

La nouvelle passerelle d'Abandoibarra devant le musée Guggenheim à Bilbao

*The new Abandoibarra
footbridge next
to the Guggenheim
museum in Bilbao*

Abstract *The design of the new Pedro Arrupe footbridge, recently opened to public next to the Guggenheim museum in Bilbao (Spain), had to be striking enough to fit in with its surroundings. This was the main reason for choosing stainless steel as the main structural material, claiming to be the first such application in the world. With a total length of 142 m, the footbridge has a central deck 7,6 m wide and eight side ramps which slope down onto the main supporting structures at both riversides, acting both as load resisting members and as pedestrian pathways. In this way, a perfect integration is achieved between structure and functionality.*

The complex structural response arising from this spatial folded plate configuration shall be presented hereafter.

The special precautions due to the usage of stainless steel will also be described and, to end with, the paper includes the dynamic analyses performed and the vibration control devices designed in order to achieve substantial improvement in pedestrian comfort.

Résumé La conception de la nouvelle passerelle Pedro Arrupe, récemment ouverte devant le musée Guggenheim à Bilbao (Espagne), devait être assez innovante pour s'intégrer dans son environnement. C'est la raison principale du choix de l'acier inoxydable comme principal matériau structurel pour cette première mondiale. Avec une longueur totale de 142 m, la passerelle a un tablier central de 7,6 m de large et 8 rampes latérales qui descendent et montent sur la structure porteuse principale des deux côtés, servant de contreventement mais aussi de passage piétons. Une intégration parfaite est ainsi atteinte entre la structure et sa fonctionnalité. La réponse complexe de cette structure en ossature plissée spatiale sera présentée ici. Les précautions spéciales pour l'utilisation de l'acier inoxydable seront également décrites ainsi que, pour terminer, les analyses dynamiques et les mesures antivibratoires conçues pour améliorer sensiblement le confort des piétons.

1. SITUATION

La passerelle Pedro Arrupe, récemment construite au-dessus de la rivière Nervion à Bilbao (Espagne), est l'un des projets de rénovation urbaine qui sont en train de transformer Bilbao d'une ville industrielle en l'une des destinations touristiques les plus prisées au monde. La passerelle est à côté du musée Guggenheim, une référence en architecture moderne, et elle relie l'université Deusto au nouveau parc Abandoibarra. Ce parc abritera la future bibliothèque universitaire conçue par l'architecte espagnol Rafael Moneo, ainsi que les tours de César Pelli. L'architecture de la passerelle devait être assez forte pour s'intégrer dans cet environnement emblématique.



Photo 1 : Vue générale de la passerelle Abandoibarra devant le musée Guggenheim /
General view of the Abandoibarra footbridge, next to the Guggenheim museum

Cette conception a été lauréate du concours lancé par Bilbao Ria 2000 en 1995. L'une des idées directrices était de résoudre la question du regroupement des flux piétonniers entre les deux rives, le musée Guggenheim, l'université Deusto et le parc Abandoibarra. Ceci ne pouvait pas être réalisé par une travée unique classique, car les liaisons avec les allées sur berge auraient donné l'impression d'avoir été rajoutées à l'ouvrage, sans permettre leur intégration dans la conception globale qui donnerait un impact visuel fort.

1.1 Description générale

Par conséquent, la conception de la passerelle découle de la recherche d'un élément continu unique qui

puisse intégrer dans sa forme structurelle, non seulement la rigidité nécessaire, mais aussi les contraintes fonctionnelles liées au trafic des piétons, aux rampes et au gabarit au-dessus des allées sur les rives et de la rivière elle-même.

Ces éléments continus ont été conçus avec une forme d'ossature plissée en caisson ouvert de hauteur constante, constituée de segments prismatiques qui définissent très précisément les bords de pliage et d'arêtes.

L'ouvrage comporte un passage central et 8 rampes

latérales. Le passage central a une longueur totale de 142 m entre les culées avec une travée centrale de 84 m au-dessus de la rivière en pente douce vers chaque culée. Les rampes extrêmes, toutes d'environ 22 m de longueur, ont une pente maximale de 8 % assez confortable pour les piétons, alors que les rampes intérieures, avec des pentes plus importantes avoisinant 20 %, sont conçues en escaliers à l'italienne (Fig. 1).

Cependant l'utilisation de deux aciers différents en contact nécessite des précautions spéciales qui seront expliquées plus loin.

Les cadres de contreventement transversaux espacés de 3 m servent de support pour une dalle béton de 15 cm, sur laquelle est fixé le platelage bois (Photo 2).

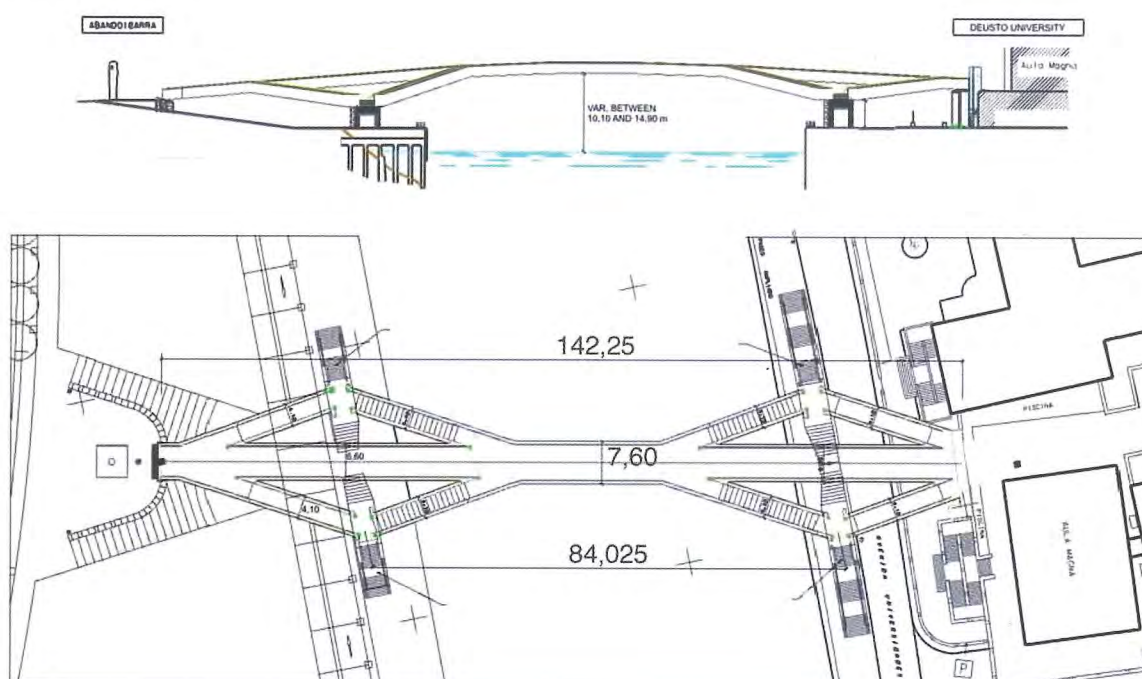


Fig. 1 : Elévation et vue en plan de la passerelle / Front and plan view of the footbridge

Les coupes transversales courantes sur la passerelle et sur les accès ont une largeur respective de 7,6 m et 4,1 m avec une hauteur de 1,95 m (Fig. 2). La plaque extérieure est une tôle plissée en acier inoxydable d'épaisseur 20 mm, pliée entièrement car il n'y a aucune soudure entre les âmes et la tôle de fond.

1.2 La charpente métallique

L'acier inoxydable a été choisi pour améliorer l'esthétique de l'ouvrage : l'un des critères du concours. Et ceci constitue, à notre connaissance, la première application mondiale de l'acier inoxydable comme principal matériau structurel.

Et tous les éléments de rigidification intérieure, par contre, sont construits en acier autopatinable parce que son coût est plus bas et qu'il est caché par l'habillage architectural.

1.3 Les équipements du tablier

Le platelage, les garde-corps latéraux et la main cou-

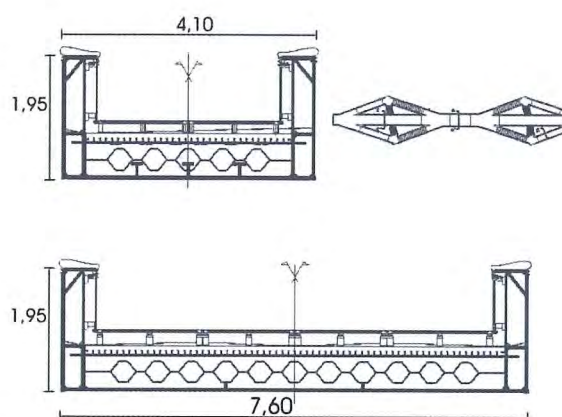


Fig. 2 : Coupes à mi-travée et rampes / Mid span and side ramps cross sections



Photo 2 : Ossature intérieure en acier autopatinable /
Internal stiffening elements in weathering steel

rante qui recouvrent la semelle supérieure sont en bois " Lapacho " du Brésil qui procure un passage piétonnier confortable en intégrant parfaitement la structure et la fonctionnalité.

La finition intérieure de la passerelle comprend un éclairage par fibre optique (Photos 3a et 3b).

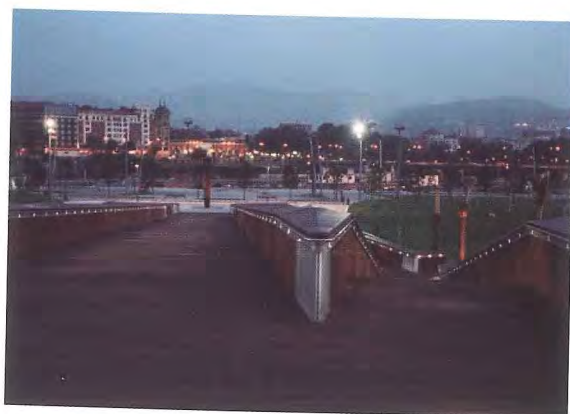


Photo 3a : Platelage bois et éclairage par fibre optique /
Wooden pavement and optic fibre lights

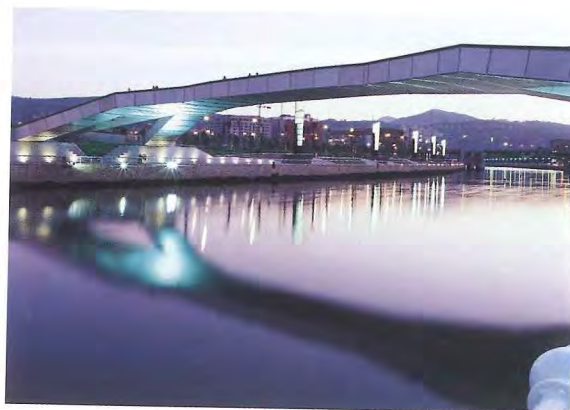


Photo 3b : Éclairage inférieur de la passerelle /
External lighting of the footbridge

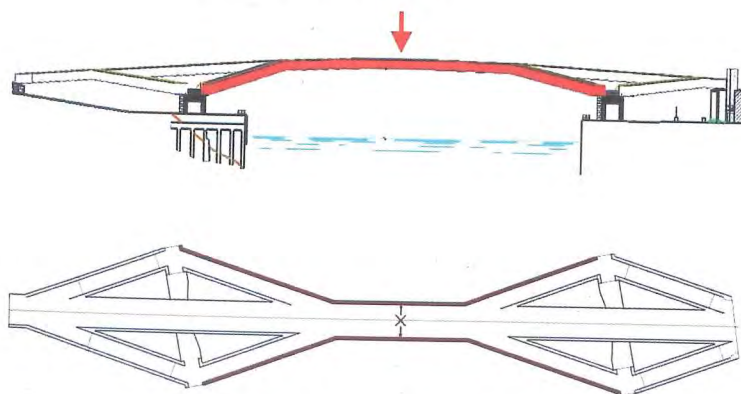


Fig. 3 : Poutres extérieures et mécanisme de flexion /
Outer beams bending mechanism

2. FONCTIONNEMENT DE LA STRUCTURE

2.1 Comportement de l'ossature métallique

En ce qui concerne le comportement structurel de la passerelle, on peut commencer à analyser une charge ponctuelle à mi-portée (Fig. 3).

Tout d'abord la dalle béton fléchit transversalement, transférant l'action aux âmes extérieures porteuses. Celles-ci sont des poutres simplement appuyées qui portent les charges par flexion jusqu'à la structure principale. Une vue en élévation du tablier pourrait faire croire qu'il y a une action en arc qui se produit entre les piles, mais ce n'est pas le cas car aucune poussée horizontale ne doit s'exercer sur les fondations constituées de piles élancées sans résistance contre les efforts de cisaillement horizontal. Pour cela le mouvement longitudinal de la structure porteuse principale a été libéré à l'aide d'un panneau de dalle mobile et des appareils d'appui néoprène qui sont décrits plus loin.

De même, une charge agissant sur les parties latérales de la travée principale est transmise par flexion transversale aux âmes porteuses (Fig. 4).

Celles-ci ramènent les charges par flexion jusqu'à l'intersection avec les rampes latérales où l'effort tranchant vertical est équilibré avec une butée inclinée sur la rampe et un tirant presque horizontal sur le tablier principal. Ce mécanisme

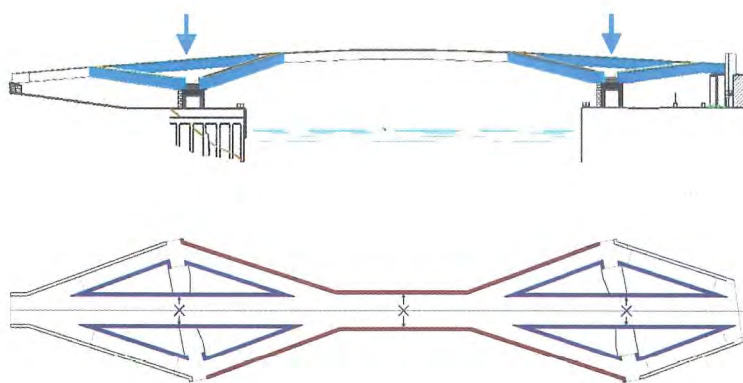


Fig. 4 : Mécanisme en cellule triangulaire / Triangular cell structural mechanism

structurel est communément appelé le fonctionnement en cellule triangulaire.

Il faut noter qu'aucun de ces mécanismes n'est capable tout seul de résister aux charges le sollicitant. Le premier mécanisme sollicite en flexion les âmes extérieures qui, avec une hauteur de 1,95 m et une portée de 84 m, agissent en poutre avec un élanement inadmissible de 1/40.

La cellule triangulaire intérieure, par contre, est appuyée sur une dalle béton tellement étroite qu'il n'y a pas suffisamment de bras de levier entre les appareils d'appui pour reprendre le moment de renversement dû aux charges excentrées.

Afin de résoudre ce problème, les deux mécanismes structurels sont stabilisés par quatre cadres disposés aux jonctions des rampes latérales sur le tablier principal (Fig. 5, Photos 4 et 5). Les cadres intérieurs agissent tout d'abord comme des appuis élastiques aux âmes extérieures en flexion, qui deviennent ainsi des poutres continues avec suffisamment de raideur pour reprendre les charges avec des flèches admissibles. Ensuite cet appui élastique transfère une part significative de la charge depuis le premier mécanisme, l'âme extérieure en flexion, au deuxième mécanisme

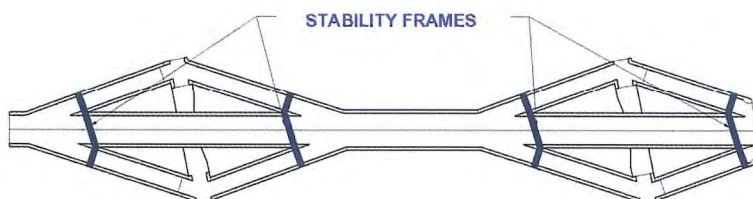


Fig. 5 : Cadre de stabilité / Stability frames

constitué par la cellule triangulaire intérieure. Cette charge agit de façon excentrée au sommet de la cellule triangulaire, mais le renversement potentiel est évité grâce aux cadres stabilisateurs extérieurs. Quand ceux-ci sont soumis au soulèvement dû au renversement, ils sont retenus par les parties extrêmes de l'âme extérieure qui retransmet cette force de soulèvement par flexion aux ancrages verticaux pré-contraints dans les culées.



Photo 4 : Cadre de stabilité en fabrication / Fabrication of stability frame



Photo 5 : Montage de cadre de stabilité / Erection of stability frame

La poutre horizontale des cadres stabilisateurs est une section bi-caisson avec des montants verticaux supplémentaires pour raidir la jonction avec les rampes et résister ainsi aux efforts hors du plan. Ceci est dû au fait que la cellule triangulaire n'est pas dans un plan vertical unique.

Un deuxième système de raidissage interne est obtenu avec les cadres de contreventement disposés tous les trois mètres (Fig. 6, Photo 6). Ces cadres servent d'ap-

de la semelle supérieure, ce qui est une condition nécessaire suivant les règles de conception. La section est aussi un bi-caisson, similaire aux cadres de stabilité.

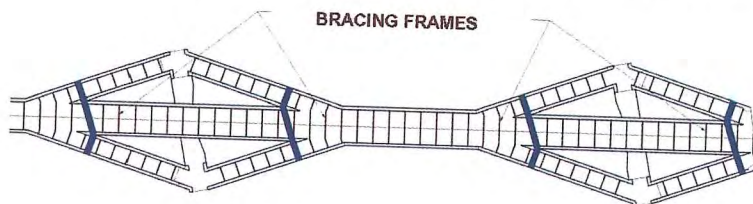


Fig. 6 : Cadre de contreventement / Bracing frames



Photo 6 : Cadres raidisseurs courants / Current stiffening frames

pui pour les panneaux de dalle béton et apportent la raideur nécessaire pour éviter la distorsion de la section ouverte et finalement empêchent le flambement latéral de la semelle supérieure dans les zones de compression due à la flexion longitudinale. Le flambement latéral a été vérifié suivant les règles Eurocodes espagnoles et une vérification complémentaire a été menée avec un modèle simplifié non-linéaire.

Troisièmement, des cadres déviateurs sont placés aux plans de déviation des âmes extérieures (Fig. 7, Photo 7). Les moments positifs compriment la partie supérieure de la section transversale et les forces de poussée au vide dues aux différents plans concourants sont reprises par les cadres. Ceux-ci agissent aussi en cadre rigide d'extrémité contre le flambement latéral

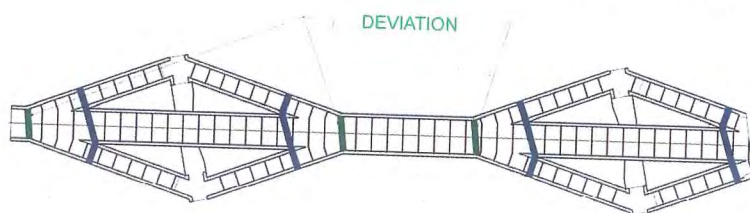


Fig. 7 : Cadres de déviation / Deviation frames

Pour mieux comprendre le fonctionnement de la structure, il faut aussi analyser les éléments porteurs principaux. Ils sont d'abord soumis aux charges verticales provenant de l'effort tranchant dans les âmes extérieures et à la composante verticale



Photos 7a et 7b : Fabrication des cadres déviateurs / Deviation frames fabrication

des efforts de compression d'équilibrage exercés par les âmes intérieures des rampes. Cette charge verticale est transmise directement aux fondations. Deuxièmement, puisque la triangulation n'est pas dans un plan vertical, ces forces de compression s'équilibrent dans la direction longitudinale, mais exercent en même temps une poussée horizontale dans la direction transversale. Comme expliqué précédemment, aucune poussée horizontale ne peut être transmise aux fondations ;

chaque force horizontale doit être équilibrée par une force opposée au moyen d'un élément tendu en béton armé (Fig. 8).

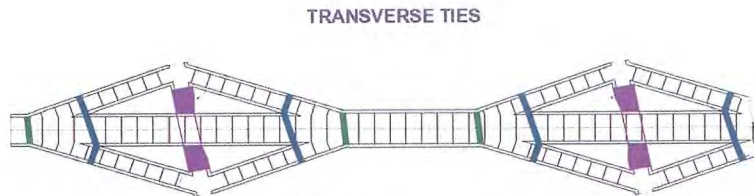


Fig. 8 : Structure principale fonctionnant en tirant transversal /
Main supporting structures, acting as transverse ties

La forme de ce tirant de hauteur variable découle de l'adaptation de la structure aux nécessités architecturales des escaliers d'accès. En conséquence, le tirant est soumis aussi bien à la traction qu'à la flexion due à l'excentricité croissante de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section.

Finalement, chaque rampe est simplement appuyée sur le tirant transversal en béton au moyen de deux

tion ne peut s'exercer sur la structure béton qui est un élément traversant le plan d'asymétrie.

La composante transversale des efforts de compression ne peut donc pas exercer de poussée sur la butée, mais doit être équilibrée par des efforts tranchants horizontaux agissant sur les rampes. C'est ainsi que pour assurer la transmission du cisaillement horizontal entre les rampes et le panneau de dalle béton, quatre appareils d'appui néoprène

sont placés transversalement entre les poutres prolongeant les rampes et la dalle. Ce cisaillement horizontal provoque une flexion autour d'un axe vertical qui est repris par la rigidité transversale du tablier.

2.2 La dalle béton en fond de caisson

La dalle béton est coulée sur un bac acier galvanisé posé entre les cadres transversaux et connectée par des goujons sur les semelles supérieures de ceux-ci. Il y a aussi des connecteurs goujons dans les cellules de fond de la section, permettant la connexion longitudinale de la dalle sur le fond de caisson en acier autopatinable. Les goujons sont en diamètre 19 mm avec une hauteur de 80 mm, espacés de 150 mm sur les semelles supérieures des cadres et de 200 mm sur

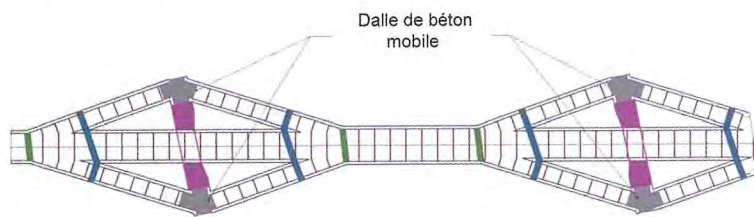


Fig. 9 : Ossature principale et dalle de béton mobile /
Main supporting frames and mobile concrete slab

poutres de prolongation (Fig. 9). Un appareil d'appui en néoprène est disposé sous chaque poutre pour recevoir la réaction verticale et d'autres appuis néoprène sont placés verticalement entre les poutres et la dalle béton. Ces appareils d'appui transmettent la composante horizontale des forces de compression provenant des rampes à la dalle. Comme le panneau de dalle béton n'est pas retenu longitudinalement, la composante de la compression est équilibrée par la force exercée par la rampe dorsale, alors que les composantes transversales mettent en butée la dalle (Photo 8).

Le fonctionnement structurel avec des poussées équilibrées mettant en traction les parties inférieures en béton est valable seulement pour des chargements symétriques sur la passerelle. Pour la composante dissymétrique sous des charges d'exploitation sur une moitié seulement de la section, aucune force de trac-

tion ne peut s'exercer sur la structure béton qui est un élément traversant le plan d'asymétrie.



Photo 8 : Construction des rampes et de la dalle butée en béton /
Construction of ramps and mobile concrete slab

Comme la dalle ne reprend pas le poids de la charpente, les contraintes dues aux charges permanentes ne produisent pas de retrait important et les variations des contraintes sur la section mixte sont négligées. Les charges d'exploitation agissent sur une section mixte dont la dalle béton se situe pratiquement à l'axe neutre et n'a donc que très peu d'influence sur l'inertie. C'est pour cette raison que les vérifications à l'état limite ultime ont négligé la contribution de la dalle béton, ce qui place en sécurité pour le calcul des contraintes dans la section acier.

Alors que le comportement mixte a été négligé pour le calcul global du tablier, il a été pris en compte pour la traverse des cadres qui ont été calculés en section mixte en T. Ceux-ci sont calculés en poutres appuyées sur les deux âmes, pour la résistance et la déformation de la dalle et aussi pour la rigidité du cadre empêchant le flambement latéral de la semelle supérieure.

La participation de l'action mixte de la dalle béton à la raideur globale de la passerelle a été prise en compte pour les analyses dynamiques, comme expliqué plus loin, car ces analyses doivent être aussi précises que possible pour évaluer la réponse de la structure aux chargements dynamiques.

3. MÉTHODES DE CALCUL

Différentes méthodes de calcul ont été adoptées pour le dimensionnement de cet ouvrage.

Le premier modèle de calcul mis au point est un modèle spatial à barres 3-D avec les éléments suivant les axes neutres des âmes porteuses des charges. Les caractéristiques mécaniques de ces éléments ont été calculées avec une largeur efficace de la tôle de fond prenant en compte les effets de traînage de cisaillement en flexion et voilement dans la plaque comprimée. Transversalement, ils sont liaisonnés aux cadres de stabilité principale et de déviation, alors que la structure inférieure en béton est modélisée par une bielle. Ce modèle avait été utilisé pour la conception préliminaire de la passerelle : vérifications des sections

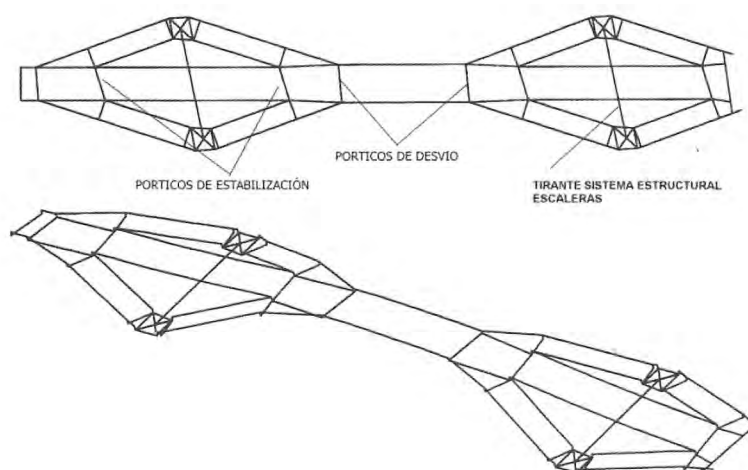


Fig. 10 : Modèle spatial 3-D / 3-D space frame model

en contraintes et déformations ainsi que pour le dimensionnement préliminaire des principaux cadres raidisseurs et la vérification de toutes les structures inférieures. Le modèle en structure spatial 3-D montra clairement que, comme expliqué précédemment, la travée principale agit en poutre fléchie alors que les rampes et les parties latérales du tablier central sont principalement soumises aux forces axiales provenant du mécanisme de la structure triangulaire (Fig. 10 et 11).

Malgré l'utilisation du modèle spatial jusqu'aux calculs finaux, un modèle complet aux éléments finis a été aussi mis au point pour contrôler différents comportements structuraux qui ne sont pas représentés fidèlement par le modèle spatial. En particulier la largeur effective de la tôle de fond et la raideur horizontale en cisaillement. D'une part, l'égalité des déformations et contraintes sous charges verticales fournies avec les deux modèles confirme la validité des largeurs efficaces prises en compte pour calculer les caractéristiques mécaniques en flexion des éléments de l'ossature. D'autre part, un cisaillement horizontal est généré par la composante dissymétrique des charges d'exploitation comme expliqué précédemment, et par les chargements horizontaux comme les effets du vent. Dans le modèle spatial 3-D, la rigidité transversale de la section complète est répartie par moitié à chacun des éléments représentant les âmes chargées. De cette façon, les forces horizontales produisent un effort tranchant horizontal et un moment de flexion sur les éléments de la structure qui sont modélisés

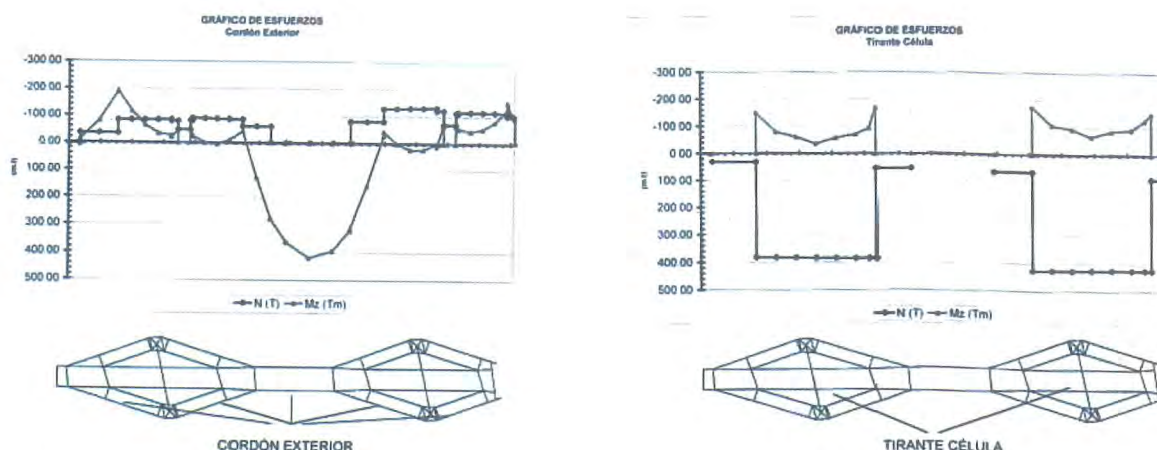


Fig. 11 : Efforts normaux et moments fléchissants dans le modèle 3-D / Axial forces and bending moments obtained by the 3-D space frame model

avec une précision suffisante de la rigidité transversale globale du tablier. Mais ceci ne reproduit pas fidèlement la distribution exacte des forces internes transversales dans la section globale. Par contre, le modèle éléments finis reproduit fidèlement la rigidité transversale de la section, en prenant en compte la distribution horizontale des forces de cisaillement sur la tôle de fond et la dalle béton (Fig. 12).

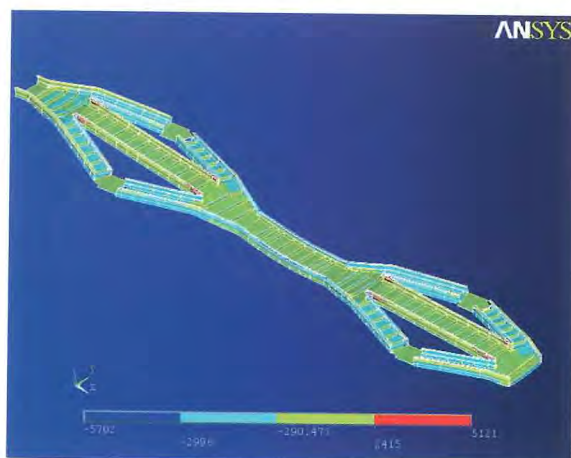


Fig. 12 : Contraintes normales sous poids propre / Axial stresses under dead load

De plus, des modèles EF isolés ont été utilisés pour analyser les cadres de stabilité et les ossatures d'appui. Ces sous-modèles furent utiles pour vérifier les contraintes dues aux détails de transmission locale des forces. La technique de sous-structuration fut utilisée avec les conditions limites appliquées comme des déplacements imposés sur le sous-modèle ; ceux-ci ayant été calculés automatiquement dans un modèle global précédent (Fig. 13).

Le premier sous-modèle concerne les cadres de stabilité. Comme expliqué avant, les cadres de stabilité relient les deux systèmes structuraux agissant dans le comportement global de l'ouvrage : les âmes extérieures agissent en flexion et les cellules triangulaires intérieures soumises aux charges axiales. On voit que le montant vertical extérieur reçoit un effort tranchant vertical qui est transmis par le porte-à-faux en moment négatif aux montants verticaux intérieurs. L'effort tranchant vertical est équilibré ici par le bras incliné sur la rampe et le tirant horizontal sur le tablier principal, de telle sorte que la travée centrale du cadre reste soumise seulement à un moment négatif constant. Mais comme le bras est dans un plan incliné, la composante transversale de son effort axial, agissant à environ mi-hauteur du montant vertical induit un moment positif qui équilibre le moment négatif des travées latérales en console. Les montants intérieurs, sont donc soumis à un état de contraintes complexes provenant de l'équilibre entre l'effort tranchant vertical et les efforts axiaux des rampes et le tablier principal, avec le changement brutal de signe du moment de flexion. La variation des contraintes a été vérifiée attentivement dans ce sous-modèle (Fig. 14).

Un autre modèle local concernait les cadres sur appui (Fig. 15). Ces cadres doivent transmettre l'effort de compression provenant des rampes à la dalle mobile en béton sur la pile et la composante d'effort tranchant vertical directement aux structures support. Pour effectuer ceci, on a accolé aux âmes de la section des rampes les deux poutres qui pénètrent dans la

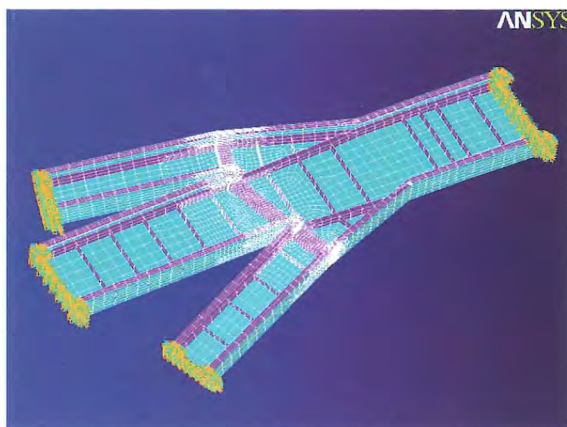


Fig. 13 : Sous-modèle EF des cadres de stabilité /
FE submodel of the stability frames

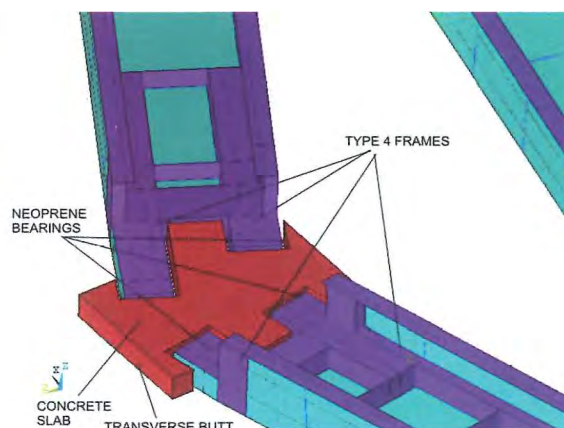


Fig. 15 : Modèle EF des cadres support /
FE submodel of the supporting frames

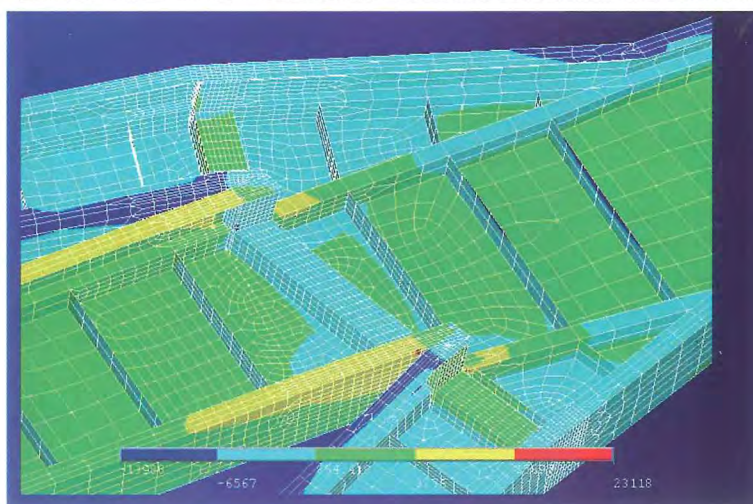
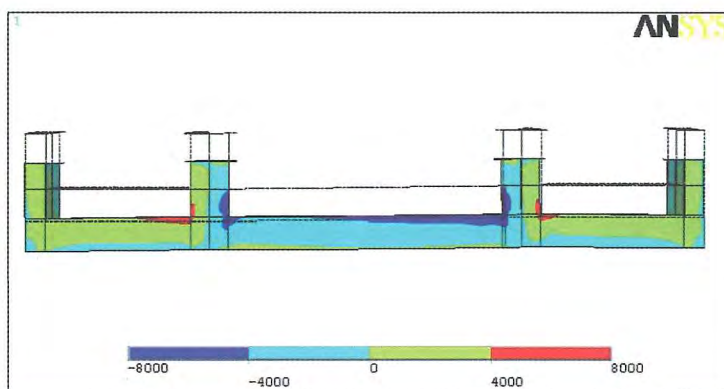


Fig. 14 : Déformation et contraintes dans les cadres de stabilité /
Structural response and stress pattern of the stability frames

dalle béton et qui débutent au premier cadre transversal.

Le cadre dans le caisson ouvert est calculé pour apporter la rigidité transversale suffisante pour fonctionner

en cadre d'extrémité et maintenir la semelle supérieure comprimée contre le flambement latéral. Sa position coïncide avec le changement de pente de la rampe, où le cisaillement et la compression de la rampe sont transmis aux poutres d'extrémité ; on raidit ainsi suffisamment la rampe pour reprendre ces transmissions locales.

De cette façon, les poutres de transmission sont soumises aux efforts de compression, égaux à la composante horizontale de l'effort dans le bras sur les rampes et aux efforts de cisaillement résultant du cumul de la composante verticale dans le bras et de l'effort tranchant dans la rampe. Ceci crée à son tour un moment de flexion positif constant dans les poutres.

Le cisaillement vertical est transmis à un appareil d'appui placé sous chacune des poutres de transmission alors que la poussée horizontale est transmise, à travers un appareil d'appui vertical, à la dalle

mobile en béton où il équilibre la poussée provenant de la rampe opposée. Enfin, la prolongation de la poutre de transmission jusqu'au premier cadre a aussi pour but de permettre une diffusion graduelle acceptable de la force axiale dans la section de la

poutre (720 mm de haut et 1 200 mm de large) depuis les âmes porteuses de la rampe (1 950 mm de haut et 20 mm d'épaisseur) avec la semelle supérieure, et la largeur effective de la tôle de fond.

4. L'ACIER INOXYDABLE

L'utilisation de l'acier inoxydable dans les structures de génie civil présente plusieurs avantages, tel que le coût d'entretien, et particulièrement ses indéniables qualités esthétiques. Afin précisément de préserver sa belle apparence, tous les détails de conception, les procédés de soudage et les opérations de construction doivent être soigneusement programmés et conduits.

Tout d'abord, le choix de la nuance est conditionné par le degré de corrosion de l'atmosphère. L'acier inoxydable utilisé pour la passerelle d'Abandoibarra est un SAF 2034 Fyk (marque qui correspond au X2CrNiN23.4 ou 1.4362). C'est un acier inoxydable de type "duplex", encore appelé austéno-ferritique, mélange de ferrite et d'austénite. La limite d'élasticité est de 400 MPa et la charge de rupture de 600 MPa à température ambiante ; le module d'élasticité est de 200 000 MPa et le coefficient de dilatation thermique de $1,4 \cdot 10^{-5}$, ce qui est légèrement supérieur à celui d'un acier conventionnel.

Sa composition chimique est : carbone 0,02 %, chrome 23 %, nickel 4,5 %, molybdène 0,3 % et azote 0,10 %.

Cet acier inoxydable convient pour une atmosphère urbaine moyennement corrosive ; s'il devait être utilisé dans un milieu contenant une plus forte concentration en chlorures, tel que par exemple le bord de mer, une nuance contenant un pourcentage plus élevé en molybdène serait nécessaire.

Le choix de l'acier inoxydable doit s'intégrer et être pris en compte dès la phase de conception afin de veiller à l'apparence finale de l'acier. C'est ainsi qu'une conception par tronçonnage est quasiment obligatoire, car elle permet de réduire les soudures extérieures de l'acier inoxydable aux soudures transversales entre les segments (Photo 9).

Le tablier de la passerelle est fabriqué en tronçons



Photo 9 : Fabrication par segments / Stainless steel segments

d'une longueur de 3 m, soudés entre eux sur un plat de section rectangulaire servant de latte de soudage : on évite ainsi tout meulage du pied du cordon, ce qui serait préjudiciable à l'aspect de l'acier inoxydable. De plus, ces nervures régulièrement espacées présentent l'avantage d'imprimer un rythme visuel sur la surface.

Tous les raidisseurs - les cadres raidisseurs principaux, les cadres courants régulièrement espacés, les raidisseurs longitudinaux, les semelles supérieures et les cellules supérieures et inférieures - sont ensuite soudés à l'intérieur des tronçons en acier inoxydable (Photo 10). La conception du raidissage interne, inter-



Photo 10 : Début de soudage des raidisseurs intérieurs / First stages of internal stiffener welding

venant pendant la phase de construction, doit bien prendre en compte le fait que l'acier inoxydable a une conductivité thermique plus faible et des déformations thermiques plus élevées que l'acier courant au carbone.

Au stade de la fabrication dans l'atelier, des procédures, des homologations et des produits d'apport de soudage s'avèrent donc nécessaires pour éviter avant tout une distorsion excessive des tôles. Pendant le soudage, la procédure habituelle de fixation des lattes supports en assemblage provisoire est exclue dans le cas de l'acier inoxydable, afin de ne pas altérer son apparence. Un soudage spécifique, avec un planning rigoureux des phases d'exécution, est requis afin de :

- réduire la gorge des soudures des plats directement attachés aux tronçons d'acier inoxydable,
- et donner la raideur transversale suffisante aux tronçons pour que le gauchissement thermique, dû aux soudages ultérieurs, ne provoque pas une distorsion de la section transversale.

Il convient également de prévenir le phénomène bien connu de la corrosion galvanique, qui pourrait survenir entre l'acier inoxydable et l'acier autopatinable. Quand deux métaux différents sont soudés ensemble, celui qui est le plus "noble" - dans ce cas, l'acier inoxydable - agit comme une cathode attirant les ions du métal moins "noble" - l'acier autopatinable - à la façon d'une batterie.

Il se crée un courant galvanique qui a pour effet une perte graduelle de masse de l'acier autopatinable. Pour l'éviter, on utilise habituellement une anode sacrificielle ou l'on procède à la mise à la terre du métal moins noble, mais ces procédés sont peu applicables en l'occurrence en raison du nombre élevé de points de contact entre les deux aciers.

Pour prévenir la corrosion galvanique, les surfaces soudées des tôles des raidisseurs intérieurs en acier autopatinable en contact avec celles en acier inoxydable sont peintes. La peinture isole les métaux des électrolytes, comme l'eau ou l'humidité, empêchant tout passage de courant ionique entre eux. Le traitement de protection élevé de longue durée appliqué à la surface interne du tablier comporte une première couche d'époxy-zinc de 80 microns d'épaisseurs, suivie de deux couches d'époxy-aluminium d'épaisseur 125 microns chacune (Photo 11).



Photo 11 : Peinture intérieure contre la corrosion galvanique / Internal protective painting against galvanic corrosion

En principe, une application locale de peinture doit suffire ; toutefois pour une protection maximale, il est vivement conseillé de peindre toutes les surfaces en acier inoxydable. Si l'on se contentait de ne peindre que la surface de contact entre l'acier inoxydable et l'acier autopatinable, toute piqûre dans la peinture près de la surface de contact conduirait à une anode minuscule connectée électriquement à une énorme cathode d'acier inoxydable. La différence de potentiel électrochimique provoquerait un fort courant galvanique qui corroderait localement la piqûre à grande vitesse. Peindre l'acier inoxydable équivaut à isoler la cathode, réduire la différence de potentiel, et donc à minimiser ce risque.

Cette solution n'est pas applicable aux cadres des raidisseurs principaux, car leur section est un caisson fermé, inaccessible à tout travail de peinture. C'est donc par l'étanchéité de ces caissons que l'on empêche la corrosion galvanique intérieure ; les trous de passage, habituellement laissés à l'intersection des soudures, doivent être obturés (Fig. 16, photo 12).

Quand on soude les segments entre eux, des oxydes gris peuvent apparaître sur la face externe des plaques d'acier inoxydable. Ils sont produits par l'oxydation à haute température du chrome et fragilisent localement la couche de passivation, spécifique des aciers inoxydables.

C'est une couche protectrice extérieure, intrinsèque au matériau, qui lui confère cette fameuse propriété d'inoxidabilité, c'est-à-dire de résistance à la corrosion. Elle se forme spontanément au contact de l'air, par oxydation atmosphérique de l'alliage de chrome,

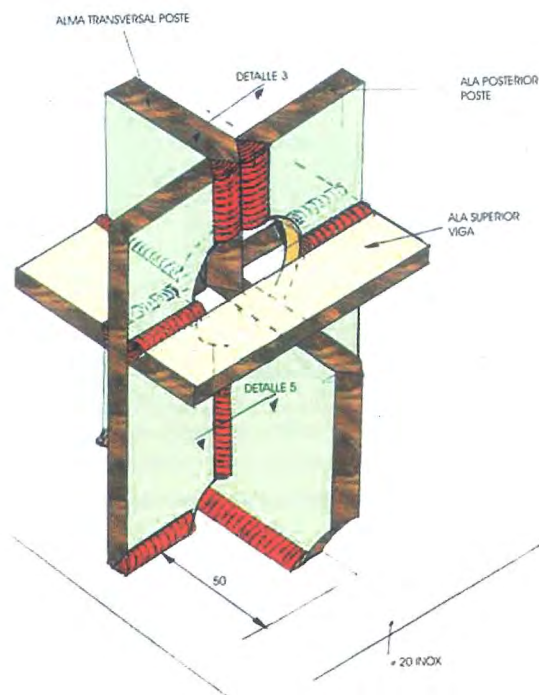


Fig. 16 : Soudure des cadres raidisseurs / Welding of stiffening frames



Photo 12 : Cadres raidisseurs / Stiffening frames

et empêche la pénétration de la corrosion dans le métal ; le procédé est similaire pour l'acier autopatinable. En cas d'attaque, elle s'auto-reconstitue par simple exposition à l'air, à condition, comme dans le cas présent, d'être débarrassée au préalable des oxydes de chrome de haute température.

Des tentatives ont été menées pour empêcher la réaction chrome-oxygène à température élevée, avec des tests de soudure réduisant le transfert thermique au minimum, ou en utilisant des atmosphères confinées à gaz inerte, sans résultat probant.

Ne pouvant les éviter, il s'agit de savoir les enlever. Le brossage mécanique en est un moyen, mais il polit l'acier inoxydable. Pour cette passerelle, une pâte décapante, appliquée localement et lessivable aussi bien en atelier qu'au chantier, sans risque de contamination chimique, a été utilisée.

De plus, pour éliminer le risque sérieux de corrosion par piqûre au niveau de la nervure extérieure servant de latte de support, la crevasse ou la fente située entre cette nervure et l'acier inoxydable doit être fermée par une soudure à gorge minimale (Photos 13a, b et c).



Photos 13a et 13b : Soudure sur lattes extérieures / Welding on external backing plates



Photo 13c : Soudage au chantier / Site welding

5. CONSTRUCTION DU TABLIER

La phase de construction adopte également des mesures spéciales pour préserver au maximum les qualités esthétiques de l'acier inoxydable. Les tronçons sont les plus longs possible pour être montés sur site avec des grues, sans manipulation extérieure, et leur pré-assemblage est effectué en atelier ou sur le chantier. Les photos 14 à 19 illustrent ces différentes étapes.

Les tronçons latéraux sont posés en premier de chaque côté sur la pile et la palée provisoire en rivière, à l'aide d'une grue sur la berge. Ces tronçons d'environ 30 m de long et 7,6 m de large ont été entièrement assemblés en usine, transportés jusqu'au site et montés directement à la grue depuis le camion, puis posés sur les culées et les palées provisoires (Photos 14 et 15).



Photo 14 : Montage du tronçon latéral du tablier principal /
Erection of main deck lateral segment



Photo 15 : Palée provisoire / Temporary pier

Le tronçon central par contre, étant trop large et trop lourd pour être assemblé intégralement en atelier a dû être transporté en segments de 6 m de longueur jusqu'au chantier pour être rabouté par soudage (Photo 16). Après assemblage, le tronçon central a été mis à l'eau et flotté à la verticale de l'ouvrage (Photo 17). Il a été levé avec des câbles et des vérins fixés à l'extrémité des tronçons latéraux au droit des palées (Photo 18). Ceci a été la phase la plus compliquée du montage, puisque l'écartement des extrémités des travées latérales était 100 mm plus long que le tronçon central à lever. Après le levage, les tronçons latéraux furent tirés longitudinalement jusqu'à réduire au minimum de tolérance l'écartement avec le tronçon central pour exécuter les soudures bout à bout.



Photo 16 : Assemblage du tronçon central du tablier principal /
Worksite pre-assembly of main deck central segment



Photo 17 : Montage du tronçon central - Mise à l'eau /
Erection of central segment - Floating into position



Photo 18 : Montage du tronçon central - Hissage /
Erection of central segment - Lifting

Finalement, les rampes latérales, moins lourdes que les tronçons du tablier principal, ont été mises en place avec des grues (Photo 19).

Après soudage des tronçons métalliques, la dalle mobile de béton a été coulée et les palées provisoires enlevées pour charger la structure.

La dalle béton a ensuite été coulée sur le bac acier posé dans le caisson (Photo 20). Après pose des fourreaux,

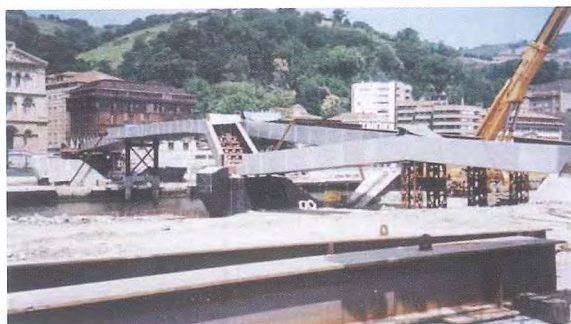


Photo 19 : Montage des rampes / Erection of side ramps



Photo 20 : Bac acier galvanisé pour coulage de la dalle / Galvanised sheeting for concrete deck



Photo 21 : Pose des fourreaux / Laying of sheaths



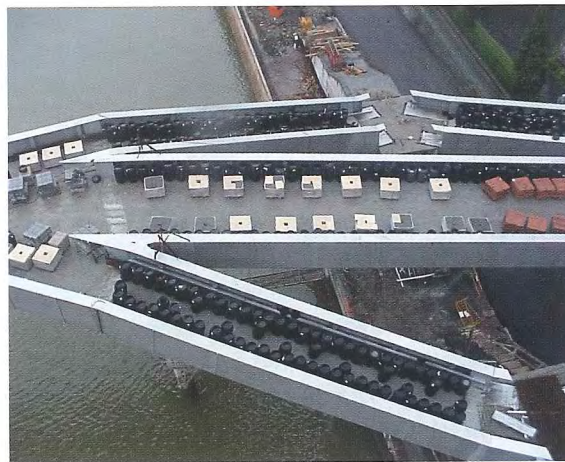
Photo 22 : Mise en place de l'étanchéité / Waterproofing laying

elle a été recouverte avec un revêtement étanche sur lequel est posé le platelage bois (Photos 21 et 22).

Des essais de charge statiques ont été menés avant les essais dynamiques (Photos 23 a, b et c).

6. ANALYSE DYNAMIQUE ET CONTRÔLE DES VIBRATIONS

La complexité de la structure de la passerelle d'Abandoibarra et la grande largeur du passage piétonnier, qui vont très certainement conduire à des



Photos 23 : Essais statiques - a) tablier central, b) rampes / Static tests - a) central deck, b) ramps



Photo 23 c : Essais statiques - Bidons d'eau /
Static tests - Water filled cans

chargements dynamiques sous les piétons, nécessitent des analyses détaillées avec des modélisations informatiques. En effet la réponse dynamique diffère largement des critères de dimensionnement simplifiés donnés dans les codes nationaux. Ces analyses doivent reproduire aussi fidèlement que possible, les forces excitatrices exercées sur l'ouvrage ; ceci devient compliqué quand on ne considère pas que le cas du piéton isolé, traité dans la plupart des règlements. De plus, les critères d'acceptation doivent être soigneusement établis parce que la réponse des piétons aux vibrations induites est essentiellement subjective et il existe peu de critères de dimensionnement valables dans la littérature technique quand il s'agit des charges dynamiques simultanées élevées.

La réponse dynamique de la passerelle d'Abandoibarra présente plusieurs aspects importants dont l'analyse précise ne rentre pas dans les méthodes simplifiées proposées par les règlements actuels. Une analyse informatique s'avère nécessaire.

Tout d'abord, le modèle spatial caractérisant le tablier en voiles plissés fournit une diversité de réponse dynamique.

De plus les modes excitables par les piétons sont les modes élevés associant la torsion et les déformées dissymétriques.

Enfin, le chargement dynamique escompté sur l'ouvrage doit être estimé de façon réaliste. En prenant en compte la largeur de 7 m du tablier et la présence de l'université Deusto, à une extrémité, avec le musée Guggenheim, à l'autre extrémité, une charge de foule doit être envisagée.

6.1 Caractéristiques dynamiques de la passerelle

Une définition précise des cas de charge dynamique doit prendre en compte les facteurs suivants :

- la simultanéité,
- la plage des fréquences excitatrices liées aux diverses activités humaines,
- les probabilités d'occurrence des charges.

En première approche, on peut examiner les fréquences mesurées des passerelles construites qui sont décrites dans la littérature technique (Fig. 17). En

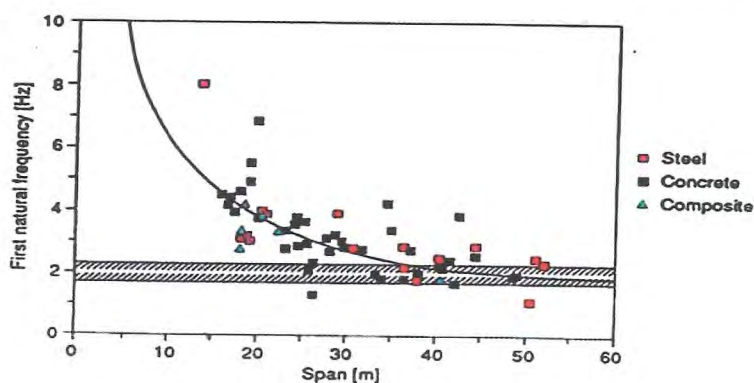


Fig. 17 : Fréquences fondamentales mesurées des passerelles construites /
First natural frequencies recorded in built footbridges

extrapolant la courbe, et avec l'hypothèse que la première fréquence est inversement proportionnelle à la portée, on a estimé cette valeur à environ 1 Hz, sous la plage critique de marche des piétons de 1,5 à 2,5 Hz où existent des possibilités de résonance.

Cependant, les modes supérieurs doivent être examinés car ils ont probablement des fréquences dans la zone critique jusqu'à 4,5 Hz.

Enfin, une fréquence fondamentale basse peut être excitée par la marche lente d'une foule importante. Après ces conclusions préliminaires, plusieurs analyses informatiques ont été menées pour évaluer le comportement dynamique de la passerelle.

6.1.1 Modèle à barres

Les modes propres ont été obtenus avec un modèle spatial à barres suivant les axes neutres des âmes avec les caractéristiques mécaniques et massiques appropriées.

La première déformée modale correspond à la flexion symétrique verticale de la travée principale avec une fréquence de 0,97 Hz proche de la valeur estimée (Fig. 18).

Afin de valider ce modèle à barres, une modélisation en coques spatiales plus détaillée a été utilisée.

6.1.2 Modèle avec sections acier seul

Un premier calcul avec seulement les sections en acier a donné des modes identiques au modèle à barres :

- 0,97 Hz pour le 1^{er} mode de flexion symétrique de la travée centrale,
- 1,74 Hz pour le 2^e mode de flexion antisymétrique de la travée centrale,
- 2,42 Hz pour le 3^e mode de flexion locale des travées latérales du tablier central,
- 2,70 Hz pour le mode 5 : le premier mode de torsion.

6.1.3 Modèle avec sections acier et dalle béton

Une deuxième modélisation avec les sections comprenant la dalle béton a révélé l'incidence significative de celle-ci sur le comportement dynamique du tablier.

La raideur de la dalle béton dans son plan restreint les déplacements longitudinaux des âmes opposées, contribuant ainsi à la raideur globale en flexion du tablier. La réduction de la déformation à mi-portée avait été négligée pour l'analyse statique aux états limites de service et ultimes. Pour la réponse dynamique, elle contribue à augmenter les fréquences (Tableau 1). D'un autre côté, la dalle béton ferme le flux de cisaillement de torsion dans la section, car la tôle de fond avec la dalle entre les cadres transversaux forme un caisson. La raideur en torsion de la section se trouve augmentée ainsi que la fréquence.

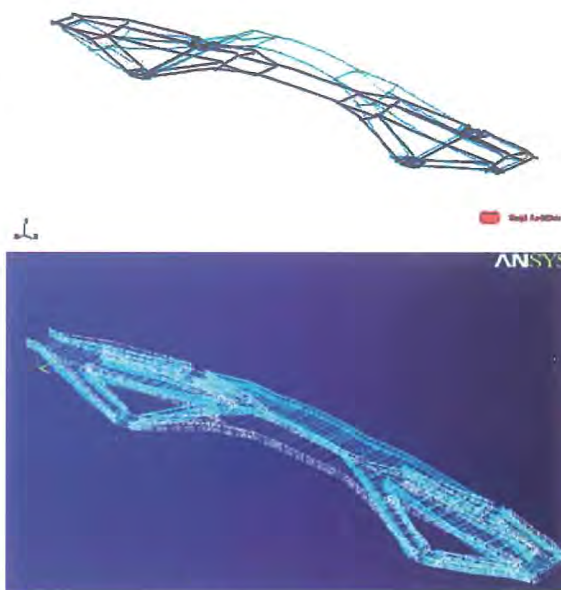


Fig. 18 : Premier mode de vibration calculé avec le modèle 3-D et sections acier seul / First vibration mode obtained with 3-D space frame and only steel FE model $F_1 = 0,97$ Hz

6.1.4 Influence de la dalle d'appui

Dans une troisième étape, l'influence de la dalle d'appui liaisonnant les rampes a été analysée. Toutes les quatre jonctions des rampes s'appuient sur des dalles béton libres longitudinalement afin d'éviter d'introduire des efforts horizontaux aux fondations. Si par contre, ces dalles de béton étaient fixées dans la direction longitudinale, la rigidité globale de l'ouvrage serait changée de façon importante, car dans le premier mode de déformation, les poutres en flexion auraient fonctionné en arc.

Une étude de la variation des fréquences des trois premiers modes, en fonction de la raideur longitudinale de la dalle d'appui, a été menée depuis la dalle entièrement libre jusqu'à l'articulation complète (Fig. 19). En augmentant la rigidité de la dalle vis-à-vis des déplacements longitudinaux, la première fréquence

Mode	Déformé	Fréquence en section acier seul	Fréquence en section acier + dalle béton
Mode 1	Flexion symétrique de la travée centrale	0,97 Hz	1,16 Hz
Mode 2	Flexion dissymétrique	1,74 Hz	2,14 Hz
Mode 3	Flexion locale du segment latéral	2,42 Hz	2,81 Hz
Mode 5	Torsion	2,70 Hz	4,23 Hz

Tableau 1 : Fréquences calculées avec différents modèles EF

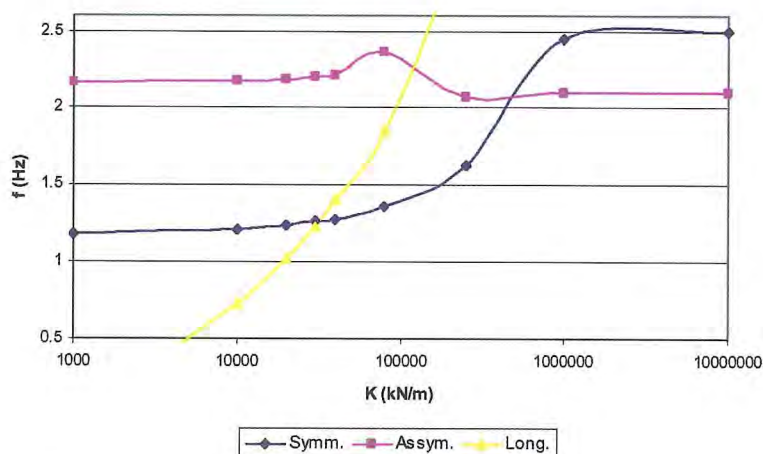


Fig. 19 : Variation de la fréquence fondamentale avec la rigidité longitudinale de la dalle / Variation of first natural frequencies with slab longitudinal stiffness

de flexion symétrique augmente de 1,16 Hz jusqu'à un maximum de 2,5 Hz, quand le mouvement longitudinal de la dalle d'appui est complètement bloqué et le tablier agit alors comme un arc. Pour le deuxième mode de flexion dissymétrique, par contre, elle reste relativement stable autour de 2,2 Hz car il n'y a presque pas de déplacement longitudinal de la dalle.

Pour des rigidités faibles de la dalle, il existe un mode de vibration longitudinal à basse fréquence qui avait été numériquement évité dans la première analyse préliminaire avec des dalles complètement libres en fixant le tablier sur une culée.

Il faut aussi noter que le mode de vibration local des segments latéraux et le mode de torsion ne sont pas affectés par la raideur longitudinale des dalles d'appui.

6.1.5 Influence des appareils d'appui néoprène des dalles d'appui

En prenant en compte la totalité des appareils d'appui néoprène liés à chaque dalle qui contribuent à la rigidité globale, y compris les appuis sous les poutres prolongeant les caissons et les appuis verticaux transversaux, leur rigidité longitudinale peut être calculée avec la formule :

$$K = G \sum \frac{A_n}{n.e}$$

G : le module de cisaillement

A_n : la surface de l'appareil d'appui

n.e : la hauteur totale de néoprène

Le module de cisaillement G du néoprène varie de

façon significative de 1 000 kN/m², pour des déplacements lents imposés, à 2 000 kN/m², pour des charges rapides. La raideur longitudinale totale de la dalle d'appui due à la raideur du néoprène varie de 10 000 à 20 000 kN/m et la fréquence fondamentale varie de 1,20 à 1,23 Hz seulement. On reste proche de la valeur de 1,16 Hz calculée avec la dalle non restreinte.

Une difficulté complémentaire est apparue pour la détermination de la fréquence fondamentale. La dalle béton est appuyée sur des appareils d'appui Téflon fixés par des tiges

d'ancrage pour reprendre les efforts de soulèvement dus aux imperfections géométriques de construction. Les forces de frottement sur ces éléments provoquent une réponse force-déplacement non linéaire : déplacement nul pour des charges inférieures à la force de frottement statique et charge constante avec déplacement sans retenue au-dessus de la résistance de frottement. Ceci implique que la raideur longitudinale est infinie jusqu'à la force de frottement et nulle quand le frottement est dépassé. Cette non-linéarité complique le calcul de la fréquence fondamentale qui dépend du niveau de charge. Il n'est pas facile de savoir si le frottement sera dépassé, car les piétons exercent des forces longitudinales minimales sur les dalles d'appui et par ailleurs la charge dynamique est variable dans le temps.

Il a été décidé de mener les analyses dynamiques numériques en négligeant les effets de frottement non linéaire et prenant seulement la rigidité des appareils d'appui néoprène avec $G = 2\,000\text{ kN/m}^2$.

Les modes de déformation et les fréquences calculées avec ces hypothèses sont montrés aux figures 20.

6.2 Mesures des fréquences du tablier

Des essais ont été menés sur l'ouvrage pour mesurer les fréquences propres. Ces essais sur le tablier entièrement terminé comprenaient 5 phases :

1. Détermination des vibrations ambiantes ;
2. Essais au pas uniforme avec un petit groupe de personnes marchant à différentes fréquences (Photo 24a) ;

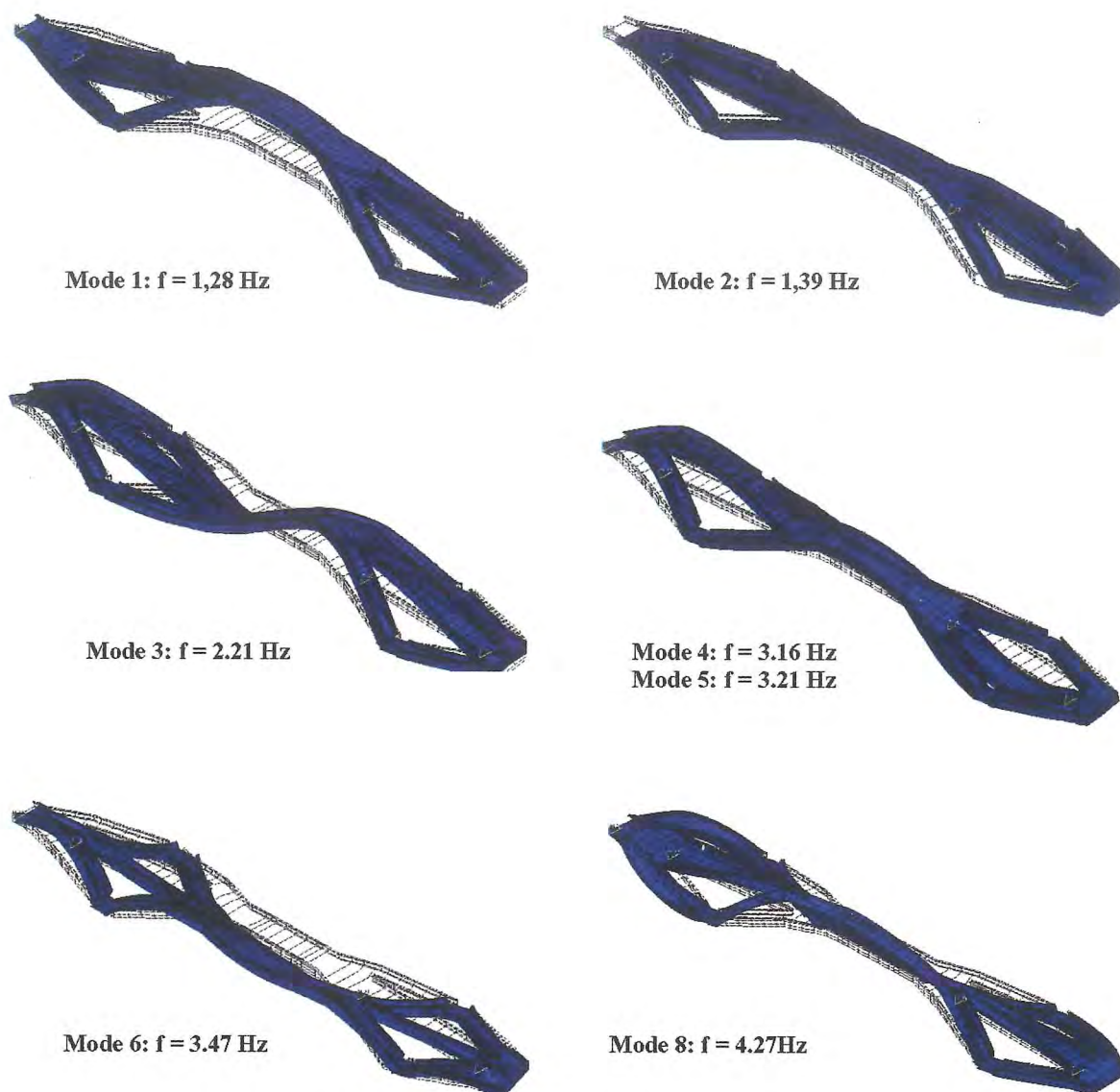


Fig. 20 : Modes et fréquences / Calculated mode shapes and frequencies

3. Tests de simulation stationnaire pour mesurer l'amortissement ;
4. Un véhicule de levage léger chargé avec des niveaux de charge différents (Photo 24b) ;
5. Simulation de vibration stationnaire avec le véhicule léger.

La grandeur mesurée était la vitesse avec des jauges pour l'enregistrement automatique des vitesses verticale, transversale et axiale ainsi que le déplacement vertical et latéral à mi-travée.

Les enregistrements ont été faits en trois endroits dif-

férents sur le tablier : mi-travée centrale, à la jonction des rampes côté rivière au tablier et au milieu du segment latéral de la travée. Ces endroits correspondent approximativement au maximum de déformation dans les trois premiers modes. Une analyse FFT sur les enregistrements de vitesse fournit le spectre de fréquence de la réponse de la structure.

Les fréquences mesurées étaient de 1,86 Hz pour le premier mode, 2,35 pour le deuxième mode qui montrait un déplacement axial important. Le troisième mode mesuré semblait correspondre au balancement latéral du tablier.



Photos 24 : Essais dynamiques - a) petit groupe synchronisé, b) impulsion mécanique / Dynamic tests - a) synchronized small group, b) mechanical impulse

L'amortissement mesuré sur la courbe de décroissement logarithmique était de 2,2 %, plus élevé que les valeurs préconisées pour les passerelles.

6.3 Calcul et essais de réponse dynamique du tablier

Après calibrage du modèle EF, des essais de plus en plus précis furent menés. Tout d'abord, la réponse à un chargement harmonique, à partir de 1 Hz, appliqué aux endroits les plus défavorables sur le tablier a été analysée. L'effet des charges dynamiques simultanées fut aussi examiné au moyen d'une charge uniforme répartie sur le tablier central équivalent à 1 personne/m² en marche ou 0,25 à 0,50 personne/m² en train de sauter ou courir.

6.3.1 Effet d'un piéton seul

L'action exercée par un piéton est modélisée par une somme de fonctions harmoniques, chacun multiplié par un facteur d'amplification obtenu par une analyse de Fourier dépendant du type d'action exercé : marche, course ou saut. La réponse totale est obtenue en additionnant les réponses individuelles à chaque fonction harmonique. Le procédé est répété en variant la fréquence d'excitation pour obtenir le spectre de réponse en accélération.

Les résultats pour un chargement harmonique dû à un piéton unique sont donnés à la figure 21. L'accélération maximale obtenue est de 0,86 m/s² pour une charge harmonique statique à mi-travée centrale. Cette accélération, supérieure au seuil de confort généralement admis : $0,5\sqrt{f_0} = 0,57$ m/s² correspond à

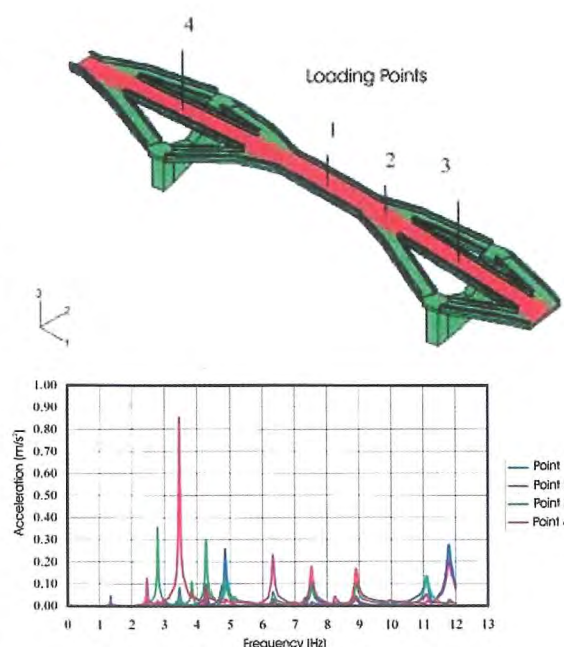


Fig. 21 : Accélération calculée sous charge harmonique d'un piéton / Acceleration response for single pedestrian harmonic loading

un cas assez improbable d'excitation à 3,20 Hz, en résonance avec le mode de vibration local du segment latéral. Par contre, l'accélération à mi-travée ne montre pas de pic de résonance dans la gamme 1 à 4,5 Hz, ce qui semble indiquer que le premier mode symétrique n'est pas le plus défavorable pour le confort des piétons.

6.3.2 Charge de piétons répartis

Les chargements répartis nécessitent une interprétation spéciale.

Tout d'abord, les analyses ont pris en compte la densité décroissante des piétons par mètre carré quand l'activité devient plus intense, mais il est difficile de représenter la synchronisation des actions individuelles. Les analyses harmoniques effectuées supposent que toutes les actions piétonnières simultanées agissent complètement en phase ce qui est évidemment du côté de la sécurité.

Les flèches maximales obtenues avec ces calculs, pour tout le tablier central chargé à une fréquence excitatrice de 3,20 Hz, sont autour de 14 cm, valeur admissible du point de vue de la résistance. Mais, comme l'accélération et le déplacement sont liés par la formule :

$$a = (2 \pi f)^2 d.$$

Avec $f = 3,20$ et $d = 0,14$ m, on obtient un pic d'accélération autour de 6 g, valeur inadmissible pour un humain. Ceci montre que l'analyse harmonique sous charge répartie peut être utile pour la détermination des flèches maximales d'un point de vue de l'état limite ultime, mais n'a pas de sens pour évaluer le confort des piétons à l'état limite de service.

6.3.3 Analyse temporelle

Finalement plusieurs analyses temporelles furent menées, et une approche assez précise vers la réponse dynamique de la passerelle a été menée. L'accélération maximale sous un piéton unique marchant sur le tablier est de $0,05 \text{ m/s}^2$, ce qui est très en dessous de la limite acceptable. Pour une foule courant à 2,21 Hz, donc complètement couplée avec la deuxième fréquence, l'accélération maximale est de 2 m/s^2 , proche de la limite d'inconfort (Fig. 22). Cependant, cette valeur doit être considérée comme une limite supérieure d'accélération, puisque la charge considérée (6 personnes transversalement alignées sur le tablier, espacées de 2 m longitudinalement et chacun s'avancant en phase à la même fréquence) doit être considérée comme un cas de charge improbable.

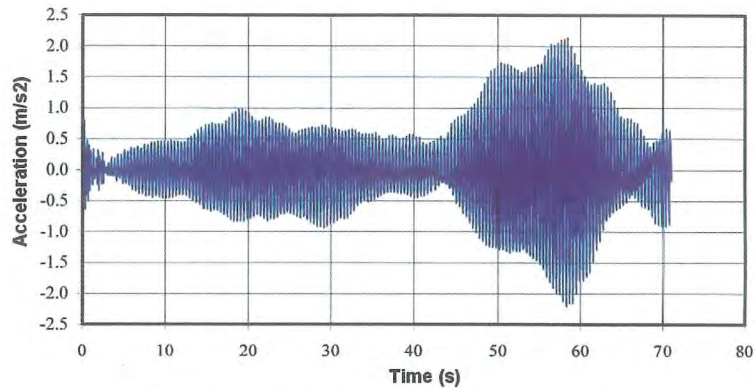


Fig. 22 : Accélérographe pour une foule marchant à 2,2 Hz / Time-history acceleration response for multitude walking at 2,2 Hz



Photo 25 : Amortisseur / Damper

6.4 Résultats de l'étude dynamique

Les résultats montrés plus haut permettent de conclure que la passerelle a une réponse dynamique satisfaisante, puisque les accélérations maximales sont en dessous des critères d'acceptation ou, s'ils la dépassent,

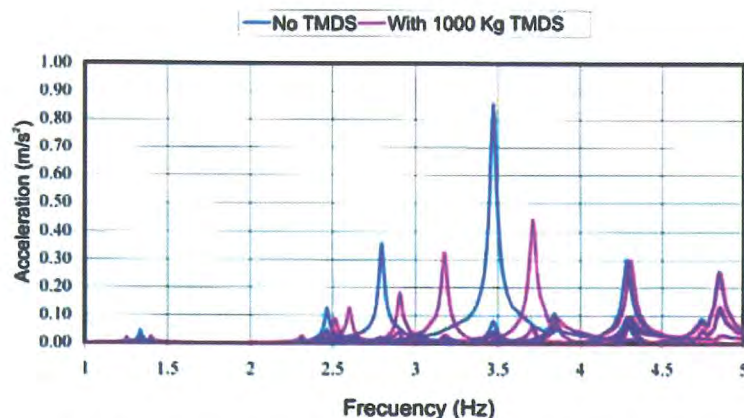


Fig. 23 : Réduction d'accélération avec amortisseurs / TMD reduction of peak acceleration

ADA	Fréquence (Hz)	Masse (kg)
Mi-travée	1,85	1 206
Jonction avec rampes	2,35	550
Tronçon latéral	3,3	725

Tableau 2 : Effet des amortisseurs dynamiques accordés /
Tuned mass dampers effect

sent, c'est sous des cas de charges très improbables pour lesquels les critères d'acceptation ne sont pas clairement définis.

Cependant l'inconfort des piétons aux vibrations est une notion subjective ; pour cette raison, malgré les résultats dynamiques favorables obtenus, plusieurs amortisseurs dynamiques accordés (ADA) ont été conçus et placés sur la passerelle pour minimiser les vibrations indésirables induites par les piétons.

6.5 Amortisseurs dynamiques accordés

Ces ADA sont constitués d'une masse oscillante reliée à la passerelle par un ressort et un amortisseur visqueux dont les oscillations déphasées, quand la passerelle est excitée par une charge dynamique, amortissent les vibrations induites. Ces appareils très courants en mécanique, mais dont les applications en structure commencent à apparaître, doivent être précisément réglés afin d'effectuer un amortissement optimal du mode de vibration désiré de la structure. Leur effet classique est de scinder les pics de résonance en deux pics adjacents, mais avec une réduction d'environ 50 % de l'accélération maximale.

Les caractéristiques des ADA installés sur la passerelle sont données au tableau 2. Les appareils sont placés par paires, dans la section creuse entre les garde-corps en bois et les âmes de la structure en acier inoxydable (Photo 25 et Fig. 23). Les fréquences intrinsèques des ADA ont été calibrées pour coïncider avec les fréquences enregistrées, correspondant aux modes de vibration symétriques, dissymétriques et du segment latéral.

La passerelle a aussi servi dans un programme de recherche européen, pour expérimenter un nouvel amortisseur dynamique accordé semi-actif qui peut s'adapter à des variations de la fréquence excitatrice. Une auto-calibration des capacités d'amortissement se déclenche dès que les capteurs incorporés détectent une variation de la fréquence. La viscosité du fluide

amortisseur magnéto-rhéologique est modifiée par changement d'induction du champ magnétique. L'efficacité de l'amortisseur est fonction de la plage de fréquences autour de la fréquence optimale.

Sur la passerelle d'Abandoibarra, les amortisseurs mis en place ont la possibilité d'être transformés en amortisseurs semi-actifs, car ils sont déjà équipés de capteurs pouvant enregistrer les variations instantanées de fréquences ainsi que celles du fluide magnéto-rhéologique (Photo 26).



Photo 26 : Amortisseur semi-actif / Semi active damper

7. DONNÉES COMPLÉMENTAIRES

7.1 Quantités des matériaux et coûts (Valeur 2002)

• Tablier

Béton :	B30 :	207 m ³
Armatures :	Fe E 500 :	33 t
Acier inoxydable :	X2CrNiN23.4 :	442 t
	Fy = 400 MPa	(1 307 600 €)
Acier autopatinable :	S355W :	482 t
		(1 437 100 €)
Platelage bois :	lapacho du Brésil :	1 598 m ²
		(316 000 €)
Garde-corps :	acier inoxydable :	656 m
Éclairage :	fibres optiques :	(303 000 €)
Amortisseurs :	ADA :	6 unités
		(110 000 €)

• Coûts totaux

Structure :	5 323 442 €	3 327 €/m ²
Équipements :	1 512 543 €	945 €/m ²
Rampes d'accès :	537 689 €	336 €/m ²

Études de conception :	180 000 €	112 €/m ²
Études d'exécution :	480 000 €	300 €/m ²

7.2 Dates

Concours	1995
Démarrage des travaux	janvier 2001
Début de fabrication acier	mars 2001
Fin de fabrication acier	avril 2002
Montage	janvier - avril 2002
Essais statiques	mai 2002
1 ^{er} Essais dynamiques	mai 2002
2 ^e Essais dynamiques	mars 2003
Mise en service	mars 2003

7.3 Principaux intervenants

- Maître d'ouvrage : Bilbao Ria 2000
- Concepteur IDEAM SA
- Architecte : Lorenzo Fdez. Ordóñez
- Entreprise générale : Ferrovial-Agromán SA
- Constructeur métallique : URSSA SA
- Fournisseur acier inoxydable : Avesta-Sheffield

8. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Avesta Sheffield Corrosion handbook. Avesta Sheffield. Eight edition.
- [2] Experimental study on the flexural behaviour of stainless steel beams. Hormigón y Acero n° 216. 2000.
- [3] European Stainless Steel Development Group. Design manual for structural stainless steel. Nickel Development Institute, Toronto, Canada.
- [4] Handbook for the welding of stainless steels. Avesta Sheffield.
- [5] Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings
- [6] Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1.4. Supplementary rules for stainless steel
- [7] ANSI/AWS D1.1-90. Structural welding code. American Welding Society.
- [8] Bachmann. Vibration upgrading of gymnasia, dance halls and footbridges. Structural Engineering International. 1992.
- [9] Bachmann and Weber. Tuned vibration absorbers for lively structures. Science and Technology 1995.
- [10] A. Occhiuzzi & al. Semi-active MR dampers in TMD's for vibration control of footbridges. Footbridge 2002: Proceedings OTUA, 2002.



Photo 27 : Ouvrage ouvert au public / Bridge open to public