

Conception du viaduc sur la Mayenne

Arnaud BOUARD, Responsable Technique Ouvrages d'Art – SCE. arnaud.bouard@sce.fr

Introduction

Dans le cadre du contournement Nord de Château-Gontier, le Conseil Départemental de la Mayenne a lancé un concours de maîtrise d'œuvre complète en 2015 pour concevoir les 2 ouvrages de franchissement nécessaires à ce tracé routier :



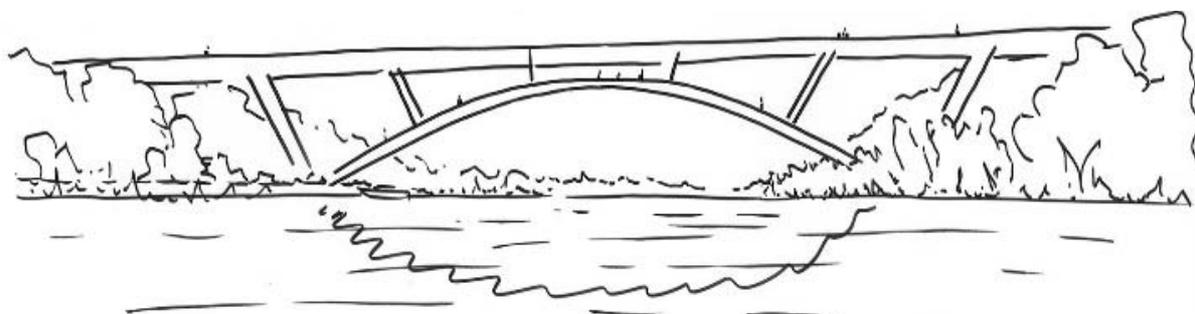
SCE s'est donc associé à l'agence d'architecture Lavigne-Cheron (AOA) ainsi qu'à l'ingénierie géotechnique APC pour proposer un pont de 50 m de portée au-dessus du Bouillon et un ouvrage de franchissement de la Mayenne, de dimensions nettement plus imposantes et qui constitue l'objet de cette présentation.

La problématique principale à résoudre par cet ouvrage était le franchissement de l'ensemble de la vallée de la Mayenne (environ 300 m), sans disposer d'appui en son lit mineur, soit 120 m environ. Il est par ailleurs important de préciser que les niveaux altimétriques des points à relier de part et d'autre de la vallée se situent environ 28 m au-dessus de celui de la Mayenne.

Il convenait enfin de tenir compte des volumes de terres déplacés sur le reste du tracé routier pour utiliser au mieux cette ressource locale et proposer ainsi le meilleur compromis entre volumes de remblais derrière les culées et longueur totale effective de l'ouvrage.

En somme, les règles du concours de maîtrise d'œuvre revenaient à la définition première d'un ouvrage d'art : **relier un point A à un point B, sans disposer d'appuis sur une longueur bien précise et ce, de la façon la plus élégante et efficace possible.**

Après réflexions et vérifications des premières faisabilités, notamment géotechniques, nous avons proposé ce qui nous semblait le plus pertinent pour répondre à cette problématique : un pont en arc portant un tablier mixte par l'intermédiaires de pilettes inclinées.



Esquisse initiale de Thomas Lavigne, architecte gérant de l'agence Lavigne Chéron

De plus, notre projet permettait aux piétons de franchir la Mayenne en empruntant directement l'arc équipé de marches en bois et passer ainsi d'une rive à l'autre pour rejoindre

les chemins de halage, ce qui constituait une plus-value significative par rapport aux stricts besoins énoncés au marché de maîtrise d'œuvre :



En Février 2016, le conseil départemental de la Mayenne nous signifiait notre victoire du concours et démarrait alors pour moi un peu plus d'un an et demi de travail de conception détaillée de l'ouvrage.

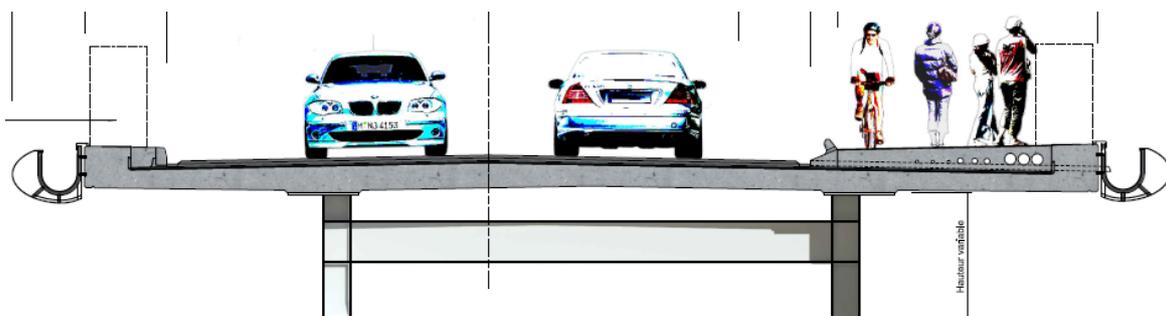
Principe général et hypothèses de la tâche

Le principe général de ma tâche consistait à concevoir un ouvrage satisfaisant tous les besoins fonctionnels souhaités par la maîtrise d'ouvrage tout en restant le plus fidèle possible au parti architectural initial, en tenant compte des contraintes environnementales du site et, bien entendu, en garantissant la maîtrise du coût total de l'opération.

Le tablier de l'ouvrage a tout de suite été conçu sous la forme d'un tablier de type bipoutre mixte, relativement sobre, et très efficace vis-à-vis des voies et équipements à porter :

- Deux voies routières de 3.50 m chacune ; charges routière Eurocodes + convois exceptionnels type C2 et E2F1
- Deux bandes dérasées de 1 m chacune,
- Une voie pour modes doux de 3.0 m et séparée du reste de la chaussée
- Les longrines supportant les dispositifs de retenue
- Des corniches architecturées recevant les caniveaux

La coupe transversale du tablier d'une largeur de 14.18 m est ainsi la suivante :



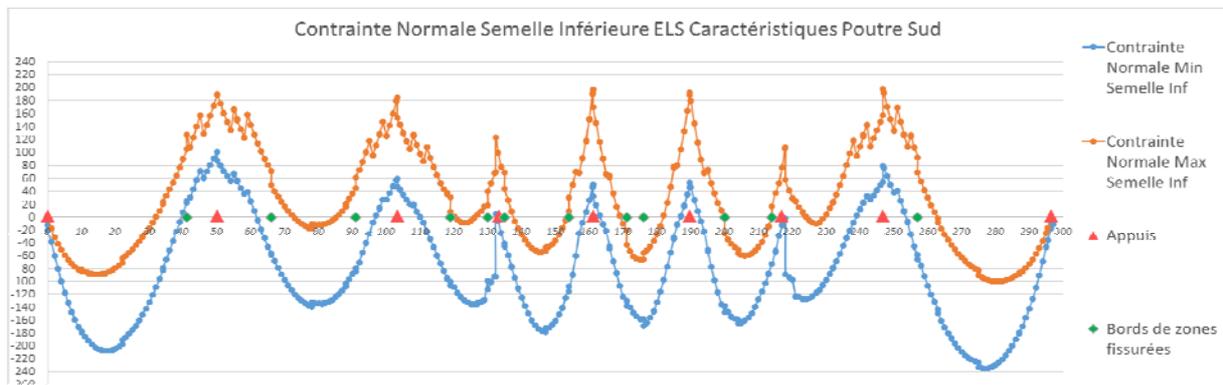
Bien entendu, l'ouvrage devait également être conçu vis-à-vis de toutes les charges et actions réglementaires des Eurocodes (charges de superstructures, actions climatiques, séisme zone 2,

De nombreuses itérations de calculs sur les épaisseurs des tôles ont donc été nécessaires pour aboutir à la répartition matière des PRS la plus économique possible c'est à dire parvenir au meilleur compromis entre l'adéquation des caractéristiques mécaniques des poutres par rapport aux courbes de sollicitations et la minimisation du nombre de sections différentes par travée, pour ne pas que le coût des rabouages par soudures ne vienne annuler le gain de matière obtenu.

Après avoir optimisé l'épaisseur du tablier béton par analyse de sa flexion transversale pour minimiser son poids propre, la difficulté de l'opération d'optimisation des différentes épaisseurs de tôles constitutives des PRS réside principalement dans le nombre de justifications à satisfaire dans ce type de dimensionnement. Chaque section doit en effet être justifiée vis-à-vis des phénomènes et des principes suivants :

- Prise en compte de l'historique de réalisation du tablier (\Leftrightarrow calcul phasé, avec évolution des natures de poutres : acier seul puis mixte court / long terme ou fissurée),
- Vérification de l'admissibilité des contraintes normales et tangentielles et de leur interaction en différents points de la section (semelles supérieure et inférieure, âme) aux ELS, après détermination des zones fissurées,
- Vérification de l'admissibilité des efforts sollicitants aux ELU (y compris si nécessaire par plastification des sections de classe 1 ou 2), avec prise en compte du risque de voilement local des tôles,
- Vérification des risques de déversement des semelles supérieures et inférieures, respectivement au bétonnage à mi travée et en service sur appuis. Ces justifications impliquent là aussi des itérations sur les sections des montants verticaux et des entretoises reliant les poutres. On note en particulier les entretoises largement renforcées à l'approche des appuis intermédiaires les plus sollicités (P1, P2 et P7),
- Justification vis à vis des phénomènes de fatigue, critères relativement sévères aux Eurocodes et qui peuvent donc s'avérer nettement dimensionnants pour certaines sections. Une grande attention est ainsi nécessaire pour la définition des détails d'assemblage de chacune des tôles,
- Justification vis-à-vis du séisme. Les efforts sismiques sollicitant chaque section ont pu être extraits directement du modèle global et comparé à une approche manuelle de masse excitée pour contrôle des ordres de grandeur,
- Vérification de la faisabilité de mise en place de la charpente de tablier par lancement. Etant donnée la longueur de l'ouvrage et la configuration du site, il semblait en effet assez probable que la charpente du tablier soit mise en place par 2 lancements (un depuis chaque rive) et il convenait de vérifier que cette opération ne soit pas significativement dimensionnante pour la charpente, même si les moyens de l'entreprise (nombre d'appuis provisoires, longueur d'avant bec, etc.) ne peuvent être connus précisément à l'avance.

De plus, il convient de garder à l'esprit que chaque modification d'épaisseur de tôle d'une certaine section du tablier pour satisfaire toutes les justifications énoncées ci-dessus demande de réitérer toutes les vérifications pour l'ensemble des autres sections puisque par définition, l'ouvrage étant hyperstatique, la raideur de chaque section influe sur la répartition globale des sollicitations tout au long de l'ouvrage.



Exemple de courbe de contraintes normales au sein des poutres de tablier

Au final, nous retiendrons les chiffres-clefs suivants au sujet du tablier :

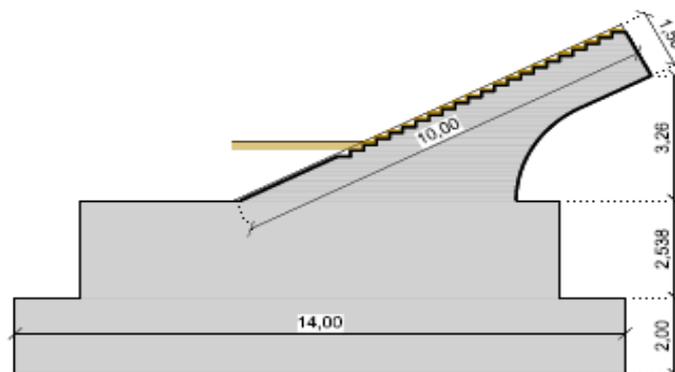
- 296.4 m de longueur totale, répartie en 8 travées variant de 28.20 m à 53.3 m
- Hauteur variable de 0.95 m (au droit de la clef de l'arc) à 2.70 m (sur P1)
- Largeur semelles constante à 1.0 m en supérieure et 1.10 m en inférieur + sur-largeurs locales des semelles inférieures au droit des pilettes
- 12 épaisseurs de tôles différentes (de 20 à 110 mm) ; 2 à 4 sections par travée
- Environ 860 T d'acier S355 + raidissage complémentaire au droit des pilettes

L'Arc, le cœur de l'ouvrage...

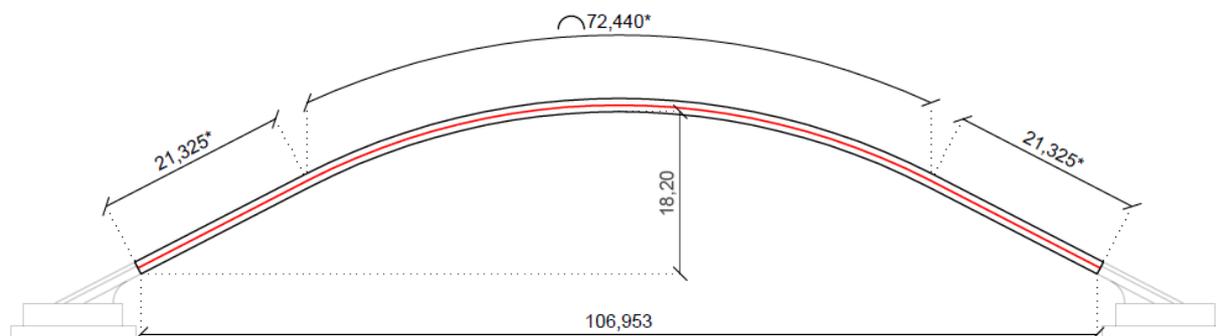
D'une portée de 122 m entre axes de massifs, l'arc constitue bien évidemment le cœur de l'ouvrage. En premier lieu, il était nécessaire de choisir le matériau constitutif de cet arc.

En effet, s'il était évident de réaliser les massifs enterrés en béton armé, il restait possible d'utiliser soit l'acier soit le béton pour l'arc en lui-même. L'acier a finalement été retenu notamment pour le gain de poids évident, et donc de poussée vers les appuis, qu'il représente par rapport à une solution en béton ainsi que pour la relative finesse de l'arc qui serait rendu possible par l'utilisation de ce matériau, notamment sous forme d'un caisson. Les méthodes de réalisation nous semblaient également moins complexes puisque nécessitant seulement 2 appuis provisoires « légers » dans la Mayenne, voir aucun si l'arc était mis en place par basculement d'une moitié depuis chaque rive.

La liaison entre massif béton et arc acier a ensuite été conçue sous la forme d'appareils d'appui sphériques créant ainsi une articulation à chaque pied d'arc. La position de cette articulation a été déterminée vis-à-vis des Plus Hautes Eaux Connues de la Mayenne, de façon à ce que les appareils d'appui ne soient jamais immergés. C'est pourquoi les massifs enterrés se prolongent sur une dizaine de mètres en constituant finalement les naissances de l'arc et donnent une portée d'arc métallique entre articulations de 108 m :



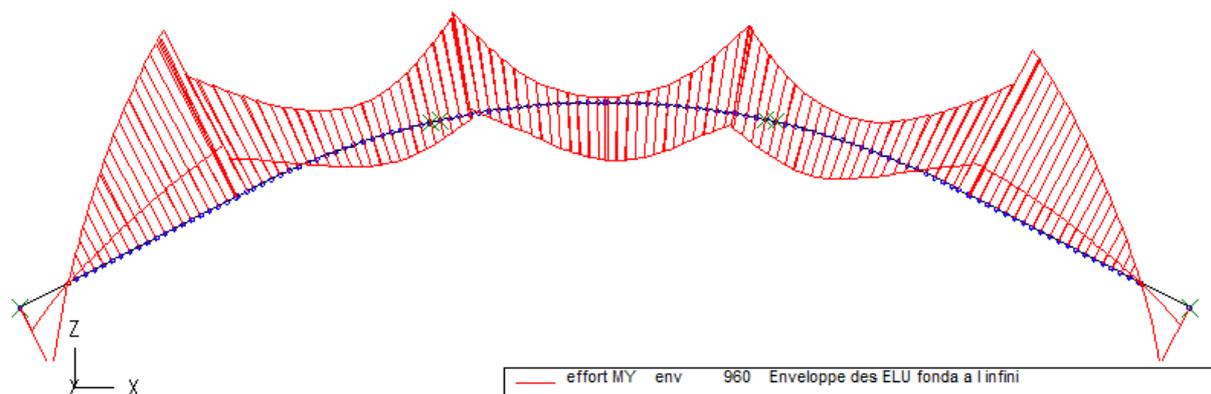
En ce qui concerne l'arc métallique, ses dimensions extérieures ont été calibrées plutôt par la géométrie du tablier et par l'aspect architectural recherché que par les aspects calculatoires. La largeur totale de l'arc devait rester relativement proche de celle du tablier pour d'évidentes raisons géométriques et sa flèche H permettre une intégration paysagère parfaite dans ce cadre remarquable. L'élanement de l'arc a ainsi rapidement été figé aux alentours de 6 ($L / H \approx 108 / 18 = 6$), comme illustré sur la vue en élévation suivante :



Au sujet de la géométrie de la section, la position des pilettes et des charges qui en descendent, en rive du caisson, impliquait de prévoir des tôles de relativement forte épaisseur pour les semelles et les âmes situées sous ces pilettes. Cette nécessité a ainsi fait apparaître relativement naturellement les « caissons de rives » disposés sous les pilettes. Néanmoins, la dissymétrie possible des charges apportées à chaque section d'arc au droit d'une paire de pilettes, autrement dit la possibilité que la pilette Nord d'une paire soit nettement plus chargée que la pilette Sud (ou l'inverse), impliquait également que l'ensemble de la section soit suffisamment rigide en torsion pour limiter toute flexion transversale significative de l'arc.

C'est pourquoi les deux « caissons de rives » évoqués ci-avant devaient être englobés à l'intérieur d'un caisson global, et non simplement reliés par des entretoises par exemple.

En ce qui concerne sa conception « intérieure », l'aspect le plus important réside dans le nombre limité de pilettes supportant le tablier. De fait, chaque pilette transfère des charges ponctuelles très importantes à l'arc qui est donc non seulement comprimé (comme tout arc) mais surtout fortement fléchi, comme illustré sur le graphe des moments M_y ELU ci-dessous :

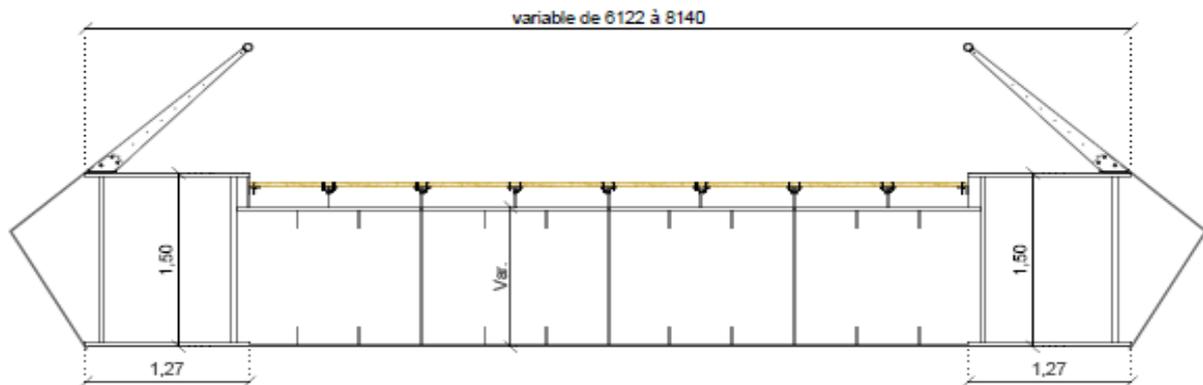


Autrement dit, l'arc ne pouvait être funiculaire de ses charges principales, loin de là. Ces flexions au droit des pilettes sont telles que certaines semelles de l'arc sont tendues sous certains cas de charges, malgré la compression globale de la section apportée par l'effet d'arc.

La principale implication de ce constat sur la conception interne du caisson de l'arc réside dans la prédominance du phénomène de trainage de cisaillement aux ELS.

En effet, avec de tels pics de moments au droit de chaque pilette et des largeurs de caissons importantes vis-à-vis des « portées » entre pilettes, la prise en compte rigoureuse de ce phénomène dans la conception du caisson de l'arc devenait impérative afin de pouvoir faire travailler efficacement la matière réellement mise en œuvre.

Puisque la plupart des justifications dimensionnantes pour une telle section, selon les Eurocodes, s'avèrent concerner les états limites ultimes plutôt que de service, j'ai choisi de concevoir la section interne de l'arc de telle sorte que le trainage de cisaillement ELS ne génère pas plus de 25% de réduction des sections utilisées afin que les ELS ne soient pas dimensionnants par rapport aux ELU. Ce principe a figé le nombre d'âmes internes à 5 (donc 7 âmes au total) et c'est ainsi que la section de l'arc en caisson multicellulaire est apparue :



Une fois cette section type figée, il restait à jouer sur les épaisseurs des semelles et/ou leur raidissage pour adapter au mieux les caractéristiques mécaniques de chaque section à ses sollicitations qui, comme nous l'avons vu, varient beaucoup d'une zone à l'autre compte tenu de l'importance de la flexion subie par cet arc.

Là aussi, de nombreuses itérations ont été nécessaires pour parvenir à la répartition matière la plus intéressante possible. Par exemple, en pied de pilettes où les sections sont soumises à une forte flexion positive en plus de la compression globale, il est intéressant de diminuer la distance entre centre de flexion et semelle supérieure et, à l'inverse, d'augmenter celle entre ce même centre et la semelle inférieure de façon à équilibrer le niveau de contrainte des 2 semelles. Pour ces sections, cela signifiait donc de prévoir des semelles supérieures de plus forte épaisseur (50 à 80 mm) que celles des semelles inférieures (25 à 40 mm).

De façon à optimiser le travail de la matière utilisée tout en conservant une certaine marge, ces itérations avaient pour objectif d'obtenir des niveaux de contraintes normales en fibres extrêmes de l'ordre de 300 MPa aux ELU, après prise en compte des phénomènes de trainage de cisaillement (presque négligeable aux ELU) mais surtout de voilement local de plaque.

En effet, ce phénomène, tout autant prépondérant dans un caisson aux ELU que ne l'est le trainage de cisaillement aux ELS, doit être considéré et traité avec le plus grand soin, là aussi pour permettre le travail le plus efficace possible des tôles mises en œuvre. Le nombre d'âmes ayant été fixé par les aspects liés au trainage de cisaillement, les largeurs de semelles entre âmes se retrouvent ainsi figées et il n'est alors possible pour optimiser chaque tôle vis-à-vis du voilement local que de jouer sur 2 paramètres : son épaisseur ou son raidissage local.

Comme toujours, la solution la plus efficiente au global revient à trouver le meilleur compromis entre les 2 puisque l'augmentation d'une épaisseur de semelle est économe en terme de soudure mais surconsomme de la matière tandis que la mise en œuvre de raidisseurs permet de s'affranchir de fortes épaisseurs mais au détriment de longs linéaires de soudures.

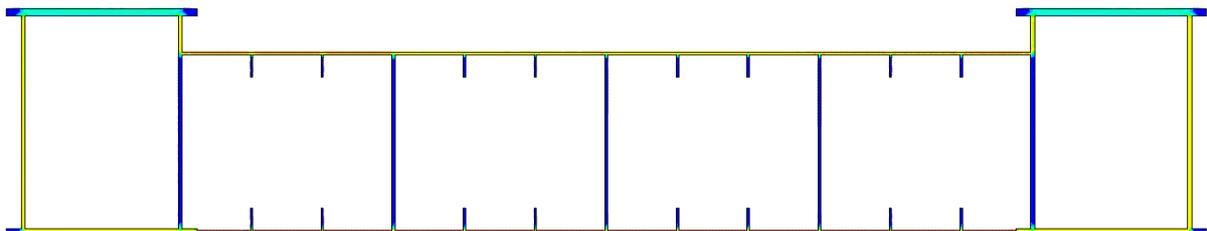
Le juste milieu a été défini en tenant compte de l'intérêt pour le fonctionnement global du caisson que pouvait avoir l'augmentation d'une épaisseur de semelle dans chaque section, mais aussi en tenant compte de la dualité « caisson de rive » ou « zone centrale » du caisson.

En effet, les caissons de rive étaient d'ores et déjà constitués de tôles relativement épaisses puisque recevant directement les charges, alors que la zone centrale était plutôt constituée de tôles fines puisque recevant uniquement l'escalier piéton et servant surtout à former un caisson global fermé résistant à la torsion et à la flexion transversale.

Dès lors, il a suffi de rapprocher légèrement les âmes des caissons de rive pour diminuer la largeur interne de leurs semelles et ainsi les prémunir du voilement local (ou que celui-ci ne soit pas trop important) tout en se passant de raidisseurs. A l'inverse, en zone centrale, il aurait fallu épaissir trop fortement les semelles pour que celles-ci ne soient pas voilées au sens de l'EN1993-1-1, alors qu'une fois épaissies, ces fortes sections n'auraient pas été utiles vis à vis du comportement global du caisson.

C'est ainsi, par itérations et optimisations successives, que le taux de raidissage le plus rentable a été estimé, en analysant à chaque fois le comportement type plaque ou poteau des tôles raidies selon l'EN1993-1-5. Nous avons ainsi prévu 2 raidisseurs entre chaque âme au droit du caisson central, soit une distance de l'ordre de 35 cm entre chaque raidisseur.

Ensuite, le comportement du caisson vis-à-vis des efforts tangentiels (efforts tranchants dans les deux directions + torsion d'ensemble) a été analysé à l'aide du logiciel RDM6 :



Exemple de flux de cisaillement au sein du caisson sous efforts tranchants et torsion

Une fois la répartition matière ainsi prédéfinie et les phénomènes propres au caisson pris en compte, toutes les vérifications Eurocodes ont été menées pour justifier chaque section en adaptant localement quelques épaisseurs si nécessaire. Ces vérifications sont globalement les mêmes que celles énoncées pour le tablier. Un phasage historique de montage de l'arc a également été considéré même si un autre serait possiblement choisi par l'entreprise.

Enfin, des justifications locales en pieds de pilettes et derrière le diaphragme d'about ont permis de concevoir les raidissages locaux nécessaires à la bonne diffusion des efforts concentrés.

Au final, nous retiendrons les chiffres-clefs suivants au sujet de l'arc :

- 108 m de portée entre articulations
- Largeur variable de 6.10 m en pied à 8.10 m au sommet
- 4 zones de répartition matière différentes + diaphragmes internes tous les 4 m environ
- 8 épaisseurs de tôles différentes (de 15 à 80 mm) + diaphragme d'about en 120 mm
- Environ 700 T d'acier S355
- Poussées sur chaque pied d'arc de 41 MN aux ELS cara et 56 MN aux ELU fonda
- Raidissage complémentaire au droit des pilettes et derrière le diaphragme d'about

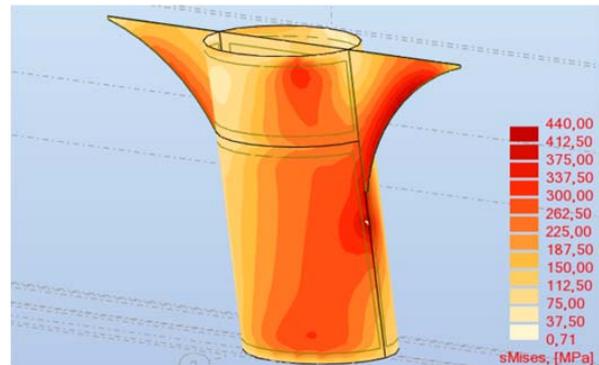
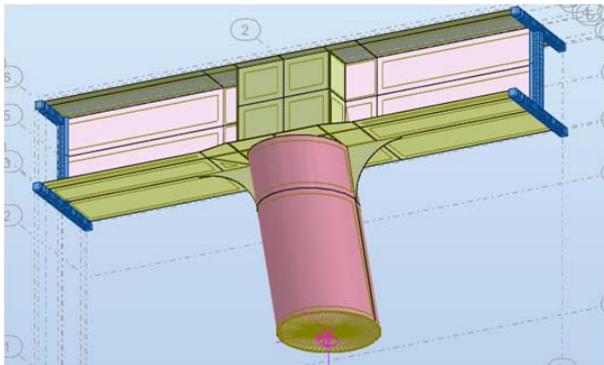
Les pilettes, toutes différentes...

En ce qui concerne les pilettes, leur nombre ainsi que leurs positions et inclinaisons étaient quasiment figés par le parti architectural, même si des adaptations ont bien sûr été possibles de façon concertée avec l'architecte. Leurs diamètres étaient également prédéfinis par l'allure recherchée pour l'ensemble puisque celui-ci devait diminuer en allant de P2 vers P3 puis de P3 vers P4 (et symétriquement).

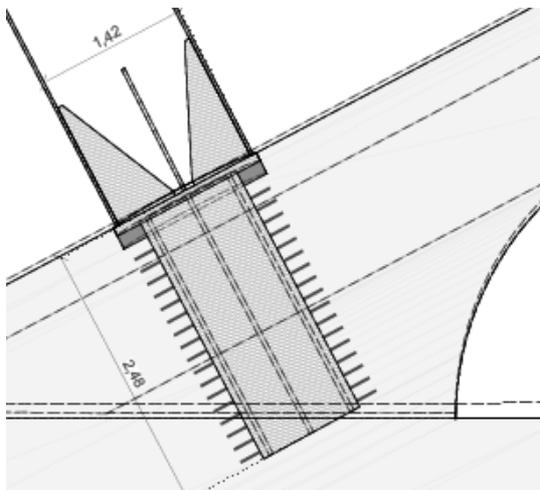
Par ailleurs, l'un des phénomènes qui s'est révélé très important au sujet des pilettes est que leur inégalité de longueurs au sein d'un même ensemble (P2/P7 ; P3/P6 ; P4/P5) induit par la pente longitudinale du tablier de 2% leur conférerait des comportements tous différents. Certaines se sont ainsi avérées beaucoup plus fléchies que d'autres au regard de leur compression.

Il a donc fallu beaucoup jouer sur les épaisseurs des tubes pour les justifier en contraintes en les épaississant, mais pas trop pour ne pas drainer plus d'efforts par rigidification de la structure. Des articulations ont même été envisagées en tête pour limiter les moments induits mais cette option a été abandonnée au regard de la complexité de mise en œuvre et d'entretien ultérieur.

Les sujets de fatigue ont également été analysés et considérés avec grande attention, notamment en tête, à leur jonction avec les poutres, d'où les plats d'enfourchement passant au travers des pilettes et découpés en arrondi pour épanouir et diffuser au mieux les efforts. Des modèles locaux aux éléments finis type plaques ont été réalisés pour ces jonctions et ont démontré la nécessité d'emploi localisé d'acier de nuance S460 en plus des raidissages locaux, comme illustré sur les vues suivantes :



Précisons enfin que l'encastrement des pilettes P2 et P7 diffère des autres pilettes puisque réalisé au sein des massifs en béton. Cette particularité a été conçue et dimensionnée par principe d'encuvement de profilés rigides soudés dans le prolongement des tubes de pilette et noyés dans le béton :



Au final, nous retiendrons les chiffres-clefs suivants au sujet des pilettes :

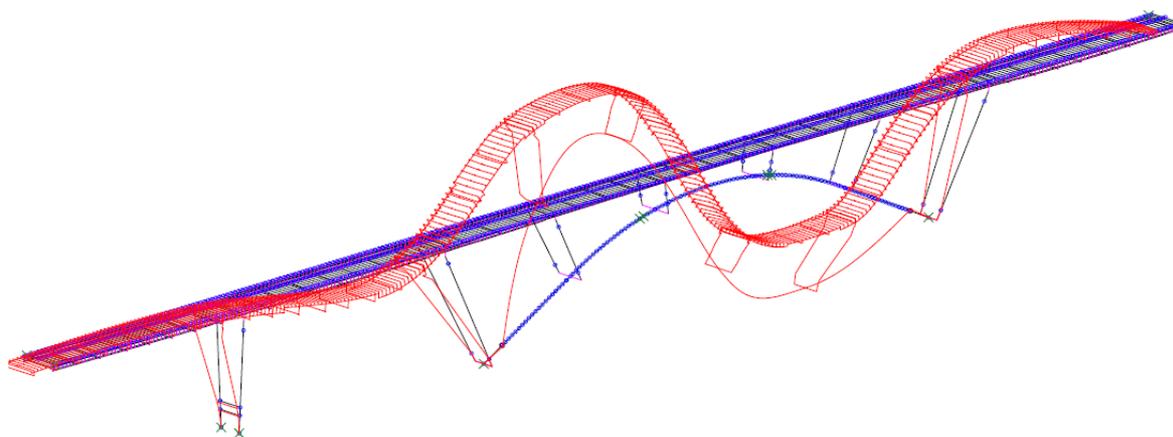
- 7 paires de pilettes dont la longueur varie de 4.80 m (P5) à 23 m (P1)
- 3 diamètres différents (1420 mm, 1220 mm, 1067 mm)
- 4 épaisseurs différentes (de 28 à 40 mm)
- Environ 250 T d'acier S355 ou S460 (P3 à P6)
- Raidissages complémentaires en pied et en tête
- Compression de l'ordre de 6 à 15 MN

Bilan

Toutes les justifications apportées au tablier, à l'arc et aux pilettes n'auraient pas été complètes sans les vérifications vis-à-vis des instabilités globales correspondant au risque de flambement des pilettes et de l'arc.

Nous avons utilisé pour cela notre modèle global St1 qui permet la détermination des premiers modes d'instabilités globales de l'ouvrage, à partir des charges appliquées et de la raideur de toutes les barres modélisées. En effet, s'agissant d'une structure hyperstatique globale complexe, au sein de laquelle chaque élément transfère des charges à un autre mais le maintient également, la détermination de la longueur de flambement de l'arc à partir des abaques de cas simples aurait été nettement insuffisante au regard de l'enjeu.

Le premier mode d'instabilité ainsi obtenu correspond à un flambement dans le plan de l'arc, avec un coefficient critique d'amplification des charges compris entre 10 et 12 environ en fonction des cas de charges étudiés. La déformée globale associée est la suivante :



Cette donnée nous permet ainsi de remonter à la longueur de flambement équivalente de l'arc (environ 36 m, soit $0.31 \cdot L$) et dérouler ensuite les justifications des sections conformément à l'EN1993-1-1 sous l'action combinée de l'effort normal et des 2 moments de flexion, tout en prenant en compte les instabilités globales et les réductions de sections dues aux différents phénomènes déjà évoqués.

Enfin, la conception n'aurait pas été aboutie sans une grande attention portée à l'intégration des équipements aussi bien sur le tablier que sur l'arc (appareils d'appuis à pot et sphériques, garde-corps, marches en bois, trottoirs, etc.) mais aussi aux dispositions pour l'entretien ultérieur de l'ouvrage, comme les ancrages prévus dans les massifs pour pouvoir vériner l'arc.

Perspectives

En phase travaux, les études d'exécution n'ont pas démontré de besoin de modifications significatives de la charpente ou des appuis, comme il est possible de le constater en comparant les plans de conception et ceux d'exécution.

C'est pourquoi je pense que cette conception d'arc central en caisson multicellulaires en acier pourrait être étendue à un plus grand nombre d'ouvrages dès que la configuration naturelle du site s'y prête, y compris pour des portées encore plus importantes.

Note : toutes les vues ou graphes intégrés à cet article proviennent du dossier de conception du groupement de maîtrise d'œuvre SCE – AOA – APC.