

UN PONT HAUBANÉ AU PAYS DU MATIN CALME : LE PONT DE MASAN (CORÉE DU SUD)

Louis MARRACCI, Jean-Pierre VIALLO

Bouygues Travaux Publics



Vue générale de l'ouvrage en octobre 2007

1. INTRODUCTION

L'opération du Pont de Masan porte sur le financement, la conception, la construction, l'exploitation et la maintenance de l'ouvrage pendant 30 ans.

Situé en Corée du Sud, au Sud du pays près de la ville de Pusan, deuxième pôle industriel du pays, le futur pont de Masan permettra de franchir la baie de Masan. Il a une longueur totale de 1750 m se décomposant en un pont haubané de longueur totale 740 m avec une travée centrale de 400 m et 2 viaducs d'accès de 410 m et 550 m de longueur. Cet ouvrage comporte 2 X 2 voies.

Il s'agit de la première application par un investisseur étranger de la loi coréenne sur les partenariats publics privés (PPP). L'originalité du financement de cette opération associe une subvention d'état à un financement privé international.

Les études d'avant projet sommaire ont démarré en 2001 et se sont poursuivies en 2002. Les études d'avant projet détaillé et d'exécution se sont déroulées en 2003 et 2004.

Les travaux, signés par Bouygues TP en joint venture avec le coréen Hyundai Engineering Corp, ont commencé pendant l'été 2004 et dureront 4 ans, l'ouverture de l'ouvrage étant prévue à mi-2008.

2. PRÉSENTATION DU PROJET

2.1. Description générale et quantités

L'ouvrage comporte un ouvrage principal haubané avec une travée centrale de 400 m et 2 travées de rive de 170 m. Le viaduc d'accès Ouest, de 410 m de longueur, se compose de 3 travées de longueur 130 m, 150 m et 130 m. Le viaduc d'accès Est, de 550 m de longueur, comporte 8 travées : 6 travées courantes de 70 m et 2 travées de rive de 65 m. Ces 3 ouvrages ont des tabliers mixtes acier-béton.

Les quantités principales à mettre en œuvre sont les suivantes :

- Béton de fondations : pieux : 30000 m³
- Béton de semelles, piles et pylônes : 70000 m³
- Béton de tablier : 13000 m³
- Aciers passifs : 20000 tonnes
- Charpente métallique : 15000 tonnes
- Haubans : 1100 tonnes

2.2. Règlements et hypothèses principaux

Ce sont les règlements coréens qui sont appliqués en priorité. Ils sont très fortement inspirés des règles américaines AASHTO.

Hypothèses spécifiques :

3 Cas de charge importants sont à prendre en compte :

- Choc de bateaux :

Il faut considérer un bateau de 30000 t de déplacement à la vitesse de 5 nœuds. Les règles AASHTO (1991) sont appliquées. Elles sont basées sur une analyse de probabilités avec une fréquence annuelle admissible de dommage de 10⁻³. Les calculs ont abouti aux efforts suivants :

* Pylônes : choc frontal de 50 MN et choc latéral de 25 MN.

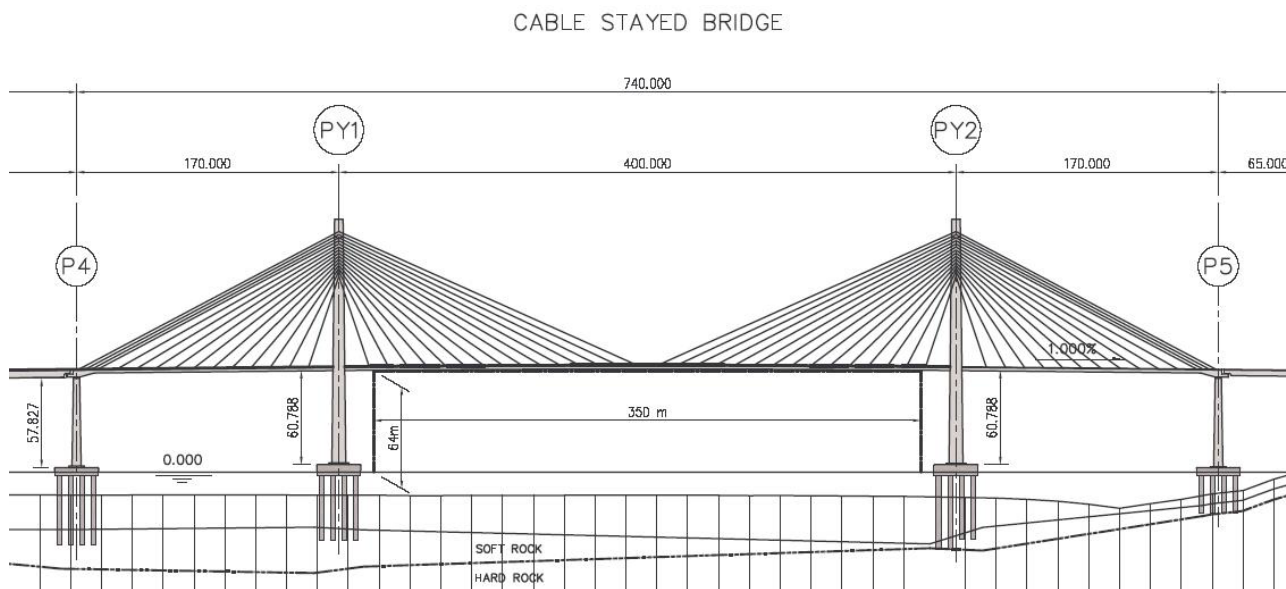
* Piles adjacentes aux pylônes : choc frontal de 10 MN et choc latéral de 5 MN.

- Séisme : le spectre d'accélération a un palier à 0.154g
- Vent : la vitesse de référence (à 10 m moyennée sur 10 minutes) est prise égale à 40 m/s.

Le séisme et le vent font l'objet d'un développement spécifique dans la partie 3 du présent article.

2.3. Pont haubané

2.3.1. Description



2.3.2. Les fondations

La hauteur d'eau dans la baie de Masan est en moyenne de 16 m et la géologie type du fond marin est la suivante :

- Argile silteuse molle sur une épaisseur moyenne de 16 à 17 m
- Sables et graves compactes sur une épaisseur de 2 à 8 m
- Sol résiduel (rocher complètement altéré) sur une épaisseur de 0 à 12 m
- Rocher de type éruptif de qualité variable (granitoïde)

Le contexte général est très tectonisé

Les fondations des 2 pylônes sont chacune constituées par 28 pieux forés tubés de 3 m de diamètre et d'une longueur moyenne de 50m. , et par une semelle de 29.1m X 51.6m X 8m d'épaisseur. Les pieux sont ancrés dans le rocher de moyenne qualité (soft rock).

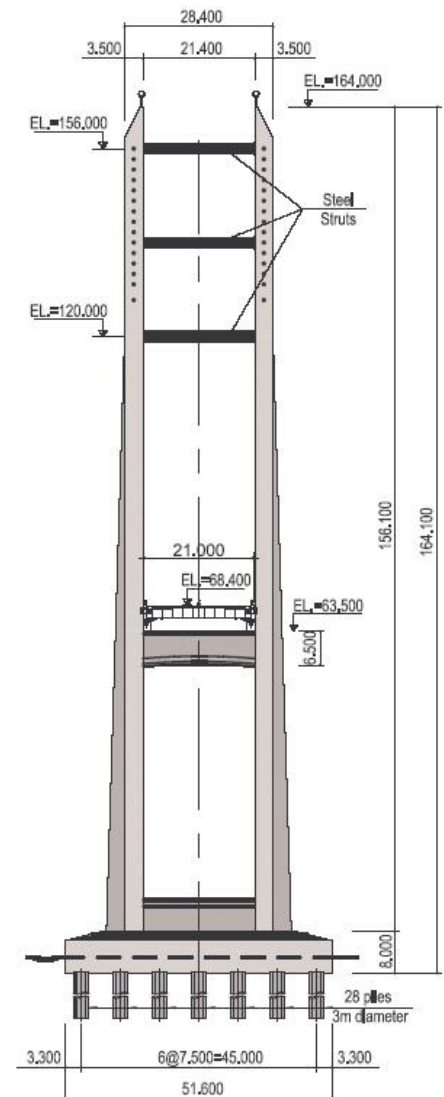
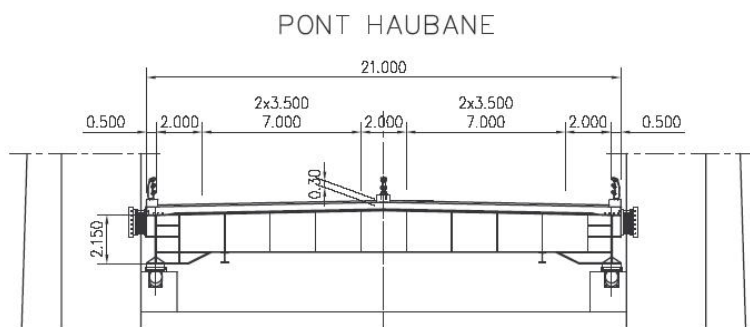


2.3.3. Les pylônes

Les 2 pylônes ont une forme en H comportant une entretoise en béton précontraint au niveau du tablier et 3 butons métalliques articulés dans le plan vertical en partie haute du pylône.

2.3.4. Les piles de retenue

Les 2 piles de rive du pont haubané sont fondées chacune sur 16 pieux de diamètre 3m .Chacune des piles est précontrainte par 2 X 15 câbles 12T15 et le tablier est cloué sur ces 2 piles par 4 câbles 12T15 pour P4 et 4 câbles 31T15 pour P5.



2.3.5. Le tablier

Il est constitué par un bi-poutre mixte, comportant 2 poutres latérales métalliques longitudinales de 2.15 m de hauteur avec un hourdis béton de 30 cm d'épaisseur. Le tablier comporte des entretoises métalliques tous les 4.15 m qui ont une hauteur de 1.85m.

2.3.6. Les haubans

Le haubanage est constitué par 4 nappes de haubans par pylône disposés en semi-harpe. Chaque nappe comporte 15 haubans qui sont ancrés au niveau du tablier, tous les 12.45 m, dans une poutre transversale spécifique ayant l'inclinaison du hauban et dépassant de l'emprise du tablier. Au niveau des pylônes, les haubans sont ancrés dans une structure métallique noyée dans le béton. Les haubans sont de type PWS, c'est à dire à fils parallèles de diamètre 7mm et ils comportent un nombre de fils variant entre 121 et 337.

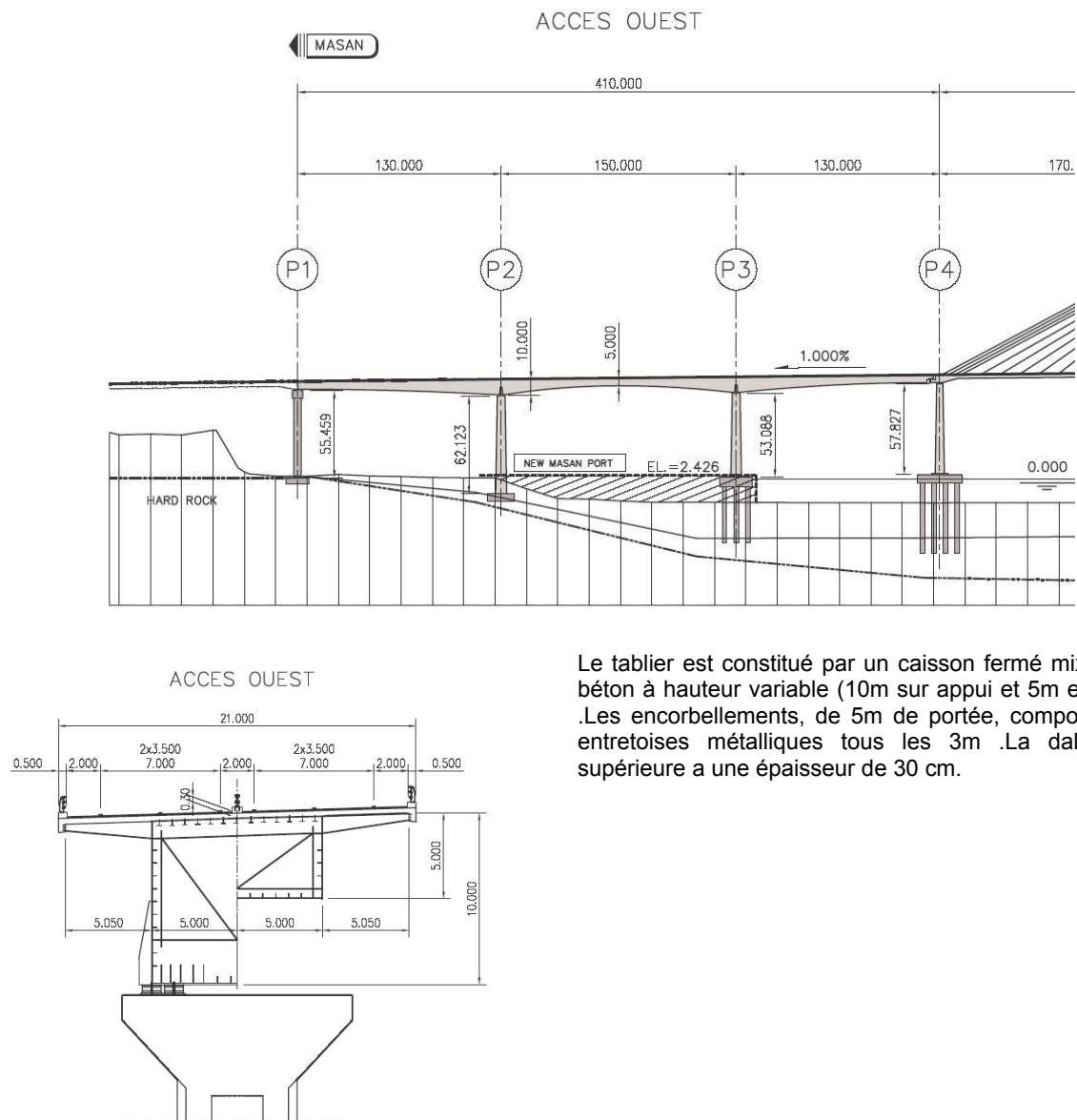
2.4. Les viaducs d'accès

2.4.1. Fondations et piles

Les fondations sont de type superficiel pour la plupart sauf pour 2 appuis côté Ouest qui ont des fondations profondes (pieux de 3m de diamètre).Chaque file d'appui comporte un seul fût avec un chevêtre élargi en tête.

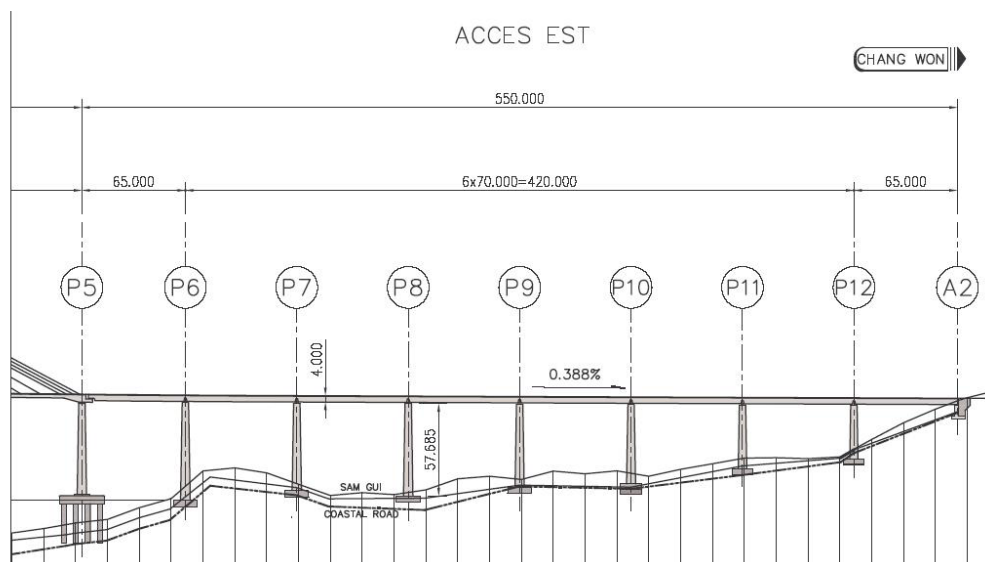


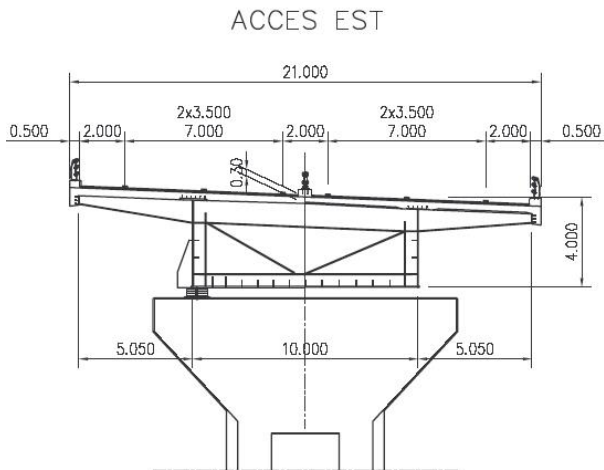
2.4.2. Tablier du viaduc d'accès Ouest



Le tablier est constitué par un caisson fermé mixte acier-béton à hauteur variable (10m sur appui et 5m en travée). Les encorbellements, de 5m de portée, comportent des entretoises métalliques tous les 3m. La dalle béton supérieure a une épaisseur de 30 cm.

2.4.3. Tablier du viaduc d'accès Est





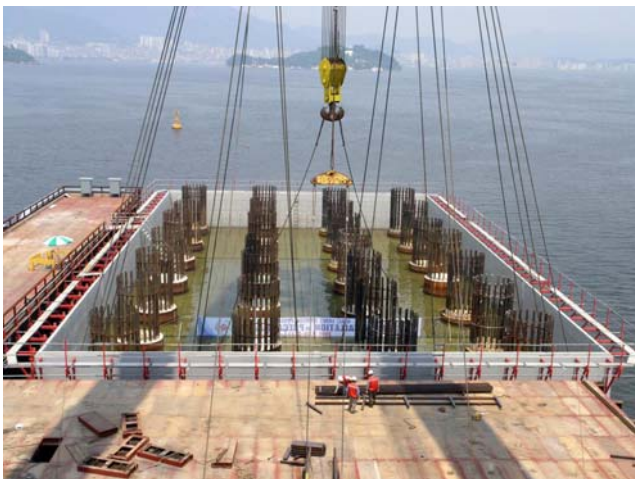
Le tablier est constitué par un caisson ouvert mixte acier-béton à hauteur constante de 4 m. Les encorbellements, de 5m de portée, comportent des entretoises métalliques tous les 3m. La dalle béton supérieure a une épaisseur de 30 cm.

Il faut noter que les tabliers des 2 viaducs d'accès reposent, côté ouvrage principal, sur des consoles situées en prolongement du tablier de l'ouvrage principal. Cette disposition permet d'éviter la présence de piles-culées toujours délicates au niveau aménagement en partie supérieure. D'autre part, ce principe mobilise la réaction d'appui venant des viaducs d'accès en tant que lest au niveau des 2 piles de retenue P4 et P5 du pont haubané.

2.5. Les méthodes d'exécution

2.5.1. Fondations

Les fondations seront réalisées à partir de 2 estacades provisoires disposées le long du futur tracé de l'ouvrage. Des coques préfabriquées de poids unitaires 700 tonnes seront utilisées pour coffrer les semelles en mer.



2.5.2. Pylônes et piles

Un coffrage glissant sera utilisé pour construire les 120 premiers mètres des pylônes, et ensuite, au niveau des zones d'ancrage des haubans, un coffrage grim pant sera mis en œuvre.

Toutes les piles des 2 viaducs d'accès seront réalisées à l'aide d'un coffrage grim pant.

2.5.3. Tabliers

Le tablier du pont haubané sera presque entièrement préfabriqué avec des voussoirs métalliques de 12.45m de longueur levé depuis une barge à l'aide d'une grue disposée sur le tablier. Ensuite, des dalles béton préfabriquées seront posées sur l'ossature métallique et clavées entre elles avant mise en place de la paire de haubans correspondante.

La partie métallique du tablier du viaduc d'accès Ouest sera posée par travées entières à la grue et le hourdis béton sera coulé en place.

La partie métallique du tablier du viaduc d'accès Est sera mise en place par poussage à partir de la culée et le hourdis béton sera coulé en place.



3. ANALYSE DE POINTS PARTICULIERS

Dans les paragraphes suivants, nous développons les 3 sujets suivants :

- Le séisme
- Les calculs fissurés au grand déplacement
- Le vent

3.1. L'analyse sismique

Le pont de Masan est situé dans une zone de sismicité moyenne.

3.1.1. Accélération spectrale

L'application des règlements coréens conduit à une accélération spectrale maximale de 0.385 g.

3.1.2. Principes de modélisation

La réponse de l'ouvrage à l'excitation sismique est obtenue au moyen d'un modèle aux éléments finis élastique linéaire tridimensionnel. Le programme utilisé est Hercule (développé par SOCOTEC).

Les configurations étudiées sont :

- La configuration de service
- 2 configurations de construction :
 - o Configuration 1 : La configuration de fléau la plus pénalisante (après pose des 11èmes voussoirs)
 - o Configuration 2 : La phase précédent le clavage de la travée centrale (tous les voussoirs sont posés, les clavages côté travées d'accès sont effectués)

Le modèle de la configuration de service et de la configuration de construction n°2 comprend les 3 viaducs (viaduc principal, viaducs d'accès Est et Ouest), de la pile P1 à la culée A13, reliés entre eux au niveau des joints cantilever, au travers desquels seuls les efforts verticaux et transversaux et les moments de torsion sont transmis.

La réponse est calculée par application séparée des accélérations spectrales selon les deux directions horizontales, puis par application des combinaisons de Newmark : Conformément aux règles coréennes, le séisme vertical n'est pas pris en compte.

3.1.3. Appareils d'appui

Les tabliers des viaducs d'accès (à l'exception des joints cantilever et des culées) sont appuyés sur des appuis élastomères à fort amortissement (HDRB = high damping rubber bearings), qui présentent, du point de vue sismique, le double intérêt de constituer à la fois un ressort et un amortisseur. Le comportement en ressort permet d'augmenter la

période propre de la structure, dont de diminuer sa réponse. Le comportement amortisseur, dissipateur d'énergie, diminue également les sollicitations dans la structure.

Les HDRB utilisés pour ce projet génèrent un amortissement de 22.5%.

Le tablier est bloqué longitudinalement sur le pylône 1.

En service, il est libre longitudinalement sur le pylône 2, en particulier vis à vis des variations linéaires de vitesse «faible» (<1 mm/s). Par contre, Le tablier est bloqué longitudinalement sur le pylône 2 sous l'effet de sollicitations «rapides» au moyen de bloqueurs (LUD = «lock up devices») permettant de répartir sur les 2 pylônes l'effort longitudinal généré par l'excitation du tablier du viaduc principal.

3.2. Les calculs fissurés au grand déplacement

La modélisation correcte du comportement des pylônes, éléments élancés soumis à d'importants efforts de compression ainsi qu'à des efforts transversaux significatifs, nécessite la prise en compte des phénomènes suivants :

- Non linéarité géométrique, i.e. calcul en grands déplacements
- Non linéarité des matériaux, d'une part du fait de la non linéarité de la loi de comportement du béton en compression, d'autre part du fait de la prise en compte de la fissuration des sections de béton du pylône, entraînant une modification des caractéristiques mécaniques des sections.
- Prise en compte des forces de rappel horizontales exercées par les haubans sur le pylône lorsque celui-ci dévie de sa position horizontale. Cet effet est favorable vis à vis des sollicitations dans le pylône
- Prise en compte du fluage du béton sous l'effet des charges permanentes. Ce phénomène peut être sensible du fait de l'inclinaison sur la verticale de la fibre neutre des jambes dans le plan transversal sur les $\frac{3}{4}$ de leur hauteur .
- Nécessité de prendre en compte le caractère fortement hyperstatique du pylône : les jambes du pylône sont reliées dans le plan transversal par 3 butons métalliques supérieurs et une entretoise en béton précontraint sous le tablier.
- Modélisation de la structure en 3D (chargement de vent turbulent générant cas de flexion déviée)

Les logiciels de calcul disponibles dans le commerce, ne permettent pas de répondre de façon appropriée aux problèmes posés ci dessus.

Deux logiciels internes de BOUYGUES TP se rapprochent des caractéristiques requises, sans répondre complètement au problème :

- Le logiciel PONT, utilisé pour le calcul phasé des tabliers en béton précontraint, intègre la possibilité de calculs en grands déplacements géométriques, les lois de comportement non linéaires du béton en compression et le fluage du béton. Ce logiciel, basé sur la méthode des déplacements, permet en outre l'étude de structures fortement hyperstatiques. Ce logiciel ne prend pas en compte l'effet de la fissuration des sections (le ferrailage des sections de BA ne peut être introduit dans le calcul), la précontrainte permettant de s'affranchir de cet effet dans les ponts précontraints calculés par ce logiciel.
- Le logiciel STABI 3D, utilisé pour la justification des piles de grande hauteur, intègre le calcul en grands déplacements géométriques, les lois de comportement non linéaires du béton en compression ainsi que la prise en compte de la fissuration (il intègre le ferrailage des sections) et le fluage du béton. Ce logiciel, basé sur la méthode des forces, ne permet par contre pas l'étude de structures fortement hyperstatiques.

Un nouveau logiciel a donc été développé utilisant les fonctionnalités de STABI 3D, mais basé sur la méthode des déplacements, et établi à partir des algorithmes de PONT et STABI 3D.

3.3. Le vent

3.3.1. Hypothèses principales

La vitesse de vent à considérer est la suivante : $V_{10} = 40$ m/s, moyenne sur 10 minutes, à une hauteur de 10m, pour une période de retour de 100 ans. Cette vitesse correspond à 60 m/s au niveau du tablier (altitude de 60m).

3.3.2. Essais sur modèle numérique 2D

Ces essais ont été réalisés par le bureau d'études danois COWI avec le programme DVM FLOW de simulation aérodynamique.

Ils nous ont permis de tester, en 2D, plusieurs aménagements de la section transversale en vue d'améliorer son comportement au vent .D'autre part, ces essais ont permis de déterminer les coefficients aérodynamiques stationnaires (coefficients de traînée, portance et moment ainsi que leurs dérivés).



Les résultats suivants ont été obtenus :

- Vitesse critique de stabilité au flottement
 - TYPE 1 : Section origine sans aucun aménagement : 50 m / s
 - TYPE 2 : Section profilée avec des déflecteurs horizontaux en rive et 2 poutres longitudinales disposées entre les 2 poutres maîtresses : 64 m/s
 - TYPE 3 : Section profilée avec des déflecteurs arrondis en rive et des élargissements de 1m50 des semelles inférieures des 2 poutres maîtresses : 84 m/s

La vitesse critique minimum recherchée de stabilité au flottement a été prise égale à 78 m/s ce qui correspond à un coefficient de sécurité de 1.3 (normes japonaises) par rapport à la vitesse de base du vent au niveau du tablier (60 m/s).

- Coefficients aéroélasticités stationnaires :

la section TYPE 3 est plus efficace que la section TYPE 2 en ce qui concerne le coefficient de traînée et la dérivée de portance qui sont les 2 coefficients primordiaux.

Pour la section TYPE 3, il a été trouvé un détachement vertical tourbillonnaire de 50 mm d'amplitude ce qui est admissible. Cette section a été retenue.

3.3.3. Essais sur maquette

Ces essais ont été réalisés dans la soufflerie atmosphérique du laboratoire de Hyundai à Séoul. Les différents modèles considérés ont été les suivants :

- La section du tablier à l'échelle 1/50
- Le pylône seul à l'échelle 1/100
- L'ensemble du pont à l'échelle 1/200 en considérant 3 configurations :
 - Configuration 1 : Le fléau seul juste avant liaison avec la pile de retenue
 - Configuration 2 : Le tablier juste avant la réalisation du clavage central
 - Configuration 3 : Le tablier complet en service normal

a) Essai sur tronçon de tablier à l'échelle 1/50 (section model)

Ces essais ont eu pour objet :

- La vérification de la stabilité aérodynamique du tablier pour différentes vitesses de vent
- L'aménagement de la section pour améliorer la stabilité
- La détermination des coefficients aérodynamiques stationnaires
- L'étude du détachement tourbillonnaire sous vitesse lente
- La détermination de la vitesse critique de stabilité en flottement

La comparaison des résultats obtenus pour les coefficients aérostationnaires et leurs dérivés avec les valeurs obtenues à l'aide de la modélisation numérique conduit aux constatations suivantes :

- Très bonne correspondance sur le coefficient de traînée : 0.139 calculé pour 0.140 mesuré
- Forte réduction du coefficient de portance : -0.242 calculé pour -0.07 mesuré
- Bonne correspondance sur la dérivée de portance : 7.001 calculé pour 5.732 mesuré

b) Essais sur pylône seul (1/100) et ensemble du pont (1/200)

Les essais sur le pylône seul et sur l'ensemble du pont ont eu pour principal objet :

- Etude du comportement au vent du pylône isolé
- Comportement de l'ouvrage au vent pendant les phases critiques de construction
- Avec les aménagements prévus de la section transversale, analyse aéroélastique afin de voir la stabilité de l'ouvrage jusqu'à des vitesses très supérieures à la vitesse de référence.

Les essais sur le pylône seul et sur l'ensemble du pont ont donné les résultats principaux suivants :

- Pylône seul :

Pour une vitesse de 10 m/s et une incidence de 0 degré, un déplacement vertical de 39 cm a été constaté avec une accélération de 0.06 g inférieur à l'accélération admissible de 0.20 g.

Sous vent turbulent (buffeting), un déplacement maxi de 14 cm a été mesuré.

- Pont en service :

Pour une vitesse de 10 m/s et une incidence de 0 degré, un déplacement vertical de 62 cm et horizontal de 5 cm ont été constatés.

- Pont en construction : avant clavage arrière

Pour une vitesse de 10 m/s et une incidence de 0 degré, un déplacement vertical de 200 cm et horizontal de 22 cm ont été constatés avec une accélération de 0.13 g inférieur à l'accélération admissible de 0.20 g.

- Pont en construction : avant clavage central

Pour une vitesse de 10 m/s et une incidence de 0 degré, un déplacement vertical de 41 cm et horizontal de 28 cm ont été constatés avec une accélération de 0.09 g inférieur à l'accélération admissible de 0.20 g.

4. CONCLUSION

En avril 2008, conformément au planning, la structure est terminée et en cours d'équipement. Les bâtiments de péage sont en cours de finition.