

Pont-rail sur le Birsig

Autor(en): **Tschumi, Marcel / Roshardt, Werner / Borgeaud, Jacques**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **110 (1984)**

Heft 6

PDF erstellt am: **10.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75282>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Pont-rail sur le Birsig

par Marcel Tschumi, Berne, Werner Roshardt, Dietikon, Jacques Borgeaud et Bertrand Rouvé, Vevey

Le pont-rail sur le Birsig a été le premier pont CFF à être calculé selon la nouvelle norme SIA « Constructions métalliques » 161 de 1979.

L'ossature métallique a été montée en plusieurs étapes sur une aire d'assemblage contiguë à l'une des culées et, au fur et à mesure, lancée dans la trajectoire en arc de cercle de son implantation définitive pour atteindre d'abord des galets de rive, puis ceux de la pile médiane, et enfin la culée opposée. Après le dernier lancement, l'ossature a été abaissée jusqu'à son niveau définitif et mise à disposition de l'entreprise de génie civil pour l'exécution de l'auge en béton armé, de l'étanchéité et de la chape de protection. La pose de la voie ballastée, le rétablissement de la caténaire et de divers câbles électriques et enfin la mise en exploitation du nouvel ouvrage ont complété ces travaux.

1. Introduction

L'ouvrage se trouve en territoire suisse, à proximité immédiate de la gare principale de Bâle, sur la ligne affermée à double voie reliant Bâle Saint-Jean et Bâle-Ville. Il franchit la route de Binningen, le chemin de fer à voie étroite du Birsigtalbahnhof (BLT), deux trottoirs et le Birsig. Le trafic ferroviaire du niveau supérieur, outre les convois voyageurs et marchandises, comprend également de nombreuses courses de manœuvres propres aux activités de la gare principale. Au niveau inférieur, la circulation routière, intense tout au long de la journée, devient, aux heures de pointe, un flot quasi continu, alors que le BLT y maintient un horaire très éoffé. Au sens d'une convention SNCF/CFF, l'administration et l'exploitation de cette ligne affermée incombent à la SNCF qui en assure à ses frais l'entretien et les renouvellements courants. Par contre, un accord particulier doit être conclu pour tout agrandissement ou nouvel ouvrage dont le coût dépasse un certain montant. Ainsi, la SNCF envisageait en 1978 la réparation et le renforcement des ponts existants (fig. 1). Ce projet comprenait notamment :

- la dépose des platelages constitués de profilés Zorès ;
- la mise en place de nouveaux tabliers en béton armé ;
- le maintien des structures porteuses rivées (poutres principales en treillis et entretoises) avec révision complète et réparation ou remplacement de tous les éléments ou attaches défectueux.

Mais, en février 1979, un accord SNCF/CFF stipulait l'abandon de ce projet de rénovation et donnait la préférence au remplacement complet de l'ouvrage porteur, décision dont les raisons principales peuvent se résumer ainsi :

- une inspection approfondie des ponts existants révélait des insuffisances liées à leur construction ainsi que des défauts, tels que gonflements des semelles et corrosion interne difficile à

stopper, à tel point que même une réparation faite avec le plus grand soin n'aurait pas donné une garantie de bonne tenue dans le temps ; d'importantes interventions étaient donc à prévoir à titre d'entretien, à échéance d'une dizaine d'années ;

- la remise en état de l'ouvrage impliquait un gros volume de travail, relevant des techniques particulières dont les coûts sont difficiles à cerner avec précision. On pouvait en effet craindre que des réparations imprévues ne se révèlent nécessaires qu'après dépose du platelage en fers Zorès ;
- les ponts datent du début du siècle ; ils sont en acier Thomas dont les caractéristiques, en particulier celles ayant trait à la résistance à la rupture fragile, ne correspondent pas aux exigences aujourd'hui requises en matière de construction de ponts-rails ;
- entre les poutres maîtresses, l'espace libre est faible, avec pour conséquence un gabarit latéral pouvant s'avérer insuffisant lors de transports exceptionnels ;
- la perspective est envisagée d'un reclassement de la ligne en vue de l'admettre à des charges de 22,5 t (225 kN) par essieu au lieu de 20 t (200 kN).

La SNCF a participé au financement du nouvel ouvrage pour un montant égal à celui qu'elle aurait dû engager sur son budget d'entretien. Les CFF ont financé le solde à titre d'investissement complémentaire sur la ligne affermée, avec majoration correspondante de la redevance. Les travaux de rénovation de l'ancien ouvrage auraient dû commencer en 1979. Mais cette date a été différée d'une année, le temps nécessaire à la définition et au calcul d'un nouveau pont.

Le type de l'ouvrage à concevoir n'a été arrêté qu'après une étroite concertation entre la SNCF et les CFF. Il convenait de choisir une construction dont le montage devait impérativement limiter la durée des mises hors service successives des deux voies. On a opté rapidement pour



Fig. 1. — Anciens tabliers datant de 1900.

une solution classique comprenant deux ponts métalliques parallèles à section ouverte en haut, avec auge en béton armé formant plate-forme pour la voie ballastée. La dalle devait s'appuyer sur des entretoises en profilés laminés, elles-mêmes attachées aux poutres maîtresses en composé-soudé. L'implantation de la pile centrale et des deux culées convenant parfaitement aux circulations des deux niveaux, les portées du nouvel ouvrage étaient connues dès les premières approches des études d'exécution.

Ce type de pont-rail a l'avantage de se rencontrer fréquemment tant sur le réseau de la SNCF que sur celui de Suisse. Il donne en outre toute garantie quant aux facilités d'entretien.

Les données ci-dessus étant connues, le bureau d'ingénieurs W. Roshardt, à Dietikon, se vit confier les études d'exécution. Tel que décrit plus loin, l'ouvrage était mis en soumission en automne 1979 déjà, et en janvier 1980, les adjudications attribuées comme suit :

- l'ossature métallique au Consortium franco-suisse J. Richard-Ducros, à Alès, France et Ateliers de constructions mécaniques de Vevey SA. J. Richard-Ducros a été chargé de la fabrication complète, l'élaboration des plans d'atelier et le montage étant l'affaire des Ateliers de Vevey ;
- les travaux de génie civil et de béton armé à l'entreprise Ed. Züblin et Cie SA, à Bâle.

Notons ici que l'équipe des ponts du 2^e arrondissement des CFF a assuré la démolition et l'évacuation de l'ouvrage existant (fig. 2).



Fig. 2. — Démolition de l'ancienne structure à l'aide de grue-rails 25 t du type « Vevey », par l'équipe des ponts du 2^e arrondissement CFF.

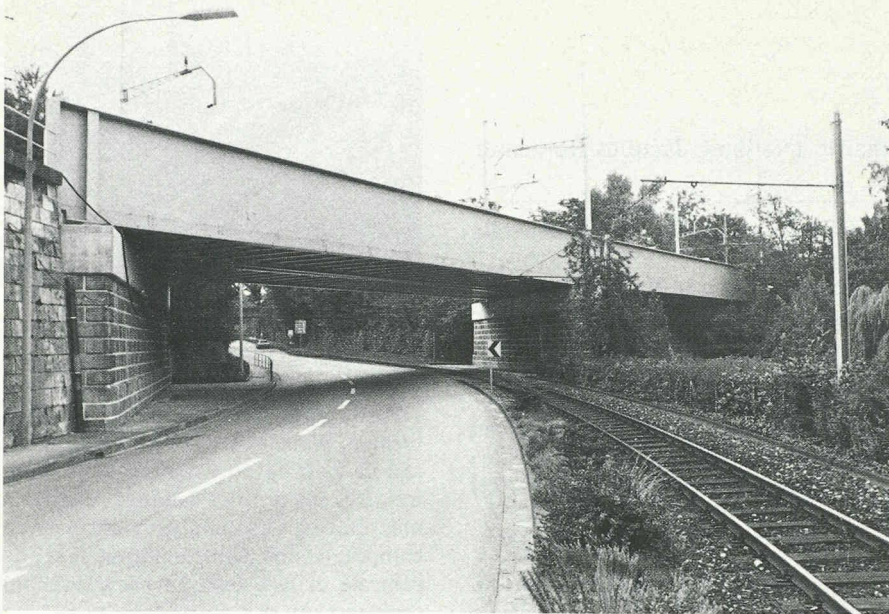


Fig. 3. — Vue du nouveau pont métallique. A l'avant-plan, la route de Binningen et la voie étroite du chemin de fer BLT. Le Birsig, se trouvant entre la pile médiane et la culée de droite, n'est pas visible.

Le chantier s'est ouvert en mai 1980 et a débuté par la régénération (injections) de la pile et des culées. Une première voie a été mise hors service dans la nuit du 8 au 9 juin et remise en exploitation le 8 décembre de la même année. Pendant ce laps de temps, un pont complet a été remplacé, travail dont les principales phases ont été :

- la pose d'un échafaudage de protection couvrant la chaussée, les deux trottoirs et le site propre du BLT (fig. 9 et 13) ;
- la démolition et évacuation de 2 des 4 travées existantes ;
- la surélévation des bancs d'appui sur pile et culées ;

- l'assemblage en 4 étapes, lancement et abaissement de l'ossature métallique ;
- la pose des hourdis, puis ferrailage et coulage de la dalle formant auge à ballast ;
- la pose de l'étanchéité et de la chape de protection ;
- l'application de la dernière couche de peinture ;
- la pose du ballast et de la voie ; ainsi que le
- rétablissement de la caténaire et des lignes de télécommunication, basse tension, etc.

Pendant les fêtes de fin d'année, l'exploitation à double voie a donc été rétablie selon le programme prévu. Dans la nuit du 18 au 19 janvier 1981, toujours selon les prévisions, la deuxième voie était à son tour mise hors service. Après répétition du cycle ci-dessus, cette voie était à nouveau ouverte au trafic le 29 juin suivant. Certes, quelques-unes des phases de travail pouvaient se chevaucher dans le temps, mais il est tout de même à souligner que les travaux de chantier ont dû se dérouler en un délai très court. Cet aspect contraignant n'a pu être maîtrisé que grâce aux deux conditions suivantes :

- le recours systématique aux possibilités et aux avantages de la préfabrication ; et un
- programme étudié dans ses moindres détails, non seulement pour en fixer

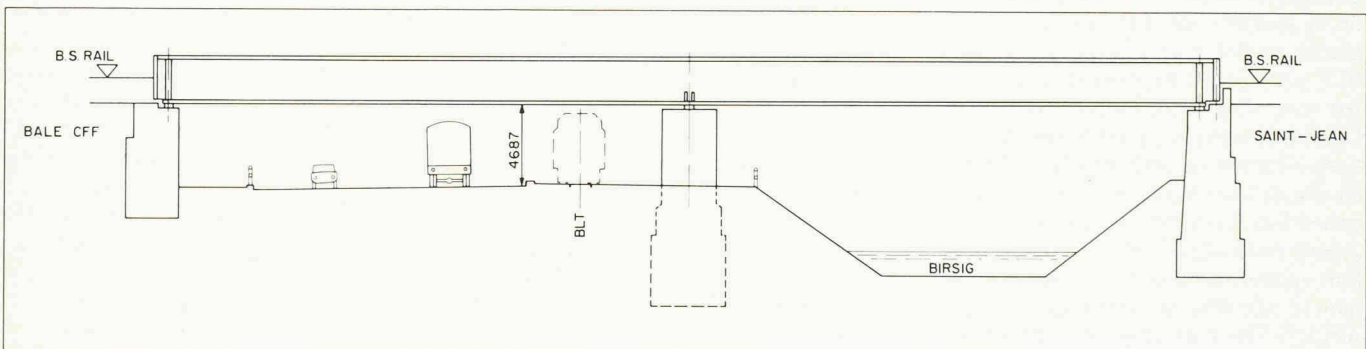


Fig. 4. — Vue en élévation du nouveau pont.

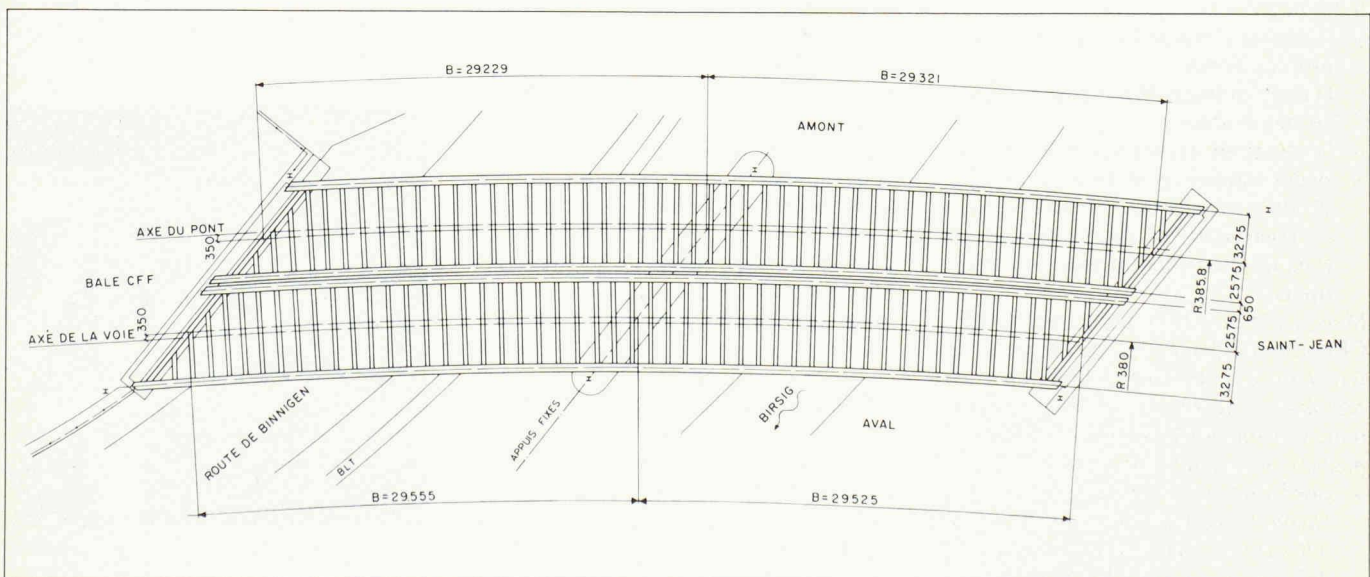


Fig. 5. — Vue en plan du nouveau pont.

les dates, mais aussi pour adapter les multiples impératifs techniques (changement de parcours, systèmes de sécurité, etc.) d'un trafic ferroviaire qui ne pouvait accepter qu'un minimum de restrictions.

2. Description du nouvel ouvrage

2.1 Système porteur

Aux raisons déjà évoquées qui incitaient à construire deux ponts parallèles plutôt qu'un ouvrage à double voie, on ajoutera ici que l'entre-axe des voies existantes permettait, sans correction de tracé, de loger deux poutres maîtresses entre les deux sens de circulation. De plus, pour augmenter la hauteur libre sur chaussée, il fallut relever le niveau inférieur des poutres principales alors que le profil en long des voies SNCF/CFE n'était pas modifié. L'épaisseur du tablier s'en trouvait donc réduite, ce qui excluait la mise en œuvre d'une dalle supportant une double voie. Pour l'esthétique de l'ensemble, il convenait enfin de limiter la hauteur des poutres maîtresses, dont le seul système statique pratiquement envisageable était, dans le cas présent, la continuité sur deux travées, d'une portée d'environ 29,5 m chacune (fig. 3 à 6). Les appareils d'appui sont du type «Neotopf», fixes sur la pile et mobiles sur les culées. Les conditions d'appui du nouvel ouvrage en courbe et en biais sont ainsi semblables à celles de l'ancien. Pour stabiliser les poutres maîtresses, la moitié des entretoises forment un demi-cadre transversal; les autres sont munies de plaques frontales et boulonnées aux âmes des poutres. Tous les éléments métalliques sont en Fe 360; les poutres et les

demi-cadres sont entièrement soudés. Par des détails de construction particulièrement soignés (fig. 7), on a évité la présence d'entailles et ainsi sensiblement diminué le risque de rupture due à la fatigue.

Des armatures traversant les âmes des entretoises percées à cet effet et des goujons répartis sur les entretoises et les âmes des poutres maîtresses assurent les liaisons béton-acier.

La dalle en béton armé est épaisse de 27 cm, hourdis compris; les entretoises y pénètrent de 19 cm, ce qui ne laisse que 8 cm de recouvrement. Les hourdis préfabriqués, épais de 6 cm pour une portée de 1,21 m, reposent sur les ailes inférieures des entretoises et sont munis d'étriers destinés à améliorer les liaisons béton-béton. Il n'y a pas de précontrainte dans la dalle.

Relevons ici que l'étude d'une variante ne comprenant pas d'entretoises métalliques avait démontré la nécessité d'augmenter la hauteur de construction et révélé un coût global supérieur à celui de la construction réalisée.

2.2 Modèle statique

La structure principale est donc une section ouverte comprenant les deux poutres maîtresses hautes de 2,7 m et la dalle inférieure en béton armé large de 5,85 m. Comme on se trouvait à la limite des possibilités des matériaux, qu'il ne pouvait être question d'augmenter la hauteur des poutres (esthétique), ni la largeur des ailes (gabarit de passage), il fallait choisir un modèle statique proche de la réalité. On a décidé de choisir une grille de poutres tenant compte de la courbure de l'ouvrage, de la rigidité entre les demi-cadres et les poutres.

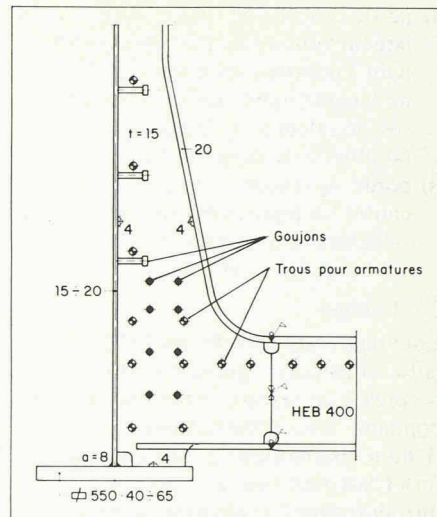


Fig. 7. — Détails de construction (joint demi-cadre).

Lors du calcul des efforts internes, on a introduit pour chaque poutre les caractéristiques des sections variables, ainsi que la moitié de la dalle en béton avec sa rigidité torsionnelle.

Par contre, pour le dimensionnement des sections métalliques des poutres, on n'a pas tenu compte de la participation du béton. Toutefois, les allongements du béton dus à la construction mixte ont été pris en considération pour déterminer les armatures de la dalle.

Combinée avec les entretoises et agissant en construction mixte, l'auge transmet aux poutres maîtresses le poids propre du tablier et les charges du trafic. Par les entretoises formant demi-cadres, la dalle se trouve rigidement liée aux poutres principales. L'ensemble ainsi obtenu présente une grande résistance à la torsion. Pour le calcul du béton, on a admis le modèle statique suivant :

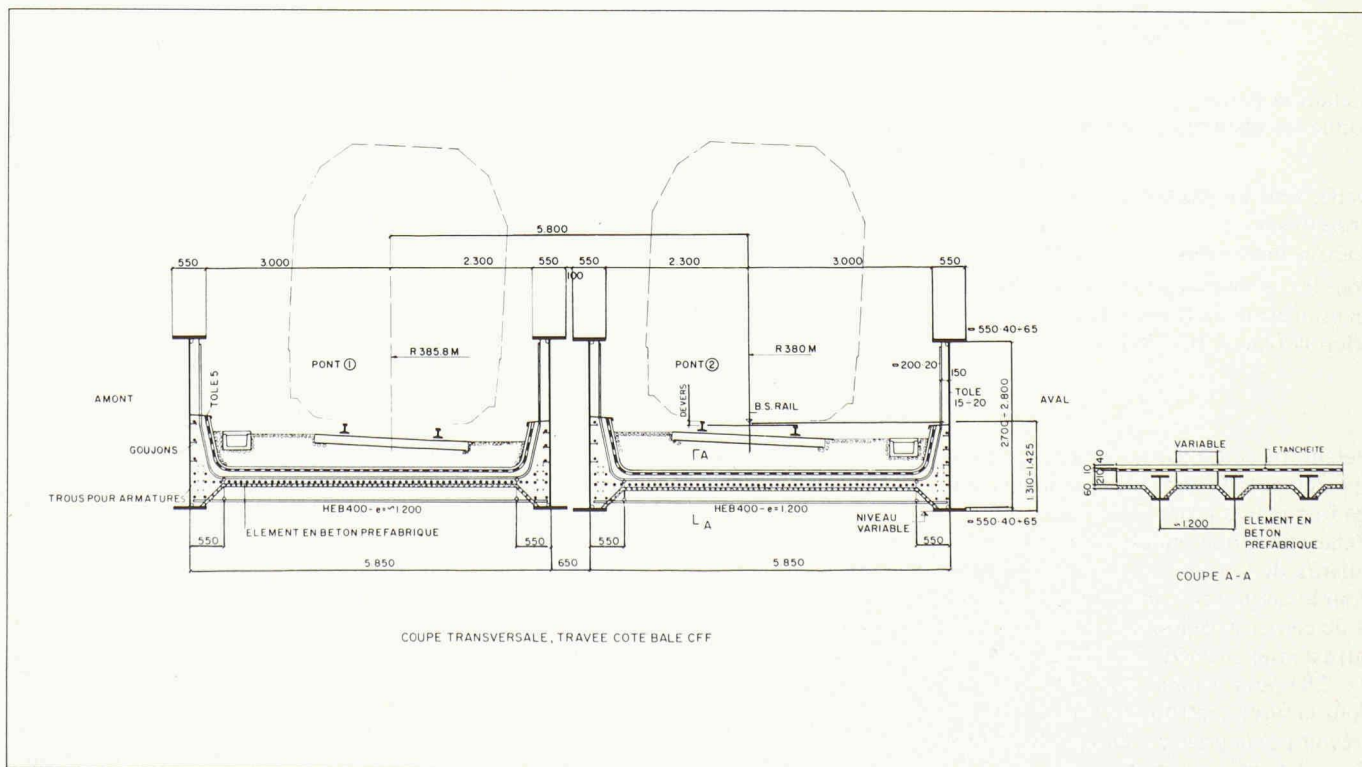


Fig. 6. — Coupe transversale du nouveau pont.

- a) partie centrale de l'auge, sur 3,3 m de largeur: une grille de poutres comprenant 3 poutres longitudinales de 1,1 m de largeur, appuyées sur les entretoises; le calcul a été fait par ordinateur, au moyen du programme *Statik*;
- b) bords de l'auge: ces zones, situées contre les poutres maîtresses, ont été calculées comme dalles rectangulaires à 3 bords encastrés.

2.3 Charges

L'ouvrage étant exploité par la SNCF, il a fallu considérer quelques règlements propres à ce réseau, règlements correspondant aux prescriptions de l'UIC (Union internationale des chemins de fer). C'est ainsi que le schéma de charges introduit dans les calculs se basait sur celui de l'UIC 71 et non pas sur la norme SIA 160 de 1970 (fig. 8). Suivant les portées, les convois UIC provoquent des efforts internes inférieurs à ceux obtenus avec les convois SIA: ici, 6% de différence pour les éléments courts et 8% pour les poutres principales.

De plus, on a tenu compte d'un transport exceptionnel SNCF avec un wagon spécial de 32 essieux de 220 kN.

Les coefficients dynamiques correspondants sont les suivants:

Pour le convoi UIC:

$$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\phi} - 0,2}} + 0,82$$

L_{ϕ} étant une longueur caractéristique définie dans la fiche UIC 776-I.

Ce coefficient dynamique est une valeur fictive qui ne doit être utilisée qu'en rapport avec le convoi UIC.

La comparaison avec les valeurs de la norme SIA, soit

$$\phi = 7 \frac{100 + L}{10 + L}$$

L étant la portée, donne les résultats suivants:

| | ϕ (UIC) | ϕ (SIA) |
|--------------------------|--------------|--------------|
| Dalle, sens longitudinal | 1,600 | 1,632 |
| Entretoises | 1,470 | 1,467 |
| Poutres maîtresses | 1,068 | 1,228 |

Pour le convoi exceptionnel lourd SNCF, on utilisera le coefficient dynamique réel selon la fiche UIC 776-I, soit

$$\phi = \phi' + \phi''$$

ϕ' étant influencé par les caractéristiques des éléments du pont et en particulier par les fréquences propres,

ϕ'' étant un terme qui est défini par l'irrégularité de la voie.

Pour le cas présent, on a admis une vitesse du convoi exceptionnel de 40 km/h, ce qui a donné un coefficient dynamique de $\phi = 1,04$ pour les poutres maîtresses.

Pour la force centrifuge, la fiche UIC ne prévoit pas la prise en compte du coefficient dynamique comme c'est le cas pour la norme SIA (différence: 23%).

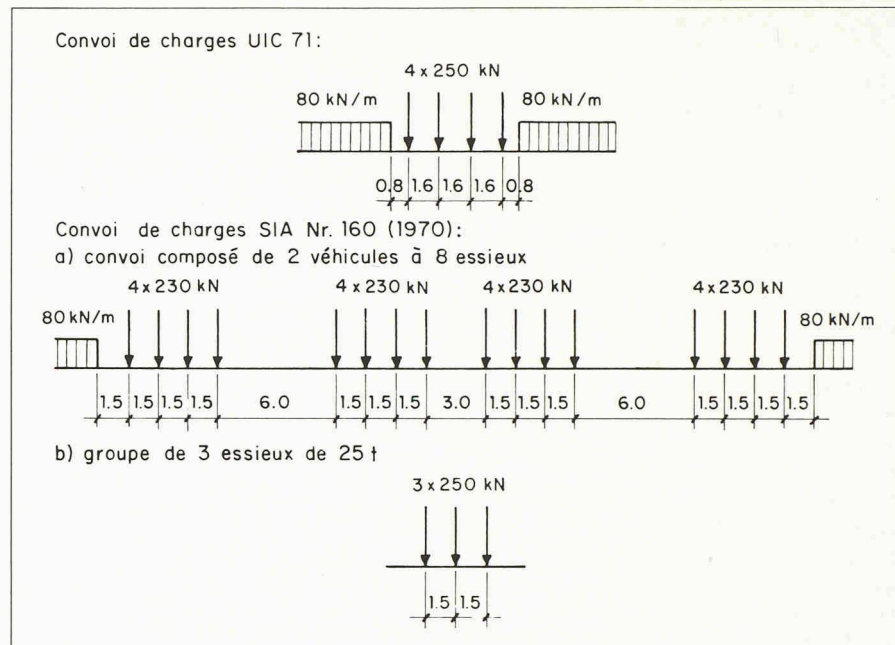


Fig. 8. — Schémas de charges UIC 71 et SIA 160 (1970).

Les efforts dus au vent, ainsi que les facteurs de sécurité ont été choisis selon les normes suisses.

2.4 Dimensionnement

Ce sont les normes suisses:

SIA 161 (1979), Constructions métalliques;

SIA 162 (1968), Normes pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint;

qui ont été prises en considération pour le dimensionnement du pont sur le Birsig.

Les efforts et les sollicitations dans les sections ont été déterminés élastiquement.

La vérification à la ruine a été exécutée aussi bien avec le schéma de charge UIC qu'avec le schéma du convoi exceptionnel, tandis que le calcul à la fatigue ne l'a été que pour le convoi UIC, réduit par le facteur α selon la norme SIA 161.

Dans notre cas, c'est toujours le convoi exceptionnel qui est déterminant pour le calcul à la ruine des poutres, même si l'on tient compte d'une sécurité plus faible. Les demi-cadres servent à stabiliser la section du pont (membrures supérieures) et ils sont dimensionnés pour les efforts suivants:

- efforts de déviation des semelles supérieures des poutres maîtresses en relation avec la courbure du pont; et
- efforts horizontaux dus à la force centrifuge et au vent. On a admis que ceux-ci se répartissent de la manière suivante: 30% sont transmis à l'auge en béton par le frottement interne du ballast; 70% sont transmis à la bordure en béton, puis à l'auge par la butée latérale des traverses;
- effort fictif stabilisant la membrure supérieure de la poutre principale,

considéré selon l'article 3 061 3 de la norme SIA 161, avec une valeur de $\frac{1}{600}$ de la portée de l'élément à stabiliser. Cet effort doit représenter, en plus et au minimum, 1% de l'effort normal dans l'élément principal comprimé. Dans un autre article de la norme, l'article 5 05 4, les tolérances d'exécution admissibles sont fixées à $\frac{1}{1000}$ des portées. Vu que ces exigences sont respectées dans les ponts-rails (dans le cas présent, les travaux en ateliers ont été suivis et contrôlés par le service spécialisé de la SNCF), on pourrait admettre la valeur préconisée au chapitre 5 05 4 pour le calcul à la ruine.

En principe, l'auge en béton a été calculée selon la norme SIA 162.

Mais vu que la vérification à la fatigue selon cette norme est différente de celle préconisée dans la norme SIA 161, on a dû recourir à quelques interprétations en dehors des règlements.

La superposition des sollicitations dues aux efforts locaux et à la flexion globale du pont a été faite afin d'éviter une fissuration exagérée du béton.

2.5 Influence de la nouvelle norme SIA 161 (1979)

Comme la fatigue ne dépend plus de la nuance d'acier ni de sa limite élastique et que ce n'est que la différence des contraintes qui est déterminante, il devient peu probable que l'acier Fe 510 puisse être intéressant pour les ponts-rails.

La fatigue dépend essentiellement du dessin des détails de construction; selon le genre d'entaille provoqué par la soudure, la résistance à la fatigue est fortement réduite.

Pour des éléments de faible portée, on a besoin de plus de matière selon la norme de 1979 que selon la norme de 1974.

3. Montage de l'ossature métallique

3.1 Généralités

Une première étude de montage prévoyait l'intervention répétée de grues CFF ou sur pneus, opérant soit à partir de l'unique voie restée en service, soit à partir du niveau inférieur. Certes concevable, cette méthode présentait toutefois de lourds inconvénients dont principalement :

- colonnes provisoires à mi-largeur de la chaussée ;
- aménagement d'emplacements de travail et de leur accès pour la grue sur pneus ;
- attaches provisoires pour rapidement libérer les grues ;
- contreventements provisoires ;
- travail de nuit ;
- restrictions des trafics routiers et ferroviaires ;
- importants échafaudages sur le Birsig ;
- ripage transversal de l'ouvrage préalablement monté à 1 m de son implantation définitive.

En lançant les ponts, on évitait la plupart de ces inconvénients. Il ne fallait toutefois pas s'attendre à ne rencontrer que des conditions idéales. En fait, l'entreprise a dû s'accommoder de quelques contraintes :

- aires d'assemblage très limitées en longueur et en largeur ;
- mesures visant la sécurité du personnel et du trafic CFF/SNCF ;
- renonciation à des grues à forte capacité ;
- de jour, pas de restriction de trafic envisageable.

3.2 Transports

Le chantier ne disposant pas de place de stockage, son ravitaillement devait impé-

rativement s'adapter à l'avance des travaux.

A raison de 3 convois par pont, chacun comprenant 2 tronçons de poutres maîtresses et les entretoises y correspondant, l'ossature était d'abord acheminée jusqu'à la gare marchandise de Bâle. Si nécessaire, on corrigeait l'orientation des tronçons en parcourant l'un des triangles ou raquettes du réseau bâlois. Ensuite, un portique CFF transbordait les poutres et les chargeait en position debout sur une paire de lorries qu'un tracteur diesel amenait au chantier, en transitant par la gare principale, moyennant quelques prescriptions mineures d'horaire et de parcours.

Les wagons ouverts chargés d'entretoises ne parvenaient au chantier qu'un à deux jours après les poutres maîtresses. Ce transport ne nécessitait aucune mesure particulière.

3.3 Déchargement au chantier

En l'absence de grues à forte capacité, on ne pouvait décharger les poutres qu'en procédant par ripage transversal, en s'aidant d'un outillage léger (vérins, crics, tirafors, tendeurs, chenillettes, etc.) et de deux chemins de ripage ne comprenant que des éléments que l'on pouvait manutentionner à la main.

Après mise en place des tronçons et retrait des lorries, le chantier pouvait accepter les entretoises. Une grue CFF légère, stationnée en gare de Bâle et donc facilement disponible, montée sur wagon plat et pouvant travailler sous caténaire, accompagnait le convoi ; sa mission ne consistait qu'à déposer les entretoises au sol entre les tronçons de poutres maîtresses déjà en place.

3.4 Assemblage

Tant en plan qu'en long et en travers, la géométrie de l'ouvrage était telle qu'un

montage à blanc en atelier a été jugé nécessaire, avec pour agréable résultat le fait que l'équipe de chantier a pu renoncer à tout ajustage.

On pourrait donc se passer de tout commentaire. Relevons toutefois l'étonnant comportement des assemblages par boulons H.R., qui d'ailleurs semble s'être déjà présenté sur d'autres chantiers.

Dans cet ouvrage, la moitié des entretoises sont munies de plaques frontales et attachées aux âmes des poutres principales par boulons H.R. dûment précontraints avant lancement. Mais un contrôle fait après lancement et abaissement devait révéler que cette précontrainte avait partiellement disparu. Quoique moins marqué, le phénomène s'est répété sur le deuxième pont, pourtant monté avec une attention soutenue plusieurs mois après le premier.

Une explication de ce fait réside peut-être dans la nature et l'amplitude des déformations dues au lancement. On peut en effet concevoir que ces déformations aient provoqué une adaptation des surfaces de contact, qui se serait traduite par la réduction de l'épaisseur de serrage et partant de la précontrainte initiale. Ajoutons que la présence des peintures de fond appliquées en atelier n'est peut-être pas étrangère à ce défaut de comportement.

3.5 Pont roulant de chantier

Conçu spécialement pour la surface à desservir (zone en courbe avec extrémités biaisées), cet engin était muni de roues avec bandages en caoutchouc et circulait sur les poutres maîtresses (fig. 9 et 10). Pour le guider, l'une de ses traverses à galets était munie de 4 galets à axe vertical roulant contre les tranches de l'aile supérieure des poutres heureusement à largeur constante.

Il était alimenté par câble souple et tous ses mouvements étaient motorisés.

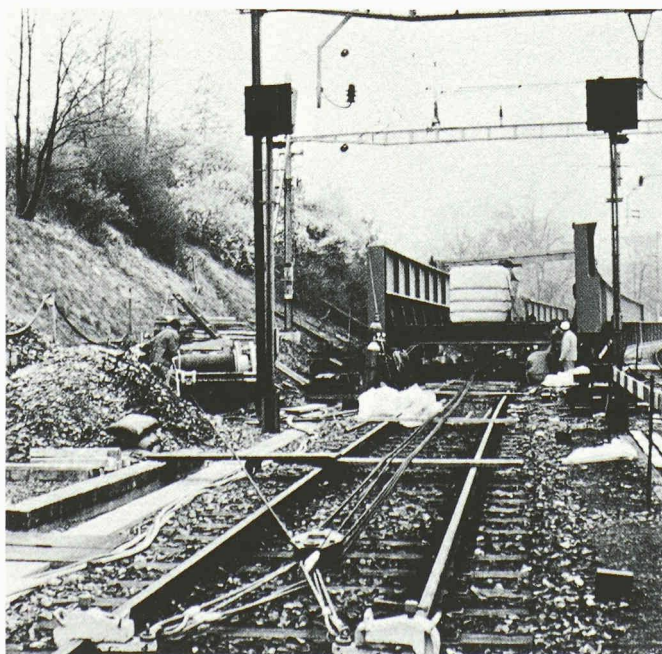


Fig. 10. — Dernier lancement du pont amont, avec treuil et mouflage de retenue, citernes faisant contre-pieds, pont roulant de chantier, jogs et mâts de signalisation restés en place.

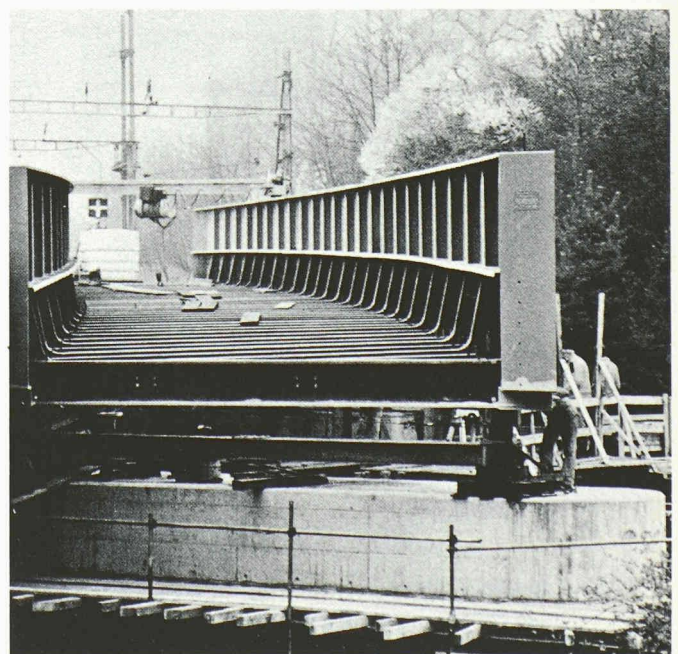


Fig. 11. — Phase de lancement où le pont a atteint la pile centrale.

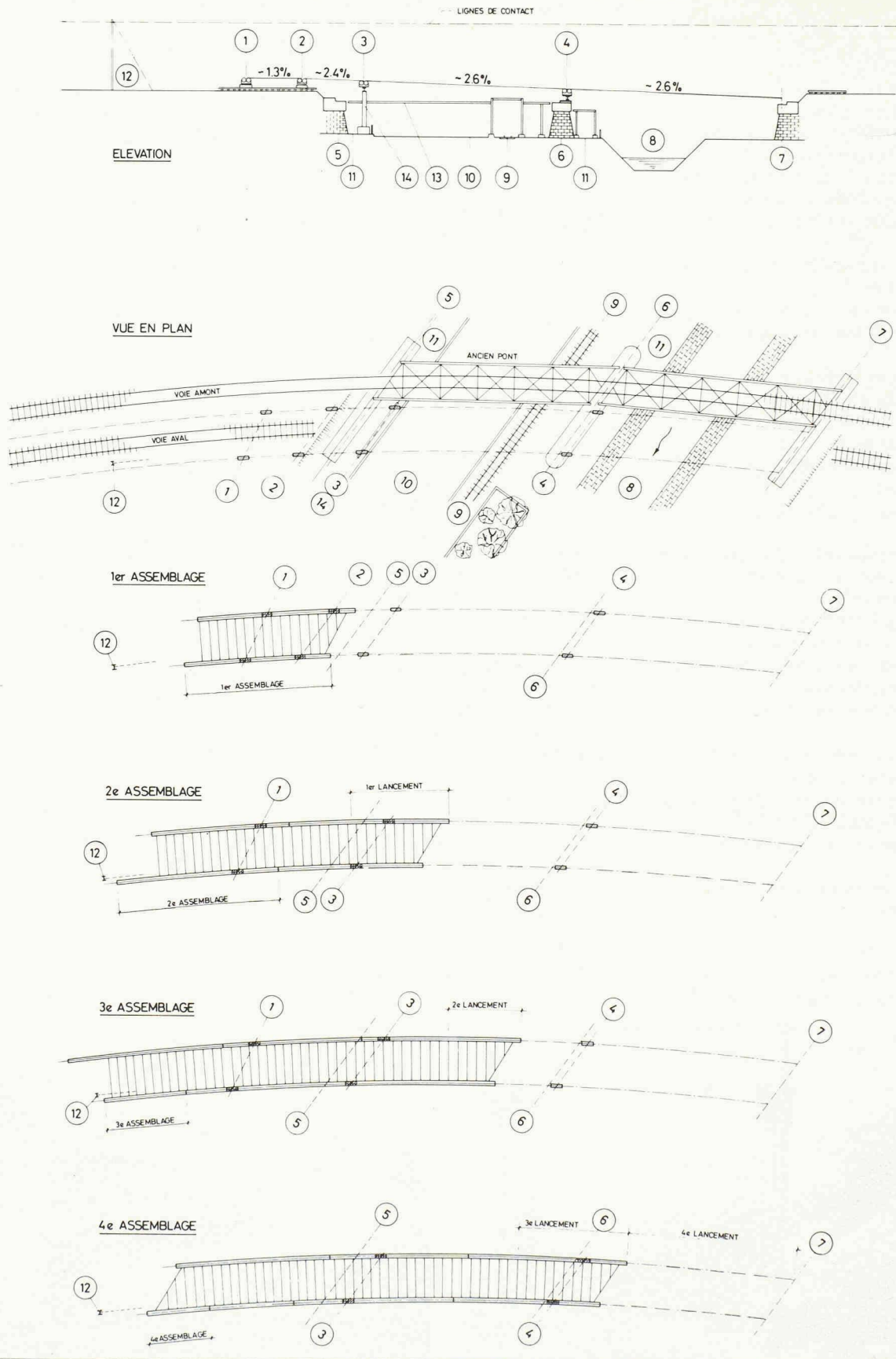


Fig. 9. — Schéma de montage.
 1 à 4: axes des galets de lancement
 5 à 7: axes de la pile et des culées
 8: le Birsig

9: BLT en site propre
 10: Binningerstrasse
 11: trottoirs

12: mât avec tirant oblique
 13: échafaudage de protection
 14: portique pour galets de l'axe 3

Avant tout destiné à la pose des entretoises, il acceptait sans difficulté les pentes de son plan de roulement et a rendu de grands services pour la mise en place des hourdis, les manutentions des armatures et la dépose des installations de lance-

ment. Pour les peintres, il est devenu le point d'appui roulant d'un échafaudage suspendu et a même fait office de contre-poids roulant lors de différentes phases de lancement.

3.6 Installation de lancement

La figure 9 schématise l'implantation des batteries de lancement, chacune équipée de 2 galets.

Vers les axes 1 et 2, des calages posés au sol supportaient les batteries. Pour toute

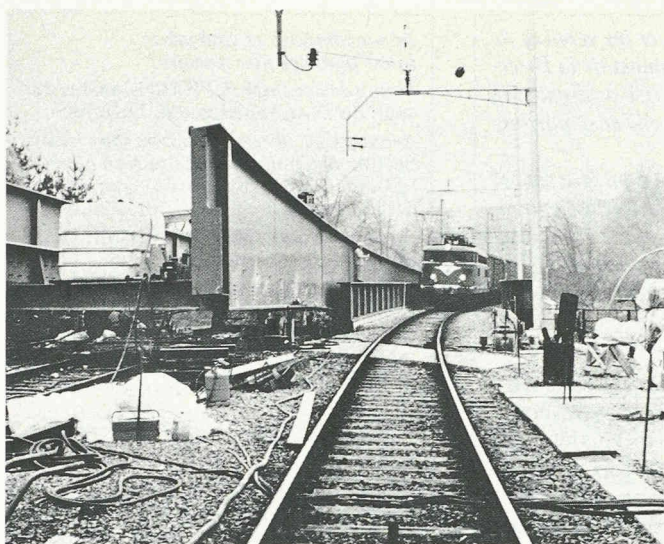


Fig. 12. — Phase de lancement où apparaissent l'exiguïté de l'aire d'assemblage et la trajectoire descendante de l'ouvrage lancé.



Fig. 13. — Pendant le lancement, les trafics du niveau inférieur sont intégralement maintenus.

préparation, le terrain ne fut que grossièrement nivelé.

Les galets de l'axe 2 n'étaient nécessaires que pour le premier lancement.

Un portique conçu à cet effet recevait les batteries de l'axe 3. Il s'appuyait sur des fondations coulées à même le trottoir, à nouveau sans préparation de l'état existant. Ces socles n'empêtaient donc pas sur la voie routière ; en fin de travaux, ils furent tels quels chargés sur camion et évacués.

Vers l'axe 4, les galets étaient montés sur une traverse elle-même calée sur le nouveau béton en tête de pile.

En altitude, les batteries étaient réglées pour lancer le pont selon une pente descendante (fig. 12), si bien que seul un mouflage de retenue fut installé. Il était ancré aux rails par l'intermédiaire de pinces autoserrantes mises à disposition par les CFF (fig. 10).

Trop lourdes pour être déplacées à la main, les installations de lancement ont été mises en place par la petite grue CFF citée plus haut. Ses interventions, toutes très courtes, se sont faites de jour, sans entraver le trafic ferroviaire.

Les batteries des axes 1 et 2 étant délibérément dépourvues de fondation en béton armé, on pouvait s'attendre à des tassements, ce qui s'est effectivement produit. Mais ils n'ont été compensés par l'insertion de cales supplémentaires que dans la mesure où une correction de niveau s'avérait vraiment nécessaire.

3.7 Lancement

Considéré la géométrie relativement complexe des poutres et des installations de montage, il est apparu d'emblée qu'en toute phase de lancement, chacune des poutres ne devait s'appuyer que sur 2 batteries. Pour réaliser cette condition, la trajectoire n'était pas à pente constante, mais avec dénivellation augmentant progressivement d'une batterie à l'autre. Le point haut de cette trajectoire a été arbitrairement fixé à environ 1 m du sol sur l'aire d'assemblage ; son point bas corres-

pondait à peu près au niveau définitif de la poutre sur la culée opposée.

En cours de lancement, les poutres devaient d'abord pivoter sur les galets de l'axe 2 pour toucher l'axe 3 tout en « décollant » des batteries de l'axe 1. Le même mouvement se répétait ultérieurement, mais avec l'axe 3 pour pivot.

Les contraintes des différents stades de montage n'étant manifestement pas déterminantes, les calculs de lancement ne vérifiaient que la sécurité au basculement. Négligeant une très aléatoire rigidité torsionnelle de l'ensemble, les calculs admettaient 2 systèmes indépendants, chacun constitué d'une poutre et de la mi-longueur des entretoises en place ; ils ont confirmé deux faits d'ailleurs aisément supposables avant tout calcul :

- nécessité de prévoir des contrepoids pour lancer avec la sécurité souhaitée ;
- les centres de gravité des 2 sous-ensembles se présentaient avec un sensible décalage sur les batteries 2 et 3, pivots des phases de basculement.

En guise de contrepoids, on a opté pour 5 citernes en plastique, du type utilisé pour le stockage du mazout, d'une capacité de 1500 l chacune. De faible poids propre, déplacées à la main et remplies au moment adéquat, elles constituaient une charge de 8 t, suffisante pour lancer sans risquer un basculement intempestif. Sans en tenir compte dans les calculs, on y adjoignit le pont roulant chargé, qui avait l'avantage d'être mobile. Enfin, précaution supplémentaire, avec un vérin hydraulique équipé d'un manomètre, on surveillait les phases critiques en vérifiant les réactions sur les batteries arrière.

De la deuxième constatation livrée par les calculs, il résultait que les poutres allaient basculer l'une après l'autre. Les faits ont confirmé cette prévision et expliquent l'extrême douceur de toutes les phases de basculement. A relever également que là résident les déformations peut-être à l'origine du comportement

inattendu des assemblages par boulons H.R.

Dans le sens transversal, l'ossature n'était guidée que par un dispositif rudimentaire agissant sur l'orientation des batteries. Certes moins efficace que les galets latéraux habituellement installés pour les lancements des grands ouvrages, la disposition adoptée s'est toutefois révélée suffisante.

L'aire d'assemblage étant très limitée en longueur, il a fallu se résoudre à lancer en plusieurs étapes. On en a fixé trois pour l'un des ponts, et quatre pour l'autre, à cause d'un support de caténaire impossible à déplacer.

3.8 Abaissement

Après lancement, on calait d'abord les poutres sur la culée ouest qu'elles avaient atteinte à quelques centimètres de leur niveau définitif. En relevant l'ossature sur la culée est, on libérait les installations sur pile qu'on évacuait avec le pont roulant de chantier. Ensuite, avec des vérins hydrauliques, d'abord par course de 16 cm, puis de 4 cm en fin d'abaissement, on abaissait le pont jusqu'à son niveau définitif. Simultanément, on démontait et évacuait le portique de l'axe 3. Pendant l'abaissement sur culée est, les vérins et le pont prenaient appui sur des calages constitués de traverses démunies de moyens de liaison et qu'il était facile de manutentionner à la main. Ainsi conçu, l'abaissement, y compris les réglages fins en niveau et alignement, ne nécessitait qu'une bonne journée de travail.

3.9 Conclusions concernant le montage de l'ossature métallique

Rappelant l'exiguïté de l'aire d'assemblage, le maintien d'un intense trafic sur la voie parallèle, l'absence de puissants moyens de manutention et la nécessité de tenir un programme très serré, on peut affirmer que ce montage s'est fait dans des conditions très inhabituelles. Mais, correctement planifié dans le temps et sous ses aspects techniques, ce montage

s'est finalement déroulé sans incidents, en respectant les délais, sans travail de nuit et avec d'insignifiantes entraves pour les activités du personnel. Soulignons que les trafics des deux niveaux non seulement sont toujours restés ouverts, mais qu'ils n'eurent jamais à subir une quelconque restriction, qu'il s'agisse d'un parcours dévié, d'une interruption momentanée, d'une limitation de vitesse ou d'un horaire modifié. Enfin, autre avantage d'importance, en fin de travaux, un simple nettoyage suffisait à remettre les lieux en leur état.

4. Essais de charges

Après le remplacement du premier pont à simple voie sur le Birsig, le service des essais et mesures de la Direction générale des CFF à Berne a soumis le nouvel ouvrage à un essai de charges, consistant à mesurer en divers points les déformations sous un convoi de charges composé de 4 locomotives CFF (2 du type Ae 4/7 de 120 tonnes et 2 du type Em 3/3 de 49 tonnes), en vue de les comparer aux valeurs théoriques correspondantes. La comparaison des sollicitations et des flèches calculées et mesurées dans les poutres maîtresses est très bonne. Par exemple, pour un cas de charge, la flèche d'une poutre maîtresse en travée était de 5,5 mm, la valeur calculée étant de 5,7 mm. Par contre, les allongements spécifiques mesurés en certains points des entretoises sont nettement inférieurs aux valeurs calculées. La raison en est une meilleure répartition des charges et une meilleure solidarité entre le béton et les entretoises que dans le modèle de calcul.

Nous tenons à remercier les services de la Division de l'équipement de la Direction régionale de la SNCF à Strasbourg pour ses précieux conseils et sa parfaite collaboration.

Cet ouvrage ferroviaire a pu être achevé dans un délai très court, grâce notamment à la coopération étroite et constante qui s'est établie entre les administrations ferroviaires et les entreprises tant françaises que suisses.

La Division de l'équipement de la Direction régionale de la SNCF à Strasbourg a demandé de soumettre le deuxième pont à un essai de charge à la fois statique et dynamique. Le but principal de l'essai était de connaître le comportement de l'ouvrage sous des charges dynamiques. Le convoi était composé de deux locomotives diesel de la SNCF et de deux wagons-silos.

La charge statique a été placée dans 3 positions différentes donnant des sollicitations maximales successivement dans les deux travées et sur appui. Les sollicitations dynamiques ont été enregistrées à raison de 4 passages par vitesse, le passage du convoi s'effectuant aux vitesses de 5, 25, 50 et 60 km/h (vitesse maximale autorisée).

Les résultats de cet essai statique ont confirmé ceux du premier pont.

Les valeurs de l'essai dynamique correspondent approximativement à celles que l'on obtient en tenant compte des coefficients dynamiques de la fiche UIC 776-I, à condition d'admettre un état parfait de la voie.

Les rapports des sollicitations mesurées à la vitesse maximale de 60 km/h et à

Administrations et entreprises ayant participé aux travaux :

Maître de l'ouvrage : CFF, Division des travaux du 2^e arrondissement, Lucerne.

Avant-projet, direction des travaux : CFF, Section des ponts de la Direction générale, Berne. SNCF, Division de l'équipement de la Direction régionale, Strasbourg.

Bureau d'étude : Werner Roshardt, Dietikon.

Entreprises de constructions métalliques : Consortium franco-suisse J. Richard Ducros, Alès, et Ateliers de constructions mécaniques de Vevey SA.

Entreprise de génie civil : Ed. Züblin & Cie SA, Bâle.

Appareils d'appui : H. Stöcklin SA, Küssnacht.

la vitesse minimale quasi statique de 5 km/h donnent des coefficients de 6% pour les poutres maîtresses et de 12% pour les entretoises, les valeurs calculées du coefficient étant respectivement de 4% et de 11%.

D'après les résultats des mesures, nous pouvons considérer le comportement des ouvrages au cours des essais comme normal.

Adresse des auteurs :

Marcel Tschumi
Section des ponts
Direction générale des CFF
Mittelstr. 43
3030 Berne

Werner Roshardt
Bureau d'ingénieurs
Zentralstr. 19
8953 Dietikon
Jacques Borgeaud et
Bertrand Rouvé, D^r ès sc. techn.
Ateliers de constructions
mécaniques de Vevey SA
1800 Vevey

Bibliographie

Bois et verre : enveloppe des maisons familiales - Agrandir sans augmenter la consommation d'énergie

par Julius Natterer et Thomas Herzog. Un volume 30×21 cm, relié toile, 128 pages avec plus de 250 illustrations, édité par les Presses Polytechniques Romandes, 1015 Lausanne, 1984. Prix : Fr. 98.—

Le coût de l'énergie est en hausse, tout le monde parle d'économies. Il ne faut cependant pas oublier que les maisons sont construites d'abord pour qu'on y habite et pour qu'elles plaisent : ce livre donne des idées et des conseils sur la manière de traiter le bilan énergétique des maisons existantes, en améliorant en même temps la qualité et la quantité des espaces habitables, l'aspect et l'isolation extérieurs des maisons.

De telles idées ne sont pas du tout révolutionnaires. Bien des vieilles maisons le prouvent par des dispositions intelligentes et efficaces : zones tampon, cuisines d'été, vérandas, serres, etc. Ces parties annexes permettent

d'utiliser la maison d'une façon judicieuse tout en diminuant les frais de chauffage.

Ce n'est pas par hasard que les matériaux bois et verre dominent dans les constructions anciennes, offrant des avantages indiscutables : simplicité d'exécution du travail, allure générale du bâtiment, etc. Un grand nombre d'exemples de constructions anciennes et de réalisations récentes utilisant ces matériaux sont donnés dans cet ouvrage. Des conseils pour l'étude de l'architecture et des réflexions sur le processus énergétique complètent ce livre qui est conçu comme un guide et qui est le fruit des principaux résultats d'un travail de recherche de deux ans effectué par des architectes et des ingénieurs du bois faisant partie des écoles polytechniques de Kassel (RFA) et de Lausanne, confrontés tous, dans la pratique, à de tels problèmes.

Entretien et rénovation des turbines et générateurs dans les centrales hydro-électriques

Exposés présentés à Rheinfelden les 20 et 21 janvier 1983. Publication n° 44 de l'Association suisse

pour l'aménagement des eaux, CH-5401 Baden. — Un volume A5 de 209 pages. Prix broché : Fr. 50.—

Les quatre rapports en français et les neuf en allemand sont d'actualité. Il s'agit de techniques et de stratégies permettant d'augmenter la production d'énergie électrique et surtout d'améliorer la sécurité et la fiabilité des usines hydro-électriques. Plus de la moitié des auteurs sont des exploitants ; les lecteurs, pensons-nous, se recruteront aussi parmi les ingénieurs-conseils et les constructeurs.

Ce recueil d'expériences pratiques et de méthodes logistiques montre comment accroître la disponibilité d'un groupe ou la longévité d'un de ses éléments.

Voici les domaines traités :

- Technologie : Progrès réalisés dans les isolants, les vernis, par exemple.
- Construction : Le fameux « détail important » d'un accouplement, une vanne ou un aubage ; la fatigue due à un défaut de raccordement ou aux variations de température négligées par l'hydraulicien.
- Organisation : Programmes de contrôles et de révisions.
- Technique de mesure : Contrôles non destructifs inspirés

des prescriptions pour les centrales nucléaires ; surveillance automatique permanente des vibrations de groupes de pompage-turbinage.

Notons que les indications données sur l'amplitude des vibrations seront très utiles pour les groupes de travail de la Commission électrotechnique internationale.

Citons pour finir un rapport d'un intérêt historique. Une firme allemande et deux suisses avaient acquis une licence de Kaplan : Voith, Escher-Wyss, et Charmilles — dont le département hydraulique a passé depuis à Vevey. En 1927, ces maisons font un travail de pionnier en équipant l'usine de Säckingen de roues Kaplan de 7 m de diamètre. Leur tracé, auquel le professeur Ackeret contribua, était déjà si bon que les roues livrées en 1982 n'améliorent le rendement que de 1% environ. Il faut relever que les autres éléments de la turbine ont été conservés. Dans ces conditions, l'augmentation de la puissance maximum de 18% est une performance encourageante. L'ouvrage évoqué ici contribue d'une manière exemplaire aux échanges entre exploitant et constructeurs. Il mérite une large diffusion.