

# Eisenbahnbrücke der Schweizerischen Aluminium AG über die Rhone bei Steg: essais sur modèle

Autor(en): **Panchaud, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **82 (1964)**

Heft 21

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-67499>

## **Nutzungsbedingungen**

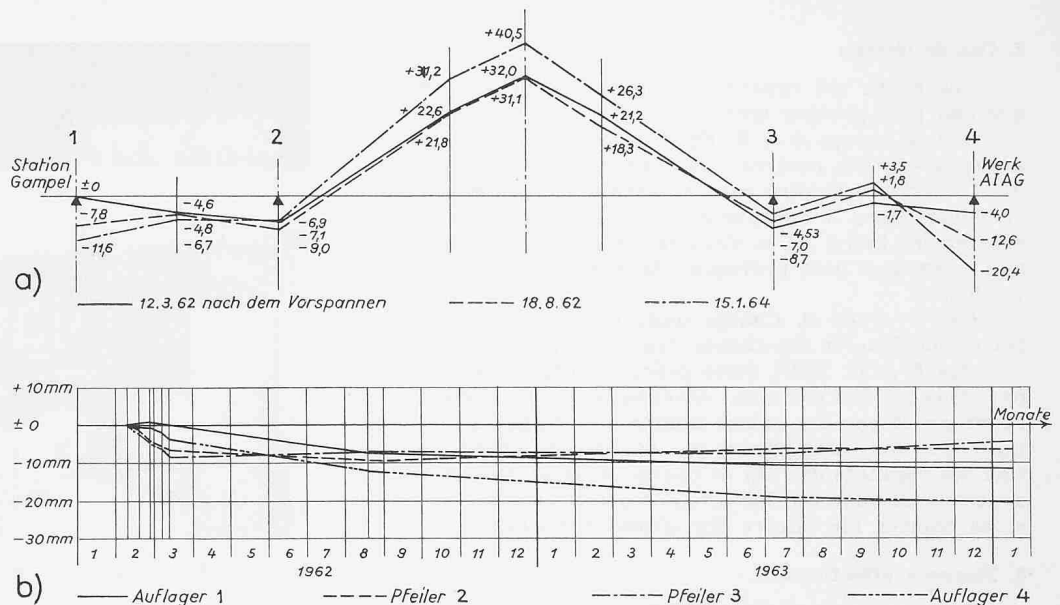
Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung 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.

Bild 8. Ergebnisse der Messungen:

- a) Verformungen der Brückenaxe;  
 b) Setzungen der Auflager und Pfeiler 1952 bis 1964



In Bild 2b sind die gemessenen Dehnungsdiagramme nach dem Vorspannen für verschiedene Zeitpunkte dargestellt. Aus diesen gemessenen Werten wurden die entsprechenden  $\varphi'$ -Werte berechnet und in Bild 7 in Funktion der Zeit aufgetragen. Dabei wurden die bleibenden Verformungen für alle Vorspannstufen durch die elastische Verformung für die gesamte Vorspannung dividiert. Die so erhaltenen  $\varphi'$ -Werte entsprechen also nicht der üblichen Definition und enthalten noch den Anteil des Schwindens.

Berechnet man auch aus den gemessenen Durchbiegungen das Verhältnis der festgestellten bleibenden Ueberhöhung zur ermittelten elastischen Durchbiegung für die ständigen Lasten im Endzustand, so erhält man analoge  $\varphi''$ -Werte, die also lediglich aus den vertikalen Verformungen gewonnen wurden. Diese Werte liegen tiefer als die aus den Dehnungen ermittelten. Da das Schwinden des Betons keinen Einfluss auf die Durchbiegungen haben kann, wohl aber das Kriechen, kann der Unterschied der beiden Werte nur auf das Schwinden zurückgeführt werden. Berechnet man aus dieser Differenz den Anteil des Schwindens, so erhält man eine spezifische Dehnung von  $\epsilon = 82 \cdot 10^{-6}$ . Dieser Wert entspricht übrigens gut den Erfahrungen, die man bei andern ausgeführten Bauwerken gemacht hat.

Die ermittelten  $\varphi$ -Werte scheinen wohl auf den ersten Blick sehr gering zu sein. Wenn man aber berücksichtigt, dass die erste Vorspannstufe 60 Tage nach dem Betonierbeginn und die vollständige Vorspannung erst 85 Tage nach Beginn aufgebracht wurden, dann entsprechen die gefundenen Werte gut den bisher gemachten Erfahrungen.

### 5. Setzungen der Pfeiler und Widerlager

Bei dem gegebenen Baugrund war zu erwarten, dass gewisse Setzungen der Pfeiler und Widerlager auftreten. Deshalb wurde für die Berechnung der Brücke eine Setzung an

der ungünstigsten Stelle von 20 mm berücksichtigt, wobei angenommen wurde, dass die übrigen Auflagerpunkte ruhig bleiben. Die über zwei Jahre durchgeführten Nivellemente, deren Ergebnisse in Bild 8 graphisch dargestellt wurden, zeigen, dass bereits Setzungen von 20 mm beim Widerlager Seite Steg erreicht worden sind. Allerdings wird der durch die Berechnung angenommene ungünstigste Fall dadurch nicht erreicht, da die Setzungen der Pfeiler im gleichen Sinne auf das Tragwerk entlastend wirken.

Die dargestellten Verformungen der Brückenaxe geben gleichzeitig die Hebung der Mittelöffnung durch das Kriechen und die Aenderungen durch die Auflagersenkungen wieder. Die Setzungen der Widerlager dürften auf die durch die Wasserfassungen verursachte Absenkung des Grundwasserspiegels zurückzuführen sein.

### 6. Zusammenfassung

Die durchgeführten Messungen zeigen, dass das elastische Verhalten der Brücke recht gut den aus der Berechnung und den Modellversuchen gewonnenen Werten entspricht. Grössere Abweichungen wurden nur im Bereich der Auflager festgestellt, sie liegen aber alle noch im zulässigen Bereich.

Die aufgebrachte Vorspannung entspricht gut den berechneten Verhältnissen und das Kriechverhalten bleibt durchaus im Rahmen der berechneten Werte. Auch die festgestellten Setzungen scheinen einem Grenzwert zuzustreben und werden kaum das berücksichtigte Mass überschreiten, sofern nicht starke Veränderungen im Grundwasserspiegel auftreten.

Adresse des Verfassers: Kurt Ensner, dipl. Ing., Generaldirektion SBB, Bauabteilung, Bern.

## Essais sur modèle

Par F. Panchaud, professeur à l'EPUL, Lausanne

### 1. But des essais

Les dispositions statiques de l'ouvrage, poutre courbe continue en caisson sur appuis biais, à moment d'inertie fortement variable, posent des problèmes de détail pouvant être avantageusement élucidés par des essais sur modèle. Le Laboratoire de statique des constructions de l'École polytechnique de Lausanne a été chargé de ces essais, effectués en étroite collaboration avec l'auteur du projet.

L'échelle du modèle, choisie au 1:20, a permis de reproduire fidèlement les dispositions constructives prévues pour analyser avec la précision désirée les phénomènes secondaires à étudier; les formes variables des sections ont été

réalisées en respectant les courbures et les épaisseurs du projet (Fig. 1).

L'étude des appuis a fait l'objet d'une recherche préliminaire: l'examen des déformations élastiques de la construction, sous l'effet des charges par suite de la courbure de l'ouvrage, a conduit à l'adoption d'un seul appui fixe, sous l'une des poutres, au droit d'une pile intermédiaire, et un appui à rouleaux, sous l'autre poutre, au droit de l'autre pile intermédiaire. Tous les autres appuis sont sur billes. Cette disposition a fait disparaître des efforts parasites intenses, qui perturbaient le comportement général de l'ouvrage et rendaient imprécises les mesures des efforts intérieurs (Fig. 2).

## 2. Cas de charge

Les essais ont examiné 7 cas de charge élémentaires, que l'on peut grouper comme suit:

*Cas de charge A et E.* Effet du poids propre de la dalle supérieure et des poutres d'une part et effet du poids de la dalle inférieure d'autre part, en tenant compte des sections variables. Dans le cas particulier, il est judicieux d'étudier séparément l'effet de la dalle inférieure, qui est suspendue aux poutres et peut provoquer dans les âmes des tractions verticales.

*Cas B, C et D.* Charge uniformément répartie sur la travée médiane et sur chaque travée de rive séparément.

*Cas F et G.* Effet d'une précontrainte unitaire exercée par deux câbles continus, développés sur la longueur de l'ouvrage et par des câbles limités à certaines zones, selon les dispositions déterminées par l'auteur du projet, en fonction des résultats des cas de charge A, B, C, D et E. L'essai a permis de mesurer les effets des frottements des câbles et de trouver les valeurs des efforts parasites.

## 3. Mesures effectuées

On a mesuré pour les différents cas de charge:

- les flèches verticales et les déplacements horizontaux de différentes sections de l'ouvrage, pour avoir une image de son comportement statique général;
- les contraintes dans treize sections caractéristiques en travée et au voisinage des appuis biais. Dans la région des appuis, pour déterminer les effets de torsion, on a observé spécialement les contraintes dans les âmes des poutres et au milieu des dalles, dans trois directions, sur les faces intérieures et extérieures. On a pu ainsi se rendre compte de la manière dont les efforts se transmettent d'une poutre à l'autre dans le voisinage des appuis;
- les déformations de distorsion du caisson, pour évaluer les flexions secondaires dans les parois et les dalles;
- les réactions des 8 appuis.

## 4. Conclusions des essais

Les essais ont permis une analyse détaillée de la distribution des efforts en particulier là où le calcul donnait des résultats incertains. En confrontant calcul et essais — ce que l'on doit toujours faire —, on a pu mettre en lumière concordances et discordances; il est ainsi possible d'apprécier avec beaucoup plus de sécurité le rôle des hypothèses que l'on doit toujours admettre à la base d'un calcul.

Fig. 1. Ensemble du modèle, vu de la rive gauche vers la rive droite. On distingue les deux piles biaisées en rivière, la pile extrême sur la rive gauche et les poids constituant la charge d'essai sur la travée centrale.

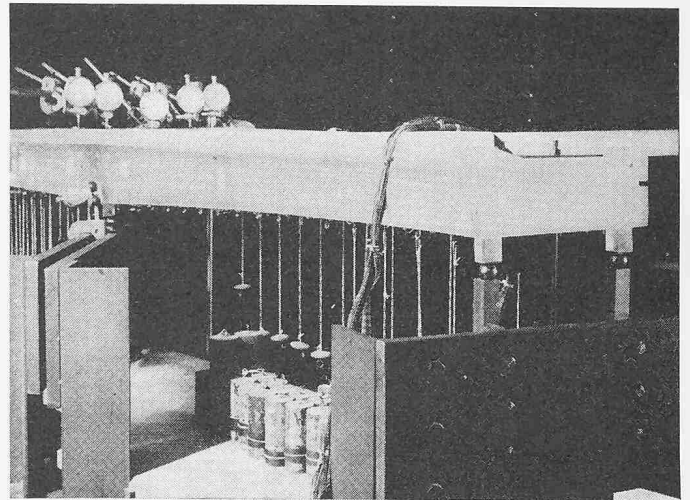
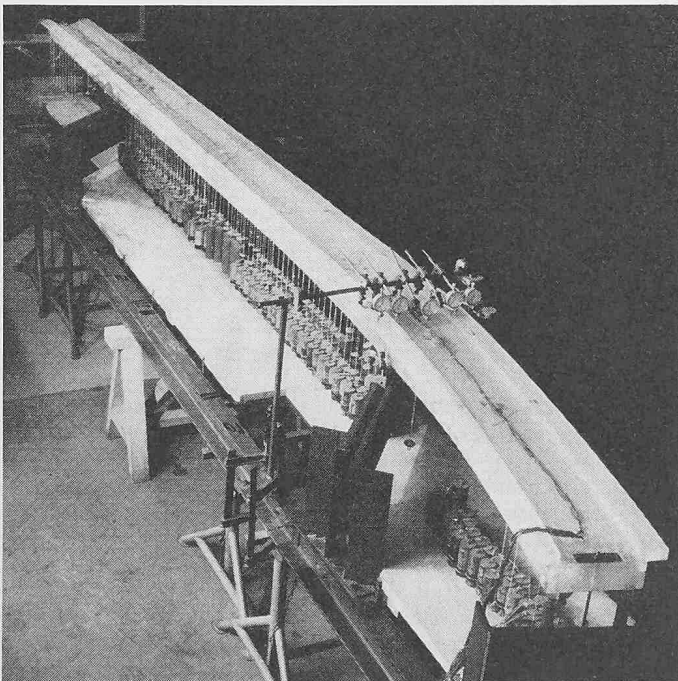


Fig. 2. Modèle, appuis extrêmes de la rive gauche sur billes.

Sans entrer dans des détails qui sortiraient du cadre de cet article, on peut relever quelques remarques d'intérêt général, découlant du graphique de la figure 3.

Sur ce graphique, on a reproduit les résultats essentiels du cas de charge B, où la travée médiane seule est chargée uniformément de 1 t/m. On y trouve pour les deux poutres aval et amont délimitant le caisson du pont:

- les flèches en admettant un module d'élasticité du béton de  $E_b = 200 \text{ t/cm}^2$
- les contraintes sur les fibres inférieures  $\sigma_i$  et supérieures  $\sigma_s$
- les réactions.

La comparaison des flèches des deux poutres montre l'effet de torsion dû au biais des lignes d'appui intermédiaires: dans les travées de rive, l'une des poutres est toujours surélevée par rapport à l'autre; en revanche, dans la section médiane, les deux poutres ont pratiquement la même flèche (12,7 mm et 13 mm pour  $E_b = 200 \text{ t/cm}^2$ ).

Si l'on considère les réactions, on voit que le biais joue un rôle important: sur un même appui, la réaction de l'une des poutres est toujours notablement différente de celle de l'autre (appuis intermédiaires 30,6 t et 9,6 t ou 31,6 t et 6,4 t). C'est dire que la portée théorique de la partie centrale est plus petite que la portée mesurée sur l'axe du pont; les charges passent d'un appui à l'autre dans le sens de la petite diagonale du quadrilatère des appuis.

A propos des réactions, il y a lieu de relever que la mesure de ces efforts sur un modèle reste une opération délicate, surtout si ces réactions sont de faible intensité relative; la précision des résultats indiquée sur le graphique montre ce fait.

En conséquence, au point de vue pratique, la détermination des efforts intérieurs, en partant des réactions mesurées, n'est pas recommandable à cause de ce défaut de précision. Il est préférable, comme cela a été fait, de mesurer directement les contraintes locales dans les sections jugées déterminantes.

Le graphique des contraintes montre deux propriétés essentielles:

- Dans la section médiane, les contraintes dans les deux poutres sont pratiquement les mêmes.

$$\sigma_i = +10,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } +10,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = -10,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } -10,1 \text{ kg/cm}^2$$

Le calcul des contraintes dans cette section, en assimilant l'ouvrage à une poutre continue droite, à un moment d'inertie variable, a donné des résultats qui concordent avec les essais, à peu de chose près. Conformément au principe de St-Venant, le détail de la distribution des efforts, au voisinage des appuis, a une faible influence vers le milieu de la portée.

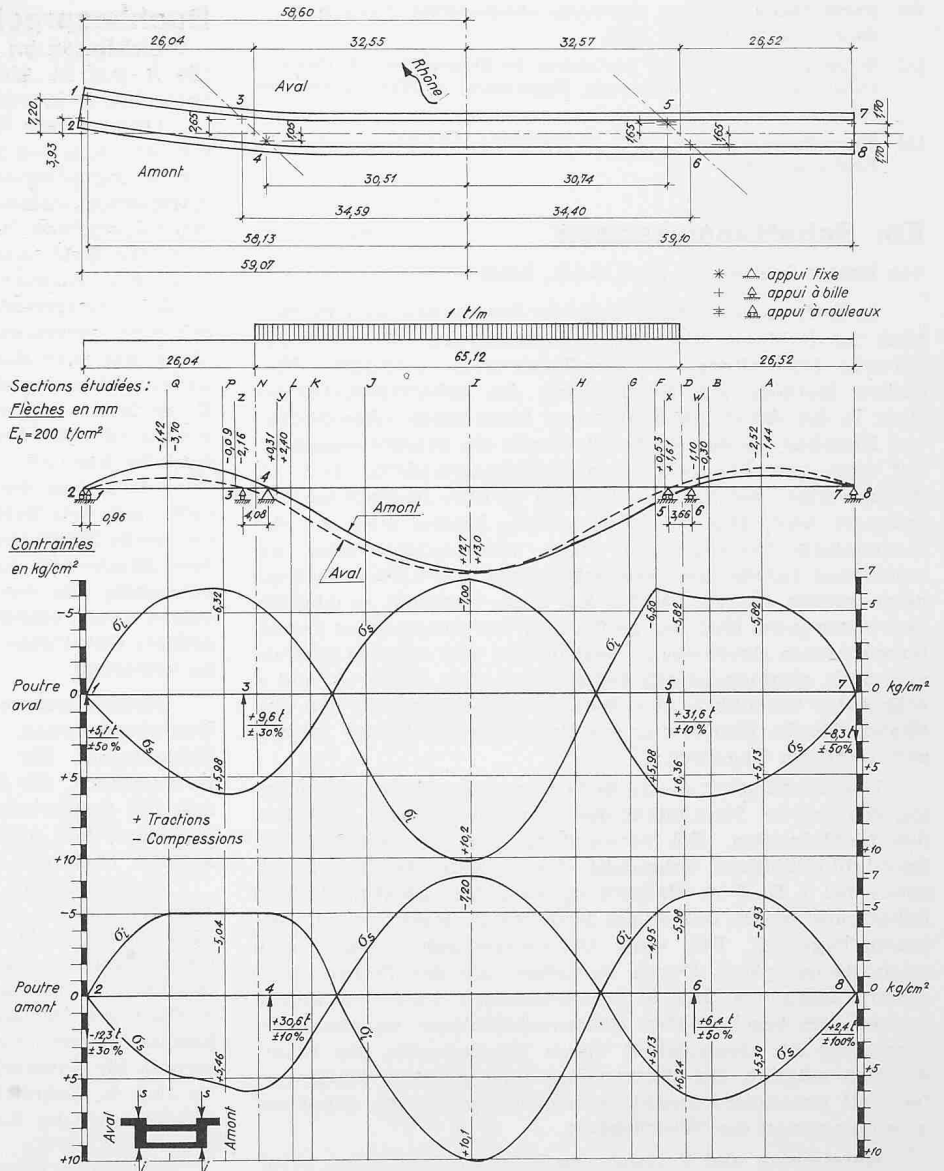
- Dans la région des appuis intermédiaires, contrairement à ce que laisserait prévoir un calcul, les pointes de contrainte ont disparu. Cela provient non seulement du renforcement des sections, mais aussi de la transmission

Fig. 3. Pont de Steg d'Alusuisse, résultats des essais sur modèle, cas de charge B.

Diagramme de charge

Flèches en mm

Contraintes dans les deux poutres aval et amont sur les fibres supérieures  $\delta_8$  et inférieures  $\delta_i$ .



transversale progressive des efforts d'une poutre à l'autre. Dans cette transmission, l'entretoise d'appui joue un rôle important.

La conclusion générale que l'on peut tirer des essais peut se résumer ainsi: le biais a pour effet d'atténuer les efforts de pointe des charges concentrés des appuis, tels qu'ils découleraient d'un calcul. Au milieu des travées, on peut évaluer les moments fléchissants avec une approximation satisfaisante, en négligeant le biais et en admettant une poutre continue à moment d'inertie variable.

Adresse de l'auteur: Prof. F. Panchaud, avenue du Mont-Or 7, Lausanne.

## Der Dambruch von Baldwin Hills, Kalifornien

Am Reservoir Baldwin Hills der Wasserversorgung von Los Angeles, Kalifornien, barst am 14. Dezember 1963 der Hauptdamm. Nach einem Anschwellen des Drainageergusses bildete sich im Dammkörper eine Spalte von 23 m Breite und 27 m Höhe. Der vorhandene Inhalt von 930 000 m<sup>3</sup> entleerte sich an jenem Samstag während der Tageszeit, wobei die Flutspitze 120 m<sup>3</sup>/s erreichte und 77 min dauerte. Dabei verloren 5 Menschen ihr Leben, 41 Häuser wurden zerstört, 984 weitere beschädigt, und der Sachschaden beträgt, ohne den Verlust des Beckens, 50 Mio Fr. Durch den Ballona-Graben erreichte das Wasser den Pazifischen Ozean. Im leeren Becken zeigte sich ein Riss, der den Asphaltbeton von Norden nach Süden durchquert und zur Bresche führt. Es scheint, dass er mit einer Verwerfung zusammenfällt, die im Küstengebiet ständigen Bewegungen der darin zusammenstossenden Erdschollen unterliegt. Diese Tatsache war schon während des Baues erkannt worden, weshalb der Projektverfasser, der verstorbene *Ralph L. Proctor*, eine Autorität der Erdbaumechanik, ein entsprechendes Drainagesystem einbauen liess und im übrigen auf die Verformbarkeit des Sperrkörpers verwies. Dieser wurde laufend beobachtet und zuletzt im April 1963 vermessen, wobei tatsächlich Setzungsunterschiede erkannt wurden.

Die Anlage war nach vierjähriger Bauzeit im April 1951 in Betrieb genommen worden. Wasser des Owen- und Coloradoflusses wurden darin zur Speisung des Südwestens von Los Angeles bereitgehalten. Das Becken fasste 1,1 Mio m<sup>3</sup>,

sein Hauptdamm war 196 m lang und bis zu 70 m hoch. Ausgenutzt wurde eine Spiegelschwankung von 21 m. Die Bekendichtung bestand aus einer Asphaltlage, über der eine Filterschicht mit Drainage lag, die von einer doppelten Asphaltbetonplatte bedeckt wurde.

Weil die Katastrophe sechs Stunden vor ihrem Eintreffen erkannt wurde, konnten 1600 Personen die Gefahrzone verlassen. Das Amt für Wasserwesen von Kalifornien hat unter der Leitung seines Direktors einen Ingenieur, einen Erdbaumechaniker und einen Geologen als Experten bestellt und von diesen bis Ende April 1964 eine Prüfung der physikalischen Ursachen des Dambruches verlangt. Eine Gruppe von zehn Fachleuten prüft die Rechtsfragen und Sicherheitsmassnahmen für Ereignisse dieser Art. Bekanntlich hat der Bruch der Sperre von San Francisquito in Süd-Kalifornien, der am 12. März 1928 erfolgt war, 500 Opfer gefordert. Das Ereignis wurde damals auf Staatskosten untersucht und der Befund innert eines Monats veröffentlicht. In der Folge erliess das Amt für Wasserwesen von Kalifornien vorbildliche Vorschriften über den Bau, Betrieb und die Stilllegung von Sperren.

Basel, Nauenstr. 7, 23. April 1964

Eduard Gruner

### Literaturnachweis:

- [1] *Walter E. Jessup*, Baldwin Hills Dam Failure, «Civil Engineering», New York, Februar 1964.
- [2] Subsidence blamed in Earthdam Failure, «Engineering News Record», New York, 19. Dezember 1963.