Le pont des arches sur la Meuse à Liège et le pont de Herstal sur le canal Albert

Autor(en): **Hormidas, A.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht**

Band (Jahr): **3 (1948)**

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-4015

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

IId1

Le pont des Arches sur la Meuse à Liège et le pont de Herstal sur le canal Albert

Die Arches-Brücke über die Maas in Lüttich und die Brücke von Herstal über den Albert-Kanal

The Arches-Bridge over the Meuse at Liege and the Herstal bridge over the Albert Canal

A. HORMIDAS
Ingénieur principal des Ponts et Chaussées de Belgique, Liège

Les deux ouvrages dont question ont été construits en 1947. Il s'agit de ponts en béton armé remplaçant ceux en métal détruits en 1940, mais dont les culées et, pour le pont des Arches, les fondations des piles étaient conservées en bon état. Leur réutilisation exigeait toutefois des types de ponts n'exerçant sur leurs appuis que des réactions verticales.

Le choix du type de chacun de ces deux ouvrages a résulté de cette circonstance jointe aux considérations de tirant d'air à respecter pour les besoins de la navigation et au fait que, pour le pont des Arches situé au centre de la ville, il était désirable d'éviter toute superstructure au-dessus de son tablier.

Par suite des sujétions imposées, la réalisation de ces ouvrages en béton armé n'était possible qu'à condition d'introduire dans leur conception, des dispositions susceptibles d'y régler la répartition des efforts suivant le mode le plus favorable permettant de réduire au minimum les contraintes sollicitant certaines parties de ces constructions.

Pour le pont des Arches (fig. 1) ces parties étaient celles voisines du centre du pont où l'épaisseur totale du béton devait être limitée à $0^{m}77$ c'est-à-dire à la fraction exceptionnellement réduite de 1/83 de la portée de la travée centrale.

Quant au pont de Herstal (fig. 7) il convenait de diminuer l'importance des moments fléchissants dans les arcs afin de réduire leurs dimensions à des limites acceptables. Il faut noter en effet que ce pont, portant un tablier de $19^{m}50$ de largeur avec chaussée de 12 mètres, est particulièrement lourd pour être supporté par deux arcs « Bowstrings » de $59^{m}40$ de portée théorique. Les indications qui suivent montrent les dispositions qui ont été adoptées et les avantages qui en ont résulté.

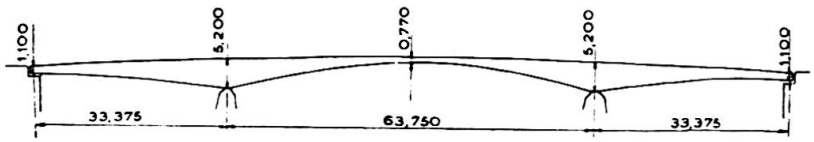


Fig. 1. Elévation du pont des Arches à Liège.

Les deux ponts devaient pouvoir supporter les surcharges suivantes :
Trottoirs : 400 kg/m².

Chaussée : deux voies de tramway dans le centre et deux voies charretières portant chacune 400 kg par mètre carré et un convoi de 32 tonnes (5 essieux dont 1 de 12 t, 2 de 6 t et 2 de 4 t) ou bien 400 kg par mètre sur toute la surface et 5 convois de 32 t pour le pont des Arches, 3 convois de 32 t pour le pont de Herstal.

Le pont des Arches à Liège

La coupe transversale donnée à la figure 2 montre la composition de l'ouvrage.

La poutre continue est donc composée de 8 voiles longitudinaux de 0^m52 d'épaisseur et de 0^m77 à 5^m10 de hauteur reliés par un hourdis inférieur intradorsal dont l'épaisseur varie de 0^m08 à 0^m34, un hourdis supérieur de 0^m18 d'épaisseur constituant le tablier, et des raidisseurs transversaux de 0^m45 d'épaisseur distants de 4^m55 à 4^m77.

Dans ce qui suit le mot poutre désigne l'ensemble d'un voile et des 2 portions de hourdis correspondants. Le moment d'inertie de la poutre varie de 0,0845 m⁴ à 15,445 m⁴. Le pont repose sur un appui fixe et trois balanciers en béton fretté logés dans des cavités au sommet des piles et culées.

Chacune des poutres intermédiaires est sollicitée de la manière suivante :

a) Poids mort du béton variant de . .	3,8 t/m. c.	à	12,7 t/m. c.
b) Chapes	0,155 t/m. c.	à	0,155 t/m. c.
c) Béton de profilage et pavage de chaussée	1,090 t/m. c.	à	1,090 t/m. c.
d) Partie du poids des bordures en saillie des trottoirs	0,045 t/m. c.	à	0,045 t/m. c.
e) Partie du poids des revêtements des trottoirs et garde-corps	0,105 t/m. c.	à	0,105 t/m. c.
f) Partie du poids des revêtements des tympans en pierres de taille . . .	0,030 t/m. c.	à	0,200 t/m. c.
	5,225 t/m. c.	à	14,295 t/m. c.

Le moment fléchissant qui en résulte à la section centrale de la poutre est de . . . . . 217 tm

Le moment fléchissant maximum résultant de l'application des surcharges mobiles définies plus haut y est de . . . . . 118 tm

La section centrale est donc sollicitée par un moment total de . 335 tm

L'épaisseur réduite de 0^m77 ne permettait pas de reprendre un moment

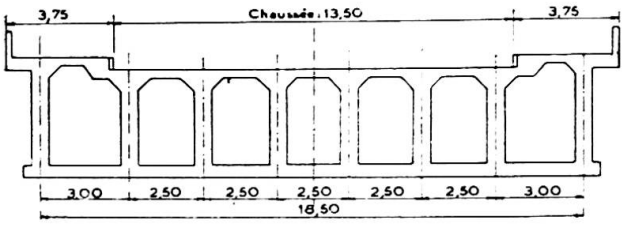


Fig. 2. Coupe transversale du pont des Arches.

de cette importance. En fait celui-ci devait être ramené à 113 tm, soit au 1/3 de sa valeur quitte à majorer la sollicitation des sections voisines des piles qui par leur grande hauteur permettaient aisément cette redistribution des efforts.

Celle-ci a été réalisée de la façon suivante.

L'ouvrage a été exécuté en deux phases.

Pendant la première, une brèche générale de 4 mètres de longueur a été aménagée dans le milieu de la travée centrale en CD (fig. 3).

Après exécution des deux tronçons ABC et DEF, l'ensemble est décintré et chacune des parties se comporte comme une double console appuyée sur la culée voisine, les tronçons BC et DE étant en porte à faux.

Dans cet état, le béton est sollicité par son poids mort et les chapes sur les longueurs AC et DE, ainsi que les pavages et les bordures de trottoirs sur le porte à faux BC et DF. En outre, aux points C et D sont appliquées deux charges de 2,88 t dont l'effet est expliqué plus loin. Dans l'intervalle CD se trouvent les armatures sortant des deux tronçons AC et DF. Ces armatures ne sont pas reliées entre elles et peuvent donc jouer librement pendant les déformations du porte à faux lors du décintrement. Toutefois leur recouvrement est tel qu'elles assureront la continuité de la poutre après la deuxième phase des travaux.

Pendant la seconde phase, sur le cintre abaissé, est monté le coffrage de la brèche CD, celle-ci est bétonnée en laissant toutefois en son centre une ouverture en forme de V fermé à sa partie inférieure de manière à permettre l'achèvement du bétonnage de cette ouverture sans nécessiter aucun coffrage.

La partie CD est alors décoffrée et son poids est complètement porté par les deux porte à faux qui peuvent encore se déformer grâce à l'ouverture en V.

Ces dispositions permettent en somme de libérer la section centrale de la poutre de la presque totalité des contraintes résultant des déformations sous poids mort.

En réalité par suite de la charge du V, et du fait, résultant de circonstances particulières, que les revêtements des trottoirs, les garde-corps et les pierres de taille n'ont pu être posés avant la deuxième phase il se produit en la section centrale un moment fléchissant sous poids mort. C'est afin de réduire celui-ci dans la mesure du possible que, lors de la première phase, il a été pris les dispositions suivantes :

a) Les pavages de chaussée n'ont pas été exécutés sur les travées de rive : le poids de ces pavages provoque en effet, après fermeture complète

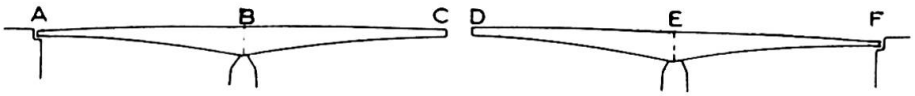
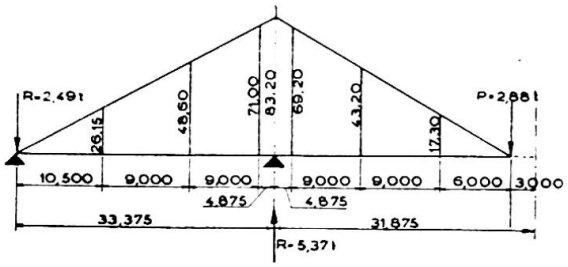
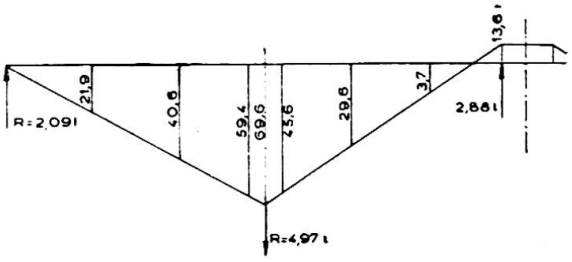


Fig. 3.





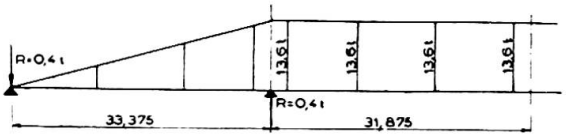


Fig. 4 (en haut, à gauche), **5** (en haut, à droite) et **6** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

de la brèche, un moment dans la section centrale du pont de 17,36 tm en sens opposé à celui du moment maximum dû aux surcharges.

De ce fait, le moment en la section centrale sous l'effet du poids mort, y compris ceux appliqués après fermeture de la brèche, est réduit à + 8,6 tm (face inférieure tendue);

b) Dans la même section le moment maximum dû aux surcharges étant de 118 tm, le moment total y était encore de 118 + 8,6 = 126,6 tm. Or, il convenait que ce moment n'y dépassât pas 113 tm. Pour le réduire de 126,6 — 113 = 13,6 tm il a été appliqué dans la première phase aux points C et D les deux charges de 2,88 t signalées plus haut.

Ces deux charges ont pour effet de produire dans le système avec brèche des moments représentés à la figure 4.

L'enlèvement de ces deux charges lorsque la brèche est fermée, introduit dans la poutre les moments représentés à la figure 5.

Au total la pose et l'enlèvement des charges de 2,88 t produit dans la poutre les moments résultants représentés au diagramme de la figure 6 qui est la somme des deux précédents.

Ainsi le moment dans la section centrale de la poutre est bien ramené à 113 tm.

Conclusions

1. Le procédé d'exécution exposé ci-dessus a permis de réduire théoriquement de 66,5 % le moment dans la section centrale des poutres.

En réalité, la réduction est beaucoup plus importante car pour supporter les contraintes de 335 tm, la hauteur des poutres aurait dû être majorée sensiblement dans la travée centrale ce qui aurait entraîné une nouvelle augmentation des moments. Celui de la section centrale des poutres aurait ainsi atteint 445 tm. La réduction effective du moment en ce point est donc de 74,5 %.

En définitive la hauteur des poutres en cette section aurait dû être portée de $0^{m}77$ à $1^{m}60$ soit une augmentation de $0^{m}83$. Il convient d'ajouter que l'économie qui en découle n'est pas limitée à celle du béton et des aciers du pont, mais comporte également celle qui résulte du raccourcissement et de l'abaissement du niveau des rampes d'accès.

Dans le cas du pont des Arches cette partie de l'économie est prépondérante, l'ouvrage étant situé en pleine agglomération, la surélévation des rampes, qui aurait été nécessaire pour donner aux poutres la hauteur de $1^{m}60$ leur permettant de résister à un moment de 445 tm dans leur section

centrale, aurait entraîné des modifications d'immeubles si importantes que le coût énorme de celles-ci aurait rendu l'exécution du projet irréalisable.

2. On voit ainsi tout le parti que l'on peut tirer, dans ce mode d'exécution, de l'adjonction de charges temporaires telles que celles de 2,88 t dont il a été question.

Les avantages qui résultent de ce procédé ont déjà été utilisés par M. Coppée dans la construction du pont de Kongolo (Congo belge) qui a été exécuté en porte à faux à l'aide d'un échafaudage mobile reposant sur les extrémités bétonnées et avançant à mesure de l'exécution du porte à faux.

Le poids propre de l'échafaudage dans sa dernière position (au centre de la travée) provoquait un effet semblable à celui des charges de 2,88 t dont question ci-dessus.

Mais il est possible d'exploiter systématiquement les avantages résultant de l'application de charges indépendantes pour régler à volonté les tensions dans les poutres en choisissant librement le nombre de ces charges, leur emplacement, leur étendue sur la poutre, et leur intensité.

Considérées de cette façon les charges provisoires constituent un procédé général très utile dont l'exemple du pont des Arches représente une application particulière.

Le pont de Herstal

Les dispositions principales de l'ouvrage sont représentées aux figures 7 et 8.

Le tablier de $19^{m}50$ de largeur totale porte une chaussée de 12 mètres et deux trottoirs de $3^{m}60$.

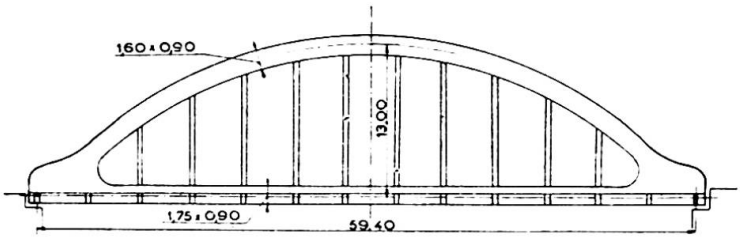


Fig. 7.

Le tablier, constitué d'un hourdis de $0^{m}18$ d'épaisseur sur longrine de $0^{m}80$ de hauteur, est porté par des entretoises de $13^{m}60$ de portée d'axe en axe des maîtresses-poutres et de $1^{m}75$ de hauteur totale (hourdis compris).

Les maîtresses poutres comportent chacune un arc de $0^{m}90$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur à la clef sous-tendu par un tirant en béton armé de $1^{m}75$ de haut et $0^{m}90$ de largeur.

Ce tirant en béton armé comporte une cavité de $0^{m}28 \times 0^{m}90$ dans laquelle est logé un tirant métallique fixé aux naissances des arcs par des sabots d'ancrages de $0^{m}80$ de largeur et $1^{m}60$ de hauteur.

Le pont repose sur les culées par l'intermédiaire d'appareils d'appui en acier coulé et en acier forgé, fixes sur la rive gauche, mobiles sur la rive droite.

La charge de poids mort à reprendre par chaque maîtresse poutre est de 22,7 t par m. c.

On sait que la poutre « Bowstring » ordinaire en béton armé présente deux inconvénients qui s'opposent à son emploi dès que les charges et la portée deviennent importantes : d'une part la traction dans le tirant provoque la fissuration du béton qui se propage dans le tablier; d'autre part le raccourcissement de l'arc et l'allongement du tirant produisent des

moments secondaires dont l'importance a été mise en relief notamment par le professeur Dischinger dans un mémoire [1] où il préconisait un remède à ce défaut.

Ces inconvénients sont d'autant plus sensibles que la portée est plus grande et le poids mort plus élevé. Or, précisément pour un pont à poutres du type « Bowstring » celui de Herstal est particulièrement lourd. S'il avait été réalisé suivant le processus ordinaire sans y introduire un procédé de réglage des tensions il s'y serait produit les moments secondaires indiqués ci-après:

a) Sous l'effet du poids mort et des surcharges mobiles correspondant aux moments maxima, la poussée moyenne Q de l'arc est de 883 tonnes (variant de 866 à 916 tonnes). Elle produit un raccourcissement de l'arc et un allongement du tirant dont la somme algébrique est donnée par l'expression :

$$\Delta L = \frac{L}{Ea}\left(\frac{Q}{S_{arc}} \times \frac{Ea}{Eb} + \tau a\right)$$

où Ea et Eb sont les coefficients d'élasticité de l'acier et du béton valant respectivement 2 100 000 kg/cm² et 300 000 kg/cm²

τa = tension unitaire de l'acier dans le tirant.

Dans un cas semblable la tension admissible de 1 350 kg/cm² se partage en 1 000 kg environ par la traction simple et 350 kg/cm² par la flexion.

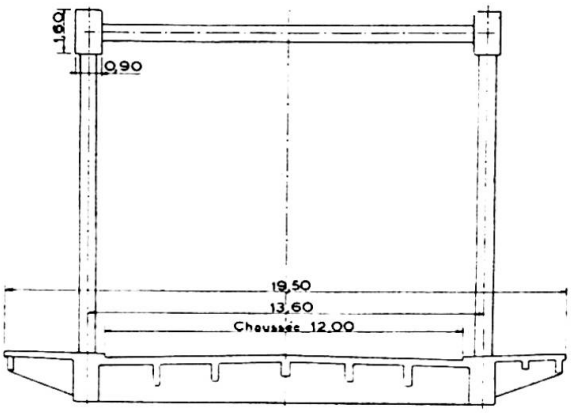


Fig. 8.

$$\Delta L = \frac{5\,940}{2\,100\,000}\left(\frac{883\,000}{90 \times 160} \times \frac{2\,100\,000}{300\,000} + 1\,000\right) = 3{,}9 \text{ cm}$$

Un calcul plus exact tenant compte de la variation de Q et S le long de l'arc donne $\Delta L = 1{,}45 + 2{,}83 = 4{,}28$ cm.

Ces déformations produisent le même effet qu'une réduction de poussée

$$\Delta Q = \frac{\Delta L}{\int \frac{y^2\, ds}{Eb\, I_{arc}}} = \frac{15}{8}\,\frac{Eb\, I_0}{f^2\, L}\,\Delta L = 7{,}35 \text{ tonnes}$$

où f est la flèche de l'arc = 13 mètres.

I le moment d'inertie réduit $= \dfrac{90 \times 160^3}{12}$

Ce ΔQ produit des moments secondaires valant

$$\Delta M = \begin{cases} 7{,}35 \times 13 \times 0{,}64 = 61 \text{ tonnes mètres au point 6 (2/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \times 0{,}84 = 80 \text{ tonnes mètres au point 4 (4/10 de la portée)} \\ 7{,}35 \times 13 \qquad\quad = 96 \text{ tonnes mètres à la clef .} \end{cases}$$

---

[1] *Association Internationale des Ponts et Charpentes. Mémoires*, 1er volume, 1942.

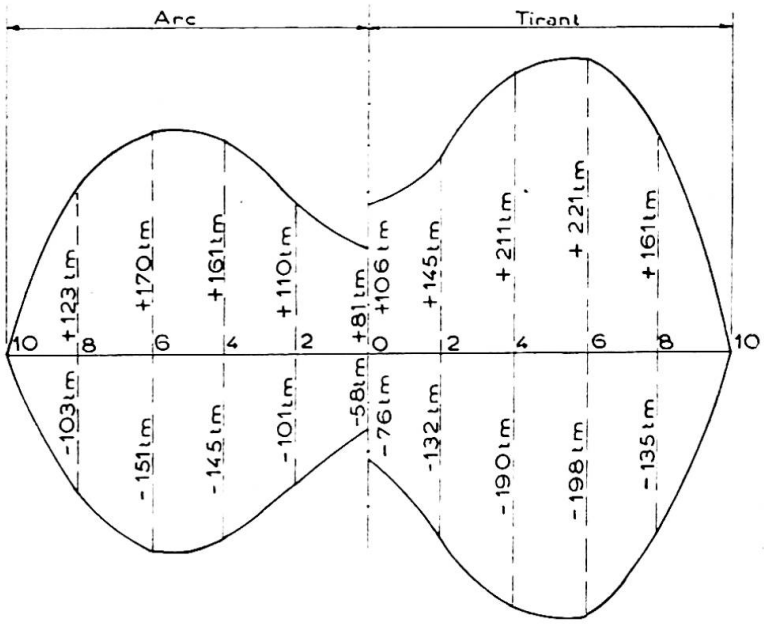


Fig. 9. Diagramme des moments.

Les points 4 et 6 sont ceux où se produisent les moments maxima sous l'effet des surcharges mobiles (voir fig. 9).

b) L'effet du retrait du béton : l'arc est terminé assez longtemps après le tirant.

En admettant que le retrait soit complètement terminé dans le tirant au moment de l'achèvement de l'arc, le retrait de celui-ci produit le même effet qu'un raccourcissement; suivant les normes belges il correspond à un abaissement de température de 10° d'où

$$\Delta L = 5\,940 \times 10 \times \frac{11}{10^6} = 0{,}65 \text{ cm}$$

$$\Delta Q = \frac{15}{8} \times \frac{300\,000 \times 90 \times \overline{160}^3}{1\,300^2 \times 5\,940 \times 12} \times 0{,}65 = 1{,}12 \text{ t}$$

et

$$\Delta M = \begin{cases} 1{,}12 \times 13 \times 0{,}64 = 9{,}3 \text{ tm au point 6} \\ 1{,}12 \times 13 \times 0{,}84 = 12{,}2 \text{ tm au point 4} \\ 1{,}12 \times 13 \qquad\qquad = 14{,}6 \text{ tm à la clef .} \end{cases}$$

3. Effet du fluage. Il produit à la longue des déformations pouvant atteindre le double de celles produites sous l'effet des charges permanentes.

En négligeant le fluage du tirant on trouve pour l'arc

$$\Delta L = 1{,}45 \times 2 \times \frac{7{,}78}{8{,}83} = 2{,}56 \text{ cm}$$

$\Delta Q = 4{,}4$ t.

et

$$\Delta M = \begin{cases} 4{,}4 \times 13 \times 0{,}64 = 36{,}6 \text{ tm au point 6} \\ 4{,}4 \times 13 \times 0{,}84 = 48{,}0 \text{ tm au point 4} \\ 4{,}4 \times 13 \qquad\qquad = 57{,}0 \text{ tm au point 2 .} \end{cases}$$

4. Les variations de température ne produisent aucun effet pour autant qu'elles soient égales dans l'arc et le tirant; une différence de température entre ces deux pièces n'est possible que par l'ensoleillement de l'arc et dans ce cas celui-ci s'allonge par rapport au tirant, ce qui réduit les moments secondaires.

Le tableau suivant récapitule les moments secondaires et les maxima positifs et négatifs produits par les surcharges mobiles.

Causes	Point 6	Point 4	Clef
Poids mort et surcharges mobiles	61 tm	80 tm	96 tm
Retrait	9,3 tm	12,2 tm	14,6 tm
Fluage.	36,6 tm	48 tm	57 tm
Totaux des moments secondaires	+ 106,9 tm	+ 140,2 tm	+ 167,6 tm
Mom. principaux maxima produits par les surcharges	+ 391 tm — 349 tm	+ 372 tm — 335 tm	+ 187 tm — 134 tm

TABLEAU I

On voit par ce tableau l'importance considérable des moments secondaires et le grand intérêt qu'il y a à les réduire dans toute la mesure du possible autant pour limiter les dimensions de l'arc et du tirant à des grandeurs admissibles que par raison d'économie.

Pour ce faire, l'ouvrage a été exécuté en ménageant provisoirement une brèche au sommet de l'arc et dans le tablier y compris le tirant en béton dans lequel peut coulisser le tirant métallique.

Le professeur Dischinger avait préconisé de faire dépasser à l'une des extrémités du pont le tirant métallique, mis en tension à l'aide de vérins, provoquant ainsi l'allongement de celui-ci et le raccourcissement de l'arc. Il estimait que les dimensions réduites de l'arc et le danger de flambement de celui-ci ne permettaient pas l'utilisation de la méthode du décintrement à l'aide de vérins à la clef d'emploi général dans les voûtes.

L'exemple du pont de Herstal montre que cette difficulté n'existe pas.

Il aurait été en effet possible de loger à la clef deux vérins ordinaires occupant chacun un encombrement de 0,45 $\times$ 0^m45 et de bétonner, après leur mise en action, les deux tronçons ABCD et EFGH (fig. 10) ayant 0^m55 de hauteur.

La compression du béton sous poids mort y aurait atteint le taux de 78 kg/cm² sans tenir compte des armatures alors que la contrainte maximum est fixée à 90 kg/cm².

Cependant, tant par raison de sécurité que pour faciliter les opérations ultérieures au décintrement qui résultent de circonstances particulières, il a été jugé préférable d'ajouter à l'arc, sur une courte longueur et sur chaque face, des surlargeurs permettant d'écarter les deux vérins et de

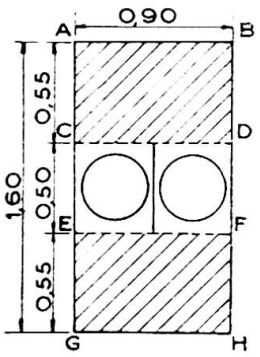


Fig. 10.

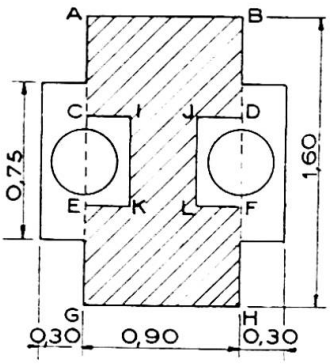


Fig. 11.

claver l'arc, après mise en action des vérins, par un seul bloc en forme de I occupant presque toute la section de l'arc.

L'évidement ABCD, et celui EFGH, ont une longueur correspondante à celle nécessitée par le recouvrement des barres issues de chacun des demi-arcs pour assurer la continuité de ces barres après clavage. L'évidement CDEF est réduit à la longueur nécessaire pour loger les vérins.

Les surlargeurs peuvent être soit utilisées à l'ornementation en les incorporant à un motif décoratif de la clef supporté par ces surépaisseurs, soit enlevées au marteau après clavage.

Quant au danger de flambement des arcs il a été éliminé en constituant le contreventement d'un treillis en K comportant deux parties indépendantes, chacune d'elles n'intéressant que la paire des demi-arcs situés d'un même côté de l'axe de symétrie du pont afin de permettre l'écartement de ceux-ci. Il est à remarquer que ce dispositif permet de recueillir tous les avantages de la mise en traction des tirants.

Mais il en présente plusieurs autres :

Il ne nécessite pas d'appareillage spécial mais uniquement des vérins identiques à ceux utilisés habituellement;

Il supprime l'obligation de donner au tirant une surlongueur qui après l'opération est inutile, voire gênante;

Enfin, et c'est l'essentiel, il présente un degré de liberté de plus que le procédé de mise en tension du tirant à savoir le choix de la position de l'axe des vérins par rapport à celui de l'arc. Comme il est expliqué plus loin cette liberté peut être mise à profit pour introduire dans l'arc et le tirant des moments compensatoires permettant de réduire les moments maxima.

Voyons maintenant les efforts qui se produisent dans le pont de Herstal :

a) Les surcharges mobiles provoquent des moments principaux positifs et négatifs (fig. 9) qui se répartissent entre l'arc et le tirant au prorata des moments d'inertie respectifs de ces pièces. Ces moments sont à multiplier par le coefficient d'impact $\varphi = 1{,}04$;

b) De l'action de ces surcharges résultent aussi des moments secondaires positifs par suite des déformations élastiques de l'arc (raccourcissement) et du tirant (allongement);

c) Le poids mort de l'arc ne provoque aucun moment principal, le funiculaire des charges coïncidant avec l'axe de l'arc; le poids mort du tablier étant reporté par les montants en certains points de l'arc, par suite de la courbure de celui-ci, il se produit dans l'arc et le tirant des moments principaux les uns positifs, les autres négatifs;

d) Les moments secondaires résultant des déformations élastiques sous poids mort sont en principe annulés par l'action des vérins et la coupure provisoire du tablier. En fait à Herstal, par suite de la proximité de l'hiver il a fallu procéder au décintrement avant achèvement des revêtements de chaussée et trottoir : le poids mort était incomplet. Il se produit donc encore certains moments secondaires positifs qui s'ajoutent à ceux du littera *b* ci-dessus. La poussée à exercer par les vérins, correspondant au poids mort incomplet est de 586 t;

e) Les effets du retrait et du fluage sont annulés en majorant la poussée des vérins de $1{,}12 + 4{,}4 = 5{,}52$ tonnes;

f) Sous l'action du poids du tablier, les montants subissent des allongements $\frac{NL}{E\Omega}$ proportionnels à leurs longueurs; celles-ci sont les ordonnées d'une parabole du second degré; la déformée élastique du tirant est une courbe semblable dont la flèche maximum est

$$f = \frac{\sigma a \times l}{Ea} = \frac{1\,210 \times 11{,}33}{2\,100\,000} = 0{,}65 \text{ cm}$$

les aciers d'armatures des montants supportant une contrainte de 1 210 kg/cm².

Il en résulte dans le tirant un moment secondaire constant positif

$$M = \frac{8\,f\,EI}{L^2} = \frac{8 \times 0{,}65 \times 300\,000 \times 90 \times \overline{1{,}75}^3}{\overline{5940}^2 \times 12} = 18 \text{ tm}$$

n'intéressant pas l'arc.

Ces différents moments sont récapitulés pour les points 4 et 6, les plus sollicités, dans le tableau suivant qui indique également les écarts entre les moments maxima positifs et négatifs.

Compensation des moments. — On voit que les écarts entre maxima positifs et négatifs sont considérables et qu'il y a intérêt à les réduire. Il n'est évidemment pas possible de les annuler tous mais on peut le faire en un point soit de l'arc soit du tirant.

On peut aussi les réduire sans les annuler de façon à obtenir la répartition des moments qui paraît la plus favorable à la fois pour l'arc et le tirant. C'est ce qui a été fait pour le pont de Herstal.

Il a d'abord été établi la propriété suivante :

Si on applique à la clef de l'arc une poussée unitaire $H = 1$, il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 12.

Si au lieu de H on applique à la clef deux moments unitaires $M = 1$ il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 13.

On constate enfin que si l'on combine $H = \frac{1}{13}$ (13 étant, en mètre, la flèche de l'arc) avec $M = 0{,}433$ (0,433 étant le rapport des moments d'inertie de l'arc à la somme des moments d'inertie de l'arc et du tirant) il se produit dans l'arc et le tirant des moments représentés au diagramme de la figure 14, où les moments dans l'arc et le tirant sont dans le même rapport que leurs moments d'inertie (0,308 et 0,403 m⁴). Ces moments

Effets	Point 4 Moments maxima en /m				Point 6 Moments maxima en /m			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	—	+	—	+	—	+	—
a) Moments principaux surcharges .	+ 167	— 151	+ 222	— 198	+ 177	— 157	+ 230	— 206
b et *d*) Moments secondaires surcharges et partie poids mort	+ 8	+ 8	+ 10	+ 10	+ 6	+ 6	+ 8	+ 8
c) Moments principaux s^s poids mort du tablier (courbure de l'arc).	+ 42	— 18	+ 3	+ 3	+ 37	— 23	+ 3	+ 3
f) Moments secondaires allongement des montants. . .	—	—	+ 18	+ 18	—	— 18	+ 18	+ 18
Moments totaux . .	+ 217	— 161	+ 253	— 167	+ 220	— 174	+ 259	— 177
Écarts entre valeurs absolues des moments positifs et négatifs	56		86		46		82	

TABLEAU II

tous négatifs augmentent d'autant les maxima négatifs et diminuent les maxima positifs.

Les écarts entre maxima positifs et négatifs sont donc réduits du double.

Il suffit maintenant de choisir le coefficient K par lequel il faut multiplier $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$.

Essayons de compenser les moments au point 4.

L'ensemble $H = \frac{1}{13}$ et $M = 0{,}433$ réduit les écarts

dans l'arc de $2 \times 0{,}364 = 0{,}728$ tm
dans le tirant de $2 \times 0{,}477 = 0{,}954$ tm
soit au total 1,682 tm

La somme des écarts des moments dans les deux pièces étant

$$56 + 86 = 142 \text{ tm}$$

$$K = \frac{142}{1{,}682} = 84{,}42 .$$

Les moments maxima deviennent au point 4

$$\text{dans l'arc} \left\{ \begin{array}{l} + 217 - 84{,}42 \times 0{,}364 = + 186{,}3 \\ - 161 - 84{,}42 \times 0{,}364 = - 191{,}7 \end{array} \right\} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}$$

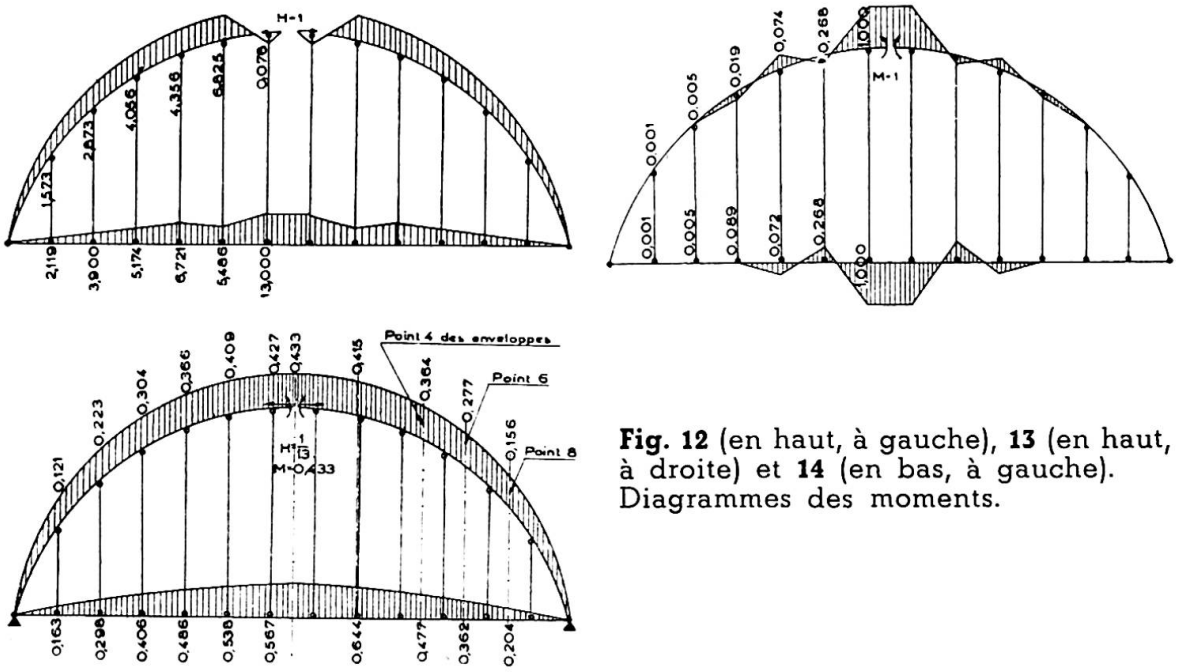


Fig. 12 (en haut, à gauche), **13** (en haut, à droite) et **14** (en bas, à gauche). Diagrammes des moments.

$$\text{dans le tirant} \begin{cases} +253 - 84{,}42 \times 0{,}477 = +212{,}7 \\ -167 - 84{,}42 \times 0{,}477 = -207{,}3 \end{cases} \text{Écart } 5{,}4 \text{ tm}.$$

Les moments maxima positifs et négatifs indiqués au tableau II deviennent ce qui suit :

Effets	Point 4				Point 6			
	Arc		Tirant		Arc		Tirant	
	+	−	+	−	+	−	+	−
Avant compensation (voir tableau II). .	+217	−161	+253	−167	+220	−174	+259	−177
Réduction compensatoire	−30,7	−30,7	−40,3	−40,3	−23,5	−23,5	−30,5	−30,5
Moments réduits . .	+186,3	−191,7	+212,7	−207,3	+196,5	−197,5	+228,5	−207,5
Ecarts.	5,4		5,4		1		21	

TABLEAU III

On voit que, d'une part, les moments maxima et les écarts entre maxima positifs et négatifs subissent une réduction très importante et, d'autre part, ces effets favorables se produisent non seulement dans la section 4 qui a servi de base à la compensation mais encore dans toutes les autres sections.

Pour obtenir ce résultat, il faut :
majorer la poussée des vérins de

$$\frac{K}{13} = \frac{84,42}{13} = 6,5 \text{ t}$$

ce qui la porte à

$$586 + 5,52 + 6,5 = 598 \text{ t}$$

et excentrer les vérins par rapport à l'arc de

$$d = \frac{0,433 \times 84,42}{598} = 0^{m}061$$

pour introduire à la clef le moment négatif compensatoire

$$M = 0,433 \times 84,42 = 36,5 \text{ tm.}$$

Réglage du décintrement

L'action des vérins se compose donc de trois parties :

1. La poussée de 586 t équilibrant uniquement le poids mort existant au moment du décintrement. Elle ne produit aucun soulèvement du tablier;

2. La poussée de 6,5 t jointe au moment de 0,433 × 84,42 tm dans l'arc provenant de l'excentricité des vérins. Il en résulte un soulèvement du tirant dont la flèche à mi-portée est de 11 mm ;

3. La poussée de 5,52 t, également excentrée de $0^{m}061$, qui produit un nouveau soulèvement de 11,2 mm.

La flèche totale à atteindre pour le tablier en fin d'opération est donc de 22,2 mm. Elle a été atteinte par une poussée de 610 tm, supérieure de 12 tm à celle de 598 tonnes calculée. Cette différence de 12 tonnes (soit 2 % de la valeur théorique de la poussée) est imputable en parts indéterminables soit à une erreur d'appréciation de E béton ou du poids spécifique du béton, soit à une inexactitude des indications des manomètres malgré l'étalonnage préalable de ceux-ci, soit enfin aux résistances passives des vérins.

Résumé

Le pont des Arches est constitué d'une poutre continue à trois travées, dont la hauteur ($0^{m}77$) au milieu de la travée centrale ($63^{m}75$) est particulièrement faible (1/83 de la portée.)

Le pont de Herstal très lourd à cause de sa grande largeur ($19^{m}50$) représente un cas exceptionnel de pont du type « Bowstring ».

Afin de réduire les contraintes dans ces ouvrages, il a été utilisé les procédés suivants permettant le réglage des efforts. Au pont des Arches une coupure provisoire au milieu du pont libère cette section des contraintes sous poids mort. Au pont de Herstal des coupures provisoires à la clef de l'arc et dans le tablier, un tirant métallique coulissant dans le tirant en béton, la mise en tension des maîtresses poutres par vérins à la clef de l'arc et l'excentrement des vérins par rapport à l'axe de l'arc suppriment les moments secondaires et réduisent les moments principaux.

En comparant les efforts se produisant dans des constructions ordinaires avec celles réalisées à l'aide des procédés décrits l'auteur montre les avantages obtenus par ces derniers.

Zusammenfassung

Der Pont des Arches ist ein kontinuierlicher Balkenträger mit 3 Oeffnungen, dessen Nutzhöhe (0^m77) in der Mitte der mittleren Spannweiten (63^m75) ganz besonders gedrückt ist (1/83 der Spannweite).

Die Brücke von Herstal bildet wegen ihrer grossen nutzbaren Breite (19^m50) ein Ausnahmefall der sogenannten Bowstring-Brückentype.

Um die Spannung dieser Bauwerke abzumindern, wurde folgendes Vorgehen zum Zwecke der Regelung der Spannungen angewandt. Beim Pont des Arches wurden Spannungen infolge ständiger Last im Querschnitt in Brückenmitte durch eine provisorische Trennung eliminiert. Bei der Brücke von Herstal wurden, an Hand von provisorischen Trennungen am Bogenscheitel und in der Fahrbahn, durch Anbringen eines Zugbandes aus Stahl in einer Aussparung des Zugbandes aus Beton, durch Vorspannung der Hauptträger mittelst Winden am Gewölbescheitel und durch Exzentrizität dieser Winden bezüglich der Bogenaxe, die sekundären Momente ausgeschaltet und die Hauptmomente abgemindert. Ein Vergleich der Spannungen in gewöhnlichen Konstruktionen mit denjenigen, die den eben beschriebenen Bedingungen unterworfen wurden, zeigt die Vorzüge dieser letztern.

Summary

The Pont des Arches is a continuous girder bridge with 3 spans. Its effective height in the middle of the central span (63^m75) is 0^m77 giving a thickness-span ratio of only 1/83.

On account of the magnitude of its width (19^m50), the Herstal bridge is an exception to the so called Bowstring bridge type.

In order to lessen the tensions in these structures, the following procedure for regulating tensions was adopted. For the Pont des Arches tensions due to constant load in the cross section of the middle of the bridge were eliminated by a temporary separation. In the case of the Herstal bridge the secondary moments were avoided by means of temporary separations at the crown of the arch and in the roadway by fitting a steel tie member in an opening of the concrete tie member, by pre-stressing the main girders by means of hydraulic jacks at the crown of the arch and by means of eccentricity of these hydraulic jacks to the axis of the arch. A comparison of the tensions in ordinary structures with those described above was in favour of the latter.