Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 9 (1949)

Artikel: Essais sur le pont Risorgimento, Roma
Autor: Gianelli, A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-9700

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 16.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Essais sur le Pont Risorgimento, Roma

Untersuchungen an der Risorgimento-Brücke, Rom

Investigations on the Risorgimento Bridge, Rome

Prof. Dr. Ing. A. GIANNELLI, Université de Rome

1. Les résultats que je vais exposer font partie d'un ensemble de recherches que *l'Istituto di Scienza delle Costruzioni* de l'Université de Rome conduit sur les grands ponts en béton armé de la ville [1]).

Sur le Pont Risorgimento, on a effectué des épreuves de charge en 1936 et on a mesuré de 1938 à 1948 certains mouvements dûs aux variations de température [2]). Ces essais ont été entrepris pour apporter une contribution, même modeste, à la connaissance de la statique d'un ouvrage aussi hardi pour l'époque où il fut construit et, en même temps, pour essayer de connaître la chute de la poussée thermique corrélative des déplacements des culées.

A ce dernier problème s'attache un intérêt particulier pour les ponts en béton armé en arc très surbaissé, système Hennebique, qui présentent une grande variation de rigidité de la clef aux naissances. Le Pont Risorgimento, bâti en 1911, est le premier exemple remarquable de ce type de construction; à Rome, dans ces dernières douze années, on a bâti deux autres ponts à peu près semblables sur le Tibre.

Ce pont, (fig. 1), bien connu des techniciens, a 100 mètres de portée libre et environ 10 mètres de flèche: les coupes longitudinale (fig. 2), transversale (fig. 3) et horizontale (fig. 4) montrent la structure portante du pont, formée par une voûte relativement mince (épaisseur variable de 20 à 50 cm) fortement raidie par sept nervures dont l'extrados est à peu près horizontal; dans la partie centrale, la dalle du tablier devient collaborante. La hauteur de la section verticale du pont est de 85 cm à la clef et de 10,10 m aux naissances. L'armature métallique est partagée entre la voûte et un faisceau de barres droites qui courent le long de l'arête supérieure des nervures, au-dessous du tablier.

---

[1]) Je désire remercier M. le Prof. C. Aquilina et mes Assistants MM. les Ing. A. Benini et D. Gentiloni-Silverj, qui ont été mes collaborateurs dans ces recherches.

[2]) J'ai eu l'occasion de présenter un résumé des observations conduites de 1939 à 1943 au *Convegno del Cemento Armato* qui eut lieu à Turin en 1946.

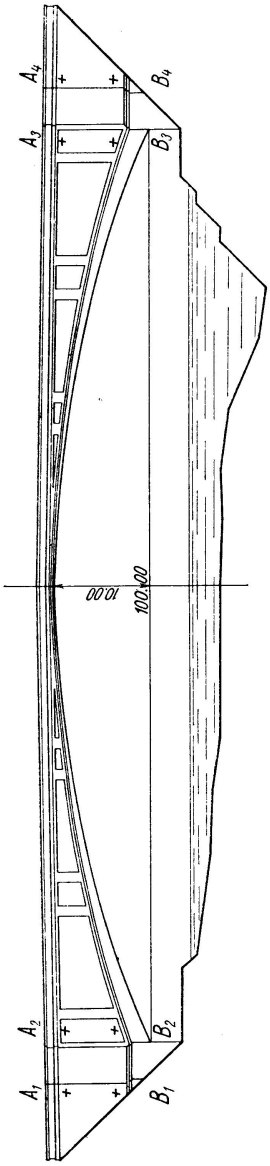

Fig. 1. Vue d'aval. On observe la position des repères pour les mesures trigonométriques

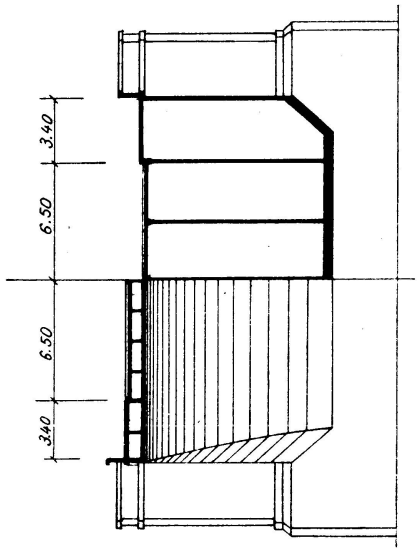

Fig. 3. Coupes transversales verticales à la clef et aux naissances

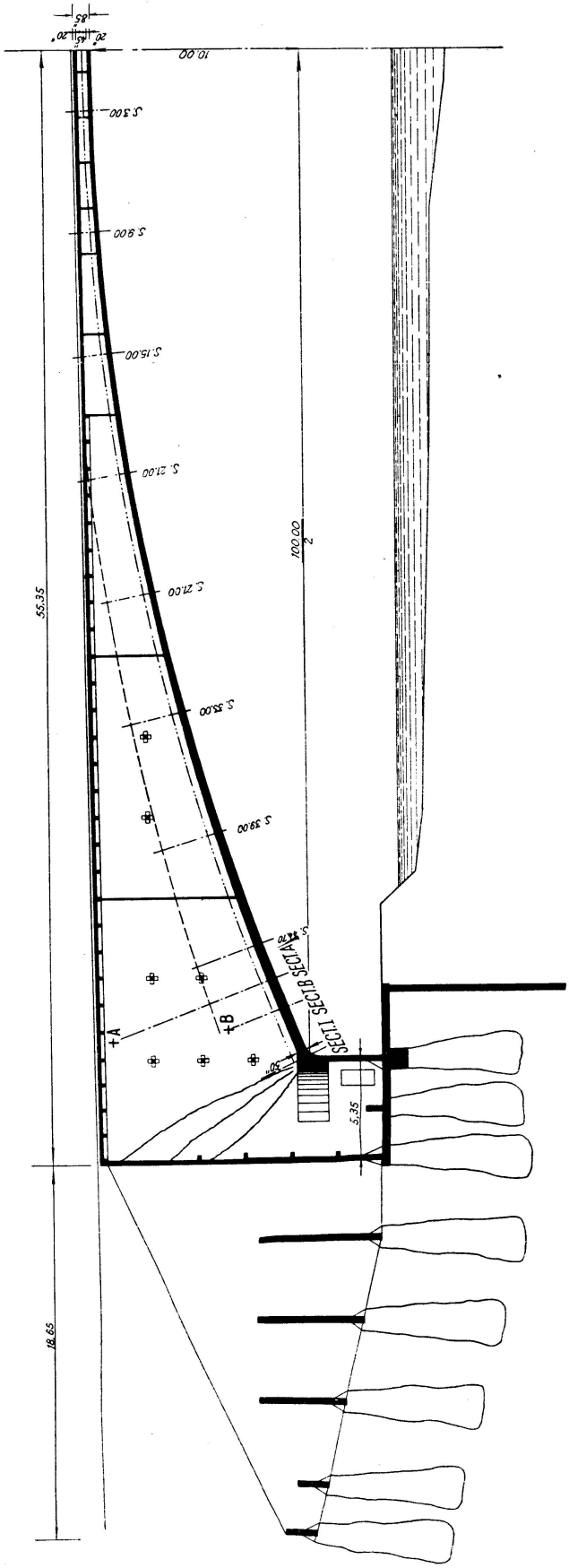

Fig. 2. Coupe longitudinale. Tracé des lésions à l'attache de la culée
— — — — — — limite du béton supposé résistant — . . — . . — . . — fibre moyenne

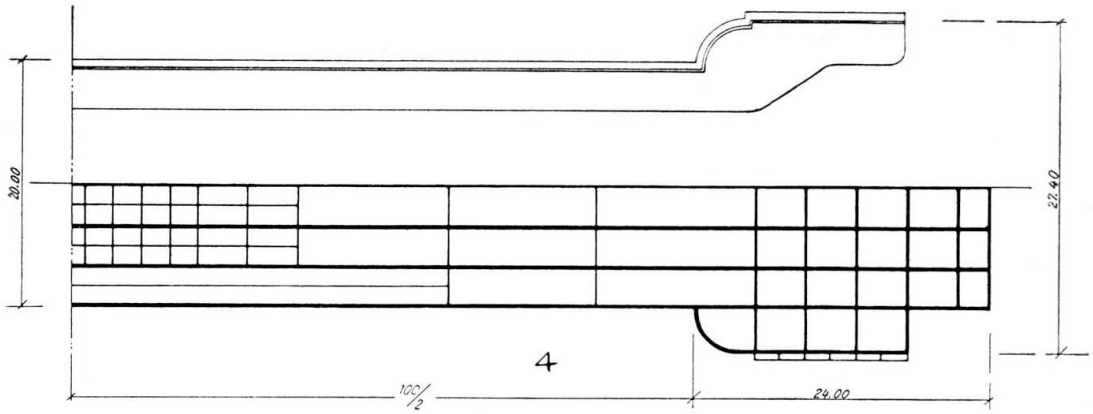

Fig. 4. Plan et coupe horizontale

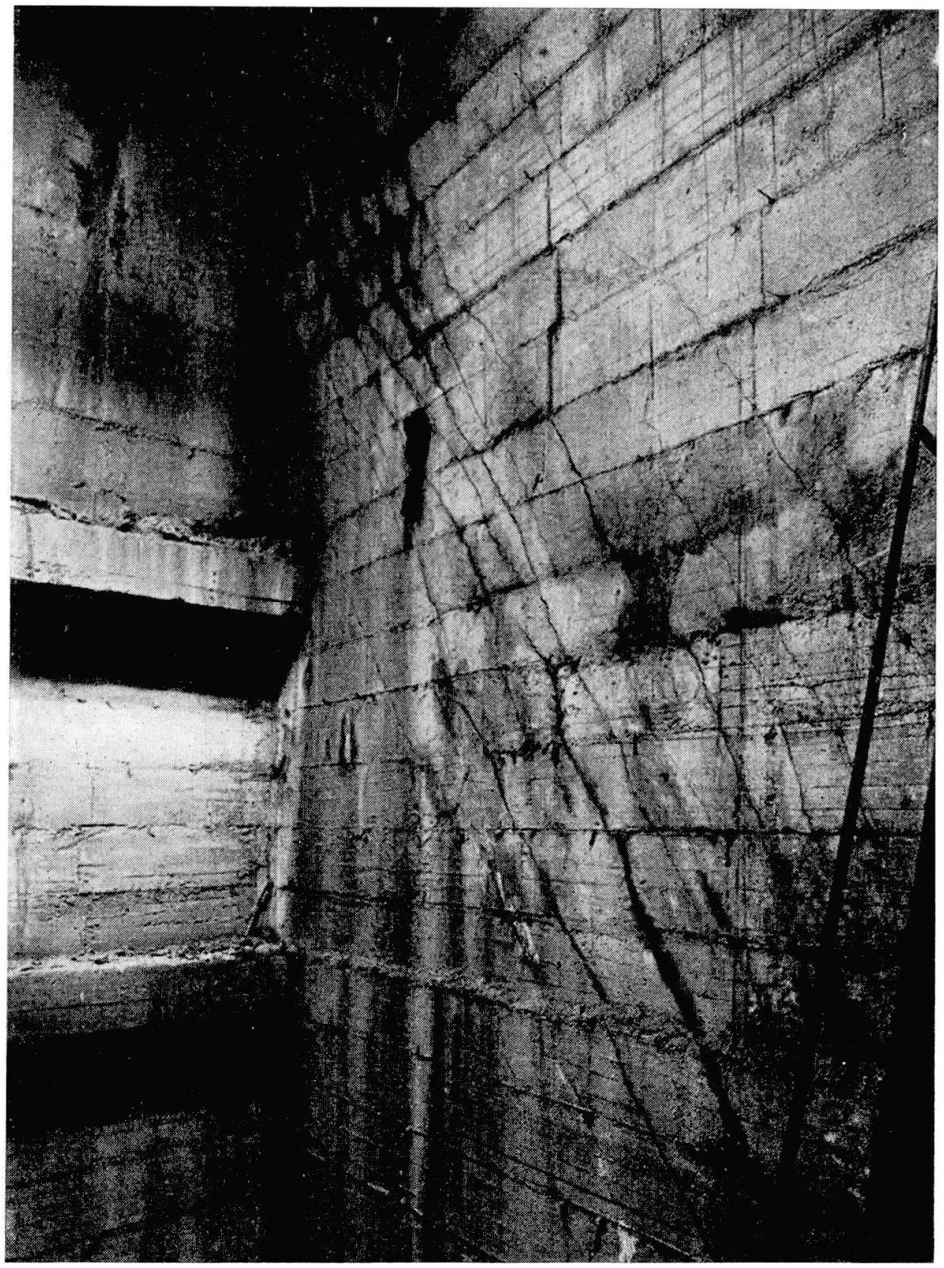

Fig. 5. Lésions à la culée gauche en août 1937

Les nervures sont très faiblement armées avec un double quadrillage: c'est là peut-être une des causes qui, conjointement avec les mouvements du sol (qu'on a eu l'occasion de constater depuis longtemps, particulièrement en rive gauche) justifient la présence des lésions que l'on voit dans les *figures* 2 et 5. Ces lésions partent de l'extrados de la voûte et vont se refermer en haut avant les barres supérieures; elles se retrouvent dans toutes les nervures longitudinales et dans les deux culées, bien qu'elles soient plus faibles dans la culée droite.

En août 1938, on posa des jalons en plâtre à travers ces lésions: les jalons de la rive gauche étaient déjà rompus en Décembre de la même année, tandis que les jalons de la rive droite étaient encore indemnes. D'autres jalons posés à la fin de Septembre ne se brisèrent pas. Ces observations révèlent la «respiration» des lésions correlativement aux variations de température. Les lésions ont été «recousues» en 1944 avec des barres d'acier.

2. On a fait un *calcul élastique* de l'arche: les réactions hyperstatiques ont été évaluées fractionnant les sections, c'est à dire en supposant que la partie de béton qui serait fortement tendue ne collabore pas[3]) (fig. 2).

Tableau I

2a = 101,24 m	I_c/I_n = 1/59
f = 8,96 m	y_o = 0,87 m
c = 49,24 m	EW = 20,53 m^{-3}
$f/2a$ = 1/11,3	EJ_x = 44,44 m^{-1}
I_c = 1,75 m^4	EJ_y = 4988,23 m^{-1}
I_n = 103 m^4	EJ_{xy} = 254,22 m^{-1}

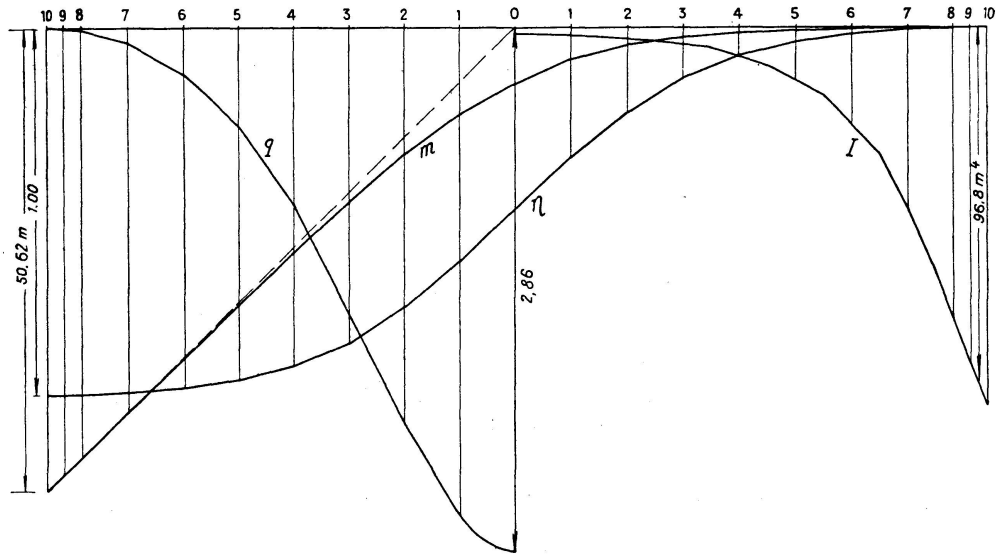

Fig. 6. Diagramme des moments d'inertie I. Lignes d'influence des réactions X, Y, μ

[3]) Pour cette hypothèse de fractionnement voir également: *C. Parvopassu*, „Il Ponte del Risorgimento sul Tevere in Roma", Padova 1914.

Les principales données du calcul sont présentées dans le Tableau I où sont indiqués par $2a$ et f la portée et la flèche théoriques mesurées sur la fibre moyenne; I_c, I_n les moments d'inertie des sections à la clef et aux naissances; y_0 l'ordonnée du centre de gravité élastique (fig. 12); W le poids élastique, J les moments d'inertie du poids élastique de l'arc complet par rapport aux axes principaux. La figure 6 montre le diagramme des moments d'inertie des sections et les trois lignes d'influence des réactions aux naissances transférées au centre de gravité; la figure 7 montre la ligne d'influence du déplacement vertical de la clef.

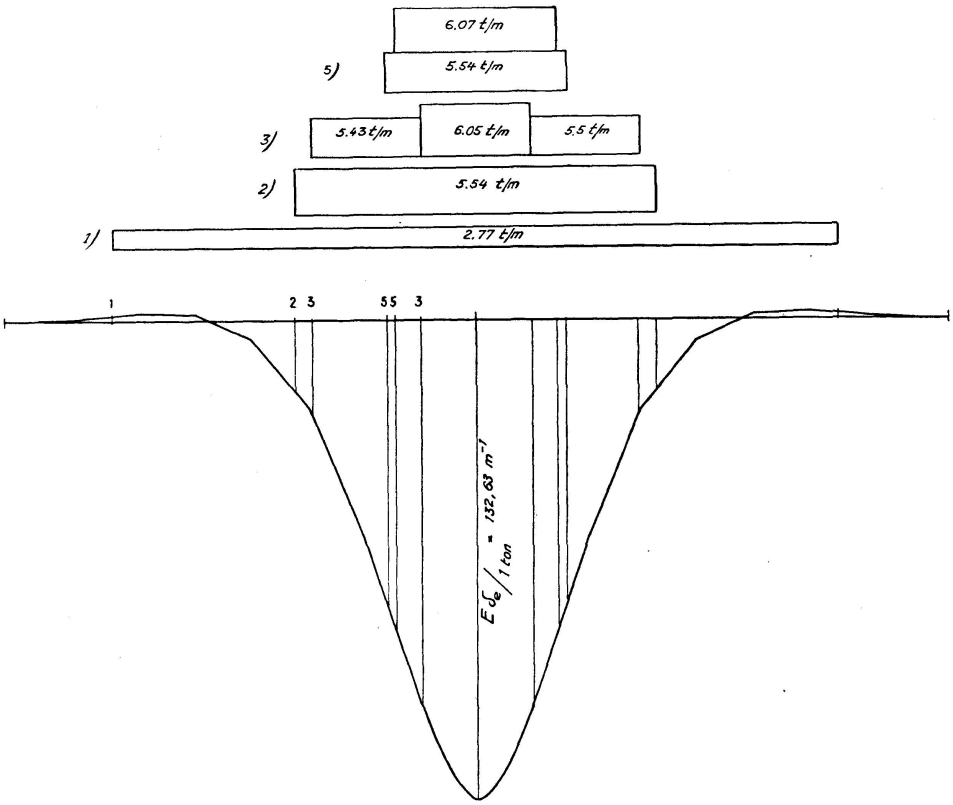

Fig. 7. Ligne d'influence du déplacement vertical de la clef. Disposition des surcharges

3. Des essais faits en juillet 1937 sur des *éprouvettes extraites du béton* de l'arche ont donné une charge de rupture cubique de 315 à 410 kg/cm² avec un module d'Young de 345 – 400 t/cm². Il est intéressant de rappeler que pendant la construction du pont, les essais avaient donné pour le béton une résistance de 100 – 150 kg/cm² seulement.

4. En Septembre 1936, on a effectué des *épreuves de charge* en employant des motrices de tramway de 18 tonnes et des rouleaux compresseurs de 14, 17, 18 tonnes. Elles eurent lieu dans les nuits des 7 au 8 et 18 au 19 septembre avec une température constante de 25 °C à l'intérieur du pont et variable de 23 à 19 °C à l'extérieur.

Le pont a été soumis à cinq surcharges dont la disposition et la grandeur sont visibles sur la figure 7, chaque surcharge étant symétrique par rapport à la clef:

1) Douze motrices alignées sur une étendue de 78 m ce qui donnait 2,77 t/m.
2) Les mêmes sur deux rangées, ce qui donnait 5,54 t/m, sur une étendue de 39 m.
3) Douze rouleaux sur deux rangées, équivalent à une surcharge totale de 201 tonnes, sur une étendue de 35,50 m. (Fig. 8.)
4) Surcharges 2 et 3 simultanément, donnant une charge de 560 kg/m^2.
5) Six motrices sur deux rangées et six rouleaux sur deux autres (fig. 9) donnant encore une charge de 560 kg/m^2, sur une étendue d'environ 19 m.

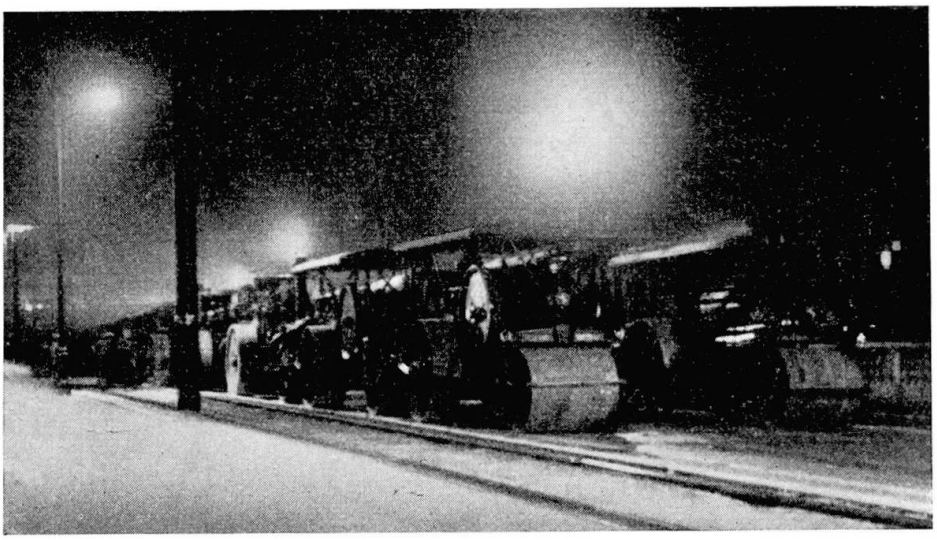

Fig. 8. Surcharge 3)

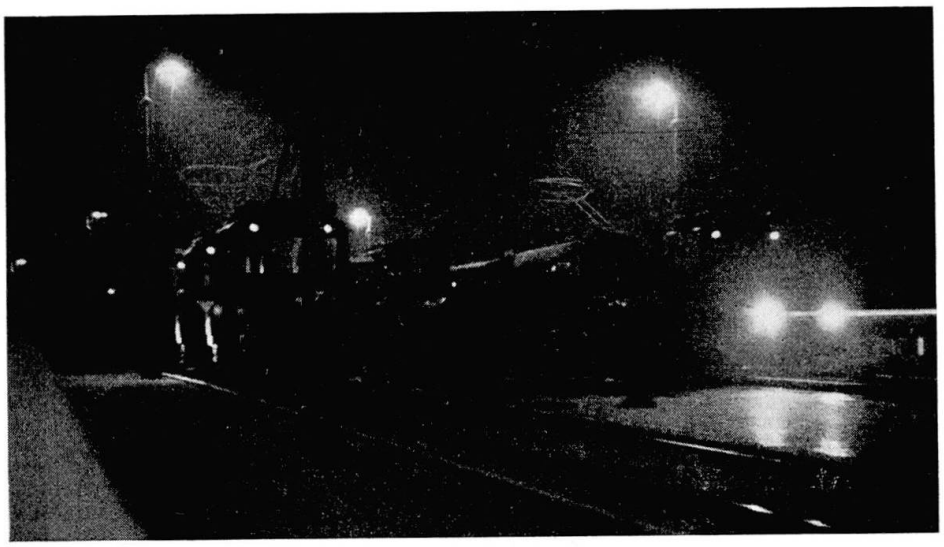

Fig. 9. Surcharge 5)

Sous ces surcharges, qui sont certainement supérieures aux charges du projet et qui atteignent celles des épreuves initiales de 1911, l'ouvrage manifesta une parfaite stabilité et les déformations mesurées restèrent dans le domaine élastique.

Tableau II

	sur-charge	lecture mm	δ_e mm	δ_t mm	E_e t/cm²
	0	0,0	—		
7–8	1	2,8	2,45	2,47	354
sept.	0	0,7	—		
1936	2	5,6	4,9	4,77	340
	0	0,7	—		
	0	0,0	—		
18–19	3	6,3	6,2	4,83	273
sept.	4	12,3	12,2	9,60	276
1936	0	0,2	—		
	5	7,9	7,7	6,85	312
	0	0,2	—		

δ_e flèche expérimentale
δ_t flèche théorique calculée avec $E = 350$ t/cm²
E_e module calculé d'après δ_e

Le Tableau II donne la grandeur des flèches mesurées à la clef pour les diverses surcharges; on peut comparer les données de l'expérience avec les valeurs théoriques calculées en adoptant la ligne d'influence de la Figure 7 avec un module E de 350 t/cm². La concordance est vraiment satisfaisante, ce qui témoigne de la validité du calcul élastique et du fractionnement adopté. En prenant pour base les flèches expérimentales, on déduit les valeurs du module qui sont recueillies dans le tableau: il va de soi que ces modules n'ont qu'une valeur conventionnelle, puisqu'ils représentent l'élasticité moyenne de l'arche.

Malgré celà, ces valeurs ne s'écartent pas trop du chiffre trouvé pour les éprouvettes comprimées, ce qui confirme que la surcharge mobile ne peut pas mettre en cause, dans une mesure sensible, l'élasticité des culées et du sol.

Dans son ouvrage, que nous avons déjà cité, *Mr. Parvopassu* rappelle une épreuve effectuée en Mai 1911. Une surcharge de 500 kg/m², sur toute la largeur du pont et sur une étendue de 12, 50 m à partir de la clef et d'un seul côté, provoqua une flèche de 4,9 mm, ce qui correspondait à un module E global de 214 t/cm².

5. Les recherches sur les déformations dues aux *variations de température* comprennent des observations renouvelées durant une journée d'hiver ou d'été et des observations embrassant plusieurs cycles annuels.

Les Tableaux III et IV donnent les flèches et les températures mesurées pendant la journée estivale du 3 au 4 septembre 1936 et la journée hivernale du 30 Décembre 1938.

Tableau III. 3 – 4 Septembre 1936

heure	flèche mm	température externe
19	0,0	25°C
23	– 2,7	23°C
7	– 8,3	19°C
11	– 2,0	22°C
15	– 0,3	26°C
19	+ 0,9	25°C
Température interne 24,5—25,5°C		

Tableau IV. 30 Décembre 1938

heure	flèche mm	température externe
9.45	0,00	3°C
12.10	+ 0,35	5°C
15.15	+ 1,35	6°C
18.30	+ 0,75	3°C
21.30	+ 0,50	0°C
Température interne 7°C		

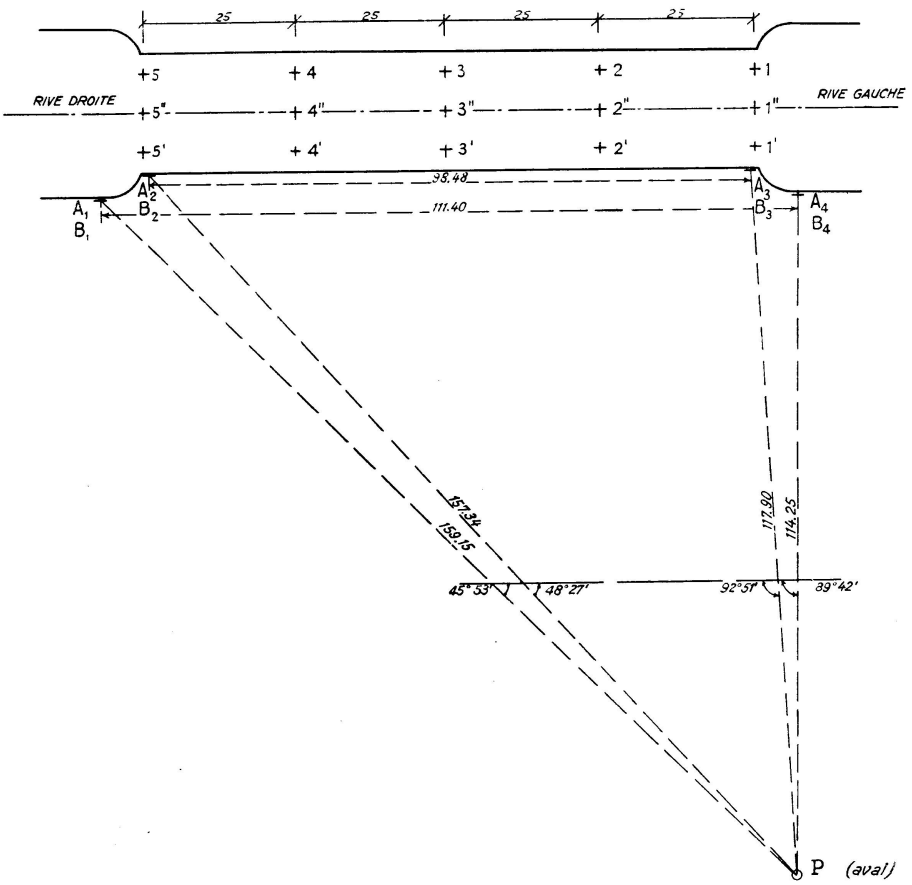

Fig. 10. Plan schématique. On observe les points nivelés et la position de la station en aval

La température de l'air à l'intérieur du pont, enregistrée par thermographe, reste pratiquement constante dans les 24 heures, soit en hiver, soit en été. Les flèches relatives à la variation diurne sont évidemment la conséquence d'une variation non uniforme de température dans la masse du béton et cependant elles ressortent plus de l'ensoleillement que de la fluctuation thermique de l'air; c'est ce qui explique que les flèches sont notablement plus fortes dans la journée d'été, tandis que le retard du maximum de la flèche par rapport au maximum de la température est plus sensible.

6. Pour étudier les déformations du pont dans le *cycle thermique annuel* on a accompli des nivellements soignés du tablier et des observations trigonométriques des parements.

Les points nivelés sont visibles sur la figure 10. On a employé un niveau Otto-Fennel (sensibilité 2″,8) ou un niveau Hildebrandt (sensibilité 3″, 0); l'erreur moyenne des cotes est de 0,3 mm.

On relate ici les nivellements effectués en 1938 (Tableau V) et en 1947 – 1948 (Tableau VI). Déjà, en 1929, on avait accompli des mesures semblables quoique moins complètes, dont les résultats ont été confirmés. Les cotes sont établies sur un point de repère placé à l'extérieur du pont et destiné aux nivellements des quais; leurs différences Δ intéressent notre recherche.

Tableau V. Nivellements 1938

point	21 février 7°C	15 juillet 24°C	Δ mm
1	1,2610	1,2675	+ 6,5
2	1,5214	1,5393	+17,9
3	1,6674	1,6998	+32,4
4	1,4353	1,4510	+15,7
5	1,1074	1,1104	+ 3,0
1''	1,2112	1,2182	+ 7,0
2''	1,4521	1,4701	+18,0
3''	1,5972	1,6288	+31,6
4''	1,3823	1,3987	+16,4
5''	1,0463	1,0497	+ 3,4
1'	1,2728	1,2789	+ 6,1
2'	1,5165	1,5345	+18,0
3'	1,6573	1,6896	+32,3
4'	1,4529	1,4680	+15,1
5'	1,1266	1,1291	+ 2,5
	$\delta_c = 29{,}0$ mm		

Tableau VI. Nivellements 1947 – 1948

point	24/2/47 8,6°C	Δ mm	5/8/47 29,5°C	Δ mm	14/4/48 15°C	Δ mm	8/8/48 25°C
1	1,3097	+ 6,6	1,3163	– 0,3	1,3160	+ 2,3	1,3183
2	1,5480	18,8	1,5668	11,2	1,5556	8,5	1,5641
3	1,6786	33,9	1,7125	28,0	1,6845	19,7	1,7042
4	1,4504	18,6	1,4690	13,5	1,4555	8,6	1,4641
5	1,1289	6,6	1,1355	3,5	1,1320	2,6	1,1346
1'	1,3227	+ 6,9	1,3296	– 1,1	1,3285	+ 1,7	1,3302
2'	1,5439	19,1	1,5630	11,6	1,5514	8,7	1,5601
3'	1,6688	35,7	1,7045	28,5	1,6760	20,4	1,6964
4'	1,4664	19,7	1,4861	14,0	1,4721	9,8	1,4819
5'	1,1476	7,4	1,1550	3,5	1,1515	2,7	1,1542
δ_c = mm		+29,9		–27,5		+18,7	

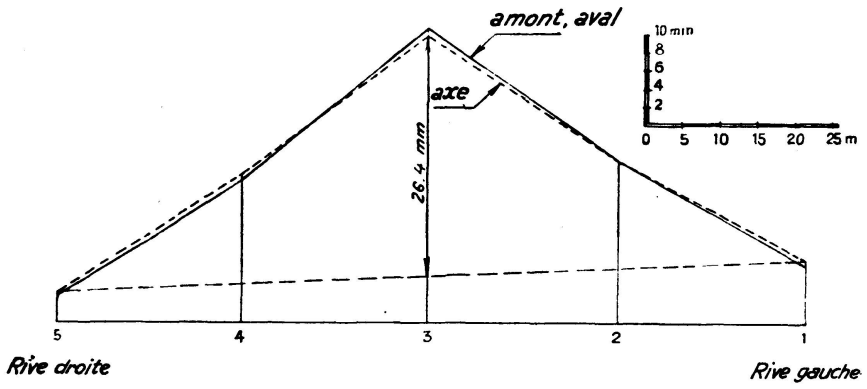

Fig. 11. Variations des cotes du tablier de l'hiver à l'été 1938

Les Δ de 1938 sont les ordonnées de la figure 11, où les diagrammes d'amont et d'aval sont pratiquement superposés. On observe un soulèvement régulier en passant de l'hiver à l'été, le mouvement étant plus sensible dans la moitié gauche, ce qui concorde avec la rupture des jalons à la culée correspondante. Les déplacements mesurés sont presque égaux sur les trois alignements, c'est-à-dire que l'ensemble joue comme une voûte pratiquement rigide dans le sens transversale. On a indiqué par δ_c le déplacement moyen de la clef par rapport aux naissances: $\delta_c = \Delta_3 - \frac{\Delta_1 + \Delta_5}{2} + h\alpha\Delta t^0$ où les Δ sont les valeurs moyennes des divers alignements et h est la différence de niveau entre le point 1 (ou 5) sur le tablier et le baricentre des naissances.

Les valeurs du paramètre δ_c pour les quatre cycles sont, en mm:

$$+ 29{,}0 \quad + 29{,}9 \quad - 27{,}5 \quad + 18{,}7$$

Le dernier chiffre correspond de manière effective à un mouvement thermique réel notablement inférieure en raison des conditions climatiques exceptionnelles de l'été 1948. En tout cas, il faut remarquer que les valeurs de δ_c ne peuvent pas être mises en relation exacte avec les températures relevées à l'intérieur du pont le jour du nivellement et rapportées dans les tableaux. Ces températures, bien que constantes dans les vingt quatre heures, ne peuvent pas représenter l'état réel de l'ensemble arche-culées-sol; ce dernier suit des variations climatiques d'une période plus ou moins longue mais non pas d'une seule journée.

Si l'on compare les cotes de Février 1938 (Tableau V) avec celles de Février 1947 (Tableau VI) on remarque un soulèvement relatif du pont par rapport au point de repère du quai; ce phénomène, se rattachant aux mouvements des rives, n'intéresse pas directement notre étude.

7. Pour les *observations trigonométriques*, on a noyé sur les parements, en amont et en aval, des repères (fig. 1) que l'on visait d'un point de station (fig. 10), mesurant ainsi les angles azimutaux.

Nous rapportons ici les observations effectuées entre 1940 et 1943 en utilisant l'universel géodésique Wild *T* 3; chaque valeur des angles était obtenue sur une moyenne de huit lectures, ce qui donnait une erreur moyenne d'environ $\pm$ 1″.

La grande difficulté d'obtenir une station fixe, nécessaire à des observations aussi délicates et qui se répètent pendant des années, est bien connue des techniciens. L'examen des résultats nous permet de croire que seule la station en aval est satisfaisante. En effet, les mesures en amont révèlent que le phénomène périodique dû à la température est superposé à un mouvement de la station vers le fleuve. Toutefois, la parfaite symétrie des données des nivellements par rapport à l'axe du pont a permis d'appuyer nos déductions sur les observations en aval.

Les angles relevés et leurs variations Δ sont présentés dans le Tableau VII.

Tableau VII. Variations angulaires

	$A_1\hat{P}A_4$	Δ	$A_2\hat{P}A_3$	Δ	$B_1\hat{P}B_4$	Δ	$B_2\hat{P}B_3$	Δ
13/8/40	44°26'55",30		38°42'38",23		44°25'25",10		38°41'28",01	
		−14",14		−15",74		−7",51		−7",26
25/2/41	41",16		22",49		17",59		20",75	
		+11",24		+15",09		+6",15		+8",68
6/9/41	52",40		37",58		23",74		29",43	
		−12",27		−18",75		—		−9",85
3/2/43	40",13		18",83		—		19",58	

Les Δ montrent un mouvement relatif des naissances ($A_2 \widehat{P} A_3$, $B_2 \widehat{P} B_3$, fig. 1) et des culées ($A_1 \widehat{P} A_4$, $B_1 \widehat{P} B_4$) qui se rapprochent en passant de l'été à l'hiver et s'éloignent dans le sens inverse. Le phénomène, en concordance avec la variation de température, a un caractère périodique régulier qui révèle l'élasticité de l'ensemble arche-culées-sol.

Les angles concernant les cordes supérieures ont des variations plus grandes que celles des angles inférieurs, d'où l'on déduit qu'il y a, à la fois, déplacement horizontal et rotation.

Ayant aussi mesuré les variations angulaires entre les repères superposés, on a obtenu par de simples calculs les rotations des verticales du Tableau VIII, dans lequel le signe – indique une rotation du côté du fleuve.

Tableau VIII. Rotation des verticales

Cycles	$A_1 B_1$	$A_2 B_2$	$A_3 B_3$	$A_4 B_4$
13/8/40 – 25/2/41	– 2'05"	– 0'52"	– 2'27"	– 1'10"
25/2/41 – 6/9/41	+ 0'55"	+ 0'09"	+ 2'09"	+ 1'17"
6/9/41 – 3/2/43	—	– 1'10"	– 2'27"	—

On observe que la culée de la rive gauche a des rotations plus fortes et plus régulières que l'autre. On observe aussi que les rotations de la verticale interne ($A_3 B_3$) ont une valeur double de celles de la verticale externe ($A_4 B_4$); on peut attribuer celà à la «respiration» des lésions en concordance avec la rupture des jalons de rive gauche dont il a été parlé. Pour juger du degré de régularité du phénomène, il ne faut pas oublier que les mouvements mesurés sont dûs à plusieurs causes physiques simultanées, dont l'influence peut varier d'un cycle à l'autre: température, régime des eaux, fonctionnement des lésions.

D'autres observations sont en cours depuis 1946, de même que les nivellements dont nous avons parlé; mais les conséquences de la crue exceptionnelle du 6 Février 1947, qui ne paraissent presque effacées que dans le dernier cycle, ne nous permettent pas encore de tirer des conclusions.

8. A cause des déplacements des culées, *la poussée due à la température* doit être inférieure à celle de l'arc parfaitement encastré.

Pour avoir une idée de la mesure de cette réduction, nous disposons des variations angulaires Δ et de la variation de flèche δ_c; ces grandeurs observées peuvent être déterminées dans le calcul élastique qui a déjà donné des résultats conforme aux épreuves de charge.

Les variations angulaires Δ du Tableau VII ne peuvent pas se traduire directement en variations linéaires des cordes, à cause de l'excentricité du point de station: il faut établir une hypothèse sur le rapport entre les déplacements des extrêmes d'une corde quelconque.

Nous essayons ici trois hypothèses sur la corde $B_1 B_4$:

a) $\delta B_1 = \delta B_4$ (déplacements linéaires égaux et opposés), hypothèse moyenne;
b) $\delta B_1 = 0$ } hypothèses extrêmes qui nous intéressent pour évaluer la
c) $\delta B_4 = 0$ } grandeur de l'écart par rapport à la première.

Les variations de longueur $\Delta A_2 A_3$, $\Delta B_2 B_3$ (fig. 12) placées dans le système

$$\Delta A_2 A_3 = 2 c \alpha \Delta t^0 - 2 \cdot J_{xu}^{AC} + 2 \mu S_u^{AC}$$
$$\Delta B_2 B_3 = 2 c \alpha \Delta t^0 - 2 \cdot J_{xv}^{BC} + 2 \mu S_v^{BC}$$

donnent les réactions X, μ au baricentre élastique qui, par conséquent, sont indépendantes de la réaction Y et du déplacement vertical relatif des naissances.

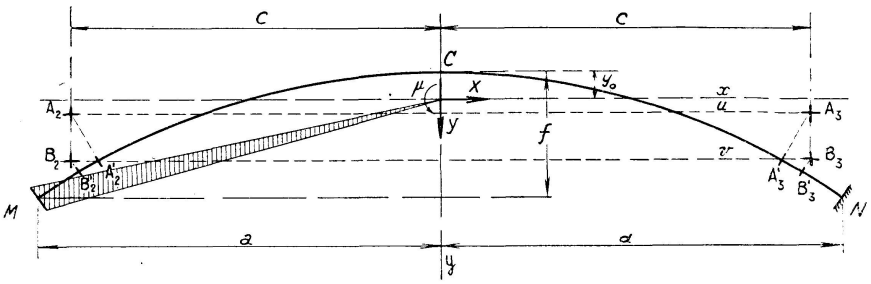

Fig. 12

Tableau IX

hypothèses		a)	b)	c)
$\Delta A_2 A_3$	mm	11,6	10,4	14,1
$\Delta B_2 B_3$	mm	6,6	5,6	9,2
$X \times \frac{10^4}{E}$	m²	1,2278	1,5364	0,6042
$\mu \times \frac{10^4}{E}$	m³	0,3887	0,3603	0,3991
$e = \frac{\mu}{x}$	m	0,32	0,23	0,62
$\gamma_N \times 10^4$	rad	6,4018	6,2952	6,6377
Y/X		0,040	0,034	0,085
$X/\bar{X}$		0,32	0,40	0,16
δ_c	mm	32,5	35,3	25,0

nivellements: $\delta_c \cong 29$ mm
arc encastré: $\delta_c = 51$ mm

On a adopté pour les variations $\Delta A_2 A_3$, $\Delta B_2 B_3$ (Tableau IX), dans chaque hypothèse, les valeurs moyennes des trois cycles et pour Δt^0 la valeur moyenne 17 °C.

Si l'on admet que le déplacement vertical relatif des naissances Δy est nul, la réaction Y est donnée par

$$\Delta y = 0 = 2\,Y\,J_y^{CN} + 2\,\mu\,a\,W^{CN} - 2\,a\,\gamma_N$$

où γ_N est la rotation de la section à la naissance N. (γ_N peut s'exprimer en fonction de la rotation de la verticale $A_3 B_3$ et des réactions X, μ, Y qui déforment la partie $A'_3 N$ de l'arche).

La supposition que le déplacement vertical Δy entre les naissances est nul se justifie par le fait que, dans les nivellements, on a mesuré des variations de cotes Δ presque égales pour les points 1 et 5; au contraire, si on voulait par exemple annuler la réaction Y par un mouvement vertical des naissances, le calcul donnerait un Δy d'environ 13 mm.

On peut enfin calculer le déplacement de la clef:

$$\delta_c = f\,a\,\Delta t^0 + X\,J_{xy}^{CN} - Y\,J_y^{CN} - \mu\,S_y^{CN} + \gamma_N\,a$$

Si l'arc était *parfaitement encastré*, pour une variation de température de 17 °C, on aurait une poussée $\overline{X} = 3{,}8722 \cdot 10^{-4}\,E$ (où le multiplicateur de E est en m²) et un déplacement $\bar{\delta}_c = 51$ mm.

Le Tableau IX donne les valeurs numériques des grandeurs calculées dans les trois hypothèses et le rapport entre la poussée calculée et la poussée théorique.

La grandeur du δ_c calculé à partir des observations trigonométriques est bien un paramètre efficace puisqu'il est *indépendant du module d'Young*: or, si l'on compare le chiffre presque constant de δ_c mesuré dans plusieurs nivellements avec les trois valeurs présentées dans le Tableau IX, on peut affirmer que le comportement du pont dans les cycles observés ne doit pas trop s'éloigner de l'hypothèse moyenne a.

9. *En conclusion*, les résultats des essais relatés démontrent, après bientôt quarante ans de service et sous des charges certainement supérieures aux charges du projet, la parfaite stabilité de cet ouvrage.

Les flèches provoquées par la surcharge mobile sont élastiques et correspondent aux flèches calculées avec un module égal à 80 % – 90 % du module des éprouvettes.

Au contraire, dans l'estimation des contraintes et des déformations dues à la variation de température, on ne peut pas négliger les déplacements des culées: dans ce cas, c'est l'ensemble arche-culées-sol qui présente un comportement élastique.

Dans la période étudiée, la poussée thermique paraît se situer entre 25 % et 35 % de celle qu'on obtiendrait si les culées étaient rigides et elle paraît descendre à près de 40 cm au-dessous du baricentre élastique.

Résumé

Les essais effectués concernent:

a) Epreuves de charge.
b) Mesure des déformations causées par les fluctuations diurnes et annuelles de température.

On constate la bonne stabilité de l'ouvrage et son comportement élastique.

Le calcul permet d'évaluer la chute de poussée résultant des déplacements des culées relevés par les observations b).

Zusammenfassung

Die ausgeführten Versuche beziehen sich auf:

a) Belastungsproben.
b) Messung der durch die täglichen und jährlichen Temperaturschwankungen verursachten Deformationen.

Als Hauptergebnis folgt die gute Stabilität und das elastische Verhalten des Bauwerkes.

Durch die Berechnung kann die Verminderung des Schubes, der sich aus der Verschiebung der Widerlager gemäß der unter b) gemachten Beobachtungen ergibt, bewertet werden.

Summary

The investigations made refer to:

a) Loading tests.
b) Measuring the deformations caused by the daily and annual fluctuations of temperature.

The results of the tests showed good stability and elastic behaviour of the structure.

By calculation, the reduction of the horizontal thrust which results from the displacing of the abutments according to the observations made under b), can be evaluated.

Leere Seite
Blank page
Page vide