

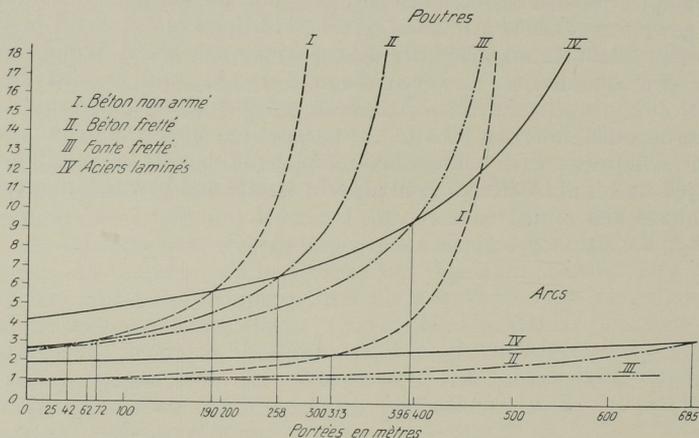
Note sur les grands ponts en béton armé

Par H. Lossier, Argenteuil

Au cours de ces dernières années, la confiance grandissante dont jouit le béton armé, jointe à l'apparition des ciments à haute résistance et à durcissement rapide, ainsi qu'à la conception de méthodes d'exécution plus modernes, ont fait évoluer ce mode de construction dans le sens de l'adoption de portées de plus en plus grandes.

Parmi les ouvrages les plus caractéristiques à ce point de vue, on peut citer notamment :

Le pont en bow-string à une seule travée de 90 m de portée construit sur l'oued



Mellègue en Tunisie, dont les arcs à treillis sont coulés avec du ciment fondu, les tendeurs et le tablier avec du superciment.

Le pont de Gmünden (Autriche) qui mesure 71 m de portée et dont les arcs, d'une grande légèreté, sont exécutés en béton armé de fonte et fretté.

Le viaduc de Plougastel sur l'Elorn, en France, actuellement en construction, qui comportera 3 travées de 180 m chacune et supportera une voie charretière supérieure et une voie ferrée inférieure. Les arcs de cet ouvrage sont prévus à section évidée en forme de caisson.

Comme nous le verrons par la suite, ces portées sont susceptibles d'être notablement dépassées dans l'avenir.

Deux questions se posent en effet au sujet de l'adoption d'ouvrages en béton armé de très grande portée.

1° Les portées maxima qui peuvent être envisagées au point de vue de la résistance proprement dite;

2° Les limites dans lesquelles le béton armé est susceptible d'être plus économique que le métal.

Portées limites.

Cette question dépend en premier lieu de la densité spécifique de la matière, c'est-à-dire du rapport de son poids spécifique à son taux de résistance pratique. Ce rapport représente le poids d'un prisme ayant l'unité de longueur et résistant à l'unité de charge. Plus ce rapport est faible, plus faible est également la part de résistance absorbée pour supporter le poids propre de l'élément, et plus grande est en conséquence la portée qui peut être réalisée.

Dans le tableau suivant, nous avons indiqué la densité spécifique à la compression des matériaux ci-après :

a) *Béton non armé*, de densité 2,2, présentant une résistance minimum de 300 kgs : cm² au bout de 90 jours, et pouvant résister normalement à $300 \times 0,28 = 84$ kgs : cm², aux termes de l'article 4 de la Circulaire Ministérielle française du 20 Octobre 1906,

b) *Béton fretté* de même composition, de densité 2,5, pouvant résister normalement à $0,60 \times 300 = 180$ kgs : cm² d'après l'article 5 de la même circulaire.

c) *Béton fretté armé de fonte, ou fonte frettée*, dont le noyau en fonte représente 25 % de la section totale, dont la densité est égale à 3,6 et qui peut travailler normalement à 450 kgs : cm² en adoptant le taux de 0,28 de la résistance mesurée sur cubes après 90 jours de prise.

d) *Aciers laminés*, de densité 7,8, travaillant en moyenne à 10 kgs : mm² de section brute.¹

Matériaux	Poids spécifique en kgs par m ³	Résistance normale en t/m ² (Compression)	Densité spécifique en kilogr. par tonne de résistance à la compression pour 1 mètre de longueur
Béton non armé	2200	840	$a = 2,62$
Béton fretté	2500	1 800	$a = 1,39$
Fonte frettée	3600	4 500	$a = 0,80$
Aciers laminés	7800	10 000	$a = 0,78$

En traction, et sans envisager le cas, qui n'est pas toujours réalisable, d'aciers enrobés après leur mise en traction préalable, on construit couramment des tendeurs armés au pourcentage de 20%, présentant une densité de 3,3 et une résistance moyenne à la traction (aciers seuls) de 240 kgs : cm², soit une densité spécifique :

$$a = \frac{3300}{2400} = 1,38,$$

c'est-à-dire dépassant de 77% celle de l'acier laminé.

On constate que la fonte frettée présente une densité spécifique sensiblement égale à celle de l'acier laminé, tandis que le béton fretté dépasse cette dernière de 78% et le béton armé de 236%.

Les portées maxima qui peuvent être atteintes avec un matériau déterminé dépendent naturellement du type de l'ouvrage. Envisageons, à titre d'exemple, les deux cas suivants :

1° *Arc à trois articulations surbaissé au cinquième.*

¹ Nous laissons de côté les ponts suspendus à câbles, dont la comparaison avec les ponts métalliques ordinaires est connue.

2^o *Poutre parabolique à treillis dont la hauteur est égale au $\frac{1}{5}$ de la portée, reposant librement sur les appuis.*

Il est évident à priori que la charge morte à supporter est plus élevée dans une poutre que dans un arc, dont l'une des composantes est équilibrée par les culées.

En écrivant que la résistance D disponible pour supporter le poids propre du tablier et les surcharges est la différence entre le taux de travail normal R de la matière et l'effort que subit la membrure comprimée sous l'action du poids des fermes principales, on obtient les expressions suivantes dans lesquelles l désigne la portée de l'ouvrage :

Type d'ouvrage	Poutre		Arc	
	D en t: m ²		D en t: m ²	
Membrures tendues et barres de treillis en béton armé	Béton non armé.....	840 — 2,53 l	840 — 1,7 l	
	Béton fretté.....	1800 — 4,2 l	1800 — 1,9 l	
	Fonte frettée.....	4500 — 8,3 l	4500 — 2,8 l	
Aciers laminés (résistance brute).....	10000 — 14,1 l	10000 — 6,3 l		

En égalant à 0 la résistance disponible D , on obtient les limites à partir desquelles les fermes principales des types considérés, surbaissées au $\frac{1}{5}$, ne pourraient supporter d'autre charge que leur seul poids propre, chiffres constituant des limites théoriques extrêmes, qui ne peuvent évidemment pas être atteintes en pratique, et qui n'ont qu'une valeur de comparaison.

Ces portées limites l_0 seraient les suivantes :

	Poutre	Arc
Béton non armé.....	$l_0 = 332$ m	$l_0 = 495$ m
Béton fretté.....	$l_0 = 430$ m	$l_0 = 950$ m
Fonte frettée.....	$l_0 = 540$ m	$l_0 = 1600$ m
Aciers laminés.....	$l_0 = 710$ m	$l_0 = 1600$ m

Le coût spécifique des matériaux envisagés plus haut, c'est-à-dire la valeur d'un prisme d'un mètre de longueur résistant à une charge d'une tonne, peut être évalué approximativement et en moyenne, aux cours actuels de la construction des grands ouvrages, aux chiffres suivants, qui n'ont qu'une valeur comparative :

Compression	Béton non armé.....	0,72 frcs.
	Béton fretté à 4,5 ^o / ₀	0,76 «
	Fonte frettée.....	0,80 «
Compression et traction	Aciers laminés.....	1,44 «
	Traction: béton tendu armé à 20 ^o / ₀	1,29 «

En divisant le prix aux mètre courant d'un mètre linéaire de ferme principale dont l'arc ou la membrure comprimée mesure 1 mètre carré de section, par la résistance disponible D , on obtient la valeur unitaire β de cette dernière, soit en francs :

	Poutre	Arc
Béton non armé.....	$\frac{2050}{840 - 2,53 l}$	$\frac{720}{840 - 1,7 l}$
Béton fretté.....	$\frac{4700}{1800 - 4,2 l}$	$\frac{1650}{1800 - 1,9 l}$
Fonte frettée.....	$\frac{11600}{4500 - 8,3 l}$	$\frac{4000}{4500 - 2,8 l}$
Aciers laminés.....	$\frac{41.800}{10000 - 14,1 l}$	$\frac{18800}{10000 - 6,3 l}$

Fig. 1

En portant la valeur β en ordonnée et la portée l en abscisse, on obtient les tracés de la fig. 1 qui représentent la loi des variations du prix unitaire de la résistance disponible D avec la portée l .

L'examen de ces tracés conduit aux constatations suivantes:

Ponts en poutres.

Au point de vue économique, l'avantage est en faveur:

- a) Du béton non armé (membrures comprimées), pour les portées de 0 à 42 m;
- b) De la fonte frettée, de 42 à 396 m;
- c) Des aciers laminés, à partir de 396 m.

Comparativement avec l'acier laminé, l'avantage économique existe jusqu'à 190 m pour le béton non armé, 258 m pour le béton fretté, et 396 m pour la fonte frettée.

Ponts en arc.

L'avantage économique est constamment en faveur de la fonte frettée, sauf pour les petites portées où le béton non armé garde la priorité.

Comparativement avec l'acier laminé, cet avantage existe jusqu'à 313 m pour le béton non armé et 685 m pour le béton fretté.

Ces chiffres n'ont, comme il est dit plus haut, qu'une valeur comparative et approximative restreinte, les formules et prix de revient pris pour base pouvant varier très notablement suivant les types d'ouvrages, le mode d'exécution, le taux de la main d'œuvre et des matériaux, etc...

Les portées économiques que nous avons indiquées pourront être même dépassées pour certains types d'ouvrages spéciaux, autorisant notamment la mise en traction initiale des armatures avant leur enrobage, de manière à permettre l'emploi d'aciers à haute résistance sans risque de fissuration du béton, et par l'adoption de bétons légers, dont l'étude expérimentale se poursuit actuellement en vue d'en préciser les conditions d'application.

En principe, le fait de passer brusquement de dimensions actuellement normales à des dimensions beaucoup plus grandes, soulève avec raison de sérieuses objections dans des constructions soumises à des efforts très variables qui ne peuvent être déterminés que par l'expérimentation directe, comme c'est le cas, en particulier, pour les navires maritimes et aériens.

Mais il n'en est pas de même pour les grands ponts qui sont soumis à des surcharges et sollicitations nettement définies, dont l'action peut être actuellement déterminée avec une exactitude pratiquement suffisante (efforts principaux et secondaires, actions dynamiques, etc.).

Or, un ouvrage ne périt pas parce qu'il est grand ou petit, mais seulement parce que le taux de rupture de la matière est atteint en un point quelconque, pour une cause ou pour une autre. On peut donc aborder sans aucune appréhension des portées encore irréalisées, à condition que l'étude et l'exécution en soient effectuées avec toute la rigueur et les précautions nécessaires pour ne pas atteindre, soit en cours de montage, soit en cours de service, des taux de travail dangereux. S'il convient, en effet, d'encourager hautement la hardiesse des constructeurs dans l'adoption de grandes portées en poutres et en arcs, il importe avant tout d'éviter des ouvrages «risqués» qui n'empruntent leur résistance, parfois momentanée, qu'en empiétant dangereusement sur la marge de sécurité.

Comme il est dit au début de cette note, dans la plupart des grands arcs actuellement exécutés, on a remplacé les sections pleines massives des premiers ponts

par des sections évidées en caissons qui permettent de réaliser le maximum de résistance avec le minimum de matière.

Certains constructeurs estiment toutefois que ce système présente les inconvénients suivants:

Sous l'action du retrait de prise du béton qui peut varier notablement avec la composition, l'âge et l'ensilage du ciment et même parfois d'une fourniture à l'autre d'un ciment de même marque, il se produit dans les cloisons pleines des caissons exécutées en plusieurs périodes, des efforts internes encore mal connus, mais qui peuvent atteindre une grande intensité, comme on a pu le constater par des traces de fatigue apparues de ce fait dans plusieurs cas.

Ces efforts sont particulièrement intenses avec l'emploi de certains ciments spéciaux dont la prise est accompagnée d'une forte élévation de température.

Pour parer à cet inconvénient, ces constructeurs exécutent leurs arcs à l'aide de sections à treillis, afin de ne pas dépasser certaines dimensions pour les divers éléments de l'ouvrage.

Dans ce cas toutefois, la question des efforts secondaires doit être l'objet d'une étude approfondie.

Ces efforts, qui sont dûs à la rigidité des attaches et à d'autres actions accessoires, ne sont pas envisagés, en général, dans le calcul des ouvrages métalliques. On admet, en effet, qu'ils n'entraînent qu'une majoration relativement faible du travail élastique, majoration dont il est implicitement tenu compte dans la marge de sécurité existant entre les taux prescrits et la limite d'élasticité du métal.

Ces efforts secondaires présentent toutefois plus de gravité dans les ouvrages en béton armé que dans les ouvrages métalliques.

En effet, le dépassement de la limite d'élasticité, qui se produit effectivement dans bien des ponts métalliques, ne présente pas d'inconvénients graves lorsqu'il n'est engendré que par un effort secondaire local dont l'accroissement est limité par la diminution du coefficient d'élasticité du métal qui en résulte.

Dans les ponts en béton armé, par contre, le dépassement de la limite d'élasticité de l'acier, de même que celui de la résistance de l'enveloppe du béton fretté, peut provoquer des avaries (larges fissures, éclatement du béton, etc.) susceptibles de nuire soit à l'aspect, soit à la conservation des ouvrages.

Il est prudent, pour cette raison, de s'assurer, dans l'étude des grandes constructions à treillis en béton armé, que les efforts secondaires ne conduisent nulle part à des taux de travail susceptibles de provoquer des avaries.

Les observations effectuées sur de grands ouvrages existants, et notamment sur le pont sur l'oued Mellègue, ont démontré que, par diverses mesures et notamment une réduction appropriée de l'épaisseur des barres de treillis, les efforts secondaires pouvaient être ramenés dans des limites assez faibles pour supprimer complètement toute trace de fatigue susceptible de nuire à la bonne conservation de l'ouvrage.

Le béton armé possède ses qualités propres. Aussi, ne saurait-il être une copie ni de la construction en pierre, ni de la construction métallique. C'est précisément dans la réalisation d'ouvrages à très grande portée où ses propriétés se manifestent avec le maximum d'intensité qu'il trouvera les formes les plus rationnelles qui seront celles de l'avenir.

Diskussion

Oberbaurat Ing. Dr. e. h. F. EMPERGER, Wien:

Hinderlich für die Entwicklung des Bogenbrückenbaues sind die vielfachen Erschwernisse, mit welchen derselbe hierzulande zu rechnen hat und eine unzu-

reichende Anerkennung der durch ihn geschaffenen Vorteile. In das erste Gebiet gehört die große Ängstlichkeit mit Bezug auf die Belastung eines Fundamentes, welches nicht auf Felsen steht und der Vermeidung von Bogenbrückenbauten, sofern nicht Gelenke ausgeführt werden. Wie häufig Gelenke ohne zureichenden Grund angeordnet werden, davon ist die Traunfallbrücke ein Beispiel. Die Zahl jener Bauten, welche durch diese und andere Erschwernisse verhindert wurden, läßt sich leider nicht feststellen. Wir müssen uns darauf beschränken aus einem Verzeichnis der bemerkenswertesten Betonbrücken, wie es sich z. B. im Handbuch für Eisenbetonbau, siebenter Band in der dritten Auflage auf Seite 615, vorfindet, aus der Zahl der dort angeführten 107 bemerkenswerten Eisenbetonbrücken festzustellen, daß sich darunter befinden,

	in Zentraleuropa	außerhalb Zentraleuropas	außereuropäisch
mit Gelenk	25	2	5
eingespannt	29	16	31

Wir sehen demnach von den 32 mit Gelenk ausgeführten Brücken sich fast alle in Zentraleuropa befinden und daß in diesem Gebiete fast die gleiche Anzahl eingespannte Bögen ausgeführt wurden, während außerhalb desselben Gebrauch von Gelenken ein seltener Ausnahmefall bleibt. Ein weiteres Erschwernis bedeutet die übliche Laststellung und Lastverteilung in der Bogenberechnung. Bezüglich der ersteren ist es allgemein üblich, sich die Nutzlast als eine gleichförmig auf die ganze Fläche verteilte Belastung vorzustellen und diese Ersatzlast je nach den ungünstigsten Lastscheiden, aufgebracht anzunehmen. Diese Annahme ist aber nur bei eingleisigen Eisenbahnbrücken zutreffend. Bereits bei einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke setzt dies voraus, daß der Lastenzug einerseits bis zur Lastenscheide gefahren ist und daß der Gegenzug andererseits in demselben Moment mit seinem Ende die Lastenscheide passiert hat. Diese Annahme ist bereits von einer solchen Unwahrscheinlichkeit, daß sie sich wohl nie einstellen wird und somit einer normalen Berechnung nicht zugrunde gelegt werden sollte. Bei Straßenbrücken ist das Auffahren solcher Lastzüge, außer bei Proben, schwer denkbar. Es besteht immerhin die Möglichkeit, dies nach der einen Richtung hin zu erreichen. Es ist aber eine absolute Unmöglichkeit für die Gegenrichtung, so zwar, daß diese Annahme eine ganz unnütze Erschwernis beinhaltet. In der Rechnung sollte daher die einseitige Belastung nur nach der einen Richtung hin erwogen werden und in der anderen Richtung der ungünstigste Fall in einer Vollbelastung der Brücke gesucht werden.

Die Lastverteilung nimmt ferner auf den monolithischen Charakter des Bauwerkes viel zu wenig Rücksicht. Die heute selbst im Eisenbau als unrichtig bekämpften Methoden werden auf dem Eisenbetonbau übertragen. Dies gilt nicht nur mit Bezug auf die Fahrbahnplatte und die Fahrbahnträger, sondern es werden auch die Hauptträger so berechnet, als ob die Lasten sich auf feste Widerlager übertragen würden. Die Unrichtigkeit dieser Auffassung läßt sich im Versuchswege leicht nachweisen. Die Verbindung der Tragrippen ist eine dermaßen steife, daß diese zwangsläufig fast gleiche Durchbiegungen und Höhenänderungen erfahren, so zwar, daß selbst eine zentrische Belastung der einen Rippe nicht von dieser allein aufgenommen wird, weil sie bei ihrer Senkung alle Nachbarrippen mitnimmt. Es ergibt sich damit die Notwendigkeit, wenn wir, wie oben erwähnt, den einen Streifen der Brücke als voll belastet und den anderen Streifen halbseitig belastet, der Berechnung zugrunde legen, auch diese einseitige Belastung auf *alle* tragende Rippen entsprechend verteilt, voraussetzen. Bei ähnlichen Untersuchungen bei Deckenkonstruktionen ist eine weitgehende Mitwirkung der Nachbarrippen festgestellt worden. Diese Mitwirkung wird bei Deckenkonstruktionen durch die Einspannung der Nachbarrippen langsam aufgehoben. Die Durchbiegung erfolgt also ähnlich wie bei einer Matratze. Bei Brücken-

konstruktionen aber, wo ein derartiger Widerstand nicht besteht, kommt man den tatsächlichen Verhältnissen am nächsten, wenn man das Bauwerk als Monolith ansieht und unabhängig von der Stellung der Last in der Querrichtung, dieselbe auf alle Rippen als gleichmäßig verteilt als belastend annimmt. Gegenüber der üblichen Rechnung ergibt sich auf diese Weise eine Verminderung der Momente bis auf die Hälfte und eine dementsprechende kleinere Exzentrizität und Randspannung, so zwar, daß der Einfluß der Nutzlast ein wesentlich anderer wird, als man ihn zum Nachteil des Bogenbaues gemeinhin annimmt.

Von den zu wenig beachteten Vorteilen des Bogenbaues sei dessen großes Eigengewicht besonders hervorgehoben. Wenn auch der moderne Eisenbetonbau nicht mehr jene großen Eigengewichte besitzt, welche die alten Massivbauten besessen haben, welche durch ein mehr als vierfaches Eigengewicht, jede Änderung der Nutzlast als nebensächlich erscheinen ließen, so ist bei denselben doch ein beträchtlicher Vorsprung im Vergleich zu den eisernen Trägerbrücken vorhanden. Dieselben haben ein Eigengewicht, welches nicht viel größer wie die Nutzlast ist, welche sie tragen sollen. Während sich bisher häufig auch ein etwas größeres Eigengewicht ergeben hat, so wird bei den neuesten Stahlkonstruktionen und geringen Sicherheiten das Eigengewicht selbst unter die Größe der Nutzlast herabgedrückt und so der Einfluß der Nutzlast gesteigert. Bei der geringen Sicherheit der Eisenkonstruktion ergibt sich demnach durch eine Steigerung der Nutzlast oder durch die sich einstellende Verschlechterung der Konstruktion, die Möglichkeit eines Umbaues, was die Lebensdauer der Konstruktionen wesentlich einschränkt. Der Eisenbetonbogen hat aber selbst in seiner leichtesten Form immer das doppelte Eigengewicht der Nutzlast, ein Verhältnis, welches sich häufig bis auf das dreifache erhöht. Wenn wir daher nur eine 30%ige Erhöhung der Nutzlast ins Auge fassen, so entspricht dies einer Erhöhung der zulässigen Spannungen von 15% beim Eisenträger, während sie beim Eisenbetonbogen bei dem zwei-, drei- und vierfachen Eigengewicht nur 10 bzw. 7,5 und 6% ausmacht. Eine Erhöhung, welche mit der Verbesserung der Qualität des Betons Schritt hält und daher ohne weiteres hingenommen werden kann.

Die eingangs erwähnten Erschwernisse werden noch dadurch vermehrt, daß man neuerdings bestrebt ist, den Betonbrücken ähnliche Stoßzuschläge zuzumuten, wie sie im Eisenbau eingeführt worden sind, obwohl der Stoß sich auf die doppelte und mehrfache Masse verteilt. Alles dies wirkt sich in einer Verstärkung des Mittelteiles des Bogens aus, dessen vermehrtes Eigengewicht eine weitere Verstärkung zur Folge hat und so letzten Endes die Verwendung des Bogens für weitgespannte Brücken erschwert, wenn nicht unmöglich macht.

Das wichtigste Ziel unserer Bestrebungen ist darin zu suchen, das unnütze Eigengewicht des Bogens zu beseitigen. Ich werde an anderer Stelle Gelegenheit haben, in meinem Vortrage über die Bewehrung der Bogenquerschnitte auf diesen Teil der Frage ausführlicher zurückzukommen und kann mich daher auf diese kleinen Anregungen beschränken.

Ich stütze mich bei meinen Anschauungen auf die durch Versuche erwiesenen Tatsachen und glaube, daß dies der beste Weg ist, um eine Frage aus dem Streit der Meinungen tunlichst herauszuheben. Ich möchte daher auch zu der Frage der Vorspannung bei steifen Armaturen erst Stellung nehmen, wenn der Wert dieses Vorschlages durch Versuche dargelegt worden ist und bei einer Bogenbrücke von größerer Spannweite erprobt wurde. Erst dann läßt sich darüber sprechen, ob die damit verbundenen Kosten den erzielten Vorteil rechtfertigen. Vorerst glaube ich, daß die steife Armierung und die damit verbundenen Mehrkosten allein durch die einfachere Form der Gerüstausführung gerechtfertigt erscheinen, sowie durch die Rückversicherung, welche in der Eigenfestigkeit der zu einem selbständigen Bogen ausgebildeten Armatur liegt.

Ing. R. MAILLART, Genf:

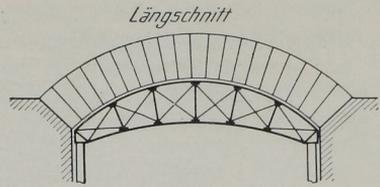
Indem Professor SPANGENBERG sehr weitgespannte nichtarmierte Brücken als Ausnahmen bezeichnet, unterschätzt er die für solche Bauten im nichtarmierten Beton liegenden Möglichkeiten.

Da mit wachsender Spannweite die Nutzlast vor dem Eigengewicht zurücktritt, so werden die Abweichungen der Drucklinie von der Gewölbemittellinie relativ geringer, Zugspannungen also unwahrscheinlicher und der Nutzen von Längsarmierungen fraglicher. Die Knickgefahr, welche bei nichtarmierten Gewölben wohl größer ist, als bei armierten, ist bei einigermaßen versteifendem Aufbau ausgeschaltet.

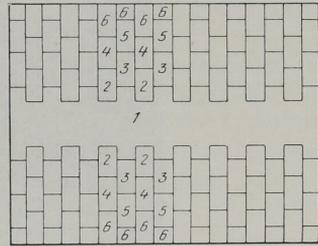
Auch mit Betonblöcken, welche er nicht erwähnt, wohl weil er sie zu dem des Preises wegen nicht mehr in Betracht fallenden Mauerwerk rechnet, lassen sich unter Beobachtung gewisser Maßnahmen große Gewölbe wirtschaftlich bauen.

Eine solche Baumethode, welche wesentliche Ersparnisse an Gerüstkosten gestattet, jedoch bei armierten Gewölben schwer durchzuführen wäre, wurde von mir in den Jahren 1911 und 1912 beim Bau der Rheinbrücken in Laufenburg und Rheinfelden angewendet.

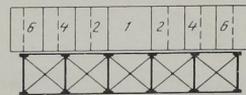
Mit der Mauerung wird in der Gewölbeachse auf die ganze Gewölbeklänge begonnen und dann nach beiden Stirnen hin fortgefahren. Ist der mit seitlichen Verzahnungen versehene mittlere Gewölbestreifen 1 (Abb. 1) geschlossen, so kommt der beim Einfügen der Bauteile 2 und darausfolgender elastischer Einsenkung des Gerüsts sofort selbst zum Tragen. Wenn dann weiter die Bauteile 3, 4 und so fort angebaut werden, so nehmen die mittleren Gewölbeteile einen immer größeren Anteil an der Lastaufnahme und das Lehrgerüst ist entsprechend entlastet. Das Maß dieser Entlastung hängt vom Verhältnis der elastischen Einsenkungen von Gewölbe und Lehrgerüst ab. Je nachgiebiger das Lehrgerüst, um so mehr wird es entlastet, was für die Sicherheit einen ungemein günstigen Umstand bedeutet. Daß die mittleren Gewölbeteile durch dieses Verfahren zu Gunsten der Stirnen stärker belastet bleiben, ist ebenfalls höchst erwünscht, da letztere



Längsschnitt



Grundriss



Querschnitt

Abb. 1. Wölbverfahren Maillart

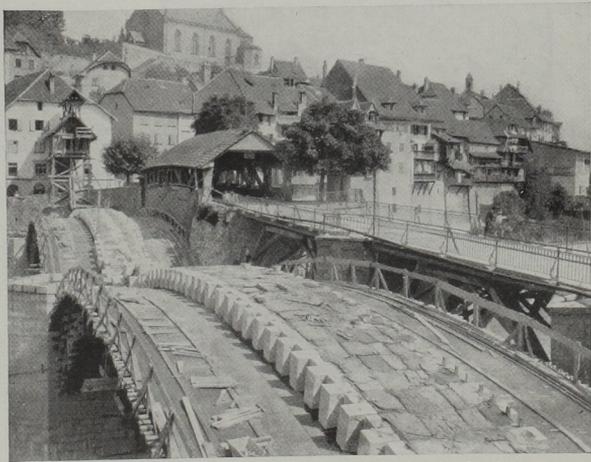


Abb. 2. Wölbverfahren Maillart bei der Rheinbrücke Laufenburg

nannte infolge meist stärkerer Stirnmauern, Brüstungen, Auskragungen sowie durch unsymmetrische Belastungen, Wind und ungleiche Temperatur stets stärker beansprucht werden als die Gewölbemitte.

Voraussetzung für die Zweckmäßigkeit des Verfahrens ist die Starrheit des Gerüstes in der Querrichtung, so daß die Lasten auf die ganze Breite gut verteilt

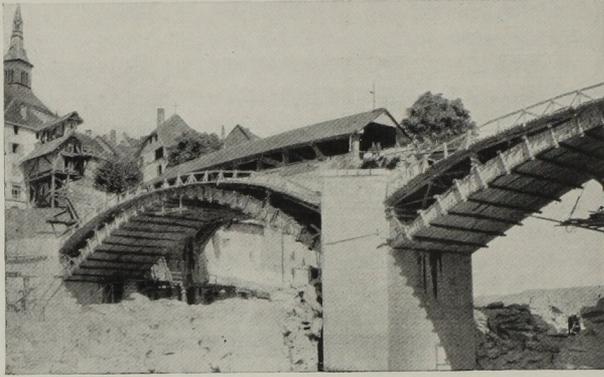


Abb. 3. Lehrgerüst der Rheinbrücke Laufenburg

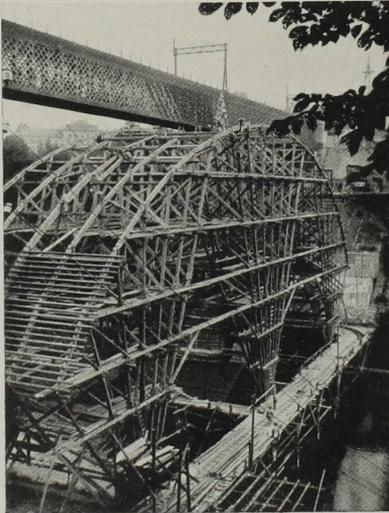


Abb. 4. Lehrgerüst der Lorrainebrücke in Bern

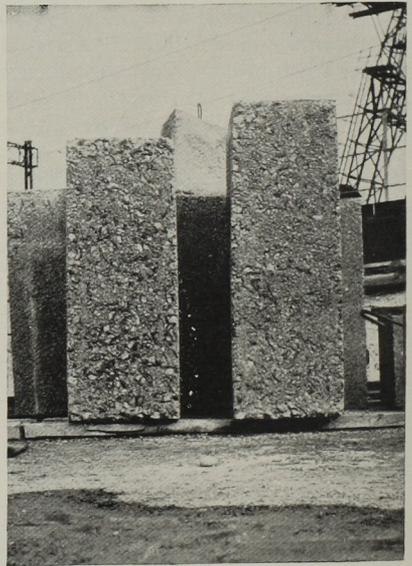


Abb. 5. Wölbquader aus Beton mit Contexbehandlung für die Lorrainebrücke in Bern

werden. Die gewöhnlichen, aus parallelen Bindern mit vielen Stützpunkten bestehenden Lehrgerüste entsprechen dieser Bedingung nicht.

Abb. 2 zeigt die im Bau begriffenen Gewölbe der Rheinbrücke in Laufenburg. Die sechs Binder und die Querverbände des auf 41,5 m freigespannten Lehrgerüstes (Abb. 3) bestehen aus Brettern von 24 mm Dicke. Die Gesamtsenkung des Gerüstes betrug nur 3 cm.

Bei der Rheinbrücke in Rheinfelden wurden keine Betonblöcke verwendet, sondern es wurde alles auf dem Gerüst in der vorbeschriebenen Reihenfolge nach Abb. 1 betoniert.

Bei der im Bau befindlichen Lorrainebrücke in Bern mit Hauptbogen von 82 m und 15,7 m Breite wird das Verfahren auch angewendet. Das Gerüst (Abb. 4) besitzt drei Fächer aus Böcken, welche auf drei Fundamentsockel-Paaren ruhen. Hieraus ergibt sich nebst großer Seitensteifigkeit eine Übertragung der sukzessiven Belastungen auf dieselben Bauglieder. Dieses Gerüst erfordert trotz dreimal größerer Gewölbbreite einen geringeren Aufwand als das der Brücke in Luxemburg von ungefähr gleicher Form und Spannweite. Dabei ist die Nutzbreite der Lorrainebrücke noch etwas größer. Das Verfahren ist also dem System der Zwillingbogen wirtschaftlich überlegen.

Abb. 5 zeigt einen nach dem Contexverfahren behandelten Gewölbequader für die Lorrainebrücke. Nach anfänglichen Schwierigkeiten bewährte sich hier das Verfahren durchaus und ergibt eine materialgerechte Sichtfläche, die in anderer Weise nicht erreicht werden kann.

Ing. F. FREYSSINET, Paris:

Je renvoie à ma conférence de Section sur le Pont de PLOUGASTEL, reproduite en détail d'autre part¹, conférence qui conduit aux conclusions suivantes:

Ce qui vient d'être exposé prouve amplement que la réalisation de voûtes de plus de 180 m de portée, sur un bras de mer exposé à de violentes tempêtes et dans lequel on ne peut prendre aucun appui en dehors des ouvrages définitifs, a pu se faire sans tour de force, en imposant à la matière des contraintes maxima très inférieures à celles jugées admissibles par l'unanimité des constructeurs.

Il en résulte cette première conséquence que l'écart de prix important, que le concours a fait ressortir entre les voûtes en B. A. et les charpentes métalliques, aurait pu être beaucoup plus élevé, si à l'exemple des constructeurs en charpente, nous nous étions limités au tablier route et contentés d'un coefficient de sécurité moins élevé.

Dans quelles limites de portée le B. A. peut-il concurrencer les charpentes métalliques.

Si l'on fait varier l'échelle d'une construction sans modifier le projet, on fait croître les fatigues dues au poids propre dans le même rapport que les dimensions linéaires.

Les fatigues parasites dues aux variations linéaires, retrait et température, demeurent constantes.

Celles dues aux surcharges demeurent également constantes, si l'on maintient fixe la charge par mètre carré sur l'ouvrage.

Par conséquent, si nous doublons la portée des arcs de PLOUGASTEL, le calcul d'un tel arc nous donnera les contraintes ci-après:

Contrainte résultant du poids propre des arcs	64 K ⁰ /cm ²
Contrainte résultant du poids du tablier environ	16 K ⁰ /cm ²
Contrainte résultant du poids des surcharges	20 K ⁰ /cm ²
Contrainte résultant des variations linéaires	15 K ⁰ /cm ²
Total ...	115 K ⁰ /cm ²

Or, d'après le règlement français, une contrainte de 115 K⁰ est licite pour des bétons résistant à 410 K⁰ à 90 jours. Cette résistance est très largement réalisée par

¹ Regardez à la page 669.

les bétons des arcs de l'ELORN, et il serait aisé de les améliorer encore très notablement.

Par ailleurs, les fatigues du cintre sous son poids propre n'atteindraient que 20 K^0 par cm^2 , et il suffirait de doubler la proportion de la section de bois par rapport à la section des rouleaux de béton à supporter pour maintenir constante la fatigue sous la surcharge du béton.

Il est donc évident que la méthode de l'ELORN peut être étendue sans changement notable, à des portées de l'ordre de 400 mètres.

Mais dans ce qui précède, nous n'avons utilisé que la résistance du béton dépourvu d'armatures de compression et de fretage. C'est logique, tant que la résistance qu'il procure est moins coûteuse que celle de l'acier. Mais son prix augmente avec la portée et à partir d'une certaine limite le métal fournit la résistance plus économiquement. Au dessus de cette limite, il est logique d'envisager des structures dans lesquelles l'acier joue le rôle principal.

Considérons une portée de 1800 mètres, et maintenons constant le rapport entre le poids propre des arcs, le poids du tablier et celui des surcharges; condition extrêmement dure et dont on s'affranchirait en pratique, le poids relatif des poutres principales augmentant toujours avec la portée.

Si la densité des arcs demeure constante, le calcul conduirait dans ce cas à une contrainte unitaire de 635 K^0 par cm^2 . Si la densité de l'arc s'amplifiait dans un rapport R , la contrainte unitaire serait $R \times 635$.

Il est aisé de réaliser des éléments en B. A. capables de subir des compressions égales à $R \times 635$.

Considérons des membrures d'arc formées de barres carrées soudées électriquement bout à bout, séparées dans le sens vertical et horizontal par des barres transversales permettant tout d'abord un effet de fretage, puis la réalisation d'assemblages entre ces pièces et les autres éléments de la structure.

On peut réaliser parfaitement le remplissage des interstices entre les barres par vibrations de la masse, avec un mortier riche de sable fin et enrober le tout d'une enveloppe de même mortier bien accroché par les armatures transversales à l'ensemble.

On peut réaliser des dispositions dans lesquelles pour un volume total de 1 mètre cube on aurait

Pour les aciers longitudinaux (barres de 50×50 avec intervalles de 10 m/m ou de 100×100 avec intervalles de 20 m/m)	70%	du vol. total	5460 K^0
Pour les aciers transversaux.....	3%	du vol. total	250 K^0
Pour le béton.....	27%	du vol. total	600 K^0
			6310 K^0

Ce qui donne $R = 2,5$ environ

et $635 \times R = 1600 \text{ K}^0$ par cm^2 : soit pour l'acier longitudinal supposé travaillant seul 2300 K^0 par cm^2 ; le mortier de liaison étant soustrait par son retrait à toute participation importante aux fatigues permanentes.

C'est un taux élevé. Mais rien ne s'oppose à l'emploi dans de telles structures d'aciers durs à limite élastique très élevée; le métal n'ayant à subir aucune autre manipulation que des soudures électriques contrôlables une à une et n'étant soumis qu'à des compressions. On disposerait encore dans ces conditions de coefficients de sécurité largement supérieurs à ceux de tout autre système de construction. La réalisation de telles structures comportant des pièces à grande section résistant bien au flambement, est possible par des procédés offrant une étroite parenté avec ceux employés à PLOUGASTEL.

La conclusion qui s'impose est donc que les voûtes de PLOUGASTEL qui réalisent à l'heure actuelle le record mondial de portée des voûtes en B. A. ne sont en vérité que de bien petites voûtes au regard de celles qui seront construites dans un proche avenir; et que les voûtes en béton armé, réalisées avec les ciments portland ordinaires, constituent dès à présent, grâce à la simplicité de leur exécution et au prix de revient peu élevé de l'unité de résistance dans les constructions, un outil de choix pour la réalisation des portées exceptionnelles capables de concurrencer efficacement tous les autres systèmes sans excepter les ponts suspendus, jusqu'aux portées limites autorisées par l'état actuel de la métallurgie.

Prof. Dr. M. RITTER, Zürich:

Der Vortragende hat in seinem Referate den versteifenden Einfluß der Aufbauten auf die Gewölbe erwähnt. Hiezu gestatte ich mir den Hinweis, daß dieser Einfluß gelegentlich statisch ungünstig wirkt. So werden die Nebenspannungen, die in den Gewölben von Viadukten durch die Elastizität der Pfeiler entstehen, durch den versteifenden Einfluß der Aufbauten stark vergrößert, weil das Verhältnis der Biegesteifigkeit zwischen Gewölbe und Pfeiler sich in ungünstigem Sinne ändert.

Professor SPANGENBERG:

Herr EMPERGER hat an Hand einiger statistischer Zahlen gezeigt, daß sich gewölbte Brücken mit Gelenken überwiegend in Zentraleuropa vorfinden. Eine richtige Beurteilung dieser Tatsache wäre aber erst dann möglich, wenn man auch die Pfeilverhältnisse der Brücken in die Statistik einbeziehen würde. Aus der Zusammenstellung der gewölbten Brücken über 80 m Spannweite, die ich in „Beton und Eisen“, 1928, S. 235, gegeben habe, erkennt man nämlich, daß fast alle gelenklosen Bogen des Auslandes mit mehr als 80 m Spannweite größere Pfeilverhältnisse als 1 : 7 haben, wofür also auch nach deutscher Auffassung der eingespannte Bogen bei zuverlässigem Baugrund am Platze ist. Tatsächlich widersprechen in dieser Zusammenstellung nur zwei sehr flache Brücken ohne Gelenke den deutschen Grundsätzen, die Tiberbrücke in Rom und die Rhônebrücke La Balme. Auch kann man wohl kaum behaupten, daß die Forderung von Gelenken eine Erschwernis für den Bau weitgespannter Gewölbe bedeutet, denn die Mehrkosten der Gelenke gleichen sich in der Regel mit den andernfalls erforderlichen Aufwendungen für eine stärkere Bewehrung aus.

Die Anschauung des Herrn EMPERGER, daß die Belastungsvorschriften für Straßenbrücken in ihren Anforderungen sehr weitgehend sind und recht unwahrscheinliche Belastungsfälle einschließen, ist bereits in meinem Referat ausgesprochen worden. Während Herr EMPERGER eine Milderung dieser Vorschriften für geboten erachtet, habe ich eine Berücksichtigung der darin enthaltenen Sicherheitsreserve bei Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen für gewölbte Straßenbrücken empfohlen. Beide Wege sind gangbar und führen zum gleichen Ziel.

Auch in der Bewertung des günstigen Verhältnisses zwischen Eigengewicht und Verkehrslast bei den gewölbten Brücken stimme ich mit Herrn EMPERGER überein. Nur befindet sich Herr EMPERGER in einem Irrtum, wenn er das gleiche Verhältnis auch zwischen den Spannungen aus Eigengewicht und aus Verkehrslast bei seinen weiteren Ausführungen voraussetzt. Während nämlich das Verhältnis der ständigen Lasten zu den Verkehrslasten bei weitgespannten Wölbbrücken meist über 4 : 1 liegt, betragen die Verkehrsspannungen nur selten weniger als 40% der Gesamtspannungen, weil eben bei den Verkehrsspannungen die ungünstigen Teilbelastungen von erheblichem Einfluß sind.

Die interessanten Ausführungen des Herrn MAILLART über sein Bauverfahren mit Hilfe von Betonsteinen sind ein Beweis für meine Behauptung, daß Fortschritte im Gewölbekbau vor allem durch neue Baumethoden zu erwarten sind. Die Betonsteine haben den großen Vorzug, daß ein erheblicher Teil des Schwindens nicht im geschlossenen Gewölbe zur Wirkung kommt, auch sind sie zweifellos billiger als Natursteine. Nur der allgemeinen Anschauung des Herrn MAILLART über die Anwendung der unbewehrten Gewölbe für große Spannweiten vermag ich mich nicht anzuschließen. Gerade die neueren Arbeiten von HARTMANN, RITTER und KÖGLER über die günstige Beeinflussung der Randspannungen im eingespannten Gewölbe durch „Verlagerung“ der Bogenachse zeigen doch sehr deutlich, wie empfindlich die Randspannungen in eingespannten Gewölben gegen kleine Veränderungen der Bogenachse sind. Allein diese Überlegungen sprechen meines Erachtens dafür, weitgespannte Gewölbe nicht ohne Bewehrung auszuführen. Tatsächlich finden sich unter den jetzt vorhandenen 35 gewölbten Brücken über 80 m Spannweite nur 4 aus unbewehrtem Beton, so daß man doch wohl die Ausführung in Eisenbeton als die Regel für solche Brücken bezeichnen darf.

Sehr beachtlich ist der Hinweis von Herrn RITTER, daß der versteifende Einfluß der Aufbauten bei Viadukten mit hohen Pfeilern sehr ungünstig auf die Nebenspannungen in den Gewölben wirkt. Als ein brauchbares konstruktives Hilfsmittel hingegen erscheint mir die Ausbildung von lotrechten Fugen in den Aufbauten, unter Umständen auch die Anordnung von Kämpfergelenken in den Gewölben solcher Viadukte. Zurzeit wird von der Deutschen Reichsbahngesellschaft in der Rheinpfalz ein größerer gewölbter Eisenbahnviadukt ausgeführt, dessen Gewölbe auf meinen Vorschlag hin zur Verminderung der Nebenspannungen als Zweigelenkbogen ausgebildet werden, wobei auch die Aufbauten durchgehende Fugen über den Gelenken erhalten.

Über die Zukunftsaussichten des Wölbbrückenbaues spricht sich Herr LOSSIER wesentlich optimistischer aus, als ich es in der Schlußbetrachtung meines Referates auf Grund der bisherigen Erfahrungen und unter Abschätzung der tatsächlichen Möglichkeiten getan habe. Wenn Herr LOSSIER den Ergebnissen seiner Berechnungen selbst auch nur bedingten Wert beimißt, so darf doch darauf hingewiesen werden, daß die von ihm angenommenen Spannungen für spiralbewehrten Beton und für umschnürtes Gußeisen meines Erachtens zu hoch sind, namentlich wenn man dabei berücksichtigt, daß ein erheblicher Teil der Spannungen von Biegemomenten herrührt. Der Anteil dieser Biegemomentenspannungen beträgt auch bei großen Wölbbrücken 30 bis 50% der Gesamtspannungen. Außerdem wird man die zulässige Spannung für eiserne Brücken bei den heutigen hochwertigen Baustählen wesentlich höher einsetzen müssen als mit 1000 kg/qcm, wie es Herr LOSSIER bei seinen Betrachtungen tut. Dann verschiebt sich der Vergleich der erreichbaren Spannweiten und der Wirtschaftlichkeit erheblich zugunsten der eisernen Brücken. Meine Anschauungen hierüber decken sich im wesentlichen mit den Ausführungen, die Herr JOSEF MELAN vor kurzem in der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines über „Die mit Beton- und Eisenbetonbrücken erreichbaren Spannweiten“ gemacht hat. Insbesondere glaube ich, daß über 200 m Spannweite hinaus der Wettbewerb mit den eisernen Bogenbrücken sehr schwierig sein wird.