

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

A CABLE-STAYED BRIDGE IN THE CALM MORNING COUNTRY MASAN BAY BRIDGE (SOUTH KOREA)

Louis MARACCI, Jean-Pierre VIALLO
BOUYGUES TP



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 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 pour mi-2008.

2. PRÉSENTATION DU PROJET

2.1 Description générale

L'ouvrage comporte un ouvrage principal haubané avec une travée centrale de 400 m et 2 travées de rive de 170m. Les 2 pylônes sont en béton armé et ont une hauteur de 164m.

Le viaduc d'accès Ouest, de 410 m de longueur, se compose de 3 travées de longueur 130m, 150m et 130m.

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.

1. INTRODUCTION

The Machang Bridge Project forms part of the South Korean National Road No.2 (Mokpo - Busan), in the southern province of Gyeongsangnam-do, approximately 60km west of Busan.

The Basic Design of the original bypass was completed by Government in 1997, but ran into funding problems within the Provincial Government. Hyundai Engineering & Construction Co. Ltd. submitted a bid for the bypass in 1999 and in May 2003, was awarded the central, Machang Bridge section as a privately financed project as a Design, Build, Transfer and Operate Concession. Although BYTP were first involved in the Project in 2001, the Concession was only notified to the joint company of MCB Co. Ltd. in November 2003.

The Bridge is divided into 3 structures; the West Approach Bridge; the Main Bridge (cable-stayed); and the East Approach Bridge. The West Approach Bridge interfaces with the western public sector contract and crosses the planned new port facility.

The works began during summer 2004 and will last 4 years. Opening of the bridge is planned for midsummer 2008.

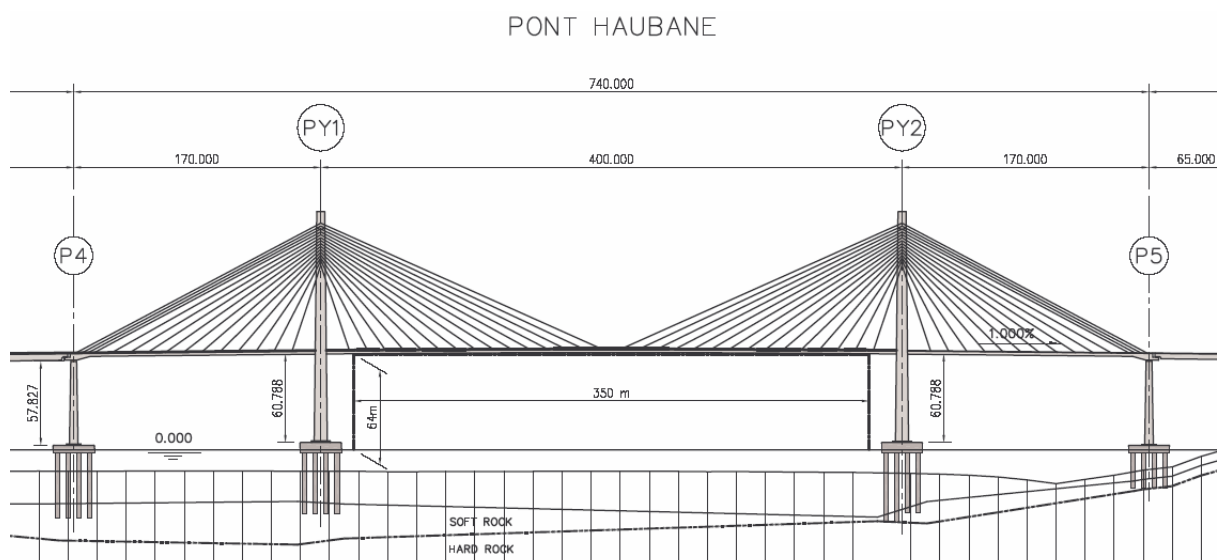
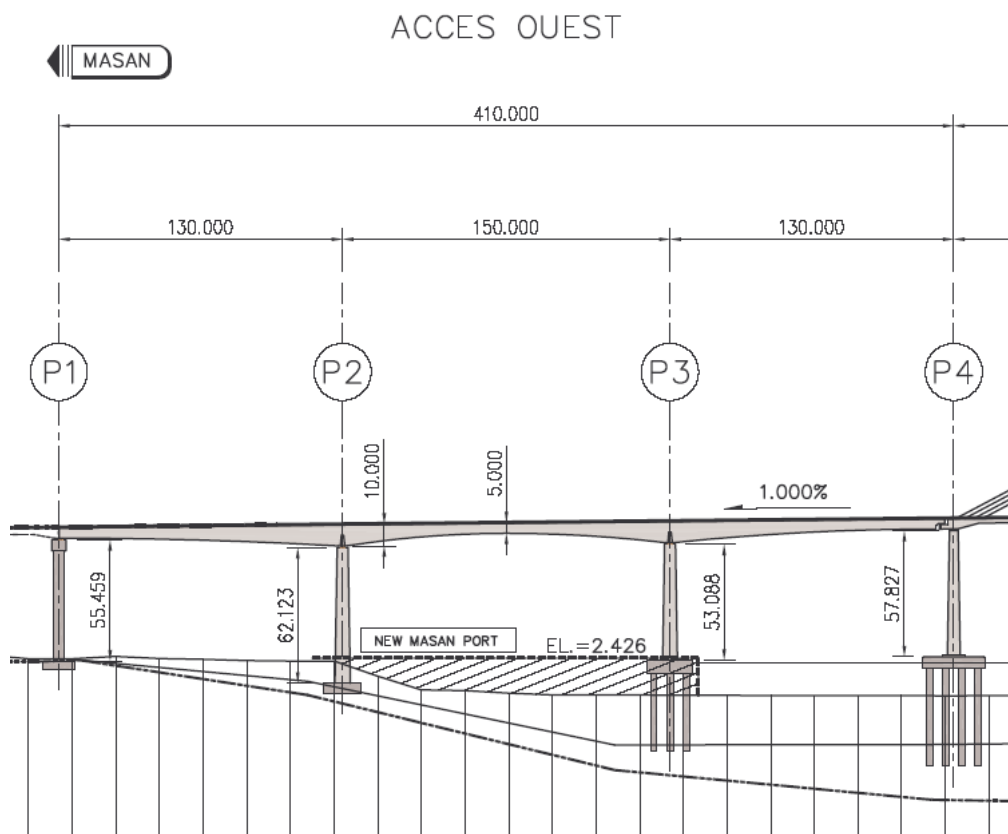
2. PRESENTATION OF THE PROJECT

2.1 General Description

The Main Bridge is 740m long and consists of the central 400m cable-stayed span with 2 side spans of 170m. It has a composite deck and is supported by reinforced concrete pylons some 164m high. This structure crosses the main 350m wide navigation channel.

The East Approach Bridge is 550m long and consists of 8 spans, all 70m except for the 65m end spans. It has a composite deck and is supported on reinforced concrete piers up to 60m high. The majority of this structure is on steeply sloping ground and interfaces with the eastern Public Sector contract at the Abutment, which is also the entrance to the deep rock cutting and pie toll plaza area.

The West Approach Bridge is 410m long, consists of 3 spans of 130/150/130m and is supported also on reinforced concrete piers, some 60m high.



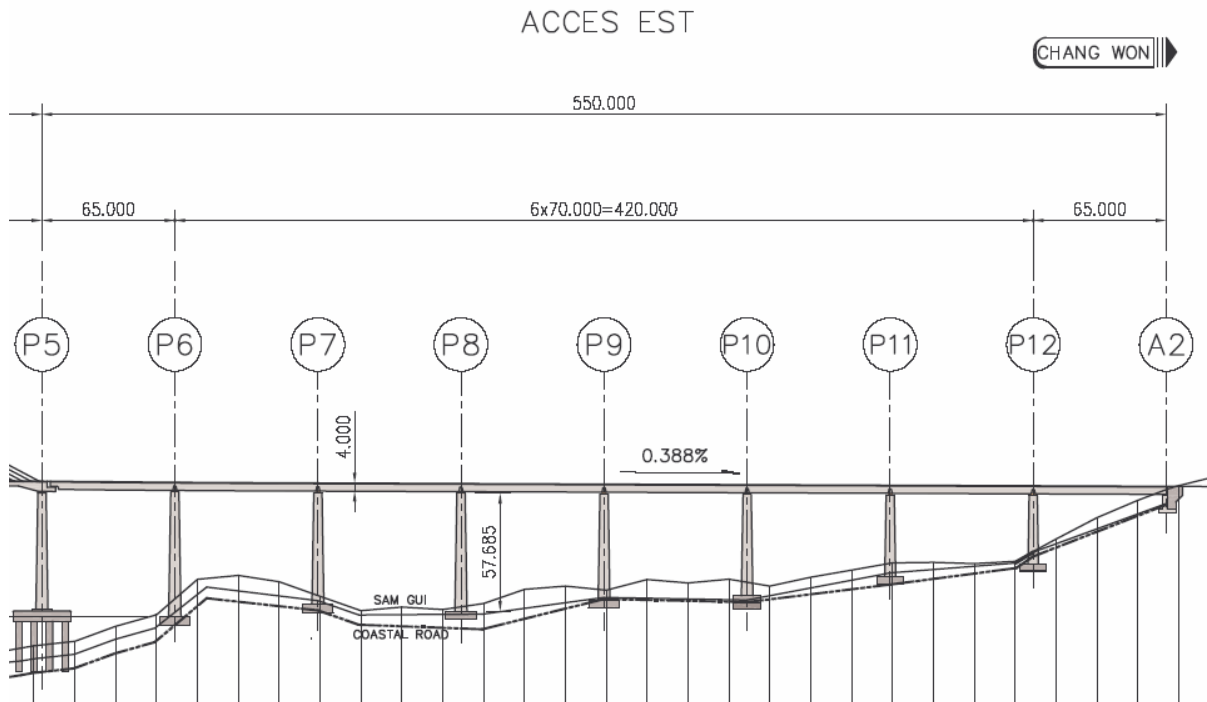


Figure 1

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.

Les hypothèses principales à considérer sont les suivantes :

- Durée de vie : 100 ans
- Chenal de navigation : 350 m de largeur et 64 m de hauteur
- Aciers passifs de limite élastique 400 MPa
- Aciers de charpente équivalent au S355
- Béton de qualité C35/45 sauf pour le tablier C40/50

Trois 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} .

2.2 – Design Criteria

The design criteria were certified by the Design Supervisor and approved by Government in September 2003. Generally, Korean standards, specifications and guidelines are proposed, although it is possible to use foreign standards when appropriate standards do not exist in Korea. Korean standards are based on AASHTO.

A summary of the main points is as follows:

- "First Class Bridge" with a 100-year design life
- Highway Design Speed = 80 kph
- Vertical clearance of Navigation Channel = 64m
- Width of Navigation Channel = 350m
- Design Vessel for Ship Impact calculations: 30,000DWT at 5 knots
- 10-minute mean design wind speed 10m above sea level = 40m/sec
- Earthquake coefficient = 0.154g (Zone 1)
- Main Bridge designed for replacement of any one stay cable with a reduction of live load in the adjacent lane
- Main Bridge to withstand the loss of any one cable without structural instability

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 fait l'objet d'un développement spécifique dans la partie 3 du présent article.

2.3 Le pont haubané

2.3.1 Description

L'élévation générale de l'ouvrage est donnée figure 1. Le tablier est supporté par 2 pylônes en H à jambes verticales, comportant, chacun, 2 nappes de haubanage (30 câbles par nappe) ce qui fait un total de 120 haubans.

Les haubans sont ancrés latéralement au niveau du tablier et ont leur propre poutre transversale de support orientée suivant chaque direction de hauban.

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 29.1 m X 51.6 m X 8 m d'épaisseur.

Les pieux sont ancrés dans le rocher de moyenne qualité (soft rock).

- Concrete grade is generally 350 kgf/cm², except in the main bridge deck slab where it is 400 kgf/cm²
- Rebar is grade SD40 with a yield strength of 4000 kgf/cm²
- Structural steel is Grade SM520 (yield strength = 3300-3600 kgf/cm²) for main members and SM400 (yield strength = 3300-3600 kgf/cm²) for secondary members (e.g. transverse and vertical stiffeners).
- Stay Cable minimum tensile strength = 17000 kgf/cm² and minimum yield strength = 14000 kgf/cm²
- Earthquake is developed in the Part 3 of this article.

2.3 – Cable-Stayed Bridge

2.3.1. Description

The general arrangement of the main cable-stayed bridge is shown in **Figure 1**. The 740m long cable-stayed structure, which crosses the channel, is the focal point of the new bypass. The cable-stayed bridge is symmetrical, comprising a main span of 400m and two equal side spans of 170m. The deck is supported by 2 reinforced concrete portal frame pylons (H-type) with vertical legs from which radiate four planes of 30 cables in a modified fan formation, making a total of 120 cables.

The 21m wide deck is located some 64m above high water level and consists of a grillage of steel plate girders with a composite, reinforced concrete deck slab. The cable anchorages are outside the bridge cross section and have their own transverse beams.

The main span of 400m is required to satisfy the proposed width of the main navigation channel of 350m. The side span length is largely dictated by the structural requirement to be less than 50% of the main span, together with constraints imposed by the future extension of the Masan port facility.

2.3.2. Foundations

The pier and pylon foundations consist of 3.0m diameter RCD piles up to 50m long, with 2.85m diameter sockets into the soft rock up to 20m deep.

The pile groups consist of 4 rows of 7 for the pylons (PY), 4 rows of 5 for the west pier (P4) and 4 rows of 4 for the east pier (P5). The sacrificial steel casing, 28mm thick, will be driven approximately 1m into the weathered or soft rock layer.

The pile caps consist of an outer shell, 4.5m high for the pylons and 3.5m high for P4 and P5, with a 350mm thick base and 300mm thick walls.

2.3.3. Les appuis

2.3.3.1 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.

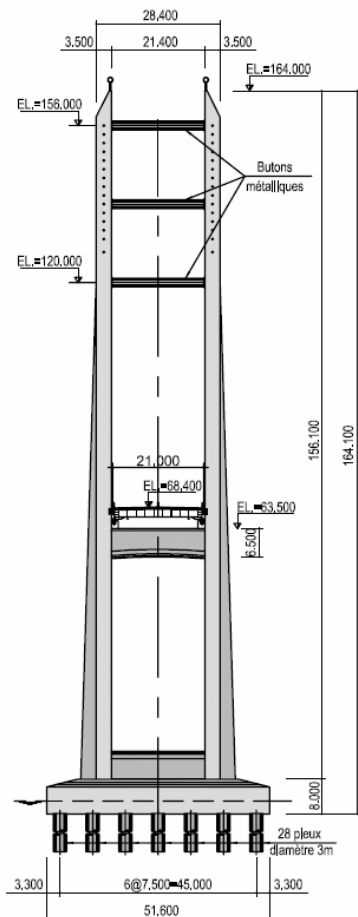


Figure 2

2.3.3.2 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.

2.3.4 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.

These shells or "PC Houses" will be used to form the pile caps during concreting. The pile caps have a curtain wall extending to below the lowest water level to hide the piles. The pylon pile caps are 51.6m x 29.1m x 8m deep at the column position while P4 is 36.6m x 29.1m x 6m deep and P5 is 29.1m x 29.1m x 6m deep.

2.3.3. Substructure

2.3.3.1 Pylons

The arrangement of the pylons is shown Figure 2.

The reinforced concrete pylons have vertical legs, some 164m above sea level that taper on the outside face from approximately 50m from the top of the pylon to pile cap level.

The lower 20m of the legs are solid for ship impact protection and then revert to a hollow section. There are two reinforced concrete, hollow, cross beams some 6.5m deep; one just above the pile cap, again for ship impact protection; and another to support the deck.

Above deck level there are three, 2.2m diameter steel struts 18m apart, the top one being 8m from the top of the pylon. These struts are 'hinged' in the vertical plan at the pylon legs.

Maintenance access is provided to all voids in the pylon, except the struts, which are sealed. Access is generally by ladder, although elevators are provided in all the 4 legs from deck level with a height of travel of approximately 50m.

The cables are anchored, generally 2m apart, in steel boxes inside the upper part of the pylons. These steel boxes also serve as internal formwork for the upper section of the pylons.

2.3.3.2 Piers

The reinforced concrete piers are some 61m above sea level and are single, hollow, rectangular columns that taper (1 in 60) from the top to the bottom in the longitudinal direction only. The lower 12m of the legs are filled with lean concrete for ship impact protection. The top of the pier widens out from 7m to 13.5m to support the deck elements and these piers provide the "tie-down" prestress, which acts as part of the counterweight for the side spans of the main, cable-stayed bridge.

2.3.4. Superstructure

Typical section through the deck is shown in Figure 3. The 2 main longitudinal plate girders are 2.15m deep and 20.2m apart, linked by 1.85m deep transverse plate girders, generally spaced at 4.15m. At each stay cable anchorage position, which is 2.35m from the centre of the main longitudinal girder, there is an additional transverse plate girder, angled to suit the direction of the cable.

PONT HAUBANE

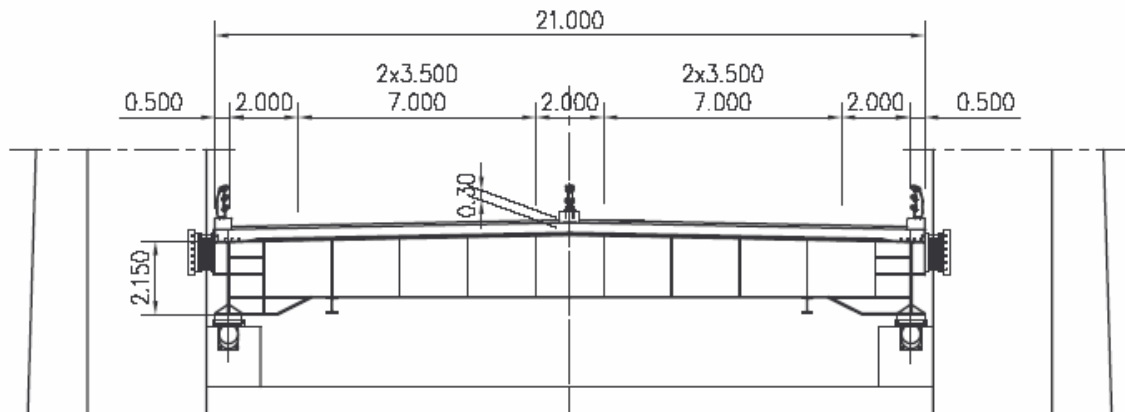


Figure 3

Pour reprendre les réactions négatives au niveau des 2 piles-culées P4 et P5, un contrepoids en béton de 1500 tonnes a été disposé sous la dalle de roulement près des 2 piles. Ce dispositif complète le clouage du tablier sur les piles P4 et P5.

La surface de roulement est constituée par une couche d'asphalte de 80 mm d'épaisseur reposant sur le complexe d'étanchéité de la dalle de tablier. Tous les dispositifs de retenue (latéraux et centraux) sont de type ouvert afin de minimiser la prise au vent. De plus, des corniches profilées sont mises en œuvre, complétées par un élargissement coté intérieur des semelles inférieures des poutres longitudinales du tablier afin de réduire la formation des tourbillons de vent entre les 2 poutres.

Le haubanage est constitué par 4 nappes de haubans par pylône, disposées 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 méthodes d'exécution

2.4.1. 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.

The 21m wide, reinforced concrete deck is 350mm thick at the support positions of the longitudinal and transverse girders and 290mm elsewhere. The deck is composed of both in situ concrete and precast panels. The running surface of the deck consists of 80mm of asphalt, laid on the deck waterproofing system. Both the edge barriers and the median barrier are open type, aluminium post and rail barriers to minimise wind loads. For stability of the cross section a steel plate "wind nose" is provided, the shape of which has been finalised during wind tunnel testing.

To counter the imbalance of forces in the cables due to the shorter side spans, there is a combination of mass concrete counter-weight in 3 of the last few segments before P4 and P5 together with "tie-down" prestress at these pier positions.

The bridge deck is fixed, longitudinally, at the west pylon, PY1 using shear keys and is restrained from moving longitudinally at the east pylon, PY2 using special damping units (STUs).

These units prevent sudden movement particularly in seismic events. The deck is guided longitudinally at each pylon using sliding bearings mounted on the side of the pylon legs. The deck is supported vertically on 2 'free' pot bearings at each pylon position and there are multiple, High Damping Rubber Bearings (HDRB) at P4 and P5. Modular movement joints are provided at both P4 and P5 (at the interface with the West and East Approach Bridges).

The 4 planes of 30 stay cables use the Parallel Wire System (PWS) with between 121 and 337, 7mm diameter wires in each duct, which range in diameter from 100mm to 160mm. The dead end anchorage is in the pylon and the live, stressed end is at the deck end.



2.4 Execution Methods

2.4.1. Foundations

The foundations are built using 2 temporary bridges positioned along the future alignment of the structure. Precast shells, each weighing 700 tonnes, are used as external formwork for the footings in the sea.



2.4.2. 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 grimpant sera mis en oeuvre.

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



2.4.2. Piers and piles

Sliding formwork will be used to build the first 120m of pier and then, around the cable anchoring zones, climbing formwork will be used.

The piles of the two approach viaducts will be built using climbing formwork.



2.4.3. 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.

2.4.3. Decking

The cable-stayed bridge deck will be almost entirely precast using 12.45-m-long steel segments lifted from a barge by a crane situated on the bridge deck. Precast concrete slabs will then be positioned on the steel structure and stitched together before installing the corresponding pair of cable-stays. The steel part of the West approach viaduct deck will be placed in whole spans by crane and the concrete deck slab will then be cast in place. The steel part of the East approach viaduct deck will be pushed into place from the abutment and the concrete deck slab will then be cast in place.

3. L'ANALYSE SISMIQUE

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

3.1. Accélération spectrale

L'application des règlements coréens a permis de définir les spectres suivants :

Les spectres pour les 2 types de sols et pour un amortissement de 5% sont représentés ci après :

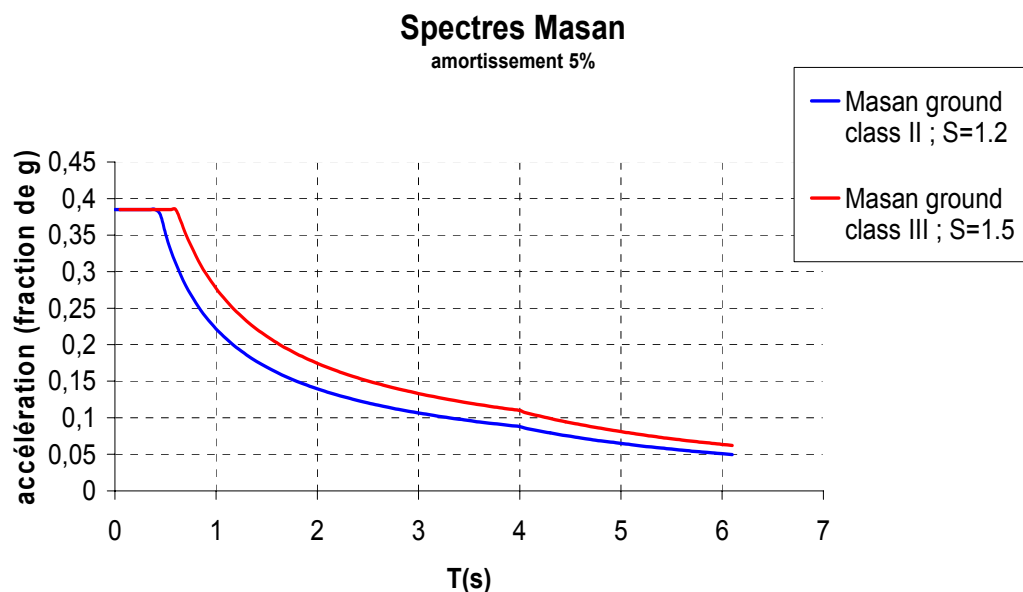
3. EARTHQUAKE ANALYSIS

Masan Bridge is situated in a moderately seismic area.

3.1. Spectral Acceleration

The application of Korean Regulations resulted in the following spectra characteristics:

The spectra for the 2 soil types and for a 5% damping effect are represented below:



3.2. 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).

3.2. Modeling Principles

The structure's response to seismic activity is obtained using a 3D elastic linear finite element model. The programme used is HERCULE (developed by SOCOTEC).

Les configurations étudiées sont :

- La configuration de service
- 2 configurations de construction :

Configuration 1 : La configuration de fléau la plus pénalisante (après pose des 11èmes voussoirs)

Configuration 2 : La phase précédant 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 prise en compte pour ces configurations de l'ensemble des 3 ouvrages garantit :

- La prise en compte de raideurs et amortissements corrects aux interfaces entre viaducs d'accès et viaduc principal
- La définition correcte des modes, prenant en compte les interactions entre les viaducs d'accès et le viaduc principal
- L'évaluation correcte des efforts dans les piles P4 et P5 qui sont excitées à la fois par le viaduc principal et par les viaducs d'accès.

Le modèle prend également en compte la courbure en plan des viaduc d'accès (rayon de 1000 m pour l'approche Ouest, 700 m pour l'approche Est). La direction longitudinale de séisme correspond à l'axe longitudinal du viaduc principal.

La réponse est calculée par application séparée des accélérations spectrales selon les deux directions horizontales, puis par application des combinaisons de Newmark :

$1.0 E_x + 0.3 E_y$

$0.3 E_x + 1.0 E_y$

Conformément aux règles coréennes, le séisme vertical n'est pas pris en compte.

3.3. 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.

The configurations studied are:

- The in-service configuration
- Two construction configurations:

Configuration 1: the most disadvantageous cantilever configuration (after placing the 11th segments) ;

Configuration 2: the phase prior to stitching the central span (all the segments have been placed and the access spans have been stitched).

The models of in service-configurations and configuration 2 comprise all three viaducts (main viaduct and East and West approach viaducts), from pier P1 to abutment A13, linked together at the cantilever joints through which only the vertical and transverse efforts and torsion moments are transmitted.

Taking all three structures into account for these configurations guarantees:

- Taking into account appropriate rigidity and damping in the interfaces between the access viaducts and the main viaduct.
- Correctly determining the modes, taking into account the interactions between the access viaducts and the main viaduct.
- Correctly evaluating efforts in piles P4 and P5 which are caused both by the main viaduct and the access/approach viaducts.

The model also takes into account the plane curve of the access/approach viaducts (1000-m radius for the West approach viaduct, 700 m for the East approach viaduct). The longitudinal direction of the earthquake corresponds to the longitudinal axis of the main viaduct.

The response is calculated by the separate application of spectral accelerations according to the two horizontal directions then by applying Newmark combinations:

$1.0 E_x + 0.3 E_y$

$0.3 E_x + 1.0 E_y$

In accordance with Korean Regulations, vertical seismic movements are not taken into account.

3.3. Bearings

The approach viaduct decks (with the exception of the cantilever joints and footings) are supported on elastomeric bearings with considerable damping capacity (HDRB = high damping rubber bearings) which have the advantage, from a seismic point of view, of acting both as a spring and as a damper.

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.

3.4. Semelles souples sur P4 P5

Les appuis P4 et P5 sont fortement sollicités au séisme, ayant notamment à reprendre les charges horizontales issues à la fois des viaducs d'accès et du viaduc principal, d'où des moments d'axe longitudinal importants appliqués à la fondation.

Le nombre de pieux est déterminé par le critère de portance en service, et leur disposition par les conditions d'entraxe minimum entre pieux.

Le concept retenu pour ces appuis consiste à utiliser des semelles souples, qui transmettent les efforts de la pile aux pieux par flexion de la semelle et non par des bielles comme cela est le cas dans les semelles rigides habituellement conçues. Ceci présente les avantages suivants :

- Gain sur les quantités de béton, les semelles souples étant plus minces que les semelles rigides
- Lissage des efforts dans les pieux : la comparaison entre la répartition des sollicitations dans les pieux sous efforts / moments unitaires appliqués en tête semelle, entre une configuration avec semelle souple et une configuration en semelle rigide montre que le fonctionnement en semelle souple a tendance à « lisser » les efforts entre les pieux : rechargement des pieux « centraux », qui se situent dans une zone de transmission des efforts en bielle, et déchargement des pieux périphériques. Ce fonctionnement est donc intéressant dans le cas de semelles sollicitées au séisme. Dans notre cas, ce fonctionnement permet notamment d'éviter la mise en traction des pieux de rive de la fondation.

Les semelles des piles P4 et P5 sont modélisées de la façon suivante : le pied de pile est relié aux têtes de pieux au moyen de poutres dont la rigidité représente :

The spring behaviour increases the structure's eigenperiod, thus reducing its response. The damper, which acts as an energy dissipator, also reduces stresses in the structure.

The HDRB used for this project have a damping capacity of 22.5%.

The deck is longitudinally blocked on pylon N°1.

In service, it is longitudinally free on pylon N°2, particularly as regards low linear speed variations (<1 mm/s). However, the deck is longitudinally blocked on pylon N°2 due to rapid stresses by means of LUD = «lock up devices») which spread the longitudinal effort, generated by vibration in the main viaduct deck, between the two pylons.

3.4. Flexible footings on P4 P5

The piers P4 and P5 support considerable stresses in seismic conditions, having mainly to take up horizontal loads from the approach viaducts and the main viaduct, causing considerable longitudinal axis moments to be applied to the foundation.

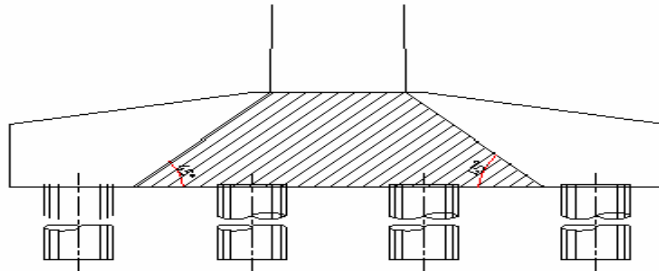
The number of piles is determined by the bearing capacity in service criterion and their disposition by the minimum distance between the piles.

The concept chosen for these piers consists in using flexible footings which transmit the efforts from the pier to the piles by flexion in the footing and not via struts as is the case with rigid footings customarily used. This has the following advantages:

- *Savings in the quantities of concrete required, as flexible footings are thinner than rigid ones ;*
- *Levelling efforts in the piers: the comparison between the distribution of stresses in the piles under unitary efforts/moments applied to the head of the footing in a configuration with a flexible footing and a configuration with a rigid footing shows that the flexible footing tends to spread the efforts equally between the piles: reloading the central piles situated in an area where efforts are transmitted via the struts thus relieving the peripheral piles. This behaviour is therefore advantageous in the case of footings loaded in seismic conditions. In our case, this behaviour principally avoids the end piles of the foundation being placed in traction.*

The footings of piers P4 and P5 are modelled as follows: the pier foot is linked to the pile heads by means of beams whose rigidity represents:

- Une partie rigide, correspondant à une zone de fonctionnement en bielles, dans la zone où les efforts sont transmis directement de la zone comprimée du fût de pile aux têtes de pieux par l'intermédiaire de bielles
- Une partie « souple », dont la rigidité correspond à la rigidité en flexion de la semelle
- A rigid part, corresponding to an area functioning with the struts, in the area where stresses are transmitted directly from the compressed area of the pier shaft to the pile heads through the struts.
- A flexible part whose rigidity corresponds to the rigidity in flexion of the footing.



4. CONCLUSION

A fin 2005, les études sont terminées. Les pieux et semelles de tous les appuis ont été coulés et le coffrage glissant a démarré pour le pylône PY1.

4. CONCLUSION

By end-2005 the final design was completed. The piles and the pile caps of all the supports were made and the sliding formwork had begun on the first pylon PY1.

