

# Le viaduc de la Lorraine de la nouvelle ligne Berne-Wilerfeld des Chemins de fer fédéraux

Autor(en): **Bühler, Ad.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **67 (1941)**

Heft 16

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-51339>

## **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.

## Le viaduc de la Lorraine de la nouvelle ligne Berne-Wilerfeld des Chemins de fer fédéraux

par M. AD. BÜHLER, D<sup>r</sup> h. c.,  
chef de la section des ponts de la Direction générale des  
Chemins de fer fédéraux.

(Suite et fin.)<sup>1</sup>

### 16. Lots 5 a/b.

(Voir fig. 5, p. 159).

Ces lots n'ont été adjugés qu'en automne 1939. Ils sont extrêmement intéressants au point de vue technique et soulèvent des problèmes théoriques impossibles à résoudre pour le moment d'une manière satisfaisante et complète. Ce fut une raison de plus de choisir une construction en acier enrobée de béton. Les fondations descendent jusqu'à 20 m sous terre, ce qui nous a obligés à agrandir les portées au-dessus de la Schützenmatte. Il fallait absolument donner à la superstructure, très sensible aux mouvements d'appuis, des fondations qui ne tassent pas. Les appuis fixes des dalles à nervures se trouvent sur le pilier 5/6. La Schützenmatte (piliers 1 à 5) est franchie par une dalle sur parois articulées, tandis que sur la Neubrükstrasse (piliers 6 à 13) on a une dalle sur sommiers biais; les uns, parallèles à la chaussée, sont appuyés sur des colonnes articulées aux deux bouts, à des distances de 8 à 10 m; les autres, parallèles aux voies, ont des portées atteignant 20 m; l'une de ces poutres est en outre arquée à cause de la courbure de la voie. On pourrait définir ainsi ce système: dalle continue braise, à bordures raidies et appuis élastiques.

La dalle qui franchit la Schützenmatte soulève les mêmes problèmes que celle du lot 3. Faute de temps, nous n'avons pu entreprendre qu'un seul essai sur modèle; il a porté sur les parois en forme de pendule. Les résultats, très instructifs, ont montré que des deux formes étudiées, celle à deux articulations était la plus avantageuse pour la transmission des efforts.

<sup>1</sup> Voir Bulletin technique des 12 et 26 juillet 1941.

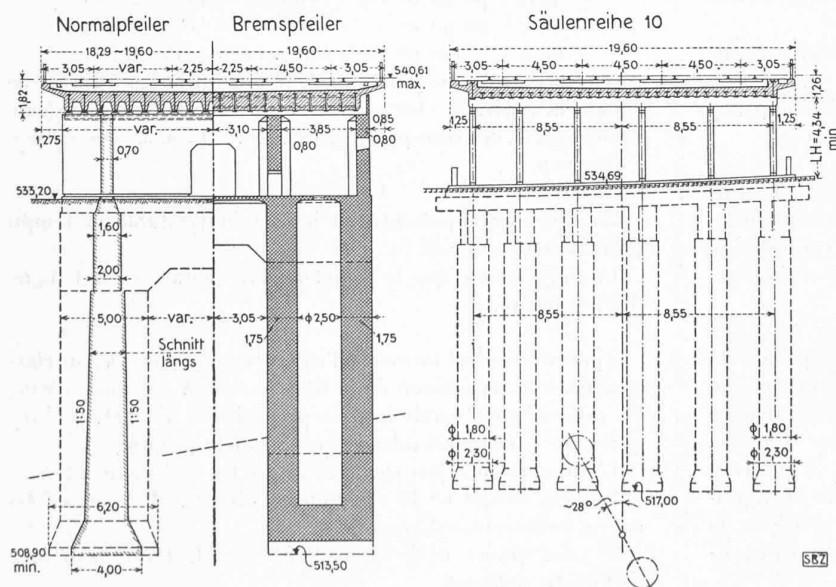


Fig. 48. — Divers types de construction du lot 5. (La profondeur des fondations est variable) Echelle 1 : 400. La fondation de la pile supportant l'effort de freinage est formée, à partir de la cote 535 environ de 8 puits Ø 1,8 m. Pile normale. Pile de freinage. Série de colonnes 10.

Schnitt längs = coupe en long.

### 17. Enseignements techniques

a) tirés des chapitres 5 à 7.

a) Les ponts à plusieurs voies calculés pour la surcharge complète de chaque voie présentent, par rapport aux ouvrages à voie unique, une sécurité beaucoup plus élevée. Il faut s'attendre à ce que les cas de charge les plus défavorables tant pour la voûte que pour les cadres ne se présentent pas souvent. Les croisements, les courses parallèles et les cas de charges en damier seront rares; en général, les cas les plus défavorables qui surviendront se répartiront encore dans le sens longitudinal de la construction. Il est difficile, sinon impossible, de prévoir la fréquence de ces cas en se basant sur un calcul des probabilités, car ils dépendent des horaires et des retards<sup>1</sup>. Ajoutons encore que dans les cadres et les arcs hyperstatiques, la longueur des trains et leur composition jouent un grand rôle dans la réalisation du rapport des tensions extrêmes  $\frac{\text{minimum}}{\text{maximum}}$

qui sert en général de base au calcul; dans les poutres simples, cette réalisation est plus fréquente. Dès lors, la tension admissible, en tant que fraction d'une résistance à la fatigue sera, en général, une fonction du poids propre, du poids des trains, de leur longueur et de leur nombre, de l'horaire, du système statique et du nombre de voies. Ces considérations devraient être insérées dans les prescriptions relatives aux constructions en acier et en béton armé; il faudrait en tenir compte aussi dans le calcul des systèmes statiquement indéterminés et des constructions à plusieurs voies. La disposition prescrivant de couper les convois plutôt que d'intercaler des wagons vides est une aggravation inutile.

b) Il serait souhaitable que dans les prescriptions relatives aux constructions en béton armé on tienne compte de l'action défavorable de la variation et de l'alternance des tensions; pour les ponts-rails par exemple les tensions admissibles seraient réduites ou les coefficients de qualité du matériau majorés. Il serait bon également, pour empêcher une estimation trop favorable, d'introduire aussi dans nos prescriptions, la relation entre la résistance des cubes à la compression  $\omega\beta d$  et la résistance utile du béton mis en œuvre. Il serait

recommandable de prélever de plus nombreuses éprouvettes sur les ouvrages achevés, soit par forages, soit au ciseau.

c) Les règles pour l'obtention d'un bon béton sont connues. Ce qui importe c'est de bien les appliquer. Il faudrait accentuer le caractère monolithique des constructions en béton armé en diminuant le nombre des joints de bétonnage et en améliorant leur exécution.

d) La réception de l'acier rond 52 (acier de qualité au chrome), fabriqué et laminé dans notre pays, peut être effectuée par coulée. Il n'en est pas de même de l'acier rond 37 ou acier normal de construction. C'est un acier de qualité courante qui répond bien la plupart du temps aux prescriptions mais de façon moins régulière. On doit malheureusement constater que les prescriptions fédérales sont parfois en désaccord avec les conditions réelles du marché des fers ronds et les dispositions des accords internationaux.

e) Les procédés connus de mesure (trian-

<sup>1</sup> Voir les recherches de l'« American Railway Engineering Association ».

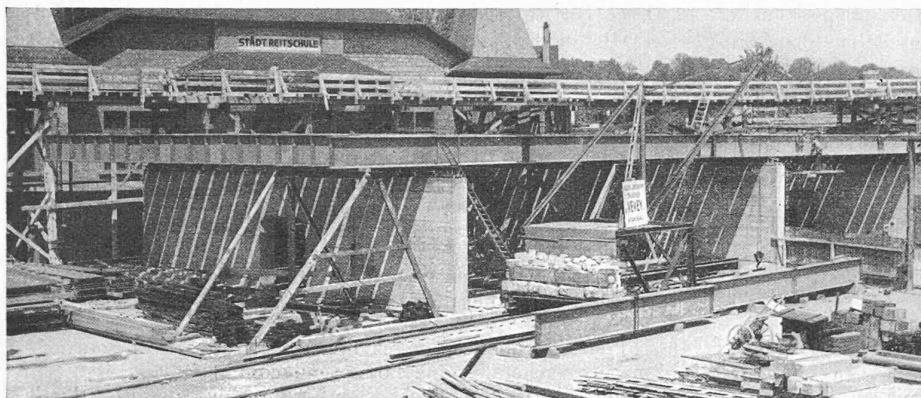


Fig. 49. — Dalles du lot 5 a portées par des parois articulées en béton armé. Poutrelles continues Die 100, renforcées par des semelles soudées en acier 44

gulation) et les appareils (clinomètre, comparateur, tensomètre, fleximètre enregistreur) sont utilisables comme pour les constructions métalliques. On a pu constater d'ores et déjà que l'inexactitude de la position de l'axe de la voûte provoque des déformations passablement grandes; de même certains procédés de construction, bétonnage dissymétrique par exemple, ont un effet sensible. Il sera donc extrêmement difficile d'utiliser les mesures de déformations pour étayer ou analyser des théories fouillées sur la déformation plastique du béton (déformation lente). Cette difficulté est d'autant plus grande qu'il faudrait éliminer le retrait du béton, valeur le plus souvent presque indéterminable. Si l'on voulait obtenir les bases expérimentales pour ces théories il faudrait relever exactement une voûte existante et refaire pour celle-ci un calcul complet.

#### b) des chapitres 9 à 16.

1. L'adaptation des constructions aux dures exigences actuelles du trafic et de l'esthétique en rend parfois le calcul difficile. La théorie ne suffit souvent plus à résoudre les problèmes que posent les dalles et les plaques. Il n'est alors plus possible de réaliser partout la même sécurité, ce qui serait pourtant d'un grand intérêt économique. Il faudrait développer dans une plus large mesure les instituts de statique expérimentale qui pourraient ainsi contribuer à la résolution des problèmes difficiles.

2. On manque souvent de données expérimentales pour la résolution de certains problèmes que posent les grandes voûtes, comme, par exemple, les effets de torsion et les états de tensions dans l'espace des ouvrages évidés.

3. Le degré d'exactitude dans l'exécution des grandes voûtes doit être fixé *a priori* et contrôlé ultérieurement. Le constructeur de béton armé doit apprendre à travailler avec la même précision que le constructeur d'ouvrages métalliques<sup>1</sup>.

4. L'exécution d'une voûte de dimensions moyennes, facile à mesurer et à surveiller, devrait servir à approfondir les problèmes soulevés. Il devrait en être de même pour d'autres constructions, telles que dalles et plaques spéciales.

5. Il faut imposer des conditions sévères au calcul et à l'exécution des cintres pour grandes voûtes. Alors seulement théorie et essais pourront

<sup>1</sup> Voir American Concrete Instit., n° 5, 1940, «Tolerances in Bldg. Constr.».

6. La collaboration entre les cintres en arc et les anneaux d'une voûte est prouvée tant ici qu'ailleurs<sup>1</sup>. On peut, par des moyens simples, garantir et même augmenter cette solidarité.

7. L'exécution par anneaux nécessite des calculs très longs concernant la collaboration du cintre et des anneaux de la voûte (répartition des charges et surcharges, influences de la température, du retrait et de l'humidité). Ces calculs doivent aussi déterminer s'il se produit des tractions accidentelles à l'arête supérieure des anneaux. Les anneaux étant bétonnés par sections, les systèmes à la base du calcul varient au fur et à mesure de la prise<sup>2</sup>; il faudrait à l'avenir élucider encore cette question. Un autre calcul, difficile lui aussi, est celui des phénomènes dus à la mise en pression, c'est-à-dire des réactions entre le cintre et les anneaux de la voûte.

8. Il ne faudrait plus jamais entreprendre la construction de grandes voûtes avant que tous les calculs et plans de détails soient établis; à moins que l'ingénieur à qui incombe

<sup>1</sup> Voir *Beton und Eisen* 1939, n° 6, Pont sur le Rio Tieta.

<sup>2</sup> Pour ne pas obtenir trop de systèmes il est recommandable de laisser des joints ouverts dans chaque anneau, pour fermer ensuite ceux de chaque anneau en une fois.

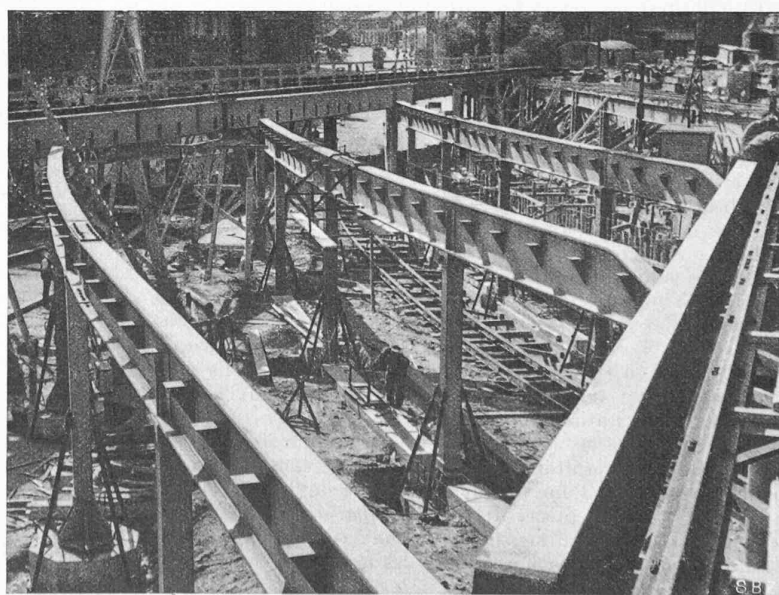


Fig. 50. — Montage de la construction métallique du lot 5 b. (Passage inférieur de la Neubrückstrasse.)

l'établissement des projets ait à son entière disposition les agents auxiliaires nécessaires<sup>1</sup>. Même dans ce cas il ne faudrait pas exiger une avance rapide des travaux avant que les projets soient à point. Cet état de choses exclut les mises au concours, car les procédés en vigueur ne permettent pas l'étude approfondie que nécessite une construction de cette importance.

Le peu de place dont il disposait et les circonstances actuelles ont contraint l'auteur à réduire cet exposé au strict minimum. Mais il est tout disposé à fournir, dans la mesure du possible, tous les renseignements désirés si l'on entreprenait une nouvelle construction de ce genre.

Mentionnons, pour terminer, les entreprises, les bureaux d'ingénieurs et les ingénieurs qui ont collaboré aux travaux :

Lot 1. Groupe d'entreprises : F. Müller, ingénieur, Hoch- und Tiefbau A.-G., Streit & C<sup>ie</sup>, tous deux à Berne. La construction métallique du pont du « Polygonweg » a été exécutée par M. Kissling, Eisenbau, Berne (ingénieur M. Ochsner).

Lot 2. Groupe d'entreprises : A.-G. Hatt-Haller, Zurich, Keller & C<sup>ie</sup>, Berne, A. Marbach, Berne. Ont participé à l'établissement du projet, les bureaux d'ingénieurs Dr ing. Burgdorfer et Lauterburg, ainsi que R. Eichenberger, tous deux à Berne. La partie métallique des ouvertures 2-3-4 a été réalisée par Buss & C<sup>ie</sup>, Bâle, et Wartmann & C<sup>ie</sup>, Brougg.

Lot 3. Entreprise Bürgi & C<sup>ie</sup>, Berne. A participé à l'établissement du projet, le bureau d'ingénieur W. Siegfried, Berne.

Lot 4. Groupe d'entreprises : Hans Kästli, Berne, Locher & C<sup>ie</sup>, Zurich, F. Ramseier & C<sup>ie</sup> et K. Rieser A.-G., Berne.

Lot 5. Exécution par le groupe d'entreprises ci-dessus, qui réutilisa les installations du lot 4. La partie métallique a été projetée (avec la collaboration de la section des ponts des C. F. F.) et livrée par les Ateliers de constructions mécaniques Vevey S. A., à Vevey (ing. en chef, J. Trüb) et Giovanola frères S. A., à Monthey.

## BIBLIOGRAPHIE

**Problèmes actuels de la soudure des aciers de construction.** Rapport 132 du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux et Institut de recherches, présenté par M. le professeur Dr ing. h. c. M. Rös. — Zurich, février 1941. — 84 pages dont 63 d'illustrations, textes français et allemand.

Cette brochure, dont l'auteur est bien connu pour sa compétence, contient un résumé très documenté des essais faits au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux, au cours des années 1934 à 1940.

L'étude de cette brochure peut être recommandée à tous ceux qui s'intéressent à la soudure. On y trouve une documentation remarquable se rapportant à tous les domaines d'utilisation de ce procédé.

Nous en citerons quelques remarques intéressantes :

Les constructeurs demandent actuellement que l'on augmente les sollicitations admissibles pour les joints soudés. Ils voudraient obtenir que l'on reconnaisse l'équivalence de la résistance des soudures avec les rivures et même avec l'acier non soudé. Si, en ce qui concerne la résistance statique, l'équivalence entre le joint de soudure et le métal de base est acquise, ce n'est actuellement pas encore le cas pour la résistance aux sollicitations répétées (fatigue).

L'auteur traite ensuite des questions métallurgiques. Pour obtenir de bons résultats, il recommande de chauffer préalablement les aciers d'une teneur en carbone de 0,15 % et plus à 250-300° pour les pièces de petite dimension et à 80° pour les pièces de grandes dimensions. La conclusion de ce chapitre disant qu'on peut désormais souder des aciers de tous alliages

<sup>1</sup> L'éroulement du cintre du pont de Sandö en Suède prouve également l'importance de ces exigences et des conclusions formulées. *Schweiz. Bauzeitung* (fasc. 115, n° 2, 20 janv. 1940).

avec certitude de succès, semble toutefois prématurée. Le texte allemand étant cependant moins affirmatif que le texte français, il doit s'agir d'une traduction inexacte.

Le chapitre suivant traite des mesures techniques à prendre pour la construction et l'exécution d'assemblages soudés. L'auteur estime que c'est la résistance à la fatigue qui doit être prise comme base des sollicitations admissibles. La moyenne de la résistance à la fatigue (sollicitations répétées entre zéro et maximum) est de 18 kg/mm<sup>2</sup> pour soudures bout à bout de première qualité, de 12 à 14 kg/mm<sup>2</sup> pour soudures au plafond. L'auteur préconise en outre le choix d'un acier doux à  $\leq 0,15\%$  de carbone, de bonne qualité, et l'emploi d'électrodes d'une nuance analogue, de première qualité également.

Pour la construction et l'exécution du travail, outre les mesures générales que l'on prend communément, il recommande d'éviter les encoches en bordures des soudures, d'aplanir les cordons, de faire des transitions graduelles, de placer les soudures à faire sur le chantier aux endroits de faibles sollicitations, etc. La préparation des soudures se fera en V pour des tôles jusqu'à 20 mm d'épaisseur, en X entre 20 et 40 mm et en forme de tulipe à partir de 40 mm. Les soudures seront recuites entre 600° et 620° pour éliminer les tensions internes.

L'examen approfondi des soudures comporte principalement les opérations suivantes. Avant l'exécution : examen de l'acier et des baguettes d'apport, contrôle des soudeurs, contrôle des dispositions constructives. Une fois la soudure faite : examen aux rayons X, par flux magnétique, fraisage des soudures, essais mécaniques et examens de structure sur des éprouvettes prélevées dans la pièce soudée, mesures directes des déformations et des tensions. Les radiographies révèlent certains défauts, mais une bonne radiographie ne permet pas de conclure qu'une soudure est irréprochable : des petites fissures peuvent passer inaperçues. Des radiographies prises ici et là aux endroits les plus difficiles à souder permettent cependant de déceler les défauts systématiques.

Le chapitre suivant énumère les causes de certains échecs : mauvaise exécution des soudures, formation de fissures ou de martensite cassante, acier non chauffé préalablement, etc. La brochure contient à ce sujet des illustrations instructives. Ce chapitre mérite un commentaire que nous donnerons à la fin de cette analyse.

Les conditions imposées pour une soudure de première qualité sont en résumé les suivantes :

L'image radiographique doit être impeccable ; l'examen de la microstructure ne doit révéler ni fissures ni formation de martensite ou de grains durs.

Chiffre de dureté Vickers (= Brinell) : 135 à 180 dans la section, et  $\leq 200$  à la surface. Résistance à la traction, de l'assemblage soudé,  $\approx 40$  kg/mm<sup>2</sup>, égale à celle de l'acier. Coefficient de pliage dans le sens transversal :

mm d'épaisseur	racine de la soudure comprimée	dans la zone tendue
12 . . . . .	40 . . . . .	30
12 à 20 . . . . .	30 . . . . .	25
plus de 20 . . . . .	25 . . . . .	20

Résilience de la petite éprouvette V.S.M.	
acier de base . . . . .	10 kgm/cm <sup>2</sup>
métal d'apport . . . . .	8 »
zone de transition . . . . .	6 »

Endurance à la fatigue pour 10<sup>6</sup> changements de tension entre 0 et maximum :

18 kg/mm <sup>2</sup> pour joints bout à bout soudés horizontalement
14 kg/mm <sup>2</sup> pour joints bout à bout soudés au plafond
tolérance — 10 %.

Eprouvettes prélevées dans le métal d'apport : résistance à la traction 45 à 55 kg/mm<sup>2</sup>, limite d'élasticité 35 à 45 kg/mm<sup>2</sup>, allongement ( $l = 5 d$ ) 15 à 25 %, coefficient de pliage 30 à 50, résilience  $\geq 8$  kgm/cm<sup>2</sup>, endurance à la fatigue 30 kg/mm<sup>2</sup>.

Tensions admissibles dans les constructions soudées :	
pour les ponts	pour les charpentes métalliq.
aciers St 52 . . . . .	14 kg/mm <sup>2</sup> . . . . . 16 kg/mm <sup>2</sup>
St 44 . . . . .	13 » . . . . . 15 »
St 37 . . . . .	12 » . . . . . 14 »

Pour l'avenir l'auteur prévoit des progrès similaires à ceux obtenus dans le passé, par exemple : résistance à la fatigue (sollicitations répétées entre 0 et maximum) en 1930  $\approx 14$  kg/mm<sup>2</sup>, 1936/40  $\approx 19$  kg/mm<sup>2</sup>, dans l'avenir 24 kg/mm<sup>2</sup>.