

L'EXPERTISE ET LA REPARATION DU PONT EN ARC DE MAAMELTEIN (LIBAN)

Auteurs :

Philippe VION, Directeur d'Etudes, SETRA – Division des Grands Ouvrages

Dominique DESCHAMPS, Directeur Technique, Freyssinet Amérique du Nord

Résumé :

Le pont en arc de Maameltein a été bombardé durant l'été 2006 mais ne s'est pas effondré. Une proposition de réparation a été présentée au gouvernement libanais par Freyssinet garantissant une remise en état complète de l'ouvrage avec une durée de vie minimale de 50 ans en lieu et place d'une démolition-reconstruction qui semblait acquise. Cette proposition a été acceptée car elle s'est avérée être plus économique, plus courte en délai et avoir un meilleur impact environnemental que la solution de base : démolition-reconstruction.

1. INTRODUCTION

Le pont P3 assurant le franchissement d'une gorge par l'autoroute Beyrouth-Tripoli a été construit entre 1964 et 1965, il est situé à 20 kilomètres au nord de Beyrouth sur la commune de Maameltein. Le pont est constitué de deux ouvrages parallèles, séparés de deux centimètres, d'une longueur totale de 140 m. Chaque ouvrage comporte deux arcs de 94 m d'ouverture, supportant un tablier à dalle nervurée qui repose, en dehors du nœud central de 33 m, sur des pilettes.



Photo 1 : Vue du pont depuis l'aval

Le présent article concerne la réparation de l'ouvrage depuis l'expertise jusqu'à la fin du chantier. Il présente les différents choix techniques, analyse les dispositions retenues et retrace les enseignements tirés de ce projet singulier.

2. L'OUVRAGE EXISTANT

Le pont est en alignement droit, orienté Nord-Sud. Le profil en long présente un point haut au niveau de la clé de l'arc et des pentes constantes de 0.5% vers les abouts. Le pont est constitué de deux ouvrages indépendants, l'ouvrage amont supporte la chaussée de l'autoroute en direction de Tripoli et l'ouvrage aval supporte la chaussée de l'autoroute en direction de Beyrouth. Pour chaque sens de circulation le profil en travers est défini par : un trottoir de 1 m de largeur, une chaussée de 9 m, un terre plein central de 3 m, soit une largeur totale de 13.00 m. Transversalement la plate-forme autoroutière est en toit, avec un raccordement parabolique central de 6 m de largeur, deux pentes à 2% vers l'extérieur de 9 m chacune, et deux horizontales de 1 m chacune. La couche de roulement a une épaisseur de 6 cm, et il n'y a pas de couche d'étanchéité. La vallée a une profondeur maximum de 55 m, elle est légèrement dissymétrique avec une pente plus raide côté Tripoli.

Chaque ouvrage comporte deux arcs en caisson monocellulaire distants de 6.50 m entre axes. La hauteur du caisson est de 2.14 m au droit des naissances et de 2.00 m sur le reste de l'ouvrage. Les âmes ont une épaisseur de 25 cm avec un endossement d'épaisseur 15 cm en partie supérieure sur une hauteur de 75 cm. L'épaisseur du hourdis supérieur est de 26 cm au droit des naissances et de 18 cm sur le reste de l'ouvrage. L'épaisseur du hourdis inférieur varie de 54 cm aux naissances à 18 cm à la clé. Les arcs ont été construits sur cintre.

Chaque arc comporte un nœud central d'une longueur de 33.45 m. Dans la zone de clé sur 17.05 m le hourdis supérieur du caisson des arcs est confondu avec la dalle du tablier, les âmes et leur endossement font office de nervures. Sur une longueur de 8.20 m de part et d'autre de la zone centrale, le tablier en dalle nervurée est relié aux caissons par les nervures et des murettes qui les prolongent.

Dans la zone courante la dalle nervurée est reliée à l'arc par l'intermédiaire de pilettes distantes de 8.20 m entre axes. En dehors de l'arc, il y a trois pilettes côté Beyrouth et deux côté Tripoli, la première pilette étant fondée sur le massif de l'arc (CF. Figure 1). Toutes les pilettes sont encastrées sur l'arc et le tablier sauf la dernière pilette côté Tripoli qui est articulée en tête. Aux abouts le tablier est en appui simple sur les culées à mur de front.

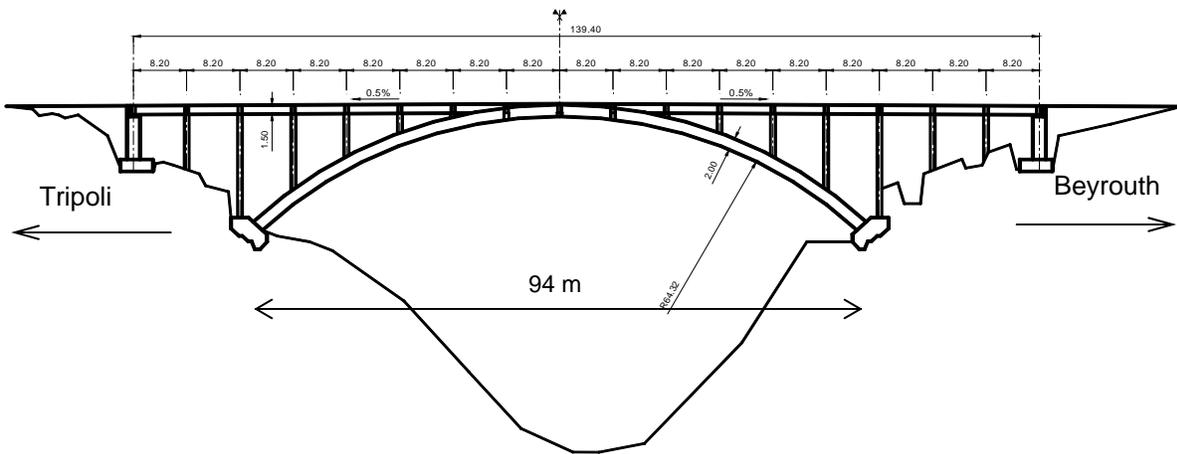


Figure 1 : coupe longitudinale partielle

Chaque tablier est constitué d'une dalle de 18 cm d'épaisseur supportée par quatre nervures hautes, une paire associée à chaque arc. Des goussets d'une épaisseur de 15 cm assurent la jonction avec les nervures. L'épaisseur des hourdis en encorbellement varie de 12 cm en rive à 33 cm à l'enracinement sur les nervures. La largeur des nervures est de 40 cm et l'entraxe entre une paire de nervures est de 2.45 m. Compte tenu de la pente transversale, la hauteur des nervures, y compris le hourdis, varie de 1.32 à 1.51 m. Les nervures sont reliées transversalement par des entretoises espacées de 8.20 m entre axes. La largeur des entretoises est de 65 cm.

Le tablier est supporté en dehors du nœud central par des pilettes espacées longitudinalement de 8.20 m. Les pilettes sont constituées de deux poteaux réunis deux à deux par un voile. Les poteaux ont une section de 0.25×0.75 m, les voiles ont une section de 0.15×2.20 m.

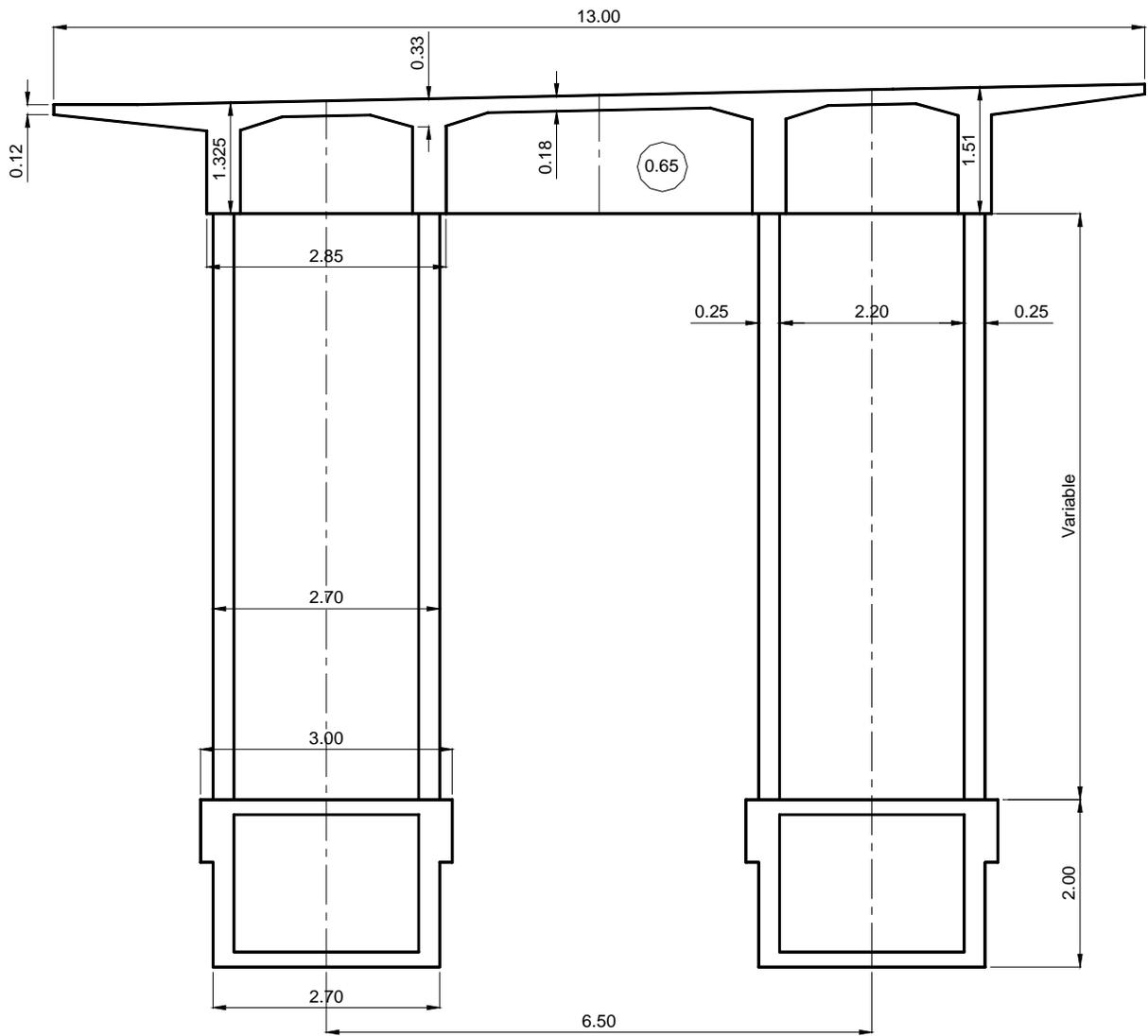


Figure 2 : coupe transversale d'un ouvrage

3. L'EXPERTISE

Au stade de l'avant-projet, les études ont été menées à partir des plans d'origine, d'extraits de la note de calculs d'origine, des relevés topographiques, des photos prises sur le site en août et septembre 2006.

Les relevés réalisés lors de la visite d'inspection du 25 septembre ont permis d'avoir un aperçu de l'ensemble des désordres sur les ouvrages. La mise en place de moyens d'accès a permis d'approcher la clé des arcs sous le tablier.

L'ouvrage amont est en service avec une seule voie de circulation et un trafic limité aux VL. L'ouvrage aval est fermé.

3.1 Les désordres

Les photos réalisées en août et septembre 2006 montrent que les points d'impacts principaux sont localisés au voisinage de la clé des ouvrages. Le plus abîmé est l'ouvrage aval, son arc côté amont est complètement sectionné.

Si on numérote de 1 à 4 les arcs depuis l'amont vers l'aval, c'est l'arc 3 le plus endommagé, puis les arcs 2 et 4, enfin l'arc 1 qui a pris un éclat côté aval.

Les bombes utilisées sont vraisemblablement des bombes à fragmentation qui explosent à l'impact en libérant de nombreux éclats. Ces éclats ont provoqué des dégâts sur les quatre arcs et la majorité des pilettes. Le souffle de l'explosion a également entraîné des désordres importants sur l'arc 3 (Photo 4) et sur le tablier des deux ouvrages. Sous le souffle le hourdis supérieur de l'arc s'est soulevé entre pilettes le désolidarisant des âmes. Au droit des pilettes le hourdis supérieur étant bloqué c'est la jonction entre le hourdis inférieur et les âmes qui s'est fissurée.



Photo 2 : Désordres à la clé – vue depuis la chaussée aval

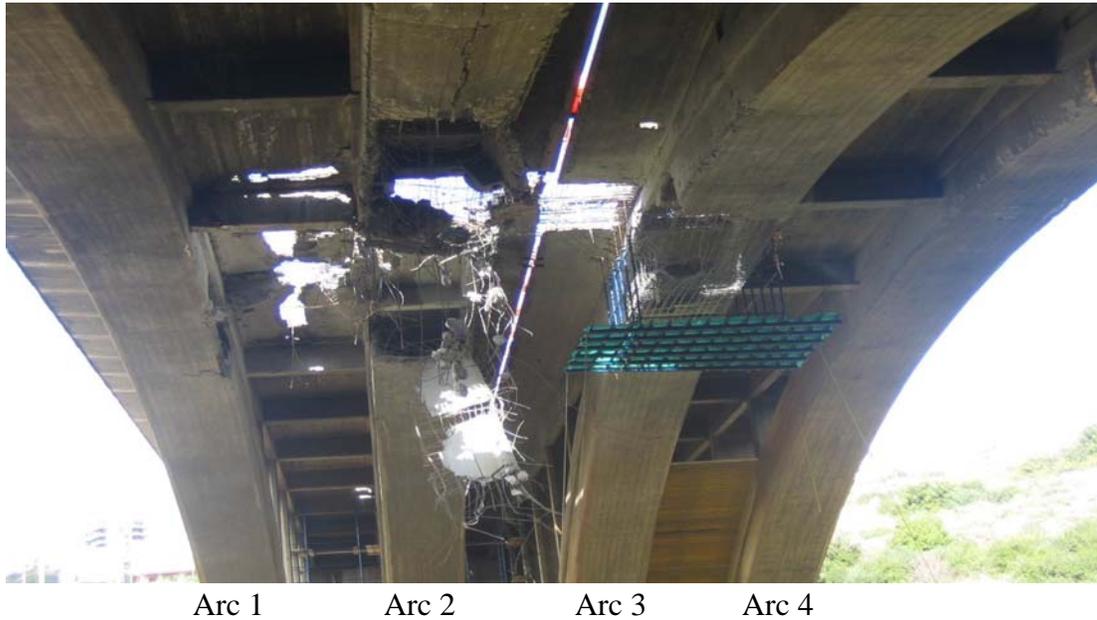


Photo 3 : Désordres à la clé – vue de dessous

Les désordres observés peuvent être classés en quatre catégories :

Des zones sectionnées où le béton est inexistant ;

Des zones très fissurées, voire fracturées, où le béton ne contribue pas à la résistance structurelle ;

Des zones fissurées où les fissures sont de quelques dixièmes de millimètre ;

Des zones où le béton est dégradé, trous, éclats, épaufures.



Photo 4 : Désordres du hourdis supérieur de l'arc 3 côté Beyrouth

La localisation des principaux désordres est récapitulée sur les figures suivantes :

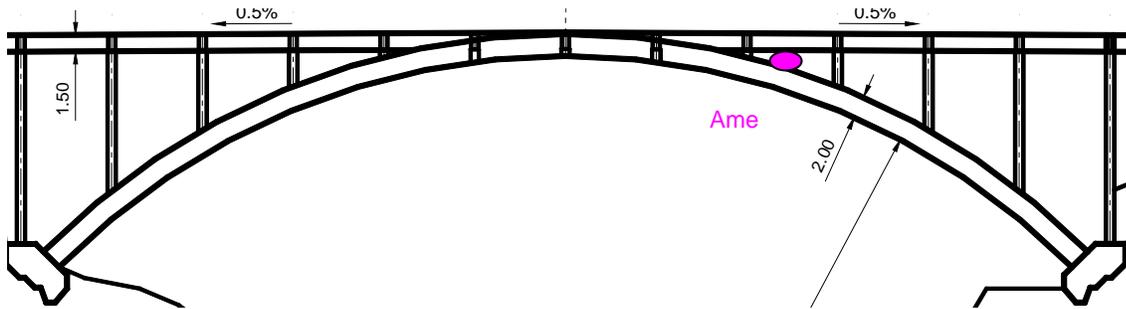


Figure 3 : élévation aval arc 1

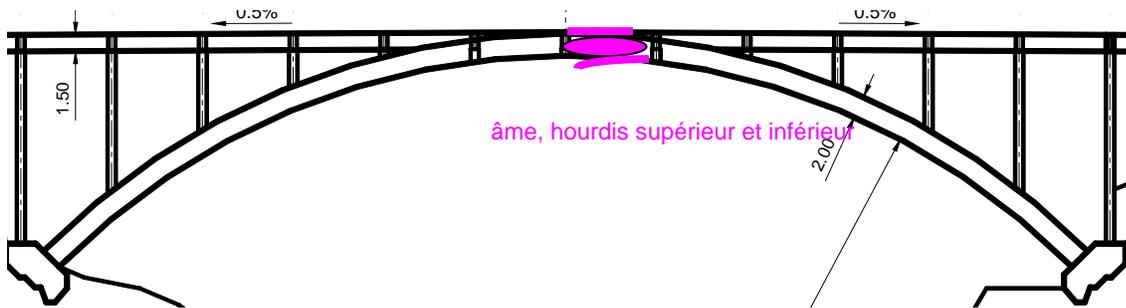


Figure 4 : élévation aval arc 2



Figure 5 : élévation aval arc 3

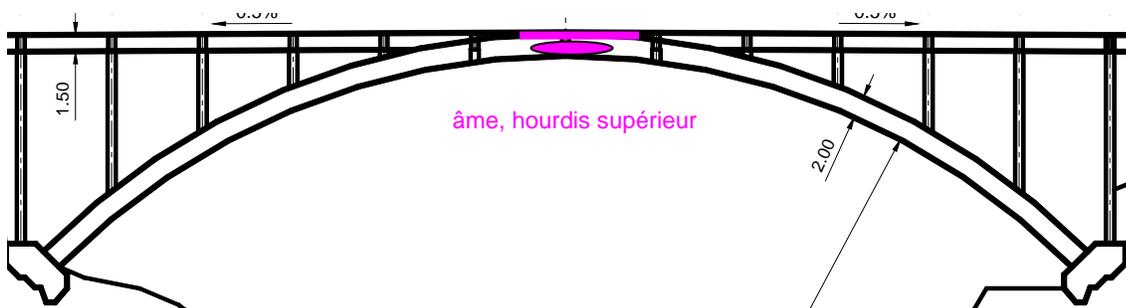


Figure 6 : élévation amont arc 4

3.2 Les investigations

Dans le cadre de l'expertise, des essais de résistance à la compression du béton sur éprouvettes cylindriques, à partir d'échantillons prélevés en différents emplacements sur des blocs de béton sectionnés, ont été réalisés le 15 Septembre 2006. Les résultats des quatre éprouvettes testées donnent des valeurs de résistance comprises entre 26 et 29 MPa. Les calculs ont pris comme hypothèses que le béton avait une résistance C25/30 (25 MPa sur cylindre).

A la demande de l'Entreprise, des essais de résistance à la compression du béton et des essais non destructifs au marteau Schmidt ont été réalisés le 6 novembre 2006. Le but des essais non destructifs était de vérifier l'homogénéité du béton des arcs, des pilettes et du tablier. Les résultats des deux éprouvettes testées donnent des valeurs de résistance comprises entre 28 et 30 MPa. Les résultats des essais au marteau Schmidt donnent des valeurs homogènes sur l'ensemble des zones testées.

3.3 Les calculs

a) Modélisation

Les calculs de l'expertise ont été effectués à l'aide du programme à barre ST1 du Sétra en option tridimensionnelle, conjointement par le CTOA du Sétra et le département technique de l'entreprise Freyssinet. Compte tenu de la grande similitude entre les ouvrages amont et aval, la trame de modélisation est identique pour les deux ouvrages.

Trois modèles ont été utilisés :

- un modèle complet de l'ouvrage avant bombardement pour étudier la flexion générale d'un ouvrage avec prise en compte des surcharges (Cf. figure 7) ;
- un modèle de l'ouvrage amont après bombardement avec prise en compte des différentes étapes de la réparation et d'une circulation réduite ;
- un modèle de l'ouvrage aval après bombardement avec prise en compte des différentes étapes de la réparation.

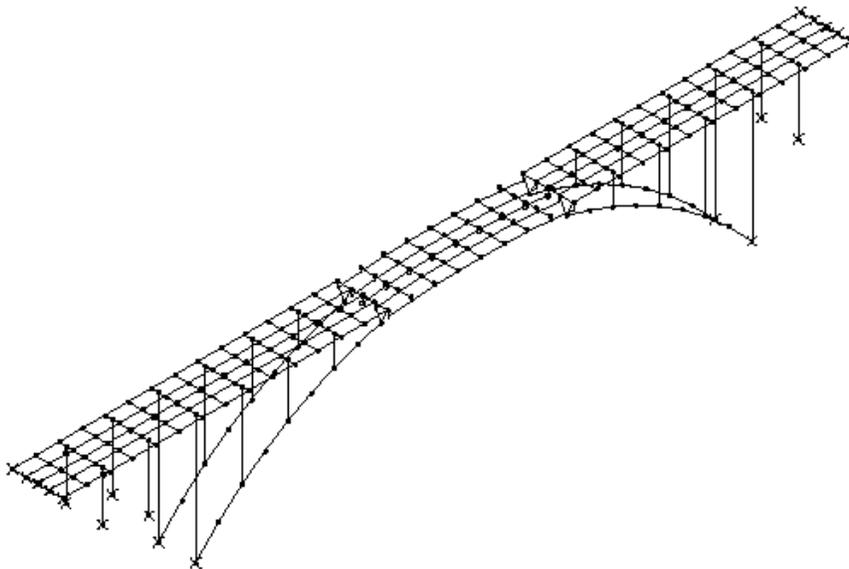


Figure 7 : modèle 3D d'un ouvrage

Les axes du repère général sont notés X, Y et Z. La pente longitudinale de l'ouvrage, 0.5% de part et d'autre de la clé, a été négligée. La pente transversale de l'ouvrage n'a pas été prise en compte pour des raisons de simplification, ainsi la hauteur des poutres longitudinales est identique et prise égale à la hauteur moyenne.

L'ensemble des nœuds du tablier est modélisé au niveau de la fibre moyenne des sections située à 0.406 m de l'intrados de l'ouvrage. Le tablier est modélisé par 4 poutres longitudinales. Le découpage longitudinal positionne les nœuds au droit des entretoises et à mi-distance de ces dernières selon un espacement de 4.10 m. L'espacement transversal est de 2.45 m entre les poutres latérales et de 4.05 m entre les poutres centrales. Des nœuds intermédiaires ont été rajoutés entre les poutres latérales au droit des entretoises. Ces nœuds situés à l'aplomb de la fibre moyenne des sections de pilettes correspondent à l'encastrement pilettes/tablier.

Les arcs sont modélisés au niveau de la fibre moyenne des sections. Chaque arc est modélisé en deux tronçons, les nœuds sont situés sur une parabole ayant un rayon de 65.39 m.

Les pilettes sont modélisées au niveau de la fibre moyenne des sections par une seule barre reliant la base aux nœuds du tablier, avec des excentricités pour tenir compte de la longueur réelle de chaque barre. Les pilettes appuyées sur le massif de fondation ont pour origine les nœuds situés aux naissances des arcs.

Les conditions d'appuis sont les suivantes : les arcs sont encastrés aux naissances, les pilettes hors tablier sont encastrées en pied, les poutres longitudinales sont en appui simple au droit des culées, les pilettes de la dernière file avant la culée côté Tripoli (côté Nord) sont articulées en tête.

b) Validation du modèle complet

Les résultats du calcul ST1 ont été testés dans le cas du modèle complet. Dans ce modèle, il n'a pas été pris en compte de phasage de construction ni de contre-flèche pour décintrage, et le fluage est pris en compte avec la méthode forfaitaire $\frac{1}{2} (S_1 + S_2)$.

Le calcul de l'ouvrage avant bombardement sous charge permanente et charges d'exploitation (titre II fascicule 61) ne donnent pas de dépassement des contraintes admissibles dans le béton. D'autre part, les déplacements sont faibles sous charge permanente, ce qui témoigne de la raideur relative de l'ouvrage. Ces observations ont permis de valider le modèle de calcul.

c) Conclusion du calcul de l'ouvrage amont

Les désordres sur l'ouvrage amont concernent l'arc 2 sur une dizaine de mètres au voisinage de la clé (âme aval et hourdis en encorbellement) et le hourdis intermédiaire à la clé. La continuité de l'ouvrage à la clé est assurée quasiment par l'ensemble de la section, hormis une portion d'âme, ce qui permet de transmettre correctement l'effort normal de compression des arcs. Pour figurer les parties d'ouvrage endommagées, les barres du modèle ont été retirées ou leurs caractéristiques ont été modifiées.

Les différentes étapes de la réparation ont été étudiées en comparant divers principes de sécurisation. La mise en sécurité de l'ouvrage est nécessaire pour pouvoir passer le trafic à deux voies de circulation sur l'ouvrage tout en respectant les contraintes admissibles dans l'arc 1. Les résultats des calculs ont conduit à mettre en œuvre une précontrainte horizontale à l'extrados du tablier. Les deux familles de câbles, symétriques par rapport à la clé de l'arc 2, règnent du nœud central jusqu'aux culées.

Les phases de calcul prennent en compte l'état après bombardement et les différentes étapes de la reconstitution : la mise en tension de la précontrainte de sécurité, les charges correspondant au

trafic avec deux voies de circulation, les charges des plate-formes et du coffrage, le bétonnage, le vérinage à la clé.

La justification des sections de béton armé a été faite à l'aide du programme Merlin. Les résultats obtenus pour les différentes phases de la réparation ne donnent pas de dépassement de contraintes dans le béton et les armatures.

d) Conclusion du calcul de l'ouvrage aval

L'ouvrage aval est plus abîmé que l'ouvrage amont. La continuité à la clé est partielle, l'effort normal de compression des arcs passe par une section réduite à une partie de l'âme aval et des hourdis de l'arc 4. Pour figurer les parties d'ouvrage endommagées, les barres du modèle ont été retirées ou leurs caractéristiques ont été modifiées.

Les déplacements mesurés sur l'ouvrage aval après bombardement, 5 cm transversalement et 1 cm verticalement, se sont révélés cohérents avec les résultats du calcul théorique, 2 cm transversalement et 1 cm verticalement.

Les différentes étapes de la réparation ont été étudiées en comparant divers principes de sécurisation. La mise en sécurité de l'ouvrage est indispensable pour supporter les deux demi-ouvrages pendant la reconstruction du nœud central et limiter la compression dans l'arc 4. Les résultats des calculs ont conduit à retenir une mise en sécurité par précontrainte horizontale et précontrainte extradossée.

Les phases de calcul prennent en compte l'état après bombardement et les différentes étapes de la reconstitution : la mise en tension de la précontrainte de sécurité, les charges des plate-formes et du coffrage, le bétonnage du U inférieur, le vérinage à la clé, le bétonnage du hourdis supérieur.

4. LES TRAVAUX DE REPARATION

4.1 Principe général

Le principe général de la réparation a été le suivant :

Mise en sécurité de l'ouvrage amont par une précontrainte horizontale, puis reconstitution des parties endommagées sous trafic avec deux voies de circulation ;

Mise en sécurité de l'ouvrage aval par une précontrainte horizontale et une précontrainte extradossée, purge du béton dégradé, puis reconstitution des parties endommagées et injection des fissures, et pour finir mise en oeuvre des équipements ;

Basculement de la circulation sur l'ouvrage aval et mise en oeuvre des équipements sur l'ouvrage amont.

4.2 La mise en sécurité et la réparation de l'ouvrage amont

La mise en sécurité de l'ouvrage amont par précontrainte horizontale a nécessité la réalisation de deux massifs d'ancrage et deux blocs déviateurs situés dans l'axe de l'arc 2 au delà des culées (Photo 6), et deux massifs d'ancrage situés dans le nœud central de part et d'autre de la clé (Photo 5). Chaque massif arrière est ancré à l'aide de 6 tirants 7T15 d'une longueur de 18 m prétendus à 120 t.



Photo 5 : Massif d'ancrage du tablier



Photo 6 : Massif d'ancrage arrière

Après la mise en sécurité, l'ouvrage amont est ouvert à deux voies de circulation. Les travaux se poursuivent par la mise en place d'une plate-forme (Photo 7) pour la reconstitution du hourdis inférieur et de l'âme de l'arc 2 endommagés. La plate-forme est suspendue par des barres ancrées sur des traverses métalliques posées sur le tablier. Après purge du béton et reprise des armatures (Photo 8), le hourdis et l'âme sont ferrillés, coffrés et bétonnés.



Photo 7 : Mise en place du coffrage



Photo 8 : Mise en place du ferrailage à la clé de l'arc 2

L'arc 2 a été vériné à la clé pour augmenter l'effort normal de compression. Deux vérins sont disposés dans les âmes (Photo 9) et trois vérins au niveau du hourdis inférieur (Photo 10). Puis le joint central a été bétonné.



Photo 9 : Vérin au niveau de l'âme

Photo 10 : Vérin au niveau du hourdis inférieur

Après reconstruction de l'ouvrage amont, il a été réalisé des épreuves de chargement. Un contrôle visuel a été effectué à l'intérieur du caisson et sur les faces externes visibles, aucune fissuration n'a été observée.

4.3 La mise en sécurité de l'ouvrage aval et la réparation du pied de l'arc 3

La mise en sécurité de l'ouvrage aval par précontrainte horizontale et précontrainte extradossée a nécessité la réalisation de deux massifs d'ancrage et deux blocs déviateurs situés dans l'axe de l'arc 3 au delà des culées, deux pylônes provisoires (Photo 12), et quatre massifs d'ancrage situés de part et d'autre de la clé au droit des entretoises e2, e'2, e3 et e'3 (Photo 11). Chaque massif arrière est ancré à l'aide de tirants.

Les blocs d'ancrage de la précontrainte horizontale sont situés à 3.5 m des entretoises e'3 et e3. Ils sont coulés sur la dalle du tablier et liaisonnés à la structure par six barres verticales de précontraintes. Les barres traversent le bloc et une entretoise de renfort, large d'un mètre, qui est coulée au contact de la dalle, du hourdis supérieur de l'arc et des âmes. Les surfaces de contact sont repiquées afin d'améliorer le coefficient de frottement.

Les blocs d'ancrage de la précontrainte extradossée sont situés à cheval sur les entretoises e'2 et e2. La dimension en plan des blocs est de 1 m par 1.5m pour une épaisseur de 50 cm. Ils sont coulés sur la dalle du tablier et liaisonnés à la structure par quatre barres de précontraintes de 40 mm de diamètre. Les entretoises sont épaissies afin de pouvoir ancrer les barres qui sont tendues à 70% de la limite de rupture.



Photo 11 : Renfort pour bloc d'ancrage e'3

Photo 12 : Pylônes provisoires et précontrainte de sécurité

Pendant les phases préparatoires et la mise en sécurité de l'ouvrage aval, l'entreprise à réparer les hourdis supérieur et inférieur de l'arc 3 côté Beyrouth entre les naissances et e'4.

Après démolition du hourdis supérieur entre pilettes, les armatures de reprise à la jonction avec les âmes et les armatures de la dalle sont mises en place, le hourdis est coffré et bétonné (Photo 13). Pour remplacer le hourdis inférieur l'entreprise a mis en œuvre des plate-formes sous chaque pilettes. Le béton est démoli au marteau-piqueur. La reconstruction se poursuit par la reprise des armatures, le coffrage et le bétonnage.



Photo 13 : Bétonnage du hourdis supérieur de l'arc 3

4.4 La réparation de l'ouvrage aval

Nous récapitulons ci-dessous les principales phases de la réparation de l'ouvrage aval.

- Purge et démolition des zones fracturées et du béton dégradé de la dalle et de l'arc 3 ;
- Mise en place des plate-formes pour la reconstruction du hourdis inférieur de l'arc 3 dans la zone comprise entre e2 et e3 ;
- Purge, reprise des armatures, coffrage, ferrailage, bétonnage du hourdis inférieur entre e2 et e3 ;
- Mise en place des plate-formes pour la reconstruction de l'arc 4 ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage de l'arc 4 ;
- Mise en place des plate-formes pour la reconstruction de la clé de l'arc 3 ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage du U inférieur de l'arc 3 sur 15 m côté Tripoli ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage du U inférieur de l'arc 3 sur 10 m côté Beyrouth ;
- Compensation de l'arc à la clé à l'aide de vérins ;
- Coffrage, ferrailage, bétonnage des joints de vérinage puis de la dalle supérieure ;
- Démontage de la précontrainte de sécurité ;
- Mise en œuvre de l'enrobé et des superstructures ;
- Essais de chargement.

5. CONCLUSIONS

Les travaux de réparation du pont de Maameltein se sont achevés en juin 2007 après une durée de sept mois. Le chantier s'est déroulé dans d'excellentes conditions à la plus grande satisfaction de tous les intervenants. Le montant total de l'opération s'élève à 3 millions de dollars. Cette réussite témoigne d'un partenariat particulièrement réussi entre les Ingénieurs consultants du Liban, le Casino du Liban, les services centraux de l'Etat Français représentés par le Sétra, et les Entreprises Freyssinet et Butec.



Photo 14 : Vue de l'ouvrage terminé.

Remerciements :

- Monsieur Philippe VION du Sétra, France
- Monsieur Antoine SALAME de GICOME, Liban
- Mademoiselle Rania ZAANI de BUTEC, Liban
- Monsieur Raja ASMAR de FREYSSINET, France
- Monsieur Jean-Pierre BUYS de FREYSSINET, France