Zeitschrift: IABSE proceedings = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen

Band: 4 (1980)

Heft: P-27: Repair of a railway bridge in pre-stressed concrete with three continuous spans

Artikel: Réparation d'un pont ferrovaire en béton précontraint à trois travées continues

Autor: Winand, A. / Paduart, A. / Dubois, P.M.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-34952

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Siehe Rechtliche Hinweise.

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. Voir Informations légales.

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. See Legal notice.

Download PDF: 24.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Réparation d'un pont ferroviaire en béton précontraint à trois travées continues

Wiederinstandstellung einer durchlaufenden Eisenbahn-Brücke aus Spannbeton mit drei Feldern

Repair of a Railway Bridge in Pre-stressed Concrete with three Continuous Spans

A. WINAND
Ingénieur Principal
S.N.C.B.
Bruxelles, Belgique

A. PADUART
Professeur
Université Libre de Bruxelles
Bruxelles, Belgique

P. M. DUBOIS
Ingénieur-Chef de Service
Bureau SECO
Bruxelles, Belgique

RÉSUMÉ
Un pont de chemin de fer en béton précontraint à trois travées continues et à section en forme de caisson a été accidenté par un transport routier. Le présent article décrit comment on a procédé à la délicate réparation de l'ouvrage par l'intermédiaire d'éléments préfabriqués et de la mise en contrainte par vérins.

SUMMARY
A railway bridge in pre-stressed concrete with three continuous spans and in caisson form cross-section suffered damage when a road transport collided with it. The present article describes the proceedings of the delicate rapair operations carried out by means of prefabricated units as well as the putting into stress by hydraulic jacks.

ZUSAMMENFASSUNG
Eine durchlaufende Eisenbahnbrücke aus Spannbeton mit drei Feldern und kastenförmigem Querschnitt war durch einen Strassentransport beschädigt worden. Vorliegender Bericht beschreibt die delikate Wiederinstandstellung mittels vorgefertigter Elemente, sowie die Eintragung von Vorspannkräften mit hydraulischen Pressen.

1. INTRODUCTION.

L'objet du présent article est la description de la réparation d'un pont de chemin de fer en béton précontraint à trois travées continues et à section en forme de caissons, pont accidenté par un transport malencontreux de grue.

2. DESCRIPTION SOMMAIRE DE L'OUVRAGE.

Le pont est situé à Courrière, près de la gare d'Assesse, sur la ligne de chemin de fer Bruxelles-Luxembourg, et franchit la route nationale 4 après Namur dans la direction d'Arlon. La superstructure est constituée de deux ouvrages indépendants adjacents.

Le projet initial de la S.N.C.B. prévoyait un pont à trois travées du type Cantilever (Fig.1). Ce projet a fait l'objet d'une variante par le Bureau d'Etudes Derveaux, la superstructure en Cantilever étant remplacée par une solution continue (Fig.2). Les sections transversales sont en caisson et la précontrainte longitudinale a été réalisée par des câbles du type "Blaton Magnel" logés à l'intérieur du caisson. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- portées : 18,5 m + 36,84 m + 18,5 m
- largeur : 2 x(4 m + 1,2m de porte-à-faux)
- biais : 48° 23' 13"

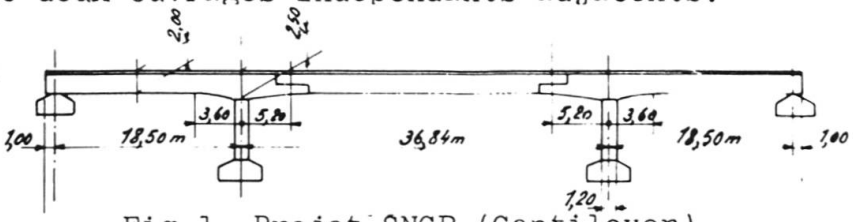


Fig.1. Projet SNCB (Cantilever)

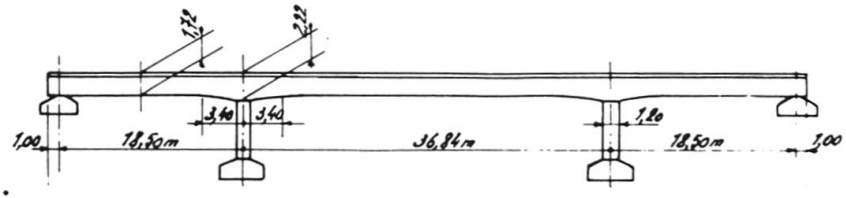


Fig.2a. Projet réalisé (Poutre continue)

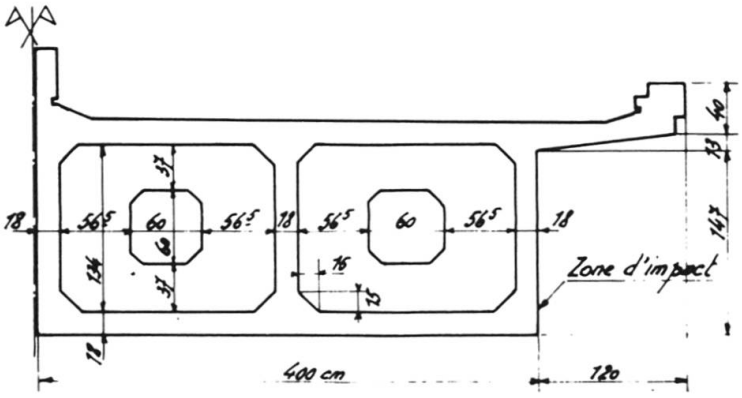


Fig.2b. Coupe transversale dans le tablier accidenté

Le pont a été construit en 1964 par les Entreprises "Armand Blaton" (devenues Entreprises "Travaux").

3. L'ACCIDENT.

Le pont a été endommagé le 15 février 1978 par le passage d'un convoi transportant une grue circulant dans la direction d'Arlon. La flèche de grue dépassant en hauteur le gabarit autorisé est venue percuter l'intrados de la superstructure située côté Arlon, et a éventré la dalle inférieure du pont ainsi que l'âme de rive du

caisson. La localisation des dégâts à la sortie du pont s'explique par le fait qu'à cet endroit la Route Nationale 4 présente une pente ascendante réduisant la hauteur utile possible à la sortie du pont, laquelle était néanmoins encore de 4,63 m au point le plus défavorable. (Le Code de la Route belge impose une hauteur maximale de 4 mètres pour les transports ordinaires et une hauteur disponible minimale sous les ponts de 4,50 m). Les figures 3 et 4 localisent et schématisent les dégâts, cependant que les figures 5 et 6 montrent en photos les dégâts visibles de l'extérieur. Les Autorités de la S.N.C.B. se sont trouvées dans l'obligation de mettre hors service le demi-pont endommagé et d'étudier la possibilité d'une réparation, voire d'un remplacement éventuel du tablier accidenté, et cela dans le délai le plus court possible. Rappelons en effet que la ligne de chemin de fer Bruxelles-Luxembourg est un axe ferroviaire de première importance.

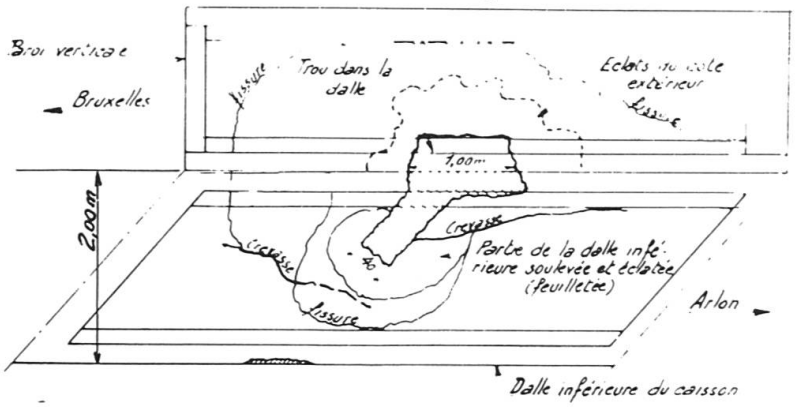


Fig.3. Schématisation des dégâts, en plan

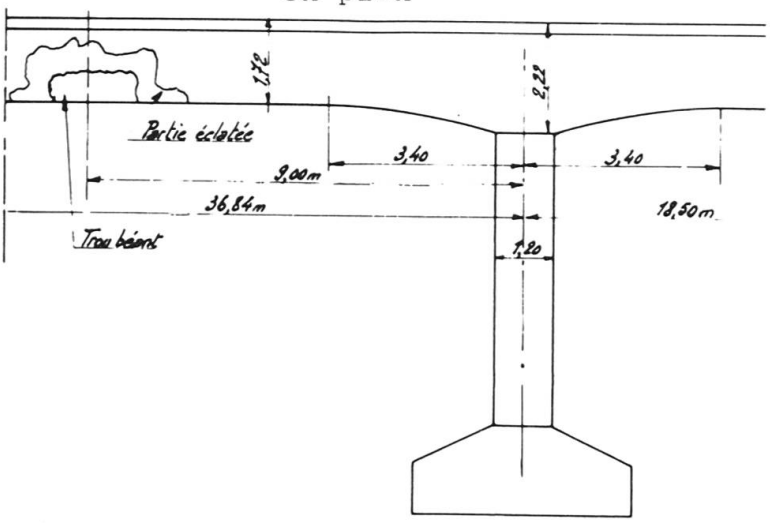


Fig.4. Schématisation des dégâts en élévation

Le Tribunal de Commerce de Namur a désigné un collège de trois experts présidé par le Professeur A. PADUART de l'Université Libre de Bruxelles. Une des missions de ce collège consistait à apprécier le bien-fondé et l'opportunité de la solution technique à retenir pour la remise en état.

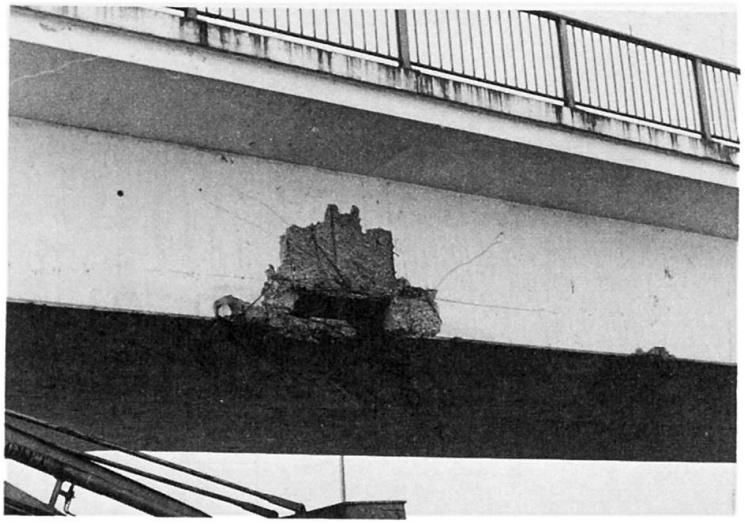


Fig.5. Les dégâts vus de l'extérieur (paroi de rive)

Il a été par ailleurs décidé de confier le travail de réparation aux Entreprises "Travaux" qui ont exécuté le pont en 1964, l'étude de la réparation étant réalisée par l'auteur du projet, la Société d'Etudes Derveaux. Le Bureau SECO ayant contrôlé les travaux de la construction, la S.N.C.B. a décidé de prendre le contrôle SECO à titre consultatif pour la réparation. Avec les représentants des Services des Ouvrages d'Art et des Grands Travaux de la S.N.C.B. une équipe de techniciens fut ainsi formée.

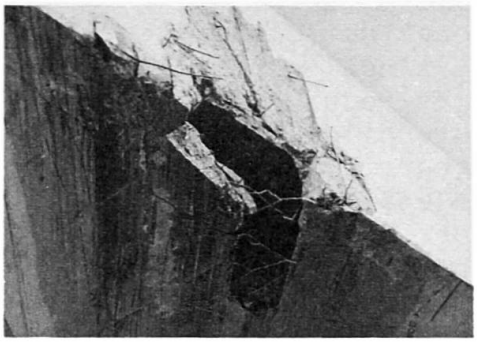


Fig.6. Les dégâts vus de l'extérieur (paroi inférieure).

4. LES DONNEES DU PROBLEME DE LA REPARATION AU POINT DE VUE CALCUL.

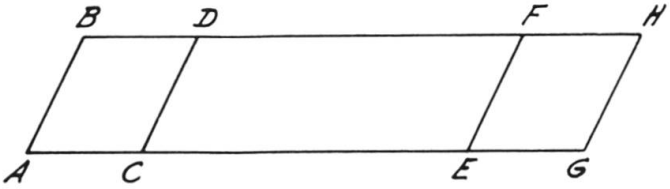
L'impact destructeur s'étant fort heureusement produit dans une zone peu sollicitée du pont (à peu près à l'endroit où l'on aurait placé les appuis Cantilever si le projet de pont avait été conçu suivant le schéma initial du pont Cantilever à 3 travées), il est rapidement apparu qu'une solution de réparation pouvait être envisagée. Cependant, avant tout projet de réparation, il s'indiquait de comparer l'état de contraintes du pont avant l'accident avec celui correspondant à l'état où il se trouvait après l'accident.

Le contrôle de l'état initial du pont.

Le pont dans son état initial avait déjà fait l'objet de plusieurs études de stabilité. La première étude avait été faite par l'auteur du projet, et négligeait l'influence du biais. Deux études complémentaires avaient été réalisées, l'une par l'auteur du projet suivant la méthode de Courbon, l'autre par le Bureau de Contrôle SECO avec l'appui du Centre de Calcul CEPOC suivant la méthode des éléments finis. Ces deux études avaient pour but un contrôle de l'ouvrage tenant compte du biais important.

Disposant actuellement d'un programme ordinateur "plane grid", le Bureau SECO a effectué un nouveau contrôle de stabilité tenant compte de l'influence du biais. Ce contrôle était orienté vers la connaissance approfondie des contraintes dans la zone dégradée.

Le résultat des trois études qui prennent en compte l'effet du biais concorde avec une précision raisonnable. Pour illustrer cette concordance, nous reproduisons au Tableau de la figure 7 les valeurs



R (kN)	Méthode de Courbon (Derveaux)		Méthode des éléments finis (SECO/CEPOC)		Programme Plane grid (SECO)		Cas où le pont serait droit
$\frac{A+H}{2}$	+60	550	-15	410	8	410	350
$\frac{B+G}{2}$	490		425		402		
$\frac{D+E}{2}$	1300	3560	1525	3620	1712	3844	3863
$\frac{C+F}{2}$	2260		2095		2132		

Fig.7. Réactions d'appui sous poids mort + surcharges fixes.

comparatives des réactions d'appui pour le cas de charge poids mort + surcharges fixes.

La figure 8 montre le diagramme des moments de flexion sous l'effet du poids mort et des surcharges fixes, et de la précontrainte. La zone d'impact y est figurée, elle se situe dans la zone des moments quasi nuls.

Le contrôle du pont dans l'état accidenté.

Au point de vue du calcul, les contraintes résultant du nouvel état d'équilibre après l'accident ont été contrôlées en calculant en flexion gauche la section amputée du béton dégradé et fissuré. Pour ce faire, et dans un premier calcul, la section endommagée a été idéalisée comme représenté à la figure 9. Sur cette section,

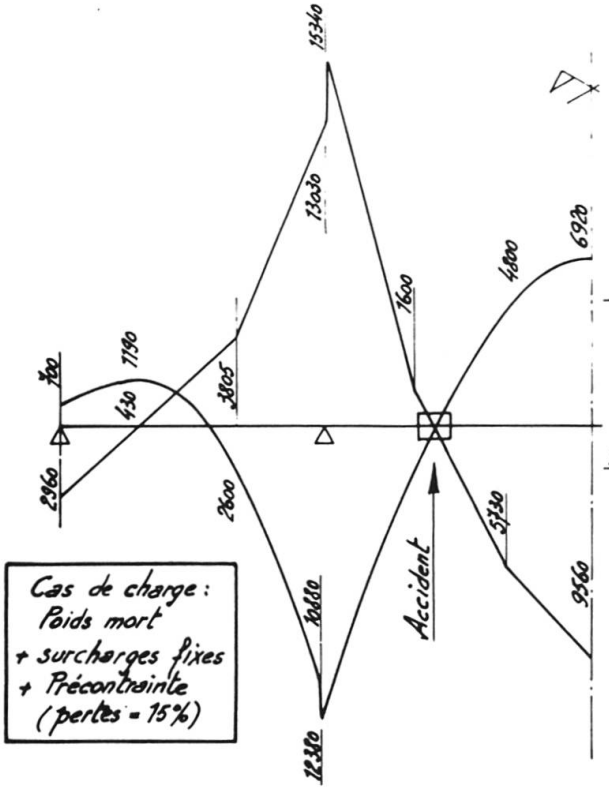


Fig.8.Diagramme des moments (en kN/m) sous l'effet du poids mort, des surcharges fixes et de la précontrainte.

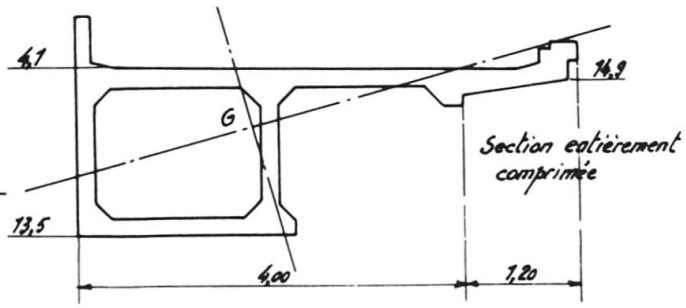


Fig.9.Cas de charge:poids mort + surcharges fixes. Contraintes normales en N/mm2

l'effort de précontrainte et les moments ont été appliqués pour le cas de charge "poids mort + surcharges fixes".

Comme on peut le voir, le calcul en flexion gauche révèle que les contraintes dans le béton restent tolérables et confirment l'idée de la possibilité d'une réparation, l'ouvrage accidenté ne se trouvant en effet pas dans une situation précaire.

5. LE PRINCIPE DE LA REPARATION.

S'étant forgé une bonne opinion relative du pont dans son état accidenté, il restait à envisager les solutions de réparation techniquement possibles. La première idée venue à l'esprit consistait à reposer le pont sur un cintre, à détendre la précontrainte,

à opérer un rebétonnage sur le cintre d'un tronçon complet remplaçant celui endommagé et à rétablir ensuite la précontrainte, à l'aide de nouveaux câbles. Cette solution radicale a rapidement été écartée vu son coût élevé, son long délai d'exécution et les difficultés techniques de l'opération de recintrage. En effet, l'influence de l'élasticité de l'ensemble sol + échafaudage d'une part, et de la raideur des piles intermédiaires d'autre part risquait fort de fissurer l'ouvrage à l'aplomb des piles. Restait alors la solution d'une réparation qui consistait à remplacer le béton endommagé. Pour remettre l'ouvrage approximativement dans son état initial, toute matière d'apport destinée à remplacer le béton défaillant devait à priori être mise en tension de manière à réintroduire les contraintes de compression initiales.

On a envisagé la mise en place d'un béton expansif créant, du fait de l'expansion, une certaine précontrainte. Cette solution n'a pas été retenue du fait de l'impossibilité pratique de contrôler l'expansion du béton et par voie de conséquence, l'état de contraintes. On a ensuite étudié la possibilité de placer un élément métallique à mettre en charge par des vérins. Cette solution présentait l'avantage d'éliminer tout problème de fluage. Elle n'a cependant pas été retenue vu les difficultés de réalisation d'un élément raide en tôle soudée et les difficultés d'incorporation à l'ouvrage, entre autres au point de vue de l'aspect extérieur.

La solution retenue et d'ailleurs suggérée par le Professeur A. PADUART, a consisté à incorporer à l'ouvrage deux éléments en béton préfabriqués en usine et vieillis par un étuvage prolongé de manière à minimiser l'influence du retrait et du fluage. Ces deux éléments en forme de L ont été mis en contrainte par deux vérins hydrauliques de forte capacité. Les figures 10, 11 et 12 montrent les détails de coffrage et d'armaturage des éléments préfabriqués. L'assemblage de ces éléments au pont après enlèvement du béton dégradé a été réalisé par des barres de précontrainte Dywidag verticales et horizontales et des armatures de béton armé (Figure 13).

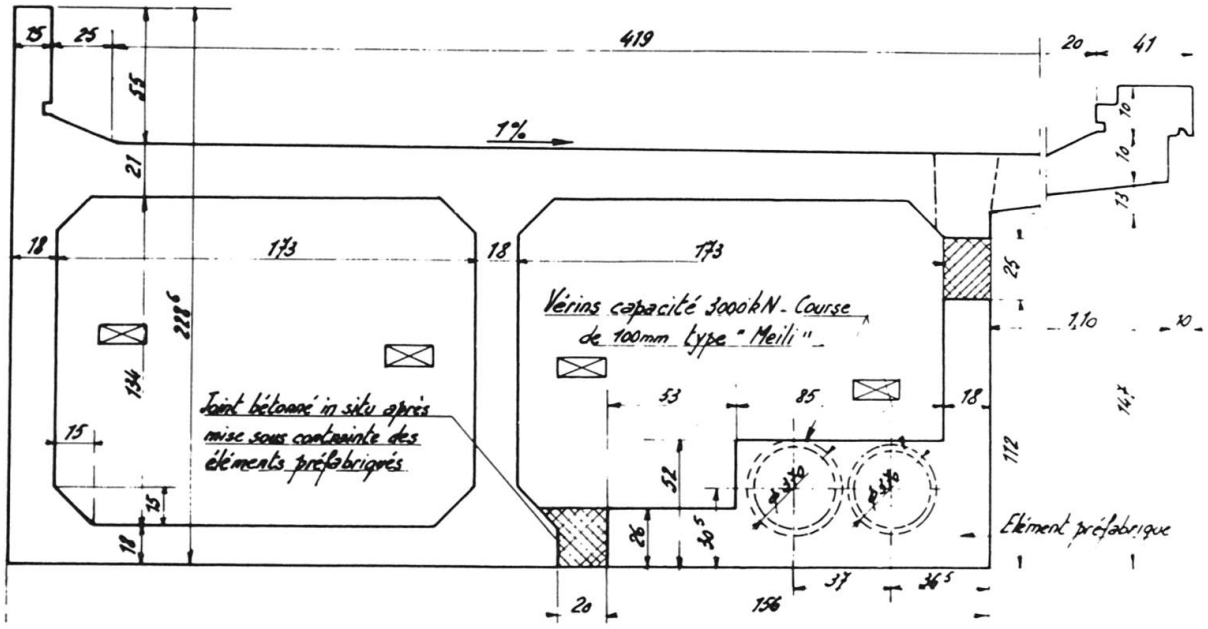


Fig.10. Principe de la réparation au moyen d'éléments préfabriqués en L - Coupe transversale.

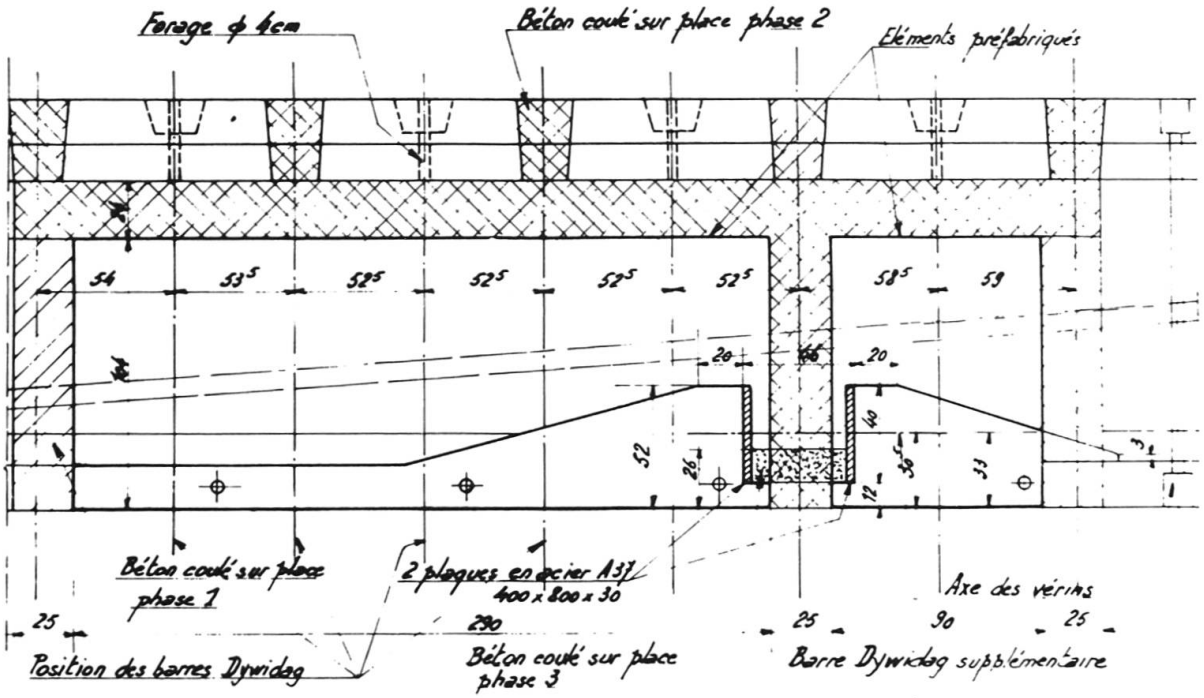


Fig.11. Principe de la réparation au moyen d'éléments préfabriqués en L - Coupe longitudinale.

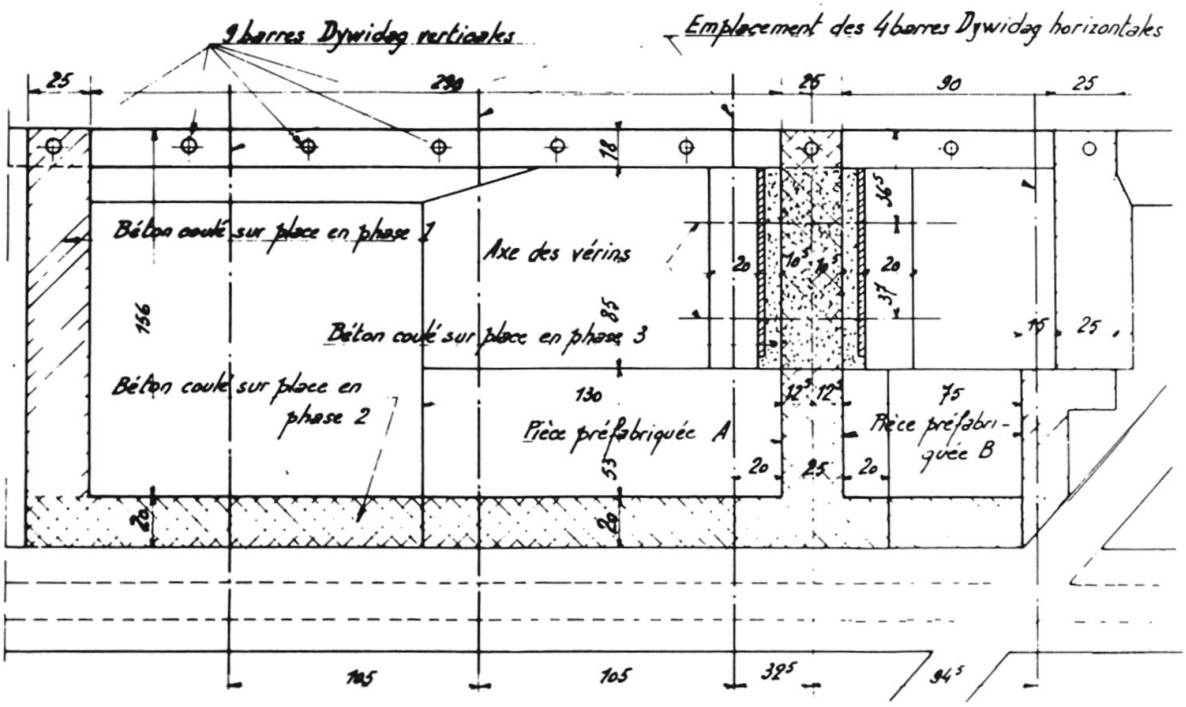


Fig.12. Principe de la réparation au moyen d'éléments préfabriqués en L - Vue en plan.

6. CALCUL D'ENSEMBLE DE LA REPARATION.

Pour pouvoir placer les éléments préfabriqués, il était nécessaire d'opérer des découpes dans l'ouvrage de manière à éliminer toute la zone de béton endommagée (fissures comprises). Un calcul précis des sections après dégagement a été effectué. Les sections extrêmes de ce dégagement ont été étudiées en tenant compte de la section réelle du béton et de la présence des aciers.

La figure 14 donne le résultat du contrôle des contraintes aux sections d'extrémité au moment de la mise en tension des vérins (5000 kN). Ce contrôle montre que la section du pont reste comprimée. Un contrôle de la section en L a été également effectué (figure 15). La contrainte longitudinale maximum sur béton est de 14,5 N/mm2.

Au point de vue de l'effort tranchant, le rétablissement des contraintes initiales s'avèrait impossible puisque dans la section endommagée, la résultante de l'effort tranchant dû au poids propre diminué de l'effort tranchant résultant de l'inclinaison de précontrainte s'était réparti sur deux âmes au lieu de trois.

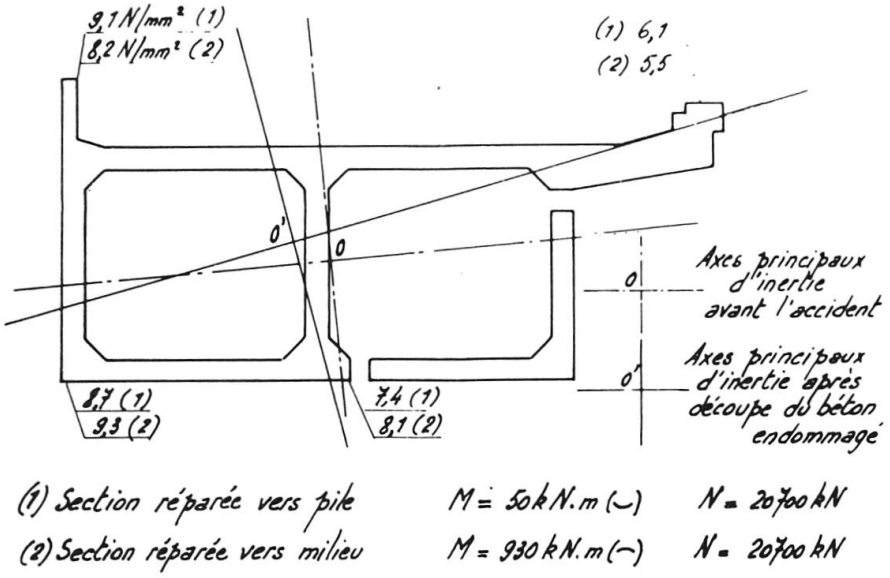


Fig.14.Contraintes calculées sous l'effet des vérins

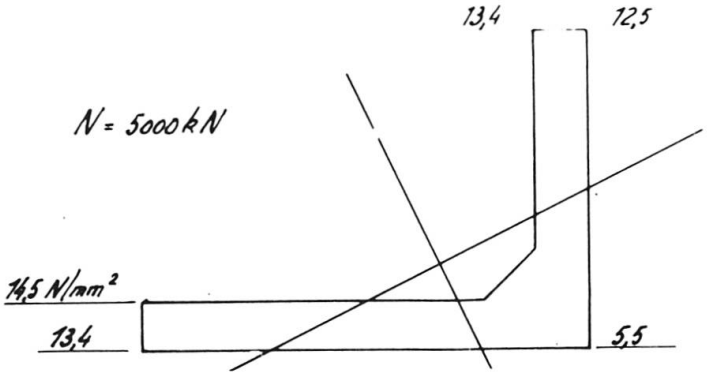


Fig.15.Contrôle de la section en L-Contraintes longitudinales.

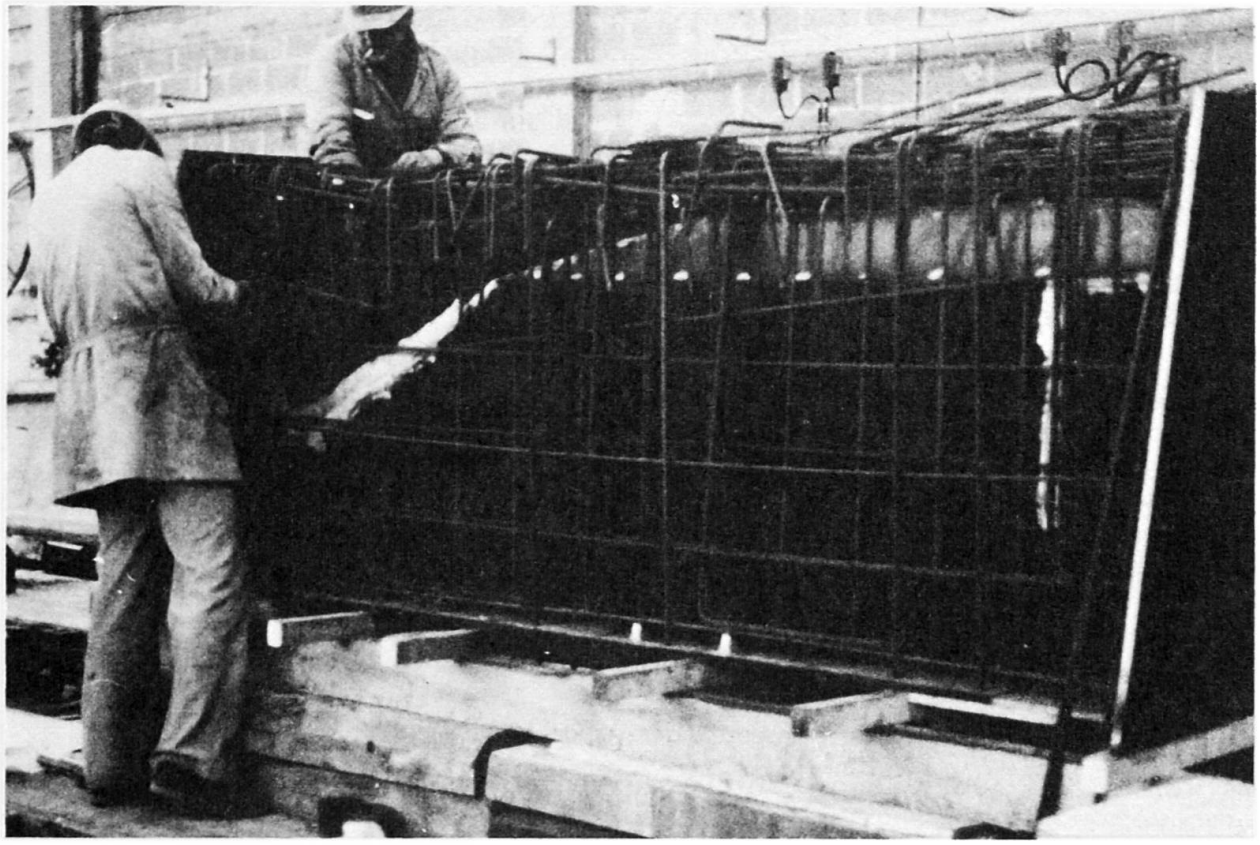


Fig. 13. Armaturage d'un élément préfabriqué

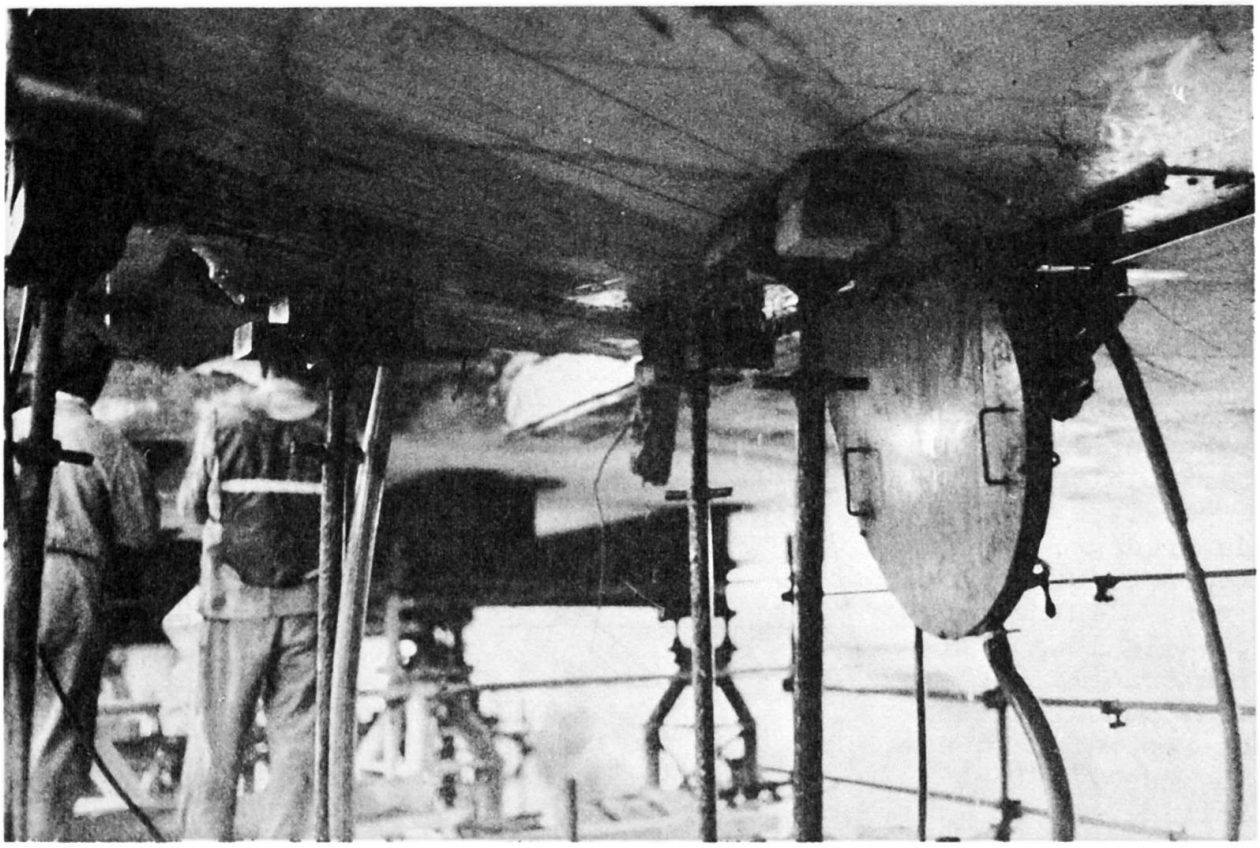


Fig. 17. La découpe des parois. Opération en cours

L'aggravation de l'état de contrainte reste cependant modérée. Toutefois, en vue d'assurer une bonne liaison des éléments préfabriqués rapportés et de réaliser une bonne transmission des flux de cisaillement, il a été jugé utile d'ajouter une précontrainte verticale composée de 9 barres Dywidag tendues à 100 kN et une précontrainte transversale composée de 4 barres identiques aux précédentes.

7. INFLUENCE DE LA RELAXATION DU BETON.

Le phénomène de l'évolution des contraintes dans le béton se présente comme suit :

La situation de contrainte de l'ancien béton est quasi rétablie et l'on peut admettre en première approximation que le fluage de ce béton est terminé. Le nouveau béton est comprimé à un certain niveau de contrainte. Sa déformation instantanée est reprise par les vérins. Si ce nouveau béton était libre de se déformer, le fluage et le retrait conduiraient à une déformation unitaire totale égale à :

$$\frac{\sigma_0}{E_b} \cdot (1 + \varphi) + \varepsilon_r$$

où σ_0 est la contrainte appliquée

E_b le module d'élasticité du béton

φ le coefficient de fluage

ε_r la déformation unitaire de retrait

Le béton jeune n'étant en fait pas libre et étant maintenu à ses extrémités par des éléments ayant une certaine élasticité, il se développe des efforts venant de l'ancien béton qui modifient la déformation libre par un effet de bridage. On a tenté une approche du calcul des contraintes résiduelles dans le béton nouveau en résolvant les équations obtenues en écrivant les conditions de compatibilité de déformation de l'ancien et du nouveau béton.

Ces calculs conduisent aux diagrammes des contraintes représentés aux figures 16a et 16b. Ce calcul évidemment fort approximatif fait clairement apparaître l'effet de bridage. Les valeurs trouvées montrent d'autre part qu'à la longue il ne resterait globalement dans le béton de réparation que 56 % de l'effort initial.

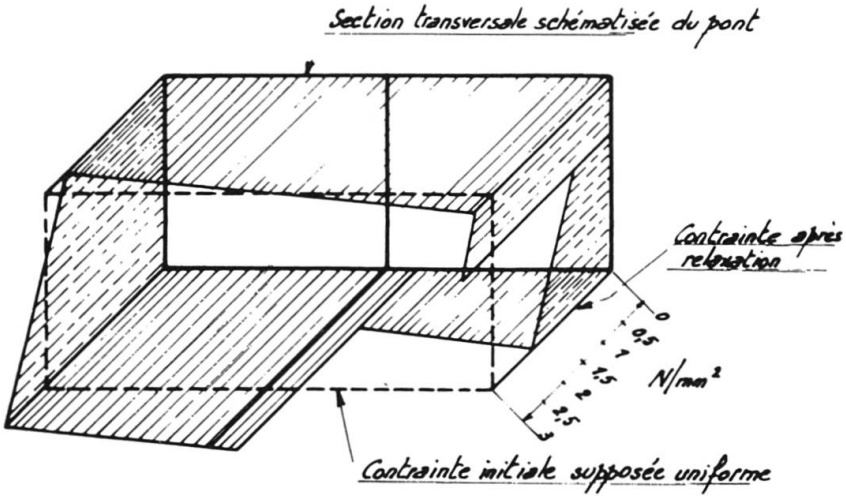


Fig.16a. Influence de la relaxation du béton. Première approche en supposant une contrainte uniforme avant relaxation.

Au vu de ces résultats et pour se prémunir d'une perte exagérée de l'effort introduit par les vérins, il a été décidé de majorer l'effort de calcul initialement prévu de 5000 kN à la valeur de 6000 kN. Il a également été prévu de suivre l'évolution des contraintes pendant un certain nombre de jours de manière à pouvoir récupérer les pertes des premiers jours en réajustant l'effort de précontrainte à sa valeur initiale. Nous verrons plus loin les efforts que l'on a pu pratiquement appliquer.

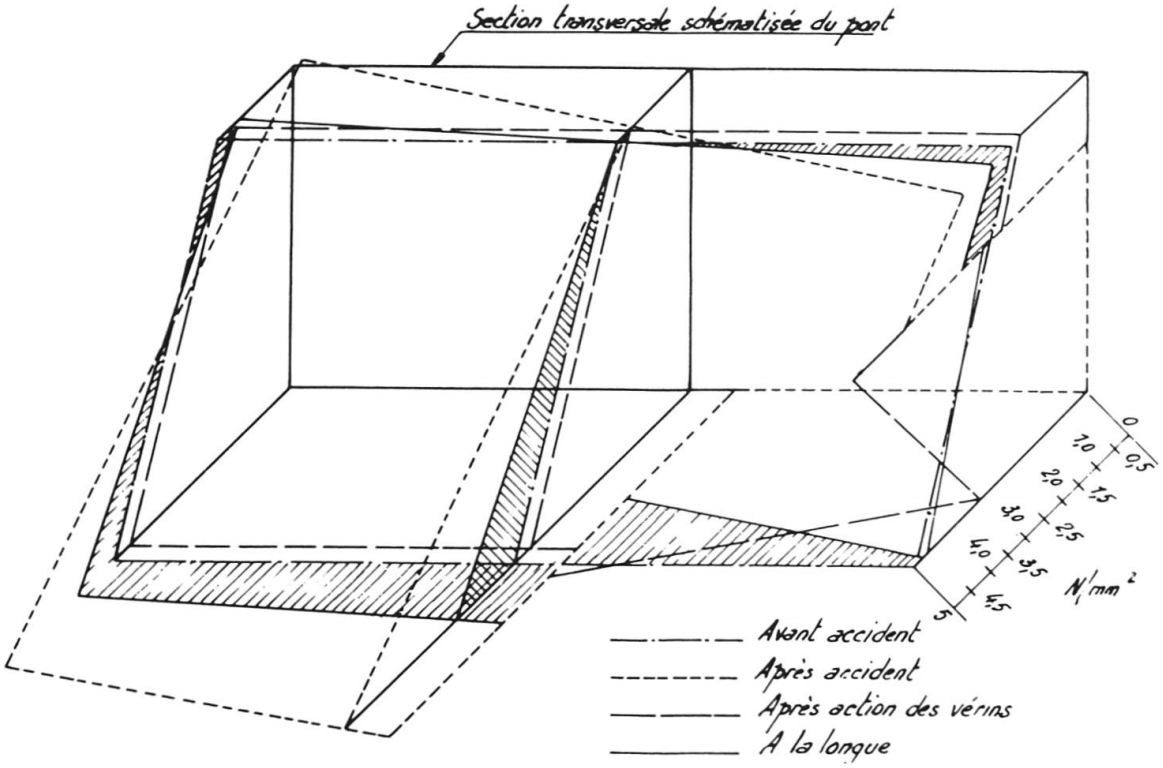


Fig.16b. Influence de la relaxation du béton. Seconde approche à partir du diagramme réel des contraintes avant relaxation.

8. LA REALISATION TECHNOLOGIQUE DE LA REPARATION.

La succession des opérations a été la suivante :

Découpe du béton endommagé du pont.

Pour éviter d'ébranler l'ouvrage, on a décidé d'évacuer les débris de béton en évitant une démolition au marteau pic. La démolition a été opérée par découpage à la scie sur toute l'épaisseur des parois. La figure 17 représente l'opération de découpe en cours et la figure 18, le résultat. On y aperçoit un câble de précontrainte qui est resté intact. Les

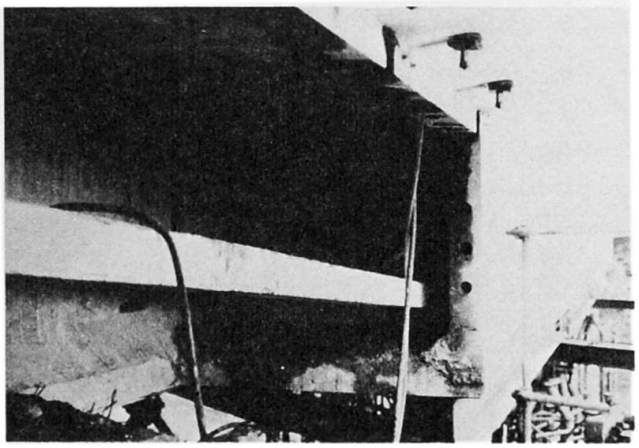


Fig. 18. Découpe des parois. Le résultat obtenu

figures 19a et b montrent le dispositif qui a servi à soutenir le porte-à-faux du trottoir de service pendant la période des travaux.

Forage des trous pour scellement des barres en attente et pour le scellement des barres Dywidag.

La figure 20 montre quelques trous de forage.

Exécution des éléments préfabriqués en usine.

Les établissements Ronveaux à Ciney ont été chargés de l'exécution des éléments préfabriqués en béton en forme de L (figure 21). Cette exécution s'est déroulée sans problème particulier malgré la forte densité des armatures. Le béton a été étuvé durant les 4 jours du week-end prolongé du 1er mai.

La mise en place des éléments préfabriqués en béton.

Cette mise en place est illustrée par les figures suivantes :

- mise en place des éléments préfabriqués en béton : figure 22
- réglage des deux éléments : fig.23.

Après mise en place des éléments, le béton des joints verticaux de liaison au béton ancien a été coulé.

La mise en précontrainte.

Immédiatement après cette phase les deux vérins hydrauliques

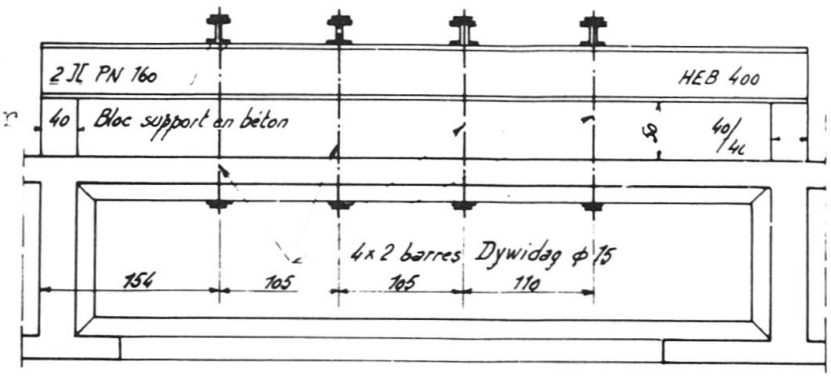


Fig.19a. Dispositif servant à soutenir le porte-à-faux - Elévation

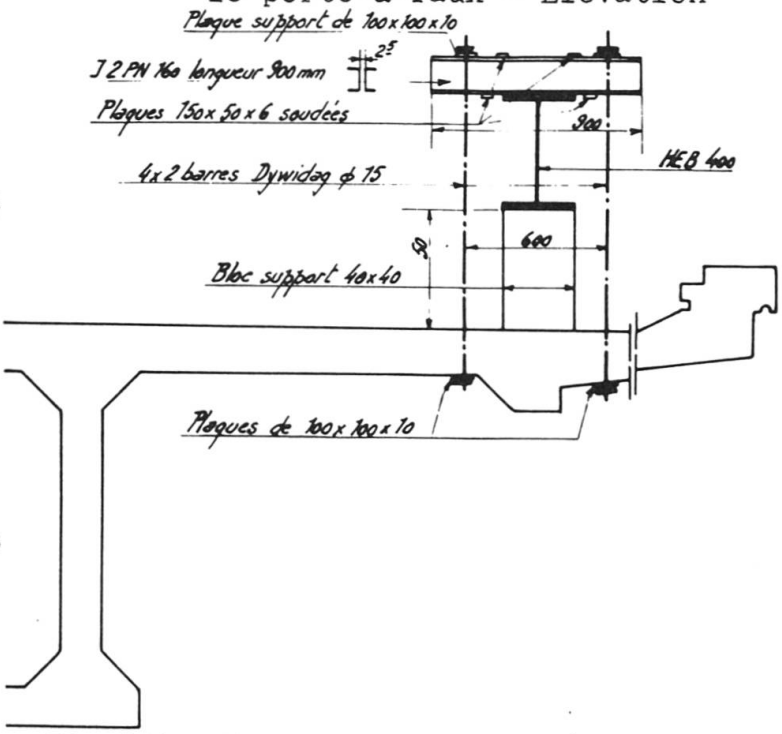


Fig.19b. Dispositif servant à soutenir le porte-à-faux - Coupe

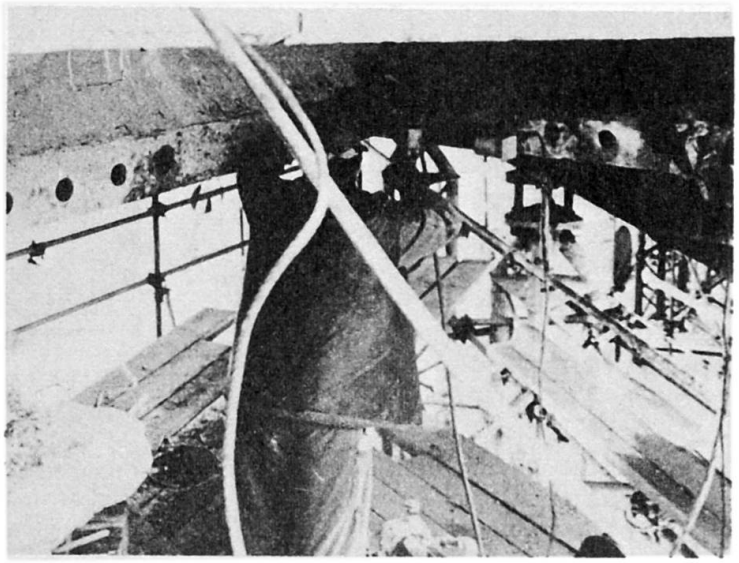


Fig.20. Résultat de quelques trous de forage.

de 3000 kN ont été mis en position. Leur position a été contrôlée de manière à obtenir une excentricité de pose par rapport à la position de calcul inférieure au centimètre. Une première mise en charge à 2000 kN a été effectuée à 7 jours d'âge du béton de liaison, lequel avait atteint une résistance supérieure à 35 N/mm2 sur cubes de 20 x 20cm. Une deuxième mise en charge a été effectuée deux jours plus tard à la charge de 6000 kN. Au cours de cette opération on a pu mesurer que l'effort résiduel des premiers 2000 kN était de 1500 kN.

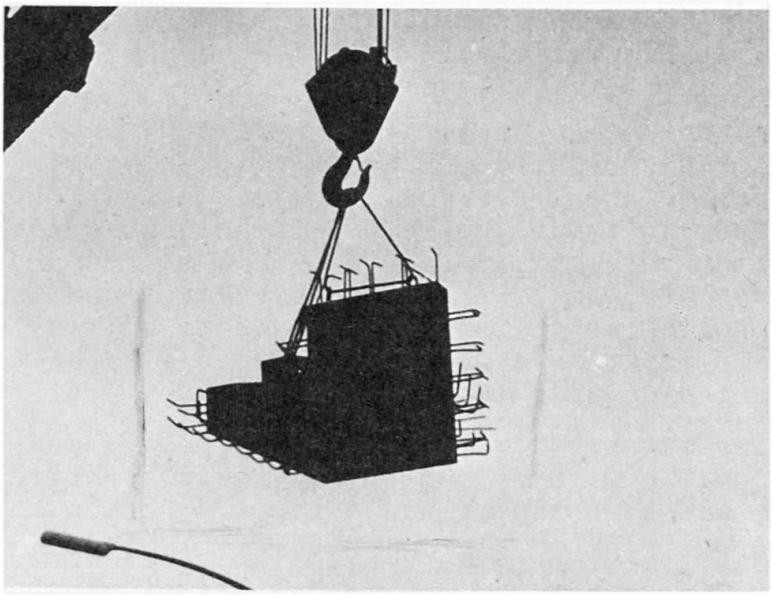


Fig. 21. Elément préfabriqué en béton en forme de L

A l'effort de 6000 kN, un incident technique s'est produit avec l'apparition de fissures dans le béton dont l'allure est montrée sur la figure 24. L'effort de précontrainte a alors été ramené à 5800 kN.

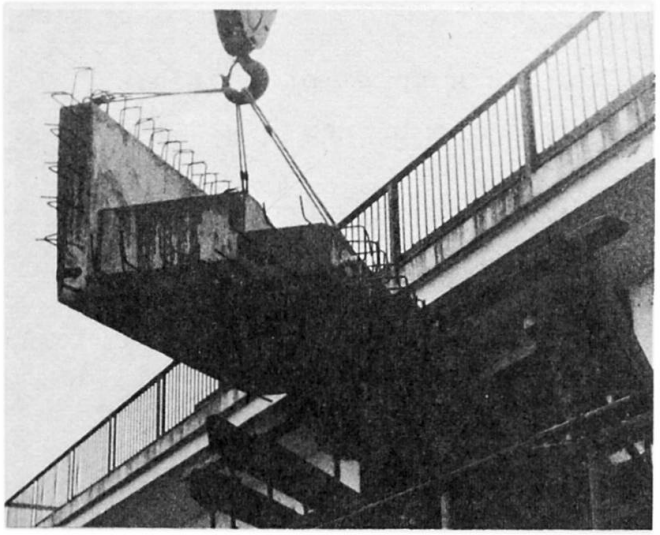


Fig.22. Mise en place d'un des éléments préfabriqués en béton

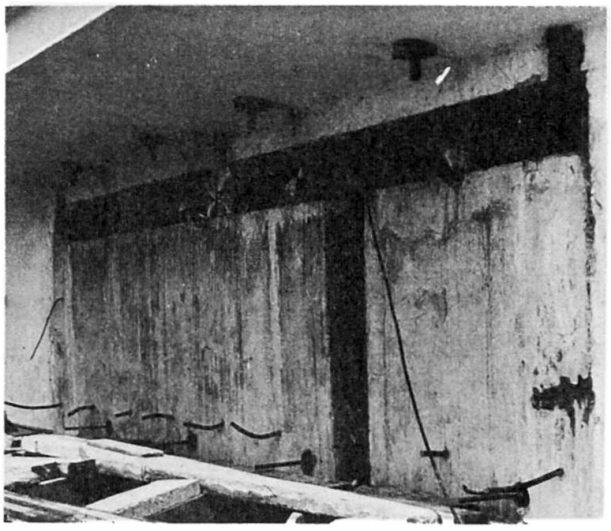


Fig.23. Réglage des deux éléments

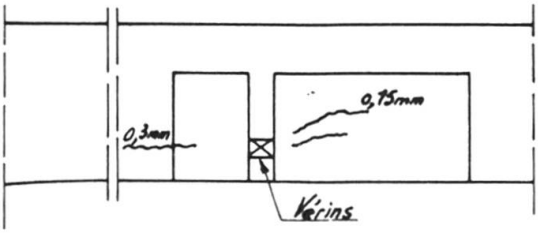


Fig. 24. Fissures

Ces fissures avaient une faible épaisseur dans l'élément préfabriqué long (à 0,15 mm). Par contre, dans l'élément court, les fissures avaient une ouverture de ± 0,3 mm se prolongeant dans le béton ancien du pont au travers du béton de liaison.
Après analyse du phénomène, il est apparu que cette fissure résultait d'une mauvaise diffusion de l'effort appliqué. Il faut en effet remarquer que le petit élément en béton préfabriqué est plus haut que long. On pouvait donc s'attendre à ce que la diffusion des efforts ne soit pas totalement acquise sur sa longueur et se prolonge en partie dans le béton ancien insuffisamment armé pour cet effet avec pour conséquence l'apparition de la fissure par excès de traction dans le sens vertical.

Par mesure de sécurité, on a décidé, pour l'état final, de placer une barre de précontrainte Dywidag verticale supplémentaire de manière à "couturer" la fissure du béton ancien.

Une troisième mise en tension a été effectuée 9 jours plus tard (soit à 16 jours d'âge) à l'effort de 5200 kN. On avait pu constater que l'effort résiduel des 5800 kN de la précédente opération était de 5000 kN. Une quatrième opération consistant en une remise en charge à 5200 kN a été opérée à l'âge de 19 jours. L'effort résiduel mesuré était alors de 4800 kN. La perte par fluage était donc réduite. Le bétonnage définitif des joints horizontaux de liaison à l'ancien béton a eu lieu l'après-midi.

La fin des opérations a alors été la suivante :

- mise en tension contrôlée des barres Dywidag verticales et horizontales dès que le béton de fermeture eut atteint une résistance sur cubes de 20 x 20 cm de 40 N/mm2;
- forage du logement pour la barre Dywidag supplémentaire;
- deuxième contrôle des efforts résiduels des barres Dywidag et injection des gaines;
- relachement des efforts aux vérins hydrauliques après que le béton des joints de liaison ait atteint une résistance de 50 N/mm2 sur cubes de 20 x 20 cm;
- enlèvement des vérins.

La mise en service du pont a pu être rétablie au début du mois de juillet 1978 soit pour la pointe de trafic correspondant aux départs de vacances.

9. MESURES EFFECTUEES.

De nombreuses mesures à l'aide de jauges ohmiques et d'extensomètres Demec ont été effectuées, tant en cours de réparation du tablier que lors des essais de mise en charge du pont. Il n'a pas été possible de reproduire ici les résultats de ces mesures, qui, d'une façon générale, ont montré une bonne concordance avec les calculs théoriques. Les valeurs maximales des déformations spécifiques que l'on a mesurées s'élèvent à 565×10^{-6} lors de la mise en charge des vérins et n'ont guère dépassé 50.10^{-6} sous l'effet des charges d'essai constituées par deux locomotives diesel électriques du type CC ayant chacune une masse de 117,6 t.

Nous donnons à la figure 25 l'allure de la déformée du tablier dans le cas de mise en charge de la travée centrale de manière symétrique. Nous voyons que la flèche maximale moyenne est de 9,8 mm alors que la flèche théorique calculée attendue était de 9,4 mm. On ne remarque pas d'irrégularité dans la déformée expérimentale à l'aplomb de la zone réparée.

Après les essais de mise en charge ci-dessus, la vitesse de passage des trains a été augmentée progressivement pour atteindre la vitesse normale de 130 km/h après une quinzaine de jours.

Etant donné le caractère exceptionnel de cette réparation, le pont a été mis sous surveillance à intervalles réguliers.

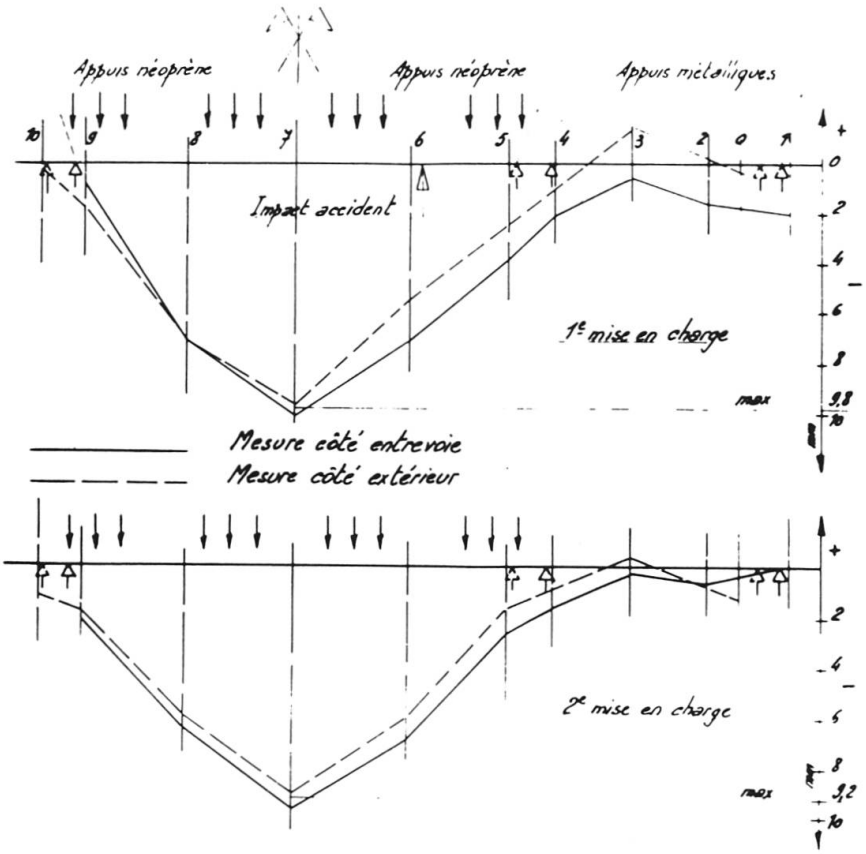


Fig. 25. Allure de la déformée du tablier dans le cas de la mise en charge symétrique de la travée centrale.

Au moment où nous écrivons ces lignes, soit 16 mois après le rétablissement de la circulation sur le pont, aucune anomalie n'a été signalée.

Leere Seite
Blank page
Page vide