

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: Ib: Function and use of model tests

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 21.12.2024

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

The Use of Model Analysis and Testing in Bridge Design*Application des essais sur modèles à l'étude des ponts**Über die Anwendung von Modellversuchen zur Bemessung von Brücken*

R. E. ROWE

M. A., A. M. I. C. E., A. M. I. Struct. E.

Great Britain

B. C. BEST

B. Sc.

Introduction

Model testing techniques have been employed in research into the structural behaviour of bridges for some considerable time and, in particular, have been used by the Cement and Concrete Association in virtually all its research on this subject. In recent years attention has been paid to the application of model testing as a logical and economical aid to design, being used either to verify assumptions made in a formal analysis or, where no such analysis is possible, to supply the fundamental design data.

This paper describes briefly three model tests on bridge structures which indicate the usefulness of model testing as a design aid with reference to the entire range of structural behaviour. Two of these tests were aimed at studying the elastic behaviour of the bridge superstructures and the third was concerned essentially with the ultimate load behaviour having regard to the proposed method of construction.

Huntley's Point Overpass, Australia [1]

This overpass forms part of the complex of roads associated with the Gladesville Bridge scheme and was designed by G. Maunsell and Partners. It is a prestressed concrete bridge with a multi-cell, varying section hollow spine beam and cantilevering deck slab; in plan the bridge is curved to a radius of 350 ft. along its centre-line. The main span of 165 ft. is a propped cantilever which has an anchor span of 57 ft.; the remaining spans are all of 80 ft. and form a continuous beam. At each support, two bearings are provided on a single column.

The design required the cantilever and anchor spans to be constructed first and then the reactions adjusted by jacking, to reduce certain critical bending moments in the completed structure, before the remaining spans are built and made continuous with the cantilever span; thus the main span is a propped cantilever for the live load and only a portion of the dead load. The information

required to complete the design was (1) the self weight deflexions and reactions during the first stage of the construction; (2) the change in the reactions and deflexions caused by jacking or tying down at various supports; and (3) the live load influence lines for deflexion and reaction in the completed structure.

To provide the above information a Perspex model to a $1/48$ th scale was constructed of three spans as shown in Fig. 1; in this figure AB is the anchor

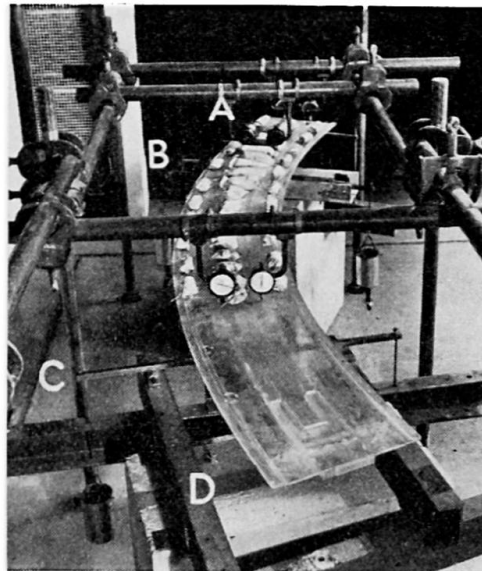


Fig. 1. Huntley's Point Overpass — Model showing application of simulated self weight.

span, BC the main span and CD the first of the series of 80 ft. spans. Perspex was chosen as the model material because information was required only on deflexions and reactions, which are not sensitive to the value of Poisson's ratio, and the scale could be considerably reduced. At support A the model was tied to the reaction frame through threaded rods which could be replaced by tins of lead shot when recording the tie down forces; at B ball supports were provided for most tests these giving the required freedom to rotate but fixing the model in a horizontal direction; at C two lever supports were provided acting on the model through push rods thus enabling lateral movement to take place and adjustable supports for the levers enabled a rigid support condition to be attained when required.

In the tests, the self weight of the structure was simulated by the use of small bags of lead shot as shown in Fig. 1; these were arranged to give the correct distribution of self weight and deflexions of sufficient magnitude for accurate measurement. When the deflexion distribution was being determined, 0.0001 in. dial gauges were placed at five points across the width of the model at selected transverse sections. The reactions due to the self weight were simply determined by adjusting the reactions being weighed until the positions of the six points of support were the same as those prior to the application of the self weight.

In the tests to study the effect of live load a point load of 4 kg was applied at points lying on selected transverse sections and on six longitudinal sections; these were the centrelines of the edge beams (lines *a* and *b*) sections 2 ft. from edge beams (lines 1 and 4) and above the external webs of the spine beams (lines 2 and 3). Deflexion and reaction influence lines were found in a similar manner to those in the self weight tests. A typical reaction influence line, as found from the model, is given in Fig. 2.

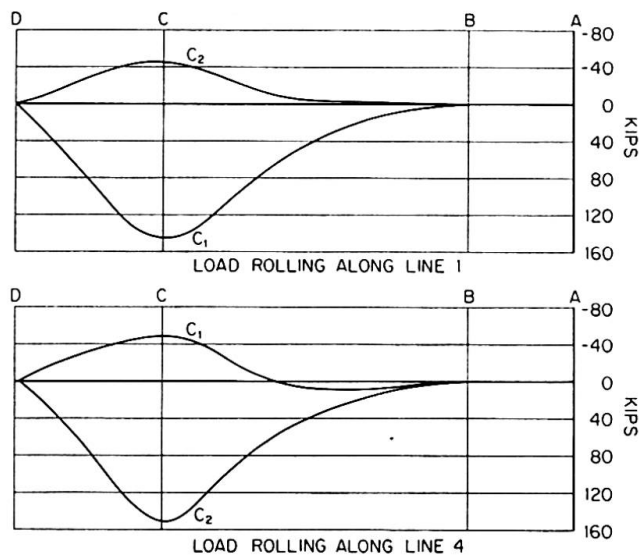


Fig. 2. Huntley's Point Overpass — Influence lines for reaction C1 and C2 due to point loading of 100 Kips.

Cumberland Basin Slab, Bristol [2]

The bridge is part of a complex intersection of elevated roads, and is formed of a 24 in. thick, continuous reinforced concrete slab with edge thickening. The slab is supported by uniform section columns in lines of three across its width; the arrangement of columns to allow a road to pass underneath, at a considerable angle of skew, is shown in Fig. 3. The information required by the designers (Freeman, Fox and Partners) concerns the slab stresses and

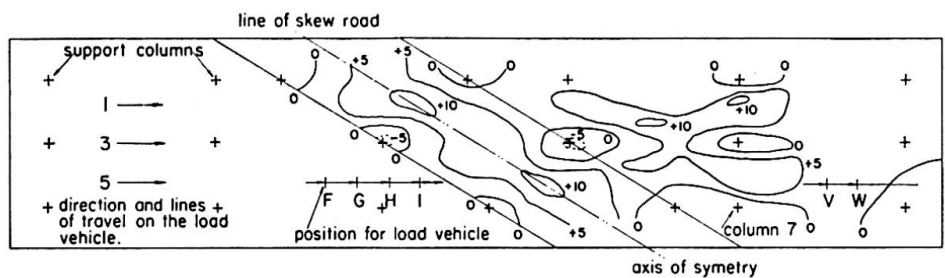


Fig. 3. Cumberland Basin Slab — Transverse strain contours due to uniform loading.

column reactions under the action of uniform load and *HB* loading (a 180 ton, 16 wheeled vehicle). The model was made of concrete to ensure a similar value of Poisson's ratio to that in the actual structure since this ratio affects the distribution of load very considerably. The model was 120 in. long, 27 in. wide and 1 in. thick and was uniformly prestressed in two directions to allow larger strains (which are easier to measure) in the concrete without cracking and consequent loss of stiffness. It is thought that, up to working load on the actual structure, the behaviour of the reinforced structure will approximate closely to that of a prestressed slab since the fairly low value of stress (18,000 lb./in.²) which is allowed in the reinforcement will give rise to only small cracks and little loss of stiffness will result.

The supports for the columns of the model were formed of small, but stiff, load cells for measuring the reactions, and 38 rosettes of electrical resistance strain gauges were attached to the surface of the slab. The strain gauge readings were obtained with a 100 channel digital recorder producing punched paper tape enabling the readings to be processed directly on a Ferranti "Sirius" computer. The speed with which the results were obtained was considerably increased by this means and as a result over 250,000 readings from 20 reactions and 38 rosettes for uniform loading, 54 vehicle positions and 36 individual point loadings were obtained in 15 weeks.

Fig. 3 shows the contour lines for transverse stress (in units of 100 lb./in.²) caused by a uniform load of 1250 lb./ft.². These figures would also apply to the actual structure. The transverse stresses were generally the critical stresses for point and vehicle loadings. Fig. 4 shows the influence line for the reaction on column 7 (see Fig. 3) due to a 4000 lb. vehicle load moving down each edge and the centre of the road-way.

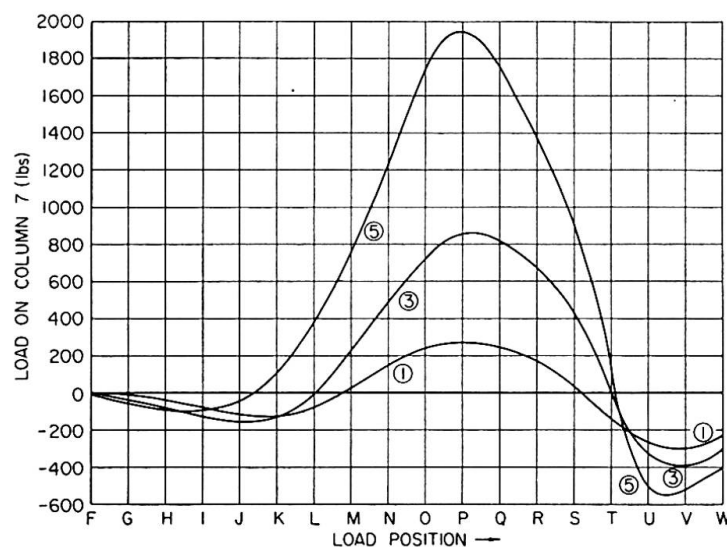


Fig. 4. Cumberland Basin Slab — Reaction on column 7 for vehicle loading.

Hammersmith Flyover, London [3, 4]

This bridge is an elevated road, carrying four traffic lanes, over a total length of 2,054 ft. with the majority of the spans being 140 ft.; the structure is comprised of a varying section hollow box spine beam, precast in 8 ft. 6 in. sections, and precast cantilever diaphragm units 12 in. thick, which are jointed together and post-tensioned to form two beams continuous over 1,237 ft. and 817 ft. with an expansion joint between them. Precast reinforced concrete slabs span between the cantilever arms of the diaphragms and these are connected by in situ reinforced concrete edge beams and joints over the diaphragms and with the spine beams.

In the design, the consulting engineers, G. Maunsell and Partners, wished to check the ultimate load characteristics of the main structural member, the spine beam, at an intermediate support under the required condition of combined bending, torsion and shear and, in particular, to study the behaviour of the jointed structure under these conditions. A model in reinforced and prestressed micro-concrete or mortar was considered to be the only means of obtaining this information.

A model to a $1/12$ th scale was built using the precast reinforced concrete units shown in Fig. 5; it consisted of an in situ reinforced concrete column and

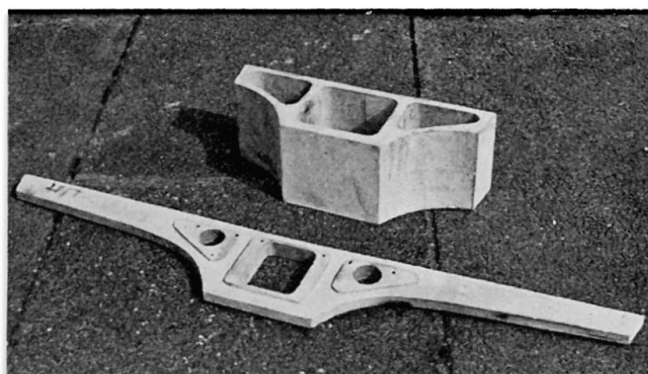


Fig. 5. Hammersmith Flyover — Basic units used in construction of model.

column head on both sides of which were jointed two spine beam units, two diaphragms and two further solid spine beam units thus forming a balanced cantilever system. The joints in the model were $1/4$ in. wide and were made with a dry packed mortar; when these had attained the required strength the balanced cantilever was post-tensioned to scale. It should be noted that only the critical section adjacent to the column was reproduced in the model and that the quality of the micro-concrete was the same as that of the concrete to be used in the actual structure.

In the tests two loading conditions were considered; these were:

- (1) a load factor of 1.5 on dead load, a load factor of 2.5 on the live load in two traffic lanes and 1.0 factor on that in the remaining lanes; and

(2) a load factor of 1.5 on dead load and a load factor of 2.5 on the live load in the two traffic lanes on one side of the spine beam, the remaining lanes being unloaded.

Loading was applied by two jacks in increments of one ton to a maximum load of 7 tons, the required ultimate load for condition (1) being 6.81 tons. Cracking became apparent at a load of 5 tons and consisted of bending and torsion cracks in the units with some rotational movement in the joints adjacent to the column head. At 7 tons the torsion cracks had penetrated into the column head itself. The load was removed and re-applied with no worsening of the cracking.

The loading condition (2) was then applied to failure; a maximum load of 5.9 tons was attained at which load crushing of column head, under the combined stresses, occurred. The critical section at failure is shown in Fig. 6; the rotational permanent set shown in the figure was about 5 degrees.

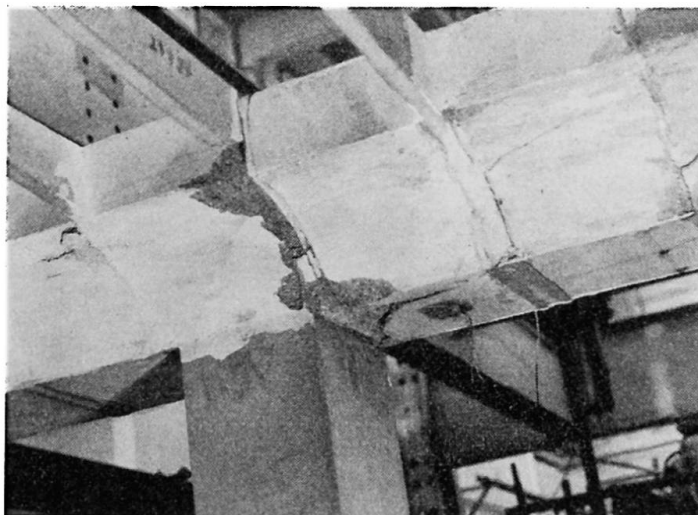


Fig. 6. Hammersmith Flyover — Detail of Failure.

This model test showed the adequacy of the structure from an ultimate load point of view and also gave information on the stress distribution in the spine beam units prior to cracking which confirmed the relaxation approach used in assessing the torsional stresses.

Conclusions

Model analysis and testing, although an established technique in many engineering fields, has not been employed widely in bridge design. Its usefulness as a design aid is clearly illustrated by the, necessarily brief, descriptions given in this paper of model tests relevant to three specific bridges. In these, the model tests gave only a part of the data necessary for the designs to be

completed; in future applications it is likely that model testing will be used to provide all or nearly all of the necessary data, particularly in the more complex bridge structures where no rigorous analysis is possible and an approximate analysis can, at best, give only an indication of the true behaviour.

References

1. A. T. DAWSON and J. B. READ: "Tests on a Model of Huntley's Point Overpass." Cement and Concrete Association Unpublished Test Memorandum.
2. B. C. BEST and R. WEST: "Tests on a Continuous Skew Slab Bridge Supported on Columns." Cement and Concrete Association Technical Report to be published.
3. Sir J. RAWLINSON and P. F. STOTT: "The Hammersmith Flyover." Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 23, December 1962, pp. 565—600.
4. R. E. ROWE, R. P. M. GARDNER and J. REEVES: "Tests on a Model of a Section of the Hammersmith Flyover." Cement and Concrete Association. Unpublished Test Memorandum 1959.

Summary

Tests on models of three bridge designs are briefly described; the material and scale of the models were selected having regard to the information required from the model test. These tests illustrate some of the uses of models as a design aid in obtaining information concerning the elastic and ultimate load behaviour of bridge structures which cannot be obtained by analytical procedures.

Résumé

Les auteurs décrivent brièvement des essais effectués sur les maquettes de trois projets de ponts; on avait choisi le matériau et l'échelle de ces maquettes en fonction des renseignements que l'on désirait en obtenir. Ces essais illustrent quelques-unes des utilisations des maquettes comme instrument d'étude permettant d'obtenir des informations sur le comportement des ponts sous les charges de service et celles de rupture, informations que ne sauraient donner des méthodes analytiques.

Zusammenfassung

Es werden Modellversuche für drei verschiedene Brücken kurz beschrieben; Modellmaterial und Maßstab wurden jeweils den vom Modellversuch verlangten Aufschlüssen angepaßt. Diese Untersuchungen zeigen, wie auf dem Wege des Modellversuchs in Fällen, die sich ihrer Kompliziertheit wegen einer analytischen Behandlung entziehen, sowohl das (elastische) Verhalten unter den Gebrauchslasten als auch das Verhalten im Bruchzustand untersucht werden kann.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ib2

Model Tests on a Box Girder Bridge

Essais sur modèle réduit d'un pont à poutre en caisson

Modellversuche einer Brücke mit Kastenträger

VOJTĚCH MICHÁLEK

VLADIMÍR BŘEZINA

Prague

1. Spatial Deformation of the Box Girder

The bridge of prestressed concrete, which was represented by our model, is a continuous five-span bridge ($68,25 + 115,50 + 115,50 + 115,50 + 68,25 = 483,00$ m). Its horizontal member is a box-girder with a highly variable cross-section (fig. 1). It is simply supported at both ends, whilst rigidly joined

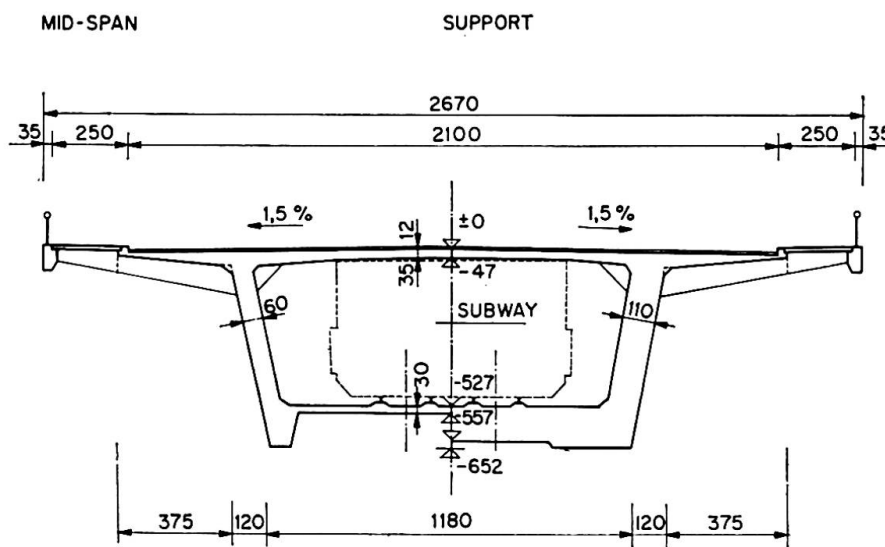


Fig. 1. Cross-section of the bridge.

to four intermediate pillars, each of which is divided into four oblique stations (see detail of model, fig. 4). As the interior of the box-girder must be left free for tram traffic, the entire length of the girder is without diaphragms or stiffening frames.

Mainly for this reason it was necessary to study thoroughly the spatial behavior of the bridge under a live load, especially if unsymmetrical with respect to the longitudinal axis of the bridge, or under the wind force. This spatial deformation and the corresponding pattern of stresses may be obtained by superposing two stages:

A. The box-girder is regarded as a system of plates of variable thickness, whose longitudinal nodal edges a, b, c, d (fig. 2) are, for this first stage, supported so that they are not displaced under load, and consequently the angles of all four plates remain unchanged. But from the deformation of the plates of which the girder is composed we may compute only their internal forces at this stage—bending moments m_{x_0}, m_{y_0} , twisting moments m_{xy_0} and shear forces t_{x_0}, t_{y_0} .

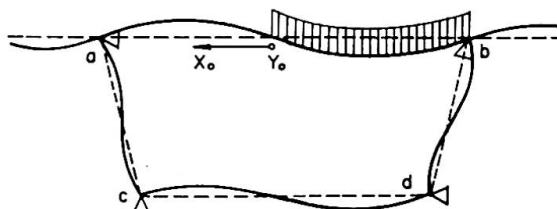


Fig. 2. Deformation of the cross-section at stage A.

B. Now let us remove the fictitious supports at the nodal edges, i. e., allow for their displacements under load, and replace the entire load by an equivalent system of reactive forces in the planes of the four plates forming the girder. We then come to the second stage, which was the main subject of our investigation, namely the spatial deformation of the box-girder behaving as a box-section beam with a deformable cross-section subjected to bending and torsion. We dealt theoretically with the problem by using the variational method derived by V. Z. VLASOV in his book *Strojitel'naja mehanika tonkostennykh prostranstvennykh sistem* (Gosstrojizdat, Moscow, 1955) and also obtained some numerical results by the use of an ELLIOT 803 digital computer.

The principle of this method should be indicated here, because we used it for further interpretation of the experimental results.

The general displacement of the cross-section of the box girder may be represented by four components:

1. Translation in the direction of the axis of symmetry Y (fig. 3 a);
2. or in direction of the other principal axis X (fig. 3 b);
3. rotation (fig. 3 c) and
4. distortion of the cross-section (fig. 3 d), when the angles of the four component plates change, whereas for the preceding three components of the general displacement the cross-section remains undistorted.

Analogically we have four components of the general longitudinal displacement in the direction of the bridge axis Z and consequently a similar pattern for the resulting normal stress (which, at this stage, is constant through the entire thickness of the plates):

1. Bending in the plane of symmetry YZ , when the cross-section rotates around the axis X and the normal stresses result in the bending moment M_x (fig. 3 e).

2. Bending in the other principal plane XZ , when the cross-section rotates around the axis Y and the normal stresses result in the bending moment M_y (fig. 3f).
3. Torsion, when the cross-section warps out of the plane and the normal stresses result in a warping moment-bimoment (fig. 3g).
4. Axial deformation, when the cross-section is simply translated along the bridge axis Z and the corresponding normal stresses result in the axial force N (fig. 3h).

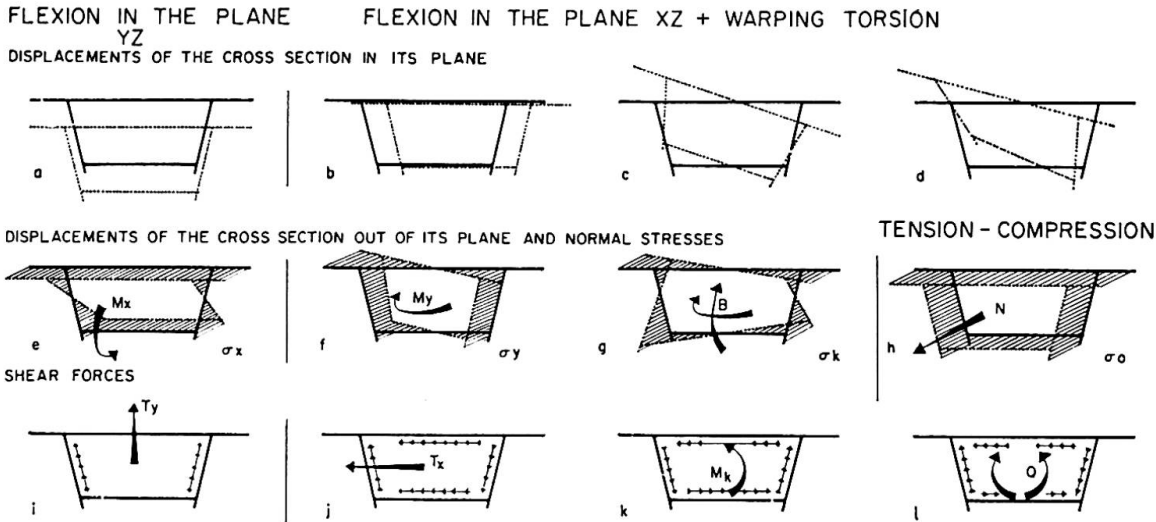


Fig. 3. Displacements and internal forces of the cross-section at stage B.

For the three components given under 1, 2 and 4 the cross-section remains plane.

Finally, the shear flow, in general, may also be obtained by superposing the following four components:

1. Shear flow resulting in the shearing force T_y corresponding to the bending in the plane YZ (fig. 3i).
2. Shear flow resulting in the shearing force T_x corresponding to the bending in the plane XZ (fig. 3j).
3. Shear flow giving a torsional moment M_k (fig. 3k).
4. Shear flow causing distortion of the cross-section and giving a transverse distorting moment Q (fig. 3l).

As the cross-section of the bridge has one axis of the symmetry — the vertical axis Y , only the bending in this vertical plane can occur independently (in addition, of course, to the axial deformation caused by force N , see fig. 3h), while the bending in the other principal plane XZ and the torsion accompanied by the distortion of the cross-section occur only simultaneously. This interaction is strongly influenced by the variability of the cross-section, whose centre of gravity, but especially its centre of torsion, changes its position considerably in different sections of the bridge.

2. Model Tests

The model was designed on the scale 1 : 50 and represents the prototype in all details. The bearings of the piers were arranged so that they had the same elasticity as the base, for which this value was obtained from the tests in the field.

The model was constructed of PVC-N plastic (hard polyvinyl-chloride) with a modulus of elasticity $E = 34850 \text{ kg/cm}^2$ — the deviation of this value was 4.8 p. c. —, a Poisson's ratio $\nu = 0.365$ and a tensile strength of about 620 kg/cm^2 . The greatest specific elongation observed during the tests on the model was about 1.5‰ for the stress 52 kg/cm^2 , i. e., less than $1/10$ of the tensile strength and less than $1/5$ of the proportional limit. The creep and non-homogeneity of the material were studied during the preliminary tests, which had shown that it was possible to neglect them during the testing.

All the tests were carried out in a fully air-conditioned room with a constant temperature of 24°C and a relative humidity of 65 p. c. The strains were measured by means of strain gauges (120 Ohm, product of Mikrotechna ČSSR), either simple (500 pcs) or 45° strain rosettes (200 pcs). In all the cross-sections of type A 8 simple strain gauges and 16 rosettes were fixed, in cross-sections of type B 5 simple strain gauges and 9 rosettes were applied. The arrangement of the cross-sections investigated and of the position of loading on the model is evident from fig. 4a. The specific elongations were recorded by an automatic Baldwin apparatus. The displacement of the model was measured by means of the usual mechanical dial gauges.

3. Test Results

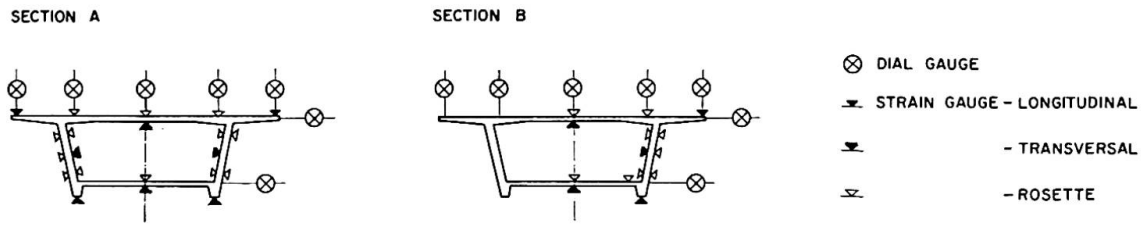
Thirty-six different positions of uniformly distributed load and concentrated load applied to the roadway were studied. The values of the loads were determined by the Čs. Standard 73 6202. The analysis was made only for the static loads.

We show in this paper the deformations of the construction and its stresses due to the uniformly distributed load on one longitudinal half of the roadway in all spans of the bridge (load 1) or due to the uniformly distributed load on one longitudinal half of the roadway in the spans 1, 3, 5, and on the other half in the spans 2, 4 (load 2). All other data correspond to the actual construction.

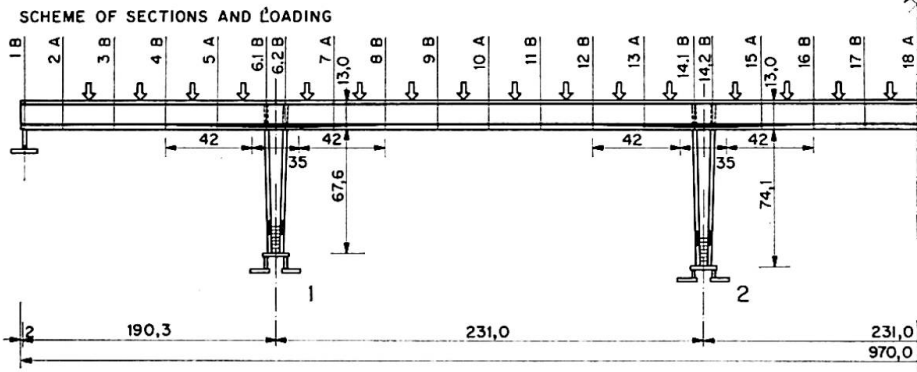
In the fig. 4b may be seen the vertical deflections v and horizontal deflections u due to the loads (1) and (2). The deflections are defined by the following relationships using the notation in fig. 6.

$$v = \frac{v(A) + v(D)}{2}, \quad u = \frac{u(A) + u(B)}{2}.$$

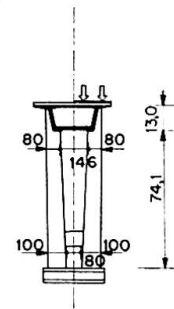
POSITION OF STRAIN AND DIAL GAUGES IN CROSS SECTIONS



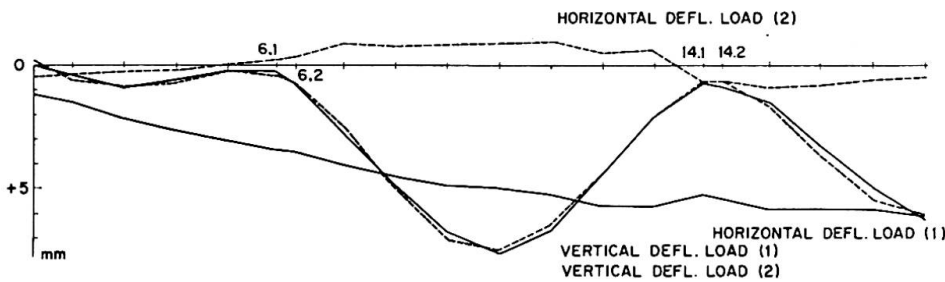
MODEL - LONGITUDINAL SECTION



CROSS SECTION



VERTICAL AND HORIZONTAL DEFLECTIONS



ROTATION OF BRIDGE FLOOR AND DISTORTION OF THE SECTIONS

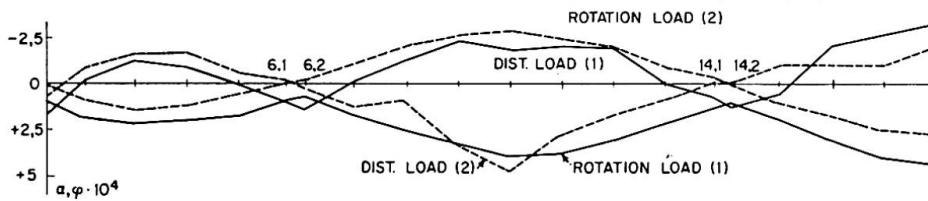


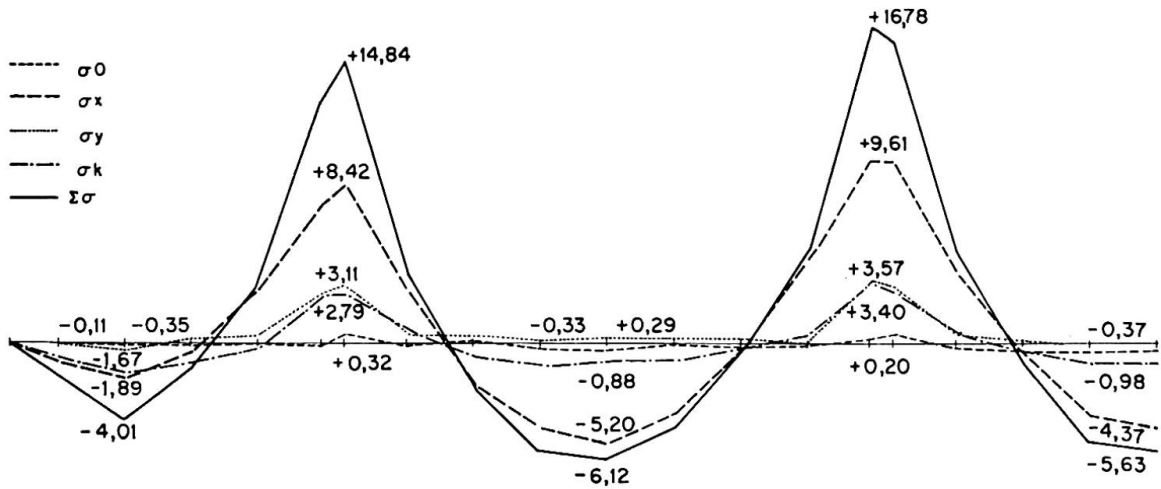
Fig. 4. Diagram of model and deformations of the box girder.

The vertical deflections in the plane YZ are nearly the same for both cases of loading, but the horizontal deflections u and also the rotation α of the bridge deck and the distortion γ_{xy} of the sections caused by warping torsion are quite different. The following formula define these deformations:

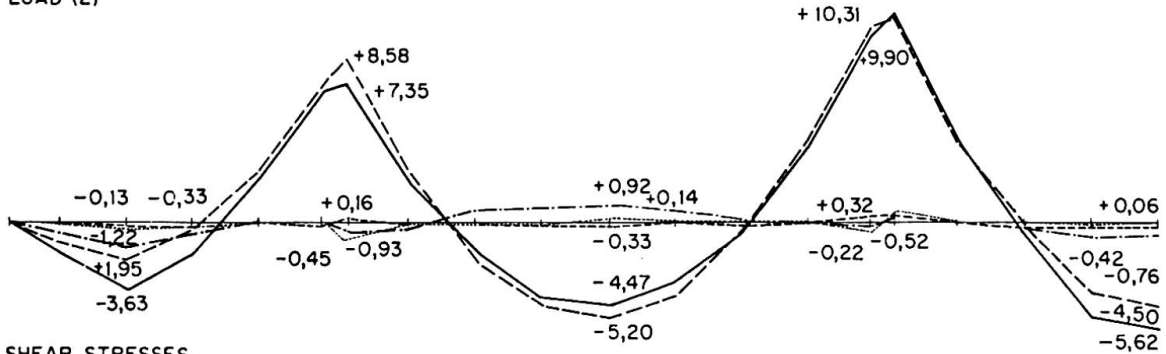
$$\alpha = \frac{v(A) + v(D)}{a}, \quad \beta = \frac{u(A) + u(B)}{h}, \quad \gamma_{xy} = \alpha + \beta.$$

NORMAL STRESSES

LOAD (1)



LOAD (2)



SHEAR STRESSES

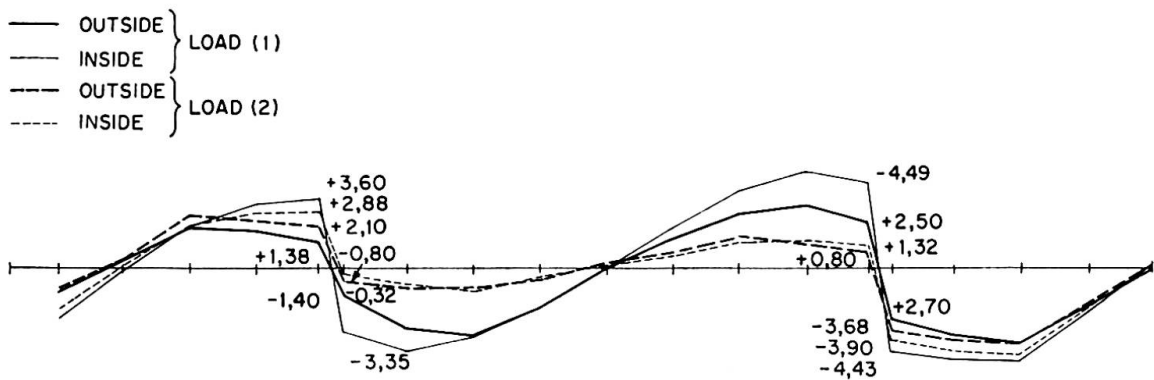


Fig. 5. Normal and shear stresses.

The box girder itself is deformed transversely, due to such loadings, over its entire length. Its deformations are influenced by the elastic supports.

The course of normal stresses in point A (corner of the box girder, see Fig. 6) due to loads (1) and (2) is shown in the Fig. 5, in which the stresses due to the above mentioned four components of the internal forces are also specified. While the courses of the stresses σ_0 due to the tension (compression)

and σ_x due to the moment M_x in the plane YZ are again nearly the same in both cases of loading, the effects of the moment M_y and of the warping moment B are different. In the case of load (1) the stresses σ_k due to the warping torsion are high near the supports, which is caused by the greater rigidity of the box girder in these parts. The stresses σ_k attain 88 p. c. of the stresses in section 3 and 33 p. c. of those in section 6.2. Shear stresses in the upper part of the oblique plates below the bridge deck are illustrated in fig. 5 in both cases of loading. The stresses on the external and internal surface are different, owing to the transverse stresses in the box girder. This difference may be considerable.

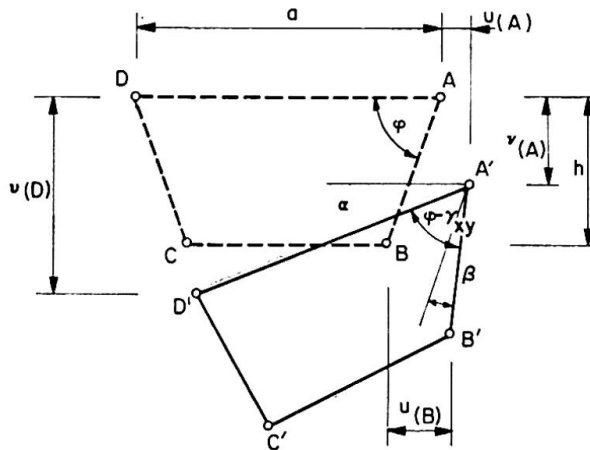


Fig. 6. Rotation and distortion of the cross-section.

Summary

A model representing a five-span bridge, with a 483 m long box-girder, to a scale of 1:50 was constructed of PVC-N plastic (hard polyvinylchloride). Its spatial behavior was investigated under 36 different loadings, i. e., bending in both principal planes, torsion and distortion of the cross-section. From the experimental results all the displacements and internal forces, both normal and shearing, were analysed by resolution into four components according to Vlasov's general method for similar problems.

Résumé

Le modèle examiné, fait en matière plastique PVC-N (chlorure polyvinyle dur) était une réduction 1:50 d'un pont à cinq travées de 483 m de longueur, avec une poutre en caisson. On a étudié son comportement sous 36 cas de chargement, c'est-à-dire la flexion dans les deux plans principaux, la torsion et le gauchissement de la section, qui n'était pas raidie. Tous les

déplacements, ainsi que les forces internes (normales et de cisaillement) étaient analysés en quatre composantes selon la méthode de Vlasov, la plus appropriée pour résoudre un tel problème en général.

Zusammenfassung

Zur Untersuchung einer Brücke mit 483 m langem Kastenträger wurde ein Modell aus Kunststoff PVC-N (Polyvinylchlorid hart) im Maßstab 1:50 gebaut. Seine räumliche Deformation, d. h. Biegung in beiden Hauptebenen, Drillbiegung, Querschnittswölbung und Verformung wurde untersucht, besonders deshalb, weil der Querschnitt des Kastenträgers unversteift war. Alle gemessenen Verschiebungen und inneren Kräfte (Normal- und Schubkräfte) wurden in vier Komponente zerlegt, der Idee einer Methode von Vlasov folgend.

Ib 3

Etude théorique et expérimentale d'une poutre en caisson asymétrique avec deux appendices

*Theoretische und experimentelle Untersuchung eines unsymmetrischen
Kastenträgers mit zwei Flanschen*

*Theoretical and Experimental Researches of an Asymmetrical Box
Girder with two Flanges*

R. DZIEWOLSKI

Ingénieur Docteur, Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Paris

I. Notations

x, y, z	coordonnées rectangulaires.
s	abscisse curviligne d'un point de l'arc.
A	section transversale.
$s_0 =$	$\oint \frac{ds}{e}$.
e	épaisseur des parois.
a, b	dimensions de la section transversale.
l	longueur de la poutre.
λ	distance entre les raidisseurs.
$\Omega = \oint r ds$	double de l'aire comprise à l'intérieur de la ligne médiane de la section fermée.
r	longueur de la perpendiculaire abaissée du centre de cisaillement sur la tangente au contour.
ϕ	surface sectorielle (surface de gauchissement) des profils fermés.
$S_{\phi c}$	moment sectoriel statique des profils fermés.
I_c	moment d'inertie polaire.
I_0	moment d'inertie à la torsion uniforme.
I_ϕ	moment sectoriel d'inertie des profils fermés.
ζ	coefficient de gauchissement.
k, n	coefficients entrant dans l'équation différentielle de torsion.
M	moment de torsion.
σ_z, σ_v	composantes normales des contraintes.
τ	contrainte de cisaillement.
$q = \tau e$	flux de cisaillement.
u, w, v	composantes des déplacements élémentaires.
$\alpha_{(z)}$	angle de torsion.
$f_{(z)}$	fonction de gauchissement.

E	module de Young.
G	module d'élasticité au cisaillement.
ν	coefficient de Poisson.
$E_1 =$	$\frac{E}{1-\nu^2}$.

2. Introduction

Au cours de ces 35 dernières années, le problème de torsion non uniforme des poutres en caisson a été traité par plusieurs auteurs (REISSNER, GRZEDZIELSKI, KARMAN et CHRISTENSEN, BESKIN, VLASSOV, BORNSCHEUER, BENSCOTER, DABROWSKI). Certains de ces auteurs ont élaboré une théorie approchée, basée sur l'hypothèse de l'indéformabilité du contour. Dans un premier développement de cette théorie [1] et [2], le gauchissement est supposé proportionnel à l'angle de torsion (comme dans le cas de la torsion uniforme). BENSCOTER [4] a modifié cette théorie en introduisant une «fonction de gauchissement». Deux équations différentielles lient cette fonction, l'angle de torsion et le moment de torsion. Dans cet exposé, nous avons appliqué la théorie de BENSCOTER aux profils doublement asymétriques composés d'éléments fermés et ouverts.

Les hypothèses de cette théorie sont les suivantes:

1. Le contour de la section transversale est indéformable.
2. Les contraintes normales longitudinales dues à la torsion sont réparties dans la section de la même façon que le gauchissement dans le cas de torsion uniforme.
3. Les tensions de cisaillement sont uniformément distribuées sur toute l'épaisseur de la paroi. Cette hypothèse peut être admise lorsque les dimensions de la pièce sont telles que:

$$\frac{e}{a} < 0,1; \quad \frac{a}{l} < 0,1.$$

3. Rappel de la théorie de torsion non uniforme des barres à parois minces et à profil composé

Conformément à l'hypothèse, le gauchissement de la section transversale sera déterminé par la formule:

$$u = -\phi \frac{df}{dz} \quad (1)$$

où ϕ est la surface sectorielle du profil fermé (surface de gauchissement) qui caractérise le gauchissement dans l'hypothèse de torsion uniforme.

$f_{(z)}$ = la fonction de gauchissement introduite par BENSCOTER (certains

auteurs assimilent la fonction de gauchissement à l'angle de torsion, ce qui est inexact dans le cas de torsion non uniforme).

Connaissant le gauchissement, nous pouvons déterminer la contrainte normale longitudinale:

$$\sigma_z = E_1 \frac{d u}{d z} = -E_1 \frac{d^2 f}{d z^2} \phi. \quad (2)$$

En intégrant l'équation d'équilibre de l'élément de surface $ds dz e$ d'un profil fermé, et en écrivant la condition d'équilibre des contraintes tangentielles autour du centre de cisaillement, on détermine le flux de cisaillement.

Pour la partie fermée du profil:

$$q = \frac{M}{\Omega} + E_1 \frac{d^3 f}{d z^3} S_{\phi c}. \quad (3)$$

Pour les appendices:

$$q = E_1 \frac{d^3 f}{d z^3} S_{\phi c}. \quad (4)$$

En utilisant la condition de continuité des déplacements longitudinaux au long du contour:

$$\oint \frac{\partial u}{\partial s} ds = 0 \quad (5)$$

et en tenant compte des équations:

$$\tau = G \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial s} \right) = G \left(\frac{\partial \alpha}{\partial z} r + \frac{\partial u}{\partial s} \right) \quad (6)$$

et
$$M = \int_A r \tau e ds. \quad (7)$$

Nous trouvons deux équations différentielles:

$$\frac{d \alpha}{d z} I_c - \frac{d f}{d z} \zeta = \frac{M}{G} \quad (8)$$

et
$$\frac{d^4 f}{d z^4} - k^2 \frac{d f^2}{d z^2} = -n \frac{d M}{d z} \quad (9)$$

où:
$$I_c = \int_A r^2 e ds; \quad k^2 = \frac{I_0}{I_\phi} \zeta \frac{1-\nu}{2}; \quad I_0 = \frac{\Omega^2}{s_0};$$

$$n = \frac{\zeta}{E_1 I_\phi}; \quad \zeta = 1 - \frac{I_0}{I_c}; \quad I_\phi = \int_A \phi^2 e ds.$$

La résolution du problème de torsion non uniforme des sections composées se conduit donc en deux étapes:

1. Calcul des caractéristiques géométriques de la section transversale (ϕ , $S_{\phi c}$, I_c , I_0 , I_ϕ , k , n).
2. Résolution de l'équation différentielle (9), calcul de la fonction de gauchissement f et de ses dérivées, calcul de l'angle de torsion α en fonction du chargement de la poutre et des conditions aux extrémités de la barre.

4. Vérification expérimentale

Pour vérifier la présente théorie et pour résoudre les problèmes de torsion rencontrés lors de la réalisation du complexe sidérurgique de Dunkerque, la Cie Française d'Entreprises a procédé à une série d'essais expérimentaux. Ces essais de torsion ont été effectués au Laboratoire de Mécanique de la Faculté des Sciences de Paris en novembre 1961 sous la direction de l'auteur¹). La poutre d'essai était une maquette simplifiée à l'échelle 1/5 d'une poutre de roulement destinée à supporter les charges de trois ponts roulants de 50 t circulant dans une des travées de la grosse tôlerie de l'Usine de Dunkerque.

La section du modèle est composée de deux âmes de 390×5 et de deux semelles de 163×10 soudées sur ces âmes, l'ensemble formant un caisson asymétrique avec deux appendices. Le caisson est raidi à l'intérieur et à l'extérieur par des raidisseurs en plat de 75×5 espacés de 400 mm, soudées sur les deux semelles et sur une âme. La longueur totale de la poutre est de 4200 mm, distance entre appuis 4000 mm.

Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson de l'acier utilisé ont été déterminés expérimentalement. Le schéma de la mise en charge est présenté sur la fig. 1.

Deux techniques complémentaires ont été employées pour l'étude des contraintes:

1. Méthode des vernis craquelants pour l'étude de leur répartition en surface.
2. Utilisation d'extensomètres électriques (jauges à 3 directions) pour leur mesure.

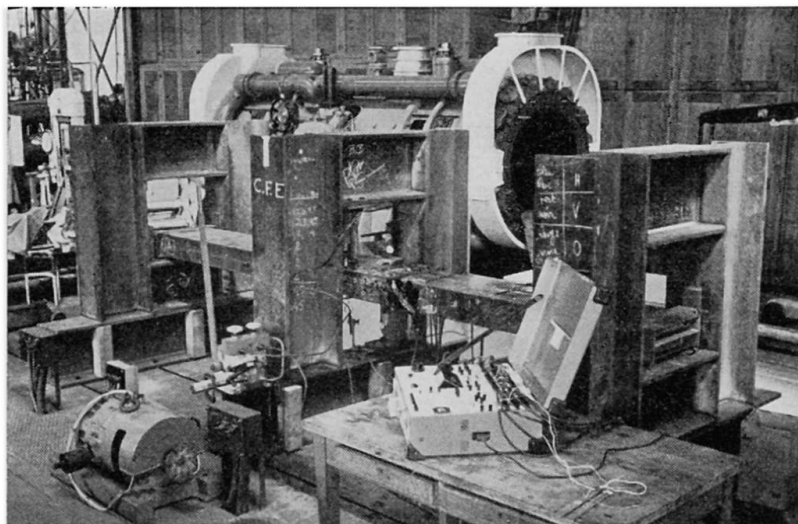


Fig. 1. Poutre en position d'essais

¹) Ces essais font partie d'une thèse d'Ingénieur Docteur présentée à la Faculté des Sciences de Paris par l'auteur.

La mesure des déformations a été réalisée à l'aide de comparateurs et de miroirs.

Le schéma du relevé des lignes isostatiques normales en chaque point à la direction de la contrainte de traction maximale est donné fig. 4. Les résultats des mesures extensométriques sont représentés sous la forme de graphiques de

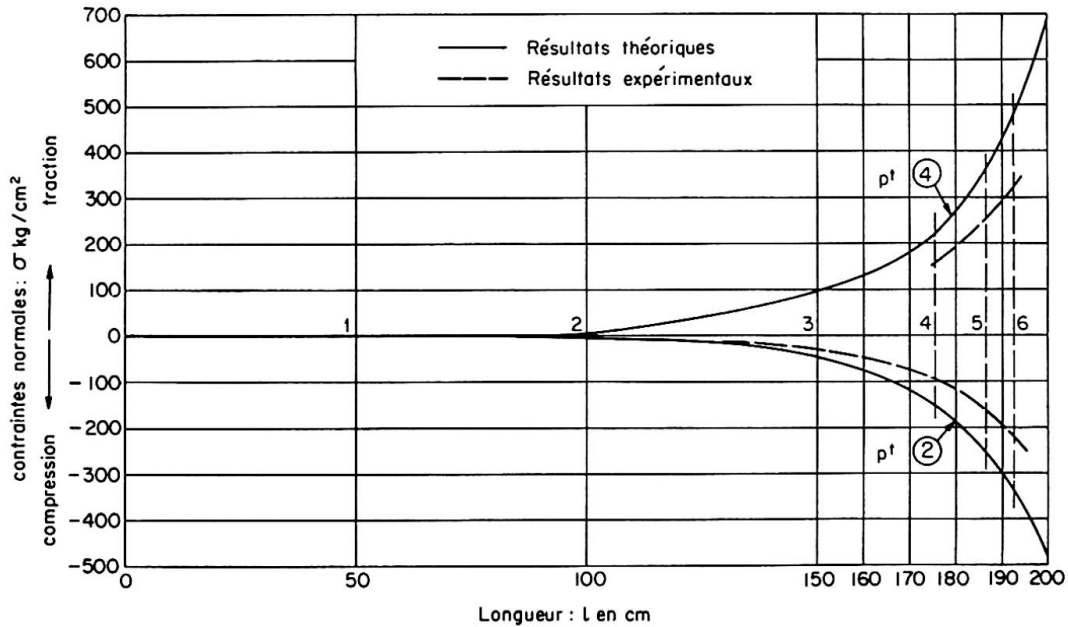


Fig. 2. Répartition des contraintes normales longitudinales le long de la poutre dans les points (2) et (4).

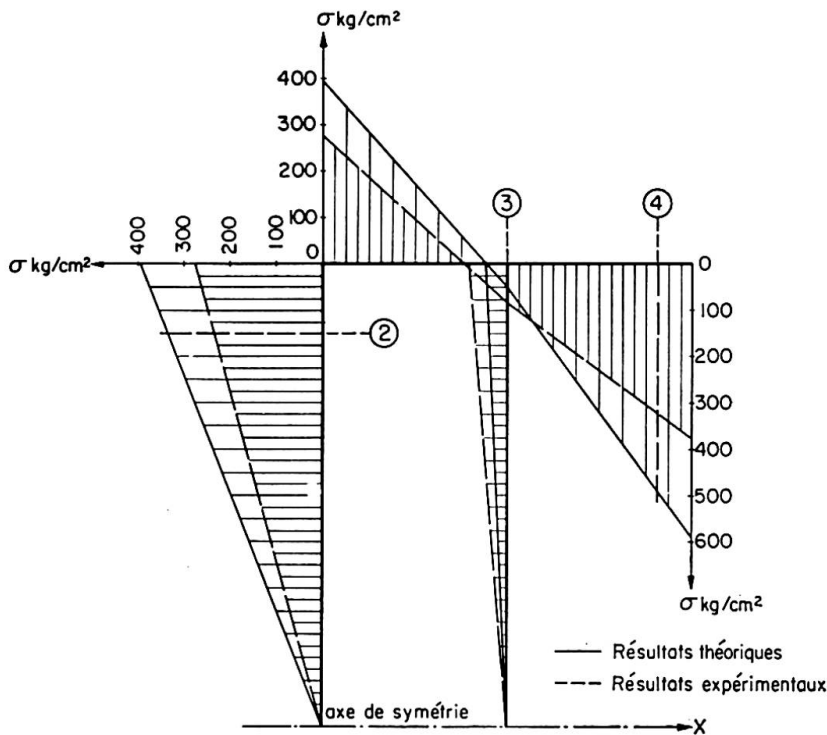


Fig. 3. Diagramme des contraintes normales longitudinales dans la section 6.

répartition des tensions normales longitudinales: la fig. 2 montre leur répartition le long de la pièce, la fig. 3 montre leur répartition dans la section transversale. On a reproduit sur les mêmes graphiques les courbes de répartition de ces contraintes obtenues par le calcul théorique. (Dans ce calcul, nous n'avons pas tenu compte de l'influence des diaphragmes et de la déformation des parois sur la résistance de la poutre à la torsion. Les valeurs des contraintes trouvées par le calcul seront donc supérieures aux valeurs réelles.)

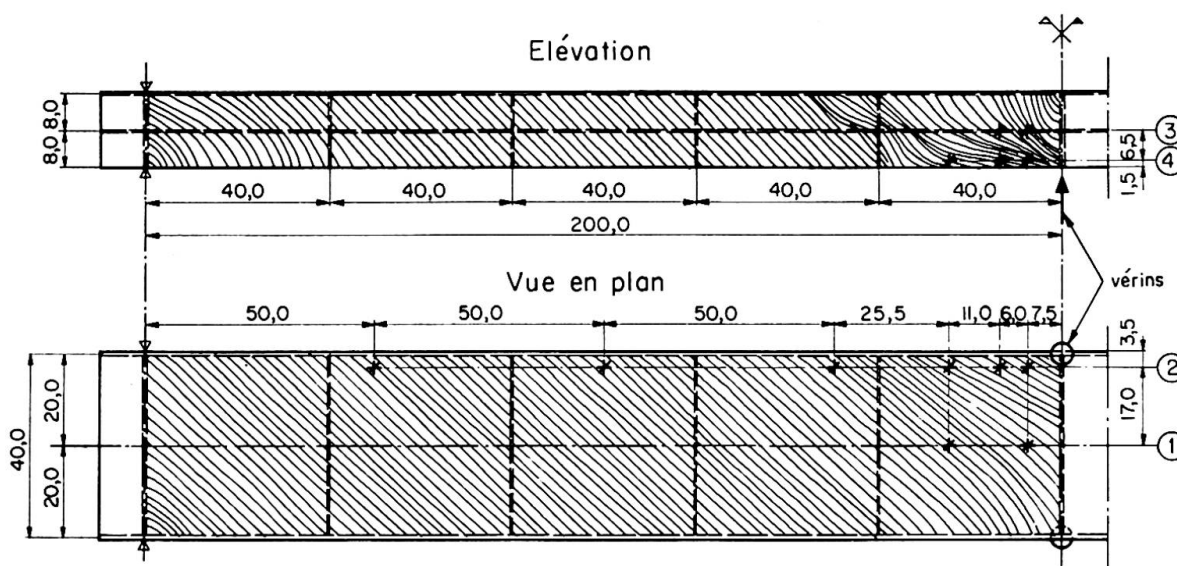


Fig. 4. Schéma du relevé des lignes isostatiques et emplacement des jauges sur la poutre.

5. Conclusions

L'analyse des graphiques et la comparaison des résultats théoriques et expérimentaux permettent les conclusions suivantes:

1. La répartition des contraintes normales longitudinales dans la section et le long de la poutre, donnée par les essais, confirme les hypothèses du calcul.
2. Les valeurs des contraintes normales trouvées expérimentalement sont inférieures d'environ 35% aux valeurs calculées.
3. Les écarts relevés entre la solution théorique et les résultats des mesures pratiques peuvent, en majeure partie, être attribués à la présence des diaphragmes et des barrettes (dont l'influence a été négligée dans le calcul).
4. L'angle de torsion trouvé expérimentalement est inférieur d'environ 5% à l'angle calculé.
5. Les diaphragmes diminuent le gauchissement de la section, et les contraintes normales en augmentent la rigidité à la torsion.
6. Au droit des diaphragmes, il se produit une légère concentration des contraintes normales (légère inflexion des craquelures isostatiques). Cette concentration confirme la proposition de calculer les barres raidies par les

diaphragmes (ou barrettes) comme des poutres chargées en plus de la charge extérieure par une série de bimoments extérieurs appliqués aux endroits de fixation des diaphragmes sur la pièce.

7. La théorie exposée ci-dessus peut être appliquée au calcul des poutres continues à sections composées d'éléments ouverts et fermés, doublement asymétriques. Elle s'adapte parfaitement à la programmation sur les ordinateurs électroniques.

Bibliographie

1. BORNSCHEUER: «Beispiel und Formelsammlung zur Spannungsberechnung dünnwandiger Stäbe mit wölbbehindertem Querschnitt.» Stahlbau 1952, n. 12 — 1953, n. 2.
2. KONISHI et KOMATSU: «Etude théorique et expérimentale des ponts à poutres continues en caisson.» Mémoires de l'AIPC 1959.
3. BENSCOTER: "A theory of torsion bending for multicell beams." Journal of applied mechanics. March 1954.
4. DĄBROWSKI: «Skrećanie mostowych i hydrotechnicznych konstrukcji cienkościennych o przekroju zamkniętym.» Rozprawy Inżynierskie T VI z 2, 1958.
5. VLASSOW: «Pièces longues en voiles minces.» (Traduction du russe.) Eyrolles 1962.
6. DZIEWOLSKI: «Torsion des poutres à parois minces et à profils composés d'éléments fermés et ouverts.» Thèse d'Ingénieur Docteur présentée à la Faculté des Sciences de Paris. Paris 2. 4. 1963.

Résumé

L'auteur rappelle les principes de la théorie de torsion non uniforme des poutres à parois minces et à profils fermés. Partant des essais effectués par la Cie Française d'Entreprises sur la maquette d'une poutre de roulement, il montre l'importance des contraintes normales et compare les résultats du calcul aux résultats expérimentaux.

Zusammenfassung

Der Verfasser wiederholt die allgemeine Theorie der Wölbkraft-Torsion in geschlossenen dünnwandigen Querschnitten. Er zeigt, anhand der von der Cie Française d'Entreprises an einem Kranbahnträgermodell durchgeführten Versuche, den starken Einfluß der Längsspannungen und vergleicht die errechneten Resultate mit den experimentellen Ergebnissen.

Summary

The author is evoking the principles of the torsion-bending theory for thin-walled beams of closed cross-section. From the tests carried out by the Cie Française d'Entreprises on the model of a runway-girder, he shows the importance of normal stresses and compares the calculation results with the experimental ones.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Modelluntersuchungen an einem Brückenfachwerk aus Spannbeton*Model Tests on a Prestressed Concrete Bridge Truss**Essais sur modèles relatifs à un treillis de pont en béton précontraint*

G. K. JEWGRAFOV

B. W. BOBRIKOW

UdSSR

Der vorliegende Artikel handelt von einer Wolgabücke in einer Stadt der UdSSR, zu deren Bau aus Beton-Fertigelementen zusammengesetzte und vorgespannte, durchlaufende Fachwerkträger mit 166 m Stützweite erstellt wurden.

Die Größe der Spannweiten und die neuartige Konstruktionsmethode rechtfertigten die vorgenommenen Modellversuche.

Im Unterschied zu den üblichen Versuchen an kleinen, aus Kunststoff hergestellten Modellen wurden für diesen Fall große Modelle aus Stahlbeton geprüft. Die Knotenpunkte wurden im Maßstab 2 : 3 und ganze Trägerteile im Maßstab 1 : 5 nachgebildet.

Die Untersuchungen sollten zeigen, ob die Berechnungen nach der Elastizitätstheorie mit dem tatsächlichen Verhalten der Knotenpunkte übereinstimmt und ob die Nebenspannungen, hervorgerufen durch die starren Knoten, zu Rissen in den Fachwerkstäben führen und ob sie die Bruchsicherheit der ganzen Konstruktion beeinflussen; zudem wollte man die zweckmäßigste Anordnung der Knotenpunkt-Armierung ermitteln.

Die Modelle wurden durch dieselbe Organisation, die die Brücke baut (Leitung Hauptingenieur Solowjew T. P.), hergestellt. Die Untersuchungen wurden im Laboratorium für Stahlbeton-Konstruktionen an der Moskauer Hochschule für Eisenbahnwesen durchgeführt. Die Leitung der Versuche lag in den Händen der Verfasser dieses Artikels, ferner wirkten die Ingenieure Nosarew A. W. und Tschestnoj W. M. mit. Die Modelle wurden vom Verfasser des Brückenprojektes, Yodsewitsch W. M. und von Ingenieur Koschelew M. A. unter der Leitung des Chefs der Projektierungsorganisation, Kandidat der techn. Wissenschaften, Kriltzow E. I., entworfen.

Die Prüfung der Knotenmodelle der Träger

Zur Untersuchung der Spannungszustände in den Fachwerkknoten wurden Modelle der Knoten *U* des Untergurtes und *O* des Obergurtes in verschiedener Ausführung angefertigt (Fig. 1, 2, 3). Bei den Modellen *U* 1 und *U* 2 weisen

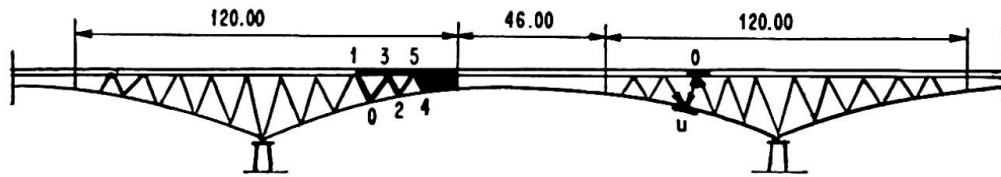


Fig. 1.

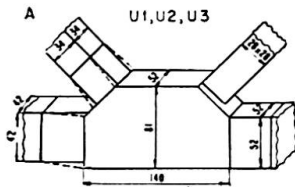


Fig. 2a.

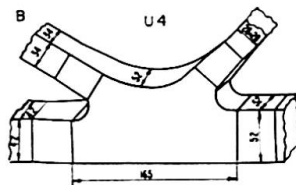


Fig. 2b.

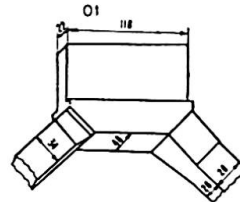


Fig. 3a.

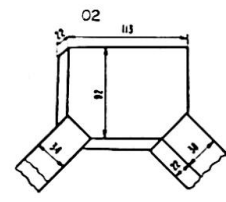


Fig. 3b.

die Streben und die Knotenblöcke verschiedene Dicke auf, sind aber monolithisch miteinander verbunden. Im Knoten $U1$ sind die Streben ohne, bei $U2$ dagegen mit Vouten, entsprechend Fig. 2a, ausgebildet; der Knoten $U4$ wiederum wurde gemäß Fig. 2b ausgeführt.

Die Modelle der Knotenpunkte des Obergurtes wurden entsprechend Fig. 3 ausgeführt.

Für die ständige Belastung des Auslegerträgers oder für Verkehrslasten beim Durchlaufträger sind die aufsteigenden Diagonalen und die Untergurtungen gedrückt, während die fallenden Diagonalen und die Obergurtungen gezogen sind. Das Projekt sieht die gemeinsame Anfertigung der Zugstreben zusammen mit den Knotenblöcken im Spannbett vor. In ähnlicher Weise wurden denn auch die Modelle der Untergurt-Knotenblöcke hergestellt. Die Spannbewehrung besteht aus 4 Drahtbündeln mit je 24 Einzeldrähten $\varnothing 5$ mm mit einer Zugfestigkeit von 150 kg/mm^2 . Die Verankerung der Drähte im Knotenblock erfolgte mit einem Kern und einer angeschweißten Verteilplatte, siehe auch Fig. 4. In Anpassung an die vorgesehene Konstruktion der Brücke wur-

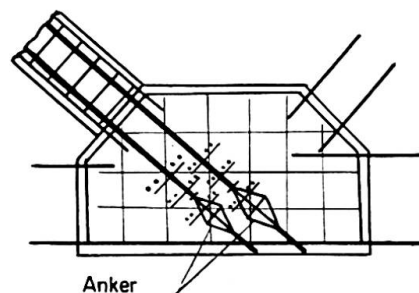


Fig. 4.

den auch die Trägermodelle aus vorgefertigten Elementen zusammengesetzt und mit Ortsbeton verbunden, außer den Zugstreben, die, wie bereits erwähnt, mit den Knotenblöcken zusammen im Spannbett hergestellt wurden. Die vorgefertigten Elemente wurden aus Beton B 400 hergestellt, als Ortsbeton wurde Beton B 450 verwendet. Die Knotenwände wurden mit einem leichten Armie-

rungsnetz bewehrt, um den Spannungszustand im Knotenblock und allfällig rißgefährdete Stellen leichter feststellen zu können. Obwohl der oben beschriebene Anker bei vorgespannten Brückenkonstruktionen in der UdSSR häufig angewendet wird, war die Untersuchung des durch den Anker im Knotenblock erzeugten Spannungszustand eines der wichtigsten Probleme der durchgeführten Untersuchung. Die Verformungen der Knotenblöcke wurden mittelst Widerstands-Meßstreifen und Deformationsmessern bestimmt.

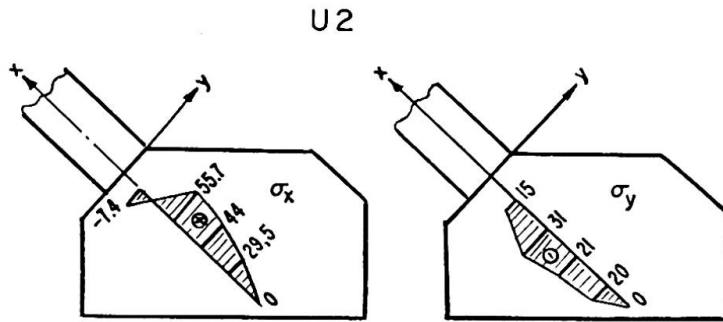


Fig. 5.

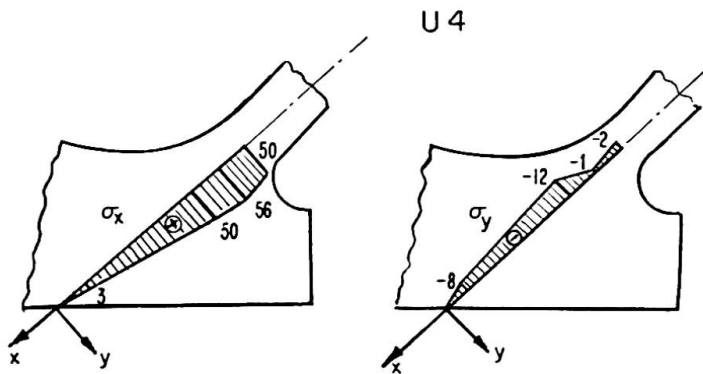


Fig. 6.

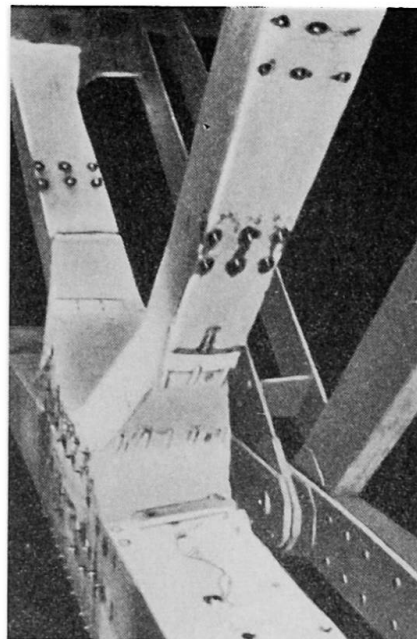


Fig. 7.

Fig. 5 zeigt den Spannungsverlauf im Knoten *U 1* parallel und senkrecht zur Strebenachse. Der scharfe Übergang von Strebe zu Knotenblock machte sich im Spannungsverlauf σ_x stark bemerkbar. Die großen Quersugspannungen führten in diesem Fall auch zu Rissen im Knotenblock, die parallel zum Spannglied verliefen. Bei der Querschnitts-Unstetigkeiten vermeidenden Ausführung von Knoten *U 4* wurde ein gleichmäßiger Spannungsverlauf im Knoten festgestellt, wie dies auch Fig. 6 zeigt. Ähnliche Ergebnisse wurden auch für das Knotenmodell *U 3* gefunden. Die Belastung der Modellknoten wurde mit der in Fig. 7 abgebildeten Apparatur vorgenommen, wobei hydraulische Pres-

sen von 500 t zur Anwendung gelangten. Zur Ermittlung von Richtung und Größe der Hauptspannungen in den Knotenblöcken wurden Widerstandsmeßstreifen und Meßmarken für Deformationsmessungen in größerer Zahl über die Knotenoberfläche verteilt angebracht (Fig. 8a, 8b, 9). Dabei sind die fest ausgezogenen Linien die Trajektorien der Hauptzugspannungen, die gestrichelten Linien diejenigen der Hauptdruckspannungen.

Der Vergleich der gemessenen Werte (Fig. 8a) mit den gerechneten Werten (Fig. 8b) zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Berechnung dieser Spannungen erfolgte mit den Methoden der Differenzenrechnung. Die Spannungen σ_x und σ_y stimmen genügend genau mit den Versuchswerten überein (Fig. 10).

Eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Spannungswerten wurde vor allem bei Knoten mit stetig angeschlossenen Diagonal-

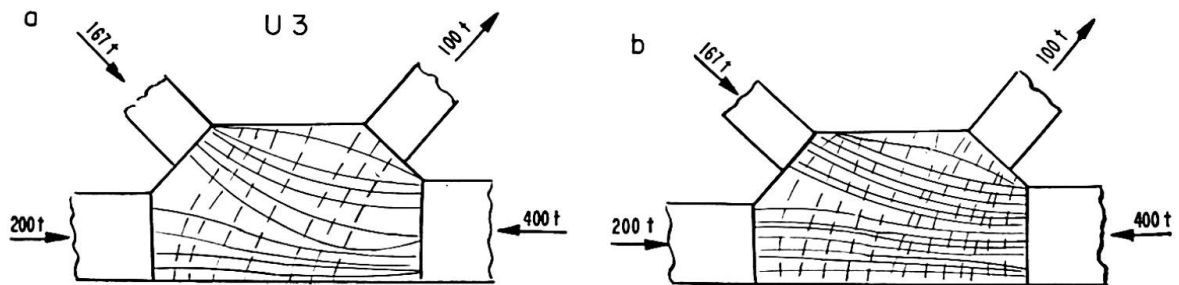


Fig. 8.

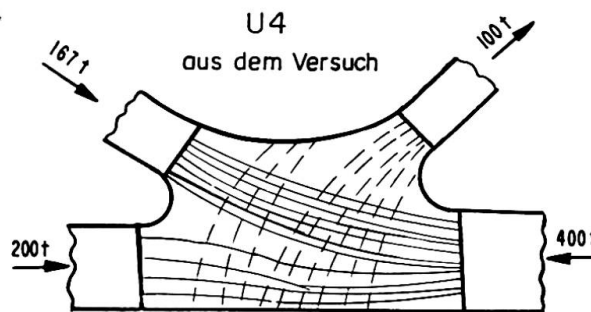


Fig. 9.

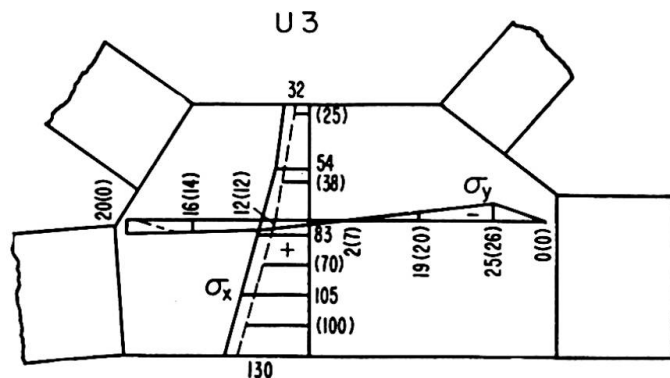


Fig. 10.

gliedern festgestellt; beim Anschluß von Streben ohne Vouten wurden in den Knoten dagegen größere Abweichungen festgestellt. Beim Obergurt ist die Übereinstimmung beim Knotenmodell nach Fig. 3 b besser als bei demjenigen nach Fig. 3 a.

Sämtliche Modelle wurden bis zum Bruch belastet; dabei konnte auch bei schwach bewehrten Knoten eine beachtliche Rissesicherheit festgestellt werden. Bei den Modellen *U 1*, *U 3* und *O 1* wurden vor dem Bruch überhaupt keine Risse bemerkt, während bei *U 4* und *O 2* erst kleine Risse nach Überschreiten der errechneten Belastungen auftraten. In den Zugstreben traten die ersten Risse bei der 1,2fachen gerechneten Rißlast auf. Die Koeffizienten der Bruchsicherheit waren verschieden; bei gleichmäßiger Krafteinleitung in die Bauteile betrug die Sicherheit gegen Bruch 2,88, bei exzentrischer Krafteinleitung infolge Deformation der Versuchseinrichtung sank die Bruchsicherheit auf 1,60. Im übrigen traten die Brüche immer außerhalb der Knotenblöcke auf.

Diese Tatsache zeigte, daß bei der Bemessung der Beton-Fachwerkträger die Steifigkeit der Knoten zu berücksichtigen war. Die angestellten Untersuchungen zeigten weiter, daß bei verschiedenen Stabbreiten in den Knotenpunkten Seitenvouten notwendig sind. Aus den Diagrammen der Hauptzugspannungen ließ sich eine rationelle Knotenarmierung ableiten.

Untersuchungen an einer Fachwerk-Modellbrücke

Es wurden auch Untersuchungen an einem mehrfeldrigen Fachwerkmodell des ganzen Brückenquerschnittes vorgenommen. Dieses Modell war aus zwei Hauptträger-Ausschnitten, der Fahrbahnplatte und dem unteren Querverband zusammengesetzt (Fig. 11). Der Modellmaßstab betrug, wie bereits erwähnt, 1:5; die Diagonalen der Hauptträger wurden aber so bemessen, daß das Verhältnis $EJ:1$ dem der projektierten Brücke entsprach.

Das Modell wurde auf einem Gerüst aus Fertigelementen zusammengesetzt

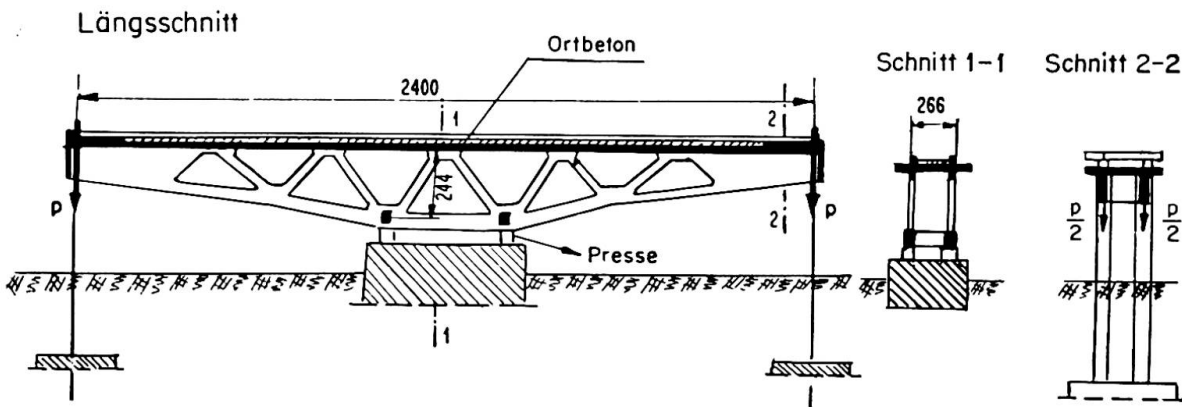


Fig. 11.

und die Montagefugen wurden nachträglich ausgegossen. Die Obergurtungen wurden mit Pressen vorgespannt, wobei die Druckkräfte in die Gurtungen selber und in die Fahrbahnplatte eingeleitet wurden. Die Zugstreben wurden, entsprechend der vorgesehenen Herstellung für die Brücke, im Spannbettverfahren zusammen mit den Knoten hergestellt.

Die Deformationen und Spannungen in den beiden mittleren Untergurtnoten (über den Pressen, Fig. 11) wurden für das Vorspannen des Obergurtes und für die symmetrische Belastung mit den Lasten P ermittelt. Die Messungen zeigten, daß beim Vorspannen des Obergurtes im Hauptträger Schnittkräfte entstanden, die von der Knotensteifigkeit und dem Eigengewicht herührten; die im Obergurt und in der Fahrbahnplatte gemessenen Werte lagen daher 8—10% unter den, ohne Berücksichtigung der Knotensteifigkeit, gerechneten Werten. Unter dem Einfluß der symmetrischen Versuchsbelastung entstanden in den Fachwerkträgern Längskräfte, die mit den gerechneten Werten gut übereinstimmten.

Die ersten Risse in den Zuggliedern wurden bei $P = 140$ t festgestellt; dieser Wert war 1,27 mal größer als die errechnete zulässige Versuchsbelastung von $P_0 = 110$ t. P_0 wurde unter Annahme einer zulässigen Betonspannung von $\sigma b = 120$ kg/cm² für Beton B 600 bestimmt. Durchgehende Risse entstanden in den meisten Zuggliedern bei $P = 200$ t entsprechend 1,8 P_0 .

Der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Schnittkräfte in den Fachwerkstäben, und zwar vor und nach der Rissebildung, kann mit dem Koeffizienten μ angegeben werden.

$$\mu = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_0} = 1 + \frac{M F}{N W}.$$

Die in den Versuchen ermittelten μ -Werte sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß beim Entstehen von Rissen die Koeffizienten für die gedrückte Untergurtung anwachsen, für die Diagonalen dagegen kleiner werden.

Element	Knoten	$\mu, P = 90$ t	$\mu, P = 200$ t
0—2	0	1,16	1,21
	2	1,06	1,07
0—3	0	1,33	1,14
	3	1,33	1,18
2—3	2	1,00	1,00
	3	1,10	1,08
2—4	2	1,30	1,30
	4	1,42	1,45
2—5	2	1,06	1,05
	5	1,05	1,14
0—0	0	1,23	1,34

Die Durchbiegungen der Hauptträger lagen bis $P = 90$ t durchwegs unter den gerechneten Werten; bei $P = 140$ t stimmten sie mit diesen überein, gleichzeitig erschienen die ersten Risse an einzelnen Stäben. Bei Belastungen $P > 140$ t waren die gemessenen Durchbiegungen durchwegs größer als die gerechneten, die übrigens in allen Fällen unter Annahme von voll wirksamen Querschnitten ermittelt wurden. Trotz zweimaliger Belastung mit $P = 250$ t ($2,28 P_0$) wurde das Modell nicht zerstört. Die Betonbeanspruchung stieg bei diesen Belastungen bis auf 76% der Betonfestigkeit. In den Zuggurtungen entstanden bis 3 mm weite Risse, die nach der Abnahme der Belastung indessen wieder verschwanden. Versuche mit noch größeren Belastungen wurden ebenfalls durchgeführt.

Die erwähnten Untersuchungen erlaubten es, die Berechnungsmethoden zu präzisieren, die Konstruktion zu verbessern und eine Reihe technologischer Fragen zu lösen.

Zusammenfassung

Bei der Projektierung einer großen Autobahn-Brücke mit durchlaufenden, fachwerkförmigen Stahlbeton-Hauptträgern von 166 m Spannweite erwiesen sich Modellversuche zur Abklärung wichtiger Probleme und zur Kontrolle der Berechnungen als unentbehrlich. Zu diesem Zweck wurden Versuche an Modellknoten von halber natürlicher Größe durchgeführt. Zusätzlich wurde ein an der Baustelle errichtetes Tragwerkmodell im Maßstab 1:5 geprüft. Dabei wurden vermitteltst hydraulischer Pressen die Knotenmodelle bis zum Bruch und das Tragwerkmodell bis zur Rissebildung belastet. Auf Grund der Versuche wurden einige konstruktive Änderungen vorgenommen. Zudem wurden Einzelheiten der Herstellungstechnik des Überbaues, insbesondere die Vereinheitlichung der Knoten genauer studiert. Alle Maßnahmen trugen zur Verbesserung der Festigkeit und Rissesicherheit bei.

Summary

In connection with the design of a large motorway bridge with continuous, reinforced concrete trusses having a span of 166 m, it proved to be indispensable to undertake model tests for the solution of some important problems and for the verification of the design calculations. For this purpose, tests were carried out on half-size models of some truss joints. In addition, a structural model on a scale of 1:5 was erected on the building site and tested. By means of hydraulic jacks the models of the truss joints were loaded to failure and the structural model was loaded until the formation of cracks was observed. On the basis of these tests some structural modifications were undertaken. Furthermore, certain details in the construction of the superstructure,

in particular the standardisation of the truss joints, were more thoroughly studied. All the measures contributed to the improvement of the strength of the bridge and the safety against formation of cracks.

Résumé

Au cours de l'étude du projet d'un grand pont pour autoroute à poutres continues à treillis en béton armé de 166 m de portée, il s'est avéré indispensable, pour élucider certains problèmes importants et contrôler les calculs, de procéder à des essais sur modèles. A cet effet, on a effectué des essais sur des nœuds à l'échelle 1/2. D'autres essais ont porté sur un modèle de l'ouvrage, construit sur le chantier lui-même à l'échelle 1/5. Au moyen de vérins hydrauliques appliqués aux modèles, on a chargé les nœuds jusqu'à la rupture et l'ouvrage jusqu'à ce que des fissures apparaissent. A la lumière de ces essais, certaines modifications de construction ont été décidées. De plus, on a étudié de façon plus précise certains détails de la technique de construction du tablier, notamment en ce qui concerne l'uniformisation des nœuds. Toutes les mesures prises ont contribué à accroître la résistance et la sécurité à la fissuration.

Essais sur modèles géomécaniques du tunnel de l'autoroute de la Cisa

Geomechanischer Modellversuch für den Tunnel der Cisa-Autobahn

Geomechanical Model Testing of the Tunnel of the Cisa Expressway

E. FUMAGALLI

Prof. Dr. Ing., ISMES, Bergamo, Italia

Critères d'expérimentation

En considération de la variabilité et de l'indétermination des conditions de charge le long du tunnel, on a jugé utile de schématiser les conditions de charge sur le revêtement (fig. 1) d'une manière simple et significative. A cet effet on a supposé des contraintes uniformément réparties dans le massif rocheux et agissant dans une seule direction, localement perturbée par la présence du tunnel.

Afin d'examiner un nombre strictement suffisant de situations statiques et d'y comprendre tous les cas les plus probables et les plus importants susceptibles

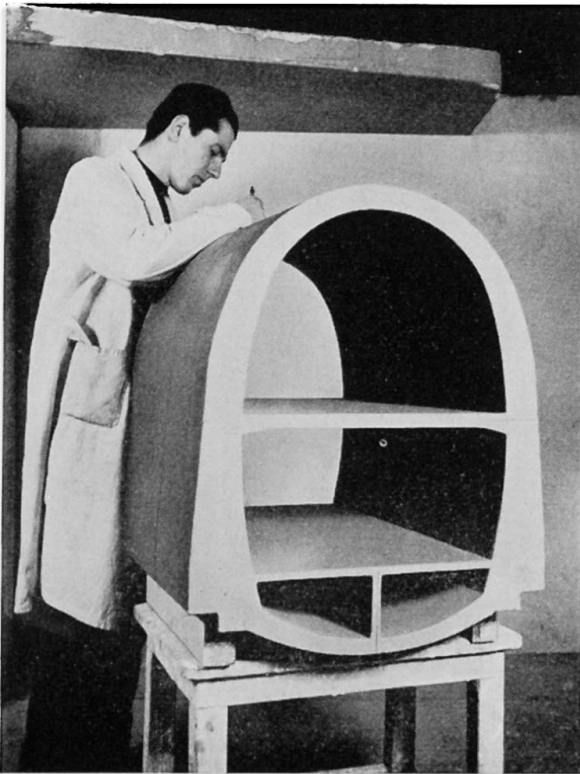


Fig. 1.



Fig. 2.

de se produire dans la réalité, on a étudié deux types de modèles: l'un représentait le percement en roche dans l'hypothèse (confirmée par la situation réelle) de la traversée d'un calcaire marneux homogène présentant les caractéristiques suivantes:

- module d'élasticité $E \cong 80\,000 \text{ kg cm}^{-2}$,
- résistance à la compression $R \cong 100 \text{ kg cm}^{-2}$.

Nos connaissances brutes sur les poussées susceptibles de se transmettre à travers la roche dans toutes les directions nous ont conseillé d'appliquer au modèle des diagrammes de charge agissant dans les trois directions fondamentales: verticale, horizontale et à 45° . A cet effet, nous avons apprêté un bloc en mortier de pierre ponce et ciment (dimensions: $2 \times 2 \times 0,75 \text{ m}$) reproduisant la roche de contour (fig. 2).

Un modèle à l'échelle de 1 : 20 du revêtement du tunnel réalisé en mortier de pierre ponce armé a été placé au centre du bloc.

Les caractéristiques mécaniques de déformabilité et de résistance des mortiers ont été réduites à l'échelle de 1 : 5 par rapport aux caractéristiques réelles.

Certaines modifications apportées au contour du bloc rocheux-modèle, ont permis de l'utiliser dans les essais du domaine élastique selon les trois directions de charge susdites. En adoptant enfin la direction de charge jugée la plus défavorable, c'est à dire à 45° , on a procédé aux essais finals à la rupture (fig. 3).

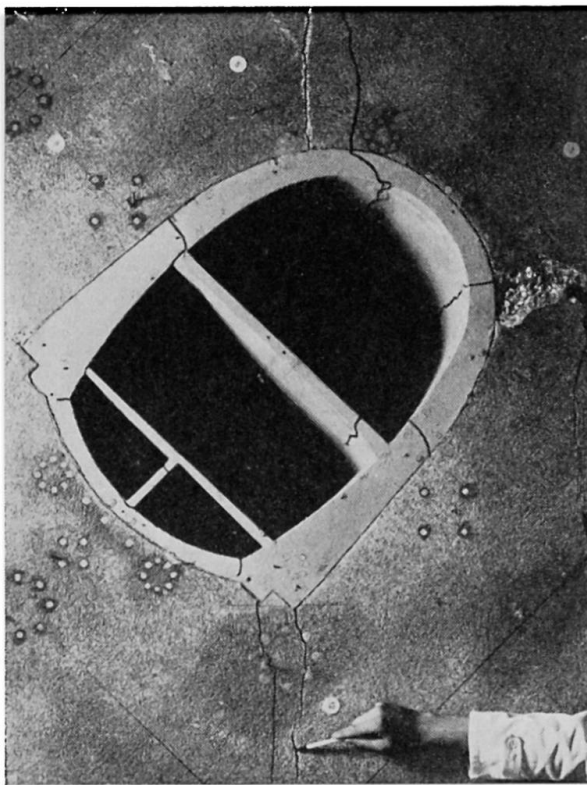


Fig. 3.



Fig. 4.

Afin de s'assurer du comportement statique du revêtement correspondant au percement en terrain argilo-marneux, on a préparé, pour un deuxième modèle, un caisson en béton armé, destiné à contenir les poussées latérales du terrain incohérent modelé (fig. 4).

Deux fenêtres ont été ouvertes le long de l'axe central horizontal du caisson, pour introduire le modèle du tunnel, toujours à l'échelle de 1:20. Dans ce deuxième modèle les caractéristiques des matériaux employés étaient égales à celles du prototype. Les essais ont été limités au diagramme de charge verticale, seule hypothèse de charge à envisager en présence de terrain incohérent.

Pour reproduire le diagramme de charge on a employé des vérins hydrauliques qui transmettaient la charge au modèle par l'intermédiaire de dalles de répartition en béton armé.

Les réactions aux charges étaient contenues dans le châssis d'une presse de 2000 tonnes.

Observations tirées des résultats

Si l'on examine les résultats obtenus par l'emploi du modèle (fig. 5, 6, 7 et 8) en roche, on remarque ce qui suit:

- Les contraintes dans le rocher se produisent autour du revêtement d'une manière tout à fait régulière; en particulier l'action de poussée verticale détermine, dans le plan de symétrie près du revêtement, des déformations plastiques horizontales qui font déjà soupçonner la possibilité de microfissures lors de l'application d'une charge de 10 kg cm^{-2} . Cela correspond à la théorie; mais il y a lieu de signaler que les tractions ne se transmettent pas au revêtement, qui demeure soumis à la seule compression par fonctionnement indépendant.
- Les contraintes dans le revêtement dues au diagramme vertical de charge sont assez limitées malgré la présence dans le revêtement de moments de flexion d'une certaine importance.
En effet ce n'est que dans la voûte inférieure que les tractions sont sensibles. A ce sujet, nous remarquerons que la voûte, la dalle de chaussée inférieure et le mur médian de soutènement constituent un ensemble statique rappelant le fonctionnement d'une ferme renversée.
- La situation de charge la plus défavorable est obtenue par un diagramme à 45° .
La charge dissymétrique donne des moments de flexion remarquables dans les deux tiers de la voûte supérieure.
C'est exactement dans cette voûte que se sont produites les premières ruptures pendant les essais à outrance à une intensité de charge répartie de 40 kg cm^{-2} .

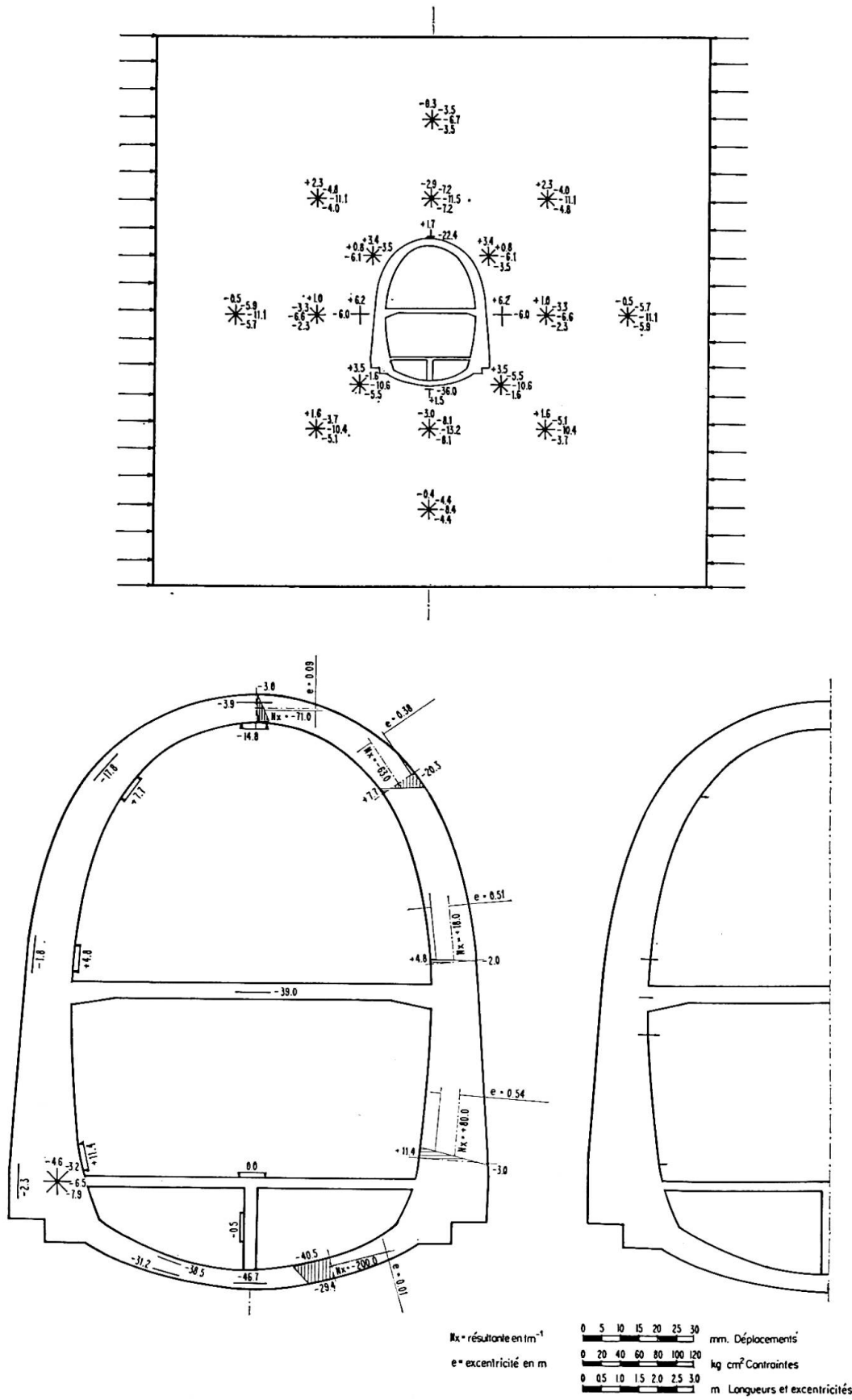


Fig. 5.

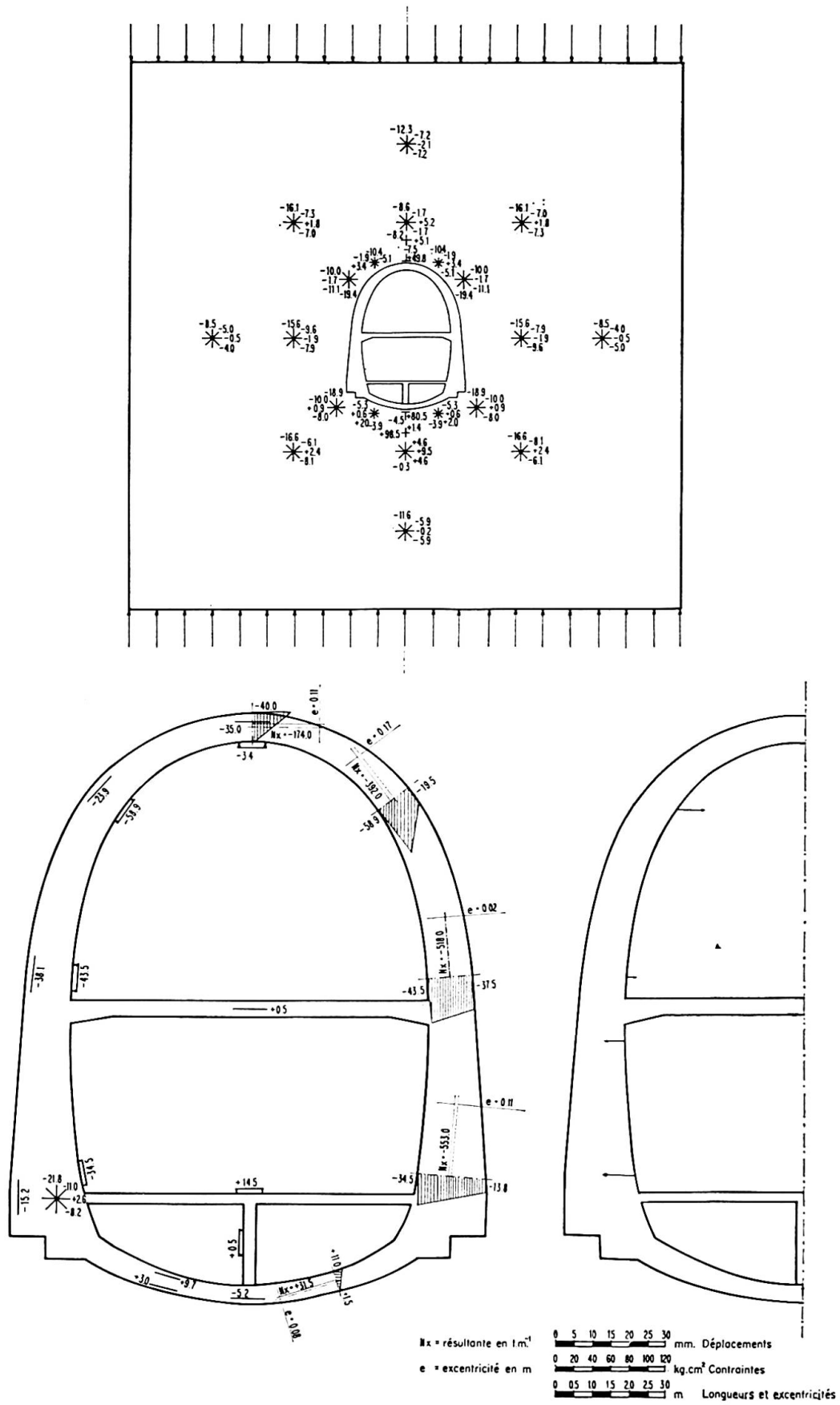


Fig. 6.

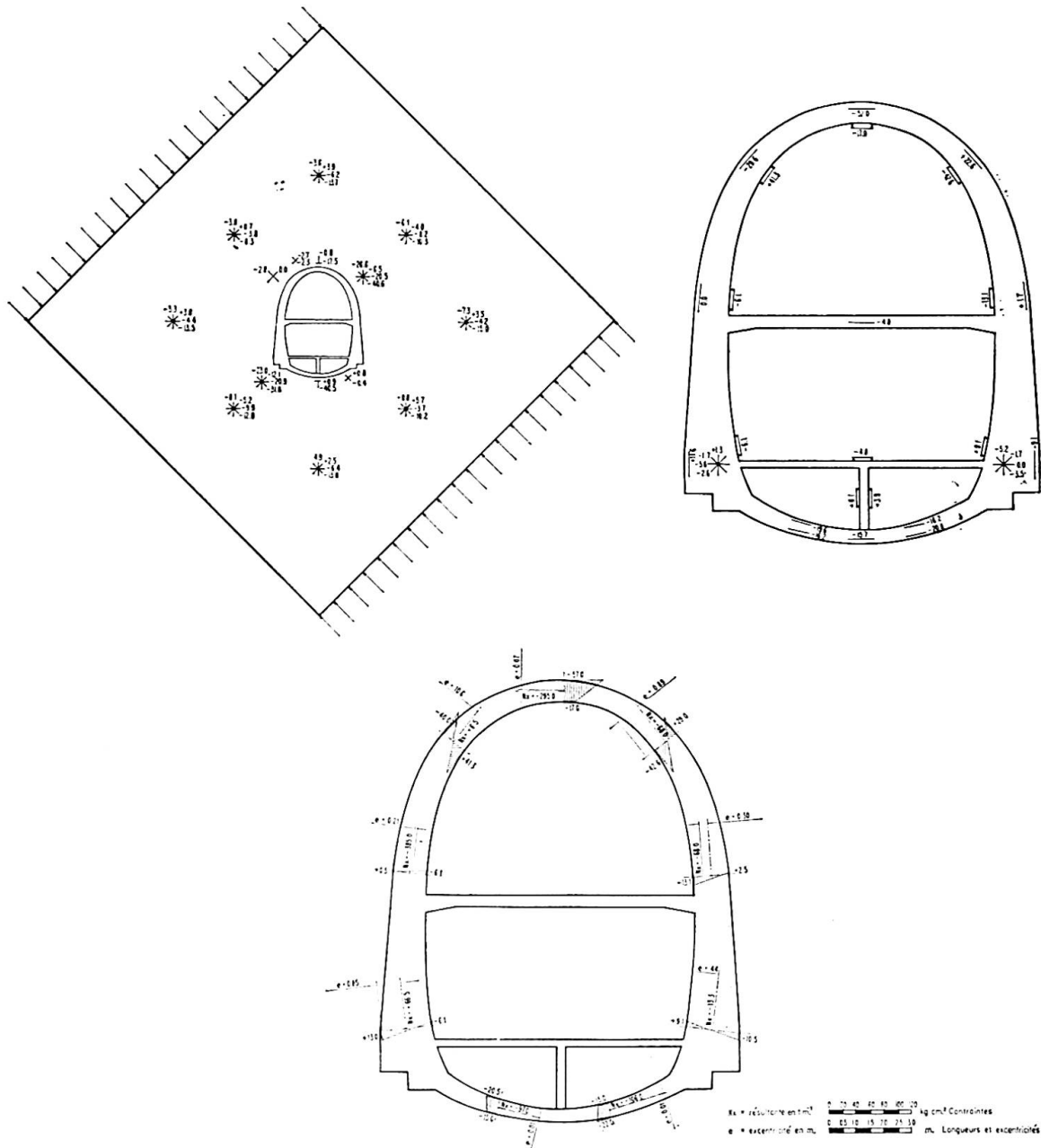


Fig. 7.

- La poussée horizontale n'est pas aussi défavorable. Le fonctionnement à bouton de la dalle de chaussée supérieure de l'autoroute s'avère à ce sujet d'une certaine efficacité.
- La poussée du terrain marneux sur le revêtement, détermine dans ce dernier des contraintes intermédiaires entre celles obtenues de la poussée verticale en roche et celles qui correspondent à une poussée de type hydrostatique. Une zone de faiblesse se manifeste dans la voûte inférieure. En se déformant, elle transmet par l'intermédiaire du mur médian à la dalle de chaussée inférieure une charge centrale qui crée une vaste zone microfissurée sur la face supérieure de cette dalle (fig. 8).

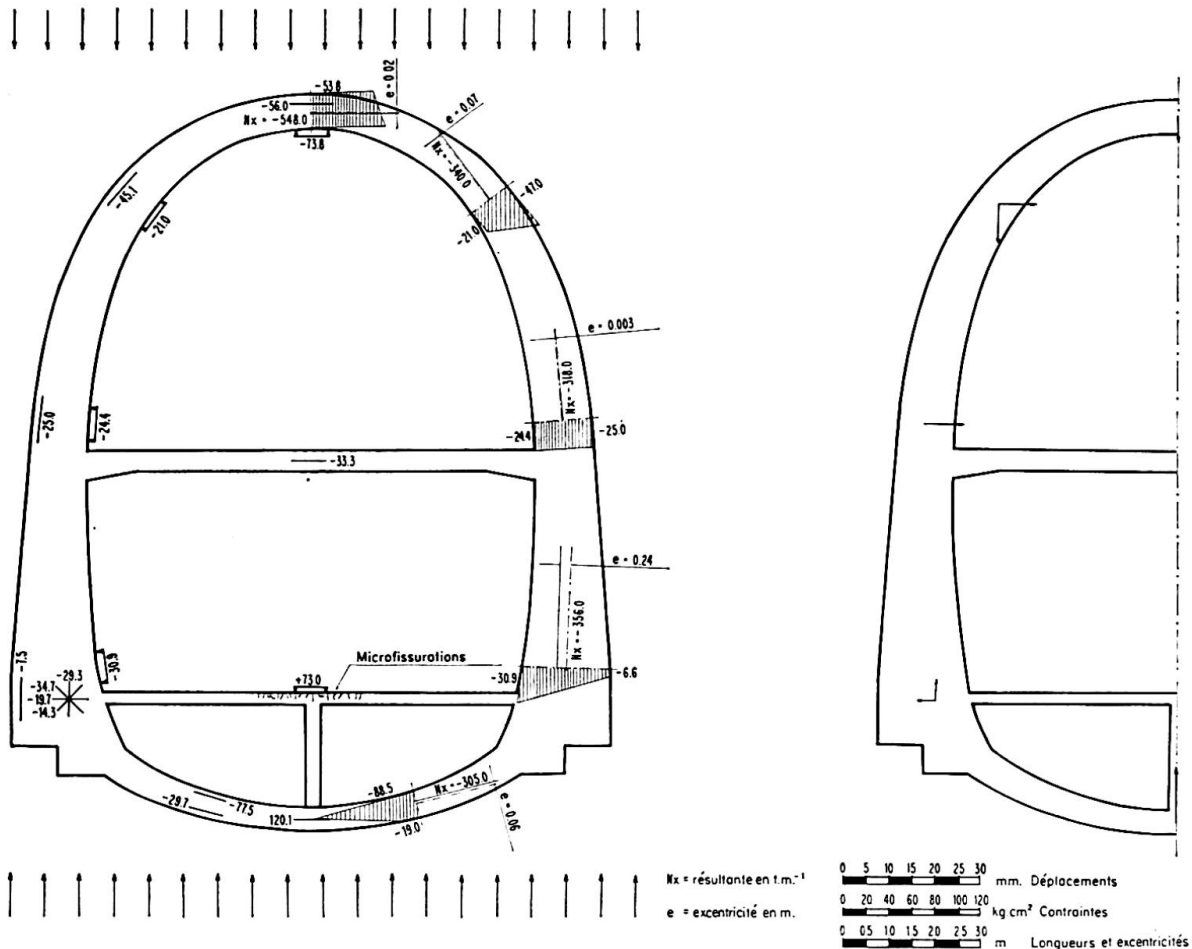


Fig. 8.

Considérations finales

Les essais sur modèle ont montré la complexité des phénomènes statiques qui peuvent se développer dans le revêtement du tunnel.

L'examen des résultats dus au diagramme de charge à 45°, montre que la collaboration de la roche est quelquefois localisée: entre autres, aux points où les moments fléchissants sont les plus élevés, on a des sections du revêtement dans lesquelles les contraintes de traction d'intrados sont plus considérables que les contraintes de compression d'extrados.

On doit présumer que les diagrammes des contraintes se prolongent dans le rocher de manière à assurer une résultante d'équilibre à la compression déplacée vers l'intérieur du rocher, dont on doit considérer la collaboration.

Remarquons que quelquefois la roche avec sa cohésion intérieure collabore de façon efficace notamment dans les sections les plus faibles quand le béton entre en plasticité (ce qui n'arrive pas dans le cas de terrain incohérent). D'autre fois en clé de la voûte supérieure, par exemple, elle se dégage du revêtement et, sous l'effet de forces de traction assez fortes, se fissure en direc-

tion radiale, en tel cas un état de compression assez poussé se transmet néanmoins dans les sections correspondantes du revêtement d'une façon tout à fait indépendante.

Sans entrer dans des considérations d'ordre théorique, nous voyons que sous l'angle de l'application les essais sur modèle ont précisé le fonctionnement statique du revêtement, tout au moins pour les conditions de charge les plus générales et intéressantes et se sont avérés très utiles dans le cadre de l'économie du projet.

Résumé

L'auteur décrit des essais effectués pour étudier le comportement statique du revêtement en béton armé du tunnel du col de la «Cisa», point culminant de l'autoroute Parme–La Spezia traversant les Apennins.

Les modèles géomécaniques, à l'échelle de 1:20, comprennent le revêtement en béton armé et un bloc de rocher ou de terrain qui l'enveloppe sur une assez grande étendue.

Les poussées ont été appliquées dans l'hypothèse de diagrammes de charge répartis dans la masse d'une manière uniforme et, pour le rocher en particulier, à orientation différente.

Les essais ont fourni les données d'évaluation nécessaires en vue de proportionner l'armature et les épaisseurs de béton en fonction des sollicitations que les types différents de roche et de charge engendrent probablement.

Zusammenfassung

Die Versuche bezweckten, das statische Verhalten der Eisenbeton-Verkleidung des Scheiteltunnels des Cisa-Passes im Zuge der Apenninüberquerung der Parma-La-Spezia-Autobahn zu bestimmen.

Das geomechanische Modell umfaßte die Tunnelauskleidung und den daran angrenzenden Fels oder Erdboden, dessen Druck gleichmäßig verteilt, aber verschieden gerichtet, angenommen wurde.

Die Versuche ergaben die Zahlengrundlagen für die Bestimmung der Größe der Bewehrung und der Stärke der Betonquerschnitte im Zusammenhang mit den Spannungen, die voraussichtlich bei den verschiedenen Gesteinsarten und Belastungen auftreten können.

Summary

The object of the tests was to determine the static behavior of the reinforced concrete liner of the topmost Cisa Pass tunnel of the Parma—La Spezia expressway crossing the Apennines.

The geomechanical model included the liner and the rock or soil surrounding it, whose pressure was assumed to be uniform but variously directed.

The tests yielded the data required for determining the size of the steel reinforcement and the thickness of the concrete in relation to the stresses which might presumably be originated by the various types of rock and loadings.

Aerodynamisch stabile Hängebrücke für große Spannweiten

Aerodynamically Stable Suspension Bridge for Wide Spans

Un nouveau type, aérodynamiquement stable, de pont suspendu de grande portée

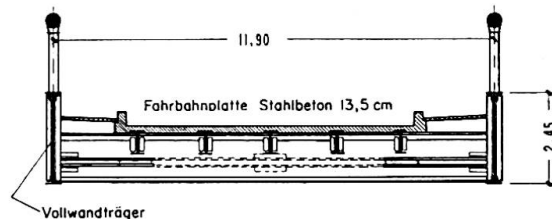
FRITZ LEONHARDT

Stuttgart

1. Zur aerodynamischen Stabilität

Bei weitgespannten Hängebrücken haben Windschwingungen dem Brückenbauer bis in die Gegenwart Sorge bereitet. Mehrere Hängebrücken sind den Windschwingungen zum Opfer gefallen, zuletzt die 855 m weit gespannte Tacoma-Brücke bei Seattle (Fig. 1) (1940). Viele bestehende Hängebrücken zeigen erhebliche Windschwingungen und müssen zum Teil deshalb zeitweilig gesperrt werden [1].

Fig. 1. Querschnitt der Tacoma-Brücke für $l = 855$ m.



Man unterscheidet reine Biegeschwingungen in vertikaler oder horizontaler Richtung, reine Torsionsschwingungen und gekoppelte antimetrische Schwingungen, bei denen Biege- und Torsionsverformungen gemeinsam auftreten. Die letzteren sind am gefährlichsten. Die Schwingungen entstehen teils durch die direkten Windlasten, die vom Windwiderstand der angeströmten Brücke herrühren; die gefährlichen Schwingungen sind jedoch den sogenannten v. Karmanschen Wirbeln zuzuschreiben, die Kräfte quer zur Windrichtung auslösen, die schwingungsartig mit einer bestimmten Frequenz auftreten. Fällt diese Frequenz mit der Eigenfrequenz der Brückenschwingung zusammen, dann können durch Resonanz bei schwacher Dämpfung gefährlich große Amplituden dieser Flatterschwingungen entstehen. Der Einsturz der Tacoma-Brücke hat eine große Zahl von Forschungsarbeiten über diese Windschwingungen ausgelöst. Bisher ist es jedoch nicht gelungen, zuverlässige rechnerische Nachweise für die aerodynamische Stabilität von Hängebrücken zu entwickeln. Es sind zwar Gleichungen für die kritische Windgeschwindigkeit aufgestellt worden, die von der v. Karmanschen Gleichung für das Flattern von Flugzeugflügeln ausgehen (vgl. F. BLEICH [4], D. B. STEINMAN [5], Y. ROCARD [6], A. SELBERG [7] u. a.).

C. SCRUTON warnt jedoch auf Grund seiner sehr umfangreichen Erfahrung und Vergleiche mit Versuchen, die damit errechneten Werte als verlässlich zu betrachten [1]. Dagegen sind modellstatische Untersuchungsmethoden erarbeitet worden, die mit verhältnismäßig einfachen Mitteln eine Überprüfung der kritischen Windgeschwindigkeiten zulassen, wenn die Eigenfrequenzen der möglichen Brückenschwingungen und der voraussichtliche Dämpfungswert des Tragwerkes bekannt sind. Die Frequenzen können mit einiger Genauigkeit berechnet oder ebenfalls modellstatisch ermittelt werden [2] und [3]. Die Aussagen solcher Versuche bleiben meist auf der sicheren Seite, d. h. die Stabilität wird in Wirklichkeit eher besser sein, weil im Versuch manche Einflüsse nicht richtig erfaßt werden können, so die durch die Topographie der Brückenstelle bedingte Turbulenz des Windes oder der Dämpfungsfaktor des Tragwerkes. Nach den bisherigen Beobachtungen vermindert die Turbulenz die Schwingungsgefahr beträchtlich, weshalb z. B. Brücken nahe am Grund in Städten noch nie solche Schwingungen zeigten.

Für die aerodynamische Stabilität ist natürlich die Masse des Eigengewichtes der Brücke im Verhältnis zur Windangriffsfläche von Bedeutung. Auch die Brückenbreite im Verhältnis zur Spannweite spielt eine wesentliche Rolle. Stahlbeton-Fahrbahnplatten zeigen eine wesentlich stärkere Dämpfung und haben mehr Masse als stählerne Leichtfahrbahnen; sie sind daher für schmale Brücken vorzuziehen. Brücken, die unangenehme Schwingungen zeigen, sind im allgemeinen im Verhältnis zur Spannweite schmal und leicht gebaut. Man weiß heute ferner, daß die gefährlichen Koppelschwingungen besonders dort auftraten, wo die Eigenfrequenz der vertikalen Biegeschwingung mit Knoten in $l/2$ ähnlich war wie diejenige der Torsionsschwingung, oder wo die Torsionssteifigkeit so gering war, daß kein wesentlicher Widerstand gegen die Koppelschwingungen besteht. Die Torsionssteifigkeit sollte daher so groß sein, daß die Frequenz der Torsionsschwingung wenigstens um etwa 40% über derjenigen der Biegung mit Knoten in $l/2$ liegt. Aus diesem Grund wurden die großen Hängebrücken der letzten 20 Jahre meist mit einem torsionssteifen Querschnitt versehen, indem hohe Fachwerkversteifungsträger im Untergurt mit einem kräftigen waagrechten Verband gewissermaßen zu einer torsionssteifen Röhre verbunden wurden. Man hat weiter den Kabelabstand meist noch um einige Meter größer gemacht als die Fahrbahnbreite. Ein typisches Beispiel ist die Mackinac-Straits-Brücke (Fig. 2) (1958 fertiggestellt) mit $l = 1140$ m und $b = 20,4$ m (Kabelabstand) bei 16 m Breite der Fahrbahntafel, die einen 12 m hohen Versteifungsträger erhielt.

Mißt man für einen solchen Querschnitt (Fig. 3a) die Windwiderstandsbeiwerte im Windkanal, so findet man, daß bei horizontalem Anblasen erhebliche Auftriebskräfte entstehen und daß die Resultierende der Windkraft bei weitem nicht durch den Schubmittelpunkt des Gesamtquerschnittes der torsionssteifen Röhre hindurchgeht (Fig. 4, 5 und 6). Es ist daher nicht verwunderlich, daß die Windkräfte sowohl vertikale Biege- als auch Torsionsschwingung-

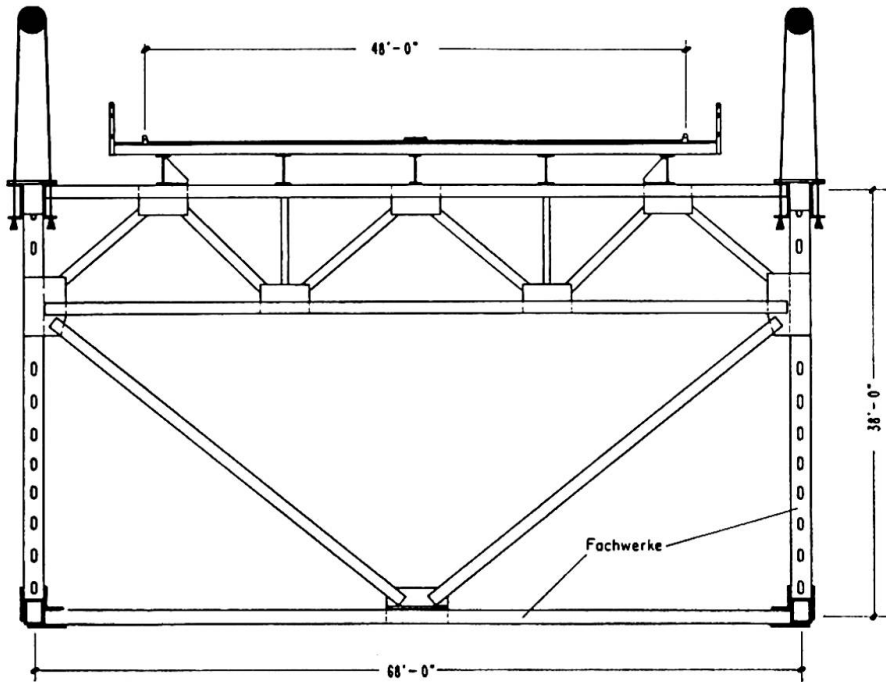
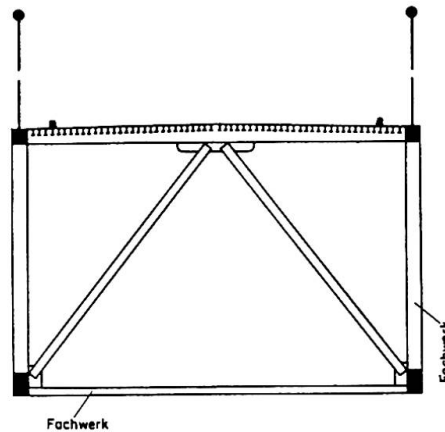


Fig. 2. Querschnitt der Mackinac-Straits-Brücke für $l = 1140$ m.

a) Konventioneller Typ mit Fachwerkträgern unter der Fahrbahn.

Querschnitt gegenüber Fig. 2 dadurch verbessert, daß Fahrbahntafel in gleicher Höhe wie Obergurt des Versteifungsträgers.



b) Neuer Querschnitt mit Seilfachwerk über der Fahrbahn.

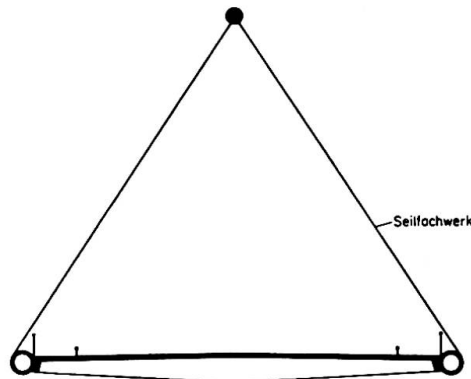


Fig. 3. Im Windkanal untersuchte Querschnittstypen.

gen, also Koppelschwingungen anregen. Die Querschnitte solcher konventioneller Hängebrücken mit Fachwerkversteifungsträgern sind auch in keiner Weise windschnittig. An den scharfen Kanten der Gesimse oder Fachwerkstäbe müssen sich Windwirbel bilden, die zum Flattern führen können. Solche

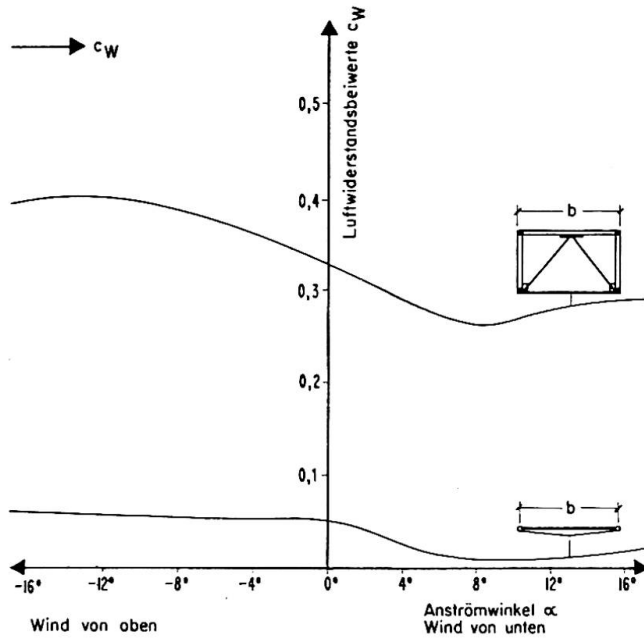


Fig. 4. Widerstandsbeiwerte der Windlasten c_w (ohne Verkehrsband). Horizontale Windlast je Länge l ; $W = c_w q b l$; $q = v^2/16 =$ Staudruck in kg/cm^2 ; $v =$ Windgeschwindigkeit in m/s .

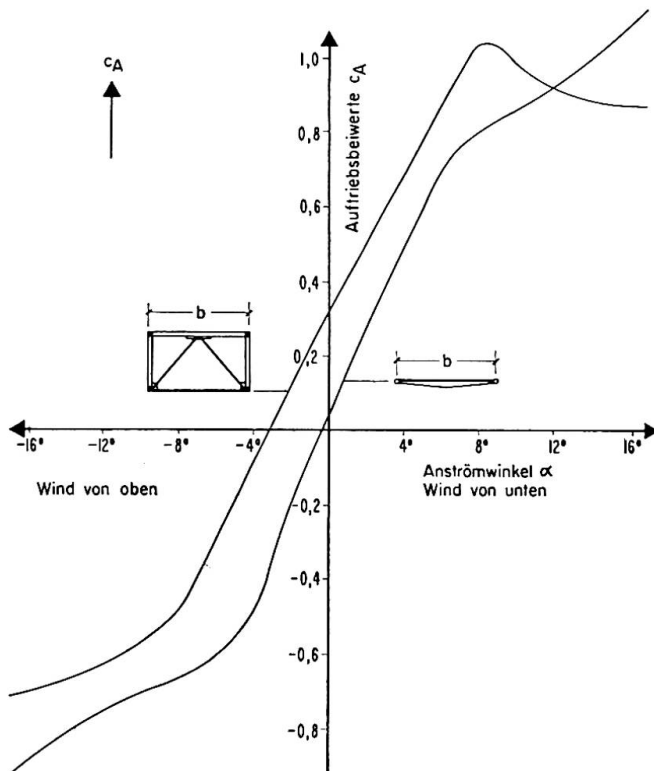


Fig. 5. Auftriebsbeiwerte c_A (ohne Verkehrsband). Auftriebs-Windlast je Länge l ; $A = c_A q b l$.

Typen erfahren verhältnismäßig hohe Windlasten, welche schon bei mäßigen Windgeschwindigkeiten ausreichen, um die mit geringer Steifigkeit aufgehängte Masse des Brückenüberbaues in Bewegung zu setzen.

Obwohl bekannt ist, daß die von den Windwiderstandsbeiwerten abhängigen Windlasten keinen direkten Maßstab für das aerodynamische Verhalten geben, so dürfte doch ohne Zweifel eine Verminderung der Windlasten durch Verkleinerung und günstige Ausbildung der Windangriffsflächen die windstabile Gestaltung erleichtern. Man muß in erster Linie die Ursachen der

Windverformungen, d. h. ungünstig hohe Windlasten und Flächen, die Wirbelstraßen auslösen, vermeiden. Dieser Gedanke veranlaßte den Verfasser seit etwa 1955 an einer neuen Lösung für Hängebrücken zu arbeiten. Das im folgenden beschriebene System zeigt diesen neuen Weg.

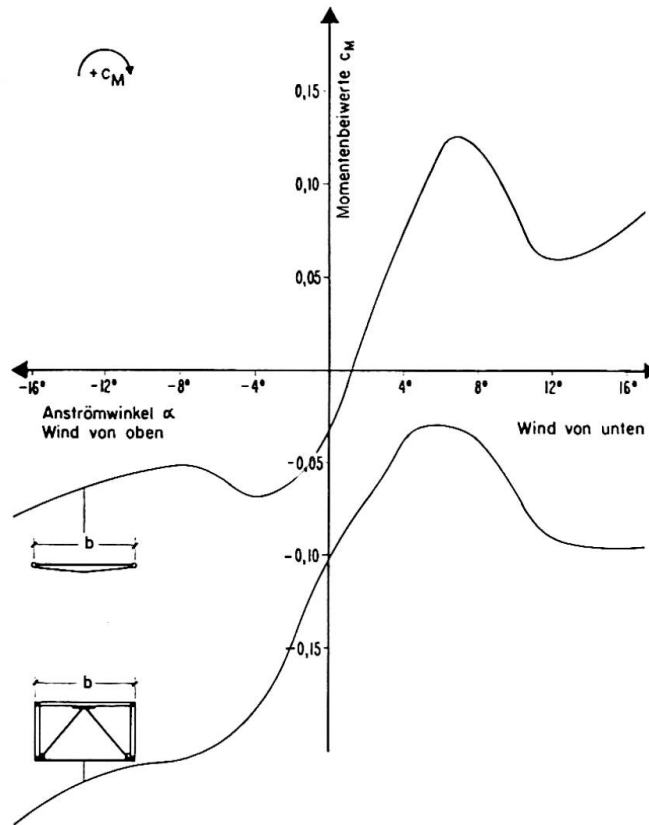


Fig. 6. Momentenbeiwerte c_M (ohne Verkehrsband), bezogen auf Oberkante Fahrbahn. $M = c_M q b l$.

2. Das neue Hängebrückensystem

Die gefährlichen Koppelschwingungen sind nur durch gegenläufiges Schwingen der zwei Kabel möglich. Wählt man nur ein Kabel in der Hauptöffnung, dann ist die Drehmöglichkeit an den Kabeln beseitigt und die Koppelschwingung vom Kabel her unmöglich. Hängt man von diesem einen Kabel aus die Fahrbahn an ihren Rändern mit zwei Hängerwänden auf, so entsteht im Querschnitt ein Dreieck mit veränderlicher Höhe (Fig. 7). Die Hänger werden nun diagonal sich kreuzend angeordnet, so daß zwischen dem Kabel als oberem Gurt und der gesamten Fahrbahntafel als unterem Gurt zwei Seilfachwerke entstehen (Fig. 8 und 9). Die Fahrbahntafel bildet zusammen mit den fachwerkartigen Hängerwänden einen Dreigurtträger mit dreieckförmigem Hohlquerschnitt, der eine hohe Torsionssteifigkeit aufweist, so daß die Schrägstellung der Fahrbahntafel durch Windkräfte fast unmöglich gemacht wird.

Bei allen Schwingungen mit Knoten innerhalb der Spannweite bewegen sich Kabel und Fahrbahn längs gegeneinander, d. h. die früheren vertikalen Hänger wirkten als Pendel. Diese gegenseitige Bewegung von Kabel und Fahr-

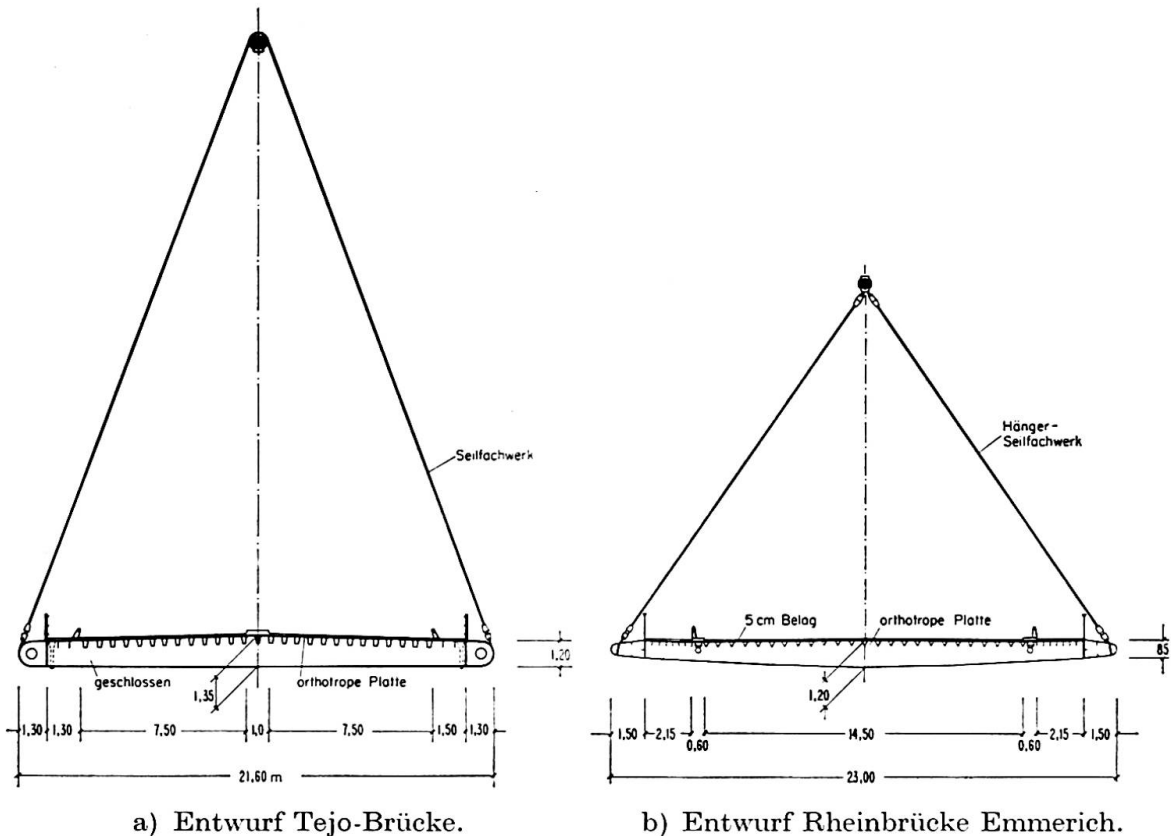


Fig. 7. Querschnitt des neuen Hängebrückensystems.

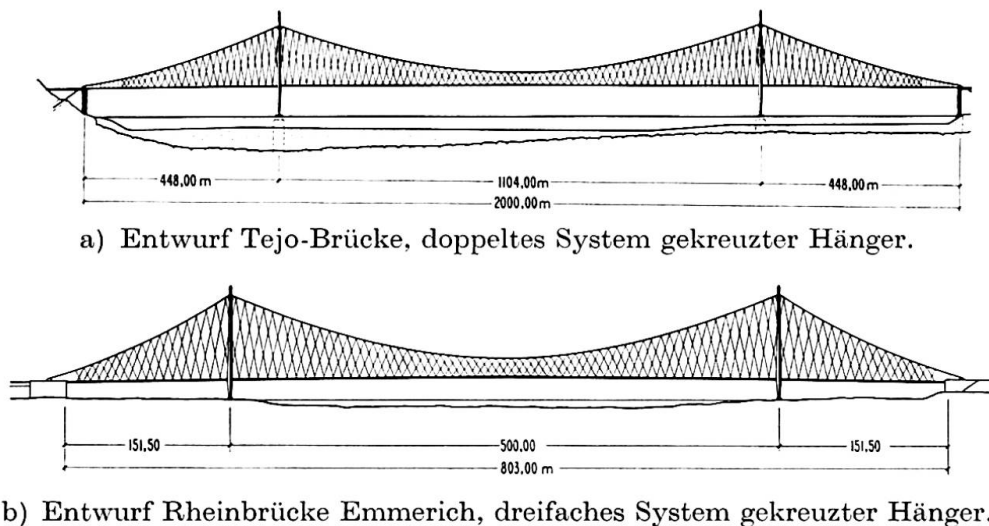


Fig. 8. Ansicht des neuen Hängebrückensystems.

bahn wird natürlich durch die vielen diagonalen Hängerseile wirksamer gebremst, als wenn man nur in $1/2$ solche Diagonalkabel einbaut, wie sie bei manchen Hängebrücken zur nachträglichen Stabilisierung mit geringem Erfolg eingebaut wurden.

Das aus den Hängern gebildete Seilfachwerk ersetzt gleichzeitig den bisherigen Versteifungsträger unterhalb der Fahrbahn, so daß die Fahrbahntafel

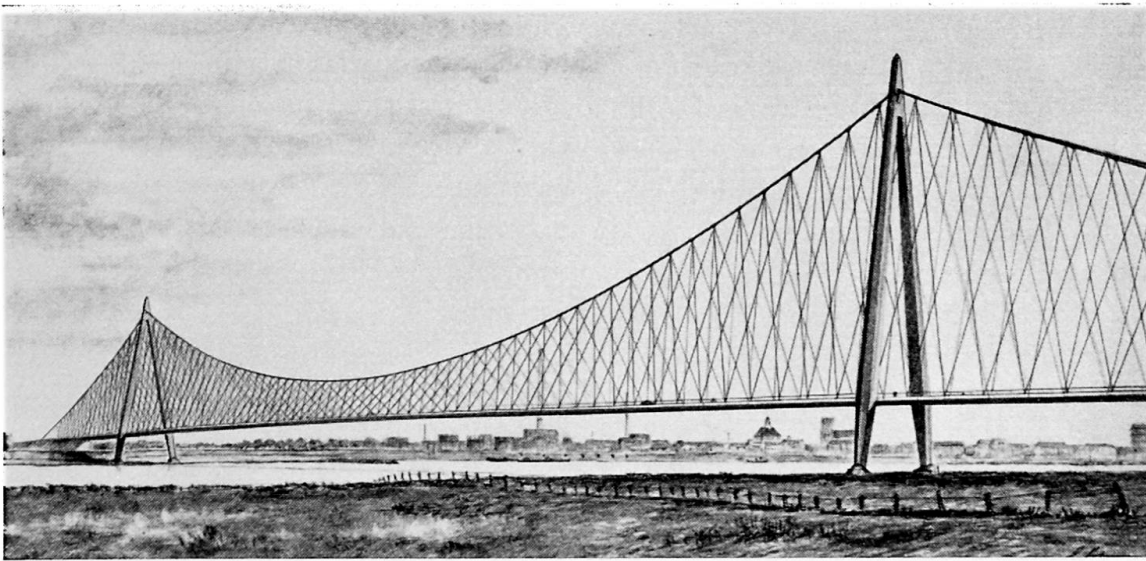


Fig. 9. Schaubild des Entwurfes einer Hängebrücke mit dem neuen System (Rheinbrücke Emmerich, Sonderentwurf).

mit sehr kleiner Bauhöhe als flache Scheibe ausgebildet werden kann, welche dem Wind nur wenig Widerstand entgegensetzt (Fig. 3b). Je nach dem Verhältnis des Eigengewichtes g zur Verkehrslast p können allerdings einzelne schiefe Hängeseile bei schweren Verkehrslasten in ungünstiger Stellung schlaff werden. Dadurch wird jedoch die Stabilität der Brücke nicht gefährdet, wie wir später noch zeigen werden.

In den Seitenöffnungen könnte man das eine Kabel durchführen und durch einen Mittelstreifen zwischen den Richtungsfahrbahnen zur Verankerung führen. Es dürfte jedoch für die heutigen Ansprüche an die Straßenführung im allgemeinen günstiger sein, wenn das Kabel unmittelbar neben dem Pylon für die Seitenöffnungen in zwei Kabel geteilt wird, die dann außerhalb der Fahrbahn in den Verankerungswiderlagern enden (Fig. 9).

In den Seitenöffnungen haben wir dann keinen geschlossenen Dreigurtquerschnitt, was jedoch dort im Hinblick auf Windschwingungen nicht nötig ist, weil die Seitenöffnungen meist verhältnismäßig kurz und ohnehin nicht schwingungsgefährdet sind. Die Hänger kreuzen sich auch dort diagonal und bilden Fachwerke mit dem Kabel und der Fahrbahn zusammen, so daß sie auch dort die lotrechte Aussteifung für schwere Fahrzeuglasten ergeben.

Als Windangriffsflächen verbleiben daher nur das Kabel, die Hängerseile und die dünne Fahrbahntafel, deren Randprofile abgerundet sein können, so daß ein windschnittiger Querschnitt entsteht, der die angreifenden Windlasten klein werden läßt.

Zwei große Brücken mit diesem System wurden bisher weitgehend durchgearbeitet und modellstatisch und -dynamisch untersucht. Es war dies ein Entwurf für die Tejo-Brücke in Lissabon, mit Spannweiten von $448 + 1104 + 448$ m bei einer Brückenbreite von $b = 21,6$ m, der anlässlich eines Wettbewerbes

im Jahr 1958/1959 ausgearbeitet wurde. Der zweite Entwurf war 1961 aufgestellt für die Rheinbrücke Emmerich mit Spannweiten von $151,5 + 500 + 151,5$ m bei einer Breite $b = 23$ m. Beide Entwürfe wurden vom Verfasser zusammen mit Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, und Architekt Dr. Ing. e. h. Lohmer, Köln, bearbeitet.

Im folgenden sollen einige für diese beiden Entwürfe ermittelten Werte mitgeteilt werden.

3. Ergebnisse von Windkanalversuchen für Entwurf Tejo-Brücke

Für den Querschnitt gemäß Fig. 3b wurden die Windwiderstandsbeiwerte im Windkanal der Technischen Hochschule Stuttgart 1959 ermittelt und vergleichsweise den Werten für eine konventionelle Hängebrücke (Fig. 3a) mit hohem Fachwerk-Versteifungsträger und unterem Torsionsverband gegenübergestellt.

Die Windbeiwerte	c_w (horizontal) (Fig. 4)
	c_a (vertikal) (Fig. 5)
	c_M (Moment) (Fig. 6)

wurden jeweils auf die Mitte und Breite der Fahrbahntafel bezogen und für Anblaswinkel bis zu $\pm 16^\circ$ gemessen. Bei Brücken im Flachland dürften Anblaswinkel über $\pm 4^\circ$ praktisch ohne Bedeutung sein, weil entsprechend stark geneigte Böen mindestens von unten her nur in sehr abgeschwächter Form auftreten können. Wind von oben ist jedoch meist ungefährlich.

Die Horizontalkomponente c_w der Windlast wird demnach durch den neuen Brückenquerschnitt auf rund $1/7$ bis $1/10$ des Wertes der konventionellen Brücke vermindert. Der Auftrieb c_A ist für horizontalen Wind fast Null. Bei Wind mit 4° von unten ist das Verhältnis noch rund $5:7$ zu Gunsten der neuen Querschnittsform. Die Momentenkomponente c_M , welche einen Maßstab für den Höhenabstand der Wind-Resultierenden von der bei Windlasten hauptsächlich tragenden Fahrbahntafel gibt, ist beim konventionellen Querschnitt für horizontalen Wind rund 3mal so groß wie beim windschnittigen Querschnitt. Die Ergebnisse dieser Windkanalversuche sind ein Beweis dafür, daß man durch geeignete Formgebung die primäre Ursache der Windschwingungen, nämlich die an der Brücke angreifenden Windlasten, ganz wesentlich reduzieren kann, so daß damit von vornherein die Gefahr der Windschwingungen entscheidend vermindert wird.

Am statischen Modell waren folgende Eigenfrequenzen für diesen Entwurf gemessen worden (bezogen auf die Ausführung):

1. Antimetrische vertikale Biegeschwingung $f = 0,165$ Hz.
2. Antimetrische Torsionsschwingung $f = 0,274$ Hz.

Die Torsionsfrequenz lag damit um 65% über der entsprechenden für Biegung allein.

An einem Teilstück der Brücke, das so aufgehängt wurde, daß es mit diesen Frequenzen schwingt, wurden 1960 aerodynamische Versuche in einem Windkanal des National Physical Laboratory in London durchgeführt, wo durch zahlreiche Versuche für die Severn- und Forth-Brücken große Erfahrungen auf diesem Spezialgebiet vorlagen. Als Ergebnis konnte festgestellt werden, daß der Entwurf hinsichtlich der gefährlichen gekoppelten Biege-Torsionsschwingungen ohne weiteres stabil war. Für die weniger gefährlichen reinen vertikalen Biegeschwingungen zeigte sich, daß eine vollständige Windstabilität erzielt wird, wenn der Brückenquerschnitt entlang der Untergurte der Querträger geschlossen wird. Dies kann mit einer verhältnismäßig leichten gespannten Membrane, aus dünnem Blech z. B., geschehen. Eine solche Maßnahme ist jedoch nur nötig, wenn es sich um eine besonders weit gespannte und dabei verhältnismäßig schmale Hängebrücke in flachem Gelände handelt.

Mit dem beschriebenen System kann man daher auch sehr weit gespannte Hängebrücken bei leichtem Eigengewicht aerodynamisch stabil bauen und die gefährlichen Koppelschwingungen mit Sicherheit vermeiden.

Die später ebenfalls am National Physical Laboratory in London durchgeführten Versuche an einem geänderten Entwurf für die Severnbrücke in England zeigten, daß das geschlossene Querschnittsprofil auch bei zwei Kabeln mit einem einfachen System diagonaler Hängeseile stabil wird, wenn am Rand dünne «Flossen» angeordnet werden, die wohl die Windwirbel verhüten und hier die Gehwege tragen (Fig. 10) [8]. Dies ist ein weiteres Beispiel der günstigen Wirkung diagonaler Hänger und windschnittiger Fahrbahntafeln.

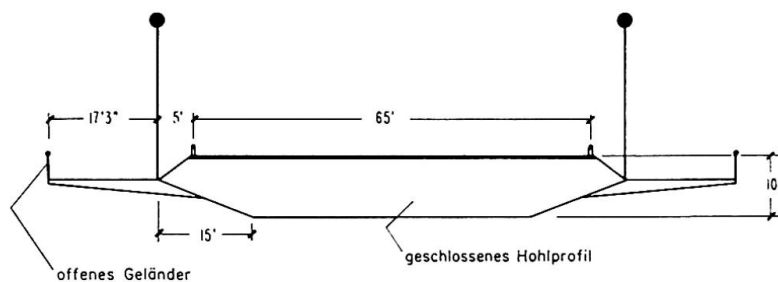


Fig. 10. Umriss des Querschnitts des geänderten Entwurfes der Hängebrücke über den Severn, $l \approx 900$ m; schräge Hänger bilden Fachwerke.

4. Das Verhalten der Brücke unter Verkehrslast

Das neue System stellt in statischer Hinsicht ein räumliches Fachwerk dar, dessen Obergurt, das Kabel, und dessen Diagonalen, die Hängerseile, nur Zug aufnehmen können, während der Untergurt, die Fahrbahntafel, zug- und druckfest ist. Der Obergurt und die Diagonalen sind durch das Eigengewicht

der Brücke vorgespannt und sie können daher auch negative Stabkräfte (Druck) so lange aufnehmen, bis die aus Eigengewicht erzeugten Zugkräfte abgebaut sind. Durch Verkehrslasten erhält das Kabel meist zusätzlichen Zug; die größte Kabelkraft erreicht jedoch nicht ganz den Wert der reinen Hängebrücke. Die diagonalen Hänger erfahren infolge der Fachwerkwirkung durch Verkehrslast teils Zug-, teils Druckkräfte. Übersteigt die negative Diagonalkraft infolge Verkehr die positive Kraft infolge Eigengewicht, dann wird die Diagonale langsam schlaff und fällt im Fachwerk aus. Dies hat jedoch keine schädlichen Folgen, weil die Tragwirkung der Hängebrücke über die Zugdiagonalen erhalten bleibt. Das Schlaffwerden wird auch kaum sichtbar, wenn man ein Seilnetz wählt, bei dem sich die Hänger mehrfach kreuzen und wenn die Hänger an den Kreuzungsstellen miteinander verbunden werden. Die modellstatischen Untersuchungen zeigten, daß bei den üblichen Verhältnissen von $g : p$ diagonale Hänger nur bei in Wirklichkeit kaum vorkommenden ungewöhnlichen Lastfällen schlaff werden. Bei der Berechnung der Hängerkräfte muß jedoch dieses mögliche Ausfallen einiger Druckdiagonalen des Fachwerkes beachtet werden, das heißt, wir haben es mit einem System zu tun, das abhängig von der Verkehrslast veränderlich ist.

Das Fachwerk ist nun noch in besonderer Art gelagert, indem nur das Kabel an den Pylonen aufgelagert wird, während die Fahrbahn nur an den Hängern befestigt ist, sich also am Pylon entsprechend den Dehnungen der langen Hänger senken kann. Die Fahrbahn ist selbstverständlich über die Pylonen hinweg auf die ganze Brückenlänge kontinuierlich, schon um ihre Steifigkeit als Windträger zu erhöhen und die seitlichen Durchbiegungen zu vermindern. Die Fahrbahntafel ist dadurch mit einer stetig veränderlichen Federkonstanten günstig gelagert und erfährt nur kleine Längs-Biegemomente.

Diese Lagerungsart der Fahrbahntafel ergibt zwangsläufig einen Festpunkt für die Längsbewegungen in der Mitte der Hauptöffnung; entsprechend muß man an den Brückenenden für die nötige Längsbeweglichkeit sorgen und an den Widerlagern bewegliche Fahrbahnübergänge einbauen.

Die Pylonen sind als Pendel ausgebildet, so daß die Kabel am Pylon oben ebenfalls längsbeweglich sind. Diese Lagerungsbedingungen weichen wesentlich von denjenigen des normalen dreifeldrigen Fachwerkträgers ab. Sie verursachen zusätzliche Diagonal- und Gurtkräfte infolge von Temperaturänderungen Δt , besonders in der Nähe der Verankerungswiderlager, wo sich die Fahrbahn gegenüber dem Kabel infolge Δt horizontal verschiebt. Man kann daher die diagonalen Hänger nicht bis zum Endwiderlager durchführen, sondern muß dort die Fahrbahntafel über eine gewisse Länge frei spannen. Aus architektonischen Gründen wird man allerdings einige blinde Hänger einbauen, sofern man nicht die erforderliche Nachgiebigkeit der kürzeren Endhänger durch Einbau von Federn erlaubt.

Die Verformungen des Hauptträger-Fachwerkes sind zwar kleiner als diejenigen bei einer konventionellen Hängebrücke, sie sind dennoch so groß, daß

sie die Schnittkräfte beeinflussen, so daß diese nach der Theorie 2. Ordnung berechnet werden müssen.

Obwohl es heute möglich ist, insbesondere mit Hilfe elektronischer Rechenmaschinen, solche Tragwerke mit wechselndem System nach der Theorie 2. Ordnung zu berechnen, so wurde hier doch vorgezogen, die Voruntersuchungen mit Hilfe statischer Modelle durchzuführen, die erlauben, alle Einflüsse einwandfrei zu berücksichtigen. Beide Brückenentwürfe wurden mit je 18 m langen Modellen untersucht (Fig. 11 und 12), die sorgfältig unter Beachtung aller Ähnlichkeitsgesetze gebaut wurden, wobei die Zusatzgewichte für Eigengewicht jeweils möglichst in richtiger Schwerpunktlage angebracht wurden, um auch hinsichtlich mechanisch angeregter Schwingungen die Ähnlichkeit zu erhalten.

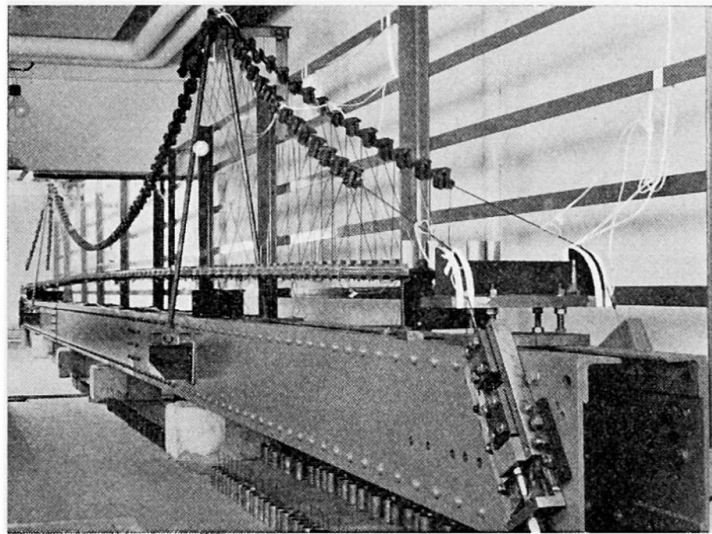


Fig. 11. Statisches Modell des Entwurfes Rheinbrücke Emmenrich.

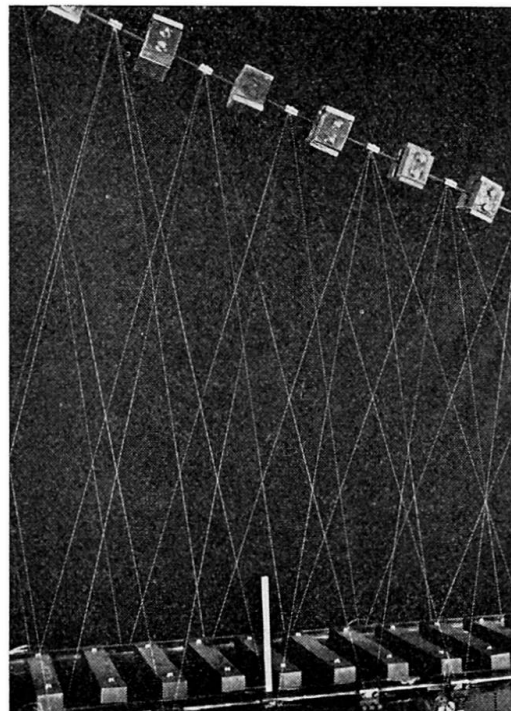


Fig. 12. Einzelheiten des statischen Modelles.

Aus den Meßergebnissen der Tejo-Brücke ersehen wir:

1. Die Kabelkraft bleibt dank der Fachwerkwirkung stets kleiner als die Kabelkraft einer reinen Hängebrücke.

2. Durch einzelne Schwerstfahrzeuge allein, zum Beispiel 2×60 -t-SLW nebeneinander oder durch eine 120-t-Raupe, wird bei $g = 9,3$ t/m selbst bei Wahl einer Leichtfahrbahn (orthotrope Platte) kein Hänger schlaff. Für das Schlaffwerden der Hänger müssen größere Brückenlängen etwa, 80 m auf ganzer Breite mit schwerster Verkehrslast (gleichmäßig verteiltes $p = 3$ t/m + 2×60 -t-SLW) belastet werden. Andererseits werden bei voller Verkehrslast auf die ganze Brückenlänge einige Hänger in der Nähe der Viertelspunkte der Hauptöffnung schlaff. Es läßt sich leicht erreichen, daß bei halber Verkehrslast noch keine Hänger schlaff werden, so daß für die normalen Verhältnisse des Straßenverkehrs, der nur 15 bis 20% der vollen rechnerischen Verkehrslast ausmacht, bei beliebigen Belastungslängen alle Hänger stets unter Zug stehen werden. Das Schlaffwerden von Hängern hat also fast nur theoretische Bedeutung.

3. Die größte Durchbiegung tritt nicht wie bei der konventionellen Hängebrücke etwa in 0,3l auf, sondern in der Brückenmitte und bleibt kleiner als bei einer Hängebrücke mit normalem Versteifungsträger. Das Seilfachwerk steift die Brücke also besser aus als ein Fachwerkversteifungsträger unter der Fahrbahn. Entsprechend sind die Neigungsänderungen und die Radien der Biegelinien günstiger als bei der konventionellen Hängebrücke. Der größte Längsneigungswinkel ergab sich neben dem Pylon für die Tejo-Brücke infolge höchster Temperatur und Verkehr zu rund 1,6%.

4. Die größte Querneigung der Fahrbahn wurde für die Tejo-Brücke infolge einseitigem Verkehr und Wind mit 2,9% ermittelt.

5. Die größten Hängerkräfte sind natürlich wesentlich größer als bei der konventionellen Hängebrücke. Der Bedarf an Stahl für die Hänger bleibt trotzdem gering und spielt in der Wirtschaftlichkeit keine spürbare Rolle. Für die Bemessung der Hänger genügten bei Entwurf Tejo patentverschlossene Seile mit $\varnothing 65$ mm über die ganze Brückenlänge.

6. Die größten Biegemomente M_x der Fahrbahntafel erzeugen bei Wahl einer orthotropen Platte Spannungen, die unter 100 kp/cm² liegen. Auch die Längs-Gurtkräfte in der Fahrbahntafel infolge der Fachwerkwirkung bringen nur mäßige Spannungen in der Größenordnung von -400 bzw. $+500$ kp/cm².

Schrifttum

1. Proceedings of the International Conference on the Wind Effects on Buildings and Structures. National Physical Laboratory, 1963, London. Paper of G. S. Vincent.
2. C. SCRUTON und R. A. FRASER: "A Summarised Account of the Severn Bridge Aerodynamic Investigation." National Physical Laboratory, Her Majesty's Office, London (1952).
3. K. KLÖPPEL und G. WEBER: «Teilmodellversuche zur Beurteilung des aerodynami-

schen Verhaltens von Brücken.» Der Stahlbau, 32 (1963), Heft 3, S. 65—79, und Heft 4, S. 113—121.

4. F. BLEICH: "The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges." US Bureau of Public Roads, Washington 1950.
5. D. B. STEINMANN: "Aerodynamic Theory of Bridge Oscillations." Trans. ASCE 1950, 115.
6. Y. ROCARD: «Instabilité des ponts suspendus dans le vent» in [1].
7. A. SELBERG: "Aerodynamic Effects on Suspension Bridges" in [1].
8. D. E. J. WALSH, NPL-London: "The Use of Models to Predict the Oscillatory Behaviour of Suspension in Wind" in [1].

Zusammenfassung

Ein neuartiges Hängebrückensystem mit nur einem Kabel und Seilfachwerken zwischen Kabel und Fahrbahn wird beschrieben. Durch Windkanalversuche wurde ermittelt, um wieviel günstiger die Windlasten dieses Systemes gegenüber der konventionellen Hängebrücke werden. Windkanalversuche zeigten auch, daß die gefährlichen Koppelschwingungen nicht mehr auftreten und daß auch hinsichtlich der Biegeschwingungen vollständige aerodynamische Stabilität erzielt werden kann, selbst wenn Spannweiten von über 1000 m mit Leichtfahrbahn gebaut werden. Einige Ergebnisse von modellstatischen Untersuchungen werden mitgeteilt.

Summary

A new system for suspension bridges is described with one cable (monocable bridge) and two lattice works formed by nets of inclined hangers. Wind tunnel test showed how much more favourable the windloads of this new system are compared with the conventional system. The tests proved also that the dangerous wind oscillations with combined flexural and torsional movements are impossible and for flexural oscillations also, full aerodynamic stability can be obtained even for spans above 1000 m and even with light weight floor-systems. Some results of static tests on models are reported.

Résumé

L'auteur décrit un nouveau système de pont suspendu comportant un seul câble porteur et des suspentes inclinées formant une triangulation multiple. Les essais en soufflerie montrent que l'effort au vent de ce système est inférieur à celui d'un pont suspendu traditionnel. Les mêmes essais prouvent de plus que les dangereuses oscillations couplées ne se produisent plus et que l'on obtient aussi une stabilité aérodynamique totale en ce qui concerne les oscillations flexionnelles, ceci même pour une portée dépassant 1000 m avec platelage léger. L'auteur communique quelques résultats d'essais statiques sur modèles.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Dynamic Behavior of Large Structures Studied by Means of Models

*Etude du comportement de grandes constructions soumises à des efforts dynamiques,
au moyen de modèles réduits*

Modelluntersuchungen über das dynamische Verhalten großer Bauwerke

ENZO LAULETTA

Dr. Ing., Istituto Sperimentale Modelli e Strutture, ISMES, Bergamo (Italy)

Foreword

1. The "response" of a complex structure to seismic action can practically be obtained only by testing on models. As is known, the models may be of the following types: electric analogical (HUDSON); mechanical, built after having previously schematized the structure into a set of appropriately sized and connected typical elements (JACOBSEN); and, finally, real structural models (ISMES).

The models mentioned last do not require a previous schematization. However, they do have to meet rather burdensome similitude conditions.

In a previous paper [1] we have outlined the conditions governing experimentation on elastic models endowed with viscous damping and on more complete models which can be carried to failure.

2. The studies at ISMES, Bergamo, were conducted in both directions, viz.:

- complete models, carried to failure, for dams¹);
- elastic models with viscous damping, for geometrically complex structures (such as frame systems). These models are still to be regarded as calculating machines and need to be interpreted in conformity with appropriate schemes in order to relate the results yielded by them to prototypes subjected to actual earthquake vibrations.

In what follows we shall illustrate, by means of a significant example, the way a study on an elastic model is conducted.

Features of the Model

3. The model here dealt with reproduced a 45-story reinforced concrete building. 193 m high above its foundation (Fig. 1).

¹) From 1955 until now ISMES studied the dynamic behavior of the following dams: Ambiesta (Italy), Dez (Iran), Kurobe IV (Japan), Soledad (Mexico), Santa Rosa (Mexico), El Novillo (Mexico), Grancarevo (Yugoslavia) and Rapel (Chile).

The load-bearing elements were reproduced in their entirety, with no simplification whatever. The only exception were the floors which in the prototype consist of ribbed slabs whereas in the model they were reproduced by slabs of constant thickness having the same flexural stiffness. By sheer coincidence, the excess of mass of the constant thickness floors compared to the ribbed slabs was exactly the same as the mass of the accidental over-load foreseen in the project.

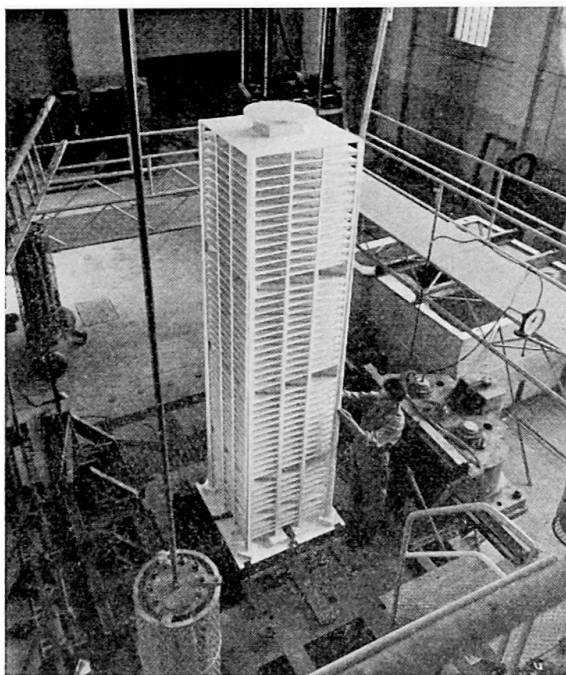


Fig. 1.

4. The model was made of celluloid. The similitude ratios of the basic quantities were as follows

- length $\lambda = L_r/L_m = 52.8$,
- density $\rho = \gamma_r/\gamma_m = 18.8$,
- Young's moduli $\epsilon = E_r/E_m = 13$.

Consequently, the time scale was:

$$\tau = \frac{T_r}{T_m} = \lambda \rho^{1/2} \epsilon^{-1/2} \cong 20.$$

As to the dimensionless damping coefficient, its determination on the model and the methods of relating to the prototype are described in Section 9.

Testing Procedure

5. The model, complete with foundation and placed on a vibrating table that was moved by a 10 ton vibrodyne, was subjected to nearly stationary horizontal vibrations with a frequency ranging from 0 to 3.75 Hz (on the

full-scale structures) and directed along the normal to one of the faces of the model²⁾).

6. The displacements and strain measurements yielded the "response" of the structure for the entire range of the applied vibrations.

The first four vibration modes were identified. Correspondingly, the model displacements and strains were determined, and, using the methods outlined in Section 9, the damping coefficients were evaluated.

For brevity's sake we shall omit giving here the data directly obtained from the tests. In the following Section we shall only bring the values derived from some of them through appropriate elaboration since they are the only ones of interest beyond the specific case here described.

Analysis of the Principal Results

7. Upon obtaining on the model, without resorting to schematization, the "response" of the structure with regard to nearly stationary vibrations, one has to pass to evaluating that "response" as regards the real vibrations which, as is known, are transitory and extremely irregular.

For this purpose we have made use of the well-known "seismic spectrum" technique [2].

Substantially in this technique it is assumed that the effects of a given earthquake may be characterized by a set of curves, called "response curves", which are the loci of the maximum effects (displacements, velocities or accelerations) produced by the earthquake on a group of independent vibrators having a single degree of freedom and a viscous damping capacity.

When starting from these curves, it is not possible to arrive at numerical results for any structure under study, although one can always obtain guide lines and directions not otherwise procurable at present.

On the other hand, fairly correct solutions, also from a quantitative point of view, can be secured from the spectrum technique for structures with well-defined dynamic features.

Should calculation be made use of these features should not be greatly affected by the schematizations required to make the calculation possible.

In our case, by using a model, and with no recourse to any structural schematization, we obtain the "response" of the structure to "civilized" excitations.

At this point, the basic problems are two, and both of them can be solved by the spectrum technique, within the range of its validity. The problems are:

²⁾ The inertia ellipse of the cross-sections of the buildings is a circle. This, to a certain extent, warrants extending the results obtained for one of them to all the vibration directions. Such assumption was also corroborated by appropriate preliminary testing.

- a) relating the model earthquake to the real ones³). This is feasible by comparing the respective spectra;
- b) superimposing the results obtained on the model at the various frequency bands in order to relate them to a single actual earthquake.

This is exactly what we shall do in Sections 8 to 11 as regards defining the real spectra, those of the model, and their mutual relations, and in Sections 12 and 13 which deal with the superimposition of the results pertinent to the single vibration modes of the building.

8. The linear single degree-of-freedom structure has a mass m , stiffness K , damping c , base motion z and relative displacement y .

The equation of motion is:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + Ky = -m\ddot{z}.$$

It is proved that the maximum values of the relative displacement and velocity of the mass m and its absolute acceleration during the earthquake $z(t)$ can be expressed by the following relations:

$$(\dot{y} + \ddot{z})_{max} \cong \omega_n S_v, \quad \dot{y}_{max} = S_v, \quad y_{max} \cong S_v/\omega_n$$

with $S_v = (\sqrt{A^2 + B^2})_{max}$,

and $A = \int_0^t \ddot{z} e^{-\omega_n \zeta(t-u)} \cos(\omega_n u) du$, $B = \int_0^t \ddot{z} e^{-\omega_n \zeta(t-u)} \sin(\omega_n u) du$,

where $\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} = \frac{2\pi}{T_n}$,

T_n = natural period of vibration,

$$\zeta = \frac{\mu}{\omega_n} = \frac{c}{2m\omega_n} \text{ fraction of critical damping (dimensionless.)}$$

As is known, the California School has calculated the "response" functions S_v for the two horizontal components in the case of the following four earthquakes: El Centro 1938, El Centro 1940, Olympia 1949 and Taft 1952. The appropriately handled values yielded the family of typical curves $S_v(T, \zeta)$ given in Fig. 2 which, on the average, represents all the mentioned earthquakes (to be multiplied by 2.7, 1.9, 1.9 and 1.6 for the above-cited earthquakes respectively).

We, too, shall refer to this family of "real spectra"⁴).

9. As regards the spectra S_v of the model earthquakes, it is expedient to

³) Quite obviously, this does not mean determining the mechanical similitude scale, which has already been evaluated in Section 4, but comparing something which may be likened to a "coefficient of shape" of the two earthquakes.

⁴) It is beyond the scope of the present paper to discuss the right of referring to Californian "spectra" for constructions outside of California. Here, only the method of investigation is dealt with and not the discussion of its numerical aspects.

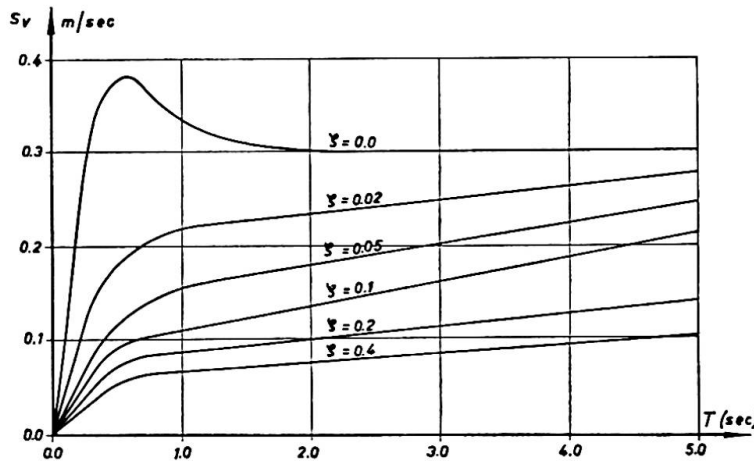


Fig. 2. Average velocity spectrum curves for strong ground motion (cf. [2]).

evaluate them theoretically by previously determining the coefficients of damping which, in turn, are to be directly obtained on the model⁵).

From the resonance curves relating to the strains ascertained in the vicinity of the frequencies 0.23 and 0.72 Hz (relating to the first and second vibrations mode) and by the use of the well-known “ $\sqrt{2}$ Method”⁶), the following damping values may be obtained (in fractions of the critical damping):

$$\begin{aligned} \text{for } f = f_1 = 0.23 \text{ Hz, } & \zeta_1 = 0.059, \\ \text{for } f = f_2 = 0.72 \text{ Hz, } & \zeta_2 = 0.020. \end{aligned}$$

These values well agree with a widely spread theory, according to which the damping is to be represented by an expression of the type:

$$\zeta = \frac{\mu}{2 \pi f}, \tag{1}$$

where $\mu = \mu(f)$ is constant.

⁵) It is preferred to calculate the spectra rather than utilize those which may be obtained experimentally because it is desired to take into account, with the greatest possible precision, the exact damping value of the model which differs from the one of the specimen vibrators owing to the different stress conditions. For the same reason, it is good to directly determine the damping coefficients by experimentation on the model instead of on specimens.

⁶) The “response” obtained from an extensometer or a deflectometer was likened to that of a simple vibrator excited by a centrifugal force, whose equation of motion is:

$$\ddot{x} + 2 \zeta \omega_n \dot{x} + \omega_n^2 x = p \omega^2 \sin \omega t.$$

The amplitude under working conditions is:

$$x = p \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 \left\{ \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{2 \zeta \omega}{\omega_n} \right)^2 \right\}^{-1/2}. \tag{2}$$

In the vicinity of resonance it differs only by the factor ω_n/ω from that of the vibrator excited by forces expressed by $p \sin \omega t$, for which the “ $\sqrt{2}$ Method” is rigorous.

It follows that, within the approximation range of interest to us, the use of the more convenient “ $\sqrt{2}$ Method” in our case is justified.

Because of the lack of reliable experimental data, the damping coefficients for the third and fourth vibration modes are obtained by extrapolation using expression (1):

$$\begin{aligned} \text{for } f = f_3 = 1.47 \text{ Hz, } & \zeta_3 = 0.010, \\ \text{for } f = f_4 = 2.45 \text{ Hz, } & \zeta_4 = 0.006. \end{aligned}$$

The function $\mu(f)$ thus obtained is given in Fig. 3.

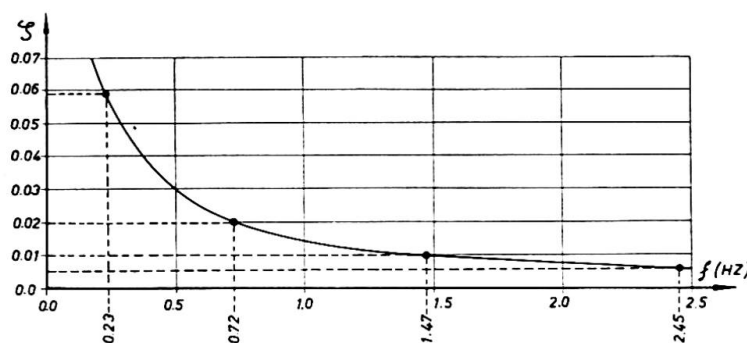


Fig. 3. Damping coefficient ζ of the model.

The calculation of the spectra (i. e., of the maximum velocity and displacement responses pertinent to the simple vibrator), easily feasible for the model earthquakes when starting from equation (2), yields:

$$\dot{y}_{max} = S_v = \pi p / \zeta T_n.$$

Passing to numbers and bearing in mind the previously obtained values, we have:

f (Hz)	ζ	S_v ($m s^{-1}$)
$f_1 = 0.23$	0.059	0.612
$f_2 = 0.72$	0.020	5.653
$f_3 = 1.47$	0.010	2.308
$f_4 = 2.45$	0.006	6.412

10. Let us now call "earthquake simulation ratio" the value

$$\bar{\Sigma} = (S_v)_p / (S_v)_m$$

of the ratio between the response spectra of the mean actual earthquakes (without considering the unessential "factor" relative to each single earthquake) and the model earthquakes⁷⁾.

In our case, with the data given above for the first four vibration modes of the structure and the four damping values (supposing these values to be

⁷⁾ It is obvious that assuming (as in our case) stationary model earthquakes of constant amplitude whereas the actual earthquake is far different, the number of the ratios $\bar{\Sigma}$ equals that of the frequencies to be considered.

the same for the model and the prototype as is demanded by the theory of similitude), we have:

f (Hz)	ζ	$\bar{\Sigma}$
$f_1 = 0.23$	0.059	0.373
$f_2 = 0.72$	0.020	0.040
$f_3 = 1.47$	0.010	0.109
$f_4 = 2.45$	0.006	0.038

11. On the other hand, the coefficient of damping usually taken for concrete structures is $0.05 \leq \zeta \leq 0.15$, i. e., by far greater than those assumed so far. This difference, too, can be taken into account.

When the model is assumed to be operating under partial similitude conditions and the average damping coefficient ζ is taken as unvarying with the frequencies and equal to 0.1, four new "earthquake simulation ratios" can be established⁸⁾.

The interpretation scheme of the spectrum technique seems to fully warrant such a procedure.

Operating as in the preceding case, the following new set of four values is obtained:

f (Hz)	ζ	$\bar{\Sigma}'$
$f_1 = 0.23$	0.1	0.328
$f_2 = 0.72$	0.1	0.021
$f_3 = 1.47$	0.1	0.044
$f_4 = 2.45$	0.1	0.012

12. Having thus established the ratios $\bar{\Sigma}$ or $\bar{\Sigma}'$, which make it possible to relate to the prototype the measurements made on the model at the various vibration "modes", it is now necessary to assemble them into a "whole" which is the response of the structure to the "totality" of the excitations forming the earthquake. The vibrations of a multiple-freedom system are given by a linear combination of the vibrations relevant to the individual modes. In the case of seismic vibrations according to the spectrum technique, every vibration "mode" has to undergo an "amplification" corresponding to its spectrum $S_v(f)$.

In our case, the model already supplied by direct measurement the responses pertinent to the frequency bands containing single modes, and we already related them to the prototype by means of the ratios $\bar{\Sigma}$ or $\bar{\Sigma}'$.

⁸⁾ Substantially, this indicates that the model was damping the vibrations much less than the prototype is supposed to be capable of doing.

It follows that the total response of the structure to the real earthquakes will be given [2] by the following expression:

$$Y = \sum_1^n y_i(x) \sin(\omega_i t - \alpha_i)$$

and the acceleration response will be:

$$\ddot{z} + \dot{Y} \cong \sum_1^n \omega_i^2 y_i(x) \sin(\omega_i t - \beta_i).$$

The assumed phase differences α_i and β_i can be evaluated by different principles, which range from those aiming at obtaining for Y the most probable value to those which merely furnish the absolute maximum value [3].

13. In our case, taking into account some basic considerations concerning the nature of the ground and the consequent importance of the harmonic vibrations [4], we proceeded as follows:

— The experimental deformed lines $y_i(x)$ (Fig. 4) pertinent to the single vibration “modes” (already related to the prototype by the earthquake scales $\bar{\Sigma}_i$ or $\bar{\Sigma}'_i$) represent approximately the maximum absolute accelerations.

Multiplying the various $y(x)$ by the mass $m(x)$ distribution, the distributions $F_i(x)$ of the forces of inertia relative to the single modes were obtained.

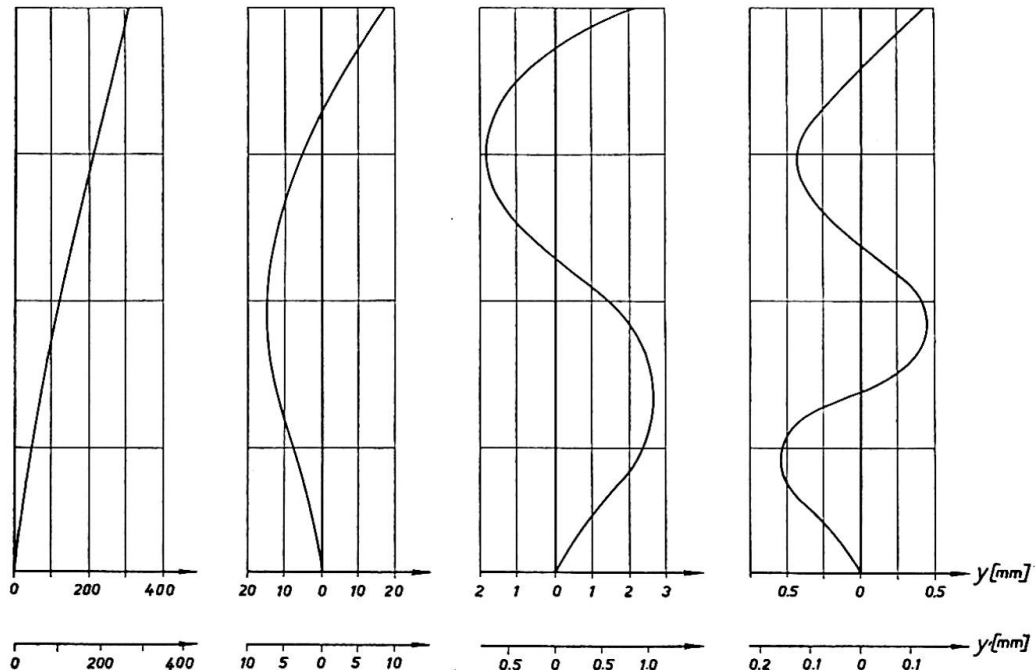


Fig. 4. Deformed lines Y_i and Y'_i for actual earthquakes, corresponding to the first four vibration modes.

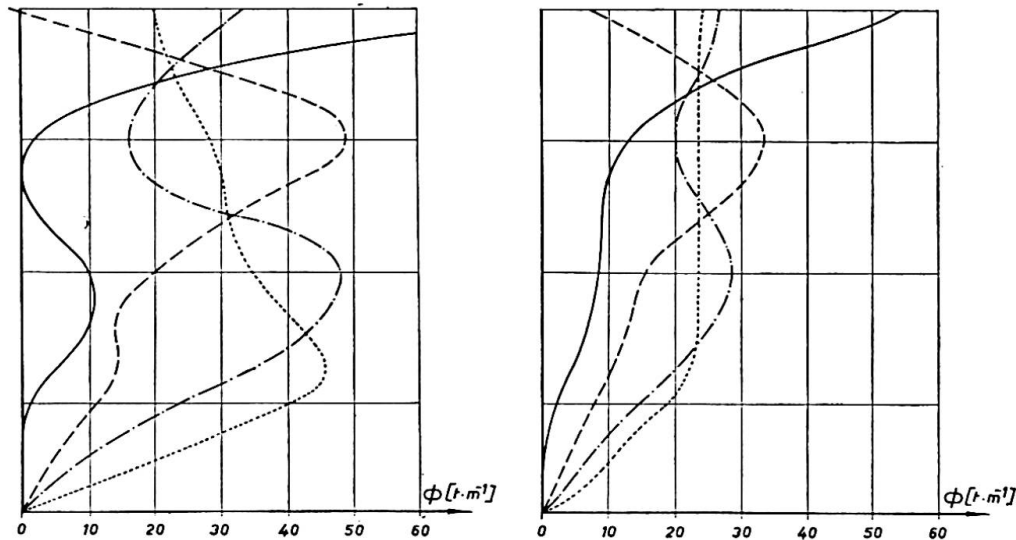


Fig. 5. Some significant diagrams Φ of inertial forces obtained by algebraically summing the forces $Y_i m \omega_i^2$ or $Y'_i m \omega_i^2$.

— It was assumed that all the modes appear at maximum amplitude and phases $\beta_i = 0$ or $\beta_i = \pi$ simultaneously along the entire structure.

The total inertia forces Φ were then given by variously combining the force systems F_i into groups of four (Fig. 5).

— From the diagrams Φ , the most unfavorable values of the shear and bending moments were obtained.

Conclusions

The above example shows how the dynamic behavior of a highly complex structure may be studied with the aid of an elastic celluloid model, without previous schematization.

Operating as a calculating machine, the model furnished the “response” of the structure to “civilized” vibrations.

An interpretative theory then made it possible to obtain the maximum stresses at the various points of the structure for the real earthquakes.

This, to be sure, is a good result.

However, it must be observed that the coefficient of damping is of primary importance in the behavior of structures (hence, in their both theoretical and modelling schematizations).

Unfortunately, the data about this coefficient, especially for concrete structures, are very scarce, and in the case of high stresses (required in safety problems) they lack almost altogether.

This, in our opinion, is the most serious gap to be removed if earthquake engineering is to be placed on a more solid basis than it is at present.

References

1. G. OBERTI and E. LAULETTA: "Dynamic tests on models of structures." Proc. Second World Conf. Earthquake Eng. Tokyo 1960.
2. G. W. HOUSNER: "Vibration of structures induced by seismic waves." McGraw-Hill. New York 1961.
3. H. C. MERCHANT and D. E. HUDSON: "Mode superposition in multi-degree of freedom systems using earthquake response spectrum data." Bull. Seism. Soc. Amer. April 1962.
4. E. LAULETTA: "Il comportamento di edifici di grande altezza sottoposti ad azioni sismiche: considerazioni teoriche e ricerche sperimentali." Giorn. Gen. Civ. June 1963.

Summary

The present paper deals with the guiding criteria used in dynamic tests on multistoried buildings.

The main results obtained for one building subjected to sinusoidal vibrations are given. It is proved that, through the use of the spectrum technique, these results can be applied to earthquake vibrations.

Résumé

La présente communication traite des critères directeurs utilisés pour les essais dynamiques sur des bâtiments à plusieurs étages.

Les principaux résultats obtenus pour un bâtiment soumis à des vibrations sinusoïdales sont présentés. Il est démontré que, par l'emploi de la technique des spectres, ces résultats peuvent être étendus aux vibrations sismiques.

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit behandelt die Richtlinien für dynamische Versuche an mehrstöckigen Bauwerken.

Es werden die wichtigsten Resultate von Untersuchungen an einem Bauwerk mit sinusförmigen Schwingungen gegeben. Es wird gezeigt, daß durch die Anwendung der «Spektrumtechnik» diese Resultate für Schwingungen von Erdbeben verwendet werden können.

Vibrations of Framed Structures on Scale Models

Vibrations de charpentes sur des modèles réduits

Schwingungen an Modellen von Rahmenkonstruktionen

LADISLAV PŮST

Ing., Cand. Sc., Mechanical Engineering Research Institute of the Czechoslovak Academy of Sciences, Praha

The vibrations of complicated framed structures, such as framed foundations of turbine-generator sets cannot be reliably ascertained with the present means and calculating methods. Model tests offer the possibility of ascertaining the dynamic properties of the structure also with regard to the influences which in the calculation are mostly not taken into account (influence of shearing and longitudinal deformations of the beam, influence of the fixing, etc.).

In the Mechanical Engineering Research Institute of the Czechoslovak Academy of Sciences, a method for the measurements of the dynamic properties of framed structures was elaborated, and detailed investigations were carried out on several types of these structures. It was the purpose of this work to determine the influence of the individual parameters upon the position of the natural frequencies and the shape of the resonance curves.

In the first part of our investigations we studied the vibrations of various types of plane frames, at which the motion of the individual points takes place, on the one hand, in the plane of the frame and, on the other hand, perpendicularly to this plane. By measuring of the first eight natural frequencies we obtained for each frame diagrams which indicate the dependence of these frequencies on the ratio of the characteristic lengths of the frame, on the ratio of the torsional and the bending rigidity of the individual beams, etc. For instance, it was observed that at vibrations perpendicular to the plane of the frame the natural frequencies corresponding to antimetric and higher symmetric modes depended to a great extent on the torsional rigidity of the beam (changes up to 50% at $0 < \frac{GJ_k}{EJ} < \infty$); other natural frequencies, such as the first symmetrical vibration, are practically not influenced by the torsional rigidity. The dependence of the frequencies on the parameters is plotted in the diagrams in dimensionless magnitudes.

Fig. 1 shows the course of the dimensionless magnitude

$$\lambda_2 = l_2 \sqrt[4]{\frac{\bar{\mu} \omega^2}{EJ}},$$

where denote: l_2 characteristic length [cm],
 $\bar{\mu}$ mass of the beam length of 1 cm $\left[\frac{\text{kp s}^2}{\text{cm}^2}\right]$,
 EJ bending rigidity of the beam $[\text{kp cm}^2]$,
 ω natural frequency $\left[\frac{1}{\text{s}}\right]$,

as a function of the length ratio $\frac{l_2}{l_1}$ for the four lowest natural frequencies of the vibrations perpendicular to the plane of the frame and for $\frac{GJ_k}{EJ} = 0,393$. The course of the curve is in general continuous, only the dependence for the second symmetric form of the vibration exhibits in the surroundings of $\frac{l_2}{l_1} = 1$ a break and the rise of the frequency is then smaller.

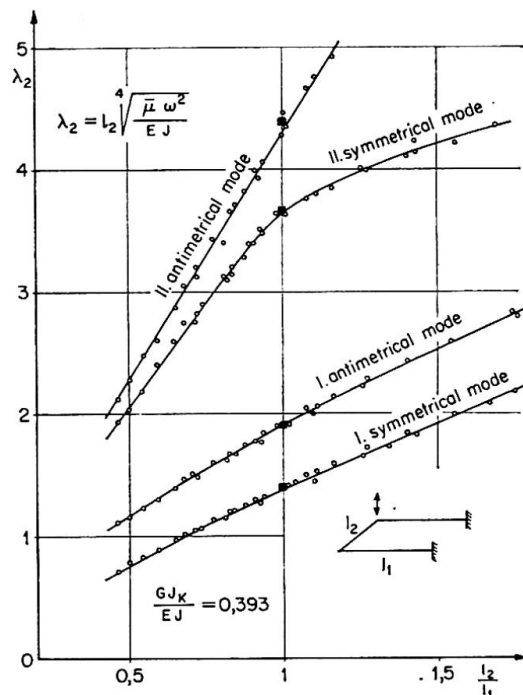


Fig. 1.

By comparison of the measuring results and the control calculations for some simple cases a sufficient accuracy of the model tests was proved (maximum error about 1%). In Fig. 1, the calculated points are marked by black squares.

The investigation of the plane frames was followed by measurements on spatial frames of the type of simplified frame foundations for turbosets. The accuracy of these model tests was again very good and the applied method of examination proved satisfactory. For this reason, it was also used for the investigation of the behaviour of actual foundations on models.

The scale of these models was 1 : 20. The material of construction was Umaplex of Czechoslovak manufacture (polymethyl methacrylate), dynamic modulus of elasticity $E_{dyn} = 43\,600 \text{ kp cm}^{-2}$ in the frequency range of 20—400

c/s, accuracy in the construction of the models (wall thickness) $\pm 0,01$ mm. The models of the foundation and of the machine were connected by means of an adhesive. The scale of the frequencies is

$$\frac{f_{model}}{f_{actual}} = \frac{n_{model}}{n_{actual}} = 7,22,$$

i. e. to an actual speed of 3000 rpm correspond 21 600 rpm on the model. By an appropriate selection of the force scale it was possible to attain that the amplitudes of the vibrations on the model and on the full-sized machine were equal and, consequently, easily measurable. The stress was remaining in the linear part of the characteristic. Vibrations in the measurement of the foundation were produced by an electromagnetic vibrator, in the measurement of the foundation with the mounted machine the vibrations were generated in the same way as on the full-sized machine, i. e. by rotating unbalanced rotors. These were constructed so that their critical speed corresponded to the critical speed of the actual machine, and thus it was possible to ascertain the mutual influence of rotors and foundations. The drive of the rotor was effected by a high-speed electric motor through an elastic coupling. The stator of the machine was so modelled, so as to fulfil the requirements corresponding to the mass, to the centre of gravity and the principal main moments of inertia, and roughly also to the rigidity of the casing and the bearing supports. The photograph of the model is shown in Fig. 2. For the measurements of the vibrations, inductive pickups Phillips, and tensometric and piezoelectric pickups of own manufacture were employed.

The measurements on the model were verified by measurements on the actual steel foundation. The positions of the natural frequencies on the model and the actual structure are roughly in agreement (max. deviation about 5%).

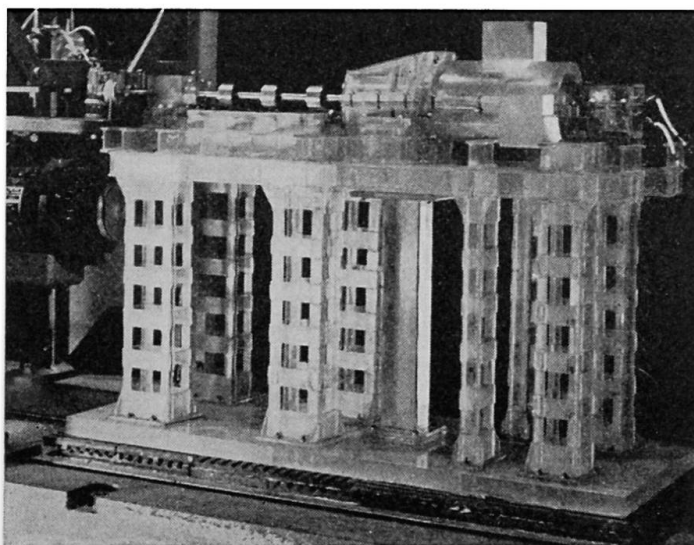


Fig. 2.

The shapes of the resonance curves were in agreement, too. The investigation on the model was mainly directed to the attainment of resonance amplitude curves in different points of the foundation and the machine, at different locations of the unbalanced mass on the rotors. In this way we obtained diagrams indicating the dynamic influence factors between the exciting rotating force and the amplitude in the main points of the structure. One of these diagrams is shown in Fig. 3. Here is plotted the dependence of the amplitude of horizontal vibrations of the front bearing of the turbine produced by the unbalance on the turbine rotor.

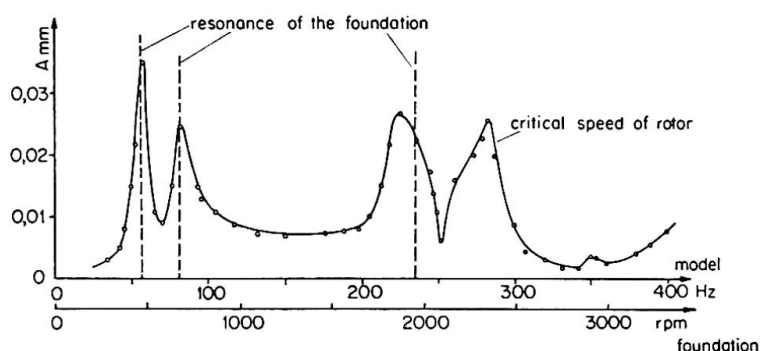


Fig. 3.

The influence of the elastic soil foundation on the behaviour of the machine foundation was ascertained on the foundation with the under plate rigidly attached to a concrete block, then with the inserted rubber-layer and with two of these layers. (In Fig. 2 there is a photograph of the foundation supported by two layers of rubber.) The rigidity of mentioned layers roughly corresponded to the rigidity of the soft soil. One layer had the rigidity $C_{z\ mod.} = 20\ \text{kp cm}^{-3}$ ($C_{z\ real} = 3\ \text{kp cm}^{-3}$), two layers $C_{z\ model.} = 10\ \text{kp cm}^{-3}$ ($C_{z\ real} = 1,5\ \text{kp cm}^{-3}$). These relatively low values were chosen, so that the shifting of frequencies could be sufficiently expressive. The change of frequencies was mainly shown in lower modes by horizontal vibrations, which remarkably decreased. This fact is apparent from the diagram in Fig. 4, where positions of resonance peaks are plotted in dependence on frequency of exciting force f (Hz). The positions of peaks are signed with vertical abscissas. The magnitude of the abscissas is proportional to the greatest resonance amplitude. The diagram is ordered so as the frequencies of vibrations has been plotted in the horizontal direction. In the vertical direction every line corresponds to one response curve, signed by the number of the measurement. Individual measurements were differed by location of unbalances and by place, where the amplitudes of vibrations has been picked up. From the diagram it could be seen, that the first "horizontal" eigen-frequency was lowered from the value $F_{H_1}^{(0)} = 56\ \text{Hz}$ corresponding to rigidly attached under plate (Zero elastic layers) to $F_{H_1}^{(1)} = 47\ \text{Hz}$ with one rubber layer and to $F_{H_1}^{(2)} = 44\ \text{Hz}$ when situated on two rubber layers. The second eigen-frequency $F_{H_2}^{(0)}$ moved from 80 Hz to

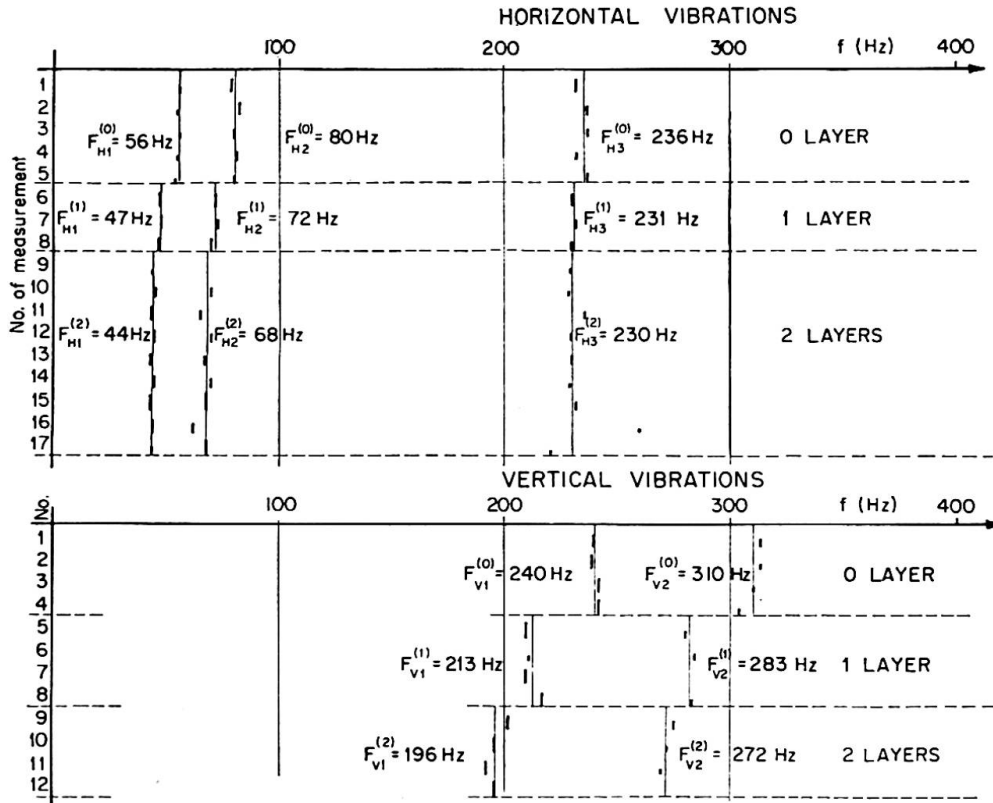


Fig. 4. Influence of rigidity of soil foundation on the resonance peaks' frequency of structures.

72 Hz and 68 Hz in the case of one and two rubber layers. The shift of eigen-frequencies, by F_{H1} and F_{H2} is therefore 16 and 21% (9 and 15% respectively). The third eigen-frequency of horizontal vibration F_{H3} on the contrary remained unchanged, because the change of $F_{H3}^{(0)}$ from 236 Hz of rigidly attached under plate, to $F_{H3}^{(1)} = 231$ Hz and $F_{H3}^{(2)} = 230$ Hz by situating of under plate on one or two rubber layers is very small and is only about 2—2,5%.

This result can be explained by the mode of vibration, which corresponds to the defined frequency. During this vibration the elastic forces from pillars influencing the under plate, are roughly balanced out. This adequately rigid plate is practically in rest and none of displacements are transmitted to the soil foundation. The first "vertical" mode of vibration is mostly influenced by the under-layer-rigidity. The corresponding eigen-frequency by rigid under plate is $F_{V1}^{(0)} = 240$ Hz. When posing the under plate on one layer, this frequency has been lowered to $F_{V1}^{(1)} = 213$ Hz, and by posing on two layers the frequency was $F_{V1}^{(2)} = 196$, this is a decrease of 11% and 18%. This is roughly the same decrease as with the lower eigen-frequencies of "horizontal" vibrations. The second eigen-frequency F_{V2} shows a comparatively shift from 310 Hz to 283 and 272 Hz, this is a decrease of 8,5 and 12%.

From the mentioned results it follows, that by computing of the lower eigen-frequencies the rigidity of soil foundation must be respected, on the

contrary in the case of higher modes the rigidity of the soil foundation has almost no influence. The reason of this phenomena is the balancing out of the elastic and inertial forces in the structure itself and therefore none force is transmitted to the under plate. It should be emphasized, that the influence of the soil rigidity has been ascertained on a scale-model for a considerable change of the soil rigidity to the highest value of 10 kp cm^{-3} (the corresponding value by an actual foundation is $1,5 \text{ kp cm}^{-3}$). The foundations are often situated on sufficiently rigid soils, the bulk modulus of which is several times higher and therefore the influence of the foundation rigidity will be lower, too.

Summary

A method for measurements of dynamic problems of machine-foundations is described. The vibrations of various types of plane frames were studied. The accuracy of the model-tests was proved to be about 1%. The investigation of the model of actual steel turbine-foundation shows the influence of the rigidity of soil foundation on the frequency of resonance peaks. The change of frequency depends on the mode of vibration.

Résumé

L'auteur décrit une méthode de mesure du comportement dynamique des fondations de machines. Il a étudié les vibrations de divers types de portiques plans. La précision des essais sur maquette s'est avérée être de l'ordre de 1%. L'étude d'une maquette d'un socle de turbine en acier montre l'influence de la rigidité du sol sur les fréquences des oscillations naturelles. La modification de la fréquence dépend du mode de vibration.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt ein Verfahren zur Untersuchung des dynamischen Verhaltens von Maschinenfundationen. Er hat die Schwingungen von verschiedenen Arten ebener Rahmen studiert, wobei die Voraussage auf Grund des Modellversuchs in der Regel um nicht mehr als 1% von der Wirklichkeit abwich. Die Untersuchung des Modells einer Turbinenfundation in Stahl zeigt den Einfluß der Steifigkeit des Untergrundes auf die Eigenfrequenzen. Dabei stellte sich heraus, daß die Veränderung der Eigenfrequenzen von der Schwingungsform abhängig ist.