 poutres. La résistance semble par ailleurs sous-estimée par les analyses pour des conditions s'approchant plus de la situation retrouvée en travée.

Cette étude avait révélé que réaliser une analyse non linéaire avec des résistances pondérées des matériaux n'est pas nécessairement sécuritaire. Pour les exemples choisis dans ce rapport il avait été conclu que cette approche surestime grandement la résistance pondérée des poutres. Cette surestimation provient principalement du fait qu'elle néglige l'imprécision du modèle de béton et que le coefficient de tenue n'est pas applicable à une telle approche dont l'application est grandement questionnable. En fait, cela remet en question l'utilisation d'un coefficient de tenu de 0.75, tel que préconisé par le code CSA-S6 pour le calcul à l'effort tranchant des poutres sans étriers. Ce facteur est probablement justifié pour des dalles de faible épaisseur (moins de 300 mm par exemple) mais tout à fait inapproprié pour des dalles

d'épaisseur supérieure à 900 mm, voire moins que cette limite. Dans ce cas il ne s'agit plus d'une résistance du béton mais plutôt de la capacité de l'élément à résister à la propagation stable ($h < 300$ mm) d'une fissure, ou à une propagation à instable ($h > 900$ mm). Les essais sur la poutre de 1.2 m testée dans le cadre de l'étude sur la détermination des causes de l'effondrement du pont de la Concorde ont permis de bien visualiser le caractère extrêmement fragile et soudain d'une telle rupture. Ce caractère soudain n'est pas considéré dans les équations du code alors qu'il se reflète dans une analyse par éléments finis telle que réalisée ici. En fait, les analyses non linéaires 3D avec un logiciel validé comme EPM3D sont les seules qui devraient être utilisées pour étudier le défaut d'un ouvrage comportant des éléments de grande taille en béton non armé, comme le pont traité dans ce chapitre.

5 ANALYSES NON LINÉAIRES ADDITIONNELLES

5.1 CONTEXTE

Les deux ponts considérés dans ce chapitre ont été analysés uniquement en appliquant le calcul non linéaire aux éléments finis pour quelques cas de charges uniquement. L'objectif recherché est de mettre en évidence certains types de comportement sans chercher à faire l'évaluation formelle.

5.2 PONT P-13474

5.2.1 INTRODUCTION

Le pont P-13474, construit en 1966 et situé dans la municipalité de Dorval, est un cadre rigide de type dalle épaisse d'une seule travée ayant une dalle pleine d'épaisseur variable. L'ouvrage présente une grande portée pour ce type d'ouvrage et est élancé. L'ouvrage a une très légère courbure horizontale et un biais d'environ 15°.



Figure 5.1 : Photo de l'ensemble de l'ouvrage

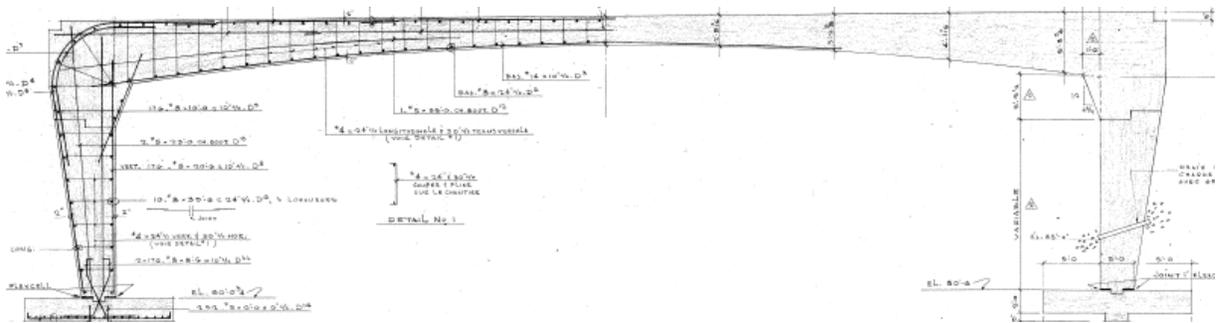


Figure 5.2: Vue en élévation de l'ouvrage

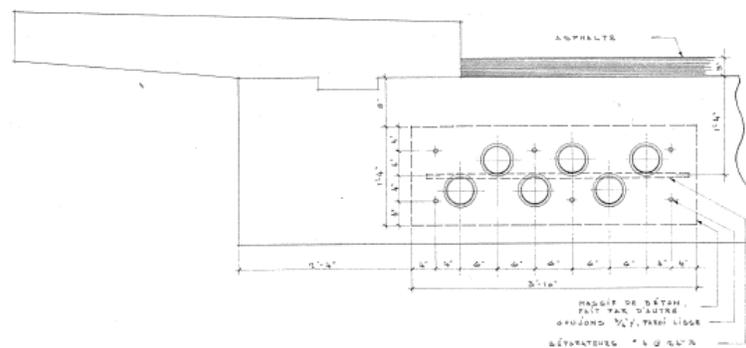


Figure 5.3 : Détails des conduits dans le trottoir

Vu les objectifs de l'étude, il a donc été convenu qu'un pont de géométrie simplifiée serait analysé en conservant les caractéristiques principales de l'ouvrage réel. Ainsi un pont droit et sans biais a été considéré. Toutes les autres caractéristiques de l'ouvrage ont été considérées.

5.2.2 GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE

Le pont est constitué de deux ouvrages côté-à-côté qui supportent chacun 4 voies de circulation et est considéré droit. L'ouverture maximale sous l'ouvrage est de 25.30 m (83') alors que la largeur hors-tout de l'ouvrage est de 46.33 m (152'). La dalle de chacun des cadres rigides a une largeur de 22.25 m (73'), une épaisseur de 1.75 m (5'9") au droit des béquilles et 0.76 m (2'6") à mi-travée.

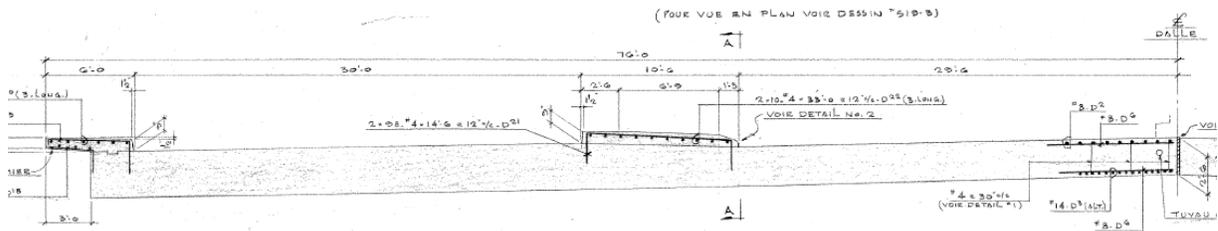


Figure 5.4 : Demi-section transversale

5.2.3 MODÈLE ET CHARGEMENT

Le pont a des caractéristiques simples et, tel qu'indiqué au Tableau 2-2, l'effet des évidements en rive de la dalle suscite un questionnement. Un modèle global du portique entier a été fait. Toutefois une tranche de 1.5 m, incorporant la dalle en rive avec les évidements a été analysée.

De charges non pondérées ont été appliquée : d'abord le poids propre, puis une charge uniforme qui a été augmentée jusqu'à l'atteinte de la rupture. Les propriétés des matériaux tel que spécifiées aux plans et données au Tableau 2-3 ont été utilisées, sans coefficient de tenue pour les matériaux, ni de coefficient de majoration des charges.

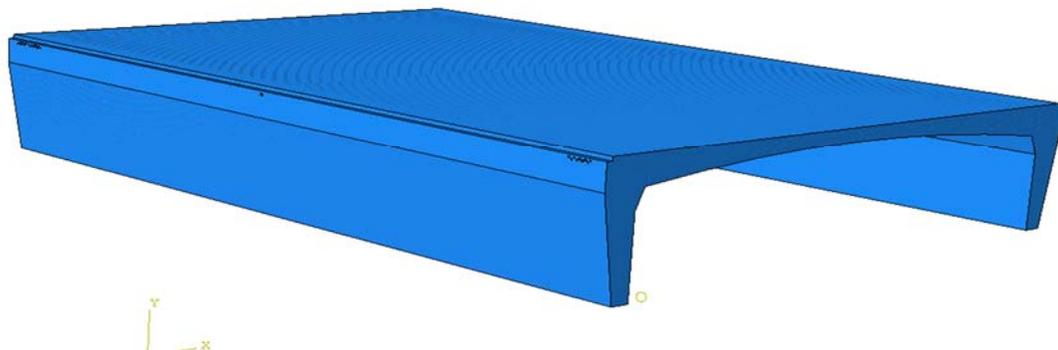


Figure 5.5 : Modèle complet

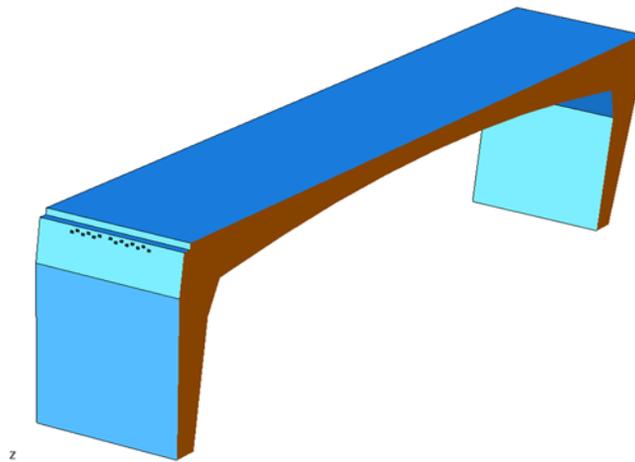


Figure 5.6 : Vue rapprochée montrant les évidements dans le trottoir

5.2.4 COMPORTEMENT

La Figure 5.7 illustre le comportement général pour deux analyses faites en considérant ou non le raidissement en traction. Deux conditions ont été considérées : avec ou sans raidissement en traction. Le raidissement en traction augmente l'énergie en traction du béton après la fissuration, phénomène associé à l'interaction entre l'armature et le béton. Normalement cette caractéristique est attribuée au béton autour des lits d'armature et est effective dans les directions parallèles aux armatures. Ne pas considérer le raidissement en traction est davantage représentatif d'un béton non armé. Dans l'exercice présenté ici, considérer les deux conditions revient à fixer les bornes de la résistance. Les deux modes de rupture sont présentés à la figure alors que les contraintes dans les armatures sont présentées à la figure pour les deux conditions.

Le mode de rupture montré sur la Figure 5.8 est caractérisé par une rupture à l'effort tranchant caractérisé par la fissure inclinée. Par contre, les contraintes dans les armatures montrées sur la Figure 5.9 indiquent que dans le cas sans raidissement la rupture survient après la plastification des armatures en moment négatif mais avant que celles en moment positif. Avec le raidissement en traction, les armatures de flexion atteignent la plastification en moment positif également, ce qui conduit à une rupture plus ductile. Dans les deux cas les étriers se plastifient près de la zone d'appui.

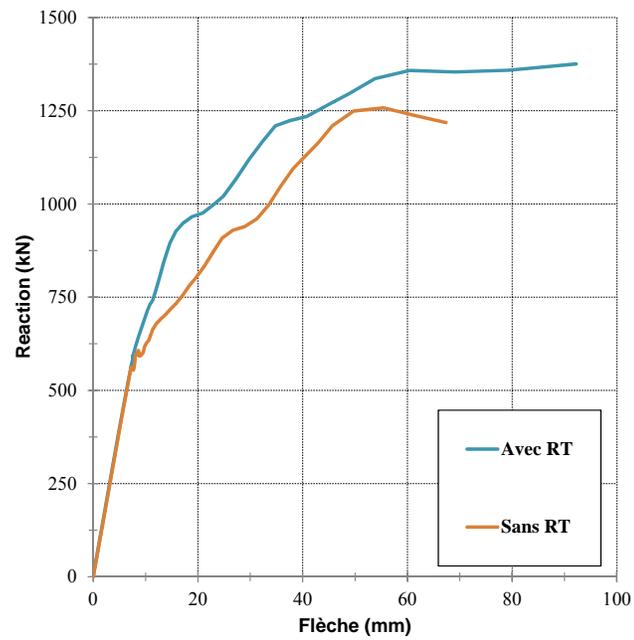


Figure 5.7 : Comportement du portique

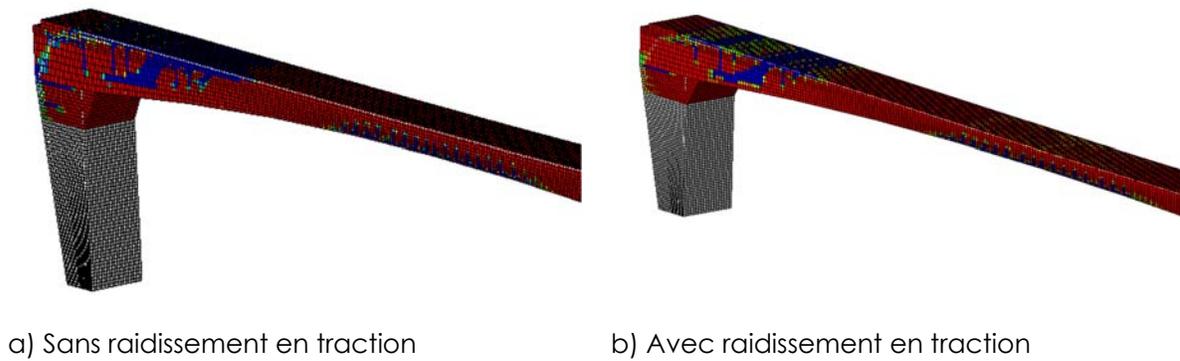


Figure 5.8 : Patron de fissuration

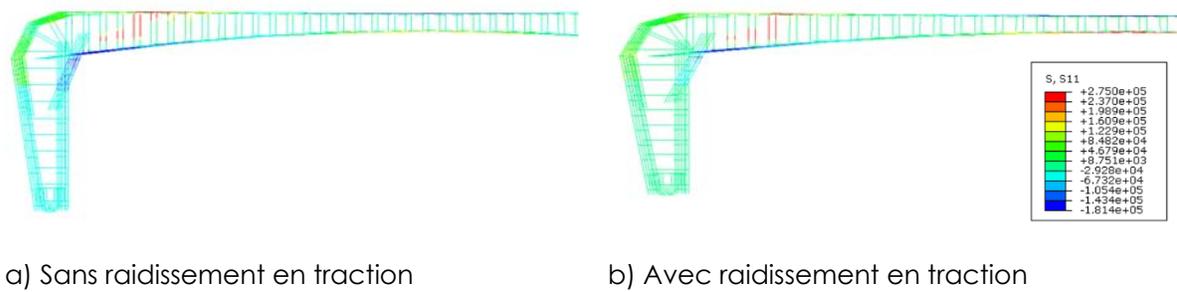


Figure 5.9 : Contraintes dans les armatures

5.2.5 REMARQUES

Le but de l'analyse étant de quantifier l'effet des conduits sur la résistance, il semble que cela soit relativement mineur, en particulier dû à la présence d'armatures verticales autour de ces ouvertures. Bien que le comportement puisse être relativement peu ductile vu la taille importante de la béquille, la présence d'armatures verticales s'est avérée fort importante, avec ou sans ouvertures. Comme l'ouvrage est étayé et que les charges réelles n'ont pas été considérées, le niveau des efforts associés à la rupture ne peut être comparé à celui des charges de calcul.

5.3 PONT P-09714

5.3.1 INTRODUCTION

Le pont P-09714, construit en 1958, démolé en 2013 et situé dans la Ville de Laval, possède 4 travées continues et est de type dalle épaisse dans les travées d'extrémités et de type dalle évidée dans les travées centrales. L'ouvrage, de profondeur légèrement variable, est relativement élancé dans les travées au-dessus des voies de circulation.



Figure 5.10 : Photo de l'ensemble de l'ouvrage

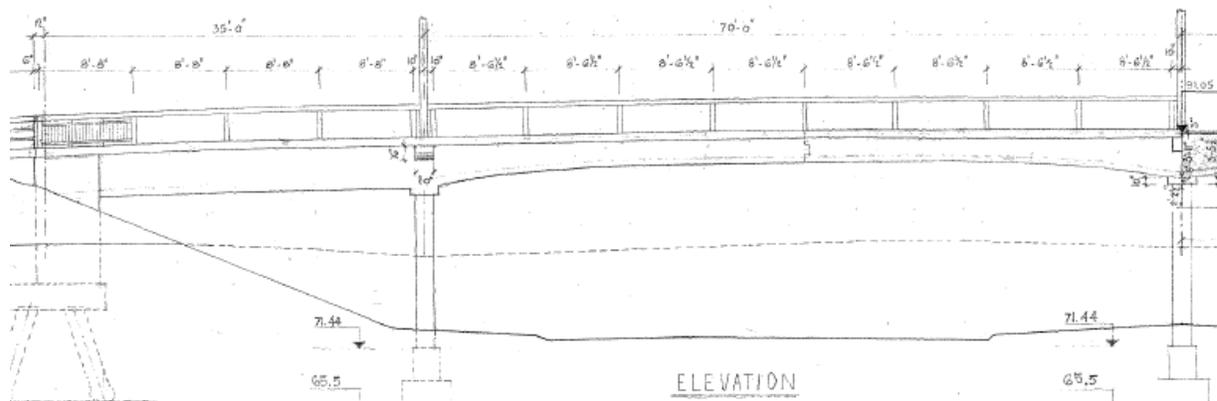


Figure 5.11 : Demi-vue en élévation de l'ouvrage

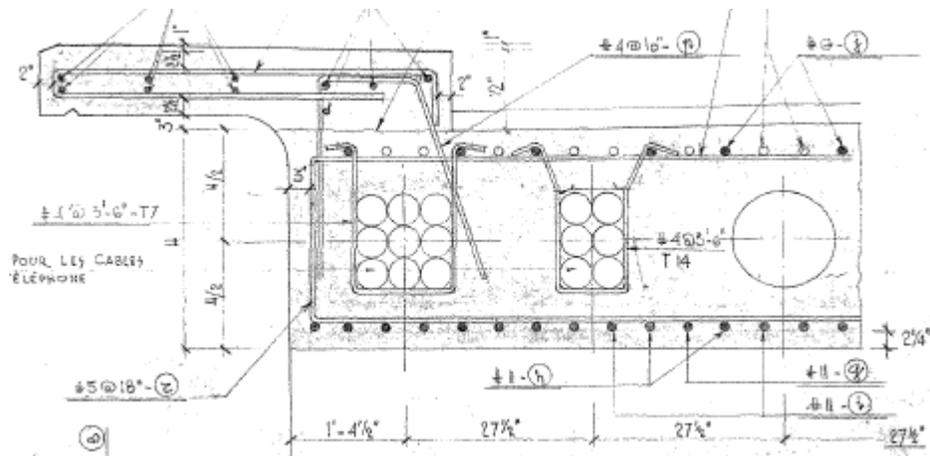


Figure 5.12 : Détails des conduits dans le trottoir et dans la dalle

Vu les objectifs de l'étude, il a donc été convenu qu'un pont de géométrie simplifiée serait analysé en conservant les caractéristiques principales de l'ouvrage réel relativement à la problématique exprimée, soit la présence de conduits de dimension importante.

5.3.2 GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE

Le pont supporte 3 voies de circulation et est droit. La portée des travées de rive est de 10.67 m (35') alors que celle des travées intérieure est de 21.34 m (70'). La largeur hors-tout de l'ouvrage est de 15.24 m (50'). La dalle s a une largeur de 13.41 m (44'), une épaisseur de 1.19 m (3'11") dans les travées d'extrémité alors qu'elle est de 0.737 m (2'5") à mi-portée de travées intérieures.

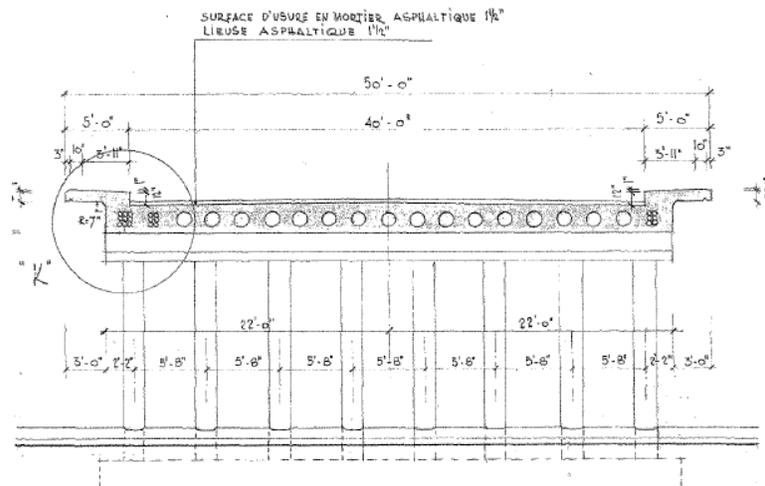


Figure 5.13 : Section transversale

5.3.3 MODÈLE ET CHARGEMENT

Le pont possède des caractéristiques géométriques relativement complexes (évidements) mais répétitifs sur toute la largeur de la dalle, des évidements dans la dalle et des cornières comme renforcement à l'effort tranchant, tel qu'indiqué au Tableau 2-2. Ce système assez inhabituel revêt moins d'importance suite à la démolition du pont. Un modèle global du tablier entier a été fait (Figure 5.14 et Figure 5.15).

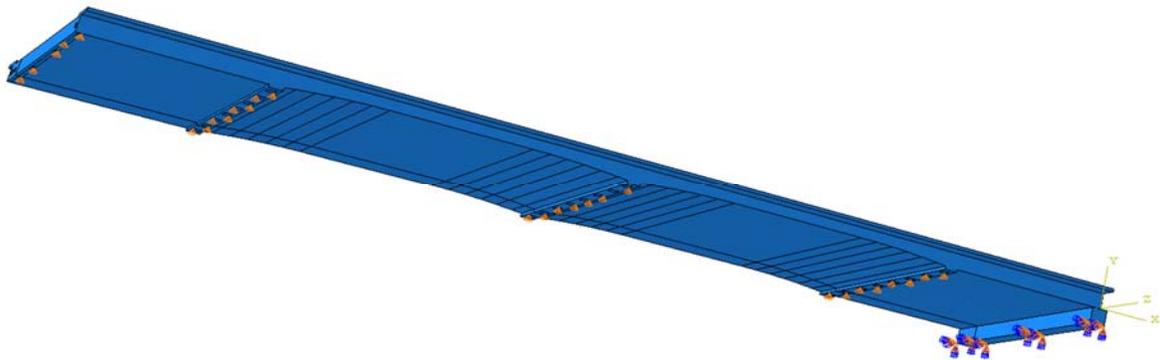


Figure 5.14 : Modèle complet

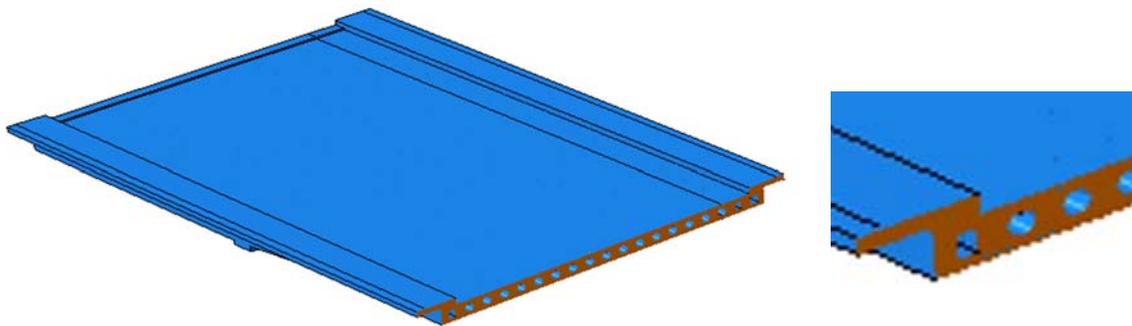


Figure 5.15 : Vue de la modélisation des évidements dans le modèle complet

La considération d'ouvertures circulaires complexifie considérablement la modélisation et exige un maillage très fin pour éviter des distorsions d'éléments. Comme l'étude complète de l'ouvrage dépasse la portée de ce rapport, il a été décidé de faire l'analyse d'une tranche de la travée centrale associée à une ouverture, en considérant des conditions encastées au-dessus des piles. L'armature en place a été conservée. Deux conditions ont été considérées : sans ouverture (plein) et avec une ouverture circulaire.

De charges non pondérées ont été appliquées : d'abord le poids propre, puis une charge uniforme qui a été augmentée jusqu'à l'atteinte de la rupture. Les propriétés des matériaux tel que spécifiées aux plans et données au Tableau 2-3 ont été utilisées sans coefficient de tenue pour les matériaux.

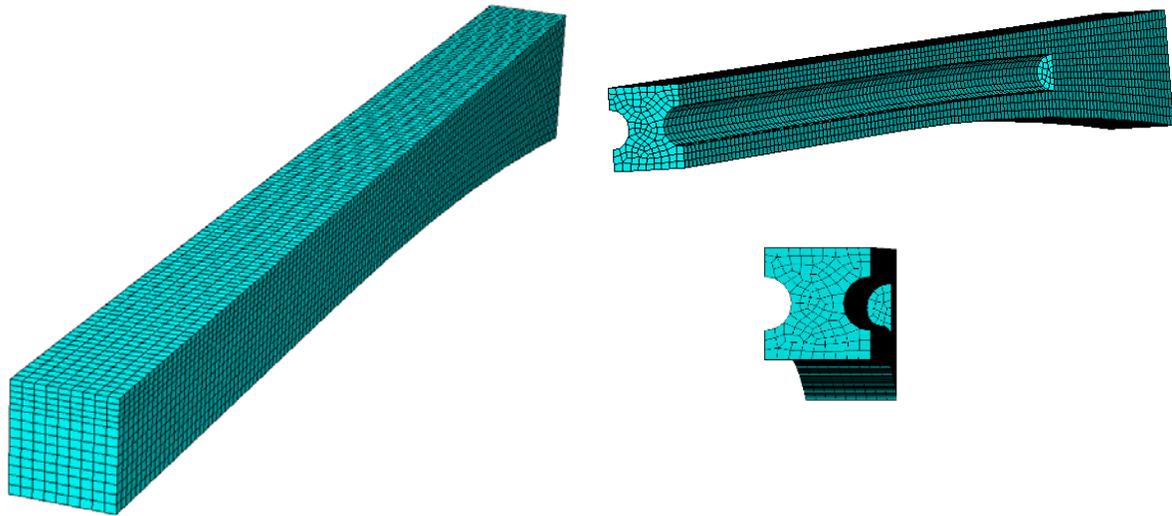


Figure 5.16 : Vue des trois sections transversales au centre de la travée

5.3.4 COMPORTEMENT

Le comportement global des trois modèles est illustré sur la Figure 5.17, les patrons de fissuration sont montrés sur la Figure 5.18 alors que les contraintes dans les armatures sont données à la Figure 5.19. On constate que la présence d'une ouverture n'affecte pas la résistance, la fissuration ou les contraintes dans les armatures. Dans les deux cas, la rupture est relativement fragile causée par une rupture à l'effort tranchant après la plastification des armatures en moment négatif mais avant celle des armatures en moment positif.

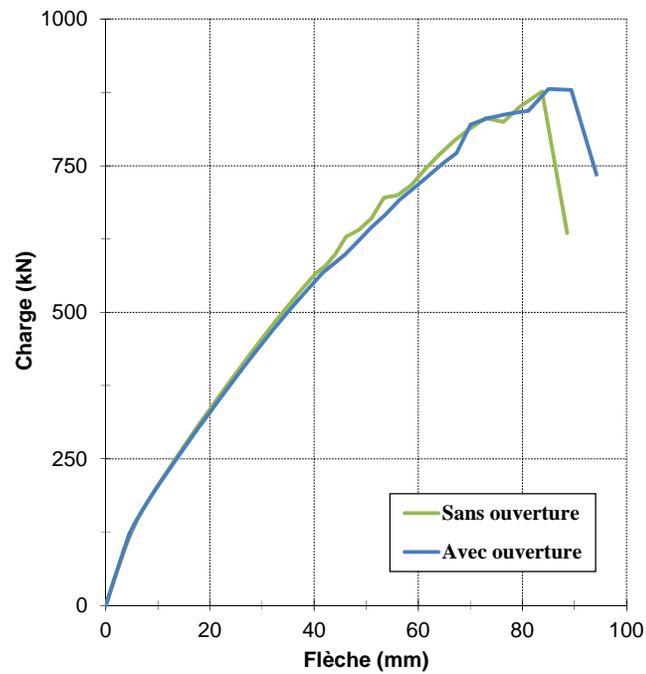
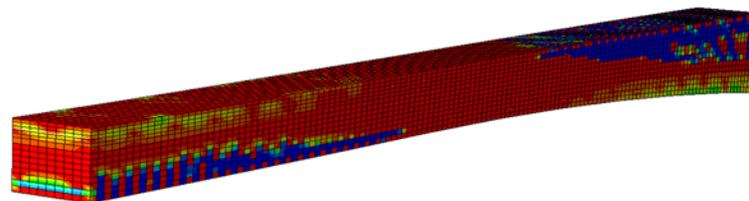
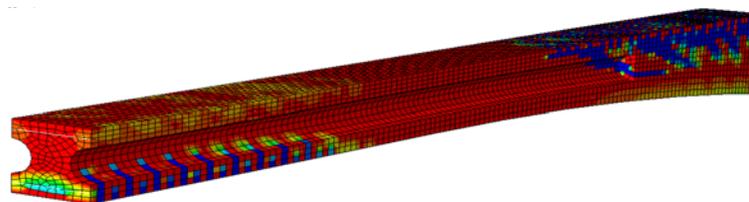


Figure 5.17 : Comportement avec et sans ouvertures



a) Sans ouverture



b) Ouverture circulaire

Figure 5.18 : Fissuration

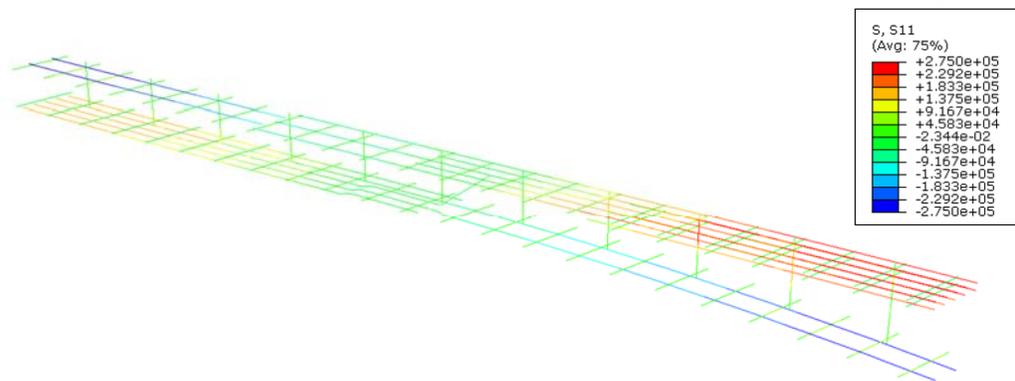


Figure 5.19 : Contraintes dans les armatures

5.3.5 REMARQUES

Les résultats présentés montrent un mode de rupture inadéquat de l'ouvrage. Heureusement celui-ci a été remplacé par un ouvrage neuf.

6 DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE APPROCHE PROBABILISTE

6.1 INTRODUCTION

Dans la section précédente, l'approche avancée a été appliquée en utilisant l'approche probabiliste et la méthodologie développée au cours des étapes précédentes [8, 9 et 10]. Suite à cette application, les remarques suivantes peuvent être énumérées.

- L'approche a été originalement développée dans l'objectif primaire de conception de nouvelles structures [2] et non pour l'évaluation de structures existantes. Tel qu'évoqué dans la section 2.3.3 précédente, le chemin de chargement qui devrait être utilisé est normalement le chemin 1 de la Figure 2.4 plutôt que le chemin 2 qui est implicitement requis par le chapitre 14 de la norme CSA-S6.
- Tel que mentionné dans la section 2.3.3 précédente, l'application du chargement nécessite la connaissance préalable du mode de rupture (fragile ou ductile) de la structure afin de pouvoir quantifier l'indice de fiabilité cible et d'en déduire les coefficients de pondération de charge. Cette dépendance cause un problème pour les analyses non linéaires puisque le principe de superposition n'est plus applicable.
- L'évaluation des ponts existants présente deux particularités non exploitées par l'approche utilisée : l'existence de deux variables aléatoires au niveau des charges (D et L) et la faible variabilité des charges mortes due à la nature même de ces charges et surtout au fait que la structure est déjà construite dans le contexte actuel d'évaluation (possibilité des mesures in situ). La Figure 6.1 représente schématiquement les distributions statistiques des charges mortes et vives dans le contexte de l'évaluation de pont existant.

Les points précédents décelés lors de la phase d'application de la méthodologie ont constitué la motivation pour le développement d'une nouvelle approche probabiliste. Celle-ci s'inspire de la méthode de la charge moyenne décrite dans la section 14.15.2.3 du code et est détaillée dans les sections suivantes.

L'idée fondamentale est d'évaluer pour un pont donné l'indice de fiabilité et de le comparer directement à un indice de fiabilité cible, évitant ainsi le passage de calcul des facteurs de pondérations des charges. La nouvelle approche est plus générale et plus adéquate que l'approche originale.

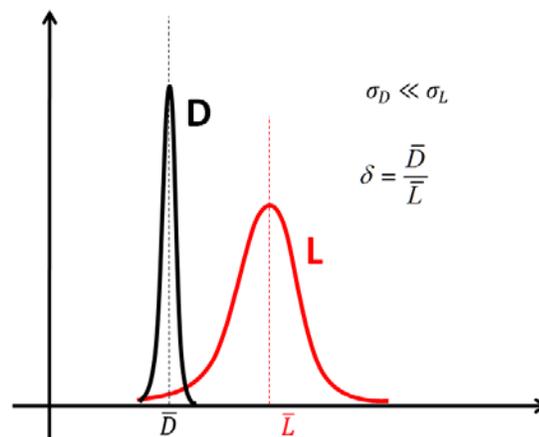


Figure 6.1: Distributions statistiques des charges mortes et vives pour l'exercice d'évaluation d'un pont

6.2 PROBLEME DE FIABILITE « DECALE »

Avant de présenter la nouvelle approche, on introduit un problème de fiabilité parallèle au problème original. Il sera désigné dans ce travail par le problème de fiabilité « décalé » et est représenté dans la Figure 6.2. L'idée est de retrancher la variable aléatoire définissant les charges mortes de l'ouvrages et de définir ainsi deux nouvelles variables aléatoires U' et R' à la place de U et R .

Ainsi, au lieu de quantifier l'indice de fiabilité β , on se propose de quantifier l'indice de fiabilité du problème décalé β' . La relation entre β et β' sera détaillée ultérieurement.

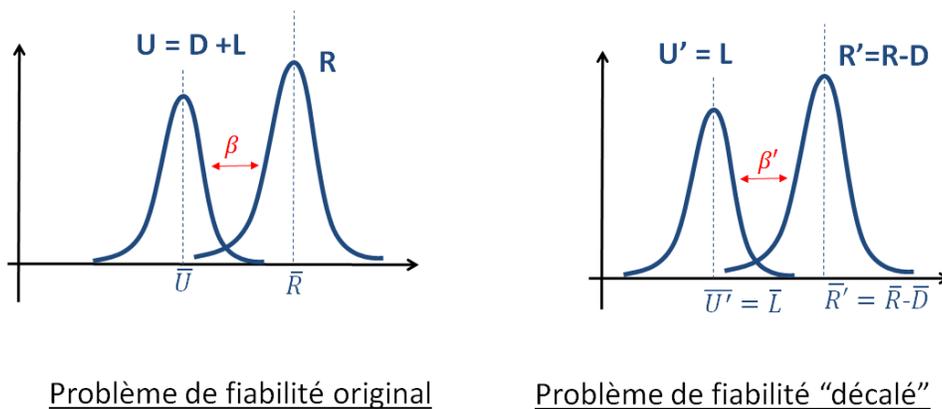


Figure 6.2 : Définition du problème de fiabilité décalé

6.3 METHODE DE LA CHARGE MOYENNE

La méthode de la charge moyenne propose l'équation alternative suivante pour le facteur nominal de surcharge, à la place de l'équation 2.1 définie précédemment :

$$F = \frac{\bar{R} \cdot e^{-\beta \sqrt{V_R^2 + V_U^2}} - \sum \bar{D}}{\bar{L}_1} \quad (6.1)$$

L_1 est la variable aléatoire représentative des charges vives et qui tient compte de la variable aléatoire I définissant l'impact : $L_1 = L(1 + I)$.

Il est possible de démontrer qu'en réalité la nouvelle expression de F provient de l'hypothèse de log-normalité des variables aléatoires R et U et de leur indice de fiabilité β :

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\bar{R}}{\bar{U}}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_U^2}} \quad (6.2)$$

Avec : $U = \sum D + F \cdot L_1$ et $L_1 = L(1 + I)$

Ainsi, l'indice de fiabilité β pour la valeur particulière $F=1$, correspond à l'indice de fiabilité original défini par les variables U et R , autrement dit :

$$\beta(F = 1) = \beta(\text{fiabilité}(R, U)) = \beta'(\text{fiabilité}(R', U')) \quad (6.3)$$

La relation précédente constitue l'équation fondamentale derrière la nouvelle approche probabiliste. La deuxième partie de l'équation qui stipule une égalité entre l'indice de fiabilité du problème original et l'indice de fiabilité du problème décalé est démontrée en annexe 3, avec l'hypothèse fondamentale : $\sigma_D \approx 0$ qui contribue à une simplification considérable du problème de fiabilité.

6.4 METHODOLOGIE D'ÉVALUATION

La Figure 6.3 donne une représentation plus générale que la méthodologie décrite dans la Figure 2.1 précédente et plus adaptée au contexte d'évaluation de structures existantes.

Le problème est ainsi vu comme une analyse jusqu'à la ruine de l'ouvrage, incluant plusieurs points de contrôle ou événements. Le premier événement 1 correspond à la plastification du premier élément de la structure et l'événement u correspond à la ruine globale de la structure. La décision d'arrêter l'analyse au premier événement 1 (analyse linéaire), ou de continuer jusqu'aux événements suivants (analyse non linéaire) revient à l'évaluateur et devrait normalement dépendre de :

- son jugement et appréciation de la redondance du système structural;
- le budget et le temps dont il dispose;

- la disponibilité d'outils de calculs non linéaires et la confiance au modèle de béton;
- l'impact économique de l'évaluation.

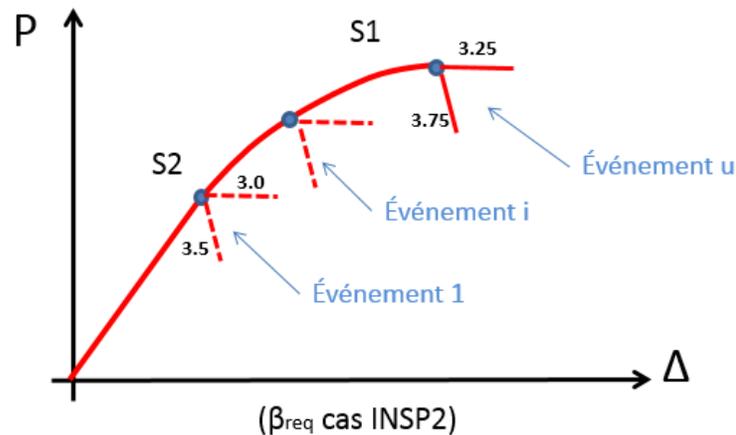


Figure 6.3 : Description de la nouvelle méthodologie d'évaluation

Pour chaque événement i (à part u), on montre schématiquement trois branches possibles :

- une branche descendante fictive représentative d'une rupture fragile imaginée par l'évaluateur;
- une branche horizontale fictive représentative d'une rupture ductile imaginée par l'évaluateur;
- une branche ascendante réelle, due à la poursuite de l'analyse jusqu'à l'événement $i+1$ suivant.

Les valeurs numériques montrées sur les branches horizontales et descendantes correspondent aux indices de fiabilité cible du chapitre 14 de la norme CSA-S6 pour l'exemple particulier d'un niveau d'inspection INSP2. Ces valeurs représentent en réalité les valeurs minimales requises par le code, qu'on notera par la suite β_{req} .

On représente aussi sur la Figure 6.3, la définition de deux catégories de systèmes tel que décrit dans l'article 14.12.2 de la norme : S1 pour un système sans redondance structurale et S2 pour un système avec redondance structurale.

L'algorithme sur lequel se base l'évaluation est le suivant:

- ❑ L'évaluateur fait l'analyse
- ❑ Il arrive à l'événement 1:
 - S'il décide d'arrêter (analyse linéaire) → aller au point a)
 - S'il décide de continuer (analyse non linéaire) → aller au point b)
- a) Si $\beta_1 \geq \beta_{req}(S2)$ alors ok, pas besoin d'analyse non linéaire
 Sinon $\beta_1 < \beta_{req}(S2)$ alors :
 - S'il décide d'arrêter → Affichage avec $F < 1.0$ tel que $\beta_1(F) = \beta_{req}(S1)$
 - S'il décide de continuer (non linéaire) → aller au point b)
- b) Si $\beta_u \geq \beta_{req}(S1)$ alors ok, pas besoin d'affichage
 Sinon $\beta_u < \beta_{req}(S1)$ alors affichage avec $F < 1.0$ tel que $\beta_2(F) = \beta_{req}(S1)$

Figure 6.4 : Algorithme proposé pour l'évaluation

6.5 ÉVALUATION DE L'INDICE DE FIABILITE - CHEMIN DE CHARGEMENT

L'évaluation de l'indice de fiabilité est faite pour chaque événement i en utilisant la méthode d'estimation par points de Rosenblueth. La Figure 6.5a montre le principe pour l'exemple de $N = 2$ variables aléatoires ($2^N = 4$ analyses de Rosenblueth). Pour chaque événement i , l'indice de fiabilité est calculé selon la relation suivante :

$$\beta_i \approx \beta'_i = \frac{\ln\left(\frac{\bar{R}_i'}{\bar{L}_1}\right)}{\sqrt{V_{R_i'}^2 + V_{L_1}^2}} = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\lambda}_i}{\lambda = 1}\right)}{\sqrt{V_{\lambda_i}^2 + V_{L_1}^2}} \quad (6.4)$$

Le facteur nominal de surcharge est calculé tel que :

$$\beta'_i(F) = \frac{\ln\left(\frac{\bar{\lambda}_i}{\lambda = F}\right)}{\sqrt{V_{\lambda_i}^2 + V_{L_1}^2}} = \beta_{req} \quad (6.5)$$

La même Figure 6.5.b montre le chemin de chargement emprunté. À la différence de l'approche précédente (Figure 2.4), le chemin de chargement est indépendant des coefficients de pondération des charges, puisqu'il se réfère aux valeurs moyennes des charges qui peuvent être obtenues facilement à partir des valeurs nominales et des coefficients de biais (δ) donnés dans le commentaire de la méthode (C14.15.2.3).

Le coefficient λ de la Figure 6.5 coefficient de chargement qui permet de se repérer tout au long du chemin de chargement unique :

$$\sum \bar{D} + \lambda \bar{L}_1$$

La valeur moyenne de ce coefficient et son coefficient de variation sont obtenues des analyses de Rosenblueth et permettent de déterminer directement l'indice de fiabilité à partir de l'équation (6.5) précédente. La valeur du coefficient de variation des charges vivas V_{L_1} est obtenue directement de la norme tel que démontré à l'annexe 3.

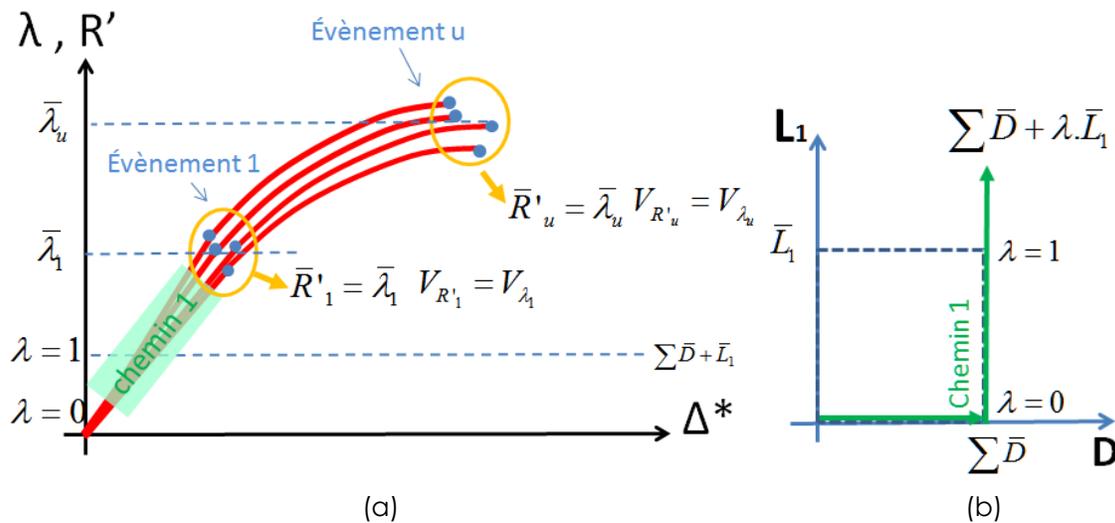


Figure 6.5 : Évaluation de l'indice de fiabilité et chemin de chargement

6.6 EXEMPLE D'APPLICATION

6.6.1 INTRODUCTION

Le pont P-02290, situé dans la municipalité de St-Félix de Kingsey et construit en 1947, est une structure simplement supportée constituée de trois poutres en béton armé reliées par une dalle monolithique. Ce type d'ouvrage comporte une redondance intrinsèque qui n'est pas mise à profit avec une approche conventionnelle mais qui pourrait être exploitée avec une méthode d'analyse non linéaire. La résistance en flexion de la poutre centrale et la résistance au poinçonnement de la dalle ont été sélectionnées pour cet exemple.

6.6.2 GÉOMÉTRIE

Le pont supporte 2 voies de circulation bidirectionnelles et est constitué d'une travée simplement supportée de 10.67 m (35'), 10.06 m (33'), au centre des appuis. Le tablier a une largeur totale de 8.53 m (28'), avec une voie carrossable de 7.315 m (24') et deux trottoirs de 0.61 m (2'). Les poutres de 864 mm (34") de profondeur et 457 mm (18") de largeur sont espacées 3.124 m (10'3"). La dalle, d'épaisseur variable, possède une épaisseur de 191 mm entre les

poutres, avec des goussets de 610x76 mm (24"x3"). Les étriers ont des espacements variables, 152, 203, 304 et 457 mm (6", 8", 12" et 18"). Un enrobé bitumineux de 90 mm a été retenu.

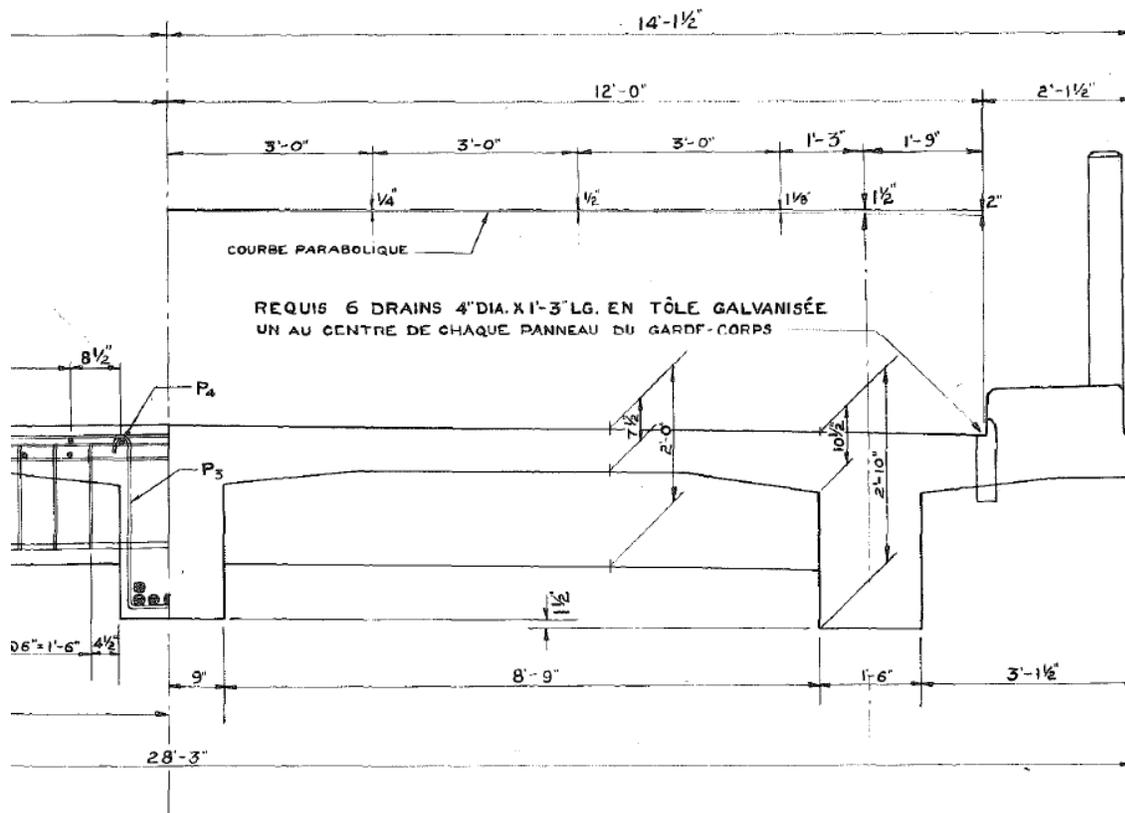


Figure 6.6 – Demi-coupe du tablier

Les armatures longitudinales sont constituées de barres 1 1/2" de diamètre (lisses) de 1140 mm² chacune alors que les étriers ont un diamètre de 1/2", soit 127 mm². La position des deux lits d'armatures principales par rapport au-dessus de la dalle est respectivement de 730 et 794 mm.

Les valeurs caractéristiques des résistances des matériaux ont été indiquées à la section 2.5.1. Les valeurs moyennes choisies sont de 26 MPa pour la résistance en compression du béton, 2.3 MPa pour la résistance en traction et 297 MPa pour la limite élastique de l'acier d'armature. Les coefficients de variation de 0.09 et 0.15 ont été choisis respectivement pour la limite élastique de l'acier et la résistance en traction du béton.

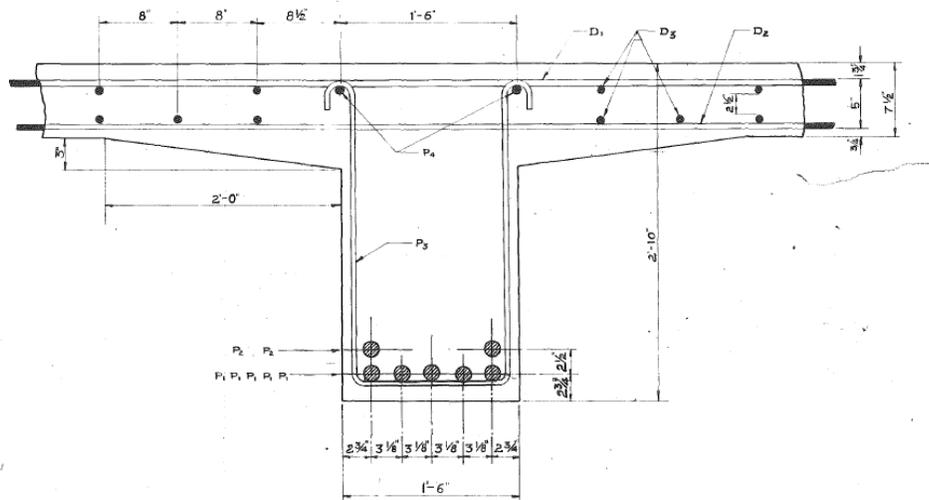


Figure 6.7 – Coupe d'une poutre principale

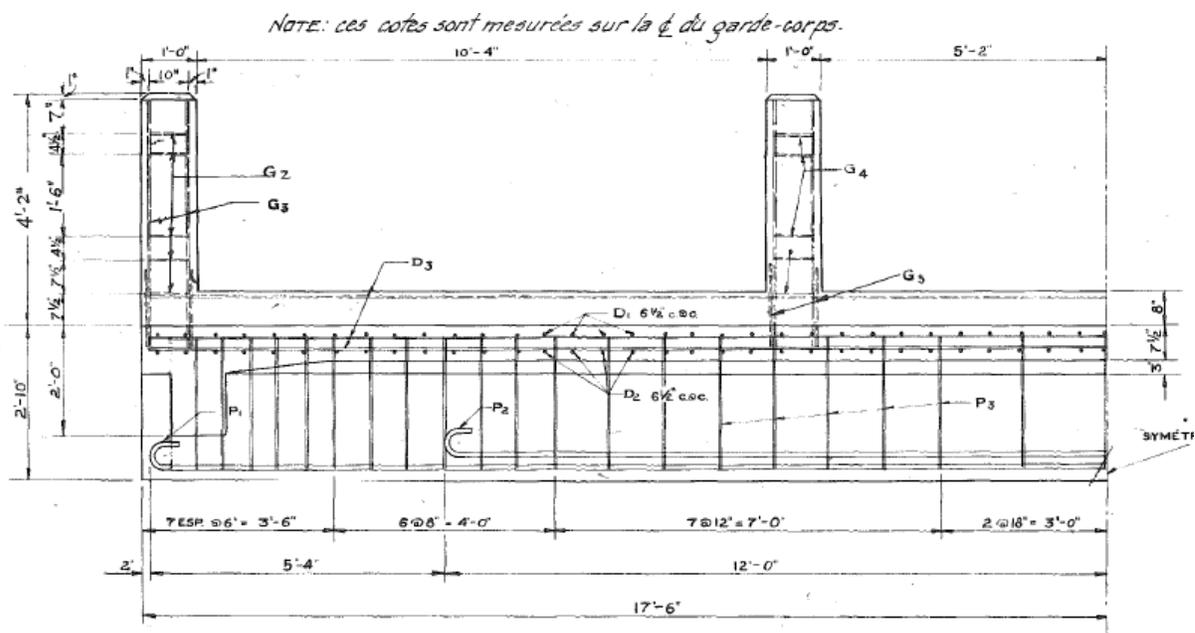


Figure 6.8 – Demi-coupe longitudinale du tablier

6.6.3 FLEXION LONGITUDINALE DE LA POUTRE CENTRALE – CALCUL MANUEL

Pour la résistance en flexion de la poutre centrale, le poids des trottoirs n'a pas été considéré. Les paramètres d'évaluation sont : S2, E3 et INSP3, ce qui correspond à un indice de fiabilité $\beta = 2.75$. Une limite élastique de 243 MPa a été considérée pour les armatures et la méthode simplifiée du code a été appliquée. Le rapport demande sur capacité R_{DC} obtenu pour la poutre centrale est de 1.06 alors que le facteur de capacité de surcharge correspondant F est

de 0.92. La capacité en flexion longitudinale est donc inadéquate si la rupture d'une seule poutre est considérée. En contrepartie, en supposant que les trois poutres puissent atteindre leur pleine capacité, les paramètres d'évaluation sont : S1, E3 et INSP3, ce qui correspond à un indice de fiabilité $\beta = 3.0$, ce qui correspond à un rapport demande sur capacité devient 0.84, ce qui correspond à un facteur de surcharge F est de 1.30.

6.6.4 ANALYSE NON LINÉAIRE

Le modèle EF de pont est montré à la Figure 6.9. Un chargement symétrique des essieux 2 et 3 a été choisi pour chaque voie, de telle sorte à avoir deux plans de symétrie pour le modèle (plans zy et xy) et de modéliser juste un quart de pont. La section critique considérée est la section à mi-travée. Cela correspond approximativement à la position la plus critique pour le moment fléchissant et a été choisi par souci de simplification du modèle.

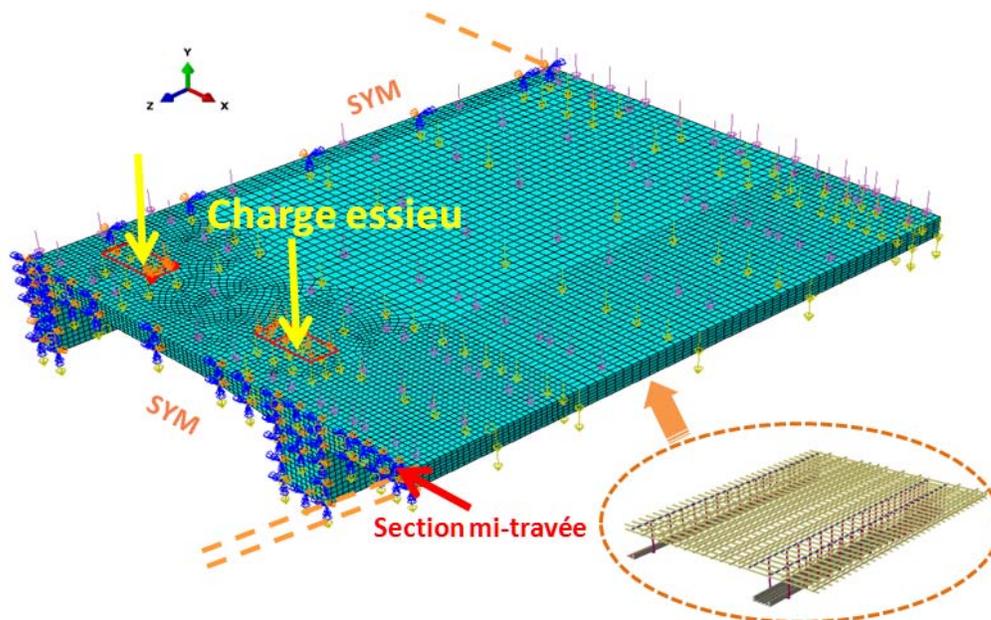


Figure 6.9 – Modèle EF du pont P-02290

Les résultats des cinq analyses sont montrés à la Figure 6.10. Les deux événements choisis sont la plastification des barres d'armature de la poutre centrale (événement 1) et de la poutre de rive (événement U). Pour chaque analyse, le premier changement de pente correspond au changement du patron de chargement (charges mortes --> charges vives) tel que montré à la Figure 6.5.b. Les deuxième et troisième changements de pentes sont liés aux événements 1 et U. La comparaison des quatre analyses de Rosenblueth valide le fait que les événements sont liés principalement à la variable aléatoire f_y .

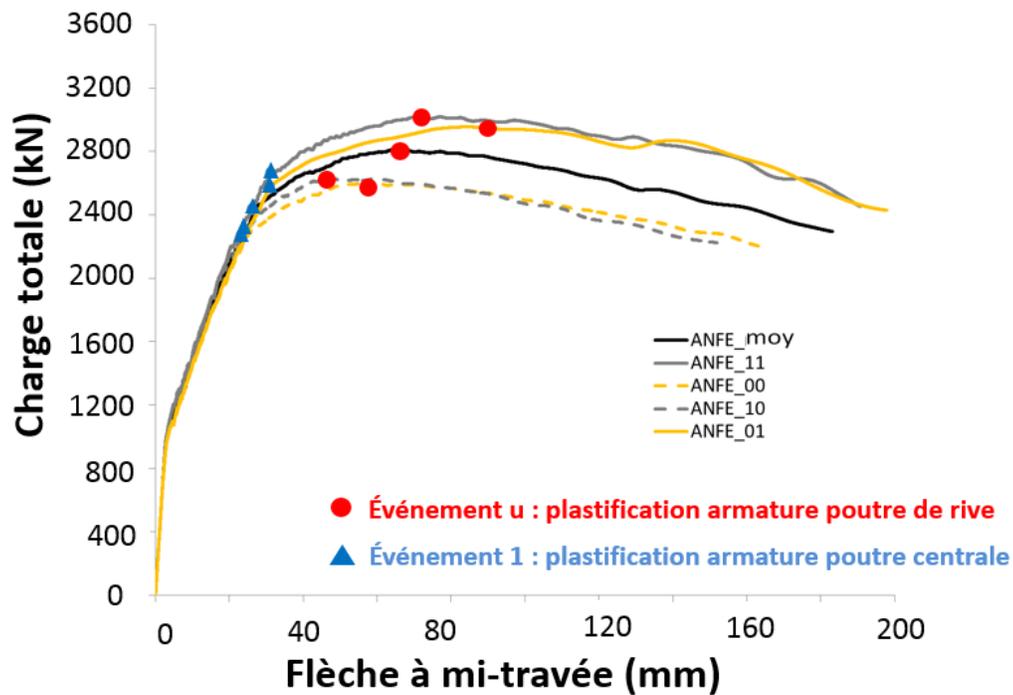


Figure 6.10 – Courbes force-déplacement des analyses non linéaires

Les résultats des évaluations sont montrés au tableau suivant. Les valeurs des coefficients de variation pour les deux événements sont assez proches du coefficient de variation choisi pour la limite élastique de l'acier d'armature. Elles confirment bien la nature de ces deux événements liée principalement à la plastification des barres d'armature, ce qui est attendu pour la résistance en flexion. Les valeurs des indices de fiabilité retrouvés à l'aide de l'équation 6.4 sont supérieures à celles requises (β_{req}) et indiquent que la résistance du pont est adéquate pour la section critique et la position considérées. Les ratios d'évaluation F sont calculés à l'aide de l'équation 6.5 et démontrent que la capacité de redistribution du système a permis de rehausser le ratio de l'ordre de 22 %.

Tableau 6-1: Tableau récapitulatif pour l'exemple du pont P-02290

Analyse	Événement 1	Événement U
ANFE_moy	2.04	2.59
ANFE_11	2.27	2.87
ANFE_00	1.82	2.34
ANFE_10	1.87	2.34
ANFE_01	2.27	2.84
$\bar{\lambda}_i$	2.06	2.60
$\text{cov}(\lambda_i)$	0.104	0.100
β'_i	4.87	6.58
$F(\beta_{req})$	$F(2.75) = 1.37$	$F(3.0) = 1.68$

En réalité, la redistribution des charges suite au premier événement 1, est loin d'être évidente pour cet exemple pourtant simple. La Figure 6.11 montre les profils d'endommagement du pont pris aux événements 1 et U. À l'événement 1, la fissuration en moment positif au niveau de la dalle indique le chemin préférentiel de la charge d'essieu vers la poutre de rive. Les fissures de cisaillement dans les poutres, ainsi que la plastification très locale de certains étriers indiquent que ces membrures sont déjà bien sollicitées en termes de cisaillement.

À l'événement U, la fissuration dans la dalle s'accroît, et indique une orientation en éventail de l'incrément de la charge au-delà du premier événement. En fait, entre les deux événements principaux 1 et U, il arrive une succession de "petits événements" liés à la plastification de l'armature du dessous de la dalle (dans les deux sens de portée) et à la plastification d'étriers des poutres progressivement vers le sens des appuis. Ce comportement est confirmé par la Figure 6.12 qui montre une vue de dessus du pont après l'événement U. Contrairement à ce que l'on s'attend, la rupture par écrasement du béton de la dalle ne correspond pas au début de l'adoucissement de la courbe globale force-déplacement de la Figure 6.10, mais plutôt au dernier point de la série de mesures. En effet, l'adoucissement global du système qui arrive juste après l'événement U est dû à fissuration en éventail de la dalle de béton, à la plastification de l'armature positive de la dalle et des étriers des poutres.

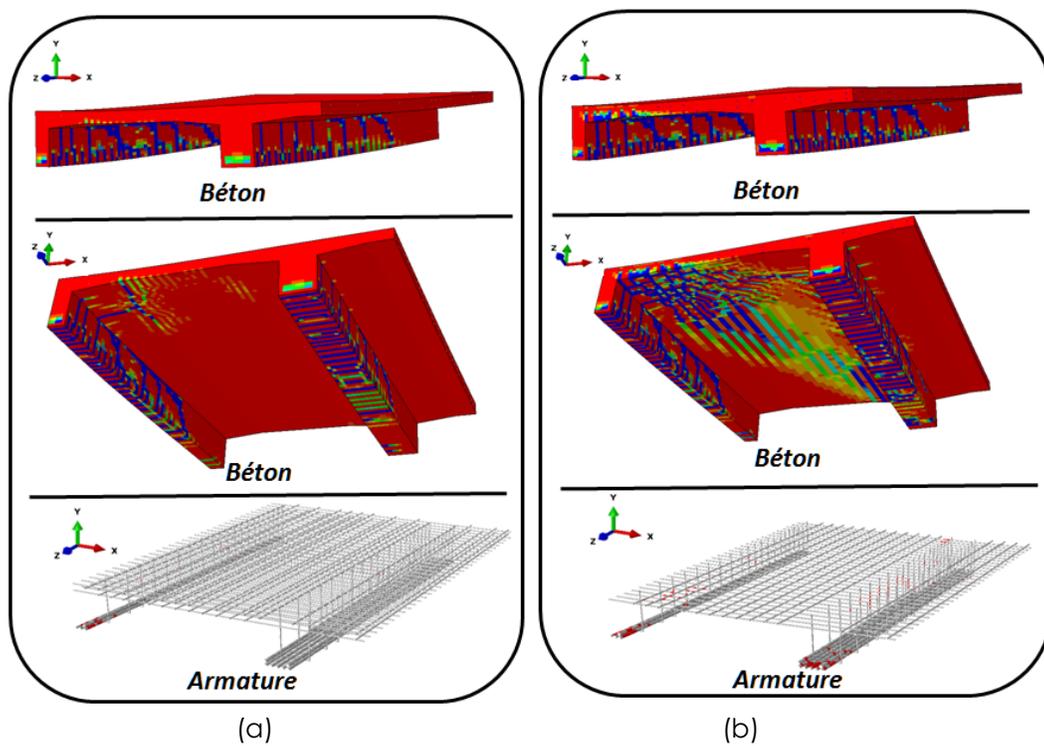


Figure 6.11 – États d'endommagement du pont P-02290 au niveau du béton et de l'acier d'armature: (a) à l'événement 1; (b) à l'événement U

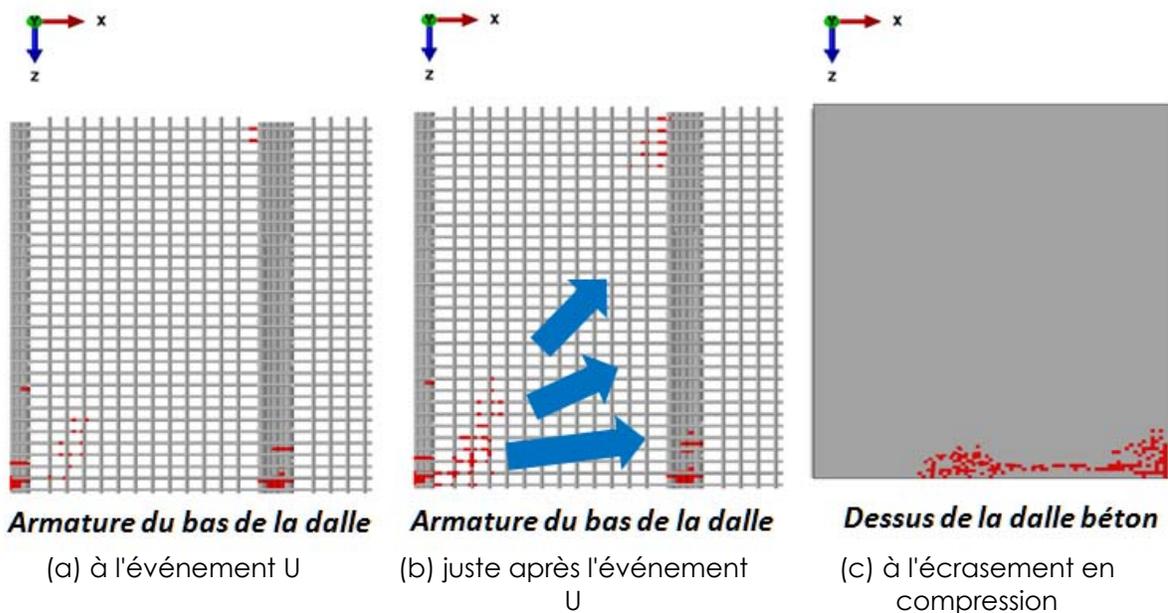


Figure 6.12 – États d'endommagement du pont P-02290 après l'événement U: ;;

6.6.5 SYNTHÈSE

La nouvelle approche développée a été appliquée avec succès sur un exemple de pont à trois poutres principales. Malgré la simplicité du cas choisi, l'exemple montre la complexité du comportement structural au-delà du premier événement non linéaire et reflète la multitude d'interactions qui se font entre les éléments du système. À titre d'exemple, la plastification des étriers de la poutre de rive a empêché pour ce cas la formation d'un plateau horizontal dans la courbe force-déplacement global. Une telle perte de ductilité globale aurait pu être évitée en mode conception par l'augmentation de l'armature de cisaillement de la poutre de rive. Cet exercice "de retour sur l'expérience" met en évidence l'utilité de cette approche avancée utilisant les AEFNL qui permet non seulement d'éliminer les incertitudes de l'évaluateur en mode évaluation, mais aussi, d'orienter les choix futurs de conception en vue d'une meilleure performance du système global.

7 SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1.1 SOMMAIRE DE L'ÉTUDE

Ce rapport final du projet de recherche a permis la présentation des développements théoriques finaux de la méthode d'estimation par points (ou méthode dite de Rosenblueth). Ce développement a été présenté dans des revues scientifiques internationales, données en annexe, et repris par d'autres auteurs. Elle peut donc être considérée comme tout à fait rigoureuse. La validation du modèle EPM3D pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant est présentée dans l'un de ces articles. Cette démarche est essentielle et doit être réalisée, peu importe le modèle non linéaire utilisé (1D, 2D ou 3D).

La méthode de Rosenblueth a été appliquée à deux ouvrages de type dalle épaisse. Dans les deux cas l'évaluation a également été faite selon l'approche traditionnelle du code en utilisant des analyses linéaires raffinées. Pour l'approche traditionnelle, une feuille Mathcad utilisant une approche avancée du calcul de la résistance a été utilisée et donnée en annexe à ce rapport.

Deux autres ponts ont également fait l'objet d'analyses non linéaires par éléments finis. L'évaluation selon l'analyse de Rosenblueth n'a toutefois pas été faite, seules quelques conditions ont été considérées. Toutefois ces analyses ont révélé le caractère inadéquat des ouvrages quant à leur fiabilité. Un de ces ouvrages a été démoli alors qu'un autre a été renforcé localement, ce qui nous apparaît tout à fait justifié avec les résultats partiels obtenus des analyses réalisées.

Enfin, le rapport introduit une toute nouvelle méthode, inspirée de la méthode de la charge moyenne du code et s'appuyant sur la méthode de Rosenblueth, qui a été développée et appliquée à un ouvrage réel. Cette nouvelle méthode fera l'objet prochainement d'une publication scientifique qui permettra à la communauté scientifique d'en évaluer la robustesse. Dans l'exemple choisi, un pont à trois poutres, la séquence des modes de rupture, en flexion puis à l'effort tranchant est illustrée, avec, en conclusion, une capacité supérieure à celle obtenue avec une approche traditionnelle selon la méthode simplifiée.

7.1.2 CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

L'étude a permis de mettre en valeur l'utilisation des éléments finis non linéaires 3D pour l'évaluation des ponts en béton pour les raisons suivantes.

1. Les éléments finis non linéaires 3D permettent de mettre en évidence plusieurs modes de rupture et leur séquence d'apparition. De telles analyses sont, pour l'ingénieur d'expérience, aussi valables que le seraient des essais à la rupture sur l'ouvrage réel. Ces analyses permettent en effet de visualiser les conditions en service, de comparer celles-ci aux observations suite à une inspection minutieuse, d'orienter celles-ci et d'aider à comprendre l'enchaînement des différents modes de rupture et d'en évaluer le caractère soudain ou ductile selon le cas. Une meilleure connaissance ne peut qu'améliorer la fiabilité d'un ouvrage car il permettra de choisir les bonnes interventions.
2. L'approche de Rosenblueth est scientifiquement rigoureuse et elle suit la même philosophie qui a été élaborée dans les années 1970 et 1980 pour développer le calcul aux états limites de code canadiens. L'approche permet de remplacer les essais en laboratoire, seule validation possible il y a 10 ans ou plus, par des analyses non linéaires tout aussi valides, permettant ainsi de s'affranchir des limitations des essais.

3. La méthode est applicable avec tout outil non linéaire (1D, 2D ou 3D). Dans tous les cas, la validation des outils d'analyse doit être faite de manière rigoureuse. C'est ce qui a été fait avec EPM3D, en particulier pour la résistance à l'effort tranchant des poutres profondes.
4. L'utilisation des éléments finis 3D permet de passer de l'élément au système. Une telle caractéristique trouve tout son avantage pour les dalles épaisses pour lesquelles un calcul de type poutre n'est pas représentatif de la réalité, mais surtout, non nécessairement sécuritaire.
5. La méthode a toutefois le désavantage d'être lourde. L'élaboration d'un modèle 3D demande que toutes les armatures et les caractéristiques géométriques d'un ouvrage soient représentées avec la meilleure exactitude possible afin de pouvoir tirer des conclusions fiables. Plusieurs analyses doivent être réalisées. Pour le pont biais, celles-ci dureraient environ 24h. Pour l'évaluation d'un ouvrage de ce type, de 10 à 20 analyses peuvent être requises. L'accès à plus d'un ordinateur est un atout. Par contre, pour un propriétaire d'un grand parc d'ouvrages, les bénéfices retirés dépassent sans aucun doute l'effort consenti. La fiabilité du réseau s'en trouvera accrue alors que l'expertise des ingénieurs du Ministère sera renforcée et reconnue.
6. Des questions techniques demeurent. La résistance à l'effort tranchant des dalles épaisses en lien avec les autres effets, dont en particulier les effets thermiques, mais aussi pour la fragilité qui s'accroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la dalle, doit faire l'objet d'une réflexion plus approfondie.
7. L'applicabilité du chapitre 14 du code des ponts pour l'évaluation des éléments de grande taille doit être revue. Certaines restrictions relatives à l'espacement des étriers devraient être relaxées alors que d'autres points comme l'utilisation d'un coefficient de tenue de 0.75 pour le béton en traction dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant en particulier, nous apparaît non sécuritaire et devrait faire l'objet d'une réévaluation.

7.1.3 RECOMMANDATIONS

Nous recommandons la poursuite de cette étude pour les points suivants :

- réévaluation du coefficient de tenue utilisé pour le calcul à l'effort tranchant des dalles épaisses sans étriers en fonction de leur épaisseur;
- application de la nouvelle méthode à des ouvrages types avec prise en compte des efforts autres que la gravité comme les variations de température, le retrait restreint, etc.;
- étude de l'effet de la dégradation sous charge soutenue, par exemple la progression d'une fissure ou encore les effets de la RAG;
- la poursuite de la validation des outils non linéaires, en particulier mais non exclusivement EPM3D;
- l'implantation de la méthodologie au ministère des Transports.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le ministère des Transports, le CRSNG et le FRQRT (CRIB) pour support financier requis pour la réalisation de ce projet. L'assistance de Nicola Cordoni, d'Emre Yildiz et de Fabien Lagier pour la réalisation des analyses finales a été grandement appréciée.

RÉFÉRENCES

1. CAN/CSA-S6-06 2006. Code Canadien sur le calcul de ponts routiers, Canadian Standard Association, Mississauga, Toronto, Ontario.
2. Ben Ftima, M. and Massicotte, B. 2012. Development of a reliability framework for the use of advanced nonlinear finite elements in the design of concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 138 (8).
3. Ben Ftima, M. and Massicotte, B. 2015. Utilization of Nonlinear Finite Elements for the design and assessment of large concrete structures. I: Calibration and Validation. Accepté pour publication dans la revue *ASCE Journal of Structural Engineering*.
4. Ben Ftima, M. and Massicotte, B. 2015. Utilization of Nonlinear Finite Elements for the design and assessment of large concrete structures. II: Applications. Accepté pour publication dans la revue *ASCE Journal of Structural Engineering*.
5. EN 1992-2, 2005. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rule.
6. SB 2010. "Sustainable Bridges". Projet européen pour l'évaluation des ponts ferroviaires: <http://www.sustainablebridges.net/>.
7. Cervenka, V., Cervenka, J., et Pukl, R. 2007. Safety assessment in fracture analysis of concrete structures. Proceedings of the 6th international conference of fracture mechanics of concrete and concrete structures (vol. 2), Catania, Italy, 2007, pp. 1043-1049.
8. Ben Ftima, M. et Massicotte, B. 2011. Bases théoriques du calcul des structures en béton avec les éléments finis non-linéaires. Rapport SR11-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
9. Massicotte, B. 2011. Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts utilisant les analyses non-linéaires – Plan de travail. Rapport SR11-04, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
10. Massicotte, B., Conciatori, D. et Ben Ftima, M. 2012. Établissement d'une méthode d'évaluation des ponts utilisant les analyses non-linéaires – Développement d'une approche probabiliste. Rapport SR12-04, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
11. FIB 2008. Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures, State-of-Art Report. Fédération Internationale du béton, CEB-FIB Bulletin 45.
12. Marti, P. 1990. Design of concrete slabs for transverse shear. *ACI Structural Journal*, vol 87, No 2, 180-190.
13. Canadian Standards Association (CSA). 2004. Design of concrete structures. CSA standard A23.3-04, Toronto.
14. American Concrete Institute (ACI). 1971. Building code requirements for reinforced concrete (ACI-318-71), Detroit.

15. Mirza, S.A. and MacGregor, J.G. 1979. Variability of mechanical properties of reinforcing bars. ASCE Journal of the Structural Division. 105 (ST5), 921-937.

16. Melchers, R.E. Structural reliability analysis and prediction (2nd ed.). John Wiley & Sons. Chichester, 2001.

ANNEXE 1 – ARTICLES BEN FTIMA ET MASSICOTTE

Les deux articles ont été acceptés dans la revue ASCE Journal of Structural Engineering et seront publiés sous peu.

Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. I: Calibration and Validation

Mehdi Ben Ftima¹ and Bruno Massicotte, M.ASCE²

Abstract: This two-part paper is an application of advanced nonlinear finite-element analyses (ANFEA) for the design or assessment of large concrete structures. It presents an innovative application of ANFEA that reveals many important aspects of numerical modeling and safety verification, starting from the material up to the structural level and going from calibration and validation to the prediction level. A complex hydraulic structure with large members and nonconventional boundary conditions is taken as the target design structure (TDS). Following a two-step procedure that was proposed in a previous paper, the model error is first computed for two candidate concrete models (part 1). Using the selected concrete model and the corresponding model error, the global resistance factor is computed in a second step for the TDS (part 2). This first part is related to the calibration and validation assessments for the ANFEA models of concrete structures. These issues can be viewed as two basic steps within the verification and validation process (V&V) that has been adopted in other engineering fields. In the calibration procedure, the size effect phenomenon, which is a major parameter for the TDS, is considered. The distinction between size effect statistical (material) and deterministic (energetic) components is highlighted, and a new approach for considering each contribution is presented. The validation process is undertaken from the material to the structural level. It is shown through this process that the use of only the compressive strength of concrete and the yield stress of reinforcement are sufficient with one candidate concrete model in order to obtain a relatively low coefficient of variation of model error. The paper illustrates a general methodology that can be applied with any ANFEA software to design or assess the safety level of unusual concrete structures. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001160. © 2014 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Concrete structures; Nonlinear finite element; Concrete models; Verification and validation (V&V); Size effect; Design and assessment; Structural safety and reliability.

Introduction

Concrete and reinforced concrete have been used as construction materials for more than a century and are today the world's most-used construction materials. Despite this extensive use, concrete is still considered to be a complex material mainly because of its heterogeneity, random microstructure, and highly nonlinear behavior. An approach that was applied to concrete as suggested by Wittmann (1983) distinguishes between three levels of observation and modeling: the microlevel, the mesolevel, and the macrolevel. At each level increment, less heterogeneity is considered by the use of larger continuum zones with average properties. For example, the aggregates, cement matrix, and interface zones are considered as isotropic continuum elements in the mesolevel models, although they have a heterogeneous microstructure, whereas all of these

constituents are combined in an element with average properties at the macrolevel.

Many mathematical models have been developed in the literature for each level, especially for the mesolevel and macrolevel. Famous models are lattice models at the mesolevel (Schlangen and Van Mier 1992) and smeared-crack or discrete-crack models for the macrolevel (Rachid 1968; Bazant and Oh 1983; Ngo and Scordelis 1967). Many concrete models exist today, but none of them are able to represent concrete in a perfect manner. Even if a given model has been successfully validated with respect to some experimental data, it cannot be concluded that it is representative of concrete material for all applications. The main reason is that assumptions must be made on the input properties of the material based on a certain set of experimental data. It is obvious that extrapolation of these material properties to all kinds of structural applications is not necessarily correct.

Since the late 1990s, the availability of commercial software with sophisticated concrete models has provided new opportunities to structural engineers. Nonlinear finite-element analysis is now accessible for determining concrete structure behavior beyond the linear condition. As opposed to beam or shell elements, advanced nonlinear finite-element analysis (ANFEA) using concrete models represents the state-of-the-art analysis in the field of numerical simulation. Discretization of structures is performed using three-dimensional (3D) elements without simplification of any degree of freedom, in which concrete models describe the nonlinear constitutive relationship between the stress and strain tensors in the 3D coordinate system. Although most design and structural assessments are carried out using traditional approaches, the availability

¹Postdoctoral Fellow, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique of Montréal, P.O. Box 6079, Station Centre-ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7; and Structural Engineer, Hydro Division, SNC-Lavalin Inc., 1801 McGill College Ave., Montréal, QC, Canada H3A 2N4.

²Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Ecole Polytechnique of Montréal, P.O. Box 6079, Station Centre-ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7 (corresponding author). E-mail: bruno.massicotte@polymtl.ca

Note. This manuscript was submitted on October 1, 2013; approved on July 31, 2014; published online on October 16, 2014. Discussion period open until March 16, 2015; separate discussions must be submitted for individual papers. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, © ASCE, ISSN 0733-9445/04014217(12)/\$25.00.

of refined and powerful models, along with the new challenges imposed by major structure owners, is pushing ahead the use of ANFEA. However, there is little if any guidance for using ANFEA in real structural calculations, and there is a need for providing procedures aimed at guiding engineers to validate and correctly use ANFEA. Before performing ANFEA in a structural engineering context, the following questions must be considered: (1) Which concrete models can be used for a given application? (2) Are all models equally adequate and what are their limitations? (3) How can concrete models be validated? (4) How can ANFEA be used in a framework that is compatible with conventional structural design and assessment? (5) Which input properties must be used?

The objective of the present paper is to provide some answers to these questions. Questions 1 to 3 are directly related to the issues of model verification and validation (V&V) that have already been adopted in other engineering fields and are discussed in this paper within the specific field of concrete structure design. A framework for a V&V procedure aimed at using ANFEA in the field of design and assessment of civil infrastructures is presented. In the methodology suggested in Ben Fima and Massicotte (2012) in order to answer the fourth question, the design of concrete structures using ANFEA includes the computation of a global resistance factor that considers the variability of the material resistance in the structure and the accuracy of the selected FE software and concrete model. It follows a philosophy that is similar to the one behind design codes. An application of this methodology is illustrated for the example of a complex hydraulic structure using two candidate concrete models for which the model error is computed for more than 60 validation problems.

The last question, related to the selection of material properties, is a key issue for large concrete structures and is directly linked to the multilevel approach mentioned before. For example, the tensile peak strength of concrete is considered, at the macrolevel, as a constant material property obtained from empirical formulae, whereas it can be viewed as an output result of some mesolevel models. It is usually not considered as a real material property at the mesolevel because of the presence of the statistical size effect. In this work, a new simplified procedure for considering size effects on the tensile strength and aimed for use by structural engineers is presented. The derivation of the tensile strength is presented as a calibration step within the overall validation procedure.

Model Verification and Validation

Verification and Validation Philosophy

Model verification and validation is a contemporary topic with growing interest in both the research and industrial communities. The concepts of V&V for computational codes have been initiated in fields other than civil engineering (e.g., Schlesinger 1979; IEEE 1984). In the United States, the Defense Modeling and Simulation Office (DMSO) of the Department of Defense (DoD) has been the leader in the development of fundamental concepts and terminology for V&V (DMSO 1996), followed by the work of the American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA 1998). The definitions in this section follow the terminology commonly used in the world of V&V and are taken from the work of Thacker et al. (2004). The main steps involved in the V&V process are outlined in Fig. 1, which is adapted from Thacker et al. (2004) for the specific field of concrete structures. By definition, *verification* is the process of determining that a model implementation accurately represents the developer's conceptual description of the model and the solution

to the model. *Validation* is the process of determining the degree to which a model is an accurate representation of the real world from the perspective of its intended use. As reported in Roache (1998), verification deals with mathematics, whereas validation deals with physics.

The main interest of this paper is *model validation*. However, it is important to understand the issues associated with *model verification*. Verification can be divided into two distinct activities: *code verification* and *calculation verification*. Code verification focuses on the identification and removal of errors in the code and can be performed by a computer analyst. Calculation verification focuses on the quantification of errors introduced during the application of the code. An example is the effect of mesh refinement on accuracy. This would usually be carried out by a specialist in the field of interest, for example a structural engineer.

The goal of validation is to quantify the confidence in the predictive capability of the model by comparison with the experimental data. This quantification is performed using *validation metrics* that are defined as measures of agreement between computational results and experimental measurements for the system response of interest (Oberkampf and Barone 2006). In the literature, validation metrics have been presented using different formulations: parameter estimation methods largely used in structural dynamics (Bendat et al. 2000), Bayesian methods (Hanson 1999; Chen et al. 2006), and statistical methods (Hills and Turcano 2002; Oberkampf and Barone 2006). The goal of the first two approaches is model updating or model calibration, which is different from the primary goal of this work, which is the assessment of the computational model's predictive capability for the target design structure (TDS). The methodology adopted in this work is closer to the third approach, in which the adequacy of a given model is described statistically for an application of interest.

In complex applications, good agreement between prediction and experiment does not guarantee the quality of the model because of possible error cancellation within the model. Therefore, the adopted strategy must be established in order to conduct a sequence of comparisons that builds confidence in the model. Validation assessments must be carried out at various levels and must follow a *validation hierarchy* that goes from the simplest problems to the most complex ones. Thacker et al. (2004) suggest a four-level hierarchy going from unit problems, to components, subsystems, and a complete system. In the field of civil engineering, Massicotte et al. (2012) added a level of benchmarking on real structures. This higher level could be quantitative observations or qualitative feedback from similar existing structures during their service life. The 2008 report from the Fédération Internationale du Béton (FIB 2008) proposes a three-level procedure going from the material level to the element level and structural level. The material level constitutes the lower level in which material properties and constitutive laws for the uniaxial state of stress for concrete and steel reinforcement are checked. *Calibration*, which can be defined as the process of adjusting numerical or physical modeling parameters in the computational model for the purpose of improving agreement with actual data, is allowed only at this lower level. Element-level validations use available simple fundamental tests corresponding to the stress-strain ranges of typical elements in the structural model of the TDS. Structural-level validations are tests on complex structures with geometries and loading conditions that are close to the TDS. This last approach is used in this work because it is believed to be closer to the field of finite-element analyses of concrete structures.

Experiments are traditionally conducted in order to understand the physical behavior of problems, construct mathematical models, and estimate empirical equations for the input parameters of the

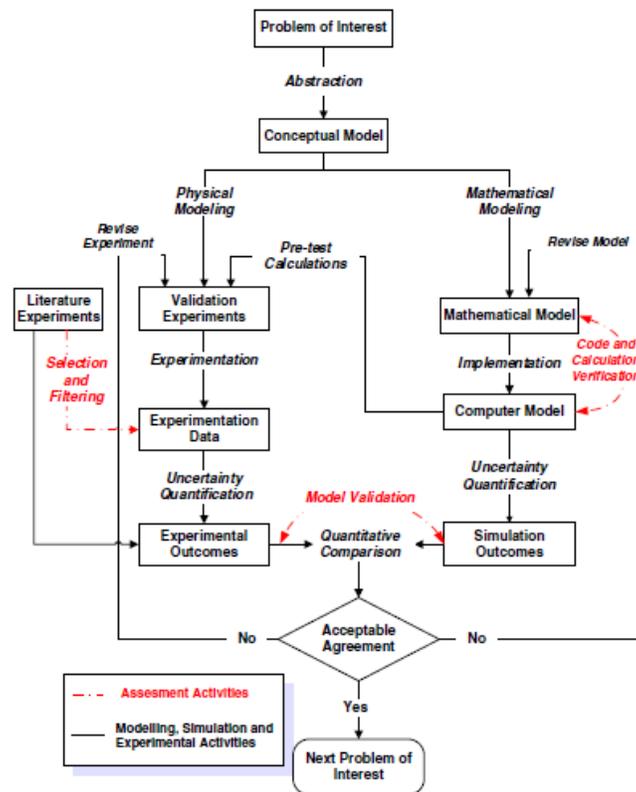


Fig. 1. Presentation of the V&V methodology for concrete structures (adapted from Thacker et al. 2004, courtesy of U.S. Department of Energy)

model. In many cases, these traditional experiments are carefully designed to validate models of constitutive laws and structural analysis (e.g., Vecchio and Collins 1982). It is clearly stated, however, in most of the V&V references that literature experiments should be carefully selected for the purpose of model validation (Thacker et al. 2004). The main reason is that the data from these literature experiments may not meet the requirements of validation testing because of a lack of control or documentation of some experimental parameters, measurement errors, a lack of measurement redundancy, a lack of experimental uncertainty estimates, and so on. It is generally recommended to perform separate experiments for the specific TDS, which are called *validation experiments*. They should ideally be *designed* in collaboration with the modeler or analyst and conducted if possible at the different identified levels in the validation hierarchy.

Special Issues for Concrete Structures

Verification and validation is not as well established in the field of structural engineering as it is in other engineering fields for several reasons. The conservatism and simplicity of design code approaches that are regularized by safety laws have been shown to be a satisfactory avenue for most applications. In addition, difficulties that arise when using sophisticated methods such as ANFEA for the

design or assessment of concrete structures (lack of a unique theory for concrete, lack of support within the codes, computational difficulties related to softening of concrete, and so on) have limited their utilization. Investing in a V&V process and using the predictions given by a simulation model without guidance is a complex task that has often been beyond the capacity of isolated design engineers.

However, things are changing for concrete structures. Simplistic verifications often lead to negative conclusions regarding the safety of existing structures. Failures or misbehavior of concrete structures have a major impact on society, and the owners are increasingly asked to demonstrate the safety of their structures. New challenges for the design or assessment of large or unusual concrete structures, limitation of conventional design methods, combined with the availability of powerful ANFEA software, can explain the growing interest in utilizing advanced analysis. This situation requires implementing a V&V process for using ANFEA in structural design.

The V&V process recommended in other engineering fields must be adapted to the specificity of concrete structures. The middle branch of validation experiments, as shown in Fig. 1, is generally missing in the validation work of concrete models. As opposed to validation experiments that are designed specifically for the TDS, traditional literature experiments are generally directly

used to supply experimental outcomes (left-hand branch in Fig. 1). In the absence of validation experiments, it is suggested in this work to use the results of literature experiments in conjunction with a selection and filtering technique, as shown in Fig. 1.

The idea of revising the experiment when there is disagreement between simulation and experimental outcomes is generally not common in the field of concrete structures. Experiments are generally taken as the reference and, rather than questioning the experiment itself, the results from the experiment are used to adjust the mathematical model or even calibrate semiempirical equations. Most of the V&V references agree that experimental outcomes necessarily contain errors and uncertainties that can be categorized as errors, aleatory uncertainties, or reducible uncertainties. Errors create a deterministic bias in the experimental results and can be theoretically reduced or eliminated. Examples are inappropriate boundary conditions and curing conditions that could influence experimental results (Massicotte et al. 2012). Aleatory uncertainties refer to the variability within the physical system and are inherent properties. Examples are the variability of the resistance of a reinforced concrete structure that is due to the variability of its constitutive materials or fabrication flaws. Reducible uncertainties refer to deficiencies that result from a lack of complete information about the system being modeled. An example of this is the use of a small number of replications of an experiment to estimate the statistical properties (mean and standard deviation) of the resistance. The use of a larger replication number will reduce this kind of uncertainty.

An example is given in Fig. 2 for an experimental series of reinforced-concrete deep beams failing in shear (Rogowsky et al. 1986) that will be considered later in the validation procedure. The test series included 15 two-span deep beams grouped into three depths (1,000, 600, and 500 mm) with the corresponding shear span-to-depth ratio of $\lambda = a/d$ (1.0, 1.5, and 2.0). Five different configurations (BM3 to BM7) were considered for each span-to-depth ratio, as shown in Fig. 2(a). The longitudinal horizontal (ρ_H) and shear vertical (ρ_V) web reinforcement were varied, whereas the flexural reinforcement was identical within each group. Each beam was tested twice. After the first shear span failed (*N* or *S*), it was externally reinforced, and the test continued until failure in the second span. In Fig. 2(b), the coefficient of variation (COV) of the experimental resistance is plotted with respect to the sum of the longitudinal and transverse reinforcement of the web of the beam. Even if the replication number in this case ($N = 2$) is too small for the correct estimation of the COV, this allows one to capture a general tendency. It is seen that the COV of the measured resistance is inversely proportional to the amount of web reinforcement with a quasi-exponential tendency. The most heavily reinforced configuration BM5 is located on the right-hand tail of the curve, whereas the less-reinforced configuration BM7 is located on the left-hand side of the curve. The presence of steel reinforcement in the web reduces the variability that may exist in the propagation path of the shear cracks through the web. Except for one specimen, all groups of three similar specimen configurations with web reinforcement present a similar dispersion, except for the three specimens without web reinforcement. As discussed later, this tendency is due to a scale effect, indicating that for large beams without shear reinforcement (depth more than 500 mm) more variability is expected in the shear strength.

Inaccuracies in estimating the experimental outcomes that are due to material variability can be reduced by performing a minimum replication number N of experiments. Fig. 3 represents the required number N of replications of the experiment as a function of the expected COV of the resistance. In this case N is defined as the required number of experiment replications in order to be 95% confident that the real mean of the experiment is located in an

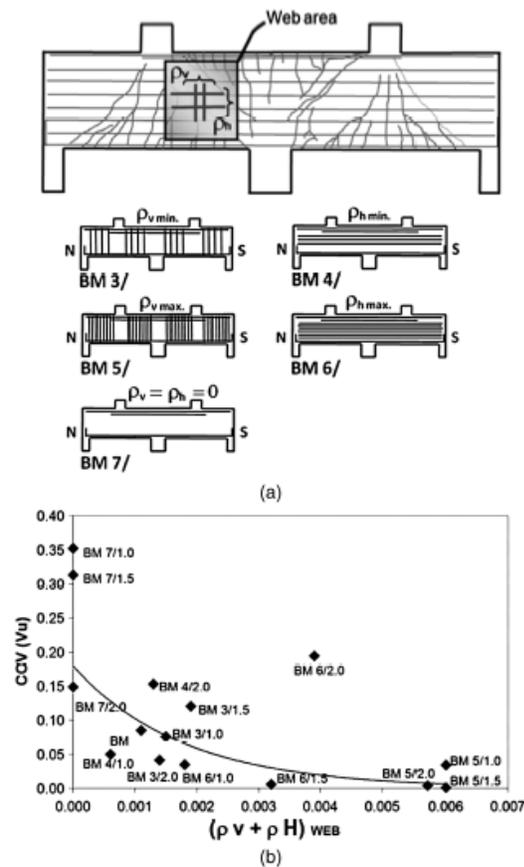


Fig. 2. Example of aleatory uncertainty in Rogowsky et al. (1986) experimental series: (a) specimen configurations; (b) results

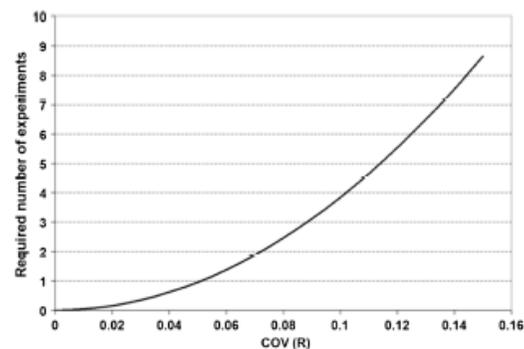


Fig. 3. Required replication number of experiments for increasing system variability

interval within $\pm 10\%$ of the estimated sample mean resistance from the experiments. By making the connection between Figs. 2 and 3, one can see that the required number of replications needs to be higher for large beams failing in shear with low web reinforcement. Unfortunately, in most of the experimental data found for the validation of concrete models for the TDS, the number of replications generally does not exceed one.

Reliability Framework

The reliability framework used in this work is based on the concept of the global resistance factor (Henrique et al. 2002; Bertagnoli et al. 2004; Cervenka 2008; Ben Fúma and Massicotte 2012). The global resistance factor would give the design resistance value R_d from a mean resistance value R_m using the following equation:

$$R_d = R_m / \gamma_G \quad (1)$$

Assuming log-normal distributions of R and a small value of coefficient of variation (V_R less than 0.3), the following expression was used for the global resistance factor:

$$\gamma_G = e^{\beta\alpha V_R} \quad (2)$$

where α is a separation function taken as 0.80 in this study and β is an input target reliability index. Throughout this paper, the notations X_m and V_X denote, respectively, the mean value and the coefficient of variation (COV) of the random variable X .

Writing $R = (R/\bar{R})\bar{R}$, where R is the actual resistance and \bar{R} is the computed resistance, the random variable R becomes the product of two random variables $E = R/\bar{R}$ and \bar{R} . The new random variable E represents the model error using a given finite-element package and concrete model. In an ideal case, E would have a deterministic value of 1.0 with a zero standard deviation. Assuming that E and \bar{R} are independent and the coefficients of variation are small (< 0.3), one can write

$$V_R \approx \sqrt{V_E^2 + V_{\bar{R}}^2} \quad (3)$$

Finally, using Eqs. (1), (2), and the first-order approximation of the mean model error $E_m \approx R_m/\bar{R}_m$, it is possible to write the following expression for the design value of the resistance:

$$R_d = (\bar{R}_m \cdot e^{-\beta\alpha^2 V_{\bar{R}}}) \cdot (E_m \cdot e^{-\beta\alpha^2 V_E}) \quad (4)$$

The problem then becomes the computation of the first two moments of the computed resistance \bar{R} [left term in Eq. (4)] and of the model error E [right term in Eq. (4)].

A design methodology involving two independent steps was suggested in Ben Fúma and Massicotte (2012). The first step deals with the estimation of the properties E_m and V_E of the random model error E for a given TDS, finite-element package, and concrete model. The second step estimates the global resistance factor that is used to compute the design value of the resistance from the computed mean value of the resistance using Eq. (1). Only mean values and the COV of input materials are needed for the probabilistic estimation of the global resistance factor. Using a first-order approximation, the mean value of the resistance is computed from a nonlinear pushover analysis using the mean values of the input parameters and following a critical direction from the service load. The global resistance factor is computed using a limited number of analyses located around the mean point, following Rosenblueth's point estimate method (Rosenblueth 1975).

Computational Framework

Constitutive Models: EPM3D and CDP

Two constitutive concrete models are considered in this work: the EPM3D concrete model (Bouzaïene and Massicotte 1997; Massicotte et al. 2007) and the Concrete Damaged Plasticity model (CDP) available in the FE package ABAQUS (Hibbitt et al. 2010). Both are 3D constitutive models that use the smeared-crack approach and can model tensile cracking and concrete crushing of concrete. The model EPM3D is an orthotropic 3D strain-rotating crack model. It was programmed under ABAQUS-Explicit using the VUMAT user subroutine interface (Ben Fúma and Massicotte 2004). It can handle both unreinforced and reinforced concrete applications using, respectively, a G_f law and a tension-stiffening law for the postcracking regime in the presence of reinforcement. Other characteristics of the model are cited briefly: tension-compression damage coupling, cyclic behavior, confinement, and a nonproportional loading consideration. The CDP uses a combination of nonassociated multihardening plasticity and scalar (isotropic) damaged elasticity to describe the irreversible damage that occurs during the fracturing process. It is based on the works of Lubliner et al. (1989) and Lee and Fenves (1989). The analyses were carried out for both models using the explicit solver available in ABAQUS (Hibbitt et al. 2010).

Validation Metrics

According to the earlier discussion, there is a need to adapt the original V&V procedure to the context of concrete structures considering the current practice in structural engineering. Although the original V&V process recommends performing specific validation experiments, the large quantity of information available in the literature in the field of concrete structures must first be exploited. However, because of the variability in quality of existing experimental results, it is proposed in this work to apply special filtering techniques combined with a modified validation metric. The idea is to screen erroneous or suspicious experiments and to valorize the best experiments in order to have a better estimation of the statistical properties of the model error E . This subjective intrusion in the quantitative assessment is not new in statistical theory. In the classical frequentist statistics, statisticians would screen data for outliers prior to proceeding with statistical analysis. Removal of erroneous or suspicious data can be conducted manually or by using special techniques related to the field of robust statistics. In nonclassical Bayesian statistics, the judgment of experts is more common. The Bayesian approach is in fact considered as a subjective probability that provides a rational method for updating beliefs (Bernardo and Smith 1994).

The validation metrics considered in this work are based on the comparison of deterministic computed mean resistances $\bar{R}_{m,j}$ with the estimated mean of experimental results $\bar{R}_{m,j}$ by the estimation of statistical properties of model error E : E_m and V_E for a given TDS and concrete model. Based on a first-order approximation, the mean value $\bar{R}_{m,j}$ is considered equal to the resistance computed using the mean values of input parameters.

Rather than estimating the confidence interval for $\bar{R}_{m,j}$ with respect to the real mean value of experimental results $R_{m,j}$ as proposed in Oberkampf and Barone (2006), it is suggested in this work to minimize the effect of this error through the use of a weighting technique based on expert judgment. Another original aspect of this approach is that the validation metric is used not only to compare different concrete models but also for the computation of the resistance factor used in the evaluation of the design value of the

resistance. Before computation of the statistical properties of E , a weighting procedure is performed on the selected experiment results based on expert judgment by assigning an artificial multiplication integer number n_i to each experiment i . The objectives of this weighting technique are the following:

- Removal of erroneous experiments ($n_i = 0$).
- Valorization of the experiments with respect to their importance and similitude to the TDS. An increasing importance is given to the increasing level in the validation hierarchy described previously: the material, element, and structural levels. Because material-level experiments are more general, simple, and generally used to provide input parameters to concrete models (e.g., the 3D failure surface for concrete), the lowest weighting coefficients are used. Zero-weighting coefficients are used in the case of experiments over which a concrete model was directly calibrated. The highest weighting coefficients are given to the structural-level experiments that have loading conditions and dimensions close to the TDS.
- Minimization of reducible uncertainties related to the estimation of the mean value of the experiment through a careful screening of the results and comparison of experimental and numerical results. The key point in this comparison is that the numerical result is a "real" mean value, whereas the experimental one is not; it is rather a crude estimation of the real mean in the case of a low replication number.

Examples of use of the these three techniques will be demonstrated for the application of the TDS example.

The estimation of the statistical properties of E is then performed using the sample mean and sample variance of the N chosen experiments:

$$E_m \approx \left[\sum_{i=1}^N n_i (\bar{R}_{m,i} / \bar{R}_{m,d}) \right] / \sum_{i=1}^N n_i \quad (5)$$

$$\text{var}(E) \approx \left[\sum_{i=1}^N n_i (\bar{R}_{m,i} / \bar{R}_{m,d} - E_m)^2 \right] / \left(\sum_{i=1}^N n_i - 1 \right) \quad (6)$$

$$V_E \approx \sqrt{\text{var}(E)} / E_m \quad (7)$$

The \approx sign used in these equations recognizes that these quantities are estimations. For a given TDS, the estimated error is minimized if N is large enough and if the selection of the validation experiments and the weighting technique were performed efficiently.

Calibration and Validation: From Material to Structure

Target Design Structure

The TDS is the draft tube structure, which is a typical component of a powerhouse structure. A schematic representation of its cross section is presented in Fig. 4. The structure is composed of large members (thicker than 1 m) with reinforcement ratios that rarely exceed 0.5%. In addition to gravity load and external water-pressure effects, the structure is subjected to high tensile stresses due to heat of hydration effects, seasonal temperature variation, and the mechanical restraint to the rock. Because of the large size of this structure and the low reinforcement ratios, the size-effect phenomenon generally associated with shear strength is an important aspect for this kind of structure and is considered in detail in the next section. The target concrete design compressive strength is 30 MPa, so the selection criteria for the validation experiments will be between

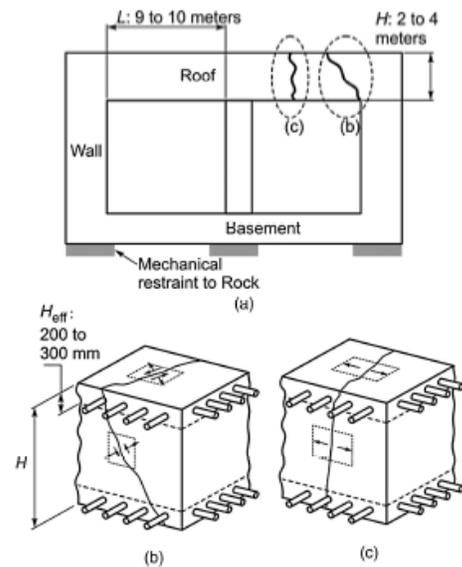


Fig. 4. Benchmark needs for the TDS: (a) draft tube section; (b) shear behavior; (c) tensile behavior

20 and 40 MPa (nominal-strength concrete). Furthermore, experiments performed on large members will be preferred.

Size-Effect Issues and Calibrations

The size effect is an inherent feature of concrete material. A general definition was given in Bazant and Planas (1998) and is presented as the deviation of the structural strength engendered by a change of structure size from the load capacity predicted by any theory based on critical stress (e.g., plastic limit analysis). It is experimentally found by comparing the nominal strength of geometrically similar structures with different sizes. Its identification for concrete was related to the first applications of fracture mechanics. Even though this feature has been introduced in the field of structural design through the reduction of the shear strength for members without or with little web reinforcement (AASHTO 2013; CSA A23.3 2004), its general definition and origins are generally not well understood.

It is not limited to shear strength but could be any other strength: flexural, tensile, or compressive. Even if many theories exist in the literature on the sources of this phenomenon, it is accepted today in the fracture mechanics community that two predominant sources of size effect exist (e.g., Bazant and Planas 1998). The first one is the deterministic energetic source of the size effect that is due to the release of the stored energy of the structure into the fracture front, and it is believed to be the most important source of the size effect. The second one is the statistical source of the size effect caused by the randomness of material strength. Originated by Weibull (1939) for metallic structures, this theory is based on the chain model and argues that the failure of a chain is determined by the weakest element in the chain, so the longer the chain, the smaller the strength value that is likely to be found in the chain. In the field of ANFEA, often only the first source is modeled implicitly through the use of the fracture energy G_f for the smeared-crack models (Bazant and Oh 1983). The second source has been

modeled explicitly in the mesolevel concrete models through the heterogeneity of concrete constituents. In the macrolevel models, it has been modeled through the use of a random field and stochastic simulation (e.g., Rossi and Richer 1987; Bazant et al. 2004, 2007a; Vorechovsky and Sadilek 2008) or a scaling procedure using deterministic FEA (Bazant et al. 2007b). It can be said that this second source is generally ignored at the level of ANFEA. In fact, the tensile strength of concrete is generally considered as a constant material input in macroscale models. This simplification could lead to improper results for large members in cases where propagation (deterministic source) is less important than the initiation of fracture (randomness), as is the case in the direct uniaxial tensile test.

Fig. 5 presents experimental and numerical results of tension tests on dog-bone specimens carried out on a large range of dimension D from 100 to 1,600 mm (van Vliet and van Mier 2000). These specimens were loaded in tension with a small eccentricity of $D/50$ from the vertical axis of symmetry. A strong size-effect tendency is seen for the nominal tensile strength calculated as the peak load divided by the smallest section area. Numerical simulations were performed using the EPM3D model with the use of a constant mean tensile strength

$$f'_t = 0.50\sqrt{f'_c} \quad (8)$$

where f'_c = cylindrical mean compressive strength of concrete in the experiments. The expression of tensile strength is issued from the mean split-cylinder strength based on a fitting of experimental data (MacGregor 1997; Mirza et al. 1979). It is seen that using a constant value in modeling cannot capture the size-effect tendency for large specimens and would, therefore, overestimate the nominal strength. The numerical strength actually varies between two asymptotes. For smaller sizes, it tends toward the input tensile strength value f'_t (elastic-plastic material), whereas for larger specimens the asymptotic value is equal to $(1/\alpha)f'_t$ (brittle material), where $\alpha = 1.49$ is an amplification coefficient that accounts for eccentricity and stress concentration in the specimen's neck (Vorechovsky and Sadilek 2008). The variation of a specimen's resistance between the two asymptotes is due to concrete tensile softening modeled here using the fracture energy G_f . Hence, the deterministic energetic source could only capture the size effect due to the small propagation left in the test, and the maximum size effect that could be captured deterministically is α .

To accurately predict the strength of large concrete structures where the tensile strength is a governing parameter, as is the case

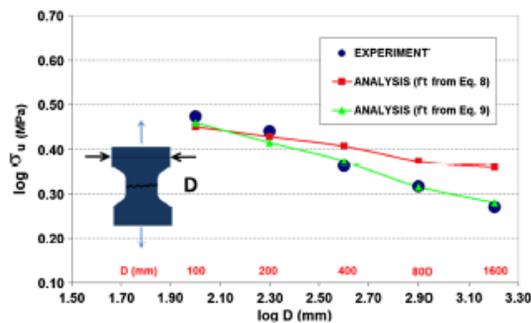


Fig. 5. Uniaxial tensile test on dog-bone specimens

for the TDS, it becomes obvious that all possible sources of the size effect must be considered. It is also important from a conceptual point of view that the computational model should be capable of reproducing all material features even at the mesolevel to guarantee robust predictions.

The statistical size effect has been considered in this study by reducing the tensile strength based on a characteristic dimension D of the member and a decreasing exponential law based on a Weibull distribution. The following expression is used for the tensile strength input to the finite-element models:

$$f'_t = 0.5\sqrt{f'_c} \left(\frac{D}{150} \right)^{-n_d/m} \quad (9)$$

where f'_t and f'_c = uniaxial tensile and compressive strengths of the material expressed in MPa; D = characteristic dimension of the member; n_d = dimensional similitude of the structure; and m = Weibull modulus. The coefficient n_d/m originates from Weibull theory. Hence, $n_d = 1, 2,$ and $3,$ respectively, for one, two, and three-dimensional cases. In the current study, and considering the two-dimensional geometry of the TDS and the related validation experiments, the value of $n_d = 2$ is chosen. Different results in the literature exist regarding the value of the Weibull modulus m . The most commonly used value is $m = 12$ issued from Zech and Wittmann (1978) based on a series of tensile tests on concrete. It was recently found by Bazant and Novak (2000) that $m \approx 24$ fits better with a more recent and complete data set. Hence, the value of n_d/m will be $1/12$ in the case of $2D$ similitude. The value of $m = 24$ is used in this study.

The term $D/150$ in Eq. (9) relates the characteristic dimension of the member (D in mm) to the typical dimension of the experimental specimen used to derive Eq. (8). A similar term has been used in Shioya et al. (1989) for handling the size effect in shear strength of large beams, but without accounting for the energetic part of the size effect. The new results of the nominal strength versus D using Eq. (9) are plotted in Fig. 5 and show good agreement with experimental results.

It is obvious from the preceding discussion that for a very large specimen ($D \rightarrow \infty$) the effect of the deterministic-energetic part of the size effect disappears, and only the statistical part remains. Hence, as D tends toward ∞ , the slope of the log (σ_N) versus log (D) plot approaches the value of $-1/12$.

Material Inputs and Modeling Technique

In this work, the compressive strength f'_c of concrete is chosen as the only independent variable that leads to the calculation of all of the other concrete variables. The other input quantities are calculated using the formulae in Table 1.

The modeling technique accounted for the presence of reinforcement. In the portions of elements without reinforcement, tension softening was considered using the G_f in both the EPM3D and CDP concrete models. In the presence of reinforcement, concrete properties were modified to include tension stiffening effects. It was assumed that the concrete within $7.5d_b$ from the center of the rebar is affected by the rebar (CEB-FIP 1978), which gives thicknesses from 200 to 300 mm depending on the cover and bar diameter d_b . All of these assumptions were kept constant for all of the validation tests.

The material parameter G_f is known to be dependent on the compressive strength of concrete and the maximum aggregate size. An equation for the estimation of this parameter is given for example in the CEB-FIP 1990 (CEB-FIP 1993) model code.

Table 1. Derivation of Input Quantities for EPM3D and DPM Models

Input variable	Formula	Description
Poisson coefficient	$\nu = 0.18$	—
Failure compressive strain	$\varepsilon_{co} = -0.0022$	By hypothesis, a constant value is chosen in the unconfined uniaxial case
Initial tangent Young's modulus	$E_0 = 5,000\sqrt{f'_c}$ (MPa)	f'_c is the mean compressive strength taken from the documentation of the test
Tensile resistance	$f_t = 0.5\sqrt{f'_c}\left(\frac{D}{150}\right)^{-0.4/24}$ (MPa)	Eq. (9)
Fracture energy	$G_f = 0.05$ (N · mm ⁻¹)	G_f is chosen constant by hypothesis
Failure surface for EPM3D, yield surface and potential surface for DPM	—	Hsieh et al. (1982) surface for EPM3D. Default surfaces parameters for CDP. Modified surface parameters for CDP1

Given the range of concrete compressive strengths of the validation experiments (between 20 and 40 MPa) and generally small aggregate size (below 10 mm), the estimated range of G_f varies between 0.04 and 0.08 N · mm⁻¹ using the CEB-FIP 1990 equation. In this work, G_f is chosen as constant by hypothesis and equals the value of 0.05 N · mm⁻¹.

Validation Levels: Material, Element, and Structural Levels

Using the same classification as in the FIB report, the benchmark tests performed in order to assess V_E for each concrete model are given in the Appendix. At the material and element levels, some of the tests are conceptual and not supported by experimental data. These tests are referred to as "CON" and can be eventually set as eliminatory tests. The calibration tests in the material level are referred as "CAL." Both conceptual and calibration tests are not considered in the computation of V_E ($n_i = 0$). More than 60 benchmark tests are selected, based on the following key aspects of the TDS (Fig. 4):

- Material-level validations and calibrations:
 - Tensile strength in the concrete structure and its related statistical size effect;
 - Tension stiffening of concrete surface near top and bottom reinforcement [Fig. 4(c)];
 - Tension softening of concrete in the core of the member [Fig. 4(c)];
 - Validations relevant to the type of concrete model used: cyclic behavior and dilatancy behavior near peak compression; and
 - Failure under biaxial and triaxial loading conditions.
- Element-level validations:
 - Mesh-sensitivity issues for postpeak in tension and compression;
 - Biaxial softening of concrete due to the expected combination of shear and tension for core and surface concrete elements [Fig. 4(b)], considered using the conceptual test of Willam et al. (1987); and
 - Tension-compression damage interaction through reinforced concrete panel tests [for surface elements in Fig. 4(b)] using selected specimens of Vecchio and Collins (1982) PV test series with different reinforcement ratios, loading conditions, and types of failure.
- Structural element validations:
 - Shear failure and size effect in shear: the series of Iguro et al. (1985) for simply supported beams failing in shear under uniform loading. This series includes the largest beam (3 m deep) ever tested in the world.
 - Effect of shear reinforcement: the series of Yoshida (2000) for large beams (2 m deep) failing in shear with different configurations of shear reinforcement.

- Reinforced concrete members with a low ratio of L over H close to the target design structure [Fig. 4(a)] and the deep beam effect.

Model Error Computation

Weighting Procedure

The weighting procedure for the validation tests is given in the Appendix. As explained earlier, an artificial multiplication number n_i is used for each test i . The general rule is to assign values of 1, 2, and 3, respectively, to the material, element, and structural levels. Exceptions to this rule are the cases of calibration tests, erroneous experiments, and suspicious experimental points.

The test "b_shi_20" is an example of an erroneous experiment. As pointed out in Maekawa et al. (2003), this test showed an over-strength resulting from the stiffening effect of the loading rubber membrane. In fact, the experimental capacity is higher than the value computed by beam theory. Both EPM3D and CDP model results confirmed this fact.

Examples of suspicious experimental points are identified in the Rogowsky et al. (1986) series for the deep beam effect. Considering the results in the Appendix, the validation tests BM2/1.5/S, BM6/1.5, and BM4/1.5 gave the lowest E_i values in the structural level. In contrast, the validation test BM2/1.0/S gave the highest value of E_i . These four tests gave extreme values of E_i that had a direct effect on the final COV of the model error. Fig. 6 presents a comparison of the ultimate normalized shear stress $\beta_s = \nu_u / \sqrt{f'_c}$ versus the longitudinal reinforcement ratio in the web area. Both experimental and numerical results using the EPM3D model are represented for the cases a/d of 1.0 and 1.5.

For the case $a/d = 1.5$, it is seen that the increase in the longitudinal reinforcement in the web reduced the shear strength of the experimental points BM2/1.5/S, BM6/1.5, and BM4/1.5 by more than 25% with respect to the case without longitudinal web reinforcement BM7/1.5. This strange tendency was not found in the numerical case. In fact, the additional longitudinal web reinforcement had little if no beneficial influence on the ultimate shear strength. For the case $a/d = 1.0$, the additional longitudinal reinforcement has increased the strength by more than 50% with respect to the case without web reinforcement BM7/1.0, which is in contradiction to the experimental tendency seen in the previous case. From the physical point of view, the addition of longitudinal web reinforcement has a small effect on the ultimate shear of a deep beam. This was in fact one of the conclusions of the work of Rogowsky et al. (1986), based on the entire series results.

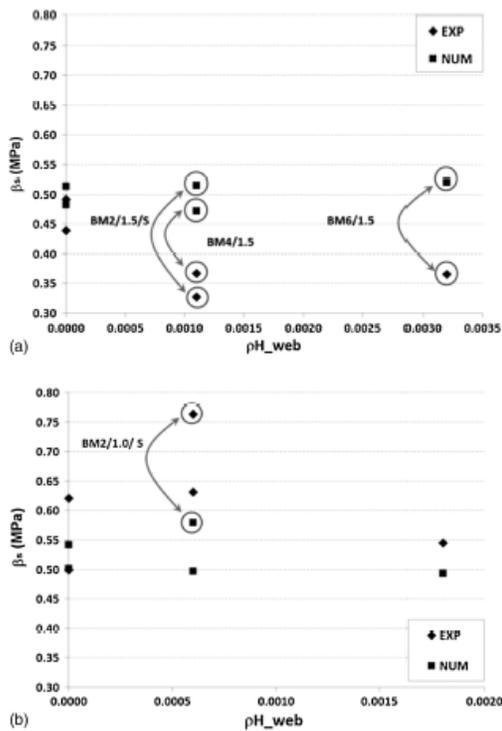


Fig. 6. Comparison of numerical and experimental results from Rogowsky et al. (1986) series: (a) $a/d = 1.5$; (b) $a/d = 1.0$

The deviant behavior of the four experimental points mentioned could be explained either by an insufficient replication number that resulted in a bad estimation of the real mean value E_f (reducible uncertainty) or a vibration problem of concrete around longitudinal web rebars (experimental error). As seen in the Appendix, a low multiplication number $n_f = 1$ was used for these tests.

Results Discussion and Model Error

Details on the computation of the model error are given in the Appendix for both EPM3D and CDP models (see columns EPM3D and CDP). The calculations gave average model error E_m values of 0.980 and 1.398 for the EPM3D and CDP models, respectively, whereas the corresponding values of model error COV V_E are 0.144 and 0.313. The results obtained with the EPM3D model are reasonable and of the same order of magnitude as those used for deriving strength-reduction factors adopted in design codes (MacGregor 1976). Therefore, the expected design strength given by Eq. (4) using the proposed methodology with the EPM3D model should be very similar to that given by the design code equations for simple structural members. However, the high V_E value obtained with the CDP model would likely lead to more conservative results.

Examination of the results for the CDP model shows that the discrepancy between the experimental and the simulated resistances

is higher for shear panel tests in the element level and for deep beam tests in the structural level. Investigations reveal a problem for the shear state of stress when using the default values of the potential surface with the CDP model. The two parameters that control the shape of the flow potential surface in the meridian plane (p, q) are the eccentricity ε and the dilation angle Ψ . Parameter Ψ represents geometrically the slope of the hyperbolic flow potential function at high confining pressures p , whereas ε defines the shape of the curve at a low confining pressure. Default values are, respectively, 0.1 and 38° for ε and Ψ (Hibbitt et al. 2010). Analyses were repeated for the CDP model by using nondefault values of 90.0 and 13° for ε and Ψ , chosen to provide more curvature to the flow potential function at low pressure. The results presented in the Appendix in the column CDP1 show a better agreement with experimental results, especially for the shear panel and deep beam tests. An average model error of 1.169 and a COV of model error of 0.237 were obtained in this case. Because a better performance is seen with EPM3D, this model is selected to conduct the analyses in the second part of this work.

Conclusion

The V&V process introduced in other engineering fields was discussed in this work, in the context of design and assessment of large or unusual concrete structures using ANFEA. The current practice for concrete structures is to directly use results from literature experiments to validate concrete models, as opposed to the recommended V&V designed validation experiments. A new intermediate approach presented in this work uses selection and filtering techniques of literature experiments through the definition of a new validation metric. The proposed methodology was applied to the case of a large hydraulic structure and using two candidate concrete models. Calibration and validations were undertaken from the material level to the structural level. It was shown that the statistical part of the size effect, generally ignored when using macrolevel concrete models, can have an influence on the computed resistance. A new expression for the equivalent tensile strength was, therefore, defined in the calibration step at the material level in order to capture the complete size effect relevant for large concrete structures. The statistical properties of the model error were computed for two concrete models using a minimum number of input variables: the concrete compressive strength and the steel yield strength. All other input quantities were derived from these variables. Acceptable results were obtained for the EPM3D concrete model and will be used in the companion paper to design the complex draft tube hydraulic structure.

This paper demonstrates the applicability of the new design approach using ANFEA and the possibility of using it as a replacement approach for the conventional one in the case of unusual concrete structures. This is motivated by the low COV of the model error obtained for the EPM3D model through the use of only two independent variables. The values of COV of the model error shall be less than the COV of the concrete material (typically from 0.15 to 0.20) in order to obtain design values comparable to or less than the design code values. The low number of independent input variables allows for a low number of nonlinear analyses around the mean resistance value for the TDS, as seen in the companion paper. Furthermore, the use of input variables other than the concrete compressive strength and the steel yield strength is problematic not only from the computational point of view, because of the required number of analyses, but also for finding the statistical properties of these additional variables.

Appendix. Description of Benchmark Tests

Level	Symbol	Description and aspects investigated	Reference	Type	n_i	Model error R/\bar{R}			
						EPM3D	CDP	CDP1	
Material level (15)	CYC	U: cyclic	—	CON	0	1.000	1.000	1.000	
	GEN	U: coupled tension comp. damage, dilatancy near peak comp., tension stiffening, tension softening	—	CON	0	1.000	1.000	1.000	
	SIZE	U: statistical size effect	Van Vliet and Van Mier (2000)	CAL	0	—	—	—	
	BI_CCT	B: comp.-tension state	Kupfer et al. (1969)	NUM	1	0.997	1.219	1.186	
	BI_CTI	B: comp.-tension state	Kupfer et al. (1969)	NUM	1	0.942	1.256	1.278	
	BI_CTT	B: comp.-tension state	Kupfer et al. (1969)	NUM	1	0.947	1.270	1.310	
	BI_CC	B: comp.-comp. state	Kupfer et al. (1969)	NUM	1	1.001	0.977	1.000	
	BI_CCI	B: comp.-comp. state	Kupfer et al. (1969)	NUM	1	0.957	0.972	0.988	
	TR11	T: hydrostatic + deviatoric	Shickert and Winkler (1977)	NUM	1	0.928	0.967	0.966	
	TR12	T: hydrostatic + deviatoric	Shickert and Winkler (1977)	NUM	1	0.918	0.980	0.988	
	TR13	T: hydrostatic + deviatoric	Shickert and Winkler (1977)	NUM	1	0.836	0.945	0.961	
	NONPROP	T: nonprop. loading	Bouzaïene and Massicotte (1995)	NUM	1	0.959	1.019	1.035	
	NONPROPI	T: nonprop. unloading and loading	Bouzaïene and Massicotte (1995)	NUM	1	0.932	1.105	1.122	
	CYC_CONF	T: cyclic under low confinement	Bouzaïene and Massicotte (1995)	NUM	1	0.943	0.992	1.008	
	CYC_CONF1	T: cyclic under moderate confinement	Bouzaïene and Massicotte (1995)	NUM	1	0.957	0.945	0.947	
	Element level (11)	MESH	Mesh insensitivity	—	CON	0	1.000	0.8000	0.8000
		BISOFT	Biaxial tensile softening	William et al. (1987)	CON	0	1.000	1.000	1.000
		PV10	ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	1.114	2.220	1.144
PV11		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	0.964	1.885	0.962	
PV19		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	0.968	1.929	1.110	
PV22		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	0.966	2.359	1.337	
PV25		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	1.399	2.875	1.920	
PV27		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	0.924	2.080	1.254	
PV28		ST on RC panel	Vecchio and Collins (1982)	NUM	2	0.947	2.160	1.214	
PB18		ST on RC panel	Bhide and Collins (1987)	NUM	2	0.900	1.014	0.923	
PB21		ST on RC panel	Bhide and Collins (1987)	NUM	2	1.338	1.382	1.090	
B_OA1		SF with no shear reinforcement	Bresler and Scordelis (1963)	NUM	3	0.879	1.017	0.684	
B_A1		SF with shear reinforcement	Bresler and Scordelis (1963)	NUM	3	1.040	1.176	0.838	
Structural level (39)		SLAB_MN	Flexure failure of RC slab	McNeice (1967)	NUM	3	1.005	1.042	0.991
	B_SHI_20	SF of RC beam: size effect	Iguero et al. (1985)	NUM	0	1.520	1.410	1.121	
	B_SHI_60	SF of RC beam: size effect	Iguero et al. (1985)	NUM	3	0.950	0.900	0.777	
	B_SHI_100	SF of RC beam: size effect	Iguero et al. (1985)	NUM	3	1.110	1.510	1.159	
	B_SHI_200	SF of RC beam: size effect	Iguero et al. (1985)	NUM	3	0.972	0.954	1.250	
	B_SHI_300	SF of RC beam: size effect	Iguero et al. (1985)	NUM	3	0.998	0.851	1.110	
	B_YOS_0	SF of RC beam: effect of shear reinf.	Yoshida (2000)	NUM	3	0.753	1.297	0.687	
	B_YOS_4	SF of RC beam: effect of shear reinf.	Yoshida (2000)	NUM	3	0.932	1.403	1.900	
	B_YOS_6	SF of RC beam: effect of shear reinf.	Yoshida (2000)	NUM	3	0.852	1.171	1.640	
	B_YOS_9	SF of RC beam: effect of shear reinf.	Yoshida (2000)	NUM	3	0.912	1.545	1.474	
	TUNNEL	RC box structure: SF	Collins and Kuchma (1999)	NUM	3	0.880	0.900	0.725	
	BM1/1.0/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.240	1.719	1.690	
	BM1/1.0/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.977	1.560	1.280	
	BM1/1.5/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.855	1.337	1.300	
	BM1/1.5/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.956	1.490	1.174	
	BM1/2.0/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.898	1.988	1.255	
	BM1/2.0/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.990	1.090	1.020	
	BM2/1.0/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	1	1.315	2.090	1.777	
	BM2/1.0/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.168	2.220	1.475	
	BM2/1.5/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	1	0.670	0.904	0.957	
	BM2/1.5/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.916	1.370	1.030	
	BM2/2.0/S	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.880	1.075	1.107	
	BM2/2/N	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.951	1.051	0.980	
	BM3/1.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.158	1.918	1.311	
	BM3/2.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.880	1.004	1.030	
	BM4/1.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.270	1.936	1.450	
	BM4/1.5	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	1	0.777	1.040	0.982	
	BM4/2.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.700	1.040	1.147	
	BM5/1.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.948	1.435	1.101	
	BM5/1.5	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.943	1.708	1.180	
BM5/2.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.962	1.368	1.125		
BM6/1.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.106	1.796	1.280		
BM6/1.5	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	1	0.702	1.005	1.030		
BM6/2.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.122	1.005	1.293		

Appendix. (Continued.)

Level	Symbol	Description and aspects investigated	Reference	Type	n_i	Model error R/\bar{R}		
						EPM3D	CDP	CDP1
	BM7/1.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.920	1.491	1.400
	BM7/1.5	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	1.020	1.418	1.320
	BM7/2.0	SF of RC beam: deep beam effect	Rogowsky et al. (1986)	NUM	3	0.761	0.823	0.700
E_m	—	—	—	—	—	0.980	1.398	1.169
V_E	—	—	—	—	—	0.144	0.313	0.237

Note: B = biaxial; comp. = compression; NUM = numerical result used in the computation of model error statistics; prop. = proportional; RC = reinforced concrete; reinf. = reinforcement; SF = shear failure; ST = shear test; T = triaxial; U = uniaxial.

Acknowledgments

The authors would like to acknowledge the financial support obtained from Natural Sciences and Engineering Council (NSERC) of Canada, the Center for Research on Concrete Infrastructures of Quebec (FQRNT-CRIB), and the Quebec Ministry of Transportation.

References

- AASHTO. (2013). *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 6th Ed., Washington, DC.
- American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA). (1998). "Guide for the verification and validation of computational fluid dynamics simulations." *AIAA-G-077-1998*, Reston, VA.
- Bažant, Z. P., and Novák, D. (2000). "Energetic statistical size effect in quasibrittle failure at crack initiation." *ACI Mater. J.*, 97(3), 381–392.
- Bažant, Z. P., and Oh, B. H. (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." *Mater. Struct.*, 16, 155–177.
- Bažant, Z. P., Pang, S. D., Vorechovsky, M., and Novak, D. (2007a). "Energetic-statistical size effect simulated by SFEM with stratified sampling and crack band model." *Int. J. Numer. Methods Eng.*, 71(11), 1297–1320.
- Bažant, Z. P., Pang, S. D., Vorechovsky, M., Novák, D., and Pukl, R. (2004). "Statistical size effect in quasibrittle materials: Computation and extreme value theory." *FramCoS-5: 5th Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, CO.
- Bažant, Z. P., and Planas, J. (1998). *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC Press, Boca Raton, FL, London.
- Bažant, Z. P., Vorechovsky, M., and Novak, D. (2007b). "Asymptotic prediction of energetic-statistical size effect from deterministic finite-element solutions." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:2(153), 153–162.
- Bendat, J. S., and Piersol, A. G. (2000). *Random data: Analysis and measurement procedures*, Wiley, New York.
- Ben Ftima, M., and Massicotte, B. (2004). *Introduction of concrete model of Bouzaïene and Massicotte in the ABAQUS software (version 6.4.1 Standard and Explicit)*, Group for Research in Structural Engineering (GRS), École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- Ben Ftima, M., and Massicotte, B. (2012). "Development of a reliability framework for the use of advanced nonlinear finite elements in the design of concrete structures." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000538, 1054–1064.
- Bernardo, J. M., and Smith, A. F. M. (1994). *Bayesian theory*, John Wiley, New York.
- Bertagnoli, G., Giordano, L., and Mancini, G. (2004). "Safety format for the nonlinear analysis of concrete structures." *Studies and researches*, Politecnico di Milano, Italy, 25.
- Bhide, S. B., and Collins, M. P. (1987). "Reinforced concrete elements in shear and tension." *Publication No. 87-02*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
- Bouzaïene, A., and Massicotte, B. (1997). "Hypoelastic tridimensional model for nonproportional loading of plain concrete." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:11(1111), 1111–1120.
- Bouzaïene, A. H., and Massicotte, B. (1995). "Translation: Characterization and modeling of nonlinear behavior of concrete elements subjected to multi-axial loading." *Rapport No. EPM/GCS-1995-13*, École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- Bresler, B., and Scordelis, A. C. (1963). "Shear strength of reinforced concrete beams." *ACI J.*, 60(1), 51–72.
- Canadian Standards Association (CSA). (2004). "Design of concrete structures." *CSA standard A23.3-04*, Toronto.
- Cervenka, V. (2008). "Global safety format for nonlinear calculation of reinforced concrete." *Beton und Stahlbetonbau*, 103, 37–42.
- Chen, W., Xiong, Y., Tsui, K. L., and Wang, S. (2006). "Some metrics and a Bayesian procedure for validating predictive models in engineering design." *Proc., IDETC/CIE*, Philadelphia.
- Collins, M. P., and Kuchma, D. (1999). "How safe are our large lightly reinforced concrete beams, slabs and footings?" *ACI Struct. J.*, 96(4), 482–490.
- Comite Euro-International du Béton (CEB-FIP). (1993). *CEB-FIP model code 1990: Design code*, Thomas Telford, London.
- Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP). (1978). *CEB-FIP model code for concrete structures*, 3rd Ed., Lausanne, Switzerland.
- Defense Modeling and Simulation Office (DMSO). (1996). "Verification, validation, and accreditation." *DoD Instruction 5000.61*, U.S. Dept. of Defense, (www.dmsomil/docslib).
- Fédération Internationale du Béton (FIB). (2008). "Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures." *State-of-Art Rep., CEB-FIB bulletin 45*, Lausanne, Switzerland.
- Hanson, K. M. (1999). "A framework for assessing uncertainties in simulation predictions." *Physica D*, 133(1–4), 179–188.
- Henrique, A. A. R., Calheiros, F., and Figueiras, J. A. (2002). "Safety format for the design of concrete frames." *Eng. Comput.*, 19(3), 346–363.
- Hibbit, H. D., Karlson, B. L., and Sorensen, E. P. (2010). *ABAQUS version 6.10, finite element program*, Hibbit, Karlson and Sorensen, Providence, RI.
- Hills, R. G., and Trucano, T. G. (2002). *Statistical validation of engineering and scientific models: A maximum likelihood based metric*, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM.
- Hsieh, S. S., Ting, E. C., and Chen, W. F. (1982). "A plasticity-fracture model for concrete." *Int. J. Solids Struct.*, 18(3), 181–197.
- IEEE. (1984). "Standard dictionary of electrical and electronics terms." *ANSI/IEEE Std 100-1984*, New York.
- Iguro, M., Shiota, T., Nojiri, Y., and Akiyama, H. (1985). "Experimental studies on shear strength of large reinforced concrete beams under uniformly distributed load." *Concr. Lib. JSCE*, 5, 137–154.
- Kupfer, H. B., Hillsdorf, H. K., and Rusch, H. (1969). "Behavior of concrete under biaxial stress." *ACI J.*, 66(8), 356–366.
- Lee, J., and Fenves, G. L. (1989). "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892), 892–900.
- Lubliner, J. J., Oliver, S., Oller, S., and Oñate, E. (1989). "A plastic-damage model for concrete." *Int. J. Solids Struct.*, 25(3), 229–326.
- MacGregor, J. G. (1976). "Safety and limit states design for reinforced concrete." *Can. J. Civ. Eng.*, 3(4), 484–513.
- MacGregor, J. G. (1997). *Reinforced concrete, mechanics and design*, 3rd Ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Mackawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H. (2003). *Nonlinear mechanics of reinforced concrete*, Spon Press, London.
- Massicotte, B., Ben Ftima, M., Nour, A., and Conciatori, D. (2012). "Implementation of a validation procedure for using numerical

- models in concrete structure design and assessment" *SSCS Conf.*, AFGC, Paris, France.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., and Yildiz, E. (2007). "EPM3D: A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures." *Rapport SR07-10*, École Polytechnique de Montréal, Montreal, Canada.
- McNeice, A. M. (1967). "Elastic-plastic bending of plates and slabs by the finite element method." Ph.D. thesis, London Univ., London, England.
- Mirza, S. A., Hatzinikolas, M., and Macgregor, J. G. (1979). "Statistical descriptions of the strength of concrete." *Proc. ASCE J. Struct. Div.*, 105(ST6), 1021–1037.
- Ngo, D., and Scordelis, A. C. (1967). "Finite element analysis of reinforced concrete beams." *ACI J.*, 64(3), 152–163.
- Oberkampff, W. L., and Barone, M. F. (2006). "Measures of agreement between computation and experiment: Validation metrics." *J. Comput. Phys.*, 217(1), 5–36.
- Rashid, Y. R. (1968). "Ultimate strength analysis of reinforced concrete pressure vessels." *Nucl. Eng. Des.*, 7(4), 334–344.
- Roache, P. J. (1998). *Verification and validation in computational science and engineering*, Hermosa Publishers, Albuquerque, NM.
- Rogowsky, D. M., MacGregor, J. G., and Ong, S. Y. (1986). "Tests of reinforced concrete deep beams." *ACI J.*, 83(4), 614–623.
- Rosenblueth, E. (1975). "Point estimates for probability moments." *Proc., Natl. Acad. Sci.*, 72(10), 3812–3814.
- Rossi, P., and Richer, S. (1987). "Numerical modeling of concrete cracking based on a stochastic approach." *Mater. Struct.*, 20(5), 334–337.
- Schickert, G., and Winkler, H. (1977). *Results of test concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses*, Deutscher Ausschuss Fur Stahlbeton, Berlin.
- Schlangen, E., and Van Mier, J. G. M. (1992). "Simple lattice model for numerical simulation of fracture of concrete materials." *Mater. Struct.*, 25(9), 534–542.
- Schlesinger, S. (1979). "Terminology for model credibility." *Simulation*, 32(3), 103–104.
- Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H., and Okada, T. (1989). "Shear strength of large reinforced concrete beams." *Fracture mechanics: Application to concrete, SP-118*, American Concrete Institute, Detroit, 259–279.
- Thacker, B. H., Doehling, S. W., Hemez, F. M., Anderson, M. C., Pepin, J. E., and Rodriguez, E. A. (2004). "Concepts of model verification and validation." *Los Alamos National Laboratory Rep. LA-14167-MS*.
- Van Vliet, M. R. A., and Van Mier, J. G. M. (2000). "Experimental investigation of size effect in concrete and standstone under uniaxial tension." *Eng. Fract. Mech.*, 65(2–3), 165–188.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P. (1982). "The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses." *Technical Rep. Publication No. 82-03*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
- Vorechovsky, M., and Sadlek, V. (2008). "Computational modeling of size effects in concrete specimens under uniaxial tension." *Int. J. Fract.*, 154(1–2), 27–49.
- Weibull, W. (1939). "Phenomenon of rupture in solids." *Ingenioers vetenskaps akademien Handlingar, 153*, Generalstabens Litografiska Anstalts Förlag, Stockholm, Sweden, 1–55.
- Willam, K., Pramono, E., and Sture, S. (1987). "Fundamental issues of smeared crack models." *Proc., SEM-RILEM Int. Conf. on Fracture of Concrete and Rock*, Bethel, CT, 192–207.
- Wittmann, F. H. (1983). "Structure and mechanical properties of concrete." *Architectural Rep.*, Vol. 22, Tohoku Univ., Sendai, Japan, 93–112.
- Yoshida, Y. (2000). "Shear reinforcement for large lightly reinforced concrete members." M.S. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
- Zech, B., and Wittmann, F. H., (1978). "A complex study on the reliability assessment of the containment of a PWR. Part II: Probabilistic approach to describe the behavior of materials." *Nucl. Eng. Des.*, 48(2–3), 575–584.

Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. II: Applications

Mehdi Ben Ftima¹ and Bruno Massicotte, M.ASCE²

Abstract: This second-part article presents applications of advanced nonlinear finite-element analysis for the design of large reinforced-concrete structures. Because shear and the size effect are fundamental aspects of these structures, the first section of this paper is devoted to the prediction of shear failure for very large members more than 3 m deep. It is shown that the tendency of shear strength is much less sensitive to size effects for very large members than the predictions of some design code equations. Applications to the draft tube complex structure are then presented in a second part. A comparison of cracking patterns with an existing powerhouse is performed at the service level. It is shown that thermal effects have an important effect on the final cracking pattern. The draft tube model is then analyzed up to failure. Following a new design methodology proposed by the authors in a previous paper, and using the model error properties computed in part I, the global resistance factor is computed for the ultimate level. The effects of temperature, nominal shear reinforcement, and lateral confinement are discussed. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001178. © 2014 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Concrete structures; Nonlinear finite element; Concrete fracture; Thermal effects; Size effect in shear; Design and assessment; Structural safety and reliability.

Introduction

Available Design Methods for Large or Unusual Concrete Structures

The behavior of mass reinforced-concrete structures is very complex. Typically, these structures include large concrete members generally deeper than 1 m. They have a light reinforcement ratio that rarely exceeds 0.5%. From a structural point of view, they are considered as intermediate structures, between conventional reinforced-concrete structures (e.g., buildings) and unreinforced-concrete structures (e.g., dams).

Examples of such structures can easily be found in the field of hydraulic structures, such as the hydroelectric complex shown in Fig. 1. This arrangement consists of three powerhouse units separated by vertical contraction joints. This example presents many features that categorize it as an unusual structure: the large thickness of the structural members, a complex three-dimensional (3D) geometry resulting from hydraulic performance requirements, the presence of high thermal strains (seasonal and hydration) leading to cracking and leakage problems when in operation, the effect of foundation restraint, the presence of hyperstaticity that allows for redistribution of postcracking internal forces,

and the lack of shear reinforcement, which is a common practice for these structures.

The design methods for these structures are basically based on linear elastic studies with unidimensional or bidimensional and rarely three-dimensional models. The extrapolation of rules and specifications in existing international codes and committees [DNV 2012; ACI Committee 207 (ACI 1995); CEB-FIP 1990; FERC 2002; and others] and the experience of previous similar projects are common practices in this field.

Unfortunately, this conventional approach results in an oversimplification of design that can be either on the conservative or non-conservative sides. For example, the consideration of thermal effects using linear elastic analyses leads to unrealistic reinforcement because the cracking and relaxation of thermal stresses are not considered. Hence, unless a semiempirical method is considered in the design, the use of linear elastic models generally leads to the exclusion or an arbitrary reduction of thermal effects. This inevitably leads to an underestimation of cracking for the service conditions and underestimation of residual tensile forces in concrete at the ultimate level.

A second example is the presence of a small span-to-depth ratio [Figs. 1(b and c)] that makes the Bernoulli hypothesis rarely respected for these specific structures. In the conventional approach, stresses issued from a finite-element (FE) model are integrated into sectional forces and then used to design flexural or shear reinforcement using beam or shell theories assuming that plane sections remain plane [e.g., Fédération Internationale du Béton (FIB) 2008; Marti 1990]. This approach is not adequate for the case of the so-called disturbed regions for which strut-and-tie models (STM) are recommended (Schlaich et al. 1987). However, a STM implicitly assumes a certain ductility or plasticity in the structural behavior to reach the conceived equilibrium and ultimate strength. Furthermore, the use of a STM is very complex and not yet well established for 3D structures and in no case can include thermal loads.

All of these considerations lead to the conclusion that the use of a nonlinear 3D FE method is the most rigorous way to design and verify large or unusual constructions such as hydraulic structures.

¹Postdoctoral Fellow, Dept. of Civil, Geological, and Mining Engineering, Ecole Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station Centre-ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7; and Structural Engineer, Hydro Division, SNC-Lavalin Inc., 1801 McGill College Ave., Montréal, QC, Canada H3A 2N4.

²Professor, Dept. of Civil, Geological, and Mining Engineering, Ecole Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station Centre-ville, Montréal, QC, Canada H3C 3A7 (corresponding author). E-mail: bruno.massicotte@polymtl.ca

Note. This manuscript was submitted on October 1, 2013; approved on August 19, 2014; published online on October 16, 2014. Discussion period open until March 16, 2015; separate discussions must be submitted for individual papers. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, © ASCE, ISSN 0733-9445/04014218(9)/\$25.00.

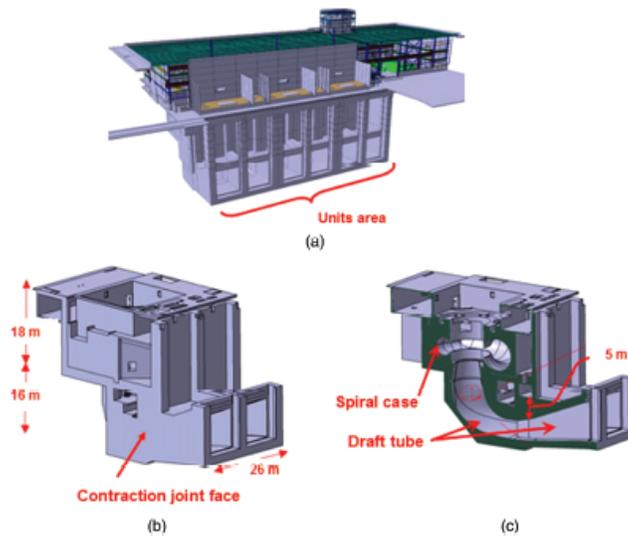


Fig. 1. (Color) Example of hydraulic structure: (a) typical hydroelectric arrangement; (b) powerhouse unit and dimensions; (c) cross section and substructures

Scope of the Paper

The reliability framework of these advanced nonlinear FE analyses (ANFEA) has been presented in Ben Ftima and Massicotte (2012) in the context of reinforced-concrete structures. In the suggested methodology, both the variability of the model input parameters and precision of the computational models were considered to derive a design resistance based on a computed global resistance factor. Part 1 of this work was dedicated to the first step in the cited methodology in which the mean and coefficient of variation (COV) of the model error are estimated throughout a validation process. The objective of this second part is to illustrate the transition from the validation to the prediction levels of a real structure using ANFEA.

First, predictions of the shear strength of large members considering the size effect are presented. Computations are performed using the EPM3D nonlinear concrete model (Massicotte et al. 2012) that was selected at the end of the first part, implemented as a user subroutine in ABAQUS-Explicit (Hibbitt et al. 2010). The Iguro et al. (1985) test series, including the largest beam ever tested in the world, is considered as a reference. It is shown that a shear-size effect softens beyond a certain beam depth, and its tendency becomes related to the statistical size effect in tension presented in part 1. In a second step, parametric studies are conducted to validate the COV of the computed resistance used for the calculation of the global resistance factor as described in the second step of the methodology presented in Ben Ftima and Massicotte (2012). The sensitivity of this parameter and the importance of validating its calculation for the selected concrete model and the target design structure (TDS) are demonstrated. Finally, the draft tube structure shown in Fig. 1(c) is studied. In service conditions, the damage pattern of a global model is compared to the site cracking pattern of an existing similar powerhouse. The importance of thermally induced cracking is revealed. A local model of the draft tube is loaded up to the ultimate load level and then to

failure. Design verification is done for the roof at the ultimate level through computation of the global resistance factor. Parametric studies are additionally performed in order to study the influence of the following design parameters: thermal effects, nominal shear reinforcement, and lateral water pressure within interunit contraction joints.

Predictions for Shear Failure

The shear failure of concrete members without shear reinforcement is affected by the member depth. However, the tendency of the shear-size effect for very large concrete members (more than 3 m deep) is not well known because of the lack of experimental evidence. The objective of this section is to present the theoretical background and its validation for considering size effects in shear in a rational way when using ANFEA, applicable from shallow to very deep concrete members, beyond 3 m in depth.

Size Effect in Shear

Size effect is a phenomenon related more generally to brittle materials. Experimental results have indicated that the nominal strength of these materials decreases with the increasing size of the structure. This phenomenon was explained in the late 1930s by Weibull's weakest link theory (Weibull 1939). The lower strength for a larger size structure is due to the fact that the larger the structure is, the higher the probability of encountering a defect in the material. For concrete structures, this effect was found at the material level for the compressive and more predominantly for the tensile strength. At a higher level, and for reinforced-concrete beams, Kani (1967) found through experimental investigation that the shear strength of reinforced-concrete beams without shear reinforcement decreases with increasing concrete depth. This observation was confirmed later by a Japanese test series on larger

specimens of uniformly loaded reinforced-concrete beams (Iguro et al. 1985) and then at the University of Toronto (Collins and Kuchma 1999; Yoshida 2000). Despite this evidence, the size effect in shear was incorporated only in some design codes, and no more than twenty years ago [e.g., Canadian Code CSA A23.3 (CSA 1994)].

The scientific community seems to converge on the conclusion that two major sources are behind the size effect in concrete structures. The first one is statistical and is linked to the heterogeneity of the material and the presence of defects according to the Weibull theory. The second source is deterministic and is related to the propagation of the crack, usually linked to the field of fracture mechanics. Because concrete is a quasi-brittle, rather than a brittle, material, failure does not necessarily happen when first cracking occurs because of the possibility of stable crack propagation. At a higher level, the size effect in shear for reinforced-concrete members is more complex. The presence of flexural reinforcement as an additional material produces interactions between the shear and flexural cracking processes and generates other failure modes, such as compressive crushing of concrete struts and a dowel bar action.

The accuracy of shear strength predictions given by design equations diminishes with increasing member depth because of the lack of experimental data for deep elements. In fact, the largest beam ever tested in the world is 3 m deep (Iguro et al. 1985). Furthermore, more than 99% of the available experimental data are for beams less than 1.1 m deep, and more than 86% are related to beams shallower than 500 mm (Bazant and Yu 2005; Reineck et al. 2003).

The size effect in shear is generally expressed by the following relation:

$$\sigma_s = \frac{P_u}{b \cdot D} \propto D^{-N_s} \quad (1)$$

where D = characteristic dimension of the structure and σ_s = nominal shear failure stress. The shear strength reduction tendency is expressed in terms of coefficient N_s . Table 1 issued from Bazant and Yu (2005) shows the multiple possible tendencies for the size effect in shear according to different theories and international codes. Obviously, the large range of values can be confusing for engineers and illustrates the lack of consensus within the scientific community.

Predictions for Shear Failure

The test series of Iguro et al. (1985) is used here for comparison purposes with numerical results. Reinforced-concrete beams without shear reinforcement were subjected to a uniform pressure. The selected five beam depths varied from 200 to 3,000 mm. The span-to-depth a/d ratio was around 3.0, the flexural reinforcement ratio was 0.4%, and the observed failure mode was brittle shear failure. This series was considered in part 1 of this work for validation purposes at the third structural level. The validation points are shown on Fig. 2, where β_s is the normalized ultimate shear strength ($\beta_s = v_u/\sqrt{f'_c}$) computed at d from the support. The predictions obtained using the concrete model EPM3D show good correlation

Table 1. Shear Size Effect Tendencies for Very Large Members

Reference	N_s
Bazant and Kazemi (1991)	1/2
Bazant (1987), Carpinteri (1994), CEB-FIP (1993)	0
Collins et al. (1996), CSA A23.3 (2004)	1
ACI 445 F (Bazant and Yu 2005)	1/3
JSCE (1991)	1/4

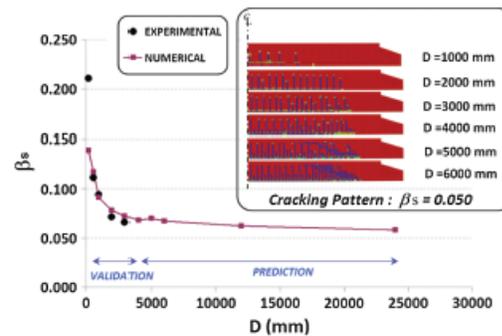


Fig. 2. (Color) Size effect in shear from validation to prediction

with experimental results. Numerical simulations allow extending the beam depth range to $d = 4,000, 5,000, 6,000, 12,000,$ and $24,000$ mm while maintaining the geometrical similarities of the series using the concrete compressive strength of the last experimental point ($f'_c = 24.3$ MPa for $d = 3,000$ mm).

The numerical results show that the size-effect tendency changes beyond an approximate 4-m depth. The tendency shown in Fig. 2 reminds one of the tendency of the size effect for unreinforced, unnotched, three-point bending tests, which is a common result in fracture mechanics (e.g., Ozbolt and Elgehausen 1994). The damage patterns are shown in Fig. 2 for the beams with $d = 1,000$ to $6,000$ mm for the same loading level $\beta_s = 0.05$ prior to failure. For comparison purposes, the six beams are shown with different scales to have the same in-plane dimensions. An inspection of crack patterns from beam depths 1,000 to 6,000 mm mistakenly gives the impression of a progressive damage pattern of the same beam: occurrence of the flexural cracks at midspan (on the left), progression of this pattern toward the support (on the right), occurrence of flexure-shear cracks, propagation of an inclined shear crack that crosses the network of already created flexure-shear cracks, and finally failure of the specimen. This observation of an advancing damage pattern with respect to specimen size is in fact related to the deterministic part of the size effect and, for the case of the adopted concrete model, to the conservation of fracture energy G_f . For smaller beams, the size of the fracture process zone is comparable to the specimen dimension, and therefore the energy absorbed by this zone is comparable to the released deformation energy. Beyond a certain size, the absorbed energy becomes small compared to the released strain energy at first cracking, and the crack crosses the specimen at a longer distance. The instant of failure becomes coincident with the instant of initiation. This seems to be the case for beams deeper than 4 m in this series example. Beyond this depth, the failure is no longer related to the deterministic part but to the statistical part described by the expression of equivalent tensile strength derived in part 1

$$f'_t = 0.5\sqrt{f'_c} \left(\frac{D}{150}\right)^{-n_D/m} \quad (2)$$

The previous discussion leads to the conclusion that the tendency of the size effect in shear for large reinforced-concrete members is related to the statistical Weibull theory and, therefore, $N_s = n_D/m$.

This conclusion shall not be generalized to all cases of shear failure. It is possible that a failure mode related to crushing of compressive struts may appear in other conditions: loading conditions,

a/d ratio, reinforcement ratio, and relative steel to concrete strength f_y/f'_c .

Parametric Studies on Point-Estimate Method

Application of Point-Estimate Method

Part I of this work focused on the validation of the mean computed resistance of the concrete model, \bar{R}_m . From a mathematical point of view, a good correlation between the mean computed and real resistances \bar{R}_m and R_m does not necessarily imply a good correlation between their respective probabilistic derivatives expressed in terms of standard deviations $\sigma_{\bar{R}}$ and σ_R or in terms of unitless COVs $V_{\bar{R}}$ and V_R . The accurate evaluation of the variable $V_{\bar{R}}$ is very important because it is used in the expression of the design resistance R_d according to part I

$$R_d = (e^{-\beta\alpha^2 V_R}) \cdot (E_m \cdot e^{-\beta\alpha^2 V_R}) \bar{R}_m \quad (3)$$

In this work, the evaluation of $V_{\bar{R}}$ is performed through the Rosenblueth method (Rosenblueth 1975) as explained in Ben Ftima and Massicotte (2012). Unfortunately, because of the difficulty of estimating R_m with accuracy (as shown in part 1), it is more difficult to accurately estimate V_R for a given experiment. Thus, experimental validation of $V_{\bar{R}}$ is not possible in the context of reinforced-concrete structures.

Another possibility is presented in this work through parametric studies and numerical validation tests for which results are predictable by virtue of known resistance mechanisms of reinforced-concrete structures. Following the spirit of the proposed design methodology (Ben Ftima and Massicotte 2012), these validation tests shall preferably be representative of the TDS. In the following, three validation examples are presented for the case of the draft tube TDS. Discussions from these examples will facilitate the interpretation of the results of a subsequent section on the draft tube design resistance computation.

Fixed Beam Example

The first example is the uniformly loaded fixed-end beam, already considered in Ben Ftima and Massicotte (2012) to validate the Rosenblueth method with the Monte Carlo results of Henriques et al. (2002). Fig. 3(a) presents the results of the four Rosenblueth analyses when taking f'_c and f_y as governing random variables. The notation format used in Fig. 3(a) is \bar{R}_{cs} , where c and s are associated with the concrete and steel properties, respectively, the (+) sign indicates that the corresponding material properties used in the model are equal to the mean plus one standard deviation, and the (-) sign corresponds to the mean minus one standard deviation. According to the reference work of Henriques et al. (2002), the respective COVs of f'_c and f_y are 0.15 and 0.054, respectively. The resulting COV of the concrete tensile strength f'_t is 0.1 because the CEB-FIP (1993) expression was used, in which f'_t is proportional to $f'_c{}^{2/3}$.

The four curves join into two groups that depend only on the steel strength f_y for low reinforcement ratios, whereas for high reinforcement ratios, the four curves join into two groups depending only on the concrete strength f'_c . The transition reinforcement ratio is located around a value of 1.3%. The scatter between the four curves is quantitatively expressed in terms of the COV of the computed resistance $V_{\bar{R}}$ shown in Fig. 3(b). The scatter is small for low reinforcement ratios, and $V_{\bar{R}}$ almost equals the input $V_{f'_t}$ value. It becomes larger for high reinforcement ratios, and $V_{\bar{R}}$ joins asymptotically the input $V_{f'_t}$ value.

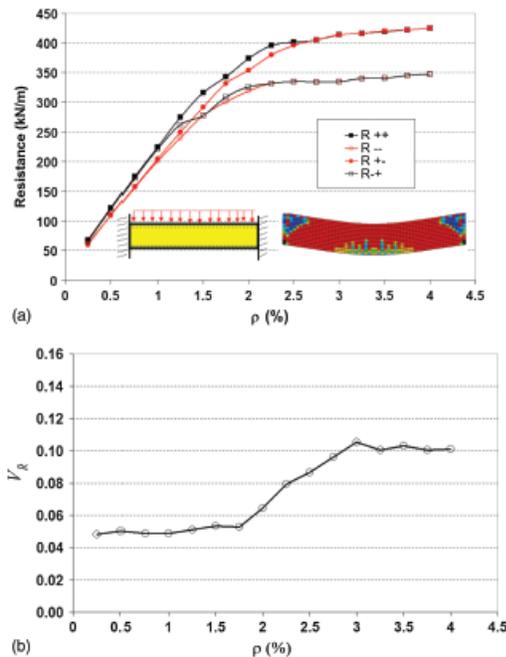


Fig. 3. (Color) Numerical results for example 1 of beam with fixed ends: (a) resistance curves for Rosenblueth analyses; (b) COV curve

Unreinforced Beam Example

The second example deals with unreinforced, unnotched, three-point bending tests with a beam length equal to $4D$, as shown in Fig. 4. The ratio $\gamma_V = V_{\bar{R}}/V_{f'_t}$ is plotted against the depth D of the beam. Because the beam is not reinforced, failure is due to the initiation and propagation of a discrete crack at midspan. For high values of D , the ratio γ_V approaches the unit value, showing that failure is only related to the f'_t value or, in other words, to the crack initiation. This is not the case for small beams, for which

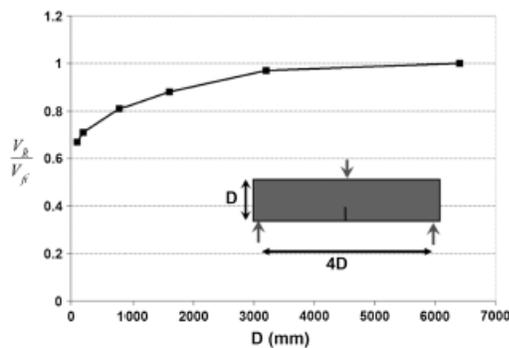


Fig. 4. Numerical results for example 2

the ratio γ_V goes down to 0.67 for $D = 100$ mm. For shallow beams, the specimen failure is not only related to the tensile concrete strength. Inspection of the load displacement curves for small D values shows an increase in the load after the first cracking, up to a peak value when stable crack propagation is no longer possible. This is the propagation effect discussed before and linked for this model to the fracture energy G_f parameter. This effect vanishes for higher values of D as shown before, and the failure is only related to initiation for high D values, as confirmed by Fig. 4.

Tunnel Example

In example 3, a comparison is made between two reinforced-concrete structures tested experimentally at the University of Toronto (Fig. 5). The first structure is a three-point bending test of a reinforced-concrete beam without shear reinforcement [specimen AW1 of Lubell (2006)]. The second is a RC box structure without shear reinforcement, representative of a tunnel section tested by Kuzmanovic (1998) and considered in Collins and Kuchma (1999). It is a validation test considered in the third level in part 1 and is considered as the closest experimental test to the TDS. For both tests, failure is due to shear. For the RC box test, the failure occurred in the roof portion. In order to eliminate the D effect already seen in example 2, the depths of the AW1 beam and roof portions of the RC box are chosen to be almost the same in this example. However, because of the difference in geometry and loading conditions (uniform versus point loading), different a/d ratios are obtained: 3.4 for the AW1 beam and 1.9 for the roof portion of the box structure.

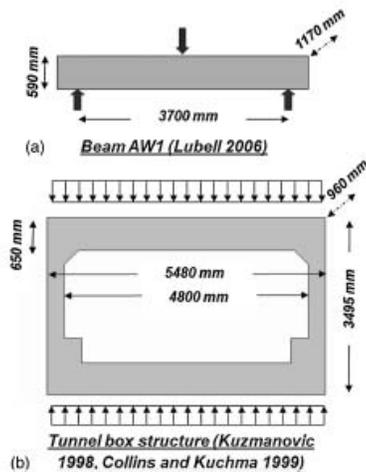


Fig. 5. Experimental tests considered in example 3: (a) beam AW1 (Lubell 2006); (b) tunnel box structure (Kuzmanovic 1998; Collins and Kuchma 1999)

Four Rosenblueth numerical analyses have been carried out for each test for a chosen number of independent variables $N = 2$ for f'_c and f_y . The inputs and results for the analyses are summarized in Table 2. Because Eq. (2) is used in this example for determining f'_t , the resulting COV of the tensile concrete strength is 0.1.

Although shear mode failure was observed as per experimental tests in both numerical series, different conclusions can be derived from Table 2. Comparison of the four Rosenblueth analyses shows that the variable f_y has no influence on the final resistances for the beam test, which is not the case for the tunnel test. The COV of the resistance of the first test is equal to the COV of the tensile strength. It is half the COV of the tensile strength for the second test. Fig. 6 shows the damage pattern and principal compressive stresses for both tests for the cases \bar{R}_{-+} . For the AW1 case, the distance between the point load and the support is relatively high, so the failure occurs instantaneously after the development of the first S-shaped shear crack. This is not the case for the second example, where a second inclined shear crack appeared after the occurrence of the first S-shaped shear crack, indicating that an alternate resistance scheme was possible for the second example. This effect is clearly visible in the principal compressive stress plot where a second strut appears for the tunnel example inclined at 45° toward the support. This second resistance scheme cannot develop without the simultaneous tie action from the bottom-layer longitudinal reinforcement, as shown in Fig. 6. This explains the dependence of the resistances in the tunnel example on the reinforcement yield strength.

Discussion

An analysis of the three examples reveals the high sensitivity of the parameter V_R and the complex behavior of RC structures. The authors believe that this step of validation, comprehension, and interpretation of this second-order numerical result is a fundamental step in the design methodology. Such interpretation could be hardly done in the case of hundreds of Monte Carlo analyses or other probabilistic methods using a high number of point estimates (Ben Fima and Massicotte 2012). This highlights the advantage of the Rosenblueth method and more generally the proposed design methodology using ANFEA in the context of concrete structures.

More specifically, considering examples 2 and 3 reveals an important aspect on the variability of the shear strength. Most international design codes assume that shear strength is proportional to tensile strength. A semiempirical formula is generally used for shear in which the term $f'_c{}^\alpha$ appears, where α is a coefficient generally equal to 1/2 or 2/3. Examples 2 and 3 indicate that proportionality of the shear strength to tensile strength is not usually correct. Because of the propagation and resistance mechanisms present in RC structures, at least two damping effects may alter this proportionality. The results of example 2 show that, for certain conditions, stable crack growth is possible, which is an effect that is well established in fracture mechanics. In example 3, a second damping effect that is due to the presence of alternate resistance paths, which can be seen as an internal hyperstaticity within the structural member, provides the structural system with a higher carrying capacity compared to isolated members.

Table 2. Input Data and Results for Example 3

Example	f'_c (MPa)	f'_y (MPa)	COV (f'_c)	COV (f_y)	$R_m = V_R$ (kN)	\bar{R}_{++} (kN)	\bar{R}_{+-} (kN)	\bar{R}_{--} (kN)	\bar{R}_{-+} (kN)	\bar{R}_m (kN)	cov(\bar{R})
Beam AW1	37	465	0.2	0.09	585	590	590	479	479	535	0.10
Subway box structure	45	490	0.2	0.09	799	948	900	834	856	885	0.05

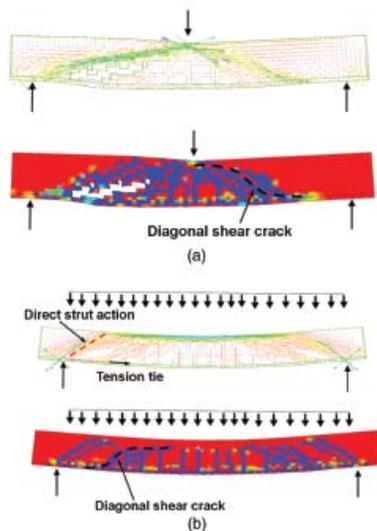


Fig. 6. (Color) Roof portion of subway box structure at failure, compressive stresses and cracking pattern: (a) AW1 beam; (b) roof portion of subway box structure

Application to Hydraulic Structures

Geometry and Loading Conditions

The powerhouse central unit substructure [Figs. 1(b and c)] is considered in this study. More precisely, the draft tube substructure is considered in service conditions and at failure. In the service conditions, the global model shown in Fig. 7(a) is adopted. For the failure analysis, the local model shown in Fig. 7(b) is considered in detail. The materials are shown in Figs. 7(a and b). The selection procedure of the input parameters and modeling techniques are those described in part I. The concrete model EPM3D is used with the solver ABAQUS-Explicit. The rock foundation is considered in both the global and local models. A contact condition with infinite friction is used in the concrete-rock interface [Fig. 7(c)]. The surface-to-surface contact approach of ABAQUS-Explicit is used. The infinite friction condition ensures that no slip will occur once points are in contact, which is representative of the concrete-rock interface. The load case considered is an empty draft tube with hydrostatic pressure applied only on external faces [Fig. 7(d)]. The loads considered are the gravity loads of the draft tube and the gravity loads coming from the superstructure (G), the external hydrostatic pressure loads (P), and the thermal loads (T). The thermal loads on concrete were applied using an equivalent global uniform temperature reduction of $\Delta T = -15^\circ\text{C}$. This equivalent loading was validated through thermal transient analyses for concrete at an early age and for mass concrete structures. It considers the heat of hydration at early ages, exposure to seasonal variations and low winter temperatures, a low

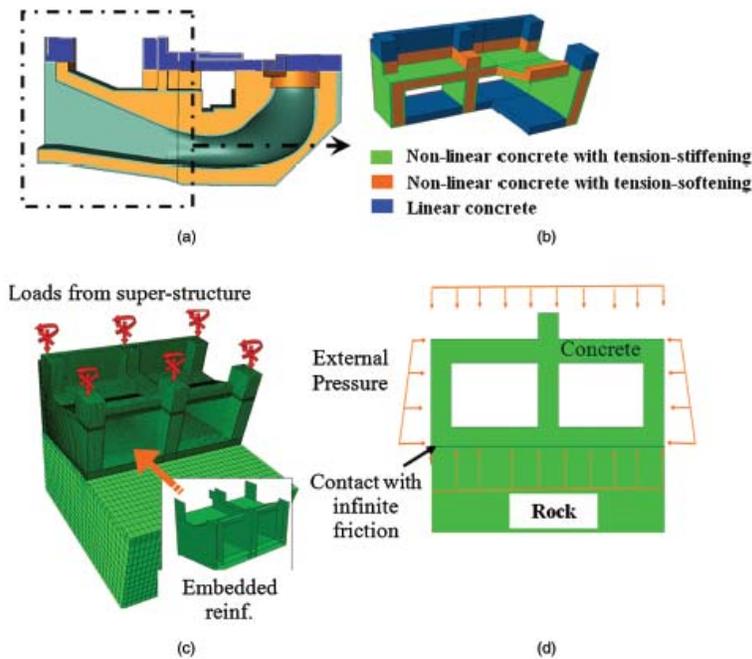


Fig. 7. (Color) Models considered in the analyses: (a) global draft tube model cross section; (b) local draft tube model; (c) FE model for the local model; (d) loads and boundary conditions for the local model

concrete modulus at early age, the relaxation of concrete at an early age, and initial compression due to first days' heating. The reinforcement was modeled using special surface elements and a diffusion technique available in ABAQUS [Fig. 7(c)]. The special surface elements are representative of rebar layers and act like membrane elements. Each rebar layer is introduced through its material, rebar area, spacing, and orientation (Hibbitt et al. 2010). These quantities are issued from a design carried out at both serviceability and ultimate limit states using sectional forces from linear elastic FE models and following the design provisions of Canadian Standard CSA A23.3 (CSA 2004). The load combination used at the service condition is $1.0G + 1.0T + 1.0P$. Loads are applied successively in the following order: G , T , and P . For the local model, the analysis was pursued up to the ultimate state, $1.25G + 1.25T + 1.25P$, by increasing simultaneously the three loads. Following this incremental direction, the model is loaded up to failure (Ben Ftima and Massicotte 2012). This incremental direction (0.25, 0.25, 0.25) at the ultimate level is considered critical for the draft tube roof design, which is the objective of this application. The average properties of the concrete compressive strength and steel yield strength are $f'_c = 30$ and $f_y = 400$ MPa. The COVs are, respectively, 0.2 and 0.09 for concrete and steel. The characteristic dimension D in Eq. (2) for the equivalent tensile strength is chosen as 5.0 m and corresponds to the maximum depth of the draft tube roof, as shown in Fig. 1(b).

Cracking at Service Load and Comparison to an Existing Powerhouse

The damage pattern in service conditions for the global model is compared to the real cracking pattern of an existing similar powerhouse in service. The existing powerhouse has a similarity to the model for the geometry of the hydraulic passage but is 20% smaller. The results are shown in Fig. 8 for the roof case, the slab, and a side wall. There is generally a good similarity in the observed pattern. Numerical analyses revealed that most of the cracks are of thermal origin. The hydrostatic pressure added at the last step lightly opens or closes the cracks already created at the end of step 2. The cracks seen on the roof are typical for this kind of draft tube and have been observed in other projects. They are localized in the transition zone between the circular cone and the elbow. The numerical model

results revealed that these cracks are very deep and extend up to the interior drainage gallery of the powerhouse (Fig. 9). They are responsible for the infiltration problems in the drainage gallery that are generally noted for this type of powerhouse. The effect of additional reinforcement in this area was found to be inefficient in numerical parametric studies, but alternate measures could be used to limit these infiltration problems and are not in the scope of this work.

Ultimate Load Prediction

The variables f'_c and f_y were chosen as the independent random variables in Rosenblueth's point-estimate method (Ben Ftima and Massicotte 2012). Hence, with $N = 2$ and following the methodology described in Ben Ftima and Massicotte (2012), 2^N analyses were conducted to compute $V_{\bar{R}}$, whereas an additional analysis with mean strength values was carried out to compute the mean structure resistance. The failure mode of the roof is shown in Fig. 10. It is a quasi-brittle failure initiated by the yielding of the top face rebars and followed by a shear failure. Due to the impossibility in this application of detecting the flexure cracks, the maximum admissible failure probability $p_{f,max}$ is set to a

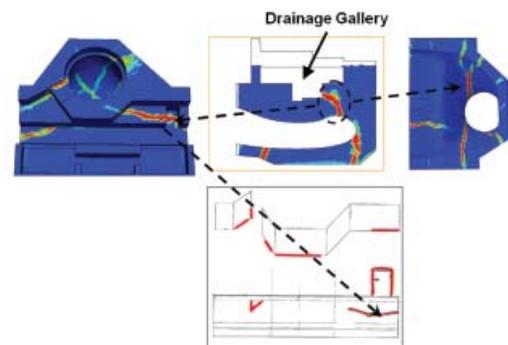


Fig. 9. (Color) Established relation between roof cracking and drainage gallery infiltration problems

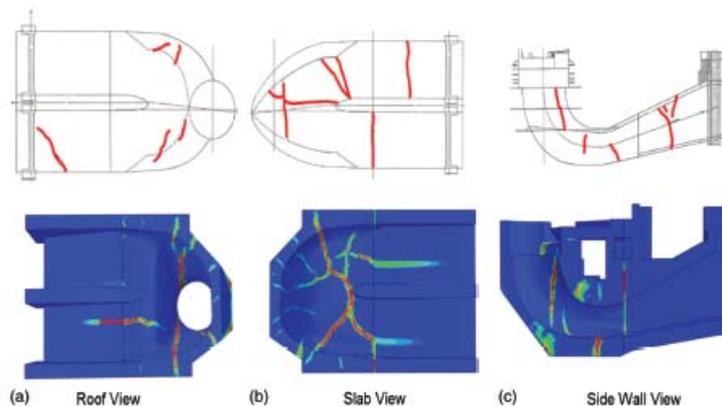


Fig. 8. (Color) Comparison between observed cracking pattern and computed damage pattern at service level: (a) roof view; (b) slab view; (c) side wall view

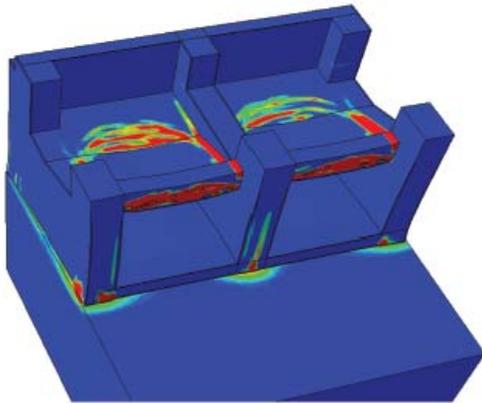


Fig. 10. (Color) Cracking pattern of draft tube local model at failure

low value of 10^{-5} . Following Eq. (1) in Ben Ftima and Massicotte (2012), the corresponding β_{min} value is 4.25. The load-displacement curves are shown in Fig. 11(a) with the notation \bar{R}_{cs} as used in a previous section. The load is the vertical load transferred from the roof to the walls, computed from the FE nodal values. It was normalized by its service-level value.

The computed $V_{\bar{R}}$ value was 0.051. Following Eq. (3) and using the E_m and V_E values found for the EPM3D concrete model in part 1, $R_d = (0.87)(0.66)\bar{R}_m = 0.57\bar{R}_m$. Hence, the global resistance factor for this case is 0.57. By comparing the design value of the resistance to the ultimate load level, as shown in Fig. 11(a), it can be concluded that the design is safe for this load case.

According to the parametric studies in the previous section, the low value of $V_{\bar{R}}$ can be explained by the same arguments used for the roof portion of the tunnel box structure. As already discussed,

the effect of stable crack propagation through the fracture energy G_f and the geometry and loading conditions of the roof contribute to a damping effect of the failure that reduces the variability of the resistance between Rosenblueth analyses.

Temperature, Nominal Reinforcement, and Lateral Confinement Effects

Three different aspects are considered in this section: temperature effects, effect of nominal shear reinforcement, and effect of lateral water confinement through interunit contraction joints. Only mean model results are considered. The results are summarized in Fig. 11(b). The reference model corresponds to the analysis with mean properties computed in the previous section. In model 1, thermal loads (T) were ignored, whereas model 2 corresponds to the reference model to which shear reinforcement consisting of 25M vertical ties spaced at 900 mm c/c in both horizontal directions was added in the roof. This represents a typical pattern of vertical bars that are used during construction to support the top-layer bars of these large roofs. Model 3 corresponds to the reference model in which the lateral external hydrostatic pressures are removed. This typically corresponds to the situation where interunit water stops are localized in a downstream position at vertical-contraction joint faces of the draft tube [Fig. 1(b)].

The comparison of the results in Fig. 11(b) shows a 7% reduction in strength when including thermal effects (model 1 and reference model). This small effect appears to be contradictory to the significant effect of thermal loads on the cracking pattern discussed in the previous section. In fact, the crack occurrence contributes to the relaxation of tensile stresses in the roof. Furthermore, it is believed that the restraint of the slab to the rock, which is originally the source of thermal stresses, contributes to a certain extent to the lateral confinement at the ultimate level of the roof through the supporting walls.

According to the same figure, and by comparing model 2 to the reference model, a noticeable benefit is seen from the additional network of construction ties in the roof, with a 14% increase in resistance. These support bars are traditionally ignored in the design because they are designed by the contractor and are less than

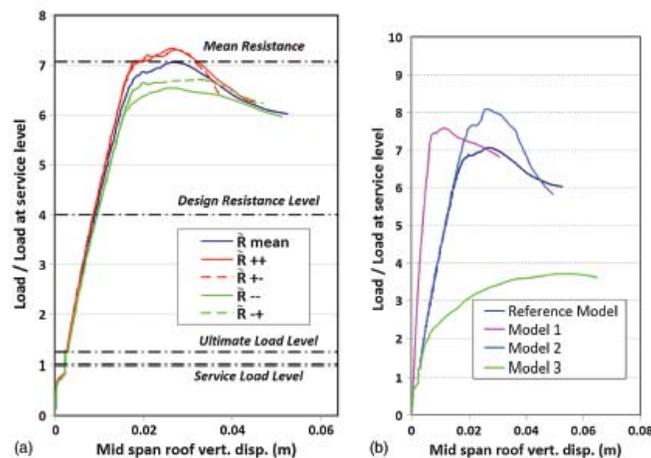


Fig. 11. (Color) Results for draft tube local model analyses: (a) load-displacement curves for Rosenblueth analyses; (b) load-displacement curves for parametric studies

the code-required minimum shear reinforcement (60% of the minimum value in this case). The effect of water pressure in the contraction joint is seen in Fig. 11(b) by comparing model 3 to the reference model. An important 47% reduction in strength occurs when these pressures are removed. This demonstrates the need to position the network of interunit water stops in the furthest possible upstream position.

Conclusion

This second-part article presented applications of the calibration and validation steps undertaken in part I for large concrete structures using ANFEA tools. The EPM3D concrete model selected at the end of the verification and validation process was used here to conduct predictive and design assessments.

Predictive analyses were performed to assess the tendency of the size effect in shear for very large concrete members. It was shown that for the case of a uniformly loaded beam, the macrolevel size effect in shear tends asymptotically to the mesolevel statistical size effect in tension previously identified at the material level in the companion paper.

Design assessments were conducted for the draft tube TDS. The importance of considering the thermal effects was shown on the service level for these types of structures and assists in understanding the leakage problems seen in existing powerhouses. Nonlinear Rosenblueth analyses were performed to assess the variability of the resistance of a local model and compute the design resistance. Other design parameters were discussed through additional analyses and demonstrate the possibility of using ANFEA in order to develop enhanced and efficient designs.

This work shows, among other things, the applicability of the design methodology for unusual concrete structures, as proposed by the authors in a previous paper. The global resistance factor computed here for the draft tube example is the result of a two-step process undertaken in parts 1 and 2. It involved selection and filtering of experimental results, calibrations, validations of the mean and COV resistances computed numerically, and finally Rosenblueth pushover analyses. This kind of approach is believed to promote collaborative efforts among structure owners, experimental research laboratories, numerical modelers, and expert consulting engineers toward more efficient concrete structures, better oriented experimental programs, and more robust numerical tools.

Acknowledgments

The authors would like to acknowledge the financial support obtained from Natural Sciences and Engineering Council (NSERC) of Canada, the Center for Research on Concrete Infrastructures of Quebec (FQRNT-CRIB), and the Quebec Ministry of Transportation. The first author would like to express his gratitude to the Hydro division of SNC-Lavalin and Hydro-Québec who directly and indirectly supported this work in an encouraging industrial environment.

References

American Concrete Institute (ACI). (1995). "Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking in massive concrete." *ACI Committee 207*, Farmington Hills, MI, 3–8.
Bazant, Z. P. (1987). "Fracture energy of heterogeneous material and similitude." *Proc., SEM-RILEM Int. Conf. on Fracture of Concrete and Rock*, S. P. Shah and S. E. Swartz, eds., Springer, New York, 390–402.

Bazant, Z. P., and Kazemi, M. T. (1991). "Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups." *ACI Struct. J.*, 88(3), 268–276.
Bazant, Z. P., and Yu, Q. (2005). "Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12(1877), 1877–1885.
Ben Fima, M., and Massicotte, B. (2012). "Development of a reliability framework for the use of advanced nonlinear finite elements in the design of concrete structures." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000538, 1054–1064.
Canadian Standards Association (CSA). (1994). "Design of concrete structures." *CSA standard A23.3-94*, Toronto.
Canadian Standards Association (CSA). (2004). "Design of concrete structures." *CSA standard A23.3-04*, Toronto.
Carpintieri, A. (1994). "Fracture nature of materials microstructure and size effects on apparent material properties." *Mech. Mater.*, 18(2), 89–101.
Collins, M. P., and Kuchma, D. (1999). "How safe are our large lightly reinforced concrete beams, slabs and footings?" *ACI Struct. J.*, 96(4), 482–490.
Collins, M. P., Mitchell, S., Adebear, P., and Vecchio, F. J. (1996). "General shear design method." *ACI Struct. J.*, 93(1), 36–45.
Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP). (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design code*, Thomas Telford, London.
Det Norske Veritas AS (DNV). (2012). "Offshore concrete structures." *DNV-OS-C502*, Norway.
Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*, Dept. of Energy, Washington, DC.
Fédération Internationale du Béton (FIB). (2008). "Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures." *State-of-Art Rep., CEB-FIB Bulletin 45*, Lausanne, Switzerland.
Henrique, A. A. R., Calheiros, F., and Figueiras, J. A. (2002). "Safety format for the design of concrete frames." *Eng. Comput.*, 19(3), 346–363.
Hibbitt, H. D., Karlson, B. I., and Sorensen, E. P. (2010). *ABAQUS version 6.10, finite element program*, Hibbitt, Karlson and Sorensen, Providence, RI.
Iguro, M., Shioya, T., Nojiri, Y., and Akiyama, H. (1985). "Experimental studies on shear strength of large reinforced concrete beams under uniformly distributed load." *Concr. Lib. JSCE*, 5, 137–154.
Japan Society of Civil Engineers (JSCE). (1991). *Standard specification for design and construction of concrete structures: Part I (design)*, Tokyo.
Kani, G. N. J. (1967). "How safe are our large reinforced concrete beams." *ACI J.*, 64(3), 128–141.
Kuzmanovic, S. (1998). "An investigation of the shear design of a reinforced concrete box structure." M.S. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
Lubell, A. S. (2006). "Shear in wide reinforced concrete members." Ph.D. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.
Marti, P. (1990). "Design of concrete slabs for transverse shear." *ACI Struct. J.*, 87(2), 180–190.
Massicotte, B., Nour, A., Ben Fima, M., Yildiz, E., and Conciatori, D. (2012). "EPM3D V3.1: A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures." *Rapport SR12-03*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
Orholt, J., and Elgehausen, R. (1994). "Scaling laws in concrete structures." *Fracture and damage in quasibrittle structures*, Spon, London.
Reineck, K. H., Kuchma, D. A., Kim, K. S., and Marx, S. (2003). "Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement." *ACI Struct. J.*, 100(2), 240–249.
Rosenblueth, E. (1975). "Point estimates for probability moments." *Proc., Nat. Acad. Sci.*, 72(10), 3812–3814.
Schlaich, J., Schafer, K., and Jennewein, M. (1987). "Toward a consistent design of structural concrete." *J. Prestressed Concr. Inst.*, 32(3), 74–150.
Weibull, W. (1939). "The phenomenon of rupture in solids." *Proc., Royal Swedish Institute of Engineering Research (Ingenjörsvetenskaps Akad. Handl.)* 153, Stockholm, Sweden, 1–55.
Yoshida, Y. (2000). "Shear reinforcement for large lightly reinforced concrete members." M.S. thesis, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Toronto, Toronto.

ANNEXE 2 – OUTIL DE CALCUL DÉVELOPPÉ SOUS MATHCAD

L'outil de calcul développé sous Mathcad permet le post-traitement des résultats des analyses par éléments finis provenant des logiciels CSI-BRIDGE ou ABAQUS. Il a été conçu pour pouvoir être utilisé par les ingénieurs du MTQ pour différents types de projets d'évaluation. On présente dans la suite un exemple d'application du premier pont étudié sur CSI-BRIDGE. L'exemple montre l'application des approche et globales de l'approche conventionnelle décrite dans le rapport.

No de projet

Ce fichier organise les données provenant CSiBridge v15.0.1

Il est important d'organiser les données par ordre chronologique avec les propriétés suivantes:

- 1- Output Case
- 2- Step Type
- 3- Area
- 4- Joint
- 5- AreaElem

Unités

kN \equiv 1000N

kPa \equiv 1000Pa

ORIGIN \equiv 1

kNm \equiv 1000J

MPa \equiv 1000000Pa

Convention

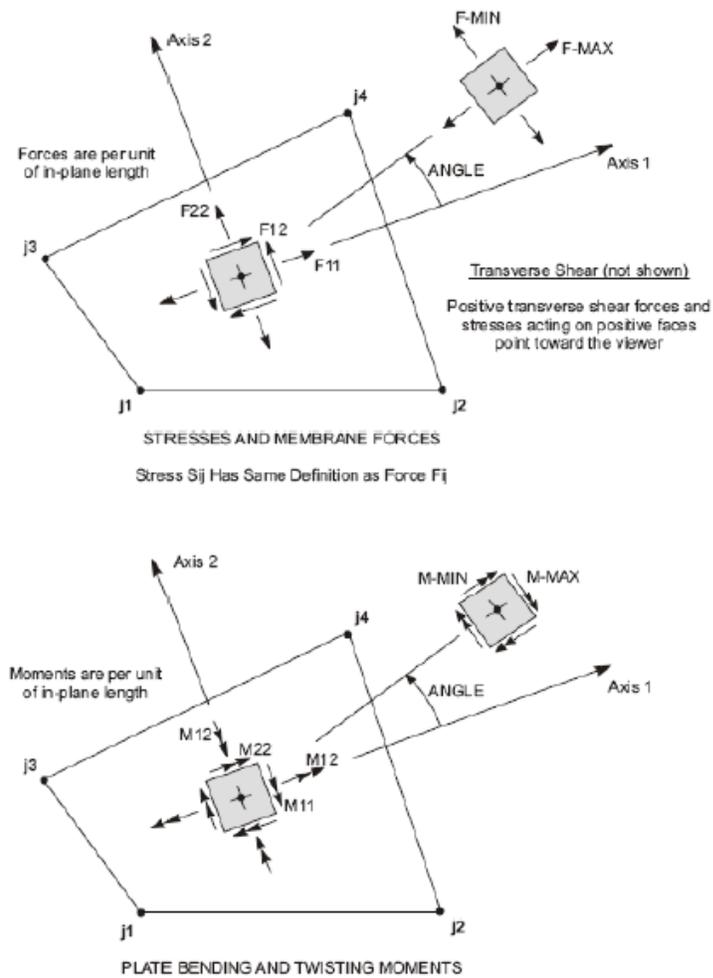


Figure 40
Shell Element Stresses and Internal Resultant Forces and Moments
 C.F. : CSI Analysis
 Reference , p 189

Données

Cas de charge no1: Position1(F-all)

Cas de charge no2: Position2(F-all)

CSiData :=

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	"Joint"	"F11"	"F22"	"F12"	"M11"	"M22"	"M12"	"V13"	"V23"
2	"Text"	"KN/m"	"KN/m"	"KN/m"	"KN-m/m"	"KN-m/m"	"KN-m/m"	"KN/m"	"KN/m"
3	"~103"	0	0	0	325,216	0,8	-7,067	-33,81	0,69
4	"~103"	0	0	0	325,432	2,248	-7,016	-33,77	2,06
5	"~113"	0	0	0	324,773	2,411	-6,336	-33,77	2,06
6	"~113"	0	0	0	324,967	3,733	-6,29	-33,78	3,43
7	"~123"	0	0	0	324,435	4,06	-5,62	-33,78	3,43

8	"~123"	0	0	0	324.606	5.252	-5.576	-33.83	4.81
9	"~133"	0	0	0	329.382	0.829	-6.276	-33.81	0.69
10	"~133"	0	0	0	329.65	0.795	-6.323	-29.66	0.7

```

NoNode := Nrl ← lignes(CSiData)
          NCC1 ← CSiData3,1
          k ← 2
          for j ∈ 4..Nrl
            m ← 0
            for l ∈ 3..j-1
              m ← 1 if CSiDataj,1 = CSiData1,1
            if m = 0
              NCCk ← CSiDataj,1
              k ← k+1
          result ← NCC
    
```

Stoque dans NoNode, les numéros de noeuds

```

ResEI1 := Csi ← CSiData
          Nrl ← lignes(NoNode)
          for j ∈ 1..Nrl
            NAA1,j ← NoNodej
            for i ∈ 2..9
              NAAi,j ← 0
          Nr2 ← lignes(Csi)
          for j ∈ 1..Nr1
            l ← 0
            for k ∈ 3..Nr2
              if NAA1,j = Csiik,1
                for i ∈ 2..9
                  NAAi,j ← NAAi,j + Csiik,(1-1)-9+i
                l ← l+1
            for i ∈ 2..9
              NAAi,j ←  $\frac{NAAi,j}{l}$ 
          result ← NAA
    
```

```

ResEI2 := Csi ← CSiData
          Nrl ← lignes(NoNode)
          for j ∈ 1..Nrl
            NAA1,j ← NoNodej
            for i ∈ 2..9
              NAAi,j ← 0
          Nr2 ← lignes(Csi)
          for j ∈ 1..Nr1
            l ← 0
            for k ∈ 3..Nr2
              if NAA1,j = Csiik,1
                for i ∈ 2..9
                  NAAi,j ← NAAi,j + Csiik,(2-1)-9+i
                l ← l+1
            for i ∈ 2..9
              NAAi,j ←  $\frac{NAAi,j}{l}$ 
          result ← NAA
    
```

```
CSiCoor :=
```

	1	2	3	4
1	"JointElem"	"GlobalX"	"GlobalY"	"GlobalZ"
2	"Text"	"m"	"m"	"m"
3	1	0	10 031	0

4	2	0	-0.891	0
5	3	10.058	-0.891	0
6	4	10.058	10.031	0
7	5	0	9.569	0
8	6	0.305	9.569	0
9	7	0.305	10.031	0
10	8	0.506	9.569	0
11	9	0.506	10.031	...

```

ResCoor1 := NAA ← ResEI1
            Nr1 ← cols(NAA)
            Nr2 ← lignes(CSiCoor)
            for j ∈ 1..Nr1
                for k ∈ 3..Nr2
                    if CSiCoork,1 = NAA1,j
                        NAA10,j ← CSiCoork,2
                        NAA11,j ← CSiCoork,3
                        NAA12,j ← CSiCoork,4
            result ← NAA

ResCoor2 := NAA ← ResEI2
            Nr1 ← cols(NAA)
            Nr2 ← lignes(CSiCoor)
            for j ∈ 1..Nr1
                for k ∈ 3..Nr2
                    if CSiCoork,1 = NAA1,j
                        NAA10,j ← CSiCoork,2
                        NAA11,j ← CSiCoork,3
                        NAA12,j ← CSiCoork,4
            result ← NAA
    
```

CSiThick :=

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	"Area"	"Section"	"AreaElem"	"AreaObject"	"ElemJt1"	"ElemJt2"	"ElemJt3"	"ElemJt4"
2	"Text"	"m"	"Text"	"Text"	"Text"	"Text"	"Text"	"Text"
3	2	0.457	"2-1"	2	1	"~1"	"~2"	"~3"
4	3	0.457	"2-2"	2	"~3"	"~2"	"~4"	"~5"
5	4	0.457	"2-3"	2	"~5"	"~4"	"~6"	7
6	5	0.457	"2-4"	2	"~1"	"~7"	"~8"	"~2"
7	6	0.457	"2-5"	2	"~2"	"~8"	"~9"	"~4"
8	7	0.457	"2-6"	2	"~4"	"~9"	"~10"	"~6"
9	8	0.457	"2-7"	2	"~7"	"~11"	"~12"	"~8"
10	9	0.457	"2-8"	2	"~8"	"~12"	"~13"	...

```

ResThick1 := Nr1 ← lignes(NoNode)
              Nr2 ← lignes(CSiCoor)
              Nr3 ← lignes(CSiThick)
              for i ∈ 3..Nr3
                | 1 ← 2
                | for j ∈ 5..8
                |   for k ∈ 3..Nr2
                |     if CSiThicki,j = CSiCoork,1
                |       | X1 ← CSiCoork,2
                |       | Y1 ← CSiCoork,3
                |       | 1 ← 1+1
                |     Y6 ← Y2
                |     Y1 ← Y5
                |     SS ← 0
                |     for j ∈ 2..5
                |       SS ← SS + Xj · (Yj+1 - Yj-1)
                |     SS ← |SS-0.5|
                |     Ai ← SS
              for i ∈ 3..Nr3
                for j ∈ 3..Nr3
                  Ej ← CSiThickj,2 if CSiThicki,4 = CSiThickj,1
              NAA ← ResCoor1
              for i ∈ 1..Nr1
                | Stot ← 0
                | Poids ← 0
                | for j ∈ 3..Nr3
                |   for k ∈ 5..8
                |     if NAA1,i = CSiThickj,k
                |       | Stot ← Stot + Aj · 0.25
                |       | Poids ← Poids + Aj · Ej · 0.25
                |     NAA13,i ←  $\frac{\text{Poids}}{\text{Stot}}$ 
              result ← NAA

ResThick2 := Nr1 ← lignes(NoNode)
              Nr2 ← lignes(CSiCoor)
              Nr3 ← lignes(CSiThick)
              for i ∈ 3..Nr3
                | 1 ← 2
                | for j ∈ 5..8
                |   for k ∈ 3..Nr2
                |     if CSiThicki,j = CSiCoork,1
                |       | X1 ← CSiCoork,2
                |       | Y1 ← CSiCoork,3
                |       | 1 ← 1+1
                |     Y6 ← Y2
                |     Y1 ← Y5
                |     SS ← 0
                |     for j ∈ 2..5
                |       SS ← SS + Xj · (Yj+1 - Yj-1)
                |     SS ← |SS-0.5|
                |     Ai ← SS
              for i ∈ 3..Nr3
                for j ∈ 3..Nr3
                  Ej ← CSiThickj,2 if CSiThicki,4 = CSiThickj,1
              NAA ← ResCoor2
              for i ∈ 1..Nr1
                | Stot ← 0
                | Poids ← 0
                | for j ∈ 3..Nr3
                |   for k ∈ 5..8
                |     if NAA1,i = CSiThickj,k
                |       | Stot ← Stot + Aj · 0.25
                |       | Poids ← Poids + Aj · Ej · 0.25
                |     NAA13,i ←  $\frac{\text{Poids}}{\text{Stot}}$ 
              result ← NAA
    
```

	1	2	3	4	5	6
1	"~103"	"~113"	"~123"	"~133"	"~134"	"~135"
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	325.178	324.727	324.376	329.656	330.373	333.552
6	1.497	3.046	4.629	1.5	0.727	1.51
7	-7.043	-6.314	-5.599	-6.3	-6.939	-5.565
8	-36.038	-36.025	-36.055	-31.718	-31.735	-27.47
9	1.353	2.7	4.053	1.39	0.695	1.42

ResThick1 =

- i=1 => no de noeuds
- i=2 => F11
- i=3 => F22
- i=4 => F12
- i=5 => M11
- i=6 => M22
- i=7 => M12
- i=8 => V13
- i=9 => V23
- i=10 => CoorX
- i=11 => CoorY

10	3.703	3.703	3.703	3.828	3.828	3.953
11	9.916	9.8	9.685	9.916	10.031	9.916
12	0	0	0	0	0	0
13	0.457	0.457	0.457	0.457	0.457	...

i=12=> CoorZ
 i=13=> Épaisseur

- Choix de la combinaison de charge

COMB1 := ResThick1 COMB2 := ResThick2

- Données de conception

$$\text{data} := \begin{pmatrix} 20 \\ 230 \\ 0.06 \\ 0.9 \\ 0.75 \\ 35 \end{pmatrix} \quad \text{data1} := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 600.0 \\ 0.0 \\ 300.0 \\ 200000.0 \\ 25000.0 \end{pmatrix}$$

```

calcul_Marti(data0 , data , data1) :=
| h ← data01
| Mx ← data02
| My ← data03
| Mxy ← data04
| Nx ← data05
| Ny ← data06
| Nxy ← data07
| Vx ← data08
| Vy ← data09
| fc ← data1
| fy ← data2
| rec ← data3
| fi_s ← data4
| fi_c ← data5
| teta ← data6
| asx_in ← data11
| asy_in ← data12
| asxp_in ← data13
| asyp_in ← data14
| sx ← data15
| sy ← data16
    
```

```

as_ep ← data17
Es ← data18
Ec ← data19
d_arm ← h - rec
dv_arm ← 0.9 · d_arm
dvf ← 1000.0 · dv_arm if sy = 0.0
dvf ← 300.0 otherwise
V0 ← √(Vx2 + Vy2)
phi_0 ← arctan(Vy/Vx) · 180.0 / 3.14
eps0 ← 0.000857
beta0 ← (0.4 / (1 + 1500.0 · eps0)) · (1300 / (1000 + dvf))
mu0 ← fi_c · beta0 · √(fc · 1000.0)
muf ← V0 / dv_arm
core_cracked ← 1 if muf ≥ mu0
core_cracked ← 0 otherwise
t_sup ← 2 · rec
ratio_cis ← mu0 / muf
t_inf ← 2 · rec
ratio_inf ← 2 · ( (Mxy/dv_arm + Nxy/2.0 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) / (fi_c·fc·t_inf·1000.0) )
ratio_sup ← 2 · ( (-Mxy/dv_arm + Nxy/2.0 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) / (fi_c·fc·t_sup·1000.0) )
ratio_ame ← V0 / (dv_arm · sin(teta·3.14/180) · cos(teta·3.14/180) · fi_c · fc · 1000.0)
if core_cracked = 1
    asx ← max( ( (Mx/dv_arm + Nx/2 + (Vx2)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) + (Mxy/dv_arm + Nxy/2 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) ) / fi_c )
    asy ← max( ( (My/dv_arm + Ny/2 + (Vy2)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) + (Mxy/dv_arm + Nxy/2 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) ) / fi_c )
    asxp ← max( ( (-Mx/dv_arm + Nx/2 + (Vx2)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) + (-Mxy/dv_arm + Nxy/2 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) ) / fi_c )
    asyp ← max( ( (-My/dv_arm + Ny/2 + (Vy2)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) + (-Mxy/dv_arm + Nxy/2 + (Vx·Vy)/(2·V0·tan(teta·3.14/180))) ) / fi_c )

```

$$\rho_z \leftarrow \frac{V_0 \cdot \tan\left(\frac{\theta - 5.14}{180}\right)}{f_{i,s} \cdot d_v \cdot \text{arm} \cdot f_y}$$

otherwise

$$\text{asx} \leftarrow \max\left[\left(\frac{M_x}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_x}{2} + \left|\frac{M_{xy}}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_{xy}}{2}\right|\right) \cdot \frac{1000.0}{f_{i,s} \cdot f_y}, 0.0\right]$$

$$\text{asy} \leftarrow \max\left[\left(\frac{M_y}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_y}{2} + \left|\frac{M_{xy}}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_{xy}}{2}\right|\right) \cdot \frac{1000.0}{f_{i,s} \cdot f_y}, 0.0\right]$$

$$\text{asxp} \leftarrow \max\left[\left(\frac{-M_x}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_x}{2} + \left|\frac{-M_{xy}}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_{xy}}{2}\right|\right) \cdot \frac{1000.0}{f_{i,s} \cdot f_y}, 0.0\right]$$

$$\text{asyp} \leftarrow \max\left[\left(\frac{-M_y}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_y}{2} + \left|\frac{-M_{xy}}{d_v \cdot \text{arm}} + \frac{N_{xy}}{2}\right|\right) \cdot \frac{1000.0}{f_{i,s} \cdot f_y}, 0.0\right]$$

$$\rho_z \leftarrow 0.0$$

(rho_z)
 (phi_0)
 ratio_sup
 ratio_inf
 ratio_ame
 asx
 asy
 asxp
 asyp
 ratio_cis

	1	2	3	4	5
1	"~103"	"~113"	"~123"	"~133"	"~134"
2	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0
5	325.178	324.727	324.376	329.656	330.373
6	1.497	3.046	4.629	1.5	0.727
7	-7.043	-6.314	-5.599	-6.3	-6.939
8	-36.038	-36.025	-36.055	-31.718	-31.735
9	1.353	2.7	4.053	1.39	0.695
10	3.703	3.703	3.703	3.828	3.828
11	9.916	9.8	9.685	9.916	10.031
12	0	0	0	0	0
13	0.457	0.457	0.457	0.457	...

$$\text{lignes}(\text{COMB1}) = 13 \quad \text{cols}(\text{COMB1}) = 6.992 \times 10^3$$

$$\text{DES}(\text{comb}, \text{data}, \text{data1}) := \begin{cases} \text{for } j \in 1.. \text{cols}(\text{comb}) \\ \text{col} \leftarrow \text{comb}^{(j)} \\ \text{data0} \leftarrow \left(\frac{\text{col}_{13}}{1} \quad \text{col}_5 \quad \text{col}_6 \quad -\text{col}_7 \quad \text{lcol}_2 \quad \text{lcol}_3 \quad \text{lcol}_4 \quad -\text{lcol}_8 \quad \text{lcol}_9 \right)^T \\ \text{RES}^{(j)} \leftarrow \text{calcul_Marti}(\text{data0}, \text{data}, \text{data1}) \\ \text{RES} \end{cases}$$

$$\text{AA1} := \text{DES}(\text{COMB1}, \text{data}, \text{data1})$$

$$\text{AA2} := \text{DES}(\text{COMB2}, \text{data}, \text{data1})$$

	1	2	3	4
1	0	0	0	0
2	2.15	4.288	6.416	2.511
3	0.021	0.017	0.014	0.018
4	0.023	0.022	0.021	0.021
5	0.014	0.014	0.014	0.013
6	$4.492 \cdot 10^3$	$4.476 \cdot 10^3$	$4.461 \cdot 10^3$	$4.542 \cdot 10^3$
7	115.459	126.545	138.284	105.462
8	0	0	0	0
9	74.99	44.186	13.112	64.907
10	5.571	5.561	5.537	...

AA1 =

(rho_z
 phi_0
 ratio_sup
 ratio_inf
 ratio_ame
 asx
 asy
 asxp
 asyp)

Calculs "résistance"

$$\text{Fas}(s, A_s) := \frac{A_s}{s}$$

$$\text{asInfLong} := \text{Fas}(0.152, 958) \quad \text{asInfTrans} := \text{Fas}(0.305, 198) \quad \text{asSupLong} := \text{Fas}(0.305, 198) \quad \text{asSupTrans} := \text{Fas}(0.305, 198)$$

$$\text{Mz1} := \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \cdot \text{asInfLong} \quad \text{Mz2} := \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \cdot \text{asInfTrans} \quad \text{Mz3} := \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \cdot \text{asSupLong} \quad \text{Mz4} := \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{pmatrix} \cdot \text{asSupTrans}$$

```

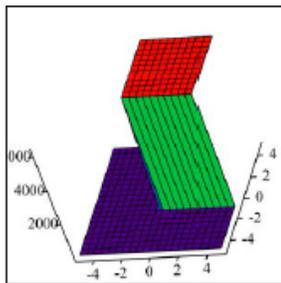
X :=  $\begin{pmatrix} -0.10 \\ 5 \\ 10.158 \end{pmatrix}$    Y :=  $\begin{pmatrix} -0.991 \\ 5 \\ 10.131 \end{pmatrix}$    Mxy := augment(tri(X), tri(Y))
Mxy =  $\begin{pmatrix} -0.1 & -0.991 \\ 5 & 5 \\ 10.158 & 10.131 \end{pmatrix}$ 
coef1 := lspline(Mxy, Mz1)   coef2 := lspline(Mxy, Mz2)   coef3 := lspline(Mxy, Mz3)   coef4 := lspline(Mxy, Mz4)
    
```

```

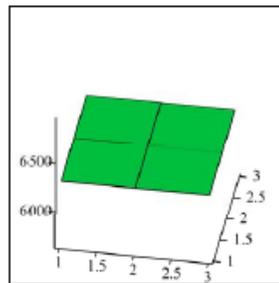
fit1(x,y) := | i ← lignes(X)
              | 0.000000001 if x < X1
              | 0.000000001 if y < Y1
              | 0.000000001 if x > Xi
              | 0.000000001 if y > Yi
              | interp[coef1, Mxy, Mz1,  $\begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix}$ ] otherwise
fit2(x,y) := | i ← lignes(X)
              | 0.000000001 if x < X1
              | 0.000000001 if y < Y1
              | 0.000000001 if x > Xi
              | 0.000000001 if y > Yi
              | interp[coef2, Mxy, Mz2,  $\begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix}$ ] otherwise
    
```

```

fit3(x,y) := | i ← lignes(X)
              | 0.000000001 if x < X1
              | 0.000000001 if y < Y1
              | 0.000000001 if x > Xi
              | 0.000000001 if y > Yi
              | interp[coef3, Mxy, Mz3,  $\begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix}$ ] otherwise
fit4(x,y) := | i ← lignes(X)
              | 0.000000001 if x < X1
              | 0.000000001 if y < Y1
              | 0.000000001 if x > Xi
              | 0.000000001 if y > Yi
              | interp[coef4, Mxy, Mz4,  $\begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix}$ ] otherwise
    
```



fit1



Mz1

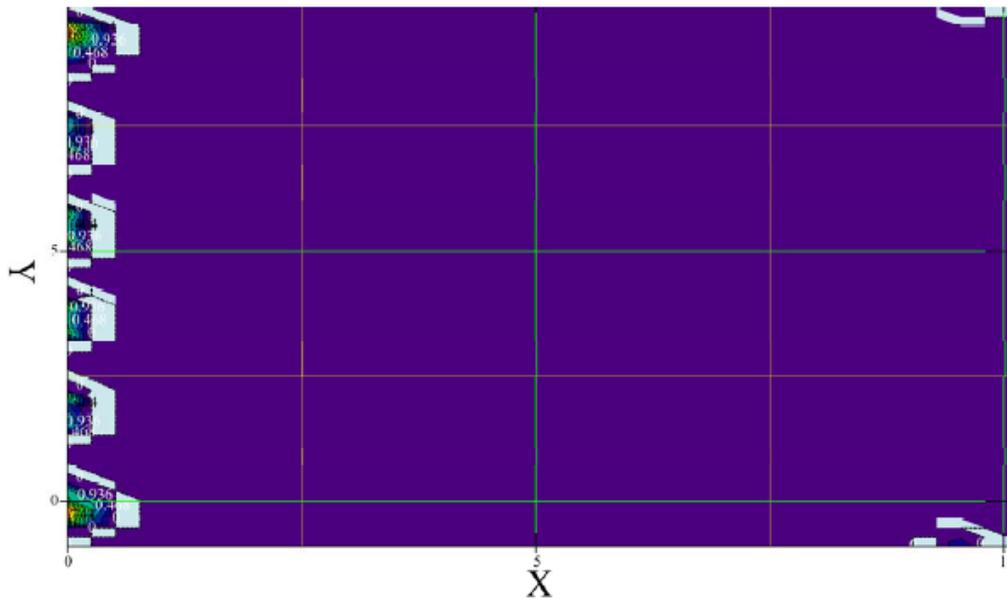
Calculs "sécurité"

```

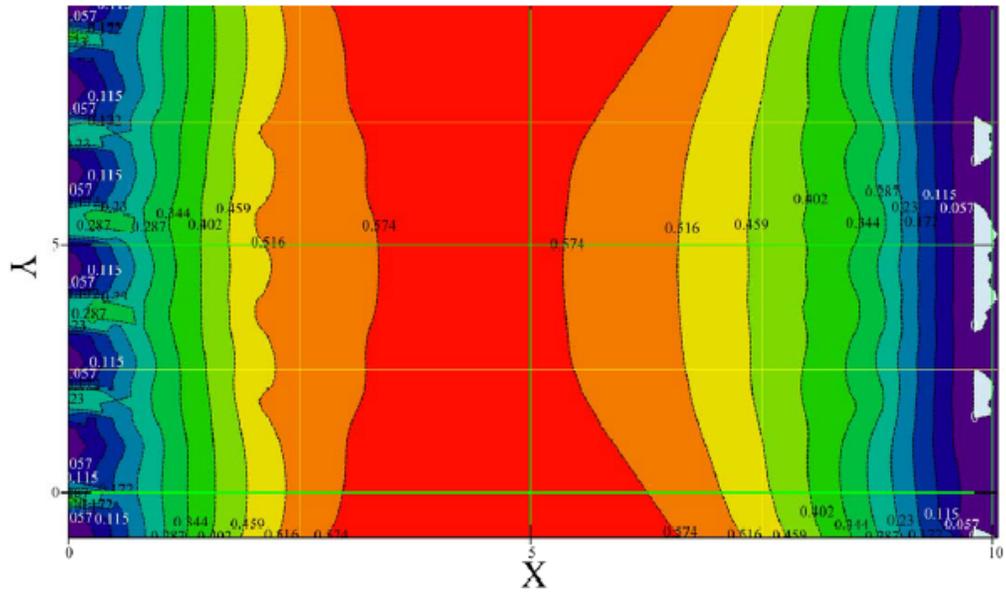
Safe1 := | A ← AA1
         | Nr1 ← cols(A)
         | COMB ← COMB1
         | for i ∈ 1..Nr1
         |   | NAA1,i ← A1,i
         |   | NAA2,i ←  $\frac{A_{6,i}}{\text{fit1}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA3,i ←  $\frac{A_{7,i}}{\text{fit2}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA4,i ←  $\frac{A_{8,i}}{\text{fit3}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA5,i ←  $\frac{A_{9,i}}{\text{fit4}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         | result ← NAA
    
```

```

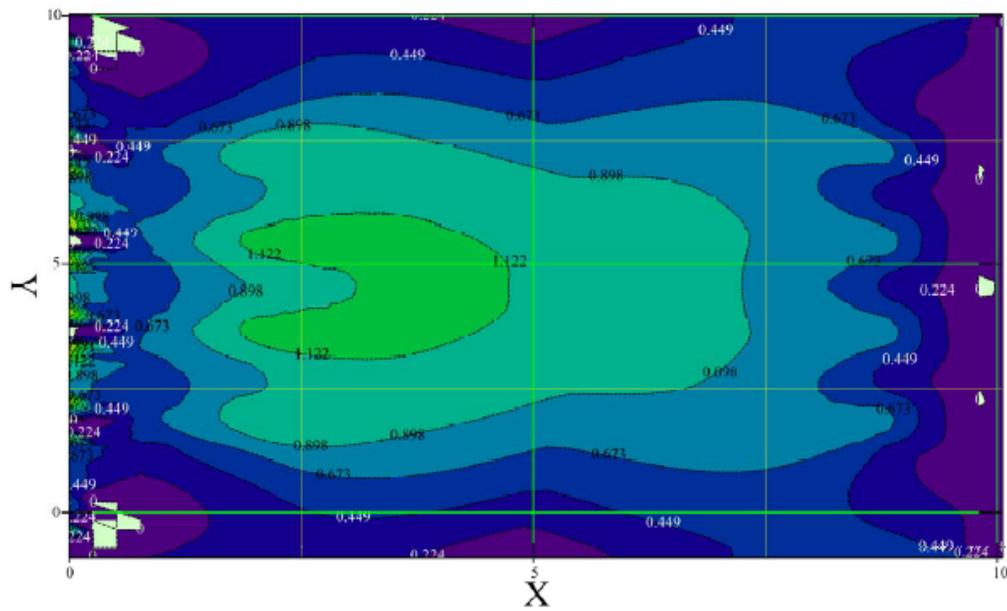
Safe2 := | A ← AA2
         | Nr1 ← cols(A)
         | COMB ← COMB2
         | for i ∈ 1..Nr1
         |   | NAA1,i ← A1,i
         |   | NAA2,i ←  $\frac{A_{6,i}}{\text{fit1}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA3,i ←  $\frac{A_{7,i}}{\text{fit2}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA4,i ←  $\frac{A_{8,i}}{\text{fit3}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         |   | NAA5,i ←  $\frac{A_{9,i}}{\text{fit4}(\text{COMB}_{10,i}, \text{COMB}_{11,i})}$ 
         | result ← NAA
    
```



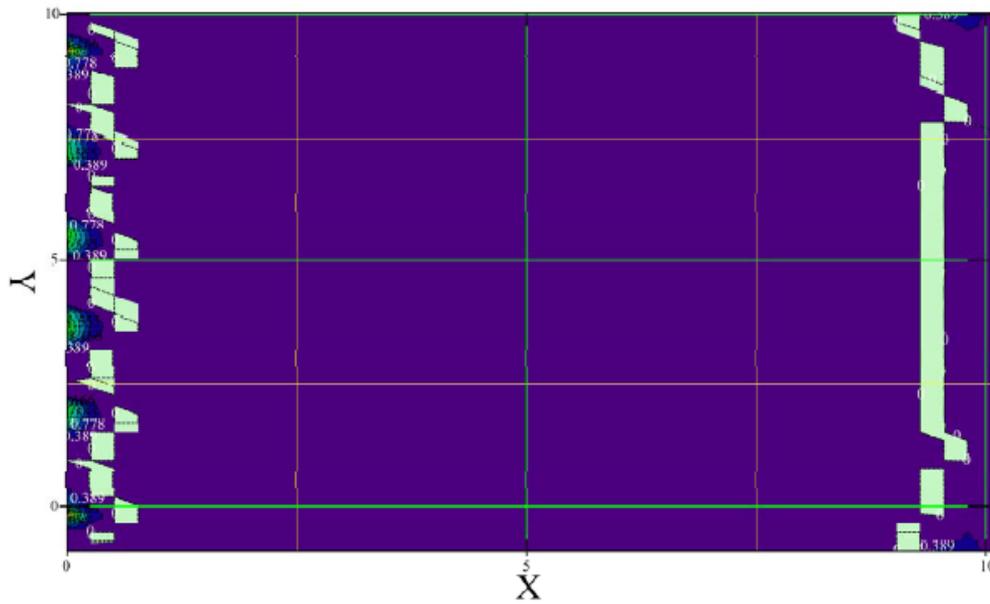
$$\left[\frac{(\text{COMB1}^T)^{(10)}}{1}, \frac{(\text{COMB1}^T)^{(11)}}{1}, \frac{(\text{Safe1}^T)^{(1)}}{1} \right]$$



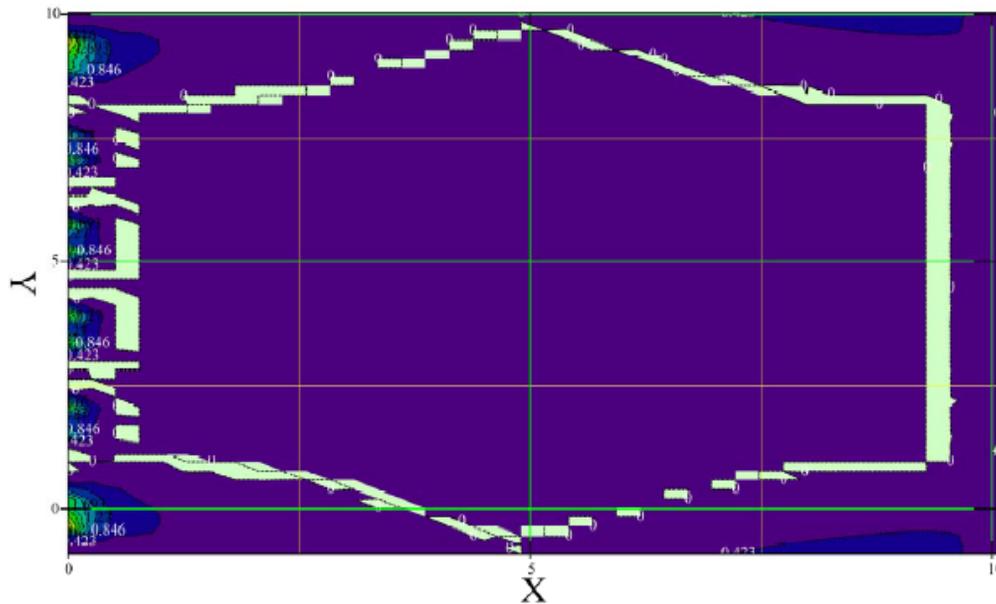
$$\left[\frac{(\text{COMB2}^T)^{(10)}}{1}, \frac{(\text{COMB2}^T)^{(11)}}{1}, \frac{(\text{Safe2}^T)^{(2)}}{1} \right]$$



$$\left[\frac{(\text{COMB2}^T)^{(10)}}{1}, \frac{(\text{COMB2}^T)^{(11)}}{1}, \frac{(\text{Safe2}^T)^{(3)}}{1} \right]$$



$$\left[\frac{(\text{COMB2}^T)^{(10)}}{1}, \frac{(\text{COMB2}^T)^{(11)}}{1}, \frac{(\text{Safe2}^T)^{(4)}}{1} \right]$$



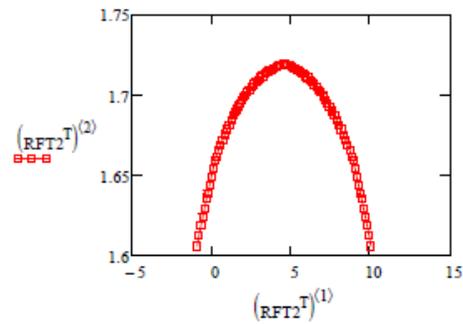
$$\left[\frac{(\text{COMB2}^T)^{(10)}}{1}, \frac{(\text{COMB2}^T)^{(11)}}{1}, \frac{(\text{Safe2}^T)^{(5)}}{1} \right]$$

Calculs de r à mi-section pour l'effort de flexion

```

RflexionTransv2 := | j ← 1
                    | Nr1 ← cols(COMB2)
                    | for i ∈ 1..Nr1
                    |   if COMB210,i = 5.029
                    |     NAA1,j ← COMB211,i
                    |     NAA2,j ←  $\frac{1}{\text{Safe2}_{2,i}}$ 
                    |     j ← j + 1
                    | result ← NAA
                    RFT2 := trilin(RflexionTransv2, 1)
    
```

RFT2 =		1	2	3	4	5	6	7	8
1	-0.891	-0.776	-0.66	-0.545	-0.43	-0.3	-0.229	-0.114	
2	1.606	1.613	1.619	1.624	1.63	1.636	1.639	...	



Calcul de la moyenne de RFT

```

Rmoy2 := NAA ← 0
         Nr1 ← cols(RFT2)
         for i ∈ 1..Nr1 - 1
           NAA ← (RFT22,i + RFT22,i+1) / 2 * (RFT21,i+1 - RFT21,i) + NAA
         result ← NAA / (RFT21,Nr1 - RFT21,1)
    
```

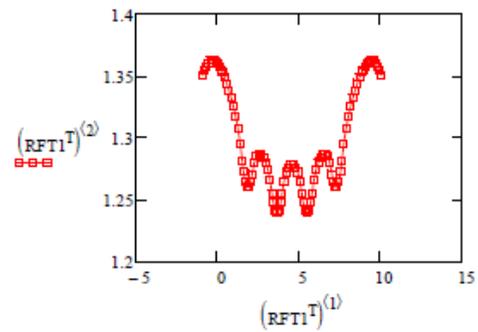
Rmoy2 = 1.685

```

RflexionTransv1 := j ← 1
                  Nr1 ← cols(COMB1)
                  for i ∈ 1..Nr1
                    if COMB110,i = 5.029
                      NAA1,j ← COMB111,i
                      NAA2,j ← 1 / Safe12,i
                      j ← j + 1
                  result ← NAA
    
```

RFT1 := trilin(RflexionTransv1, 1)

RFT1 =		1	2	3	4	5	6	7	8
1	-0.891	-0.776	-0.66	-0.545	-0.43	-0.3	-0.229	-0.114	
2	1.35	1.354	1.357	1.36	1.362	1.363	1.363	...	



Calcul de la moyenne de RFT

```

Rmoy1 := | NAA ← 0
          | Nr1 ← cols(RFT1)
          | for i ∈ 1..Nr1 - 1
          |   NAA ←  $\frac{RFT1_{2,i} + RFT1_{2,i+1}}{2} \cdot (RFT1_{1,i+1} - RFT1_{1,i}) + NAA$ 
          | result ←  $\frac{NAA}{(RFT1_{1,Nr1} - RFT1_{1,1})}$ 
Rmoy1 = 1.301
    
```

ANNEXE 3 – CALCULS COMPLÉMENTAIRES POUR LA NOUVELLE APPROCHE PROBABILISTE

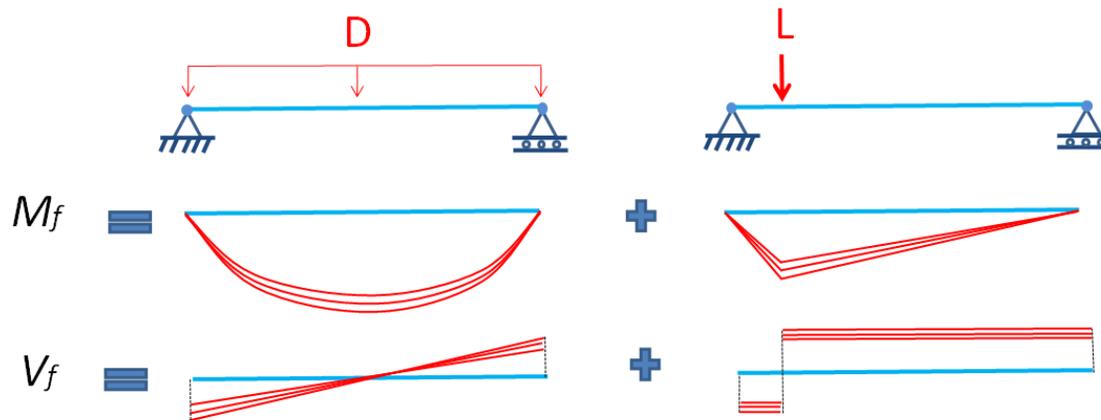
□ Calcul de V_{L1} :

utilisation des équations de la clause 14.15.2 de la norme et de son annexe

$$V_{L1} = \sqrt{V_L^2 + \left(\frac{V_I \delta_I I}{1 + \delta_I I} \right)^2} \quad V_{L1} \in [0.08; 0.16]$$

V_{L1} est indépendant de la **section** et de l'**effet** considéré. C'est une propriété **globale** du système. En réalité, ce n'est pas le cas pour le problème de fiabilité original:

$$V_U = \frac{\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_L^2}}{\bar{D} + \bar{L}}$$



□ Démonstration $\beta' \approx \beta$:

Hypothèse: $\sigma_D \approx 0$

- La démonstration est directe lorsque U et R suivent une loi normale.
- Lorsque U et R suivent une loi log-normale:

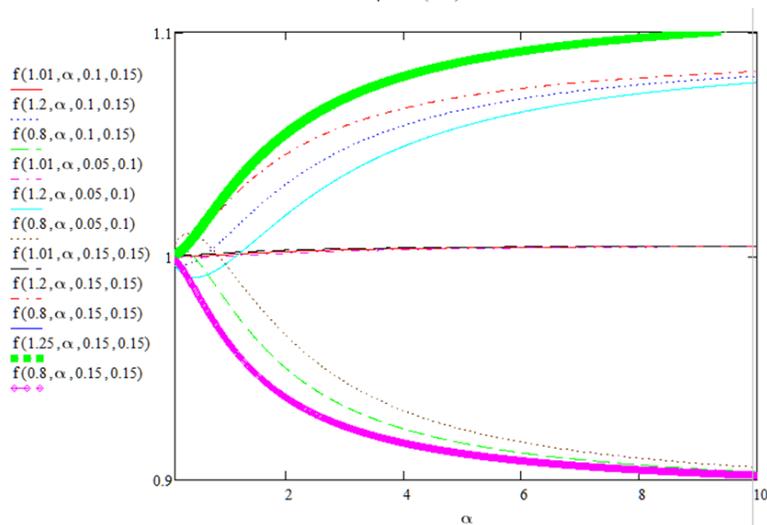
$$\beta = \frac{\ln(\frac{\bar{R}}{\bar{U}})}{\sqrt{V_R^2 + V_U^2}} \quad \beta' = \frac{\ln(\frac{\bar{R}'}{\bar{U}'})}{\sqrt{V_{R'}^2 + V_{U'}^2}} \quad U = D + L \quad R' = R - D \quad U' = L$$

On pose: $\alpha = \frac{\bar{D}}{\bar{L}} \quad \gamma = \frac{\bar{R}'}{\bar{L}}$

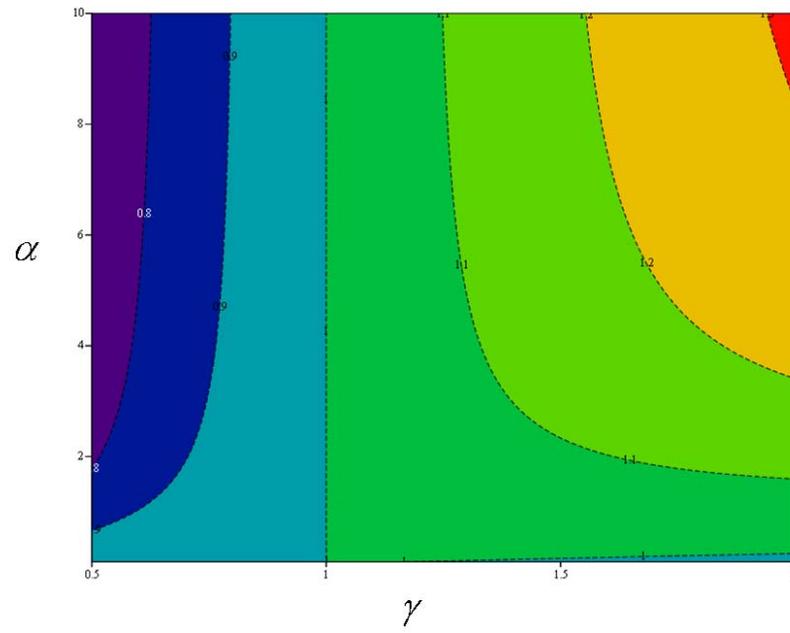
$$\beta = \frac{\ln(\frac{\gamma + \alpha}{1 + \alpha})}{\sqrt{V_R^2 + \left(\frac{V_L}{1 + \alpha}\right)^2}} \quad \beta' = \frac{\ln(\gamma)}{\sqrt{\frac{V_R^2}{\left(1 - \frac{\alpha}{\gamma + \alpha}\right)^2} + V_L^2}}$$

On évalue le ratio $\frac{\beta'}{\beta}$ pour $V_L \in [0.08; 0.16] \quad V_R \in [0.05; 0.15] \quad \gamma \in [0.5; 2.0] \quad \alpha \in [0.1; 10.0]$

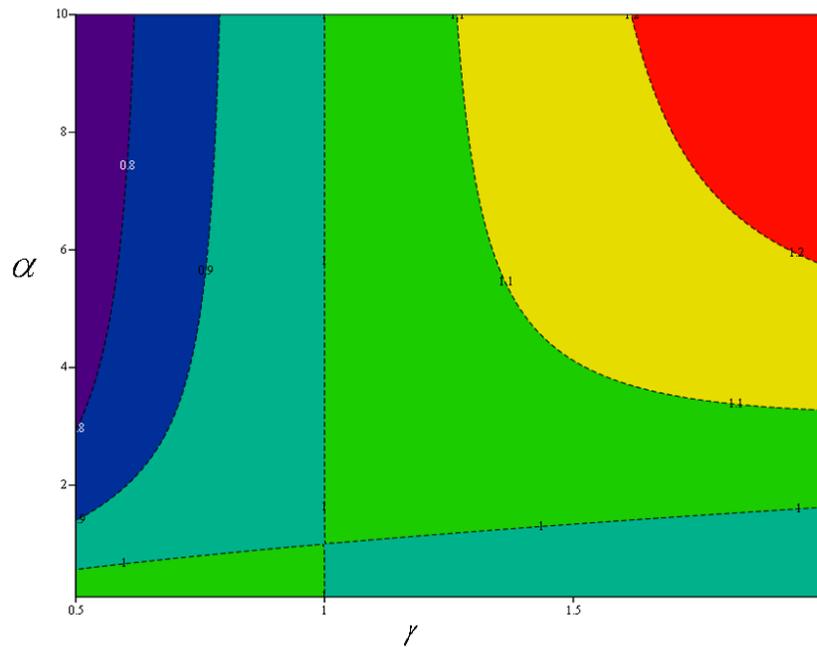
$$\frac{\beta'}{\beta} = f(\gamma, \alpha, v_r, v_l) := \frac{\frac{\ln(\gamma)}{\sqrt{\left(\frac{v_r}{1 - \frac{\alpha}{\gamma + \alpha}}\right)^2 + v_l^2}}}{\frac{\ln\left(\frac{\gamma + \alpha}{1 + \alpha}\right)}{\sqrt{(v_r)^2 + \left(\frac{v_l}{1 + \alpha}\right)^2}}}$$



Les figures suivantes montrent aussi une étude paramétrique dans le plan (α, γ) .



$$\frac{\beta'}{\beta} \text{ pour } V_R = 0.15 \quad V_L = 0.16$$



$$\frac{\beta'}{\beta} \text{ pour } V_R = 0.05 \quad V_L = 0.10$$