

## **Importance des effets non-linéaires dans la modélisation par éléments finis de ponts spéciaux**

Marco Bourdon, M.ing., DESS.

Dessau Inc. – Laval, Québec

### **RÉSUMÉ**

#### **Pont TGV**

Un mandat d'APD attribué à Dessau pour la conception de 75 ponts TGV en Algérie reliant Bordj Bou Arreridj (BBA) et Thénia (175km) a nécessité une modélisation par éléments-finis (EF) non linéaires pour inclure l'interaction voie-ouvrage et sol-ouvrage. Les ponts à doubles voies ferrées ont été conçus selon les Eurocodes, la norme sismique algérienne (RPOA) ainsi que certains critères de design du « Taiwan High-Speed Rail Project ». Une priorité du client, étant l'accélération des travaux à grande échelle, nous a portée à minimiser le nombre de ponts continus tout en s'assurant du bon respect des normes strictes d'interaction rail-structure autant en service qu'en cas de séisme.

Le tracé optimisé comporte malgré tout de nombreuses vallées, et plusieurs ponts en résultent avec de hautes piles (20 à 60 m) compliquant les analyses sismiques non-linéaires avec freinage simultané. La modélisation employée et les résultats critiques sont présentés.

#### **Pont haubané à longue portée**

Un pont haubané de longue portée (1020m) a été conçu dans le cadre d'études universitaires. Le pont en acier à tablier orthotrope comporte 8 voies routières ainsi que 2 voies pour trains légers (SLR). Ce projet a nécessité une modélisation non-linéaire afin de bien simuler les comportements des haubans, effets p-delta, grands déplacements, étapes de construction, vents, comportement sismique et retrait/fluage. Une comparaison des différentes géométries des pylônes est également présentée («A», «lamda», «H») avec justification du choix final. Les résultats sont comparés avec des ponts similaires, dont celui de Sutong (1 088 m) de portée centrale similaire.

## **1 PREMIER PROJET : PONT TGV**

### **1.1 INTRODUCTION**

Le gouvernement Algérien (via la CCECC\*) a attribué à Dessau le mandat de construction d'une ligne ferroviaire électrifiée entre les villes de Thénia et BBA d'une longueur de 175 kilomètres. Ce long parcours a nécessité la conception de 75 ponts souvent en régions vallonneuses (Figure 1) malgré une optimisation du tracé.

---

\* China Civil Engineering Construction Corporation

Les ponts à doubles voies ferrées (vitesse maximale de 160 km/h) ont été conçus selon les Eurocodes et selon la norme sismique algérienne RPOA rigidifiée suite au séisme dévastateur à Boumerdes en 2003 (+3000 morts).

## 1.2 JUSTIFICATION D'OUVRAGES

Les exigences du client étant la minimisation du temps et des coûts de construction nous ont forcées à réduire au minimum le nombre de ponts continus, ceux-ci étant normalement favorisés dû au meilleur confort des usagers et au comportement dynamique plus stable. Plusieurs types de tabliers ont été étudiés en tenant compte de plusieurs restrictions, dont les techniques de construction, le profil et type de sol ainsi que la disponibilité des matériaux.

Les hautes piles (20 à 60m) étant requises sur plusieurs ponts irréguliers, et ce, en forte région sismique, ont ajouté à la complexité de bien contrôler les déplacements relatifs entre tabliers. Diverses stratégies de modélisation ont permis d'obtenir des résultats précis du comportement voie-ouvrage confirmés par notre partenaire Européen Cénor-PCA, ceux-ci étant responsables de certains grands ouvrages continus par encorbellement successif coulés en place.

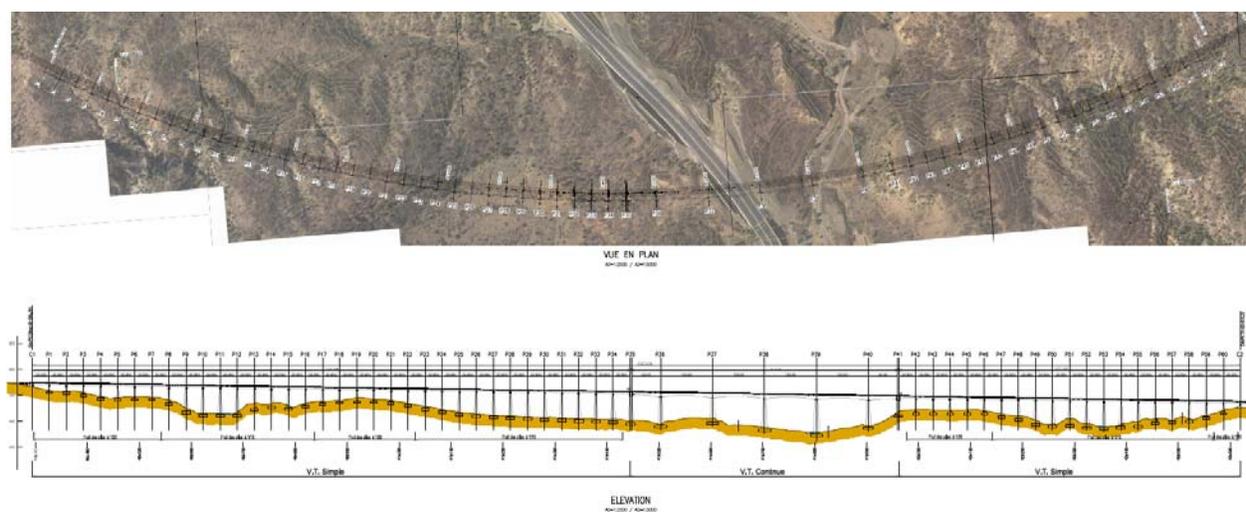


FIGURE 1 EXEMPLE DE PONT FERROVIAIRE DÉMONTRANT LE TRACÉ COMPLEXE (2.3 KM)

Les tabliers utilisés sur les divers ponts se trouvent à la Figure 2. Les ponts continus sont de type mono-caisson à voussoirs en béton précontraint coulé en place. Les tabliers pour travées simples sont de type béton précontraint à poutres multiples et également mono-caisson (à l'étude). Il est important de mentionner qu'au moment de la rédaction de cet article, une étude à la demande du client pourrait également entrevoir des mono-caissons en acier dans les cas de fortes zones sismiques avec hautes piles.

La justification des tabliers à multi-poutres provient de la grande rapidité de construction à grande échelle démontrée par CCECC lors de la construction du projet de l'autoroute Est-Ouest réalisé en temps record quelques années auparavant. Le groupe Benaim a démontré

également la pertinence d'utiliser une telle construction dans les pays sous-développés où la main d'œuvre est peu coûteuse relativement aux coûts des usines de fabrication. Le projet de la super-autoroute GSZ du groupe Benaim (Figure 3) comportait 17 km de ponts et s'est réalisé en 21 mois.

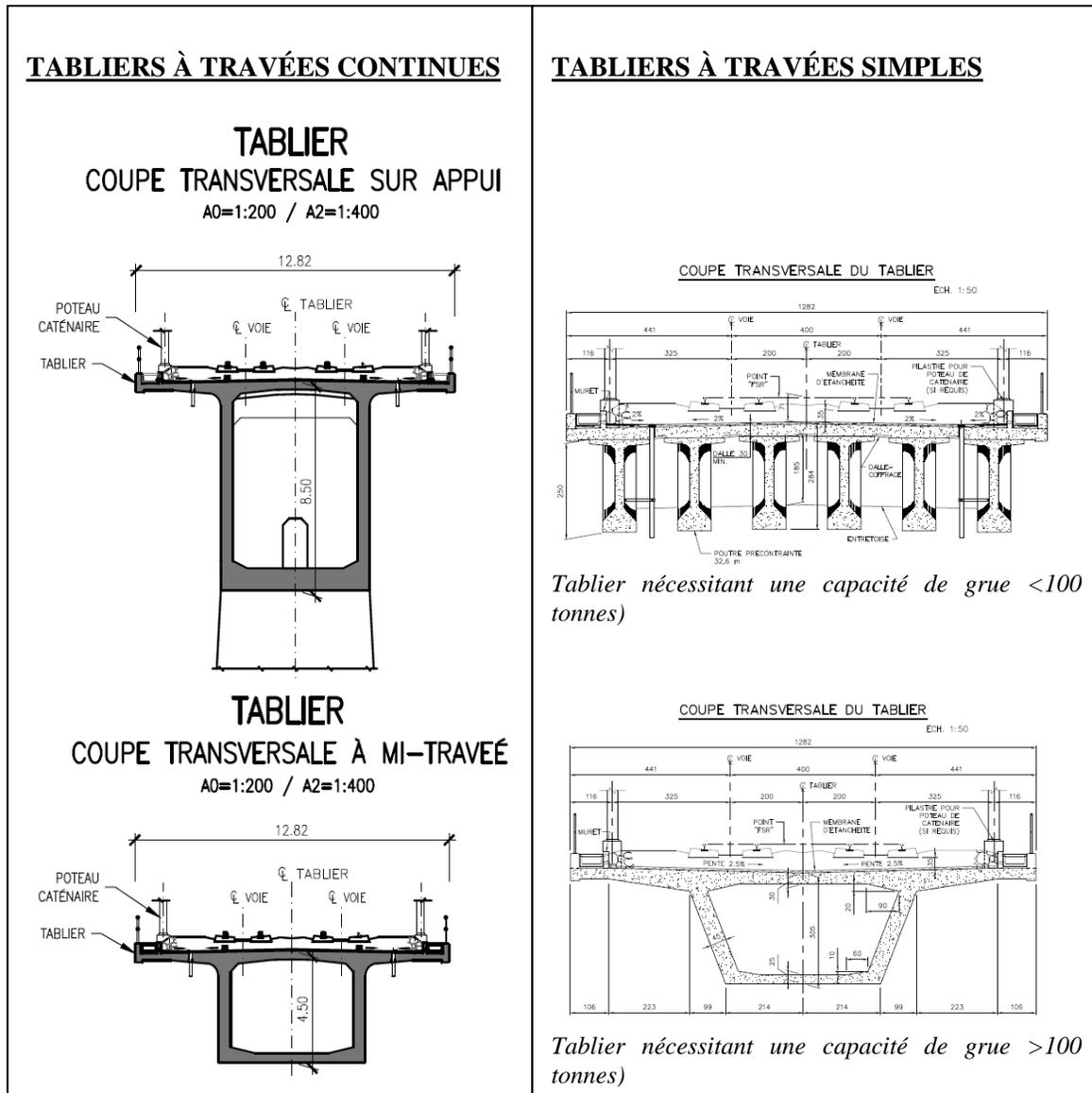


FIGURE 2 TABLIERS TYPES



FIGURE 3 PROJET SIMILAIRE – SUPER-AUTOROUTE GSZ AU PEARL RIVER DELTA, GUANDONG, CHINE

### 1.3 EXEMPLE DÉTAILLÉ : OA11

Les sections suivantes présentent un exemple de pont (OA11) typique à travées multiples (Figure 4). Ce pont comporte 9 travées simplement supportées avec des piles variant de 10 à 24 m. Les fondations sont de types semelles sur pieux caissons avec emboîtures au roc à faible profondeur (10-15m). Le tablier est du type à poutres multiples.

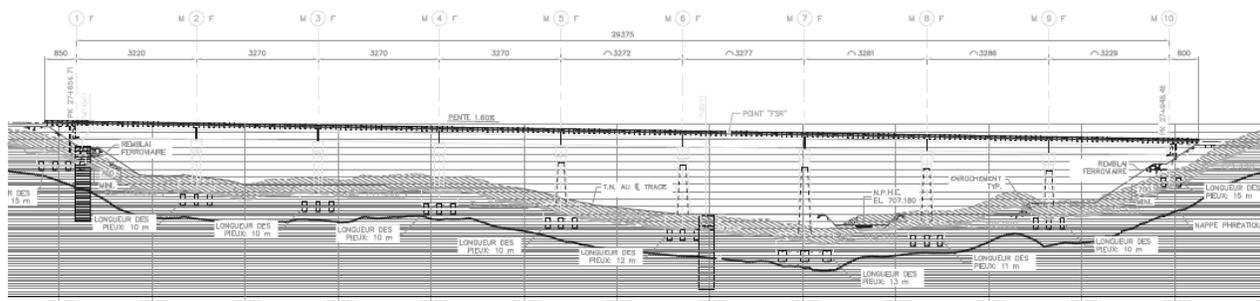


FIGURE 4 OA11 – PONT TYPIQUE CHOISI D'EXEMPLE

La géométrie typique d'une culée et pile se trouve à la Figure 5. Les appareils d'appui sont de type pot avec alternance fixe-mobile de l'axe 1 à l'axe 10. Les pieux ne sont pas présentés sur la culée et pile ci-bas.

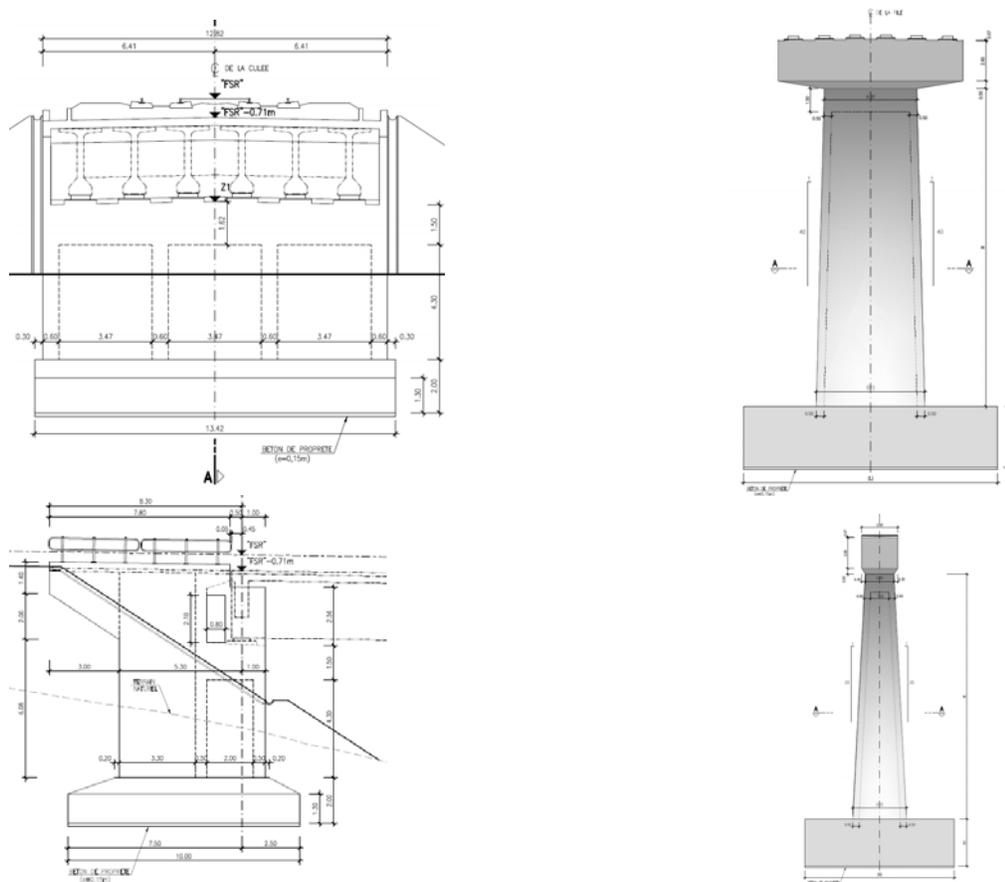


FIGURE 5 CULÉE ET PILE TYPES

## 1.4 CRITÈRES DE DESIGN

Les ponts ont été conçus en fonction du rail afin d'empêcher tout flambement de celui-ci pour toutes situations d'opération en service ainsi que pour un séisme « léger » combiné à un freinage d'urgence. Ceci a nécessité une modélisation par éléments-finis non-linéaires pour inclure l'interaction voie-ouvrage et sol-ouvrage. La Figure 6 présente les conséquences sévères du flambement des rails pouvant causer un déraillement parfois catastrophique (ex. train passager, transport de produits toxiques, etc.).



FIGURE 6 DIVERSES CONSÉQUENCES DU FLAMBEMENT DES RAILS

Les zones critiques sont les entrées/sorties de ponts, zones de joints de dilatation de rails et jonction de 2 tabliers simples. L'importance des rails nous oblige à une vérification stricte de l'interaction voie-ouvrage (VO) selon les Eurocodes.

Les pondérations et les cas de chargement considérés pour l'interaction VO sont tels que prescrits dans le document UIC 774-3 et EN1992-2:2003. Les principaux critères sont :

- ▶ Forces d'accélération:  $Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ [kN]}$ , pour les modèles LM71 et SW2
- ▶ Forces de freinage:  $Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]}$ , pour les modèles LM71  
 $Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} L_{a,b} \text{ [m]}$ , pour le modèle SW2
- ▶ Charges verticales du trafic : LM71 et SW2.
- ▶ Action sismique (voir section suivante)
- ▶ Effets thermiques : La magnitude de la charge thermique ainsi que les éléments sur lesquels les gradients sont appliqués sont déterminés selon la configuration des

appareils de dilatation de voie (AD). Lorsqu'il n'y a aucun AD, une variation thermique de  $+35/-25$  °C est appliquée uniquement au tablier. Dans le cas contraire, lorsque la voie comporte 1 ou plusieurs appareils de dilatation, la variation thermique de  $+/-50$  °C est appliquée au rail en plus du  $+35/-25$  °C appliqué au tablier.

Les éléments poutres constituant le rail sont modélisés avec la rigidité réelle d'un rail UIC-60. Les rails des 2 voies sont prolongés sur une longueur de 100 m à chaque approche de l'ouvrage pour permettre une redistribution représentative des charges de freinage, température et de séisme pour le cas de long rail soudé. La voie est modélisée avec des ressorts non linéaires reliant la voie au tablier. Tel que montré à la Figure 1, la rigidité de ces ressorts dépend de la position de la charge mobile sur la structure.

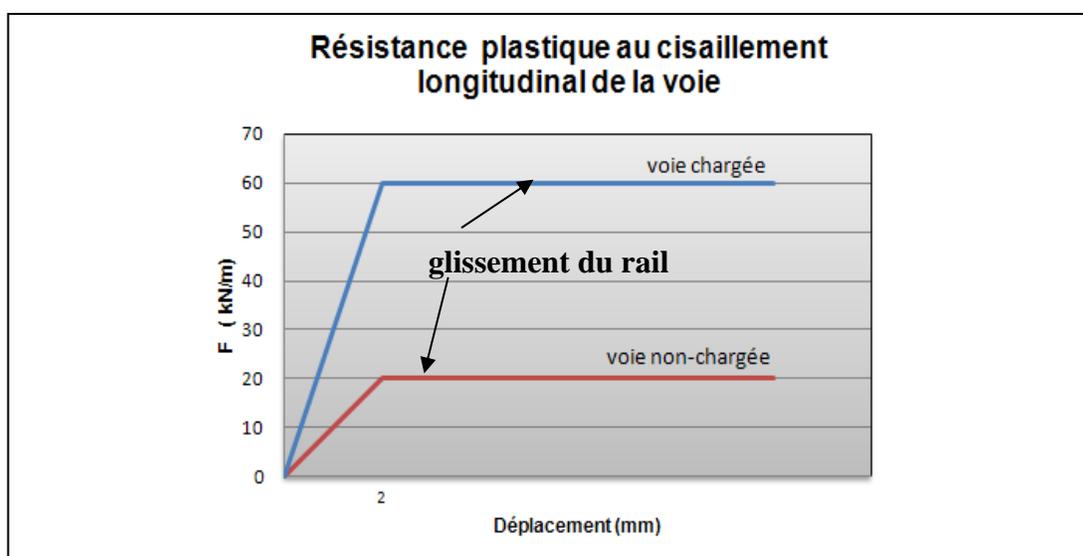


FIGURE 7 MODÉLISATION ÉLASTO-PLASTIQUE RAIL-TABLIER

La rigidité des ressorts aux approches a été fixée à  $20\text{kN}/2$  mm par mètre de voie de façon conservatrice, le logiciel utilisé ne permettant pas la modélisation de ressorts avec rigidité variant selon le positionnement des charges mobiles. Cette méthodologie permet de limiter la proportion des charges reprises par les approches et par conséquent, permet un niveau de sollicitation conservateur pour l'ouvrage. Différentes rigidités ont été adoptées selon le positionnement critique des trains sur le tablier. Certaines mesures ont par contre été prises pour limiter l'impact de cette hypothèse sur les contraintes dans les rails. En comparant les contraintes dans le rail dû à la charge thermique d'un pont chargé avec celles d'un pont non chargé, un facteur de calibration à appliquer aux charges thermiques a été déterminé. Ce facteur permet de modéliser les ouvrages avec une rigidité de voie fixe, sans surestimer les contraintes dans le rail dû à l'effet thermique.

Les cas utilisés pour vérifier les contraintes dans les rails dus à l'interaction voie/ouvrage sont les suivants :

$$ELS_{v/o} = 1xQ^* + 1x\Delta T$$

$$SISM-ELS_{v/o} = G + P + 0.3E + 0.3Q^\dagger + 0.4\Delta T$$

Ce dernier cas provient de l'RPOA combiné à la norme du « Taiwan High Speed Rail Design Criterias » indiquant de considérer le freinage simultanément en cas de séisme de service SISM-ELS tout en respectant les critères de déplacement.

Pour la combinaison ELS<sub>v/o</sub>, les contraintes dans les rails ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- ▶ Dans le cas d'un long rail soudé sans appareil de dilatation de voie, les contraintes supplémentaires sont les suivantes : 92 MPa (traction), 72 MPa (compression)
- ▶ Dans les cas où il y a un ou plusieurs appareils de dilatation de voie, les contraintes totales admissibles pour ELS<sub>v/o</sub> sont : (92+126=218 MPa traction et 72+126=198 MPa compression)

Pour la combinaison SISM-ELS<sub>v/o</sub>, les contraintes dans les rails ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- ▶ Dans le cas de rails continus, les contraintes supplémentaires admissibles pour SISM-ELS<sub>v/o</sub> : (92+75=167 MPa traction, 72+75=147 MPa compression).

## 1.5 CRITÈRES SISMIQUES

Le comportement non-linéaire voie-ouvrage oblige<sup>‡</sup> la réalisation d'accélérogrammes artificiels compatibles avec les spectres de réponse (horizontal et vertical) définis dans l'RPOA (Figure 8).

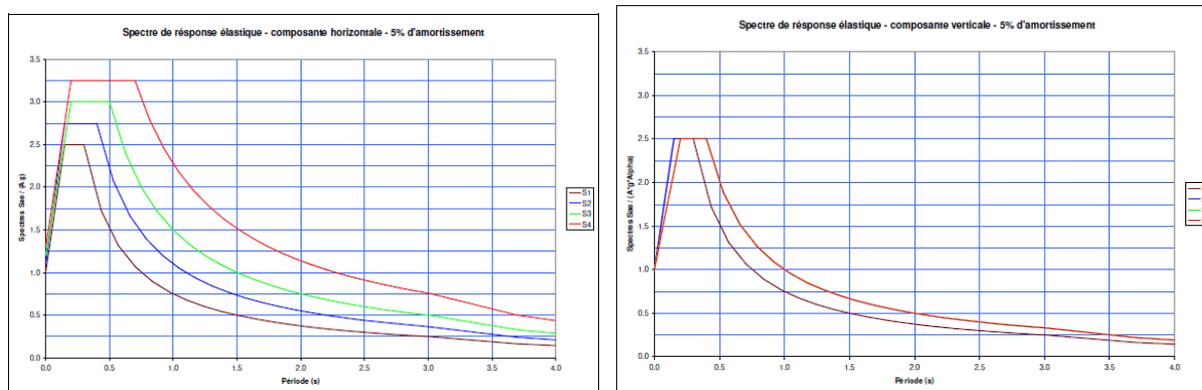


FIGURE 8 SPECTRE DE RÉPONSE (COMPOSANTES HORIZONTALE & VERTICALE)

Ces signaux sont définis pour les quatre zones sismiques (I, IIa, IIb et III) et pour les quatre types de sol indiqués dans l'RPOA. Pour chaque spectre de réponse, 20 signaux artificiels

\* Q=flexion du tablier due aux charges mobiles + freinage/accélération

† Q=charges totales d'exploitation incluant accélération + freinage sur les 2 voies

‡ La banque de séismes sévères en Algérie n'étant pas disponible

ont été générés avec une durée totale de 30 secondes (20 secondes de durée stationnaire). Chaque signal a été accompagné par le spectre respectif de réponse calculé pour un taux d'amortissement égal à 5 %. Pour déterminer les spectres de réponse, nous avons pris en compte les coefficients d'accélération correspondant à un pont du Groupe 1 (pont stratégique). La Figure 9 illustre les spectres de puissances obtenus pour les deux composantes (horizontale et verticale) des actions sismiques considérées. La Figure 10 présente la bonne concordance d'un spectre généré à partir de signaux artificiels versus le vrai spectre de réponse de l'RPOA. Un exemple de signaux temporels est présenté à la Figure 11.

Notons que l'RPOA oblige un minimum de 10 accélérogrammes pour chacune des trois directions sismiques allongeant la durée des analyses temporelles.

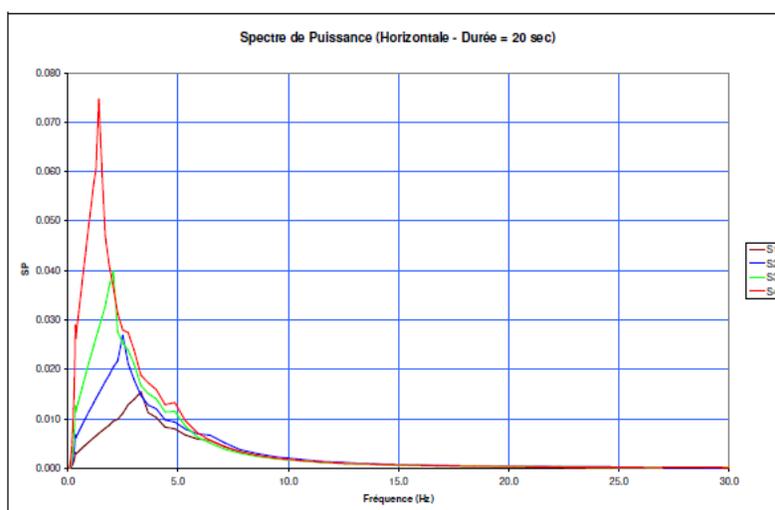


FIGURE 9 SPECTRE DE PUISSANCE, COMPOSANTE HORIZONTAL

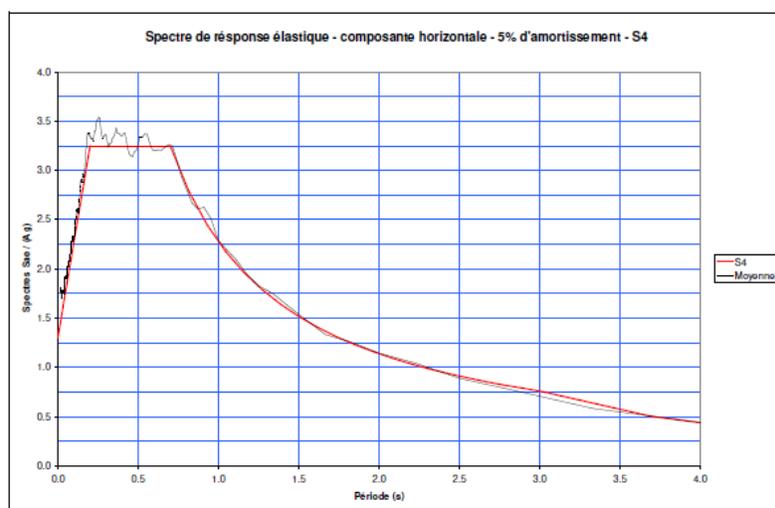


FIGURE 10 SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE HORIZONTAL SUPERPOSÉ AU SPECTRE D'UN SIGNAL TEMPOREL ARTIFICIEL (SOL S4)

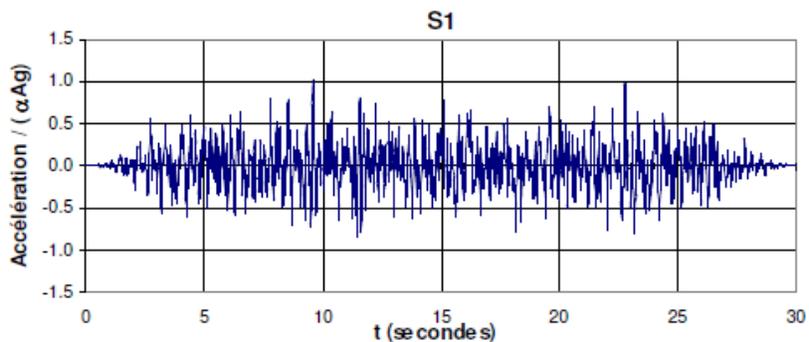


FIGURE 11 EXEMPLE D'ACCÉLÉROGRAMME ARTIFICIEL

## 1.6 MODÉLISATION

Le modèle d'Éléments Finis (EF) de l'OA111 est présenté à la Figure 12. Les pieux caissons sont modélisés à l'aide de ressorts p-y non-linéaires.

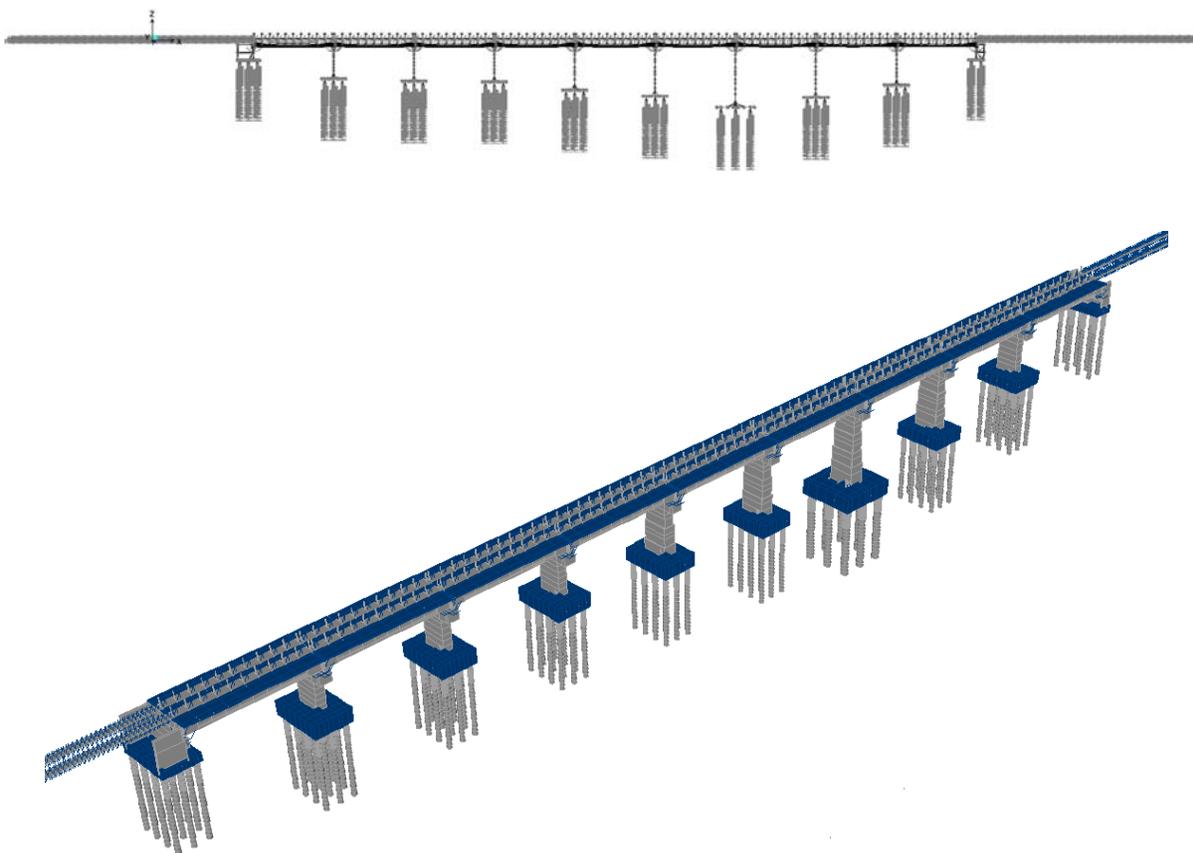


FIGURE 12 MODÈLE EF DE L'OA11

La FIGURE 13 présente les détails de la modélisation avec l'emplacement des CG des trains importants pour l'application des forces centrifuges ainsi que des masses sismiques équivalentes. Les appuis de type pot sont également modélisés de façon non-linéaire afin de

ne prendre aucune charge de traction en cas de soulèvement et d'augmenter la précision des contraintes dans les rails; des tiges anti-soulèvements reprenant ces efforts de traction.

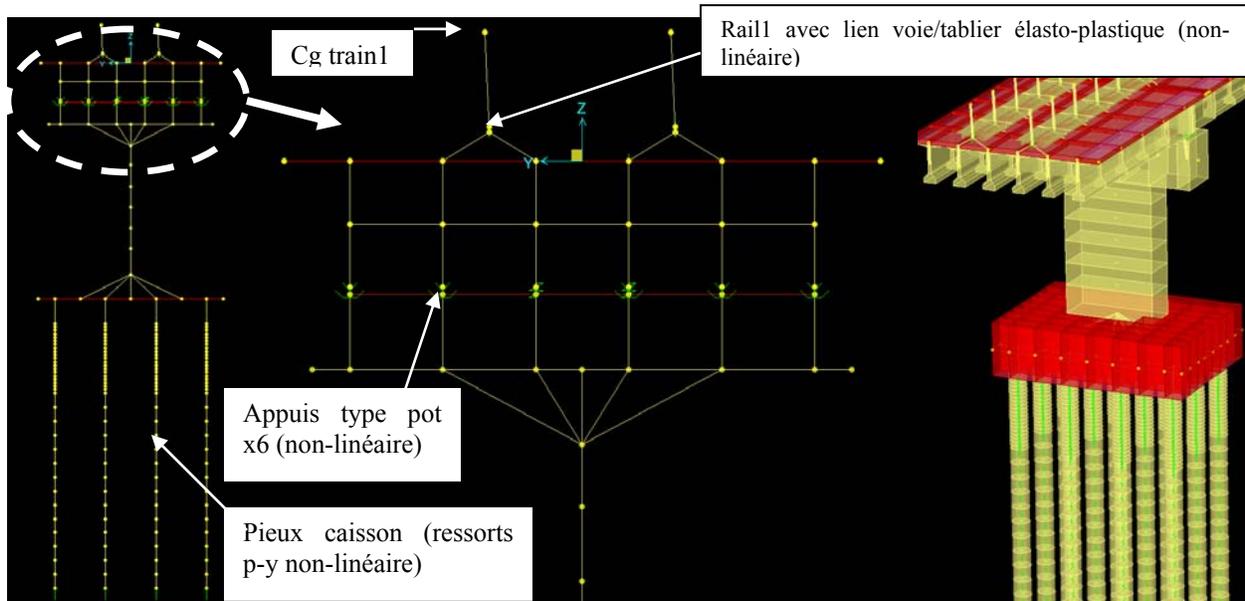


FIGURE 13 MODÉLISATION DES TABLIERS À TRAVÉE SIMPLE (OA11)

## 1.7 RÉSULTATS

Contraintes dans les rails.

Les enveloppes des contraintes longitudinales dans les rails au long du viaduc pour la combinaison ELSv/o (Figure 14) et SIMS-ELSV/o (Figure 15) sont présentées ci-dessous.

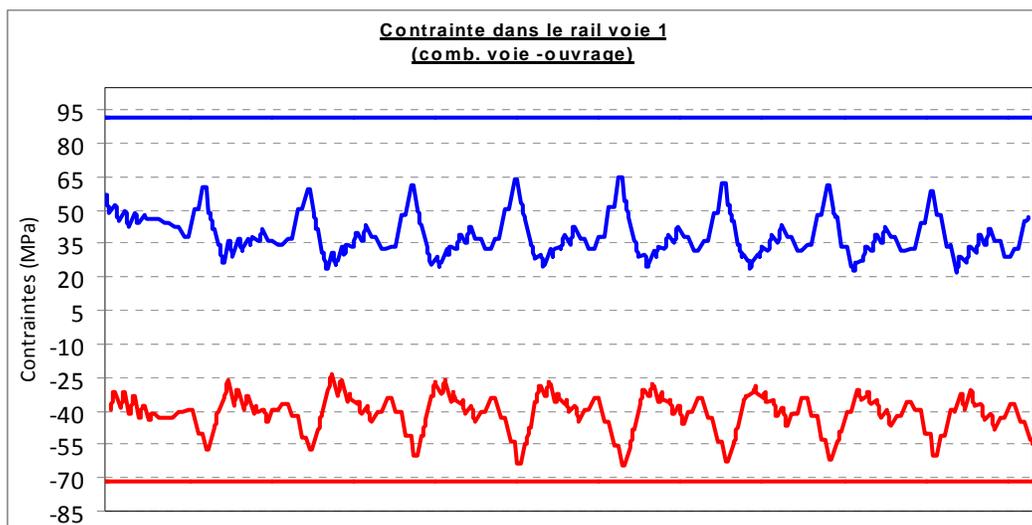


FIGURE 14 CONTRAINTES DANS LE RAIL (VOIE 1) POUR LA COMBINAISON ELS-V/O

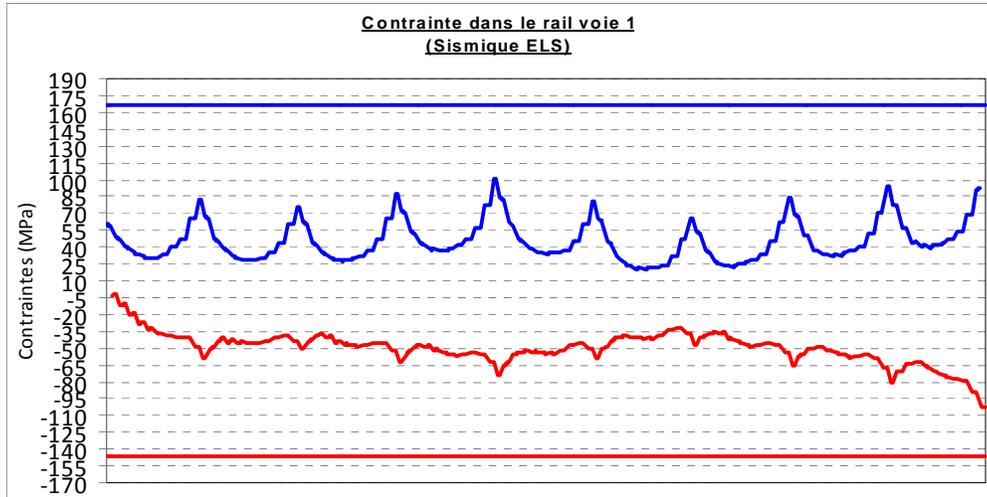


FIGURE 15 CONTRAINTES DANS LE RAIL (VOIE1) POUR LA COMBINAISON SIMS-ELS V/O

La Figure 16 offre un aperçu de la zone critique selon les contraintes et déplacement dans le rail pour le cas ELS. Notons que le choix de longueur de travée nous a permis d'éliminer les coûteux joints de rail aux approches, et ce, pour la majorité des ponts.

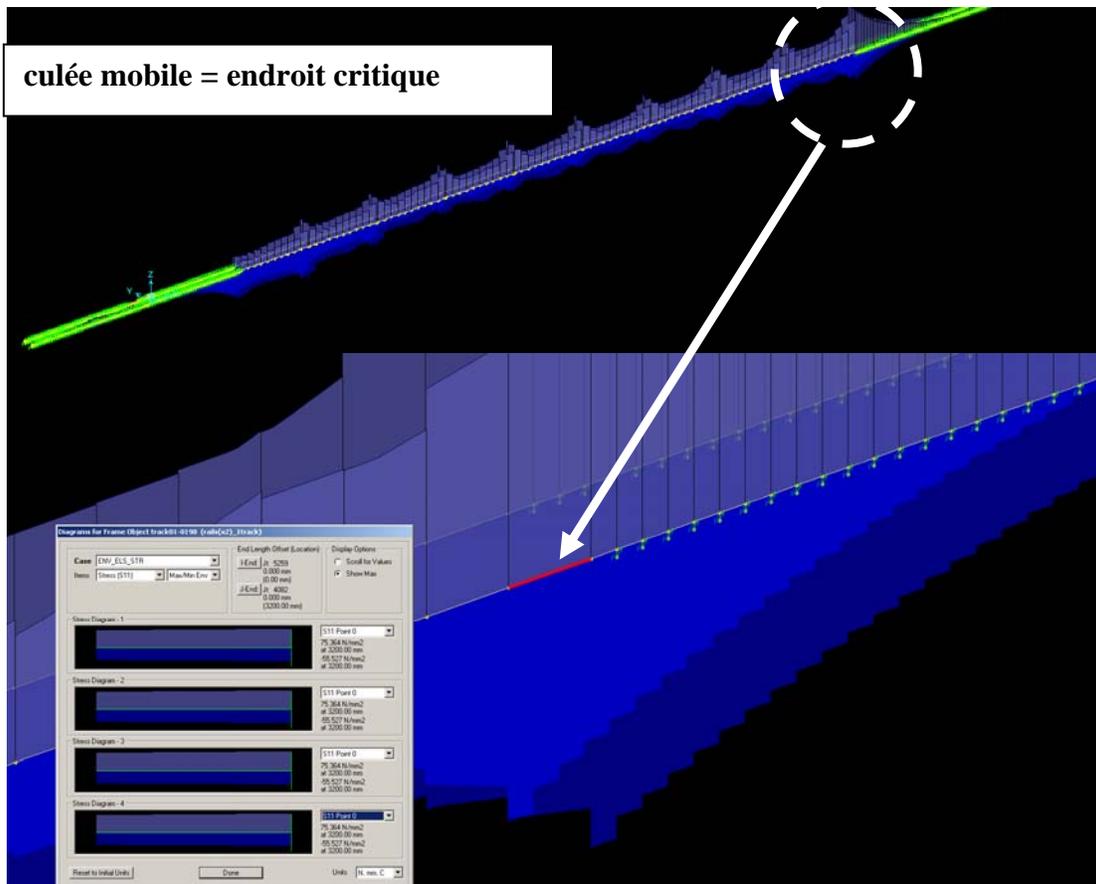


FIGURE 16 ENVELOPPE ELS CONTRAINTE DANS LE RAIL

Certains ponts avec vallées abruptes ont nécessité l'utilisation de travées de 24 m aux approches.

### 1.8 DÉPLACEMENTS RELATIFS ENTRE TABLIERS

Concernant le déplacement relatif entre les extrémités de tabliers consécutifs ou entre le tablier et la culée, deux cas ont été vérifiés :

**Cas 1** : sous les actions de freinage et d'accélération, le déplacement relatif ne doit pas être supérieur à 5 mm. (Tableau 1)

**Cas 2** : sous la combinaison SISM-ELSV/o, le déplacement relatif ne doit pas être supérieur à 25 mm. (Tableau 1)

TABLEAU 1 DÉPLACEMENTS RELATIFS CAS 1 & 2

*Déplacements relatifs (Cas1 max 5 mm) Déplacements relatifs (Cas2 max 25 mm)*

culée fixe	0.1 mm	culée fixe	7.5 mm
Pile 1	3.1 mm	Pile 1	13.7 mm
Pile 2	2.5 mm	Pile 2	13.1 mm
Pile 3	2.4 mm	Pile 3	13.3 mm
Pile 4	2.7 mm	Pile 4	16.0 mm
Pile 5	2.7 mm	Pile 5	13.9 mm
Pile 6	2.4 mm	Pile 6	12.5 mm
Pile 7	2.5 mm	Pile 7	13.6 mm
Pile 8	3.0 mm	Pile 8	14.8 mm
culée mobile	5.0 mm	culée mobile	18.0 mm

### 1.9 DÉPLACEMENTS RELATIFS ENTRE LE RAIL ET LE TABLIER

Afin d'éviter une surconsolidation du ballast, le déplacement relatif entre le rail et le tablier ou le terrain sous les actions de freinage et démarrage a été limité à 4 mm. Les déplacements relatifs sont présentés au Tableau 2.

TABLEAU 2 DÉPLACEMENTS RELATIFS (MAX 4MM)

Pile 1	1.6 mm
Pile 2	1.3 mm
Pile 3	1.0 mm
Pile 4	1.1 mm
Pile 5	1.1 mm
Pile 6	1.0 mm
Pile 7	1.0 mm
Pile 8	0.6 mm
culée mobile	0.7 mm

## 1.10 DÉPLACEMENTS ABSOLUS

Les déplacements absolus selon l'RPOA (3.4.1) sont également respectés pour ce pont avec sol S2 (**Figure 17**).

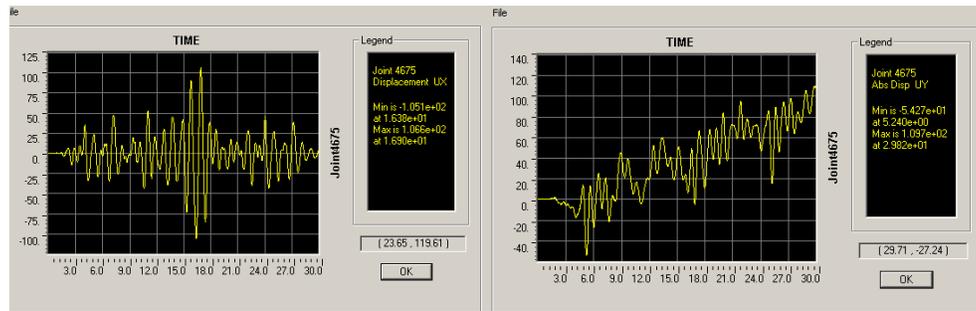


FIGURE 17 DÉPLACEMENT RAILS ABSOLUS (PILE7 DE L'OA11)

## 1.11 CONCLUSION

Le projet ferroviaire BBA-Thénia démontre l'importance capitale de la modélisation non-linéaire au niveau comportemental des liens rails/tablier. Le freinage d'urgence lors de séisme modéré ainsi que la combinaison voie-ouvrage se présentent comme deux cas critiques pour le design d'un pont TGV (ici à vitesse modérée). Dans le cas de vitesses supérieures, il est important de mentionner que des analyses dynamiques supplémentaires sont requises.

L'interaction sol-structure étant modélisée de façon simplifiée par la méthode p-y avec ressorts non-linéaires permet d'obtenir des résultats encore plus précis hautement nécessaires lors de présence de sols de type S4 (sols mous). Les déplacements deviennent alors plus difficiles à contrôler spécialement en présence de hautes piles. Le tablier continu devient alors impératif, et cette situation peut exiger l'ajout de bloqueur entre tabliers/culées ou idéalement un tablier avec caissons en acier.

## 2 DEUXIÈME PROJET : PONT HAUBANÉ À LONGUE PORTÉE (LE PONT DE MONTRÉAL)

Un projet exécuté dans le cadre d'études supérieures a permis de réaliser une conception préliminaire d'un pont haubané accommodant jusqu'à 8 voies de circulation routière et 2 voies de trains légers. La hauteur maximale des pylônes a été basée sur le critère de la ville de Montréal empêchant toute structure à une hauteur supérieure à 233 m soit la hauteur du Mont-Royal. Ce pont d'une travée centrale de 1 020 m avec tablier orthotrope a été modélisé de façon à inclure tous les effets non-linéaires principaux (haubans, déplacements  $p-\Delta$ , longs déplacements, étapes de construction, effet des vents, comportement sismique, retrait/fluage). L'effet de la géométrie des pylônes est également présenté (« A », « λ », « H »). Les résultats sont étroitement comparés avec divers ponts similaires, dont celui de Sutong de 1 088 m de portée centrale.

### 2.1 DESCRIPTION DU PROJET

La géométrie du pont est présentée à la Figure 18. Les 6 piles d'ancrage aux travées de rive sont requises afin de balancer le poids propre de la travée centrale. Le pont est de type « semi-flottant » avec des appareils de type pot au niveau des deux connexions tablier-pylône.

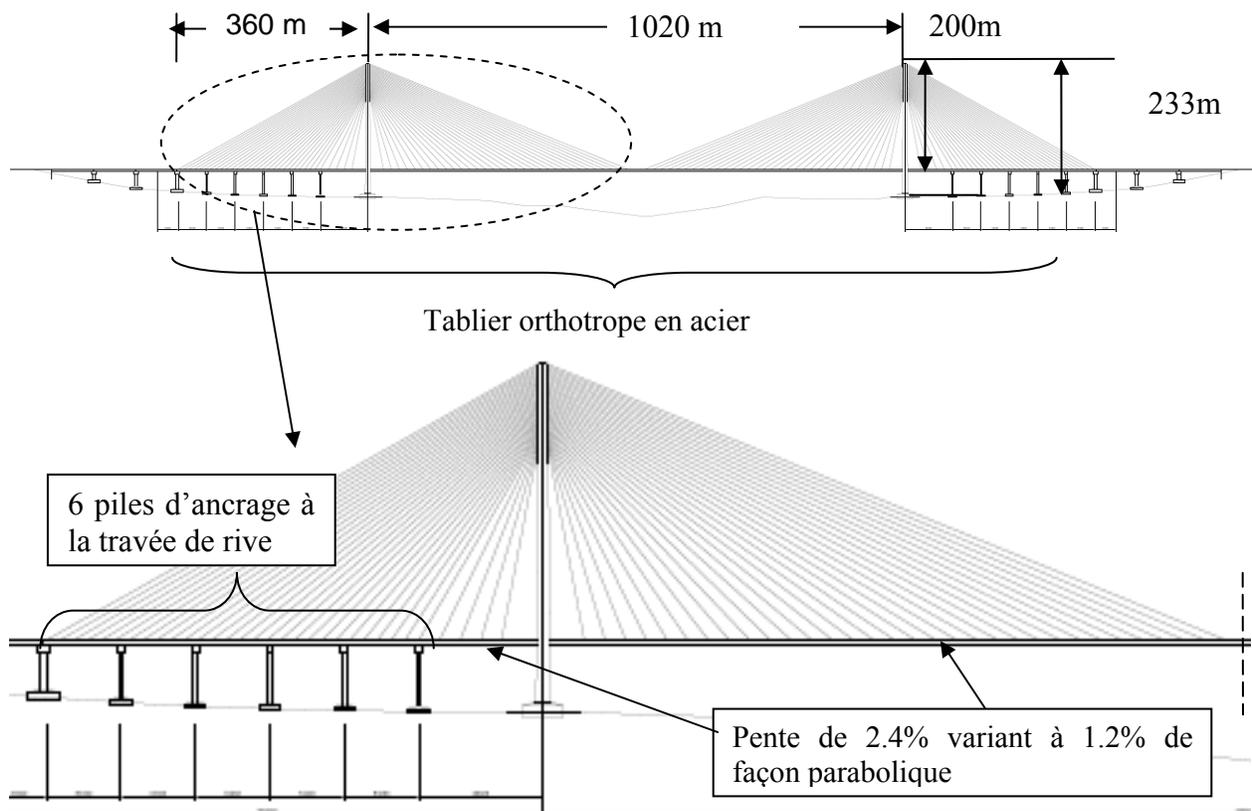


FIGURE 18 CONFIGURATION GÉNÉRALE DU PONT

Le design final des haubans, pylônes et fondations est étroitement lié au poids propre du tablier pour un pont de longue travée. Minimiser le poids propre du tablier revêt alors d'une grande importance.

Il a fallu plusieurs semaines d'itérations afin de déterminer la configuration finale en variant l'espacement et type de haubans (critique), le nombre de piles d'ancrage, la longueur des travées de rive et centrale, la géométrie et matériaux du tablier, la configuration des pylônes et les fixités du tablier.

Une fois la géométrie du pont fixée, le profil a été choisi en s'assurant d'accommoder les pentes maximales critiques en ferroviaires. Par la suite, plus de 300 itérations ont été nécessaires uniquement pour obtenir la précontrainte finale pour chacun des 256 haubans. Cette opération est de loin le plus complexe et critique pour ce type de pont.

## 2.2 GÉOMÉTRIE

La conception du tablier s'est inspirée à partir de plusieurs ponts dont celui de Sutong d'une largeur de 41 m (Figure 19). Le tablier du pont de Montréal d'une largeur de 46 m peut supporter jusqu'à 8 voies routières ainsi que 2 voies pour trains SLR. La hauteur finale du tablier est de 4 m (identique au pont de Sutong) et ce trouvé après plusieurs itérations partant d'une épaisseur initiale de 4.5 m (dessin non modifié).

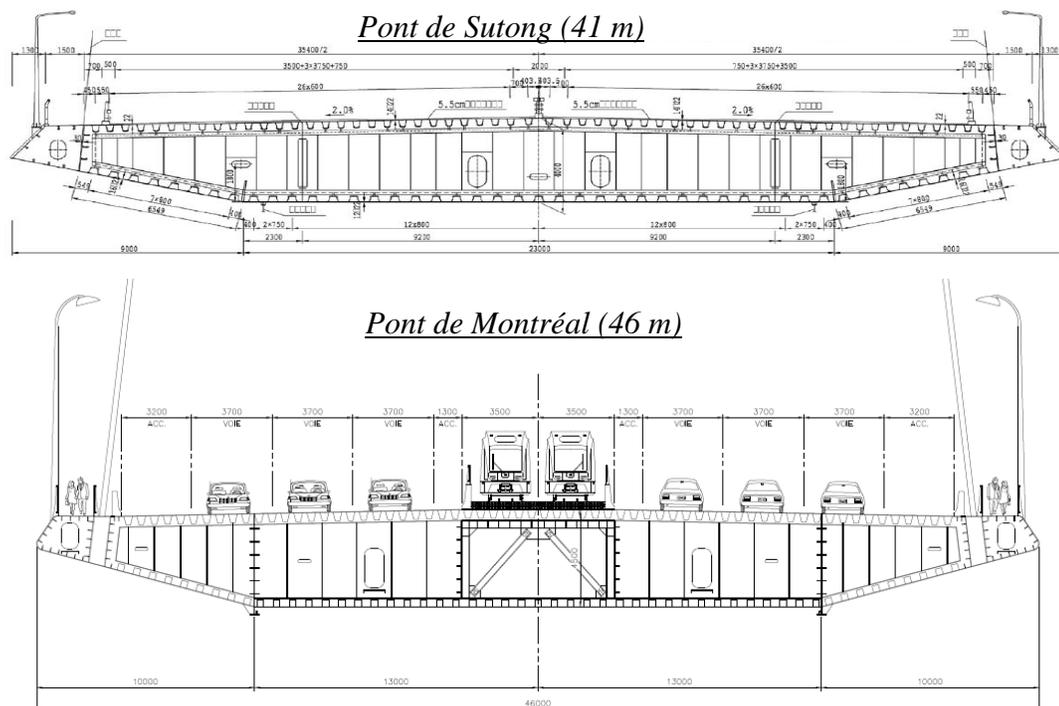


FIGURE 19 COMPARAISON DU TABLIER LE MONTRÉAL-CHAMPLAIN ET DU PONT DE SUTONG (INSPIRATION)



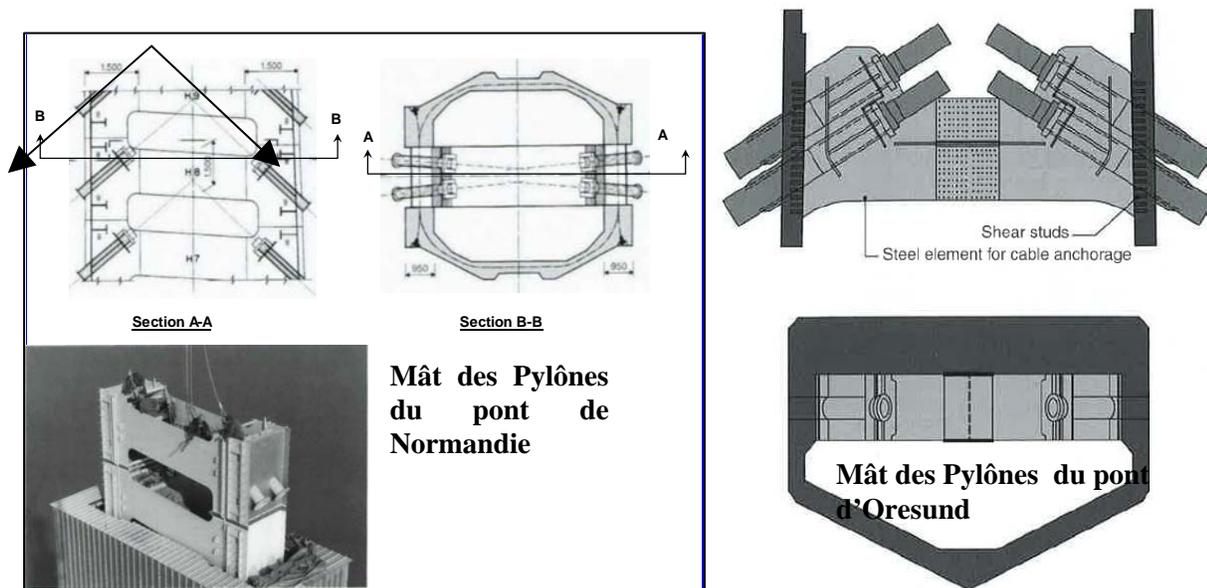


FIGURE 22 SECTION CHOISIE DES PYLÔNES (INITIALE) ET SECTION CHOISIE DES PYLÔNES (FINALE)

La configuration initiale des pylônes au niveau des ancrages des haubans a été inspirée par la géométrie du très magnifique pont de Normandie (Figure 22).

Par contre, la configuration finale (non présentée ni analysée par faute de temps) serait probablement celle du pont d'Oresund ne nécessitant probablement pas de haubans de post-tension en circonférence des pylônes.

En effet, la configuration du pont d'Oresund ne produit pas de torsion résiduelle en cas de bris d'un hauban ou en présence de tension débalancée à chacune des sections des pylônes. Le fluage et la fissuration en mode torsion dans le béton des pylônes pourraient potentiellement causer des problèmes en service. La position des haubans dans la modélisation est d'une haute importance. Les poutres goujonnées en acier servent de lien mécanique entre les haubans. Les goujons transmettent les charges en cisaillement dans la structure en béton des pylônes de façon très efficace en mettant que de faibles contraintes de traction dans le béton, et ce, même en cas de bris de haubans.

### 2.3 APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui choisis (Figure 23) pour chacune des piles d'ancrage sont de type « semi-flottant » afin de réduire considérablement les charges thermiques du long tablier. Le tablier est supporté par de gros appareils d'appui de type « pot » à l'endroit des deux pylônes, ceci simplifiant la construction en phase initiale.

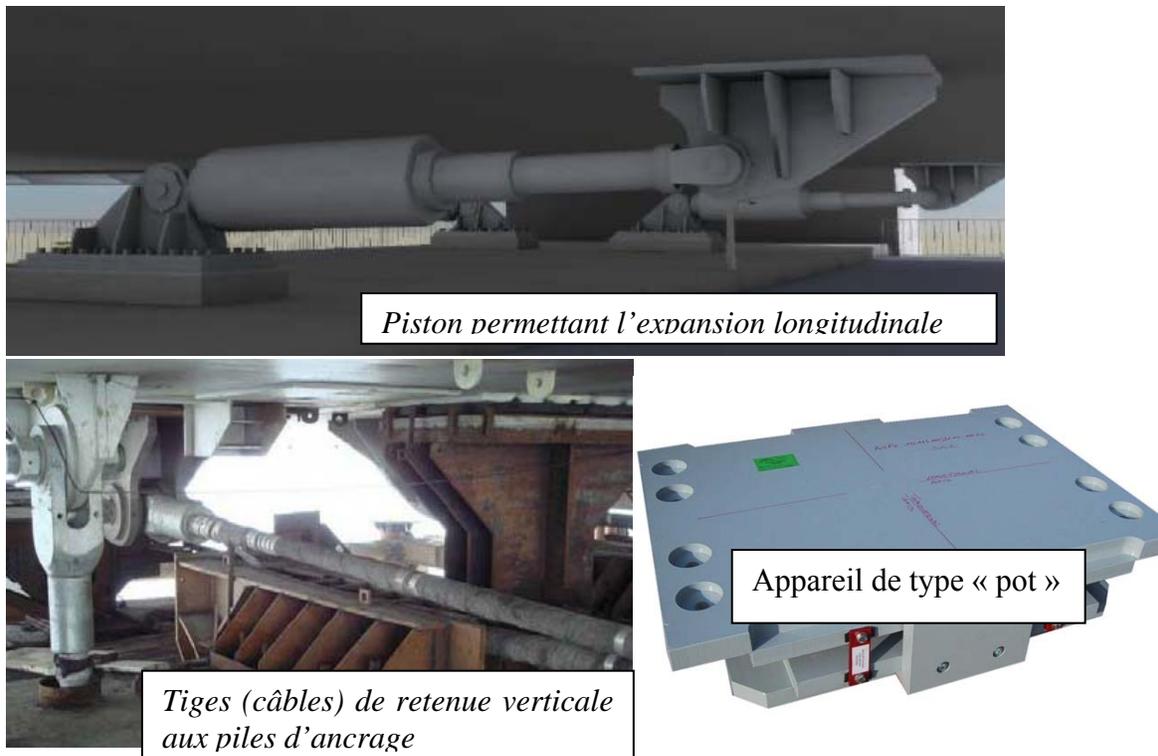


FIGURE 23 APPAREILS D'APPUI UTILISÉS SUR LE PONT

## 2.4 HAUBANS

Le choix des types de haubans est d'une très haute importance. En effet, les haubans choisis devraient être simplement les meilleurs (protection à la corrosion, fatigue et durabilité) sur le marché afin de ne pas avoir un cas de multiples haubans à remplacer après 10 ans (ex. ponts de Kohlbrand & Maracaibo).

Une étude a été effectuée afin de comparer l'utilisation de torons à 7 mm (new PWS) vs 15 mm (torons à 7 fils parallèles). À titre indicatif, l'utilisation du « new PWS » a généré des économies de poids de 256 tonnes d'acier et une réduction des forces de traînée de 15 % avec un faible ratio à vide de 0.33 (**Figure 24**).

Cable type	$E$ (GPa)	$f_{cbd}$ (MPa)	$\gamma_{eq}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$f_{cbd}/\gamma_{eq}$ (km)	Void ratio	Stiffness index $4(E_{tan}/f_{cbd})10^{-3}$	
						$a = 100$ m	$a = 500$ m
Suspension bridge main cable	205	800	84	9.52	0.20		
Locked-coil strand	180	720	88	8.18	0.10	0.99	0.85
PWS (grouted) for stay cables	205	800	120	6.67	0.54	1.01	0.80
New PWS for stay cables	200	800	82	9.76	0.33	1.00	0.88
Parallel seven-wire strand cables							
Grouted	190	800	130	6.15	0.75	0.94	0.72
HDPE sheathed seven-wire strands	190	800	90	8.89	0.80	0.94	0.83
Dehumidified for stay cables	190	800	85	9.41	0.51	0.94	0.84

FIGURE 24 PROPRIÉTÉS DE DIVERS HAUBANS (COMPARAISON)

Les haubans ont été entièrement modélisés selon le modèle caténaire principalement à cause de la longue travée centrale. Les haubans peuvent être modélisés selon la populaire équation de Ernst (Figure 25). Cependant, des erreurs de déplacements de plus de 1 m ont été notées pour un pont de longue portée dû à la rigidité basée sur le module sécant. Cette équation permet par contre une grande simplification notamment au niveau des combinaisons de charges basées sur la combinaison linéaire.

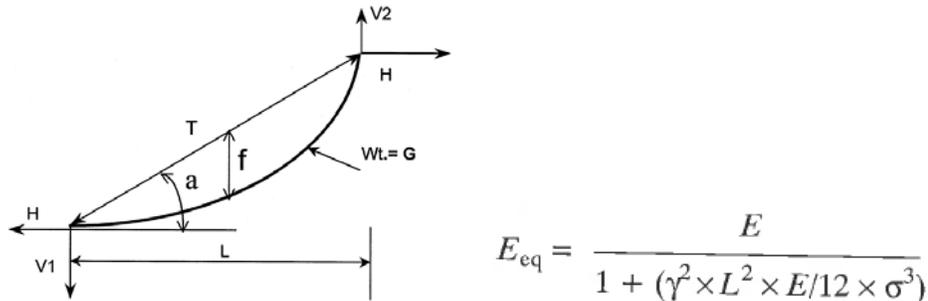


FIGURE 25 ÉQUATION DE ERNST

Il est très important de rappeler que la combinaison de cas non-linéaires est à proscrire lorsque les effets combinés sont dans la zone de déplacements, charges ou contraintes non-linéaires. Plusieurs astuces ont été utilisées afin de contrer ce problème et réduire au minimum le nombre de combinaisons représentatives, permettant ainsi de concevoir la structure de façon plus précise et moins conservatrice et de diminuer considérablement le temps d'analyse. Ceci a permis de réduire le nombre de combinaisons totales de 33 871 à approximativement 7 cas critiques.

Une fois les cas critiques ciblés, des cas non-linéaires avec tous les effets déjà mentionnés ont été générés individuellement pour chacun de 7 cas critiques en utilisant les rigidités des étapes précédentes. Au début des analyses, de simples calculs ont permis de conclure (selon le ratio de charge vive sur charge permanente L/D) que les haubans seraient critiques en résistance plutôt qu'en fatigue (Figure 26), ce que les résultats finaux ont aussi démontré. Mentionnons que les charges des trains légers SLR sont approximativement 1.5 fois supérieures aux charges vives routières et non comparables aux fortes charges ferroviaires

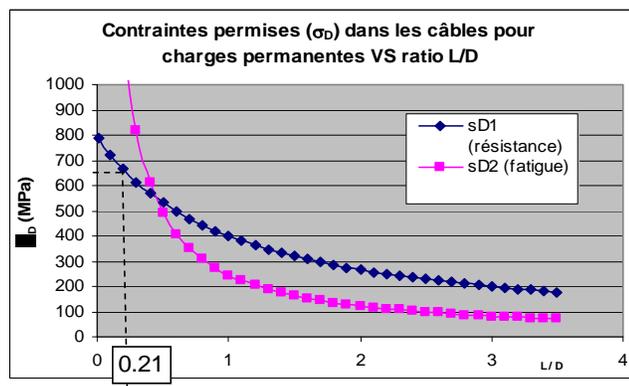


FIGURE 26 CONTRAINTES PERMISES DANS LES HAUBANS SELON L/D

La Figure 27 a été utilisée afin de valider la géométrie des pylônes (hauteur maximale) afin d'optimiser la quantité d'acier des haubans ( $h/L = 200/1020=0.2$ ).

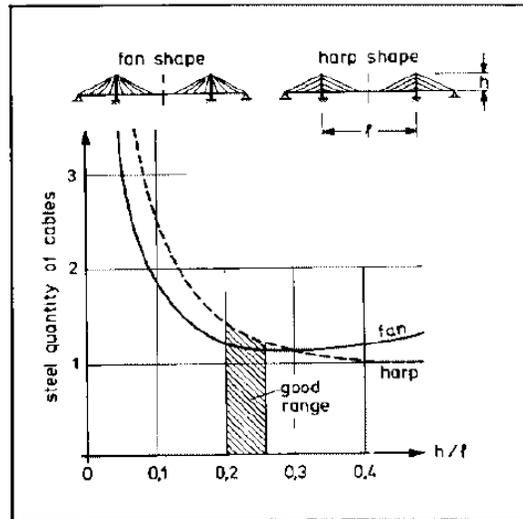


FIGURE 27 OPTIMISATION DE LA QUANTITÉ D'ACIER DES HAUBANS

La Figure 28 démontre l'importance d'avoir une contrainte minimale de 400-600 MPa lors de l'application de la tension initiale afin d'avoir une rigidité minimale ( $E_{eq}/E > 0.8$ ). Également, à titre d'esthétisme, il est crucial d'avoir une tension minimale afin de ne pas avoir des haubans avec forte flèche ce qui occasionnerait un piètre comportement en fatigue et de vibration.

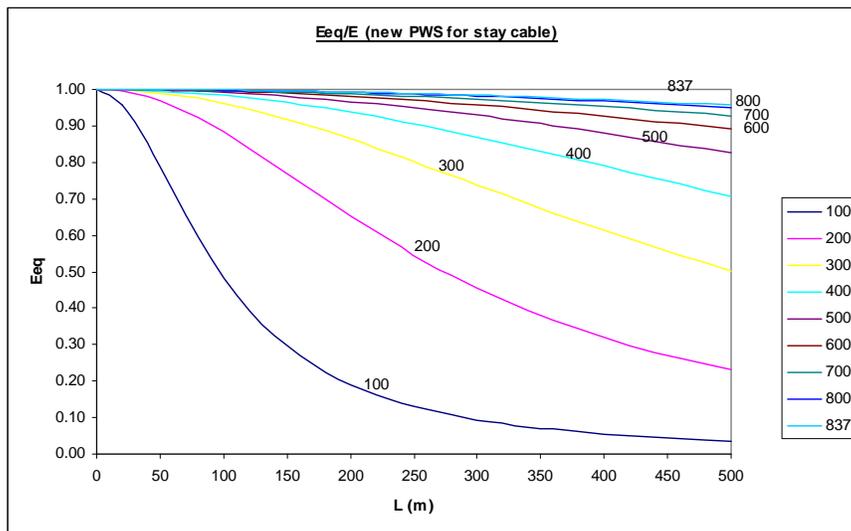


FIGURE 28 VARIATION DU MODULE DE RIGIDITÉ DU HAUBAN VS CONTRAINTE ET LONGUEUR DE HAUBAN

Les contraintes des haubans durant la construction (Figure 29) ont été obtenues afin de limiter les contraintes entre 400 à 800 MPa et d'avoir ainsi une marge suffisante pour les cas ultimes. Plusieurs itérations (aire, pré-tension) ont été requises malgré des calculs manuels servant d'estimations initiales. Afin de diminuer les coûts, aucune phase de pré-tension supplémentaire des haubans n'a été réalisée, ce qui est presque impensable pour un pont de cette envergure.

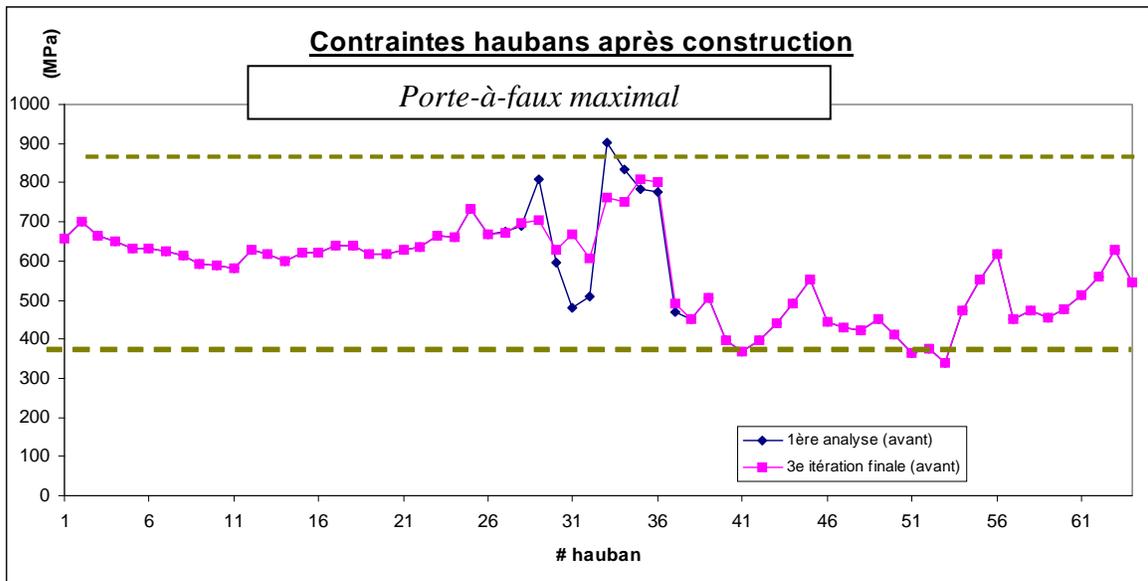
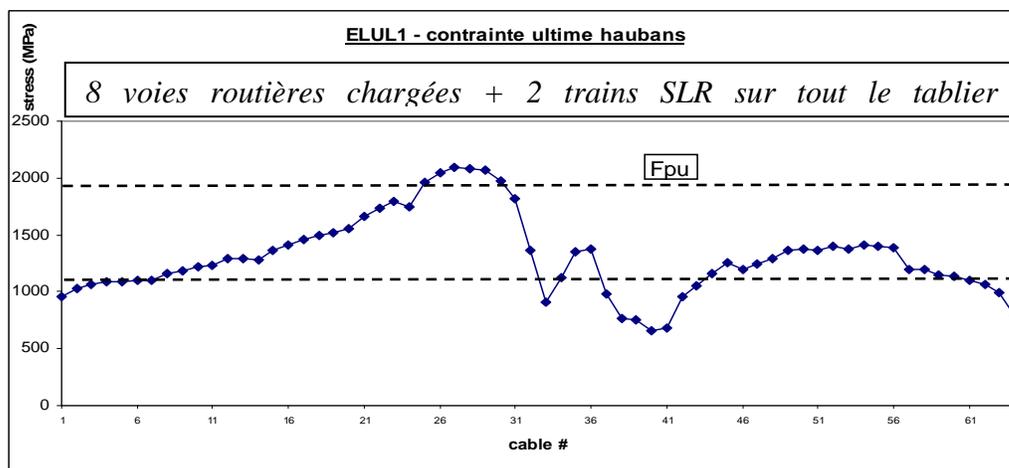


FIGURE 29 CONTRAINTES DANS LES HAUBANS APRÈS LA CONSTRUCTION

À la fin des calculs, quelques haubans (Figure 30) présentaient des contraintes un peu élevées pour quelques haubans. Évidemment plusieurs techniques pourraient être utilisées pour remédier à ce problème. Si un mandat de conception/vérification était accordé pour un pont de cette envergure, l'optimisation des haubans serait une priorité influençant le coût total du projet.



## FIGURE 30 CONTRAINTES DANS LES HAUBANS À ELUL1

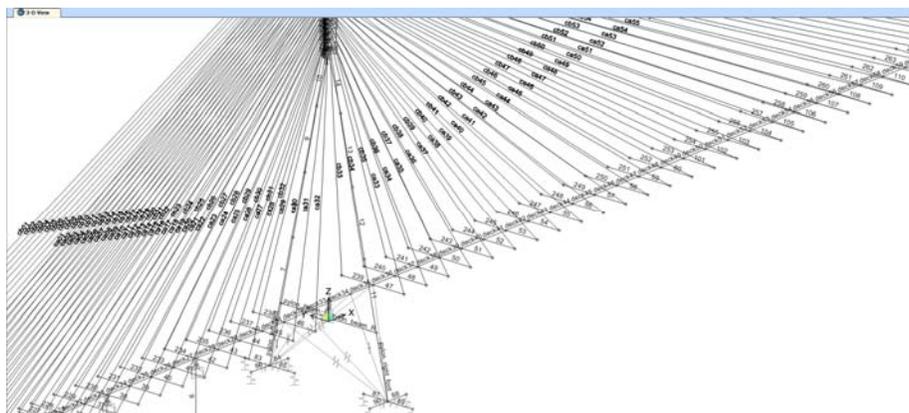
Lors de la pré-tension des haubans, les points critiques suivants ont été pris en compte :

- ▶ réduire au minimum les moments de flexion dans le tablier
- ▶ réduire les déplacements en tête des pylônes suivant l'axe du pont ( $\pm 500$  mm dans ce cas) pour le cas du poids propre + pré-tension des haubans tout en réduisant au minimum les moments de flexion des pylônes
- ▶ les haubans toujours en traction
- ▶ réduire les forces au centre de la travée centrale à un minimum : Force axiale  $\sim 0$  & Moment de flexion faible

La section « résultats » présente ces contraintes et déplacements démontrant l'atteinte des objectifs.

### 2.5 MODÉLISATION

Plusieurs modèles ont été utilisés pour ce projet partant de modèles 2D à des modèles 3D plus détaillés (Figure 31). De multiples analyses et vérifications de paramètres étaient requises (ex. comportement caténaire de l'élément câble avec charges latérale et modale).



## FIGURE 31 EXEMPLE DE MODÈLE 3D UTILISÉ

La jonction des haubans au mât supérieur des pylônes a nécessité l'utilisation de liens rigides précisément alignés afin de bien représenter le décentrage des haubans afin de ne pas créer des moments secondaires parasites dans les pylônes (Figure 32).

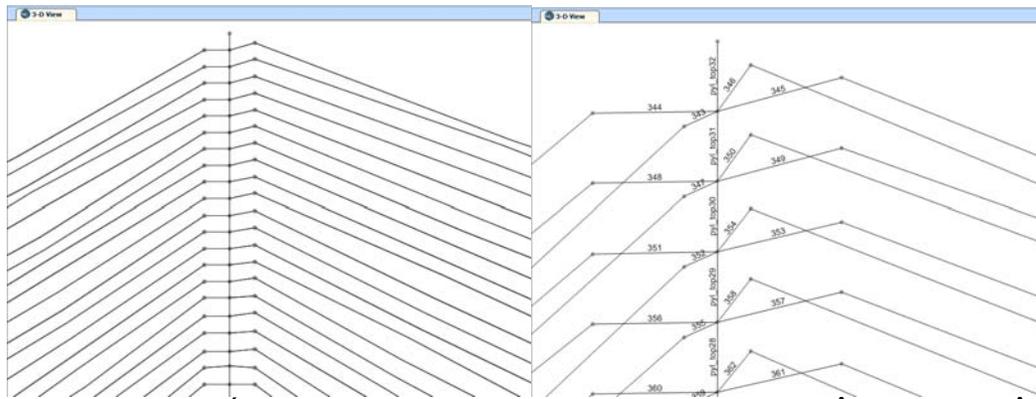


FIGURE 32 DÉTAIL DES LIENS ENTRE HAUBANS EN TÊTE DE PYLÔNE

Il est important de souligner que certains modèles trop détaillés (Figure 33) pour analyses modales entraînaient de mauvais résultats avec multiples modes de vibrations des haubans. Cette modélisation trop fine produisait une « corruption » des résultats des modes fondamentaux de la structure. Les résultats de ces modèles ont d'ailleurs été rejetés.

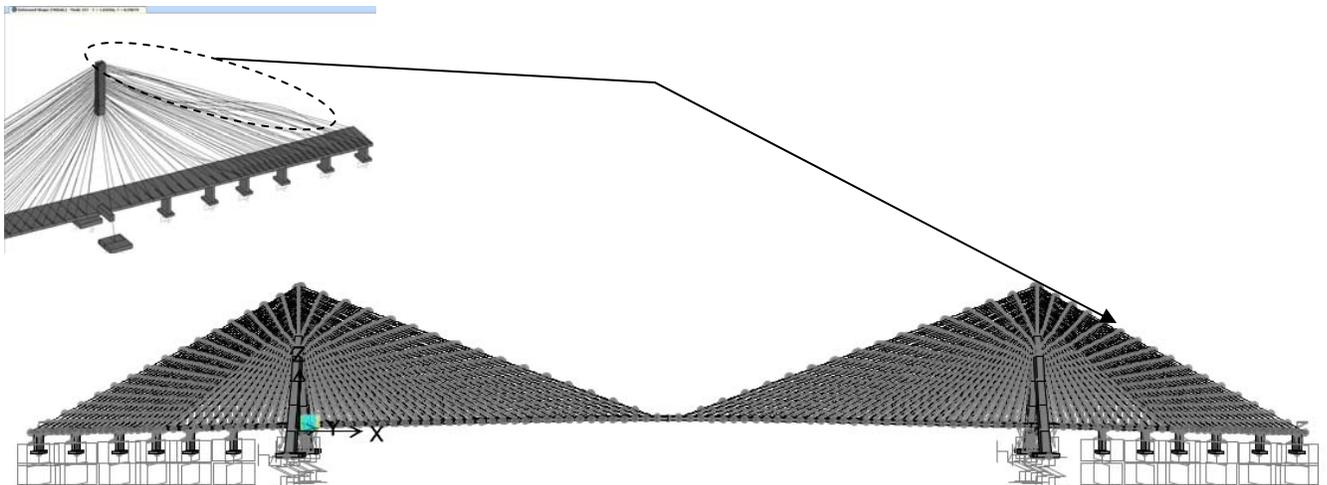


FIGURE 33 EXEMPLE DE MODÉLISATION TROP FINE POUR ANALYSE MODALE (RÉSULTATS NON-UTILISÉS)

Les étapes requises afin de déterminer les charges dans les haubans lors des étapes de construction (Figure 34) sont définies comme suit :

- ▶ Création du pont avec profil final sans charge vive
- ▶ Détermination des tensions des haubans afin d'obtenir de faibles déplacements p/r au profil déterminé
- ▶ Procéder à une analyse « construction reculons » incluant les charges de construction
- ▶ Procéder à une analyse « construction finale avant » incluant les effets retrait/fluage

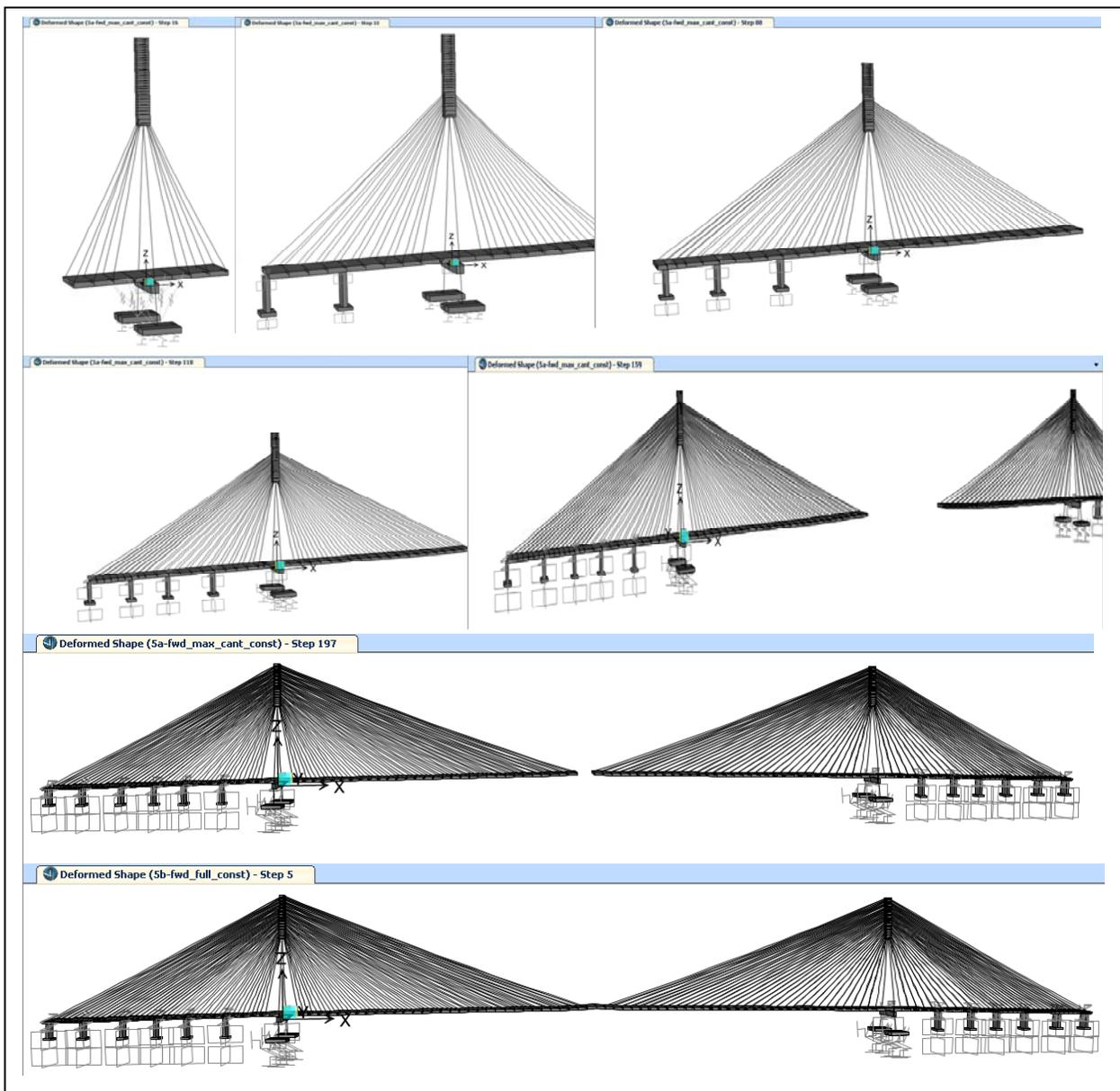


FIGURE 34 QUELQUES ÉTAPES DE CONSTRUCTION DU PONT

L'étape 2 est celle nécessitant de nombreuses itérations. Par la suite, l'étape 3 est utilisée afin de déterminer les charges dans les haubans requises dues aux charges très élevées des grues (segments de 500 tonnes). Finalement, l'étape 4 est utilisée pour construire le pont en entier en utilisant les charges de pré-tension provenant de l'étape 3. L'étape 4 doit inclure les effets de fluage/retrait qui sont uniquement applicables en avançant dans le temps.

Le très grand avantage d'un pont avec tablier entièrement en acier de longue portée est de presque éliminer les effets retraits/fluage provenant du tablier. Les effets du retrait/fluage provenant uniquement des pylônes, les tensions dans les haubans sont peu affectées dans le temps ainsi que les déformations de la structure.

## 2.6 RÉSULTATS

Cette section présente les résultats principaux. Il est à noter que plus de 30 000 combinaisons seraient requises afin de traiter toutes les combinaisons possibles pour une certification d'un pont d'une telle envergure. Des simplifications (faute de temps) ont dû être envisagées et il en résulte quelques combinaisons jugées critiques :

- ▶ Ultime : ELUL1, ELUL2, ELUL3, ELUL4, ELUL5, ELUL7 (et cas de bris de 1 hauban)
- ▶ Service : ELUT1, ELUT2
- ▶ Fatigue : ELF

Il est important de stipuler que les combinaisons ferroviaires\* ont été combinées selon le code canadien des ponts S6-06. Les analyses à ultime semblent être critiques (comme les estimés initiaux à la section des haubans). Uniquement certains résultats à l'ultime sont présentés pour cette raison. Malgré ceci, de bons détails en fatigue doivent être utilisés partout spécialement aux zones critiques d'ancrages et entailles aux entretoises dans le tablier (critique). Des modèles de maillages fins sont fortement suggérés à ces endroits.

### 2.6.1 Principaux modes de vibrations

Les principaux modes de vibrations (Tableau 3) sont présentés pour les étapes critiques pendant la construction ainsi que lorsque le pont est complété (voir multiples pages suivantes). L'étape juste avant la jonction des deux tabliers est la plus critique au niveau du tablier. Par contre, l'étape où les pylônes n'ont aucun hauban relié peut s'avérer critique en cas de séisme où de vents extrêmes pendant la construction. Ils doivent être stabilisés longitudinalement et latéralement.

---

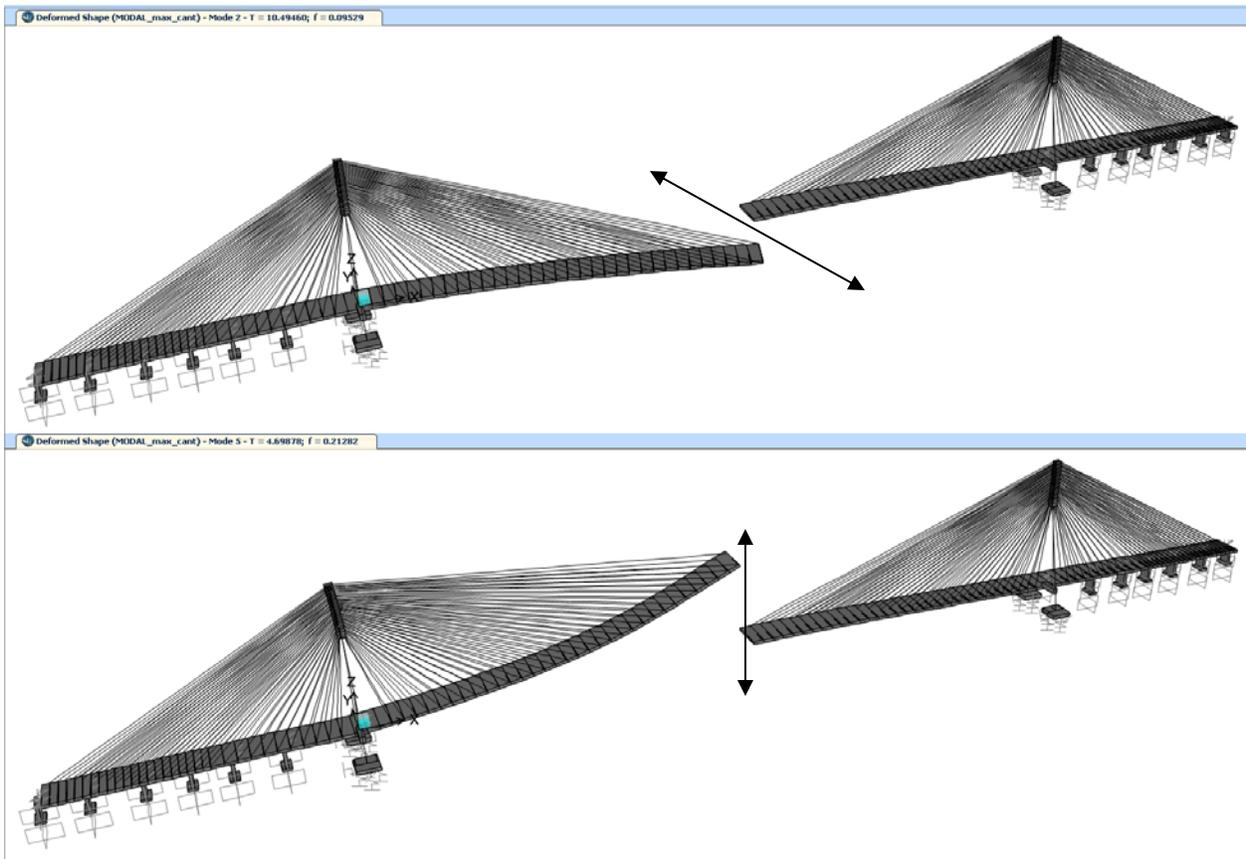
\* Fleming, G., -Massachusetts Bay Transportation Authority – Guide Specifications for Structural Design of Rapid Transit & light rail structures, October 2005

TABLEAU 3 PRINCIPAUX MODES DE VIBRATION (EN SERVICE)

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL_full_bridge	Mode	1	7.92683	0.12615	0.79265	0.62829
MODAL_full_bridge	Mode	2	5.070987	0.1972	1.239	1.5352
MODAL_full_bridge	Mode	3	4.442945	0.22508	1.4142	1.9999
MODAL_full_bridge	Mode	4	3.329797	0.30032	1.887	3.5606
MODAL_full_bridge	Mode	5	3.162798	0.31618	1.9866	3.9465
MODAL_full_bridge	Mode	6	3.038227	0.32914	2.068	4.2768
MODAL_full_bridge	Mode	7	2.534878	0.3945	2.4787	6.1439
MODAL_full_bridge	Mode	8	2.388052	0.41875	2.6311	6.9226
MODAL_full_bridge	Mode	9	2.384098	0.41945	2.6355	6.9456
MODAL_full_bridge	Mode	10	2.375043	0.42105	2.6455	6.9987
MODAL_full_bridge	Mode	11	2.004407	0.4989	3.1347	9.8263
MODAL_full_bridge	Mode	12	1.897068	0.52713	3.3121	10.97
MODAL_full_bridge	Mode	13	1.712968	0.58378	3.668	13.454
MODAL_full_bridge	Mode	14	1.68165	0.59465	3.7363	13.96
MODAL_full_bridge	Mode	15	1.667992	0.59952	3.7669	14.19
MODAL_full_bridge	Mode	16	1.592741	0.62785	3.9449	15.562
MODAL_full_bridge	Mode	17	1.479796	0.67577	4.246	18.028
MODAL_full_bridge	Mode	18	1.346269	0.74279	4.6671	21.782
MODAL_full_bridge	Mode	19	1.309321	0.76375	4.7988	23.029
MODAL_full_bridge	Mode	20	1.183975	0.84461	5.3069	28.163
MODAL_full_bridge	Mode	21	1.118782	0.89383	5.6161	31.541
MODAL_full_bridge	Mode	22	1.116476	0.89568	5.6277	31.671
MODAL_full_bridge	Mode	23	1.089771	0.91762	5.7656	33.242
MODAL_full_bridge	Mode	24	1.054347	0.94845	5.9593	35.513
MODAL_full_bridge	Mode	25	1.040628	0.96096	6.0379	36.456

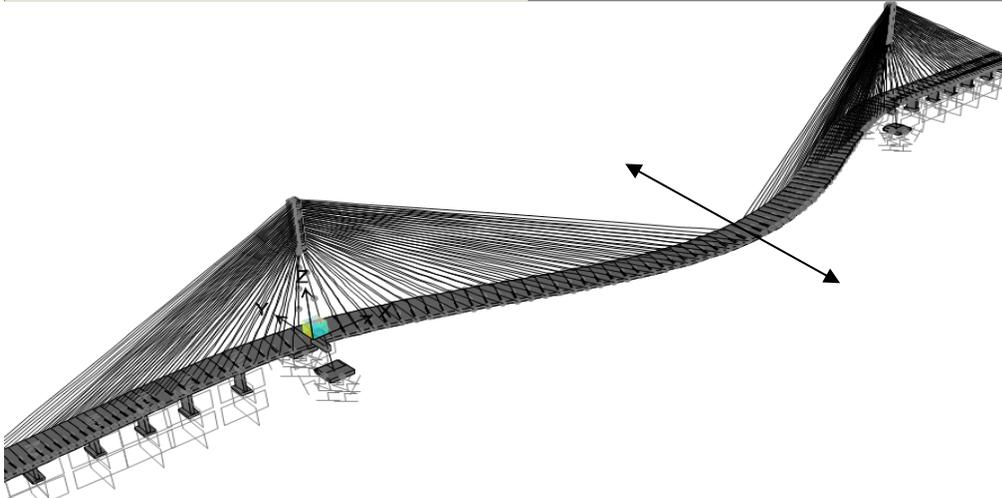
À titre comparatif, le pont suspendu du « Messina Strait » avec travée centrale de 3 300 m a une période fondamentale de 32s (vs 7.92 s pour ce pont). Les pylônes de 380 m de ce même pont ont une période de 2.47s et 3.2 s longitudinalement et transversalement respectivement (vs 2.53s et 2.38s).

***Principaux modes (en cours de construction)***

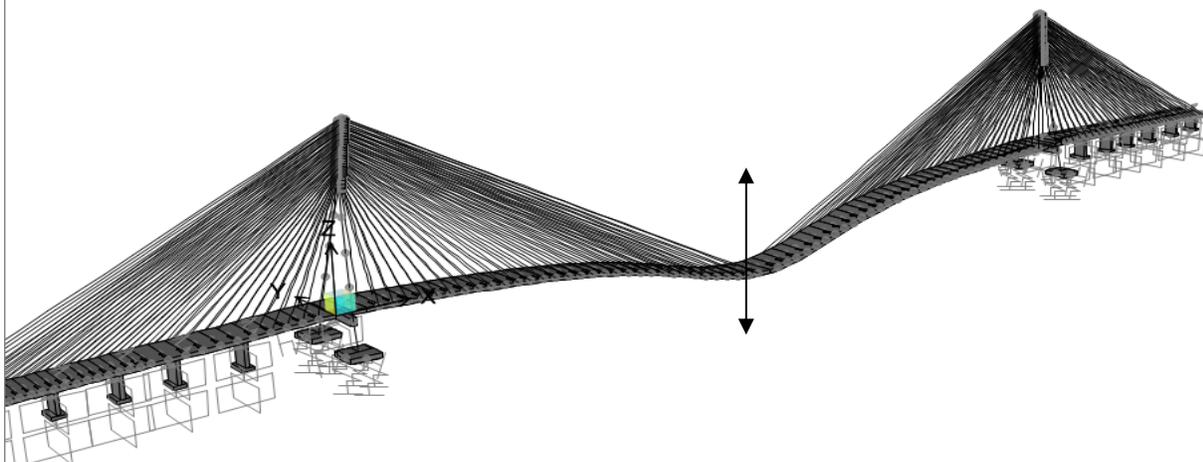


***Principaux modes (en service)***

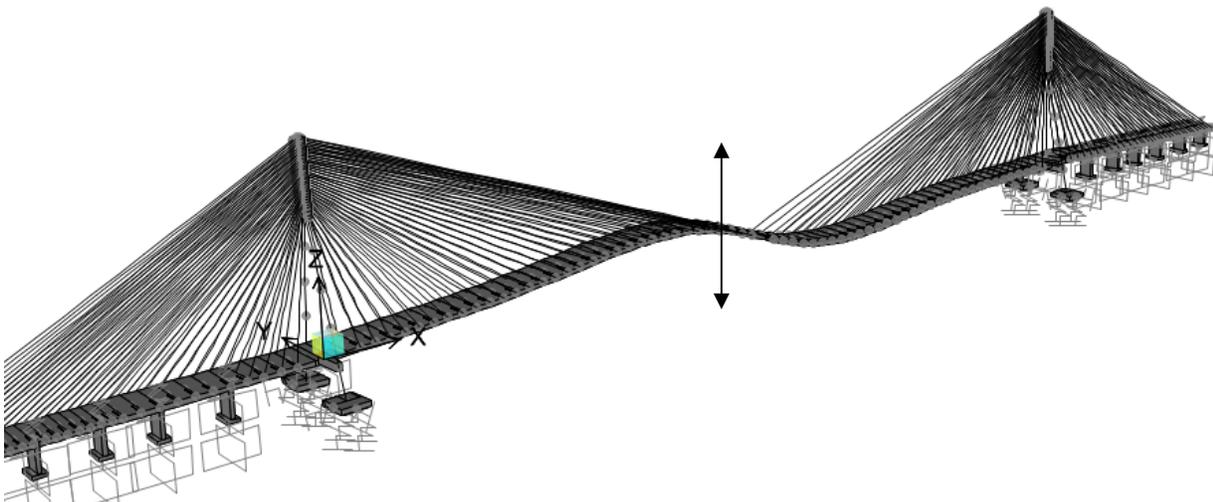
Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 1 - T = 7.92683; f = 0.12615



Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 2 - T = 5.07099; f = 0.19720

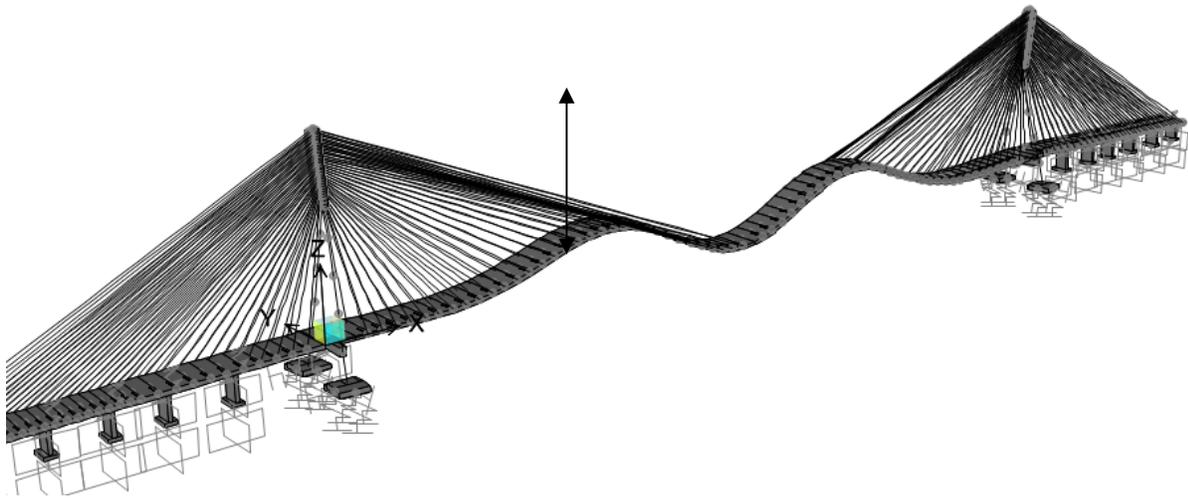


Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 3 - T = 4.44294; f = 0.22508

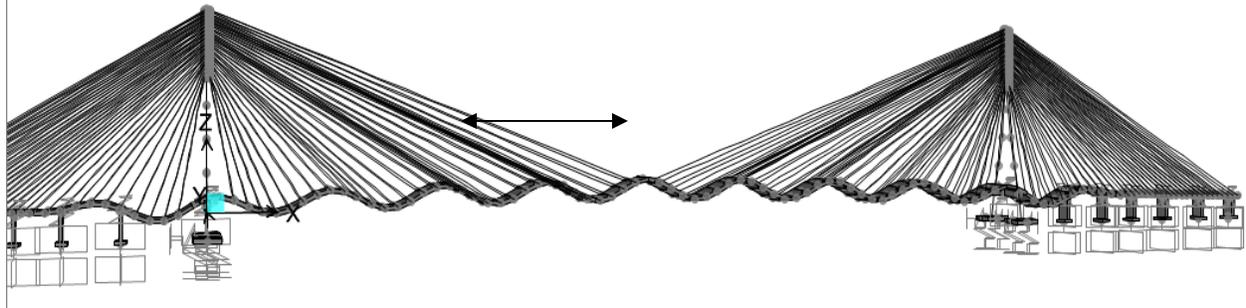


***Principaux modes (en service) (suite)***

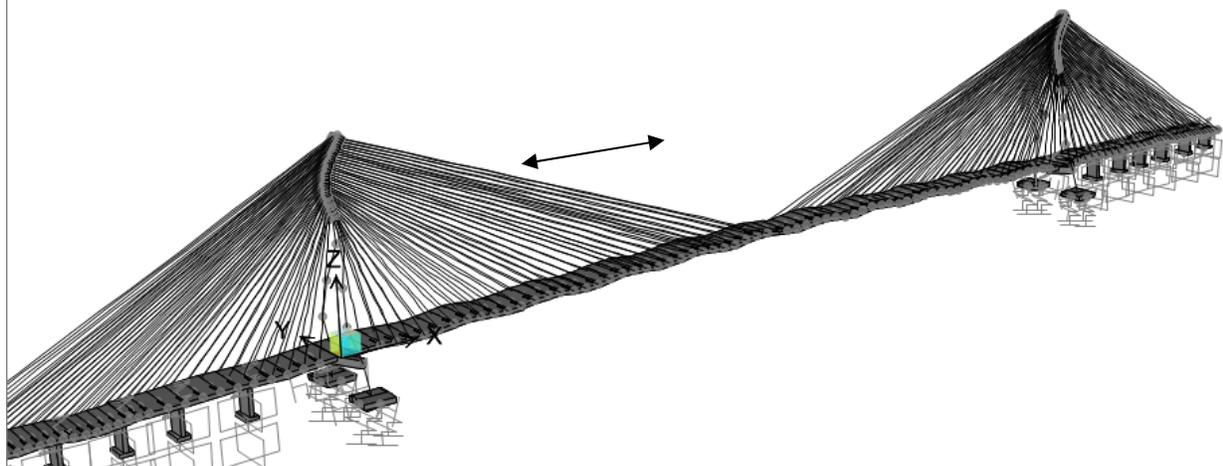
Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 7 - T = 2.53488; f = 0.39450



Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 65 - T = 0.47074; f = 2.12433

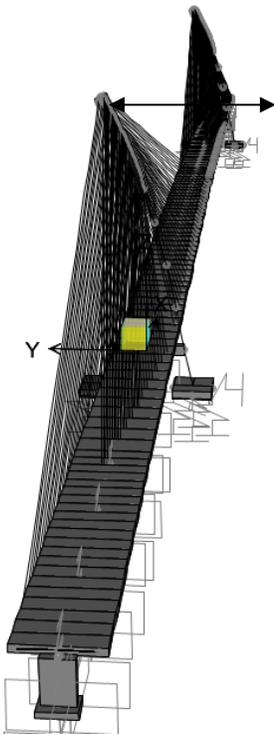


Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 96 - T = 0.27141; f = 3.68450

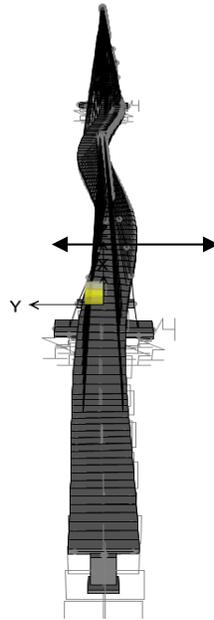


***Principaux modes (en service) (suite)***

Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 8 - T = 2.38805; f = 0.41875



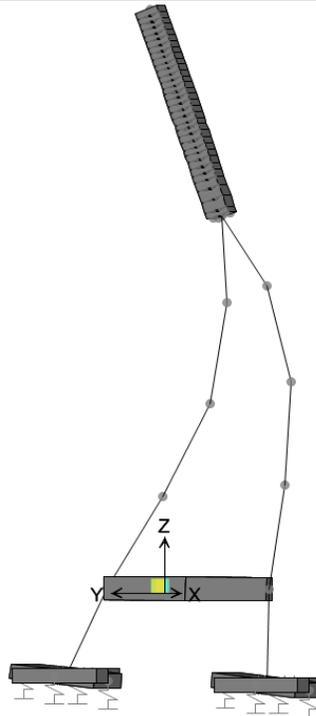
Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 13 - T = 1.71297; f = 0.58378



Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 8 - T = 2.38805; f = 0.41875



Deformed Shape (MODAL\_full\_bridge) - Mode 13 - T = 1.71297; f = 0.



## 2.6.2 Cas de vents

Les multiples combinaisons de vents « statiques » ont été analysées selon la S6-06. Les vents latéraux, longitudinaux ainsi que verticaux ont été combinés selon les divers angles suivants : 0, 30, 45 degrés à titre de simplification. Le vent à direction transversale (Figure 35) impose évidemment le déplacement maximum au tablier mais n'est pas critique. Ceci est probablement dû au grand nombre de haubans, à la grande inertie latérale du tablier (46 m de largeur) ainsi qu'à l'utilisation des torons 7 mm à faible traînée. Il est à noter que les charges de vents statiques en construction n'ont pas été analysées. En effet, selon divers articles, les charges moins conservatives provenant des essais en soufflerie (utilisant la maquette du pont pendant la construction) seraient à utiliser pendant la construction.

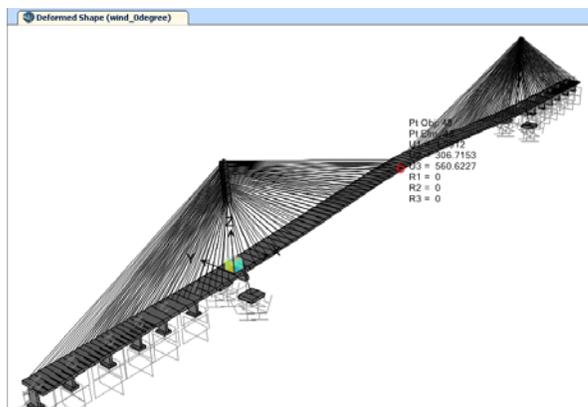


FIGURE 35 DÉPLACEMENTS DU CAS VENT LATÉRAL 0 DEGRÉ (NON-PONDÉRÉ)

Les charges de vents sont en réalité d'une grande complexité d'où la raison des essais obligatoires en soufflerie. À titre d'exemple, les mesures expérimentales du pont de Sutong démontrent que la traînée de chacun des haubans varie non seulement en fonction du diamètre, mais également selon l'angle d'inclinaison et du fini de surface (Figure 36). Les charges appliquées dans les modèles EF ont été produites en utilisant quelques diamètres moyens afin de simplifier les calculs.

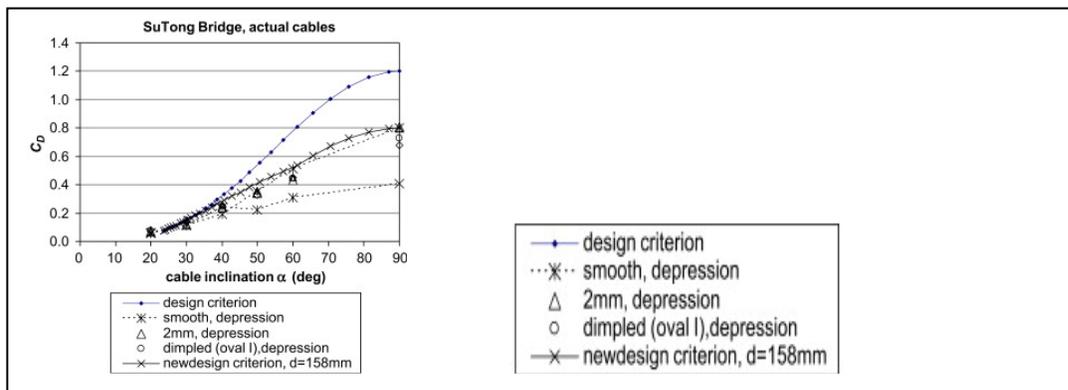


FIGURE 36 TRAÎNÉE DES HAUBANS (CD VS ANGLE ET FINI DE SURFACE)

### 2.6.3 Cas thermique

Le cas thermique (raccourcissement linéaire pendant l'hiver) est présenté à la Figure 37. L'hiver présente les déplacements maximums. Le pont « semi-flottant » permet le mouvement thermique et n'induit que de faibles contraintes dans le tablier. Ceci a été intentionnel dans le choix de fixité lors de la conception.

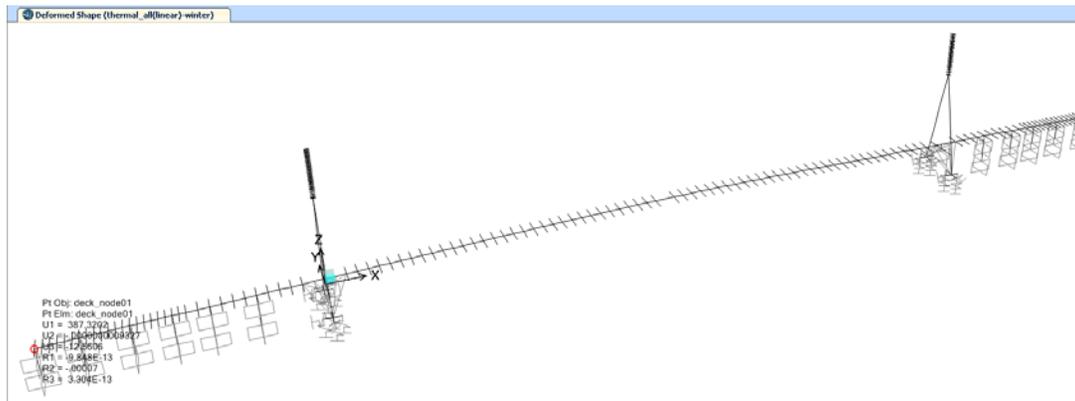


FIGURE 37 DÉPLACEMENTS THERMIQUES DURANT L'HIVER (GRADIENT +  $\Delta T_H$  LINÉAIRE)

### 2.6.4 Vérification du flambement global

Les ponts à haubans nécessitent une vérification du flambement global du tablier (Figure 38) ainsi que des pylônes en cours de construction et après la mise en service. Les haubans induisent une contrainte de compression maximale dans le tablier au niveau des pylônes. Le mode de construction a été effectué avec (1xDL + 1xSDL) tandis que les modes en service ont été vérifiés avec (1xDL + 1xSDL + 1xL). Les résultats ont également été obtenus pour le cas ultime (1.1xDL + 1.5xSDL + 1.7xL) avec un  $\lambda_{crit}=1.65$ . Ce mode de flambement est rarement critique, mais se doit d'être vérifié. Dans le pont conçu, les résultats donnent une indication que pour ce type de tablier, la largeur maximale est fort probablement atteinte. Des analyses de réduction de poids et d'optimisation des haubans seraient requises afin d'optimiser le concept et augmenter les marges de sécurité.

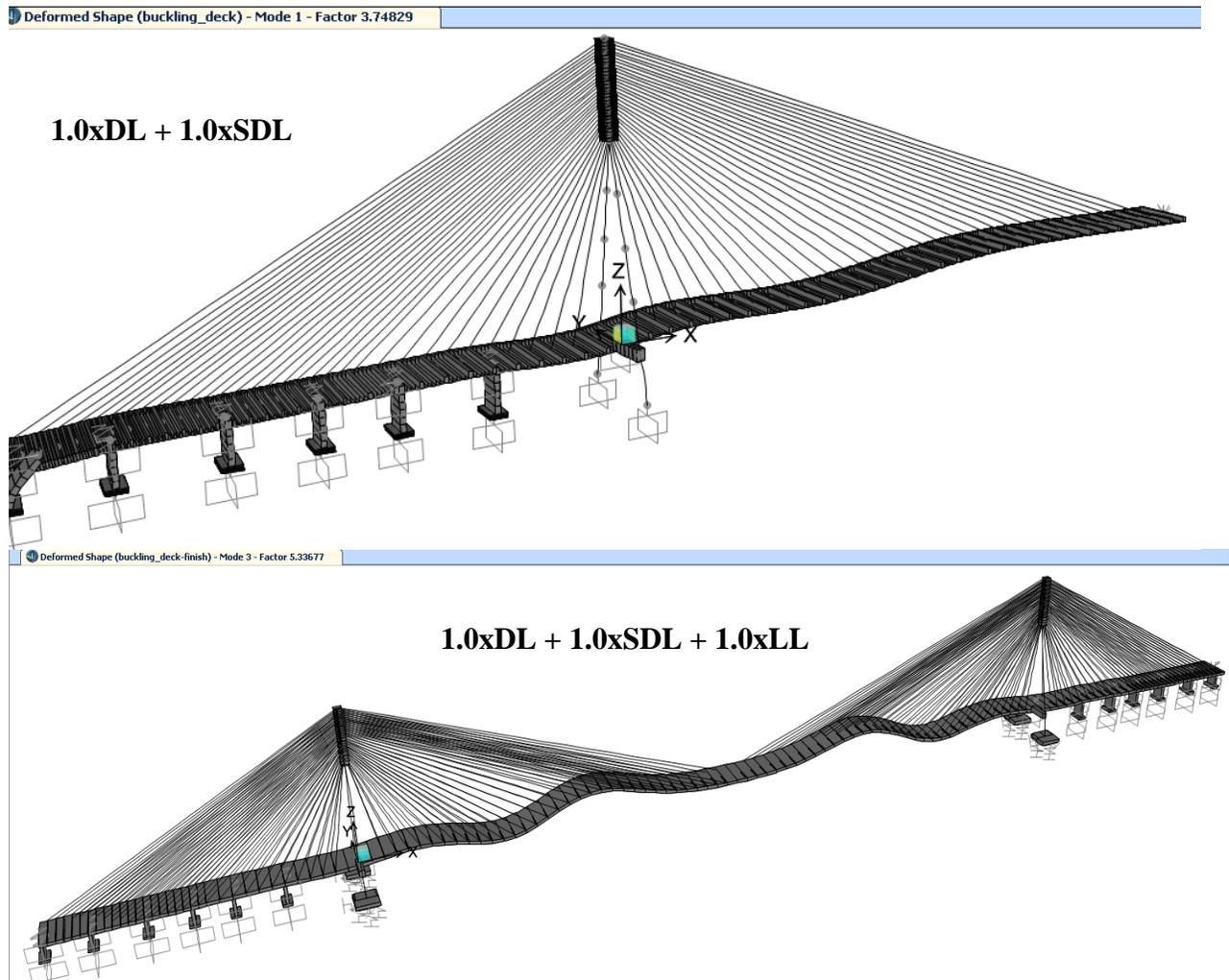


FIGURE 38 PRINCIPAUX MODES DE FLAMBEMENT GLOBAL

### 2.6.5 Vérification des contraintes (min/max)

Une forte importance doit être accordée aux contrôles des contraintes de compression dans le tablier (et pylônes), car le mode de défaillance critique du tablier (et potentiellement les pylônes) est le flambement local et global. Cette section se veut une « image » des contraintes dans la structure afin de donner un bon aperçu des efforts internes. Évidemment, la fatigue est une priorité, mais les analyses indiquent des résultats plus critiques pour cas ultimes. Des analyses P-M seraient requises à toutes sections critiques. Les résultats sont présentés pour la phase critique en construction (Figure 39) ainsi qu'en service.

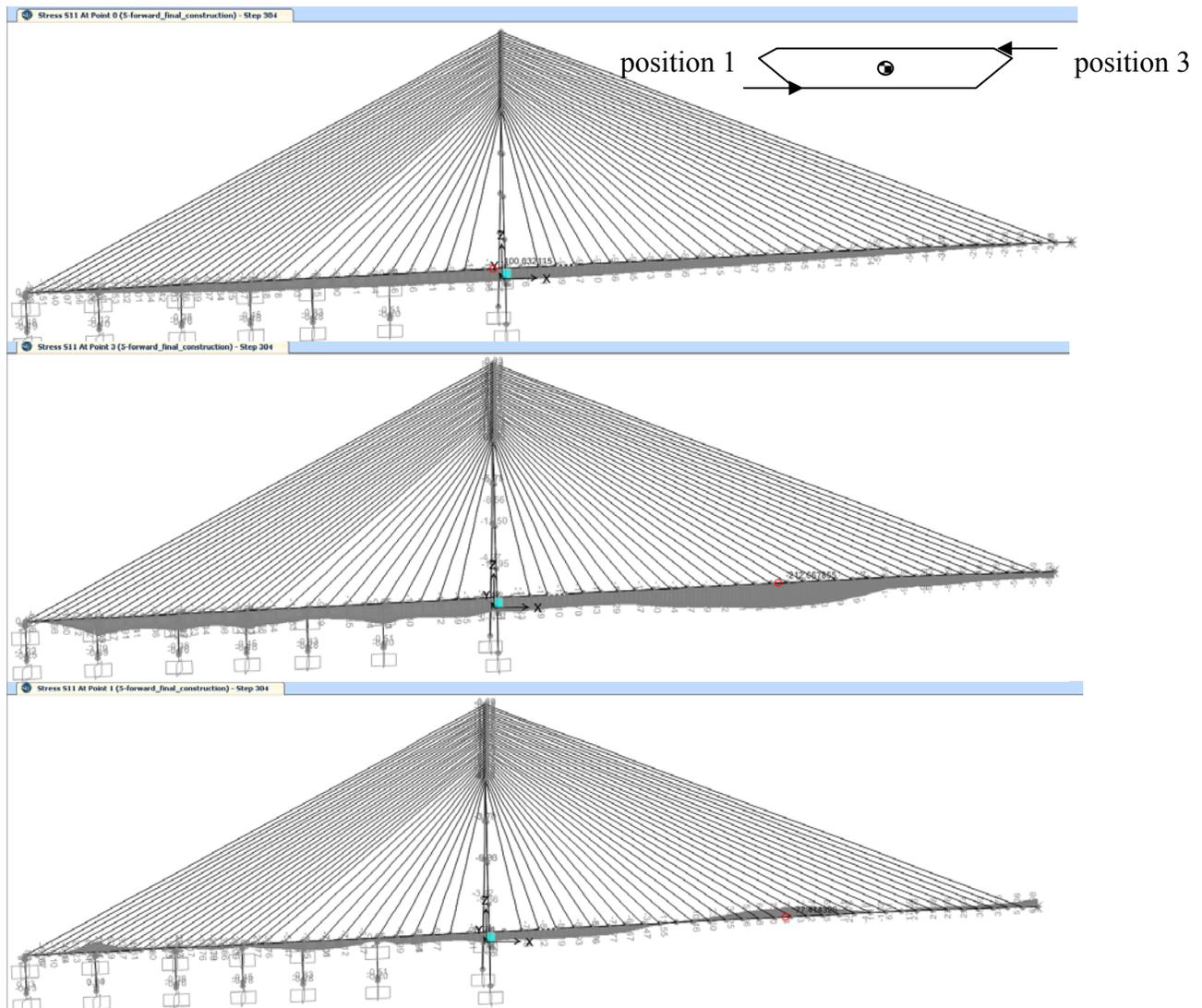


FIGURE 39 CONTRAINTES MIN/MAX DANS LE TABLIER EN COURS DE CONSTRUCTION

La Figure 40 et la Figure 41 présentent les résultats des cas ELUL critiques. Notons les faibles contraintes de tension dans le tablier au centre du pont. Les positions critiques de compression maximale dans le tablier se trouvent à la jonction du pylône ainsi qu'entre  $L/4$  à  $L/3$  ( $L=1020\text{m}$ ).

Notons que les résultats sismiques (ELUL5) sont moins sévères pour le tablier, mais plus sévères au niveau des pylônes, ce qui concorde avec les résultats des ponts de longue portée internationaux.

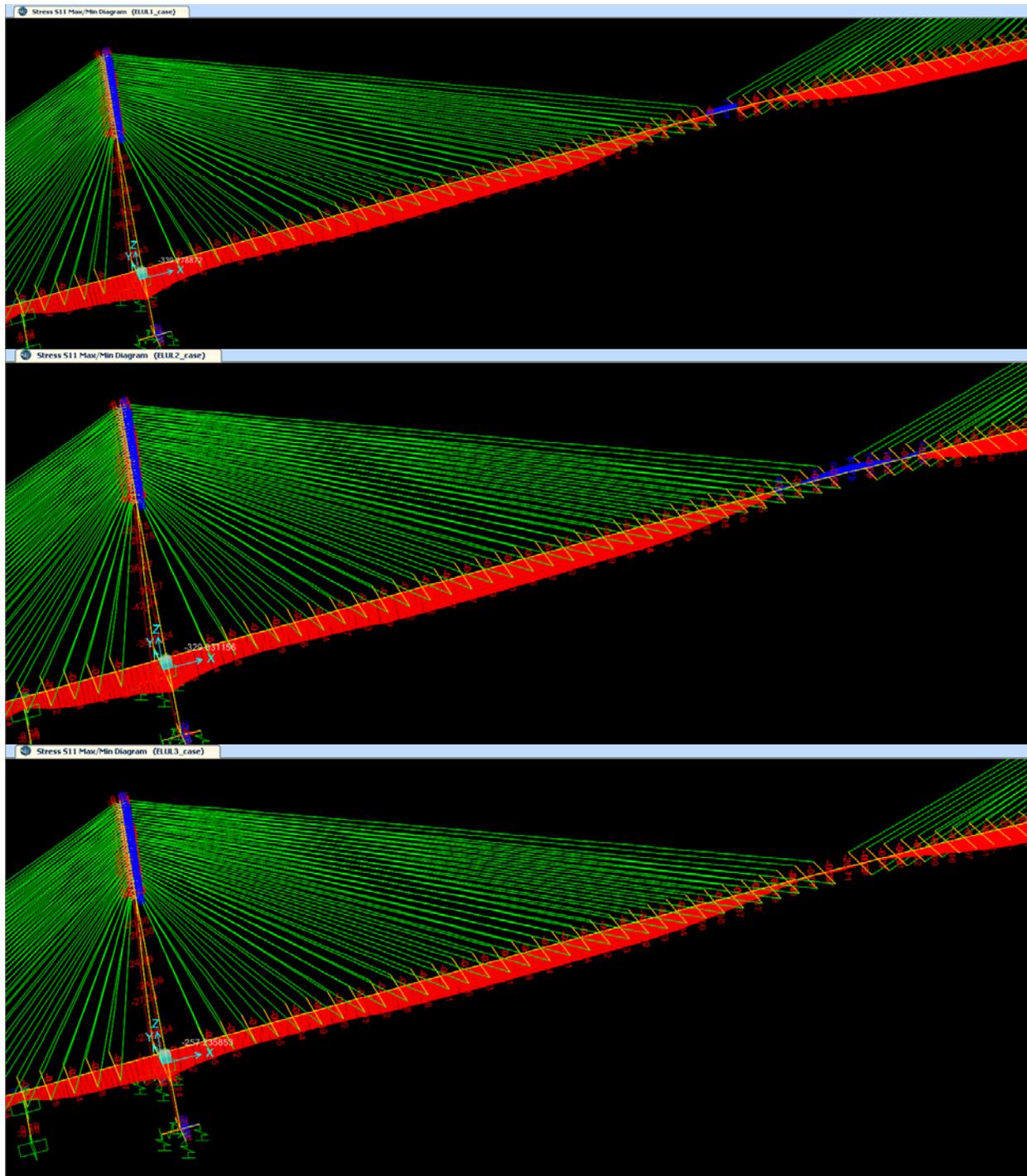


FIGURE 40 RÉSULTATS DES CONTRAINTES MAX/MIN ELUL1-2-3

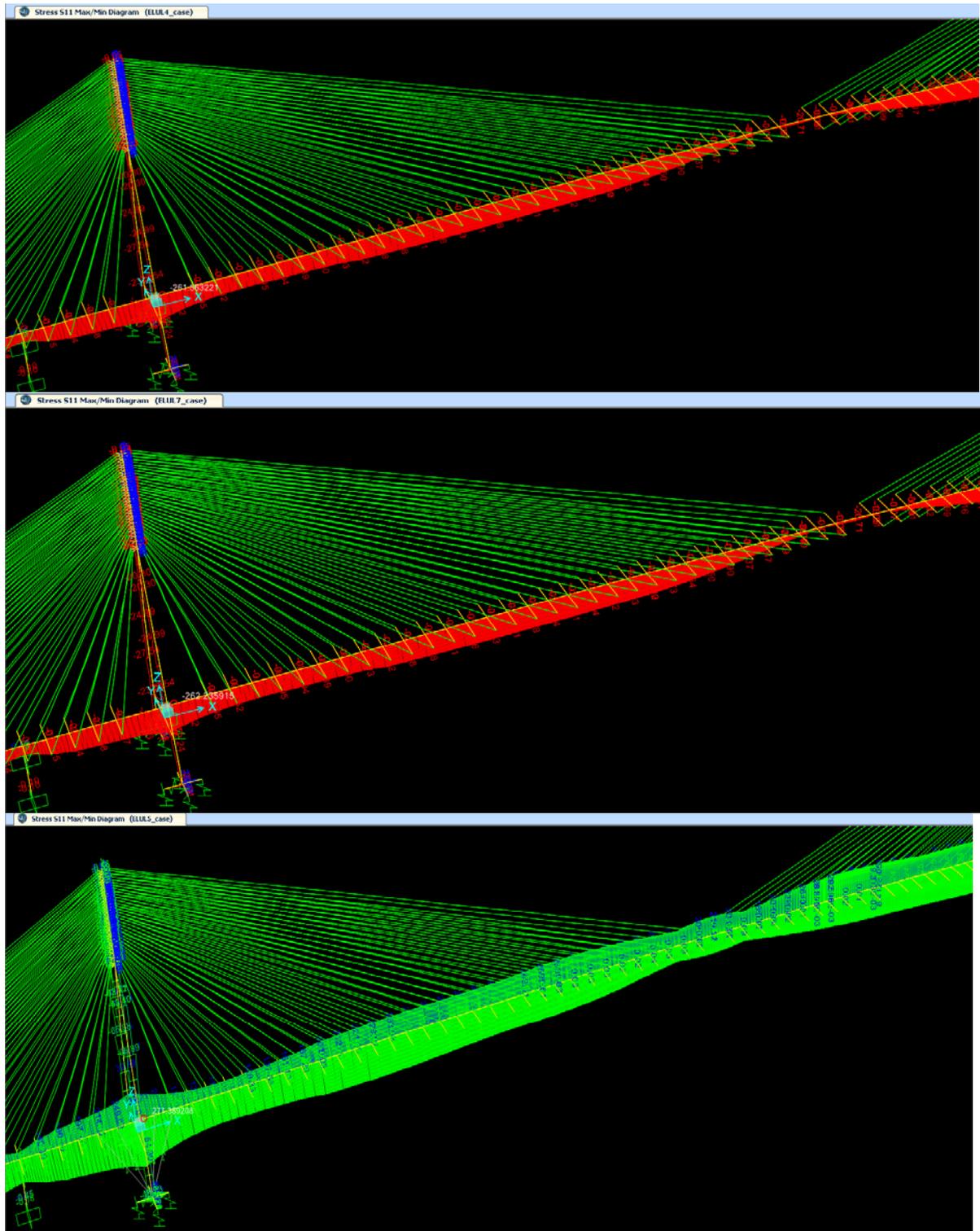


FIGURE 41 RÉSULTATS DES CONTRAINTES MAX/MIN ELUL4-7-5

## 2.7 AMÉLIORATION FATIGUE/VIBRATION/PROTECTION DE VERGLAS DES HAUBANS

Plusieurs équipements existent afin d'améliorer la vie en fatigue des haubans/ancrages. Si lors de la construction ou en service certains haubans démontraient un comportement inadéquat, des cordes (Figure 42a) agissantes comme raidisseurs pourraient relier certains haubans entre eux. Ceci permet de réduire les périodes naturelles des haubans et donc d'améliorer directement leur durée de vie en fatigue. D'autres dispositifs sont souvent ajoutés pour amortir les vibrations au niveau des haubans, soit des amortisseurs en bout de hauban ou reliés à ceux-ci (Figure 42b,c). La Figure 42d présente une autre protection presque toujours utilisée afin de contrer les vibrations causées par l'écoulement de l'eau (pluie) ainsi que du vent. Ces dispositifs permettent de transformer l'écoulement et ainsi diminuer fortement la traînée sur les haubans.

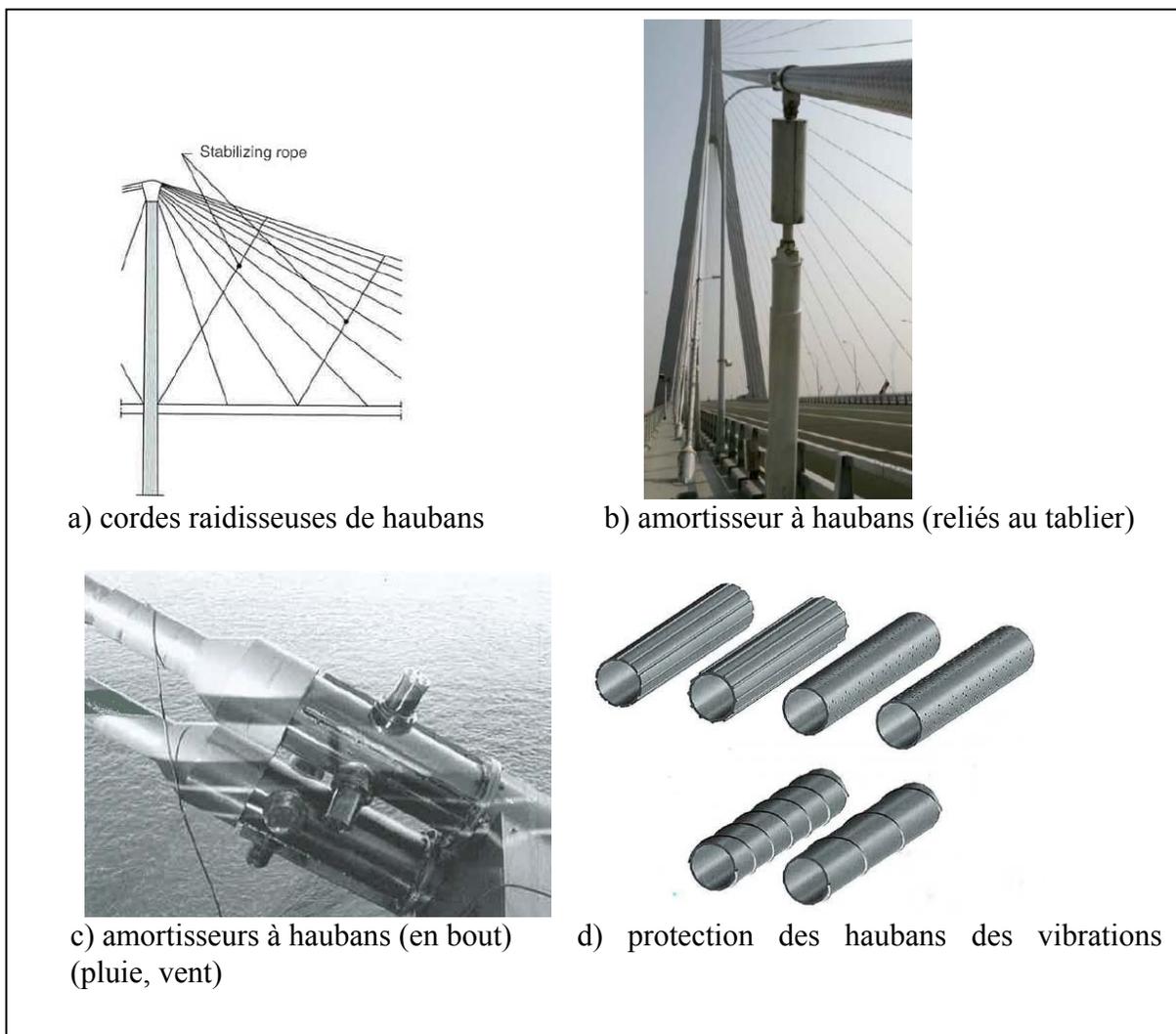


FIGURE 42 DISPOSITIFS D'AMÉLIORATION DE VIE EN FATIGUE DES HAUBANS/ANCRES.

## 2.8 AÉRODYNAMIQUE : DÉTAILS IMPORTANTS ET ESSAIS EN SOUFFLERIE

La présente structure a été analysée sous toutes les facettes principales sauf les caractéristiques aérodynamiques qui sont d'une importance monumentale pour un tel pont. Cette discipline étant une expertise au même titre que la sismologie, des essais en soufflerie seraient évidemment requis afin de vérifier les divers effets du vent :

- ▶ divergence torsionnelle aéroélastique (*torsional divergence aeroelasticity*)
- ▶ flottement aéroélastique (*coupled flutter, ex. pont de Tacoma Narrows*)
- ▶ tremblement de vent (*buffeting*)
- ▶ libération des tourbillons de vent (*vortex-shedding*)

Le tablier étant en acier (donc pratiquement 4 fois plus léger qu'un pont similaire en béton incluant la diminution de charges) doit adresser ces 4 phénomènes de vents avec un profil géométrique dont l'aérodynamicien dictera souvent les angles critiques à respecter en bout de tablier. À titre d'exemple, un angle sous les 15 degrés peut éliminer complètement les tourbillons de vent en bout de tablier\* (Figure 43). L'angle de 15 degrés a été choisi par l'auteur sur le pont conçu de cet article.

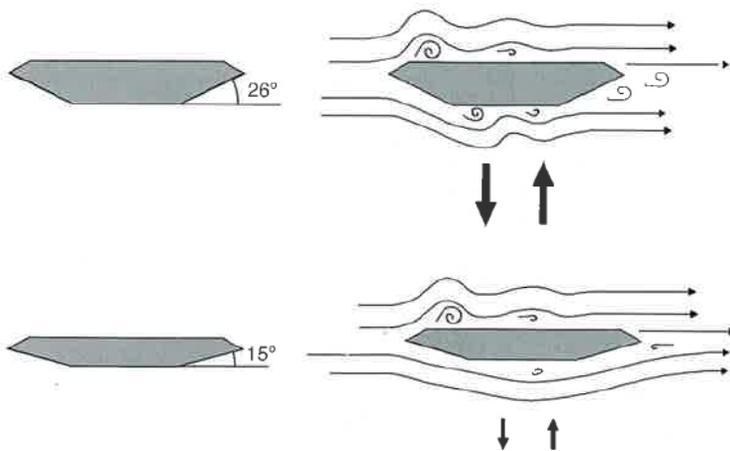


FIGURE 43 ÉLIMINATION DES TOURBILLONS DE VENT AVEC ANGLE D'ATTAQUE INFÉRIEUR À 15 DEGRÉS.

\* Gimsing, N., Georgakis C., (2012) , Cable Supported Bridges – Concept & Design 3<sup>rd</sup> Edition, Wiley, UK.

## 2.9 CONCLUSION

Cet article démontre l'importance capitale d'avoir recours à l'utilisation des analyses non-linéaires (statiques et dynamiques) pour la conception d'un pont haubané à longue portée. Les étapes de construction doivent être méticuleusement modélisées en étroite collaboration avec l'entrepreneur. Tous changements de séquences, équipements, techniques de construction doivent obligatoirement être acheminés au concepteur avec conséquence directe d'une révision des modèles et calculs. Ce cheminement peut être très frustrant et coûteux d'où l'importance de travailler main dans la main dès le début du projet avec les entrepreneurs.

Les haubans peuvent être modélisés de façon simplifiée (module équivalent de Ernst) en début de projet afin d'itérer plus rapidement pour trouver la géométrie et les tensions initiales des haubans. Par contre, pour un pont de longue portée, les effets grands déplacements et p-delta font en sorte que de grandes erreurs peuvent en résulter spécialement lors de séismes où la rigidité des haubans semble fluctuer considérablement. La conception des haubans doit être basée sur la formulation caténaire pour un pont haubané de longue portée sinon des erreurs de déplacements de l'ordre de  $\pm 1$  m peuvent en résulter au niveau du tablier en construction. Les haubans peuvent être modélisés par multiples éléments « caténares » avec matériaux et géométrie non-linéaires. Les spectres de réponse linéaire, étant basés sur la concaténation linéaire des modes, s'avèrent fautifs pour le bon comportement et la redistribution des efforts au niveau des haubans.

Les analyses complétées indiquent potentiellement une plastification dans certains haubans en cas ultime. L'ajout d'amortisseurs sismiques et d'amortisseurs de haubans éliminerait ces problèmes (analyses non-complétées à ce niveau). Des accélérogrammes artificiels générés par un sismologue (« time-history ») est de rigueur pour ces genres d'analyses afin d'optimiser le projet. Ces types d'analyses sont malheureusement essentiels et lourds en temps de résolution. Armez-vous de patience et de café!