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

Band: 5 (1956)

Rubrik: VI. Practice of reinforced and prestressed concrete

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 11.08.2025

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

VI

Prática do betão armado e preesforçado

Pratique du béton armé et du béton précontraint

Practice of reinforced and prestressed concrete

Praxis des Eisenbetons und des vorgespannten Betons

Relator Geral
Rapporteur Général
General Reporting Member
Generalreferent

PROF. DR. G. WÄSTLUND
Stockholm

VIa

Realização das construções (Andaimes, cofragens, fabricação e controle de betão, transporte do betão, ligação de elementos prefabricados, observação, controle e conservação das obras)

Réalisation de la construction (Echafaudages, coffrages, fabrication et contrôle du béton, transport du béton, liaison d'éléments préfabriqués, observation contrôle et entretien des ouvrages)

Execution of the structures (formwork, shuttering, placing and control of concrete, transport of concrete, jointing of prefabricated elements, observation, control and maintenance of structures)

Ausführung der Tragwerke (Lehrgerüste, Schalungen, Herstellung und Kontrolle des Betons, Betontransport, Verbindung von vorfabrizierten Elementen, Beobachtung, Kontrolle und Unterhalt der Bauten)

VIb

Aperfeiçoamentos recentes

Développements nouveaux

New developments

Neue Entwicklungen

VI a 1

Some formworks for concrete arch bridges

Einige Lehrgerüste für Betonbogenbrucken

Alguns cimbres de pontes em arco de betão

Quelques cintres de ponts-arc en béton

GEORG ENSKOG
Bromma

During 1951-1952 a concrete railway bridge was built in Northern Sweden with an arch span of 112 m, designed by the construction office of the Royal Board of Swedish State Railways.

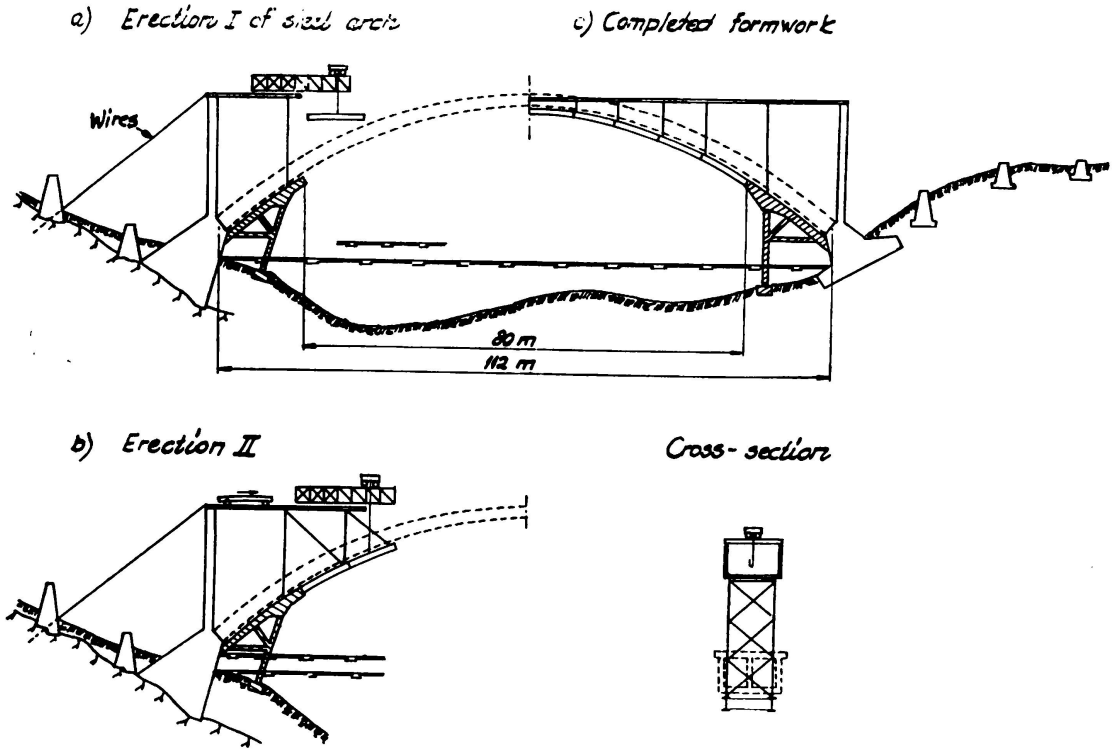


FIG. 1. Formwork for a 112 m concrete arch

For several reasons no supports for the falsework could be placed in the deep parts of the river. Up to a distance of 15 m from the abutments, the shuttering for the arch rested on provisional concrete falseworks which were, at the same time, abutments for a steel arch with a span of 80 m. This all-welded arch constituted the rest of the formwork. For the erection of the steel arch an I-beam structure was placed on the permanent abutment-column and on a steel support, resting on the provisional concrete falsework. It was anchored back on wires

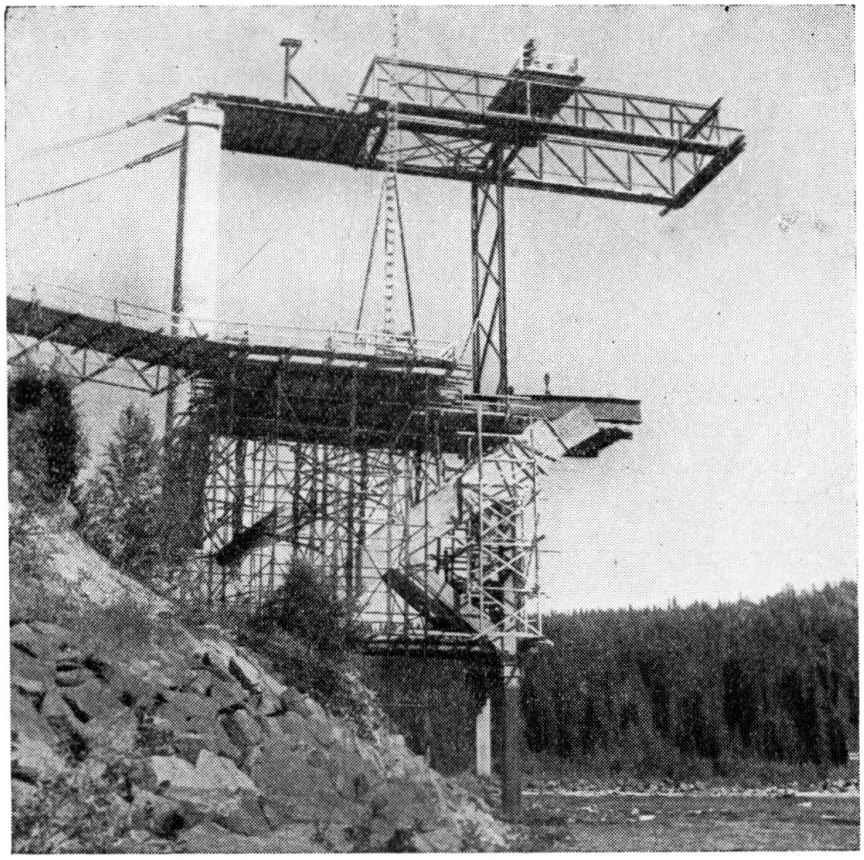


FIG. 2. Erection of steel arch

as shown in fig. 1. Upon this upper structure a light bridge, provided with a travelling hoist, was mounted. The first elements of the steel arch, about 10 m long, were taken to the upper structure, placed under the travelling hoist and finally lowered into position and bolted to the concrete structure, fig. 2. After inserting the diagonals, a new vertical support was erected and the upper I-beam structure extended. The mobile bridge could now be pushed forward and the former procedure repeated. Before moving this bridge forward again, the points between the arch

elements were welded. After completing the erection of the steel arch, the anchoring wires and the diagonals were taken away.

The upper I-beam structure was later used for transporting materials when concreting the arch span and was finally used as a support when the superstructure was built.

After finishing the concrete work the steel arch was cut at the welded joints and stored. It has been used again later on for building an identical concrete arch in another place.

The designer of the falsework was docent S. Kasarnowsky.

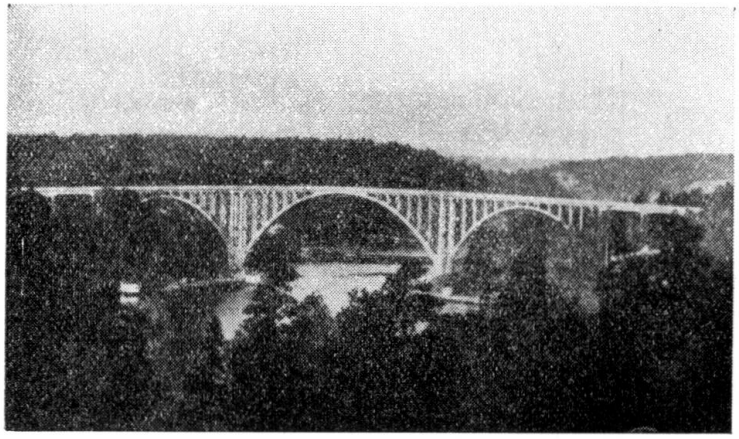


FIG. 3. The Skuru bridge, constructed in 1914-1915

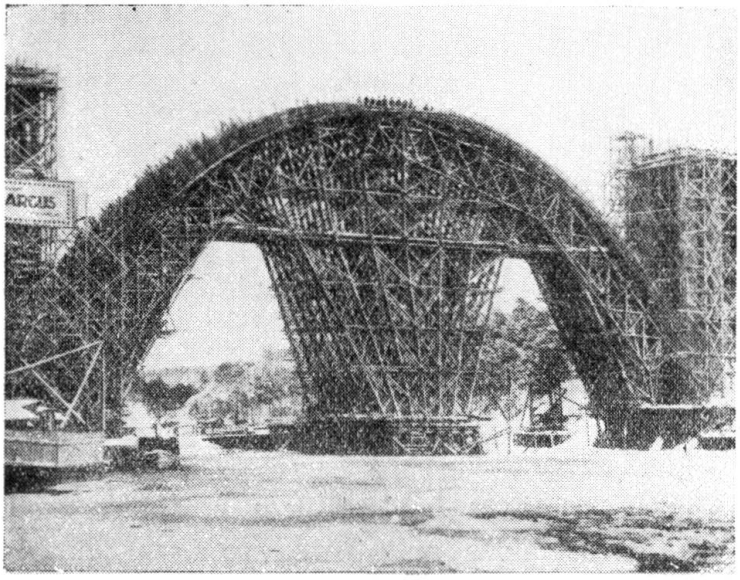


FIG. 4. Fan-shaped scaffolding 1914

Some 40 years ago, one of the largest concrete bridges of that time was built over the Skuru Sound near Stockholm. It has a total length

of 280 m and a main span of 72 m, fig. 3. This beautiful bridge, however, has proved too narrow for the increasing traffic. An identical bridge has therefore been built alongside the former one to be used for traffic in one direction, the old bridge, together with a new dilated roadway, taking the traffic in the other direction.

In 1914 a fan-shaped timber scaffolding for the main arch was used, taking a large amount of wood and working hours, fig. 4. In 1954

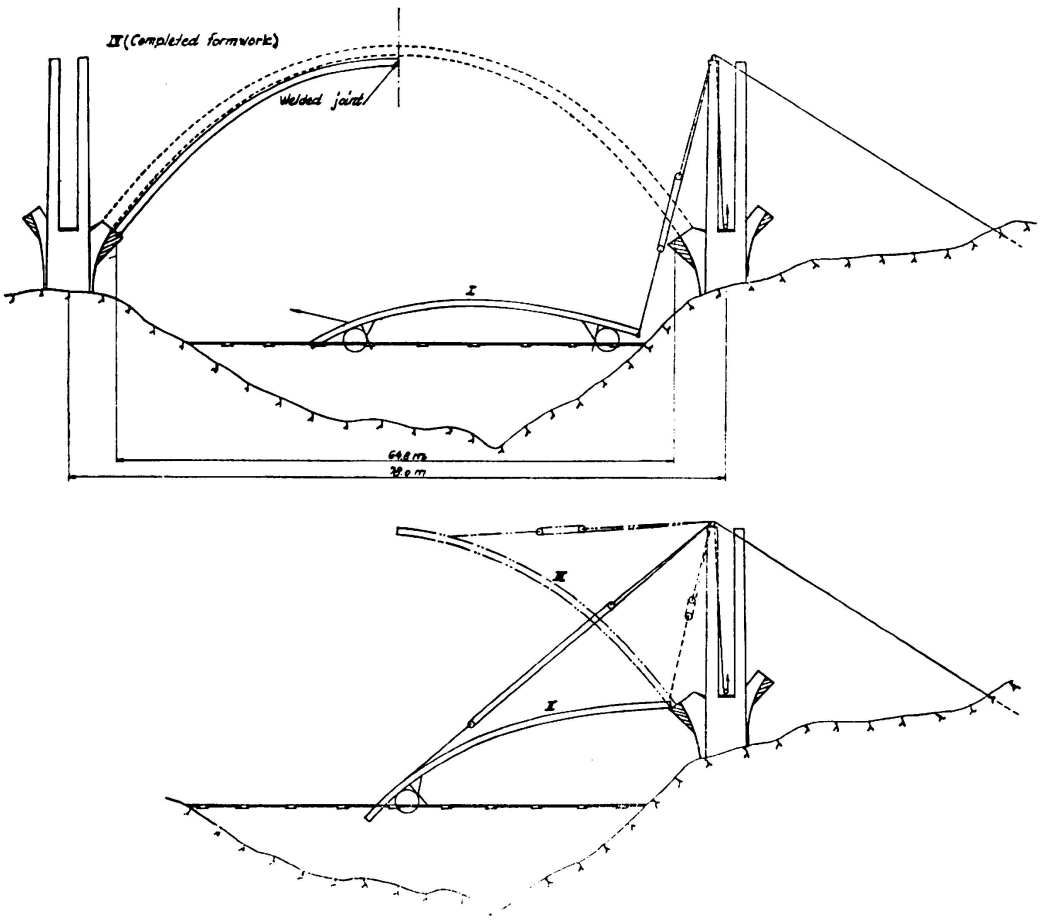


FIG. 5. Erection of falsework

another solution had to be found. Again welded steel arches were used. They were shop assembled in two halves and towed to the site. At the site both halves were lifted at the abutment ends to provisional hinges and then hoisted into final position as shown in fig. 5 and 6. Here again the abutment columns had to be concreted before the erection of the steel arches.

Designers of the bridge and falsework were Nya Asfalt AB, Stockholm, contractors of those bridges. The Royal Swedish Board of Roads and Waterways projected the new Skuru bridge.

FIG. 6. First part of the arch in its final position, the second being hinged at the abutment

SUMMARY

The author describes the formwork for a 112 m concrete arch with no provisional supports in the river.

Falseworks for a 72 m arch of a bridge built in 1914 and for an identical arch built in 1954 are also described.

ZUSAMMENFASSUNG

Beschreibung des Lehrgerüstes für einen Betonbogen von 112 m Spannweite, der den Fluss ohne Zwischenstützen überspannt.

Lehrgerüst für einen Bogen von 72 m einer Brücke aus dem Jahre 1914 sowie für einen gleichen Bogen, der im Jahre 1954 erbaut wurde.

RESUMO

O autor descreve a cofragem de um arco de 112 m. de vão, construído sem auxílio de apoios intermédios no rio.

Também descreve os cimbres de um arco de 72 m de uma ponte construída em 1914 e de um arco idêntico construído em 1954.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit le coffrage d'un arc de 112 m. de portée, construit sans appuis provisoires dans la vallée.

Les cintres d'un arc de 72 m d'un pont construit en 1914 et d'un arc identique construit en 1954 sont également décrits.

VI a 2

Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung von schiefen Plattenbrücken

Disposições construtivas dos projectos de pontes-laje oblíquas

Dispositions constructives des projets de ponts-dalle obliques

Constructive dispositions in the design of skew slab-bridges

H. VOGT
Eckernförde

Es werden heute mehr und mehr schiefe Plattenbrücken über ein Feld und über mehrere Felder durchlaufend geplant. Die Momente schiefer Brücken weichen in Grösse, Verlauf und Richtung erheblich von den bekannten Verhältnissen bei rechtwinkligen Brücken ab. Diese Abweichungen müssen bei der Anordnung der Bewehrung berücksichtigt werden.

In der letzten Zeit hatte ich Gelegenheit, eine Reihe von schiefen Brücken zu bearbeiten. Hierbei konnten wertvolle Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung gesammelt werden.

Ich befasse mich zunächst mit den nicht vorgespannten Plattenbrücken. Hier zeigt es sich, dass es bei Einfeldplatten zweckmässig ist, die Hauptbewehrung in die Hauptrichtung zu legen. Hierdurch treten Ersparnisse im Stahlverbrauch ein. Bei der Formgebung der Eisen ist zu beachten, dass die Stelle des maximalen Momentes je nach Schiefe mehr zur stumpfen Ecke hin rückt. Die Querbewehrung wird zweckmässig senkrecht zur Hauptbewehrung gelegt. An den freien Rändern ist besonders auf die Deckung der negativen Randmomente zu achten. In der stumpfen Ecke empfiehlt sich die Anordnung einer besonderen Zulagebewehrung zur Deckung der hohen negativen Momente in der Ecke.

Bei Plattenbrücken über mehreren Feldern ist es dagegen oft vorteilhafter — weil die Bewehrungseisen von einem Feld in das andere übergreifen — die Hauptbewehrung in Richtung des freien Randes zu legen. Der Mehrbedarf an Bewehrung durch die Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Hauptmomentenrichtung ist zu berücksichtigen. Bei der Formgebung der Eisen ist darauf zu achten, dass die spitze und stumpfe Ecke einen sehr unterschiedlichen Momentenverlauf

zeigen. Auch bei den Plattenbrücken über mehreren Feldern ist für die Deckung der Quermomente des freien Randes zu sorgen.

Die Untersuchungen an schiefen Platten zeigen, dass mit zunehmender Schiefe die Momente in Längsrichtung an Bedeutung abnehmen und die Quermomente an Bedeutung zunehmen. Bei stark schiefwinkligen Brücken ist daher eine Vorspannung in nur einer Richtung wenig sinnvoll. Die Vorspannrichtung und die Hauptmomentenrichtung werden in den einzelnen Punkten verschieden grosse Abweichungen zeigen. Statisch sehr unklare Verhältnisse treten dadurch auf. Wenn eine schiefe Brücke vorgespannt werden soll, ist es daher konstruktiv eindeutiger und klarer, sie in zwei Richtungen vorzuspannen. Da die Kabel in der einen Richtung meistens sehr kurz werden, ist bei schiefen Brücken oftmals die nicht vorgespannte Ausführung billiger als die vorgespannte.

Es ist zweckmässig, Längs- und Quervorspannung senkrecht zueinander anzuordnen. Um statisch klare Verhältnisse zu bekommen, legt man die Längsvorspannung meistens parallel des freien Randes. Beim Nachweis der Bruchsicherheit ist besonders auf die stumpfen Ecken bei durchlaufenden Plattenbrücken zu achten. Das extreme positive und negative Moment liegt hier sehr nahe beieinander. Eine zusätzliche schlaffe Bewehrung wird meistens erforderlich.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird über Erfahrungen bei der konstruktiven Durchbildung von schiefen Plattenbrücken über ein Feld und über mehrere Felder berichtet. Hierbei wird besonders eingegangen auf die zweckmässige Anordnung der Bewehrung bei nicht vorgespannten schiefen Brücken und auf die zweckmässige Anordnung der Vorspannkabel bei vorgespannten schiefen Brücken.

RESUMO

O autor descreve as disposições construtivas dos projectos de pontes-lage oblíquas de um ou mais tramos. Frisa em especial a importância de dispor cuidadosamente as armaduras nas pontes oblíquas de betão armado ou os cabos nas de betão preesforçado.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit les dispositions constructives des projets de ponts-dalle obliques à une ou plusieurs travées. Il souligne, en particulier, l'importance d'ordonner soigneusement les armatures dans les ponts obliques en béton armé ou les cables dans ceux en béton précontraint.

SUMMARY

Constructive dispositions in the design of single or multiple-span slab-bridges are described. The convenience is particularly shown, of carefully locating, either the reinforcement bars in un-prestressed skew bridges, or the cables in prestressed ones.

VI a 3

Training in reinforced and prestressed concrete practice

Kurse über Eisenbenton und vorgespannten Beton

Cursos práticos de betão armado e preesforçado

Cours pratiques de béton armé et précontraint

A. W. HILL
London

The rapid development of new structural techniques and the increased use of concrete for all types of constructional work since the war, has focused attention on the need for improvement in the standard of concrete construction practice in Great Britain. The Cement and Concrete Association instituted its Training Courses in 1950 with two main objects — to raise the general standard of concrete work and to help Engineers, Architects and Supervisors to keep abreast of new developments. In the past 6 $^1/_2$ years nearly 4000 people have attended one or more of these courses.

The Training Courses normally commence on Monday mornings and end at mid-day on the following Friday. The theoretical and laboratory work is done at the Training Centre, and the practical work and demonstrations at the Research Station. Lectures, illustrated with films and slides, are generally given by the Association staff, but outside lecturers, who are experts in their particular fields, assist in maintaining the highest possible standard of instruction. One of the aims of the courses is to give those attending practical experience in the latest methods and types of equipment employed in concrete work, and participants can gain experience in working with each process as well as seeing the latest developments. The numbers on each course are usually between 40 and 45.

The courses, though short, are intensive and while most cover a fairly wide syllabus, some deal with more specialised subjects. Most courses are held at two levels, one for engineers, the other for supervisory grades, and the syllabuses are changed from time to time in order to keep them uptodate. It is realised that these courses alone cannot deal adequately with the training of all the supervisory grades employed on concrete constructional work, but the trained engineers

return equipped with the latest information to pass on to their own staff and workmen on the site, so extending the field of education. Thus, while the Association's Training Courses cater for between 200 and 250 supervisors a year, the extension of the knowledge imparted to a similar number of engineers can reach many thousands each year.

Details have been given in my paper of the scope of these courses and the standards aimed at for both lectures and practical work. While the syllabus for the supervisors is similar in many respects to that for engineers, there is a different approach towards the improvement of general supervision and the avoidance of faults in construction. The courses have an essentially practical outlook.

Modern concrete practice is a skilled or semi-skilled job and the operatives need to be trained either beforehand or on the works. Supervisors need training even more and the courses therefore emphasise not only the correct way to do a specific job, but the reasons for so doing and what happens if other practices are followed.

These courses are providing engineers and supervisors in the concrete industry with uptodate information on the latest techniques in design and construction and the results of recent research, in a way in which industry is able to contribute and to benefit by the assimilation of new ideas. Each year since their inception the numbers making application far exceed the available capacity, usually twice the vacanies are applied for.

In recent years a few courses on somewhat similar lines have been organised by the provincial universities in conjunction with the Cement and Concrete Association, but mainly for engineers. In some cases lectures are held weekly over a period of two or three months, and in others, are arranged daily over a shorter period. Periods for practical instruction are also included. These enable practising engineers to attend refresher courses in the latest techniques and to equip themselves for passing on the information to their staff on the sites. There are in addition to lectures, courses on Concrete Technology which are a feature of many of the Technical Colleges programme of evening lectures for young engineers.

For a long time various other organisations in Great Britain have felt the need for some system of instruction in concreting techniques for those engaged on sites in a lower supervisory capacity, and especially the Reinforced Concrete Association, but great difficulty has been experienced in organising any systematic training. The unsuccessful efforts before and immediately after the war are described in my paper, and it was not until 1953 when the City and Guilds of London Institute was approached that real progress was made. A syllabus was drawn up and notes for the guidance of lecturers, which are given in detail in my paper, and arrangements made for instruction courses to be held at Technical Colleges.

The City and Guilds of London Institute now offer after examination a Certificate in Concrete Practice. Courses are held at over 50 Technical Colleges during the winter months consisting of 24 two hour lectures held weekly. The syllabus for each individual lecture has been drawn up in detail so that, if their work demands it, participants from one

College can change to another without loss of continuity. In 1955, 496 candidates entered for the written and oral examinations from 52 Colleges, and 374 (or 75 % of the entrants) successfully passed the examination.

These courses were directed to the foreman and potential foreman engaged on site work although they were open to other persons. Due to the sucess of this Grade 1 course, a rather more advanced course has been started at 28 colleges during last winter and the syllabus for this course is shown in Appendix 1 below. The award of an officially recognised certificate of proficiency for concrete supervisors and foremen by the City and Guilds of London Institute is an important development. A knowledge of good concreting practice by the site worker has previously been a matter of gradually gaining experience rather than of any definite training. This new project should produce a class of men who will not only know how good concrete is made, but will be able to pass on their knowledge to the men under their control. This innovation will benefit both employer and employee, the former because his product will gain in quality and his task of supervision will be made easier; the employee will find his work more interesting and the certificate will open up prospects of promotion. Concreting on the site is essentially the work of a team and the leaders of the team, the general and trades foremen and charge hands, should therefore be fully instructed in the elements and principles of concreting operations.

It may be some time before the full impact of these innovations will be measured on the site, but all sections of the building industry in Great Britain now have available suitable instruction courses in the latest techniques of concrete practice which must ultimately result in improvement on site works.

Appendix 1

CONCRETE PRACTICE COURSE
SYLLABUS FOR SECOND YEAR

LECTURE 1. *Introduction* — General introduction to course and recapitulation of salient points dealt with in first-year course.

LECTURES 2 and 3. *Properties of Plain and Reinforced Concrete* — Strength of concrete in tension and compression; drying shrinkage; moisture movement; creep; permeability; temperature effects; bond; abrasion, etc.

LECTURE 4. *Materials* — Cements, natural and artificial aggregates; particle shape; grading charts. Types of steel reinforcement.

LECTURE 5. *Admixtures* — Calcium chloride; wetting and air entraining agents; fly-ash, etc.

LECTURE 6. *Concrete* — Water/cement ratio, workability and segregation. Factors affecting slump; compacting factor test.

LECTURE 7. *Concrete* — Mix design and control. Methods based on accepted practice.

LECTURE 8. *Concrete* — Yield; estimation of quantities; effect of changes in proportions, effect of vibration and air entrainment.

LECTURES 9 and 10. *Formwork* — Elementary design; weight of, and pressure exerted by, concrete; working stress in timber and steel; struts and props. Simple examples; common errors. Care, maintenance and re-use of formwork.

LECTURES 11 and 12. *Plant* — Batching plants and mixers; concrete pumps; skips, conveyors and transporters; truck mixers; vibrators.

LECTURES 13 and 14. *Precast Products* — Variations in mixes for different kinds of products; variation in mould design to suit different methods of casting; use of admixtures; tolerances permitted; importance of correct placing of steel; machines and plant for making and handling products. Typical layouts of factories.

LECTURE 15. *Cast Stone* — Ways of producing decorative finishes. Application of cast stone to structural concrete and use as permanent formwork. Correct methods of repairing damaged units.

LECTURE 16. *Lightweight Concrete* — Clinker; foamed slag, 'no-fines', foamed concrete. Manufacture, properties and applications.

LECTURE 17. *Concrete Floor Surfaces and External Finishes* — Granolithic finish; mixing, laying and curing; joints; admixtures; non-slip treatments. Form--linings; decorative finishes; finishes to provide key. Repairs.

LECTURE 18. *Concrete Roads* — Preparation of subgrade; mixing concrete; laying; compaction; joints; finishing; curing.

LECTURE 19. *Loading* — Design loads for structures; incidental loading during construction.

LECTURE 20. *Elementary Principles of Reinforced Concrete* — Columns; beams and slabs (free spans and cantilevers).

LECTURE 21. *Joints* — Expansion joints; function, type and position. Construction joints. Bonding new concrete to old; bonding concrete to rock faces.

LECTURE 22. *Prestressed Concrete* — Detailed description of the various systems; practical factors relevant to prestressed work.

LECTURES 23 and 24. *Revision.*

SUMMARY

A description is given of the Training Courses provided since 1950 by the Cement and Concrete Association for Engineers, Architects and Supervisors on the latest developments and techniques available in concrete construction, and of similar courses now provided at some of the Universities. The introduction of further courses for Supervisors and those engaged in the making and placing of concrete on the site at Training Colleges throughout Great Britain has been successfully accomplished by the Reinforced Concrete Association in conjunction with the City and Guilds of London Institute, and details of the courses are described.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Aufsatz gibt eine Beschreibung der Ausbildungskurse, wie sie seit 1950 durch die Cement and Concrete Association für Ingenieure, Architekten und Bauführer über die neuesten Entwicklungen im Betonbau durchgeführt werden und behandelt ähnliche Kurse, die neuerdings an einigen Universitäten abgehalten werden. Die Einführung weiterer Kurse für Bauführer und Poliere an Bauschulen in ganz England wurden erfolgreich abgeschlossen durch die Reinforced Concrete Association in Verbindung mit dem City and Guilds of London Institute. Die Kurse werden detailliert beschrieben.

RESUMO

O autor descreve cursos organizados desde 1950 pela Cement and Concrete Association, destinados a Engenheiros, Arquitectos e Capatazes, e tratando das técnicas e desenvolvimentos mais recentes das construções de betão, bem como cursos semelhantes organizados ùltimamente em

algumas Universidades. A Reinforced Concrete Association em colaboração com a City and Guilds of London Institute também organizou nas Escolas Técnicas Britânicas outros cursos destinados a Capatazes e aos que trabalham na fabricação e colocação do betão nas obras. O autor indica ainda pormenores referentes aos programas dos cursos.

RÉSUMÉ

L'aueur décrit des cours organisés depuis 1950 par la Cement and Concrete Association, à l'usage des Ingénieurs, Architectes et Contremaîtres, et traitant des techniques et des développements les plus récents de la construction en béton armé, ainsi que des cours semblables organisés dans quelques Universités. La Reinforced Concrete Association, en collaboration avec la City and Guilds of London Institute, a également organisé dans les Ecoles Techniques Britanniques, d'autres cours à l'usage des Contremaîtres et de tous ceux qui s'occupent de la fabrication et de la mise en place du béton dans les chantiers. L'auteur donne encore des détails concernant les programmes des cours.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI a 4

The condition of partially prestressed concrete structures after 3 to 7 years' use

Der Bauzustand von teilweise vorgespannten Beton-Konstruktionen nach 3-7 Jahren Gebrauch

Estado de conservação de estruturas de betão parcialmente preesforçadas depois de 3 a 7 anos de utilização

Etat de structures de béton partiellement précontraintes après 3 à 7 ans d'usage

P. W. ABELES
London

In [1] the author has referred to a partially prestressed concrete structure type (i) (B) introduced by the Chief Civil Engineer's Department of British Railways, Eastern Region. In this case freedom from cracks is obtained in spite of relatively high concrete tensile stresses appearing under working load, i. e. 650 to 750 lb/in^2, for bridges and roof constructions respectively. It is believed that this kind of design, which was originally considered by many experts as inadequate, is unique

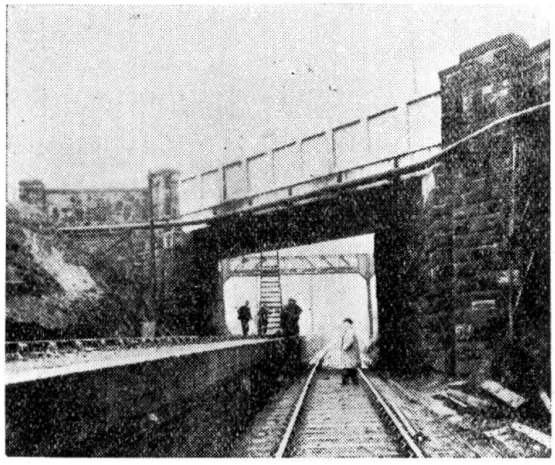


FIG. 1

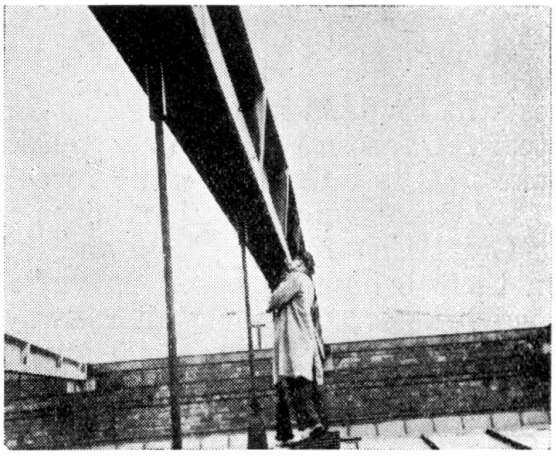


FIG. 2

except for certain constructions built in Germany where a somewhat similar type was introduced under the name «Beschränkte Vorspannung» (limited prestress) for which concrete tensile stresses up to 560, 700 and 850 lb/in^2 (40, 50 and 60 kg/cm^2), corresponding to the concrete strength, were permitted for structures strained in bending in one direction. However, it is required in the German case that sufficient non-tensioned conventional reinforcement is available to carry the *entire* tensile force which would occur for the resultant elastic stress distribution if the concrete tensile zone did not co-operate. An appreciable amount of non-tensioned steel has thus to be provided which is in fact not required, as extensive

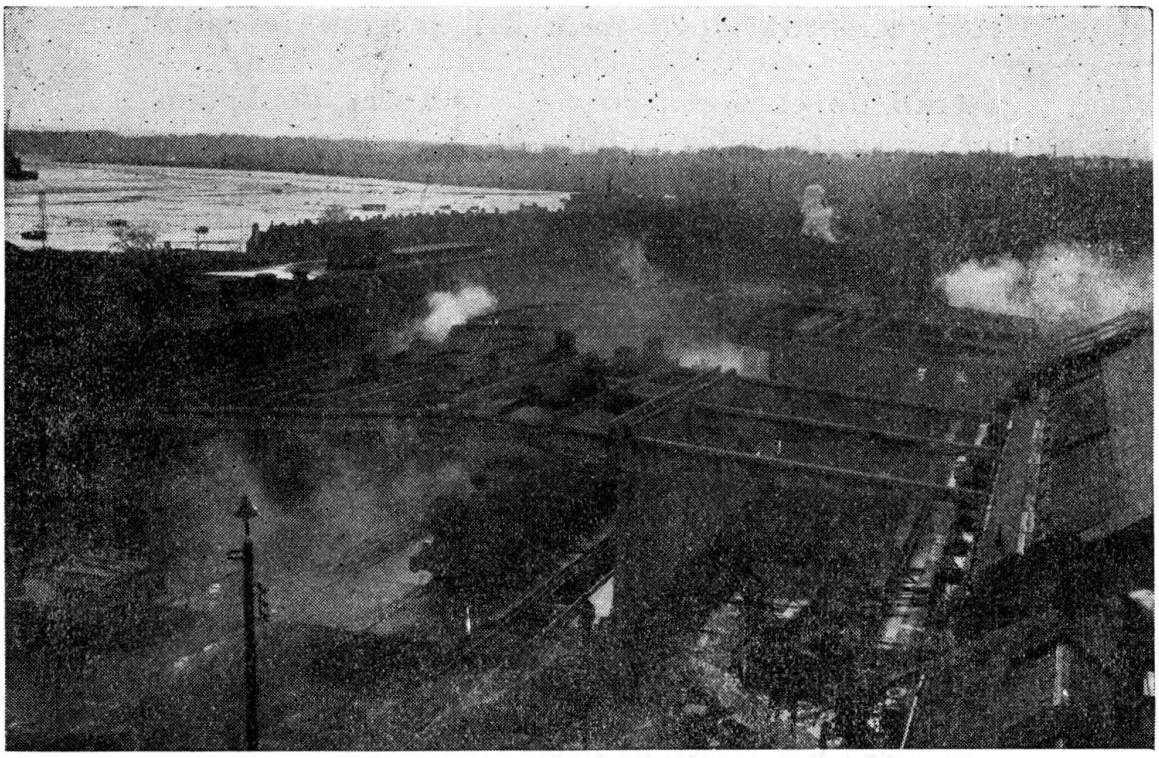


FIG. 3. Smoke development in Engine Shed, Ipswich

tests in England have shown; it is in fact only necessary that the entire steel reinforcement, whether tensioned or non-tensioned, is sufficient to take up the ultimate tensile force at failure.

A great number of partially prestressed constructions have been built in Great Britain since 1949 and it may therefore be of interest to report on their behaviour based on various inspections. First, with regard to road bridges; obviously all railway-owned road bridges are inspected at certain intervals, but special investigations were made at two bridges in September 1954; the soffites of the bridge constructions were carefully examined when at the same time a heavy lorry, corresponding to the maximum loading, crossed the bridges. Another examination was carried out early in 1955 when a loading test was carried out together with

deflection measurements [2]. A further inspection in May 1956 related to a skewed bridge of 50 ft. span which is particularly affected by smoke owing to the continual passing and repassing underneath of a colliery steam shunting locomotive at a pit near Rotherham (Fig. 1). Also this examination was very satisfactory (1).

Another application relates to roof constructions for which the required live load is 15 lb/ft^2 for snow and wind, because the roofs are not accessible. It is true that in England snow occurs rather intermittently, nevertheless this must be considered since full snow load may take place for a considerable time occasionally. For example, in the winter

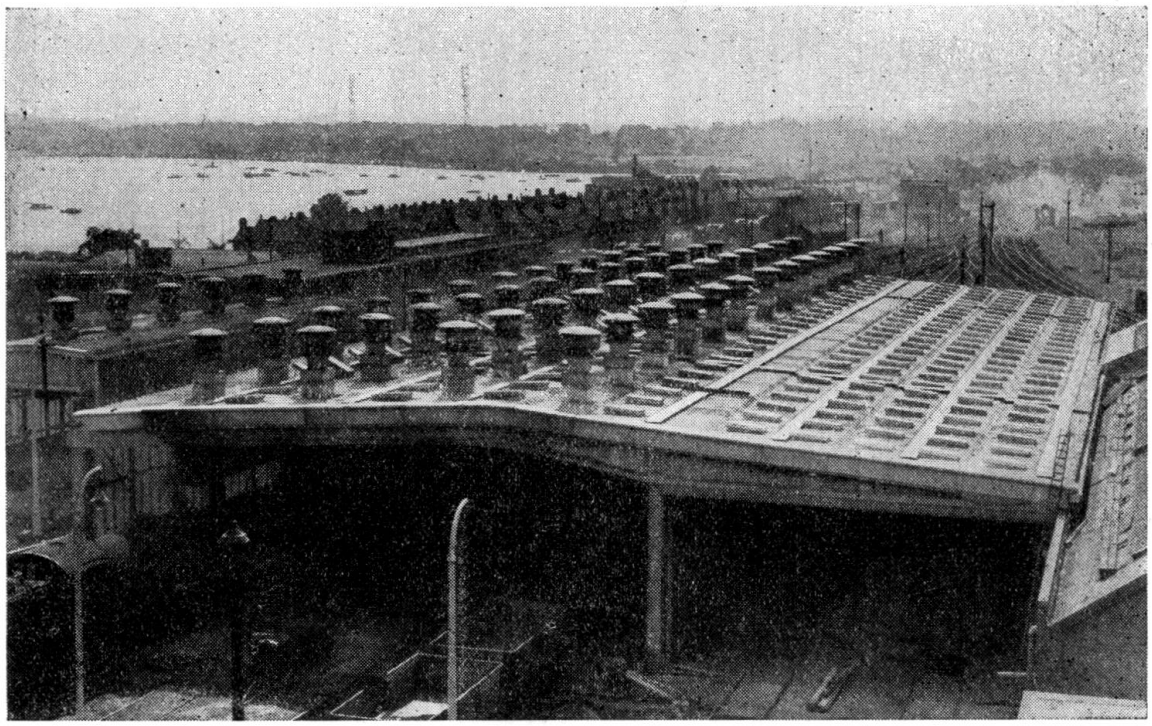


FIG. 4

of 1955/56, snow remained one to two months on most of the roofs discussed in the following. An inspection took place in April 1956 of the several roof constructions, e. g. of the Depot at Bury St. Edmunds built in 1952, described in [3]. Particulars of the examination in May 1956 of the main beams of 85 ft. span on the Victoria Station Roof Sheffield, built in 1953, are seen in Fig. 2.

Figs. 3 and 4 are views of the Engine Shed, Ipswich, built in 1953, which was examined this year and proved fully satisfactory (2). This

(1) All these bridges, except that at Rotherham, were built to obtain greater head room for the overhead wire required for electrification of the railways. However, much steam traffic still occurs and instead of smoke plates metallurgical supersulphated cement has been successfuly used. No sign of any damage due to smoke has been noticed.

(2) In some quarters it is thought that a particularly high factor of safety against cracking would be necessary where heavy smoke occurs, such as in an Engine Shed. However, any snow will immediately melt as long as the engine shed is in use and thus little such live load will occur. On the other hand, snow may remain on the roof when the engine shed is temporarily out of use.

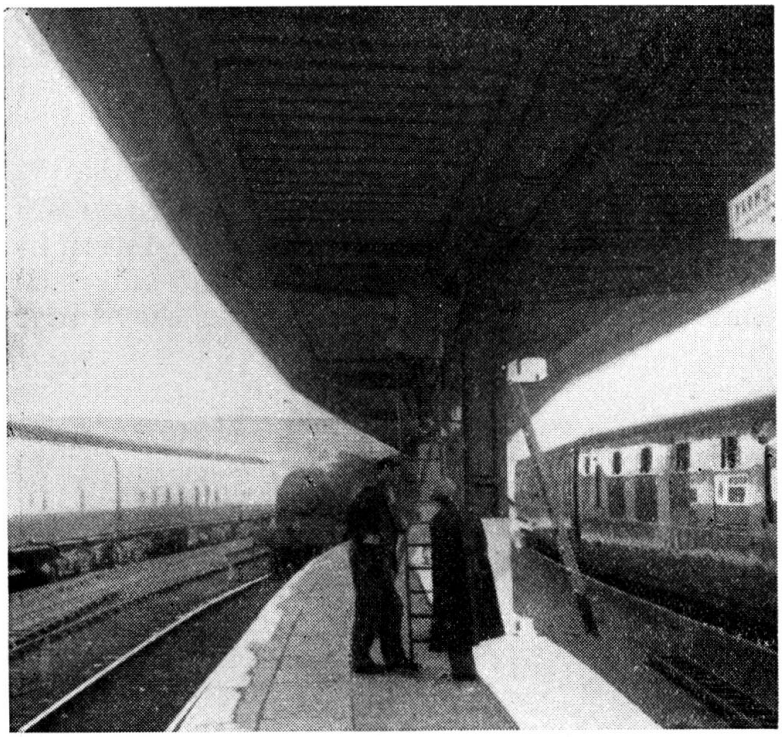


FIG. 5

roof contains 102 ft. long precast roof beams with post-tensioned cables and precast purlins with pre-tensioned wires. Fig. 5 shows the inspection of the platform roof at Yarmouth, built in 1953, containing 40 ft. long purlins 14 in. deep with pre-tensioned wires. In this case, both smoke and sulphate in sea air has not noticeably affected the construction. In Fig. 6 the platform roof at Grays built in-situ in 1953/54 is seen, which was inspected in 1955 with satisfactory results. The construction is a cantilever slab with a maximum free cantilever of 18 ft. 6 in. length and a depth of 4 to 5 in.

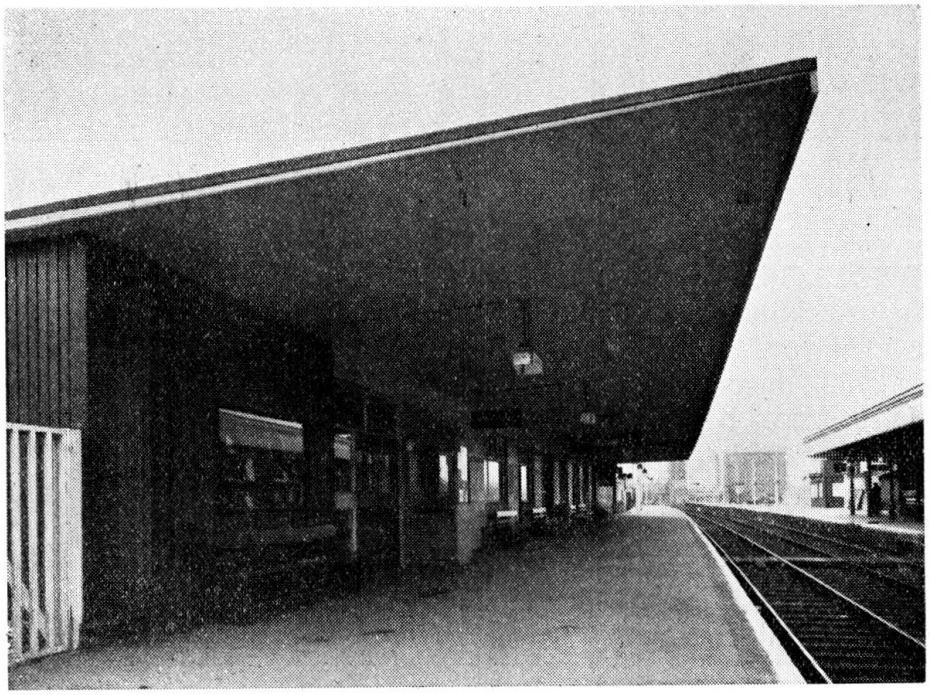


FIG. 6

By the choice of permissible tensile stresses in all these roof structures of 650 (for post-tensioned cables) to 750 lb/in^2 (for pre-tensioned

wires) freedom from visible cracking is obtained. In addition, as a further precaution all the constructions discussed have been designed on the condition that concrete tensile stresses do not occur under dead weight. Thus, any crack which might have occurred due to unforeseen excessive loading will nevertheless be closed under dead weight ([3]).

Summing up, it can thus be stated that the practical experience with partially prestressed concrete structures introduced since 1949 has proved very satisfactory. The advantage of this type of design is the possibility of a lighter or shallower construction which presents all the advantages of a fully prestressed construction except that the factor of safety against cracking is reduced. In consequence of the reduction of the prestressing force also the camber is decreased. In view of these satisfactory experiences with constructions of type (i) (B) is is hoped that its further development will no be hindered by unrealistic restrictions.

The author is obliged to the Chief Civil Engineer of British Railways, Eastern Region, Mr. A. K. Terris, M. I. C. E., for the permission to publish the photographs in this paper.

BIBLIOGRAPHY

1. ABELES P. W. — *Safety against Cracking and Permissible Stresses in Prestressed Concrete.* Contribution to Theme V(b). Final Report 5th Congress Lisbon, I. A. S. B. E., 1956.
2. WEST, J. — Contribution to *Prestressed Units for Short-Span Highway Bridges* by A. D. Holland. Road Paper No. 46. Inst. of Civil Eng. (30.11.54).
3. ABELES P. W. — *Partially Prestressed Concrete Constructions Built in the Eastern Region of British Railways, 1948-1952,* 12th Volume Publications I. A. B. S. E., 1956.

ACKNOWLEDGMENT

The successful experience with partially prestressed bridge and roof constructions over a number of years was only possible by the fact that the Chief Civil Engineer's Dept. of British Railways, Eastern Region, was prepared to introduce this type of construction in 1948, after having been satisfied about its adequacy by satisfactory test results. A certain opposition against this type of construction was counteracted by the kind assistance of the Association to include partial prestressing in the general definition after the Congress at Liege in 1949, as mentioned in [1]. The author would like to acknowledge this with thanks.

([3]) Obviously, in all these cases a certain supervision is required to ensure that the construction is truly monolithic; the main requirement is to avoid the development of any shrinkage *before* prestressing. Such a supervision is, *generally*, advisable with prestressed concrete to obtain full agreement between finished construction and design assumption. Otherwise, the design would be based only on imaginary conditions. An arbitrary increased factor of safety does not give any measurable margin against disagreements between design and execution and can, therefore, not be considered as a replacement of supervision. Performance tests carried out at random before acceptance prove that the required prestress is effective and that the structure is truly monolithic.

SUMMARY

The conditions of various partially prestressed bridges and roof constructions built in 1948-1953 were recently investigated; these inspections proved that the state of the constructions was very satisfactory in spite of the fact that some structures were exposed to heavy smoke.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Bauzustand von verschiedenen, in den Jahren 1948-1953 hergestellten teilweise vorgespannten Brücken und Dachkonstruktionen wurde kürzlich untersucht und hierbei festgestellt, dass derselbe äusserst zufriedenstellend ist, wobei kein Zeichen einer Rissbildung wahrnehmbar war, trotzdem die Konstruktionen heftigen Raucheinwirkungen ausgesetzt waren.

RESUMO

Examinou-se recentemente o estado de conservação de várias pontes e coberturas parcialmente, preesforçadas, construídas no período 1948--1953; estes exames permitiram verificar que o estado dessas estruturas era muito satisfatório apesar de algumas estarem submetidas a fumos.

RÉSUMÉ

L'état de plusieurs ponts et couvertures partiellement précontraints, construits en 1948-1953, a été examiné récemment; ces examens ont permis de constater que leur état était très satisfaisant bien que certaines de ces structures soient exposées à la fumée.

VI a 5

Correction de la granulométrie des sables

Correction of grading of sand

Korrektur der Kornzusammensetzung des Betonsandes

Correcção da granulometria das areias

I. LEVIANT
Paris

Pour les gros agrégats, on dispose de moyens bien connus permettant un classement et une correction de la courbe granulométrique.

Il en était tout autrement, jusqu'à présent, pour les sables dont la classification par tamis, à l'échelle industrielle, n'est pas faisable.

Nous décrirons plus loin les appareils et les méthodes de traitement nouvellement créés qui permettent d'amener la courbe granulométrique d'un sable à se rapprocher suffisamment d'une ligne idéale choisie.

Analysons ici les transformations que ce traitement doit apporter à la ligne granulométrique du sable brut initial:

1°) Toutes les particules de sable d'un calibre inférieur à d doivent être séparées et rejetées; c'est ce que l'on appelle «l'élimination des poussières».

2°) Le sable — libéré de ces poussières — est habituellement séparé en deux fractions que l'on remélange dans des proportions telles que la courbe granulométrique du nouveau mélange soit aussi proche que possible de la courbe idéale recherchée. Généralement, on prend pour calibre-frontière de cette séparation une valeur voisine de 1 mm.

L'élimination des poussières réduit de façon sensible la teneur en eau qu'il est nécessaire de prévoir au gachage et dans ces conditions, la même consistance du béton est obtenue avec un rapport E/C moindre; ceci est évidemment favorable à la qualité du béton.

Dans de nombreux cas, on a intérêt à utiliser des entraîneurs d'air dans la confection du béton. L'élimination préalable des poussières — dont les calibres sont du même ordre — libère une place que les bulles d'air peuvent occuper, et facilite la dispersion régulière de ces dernières.

En ce qui concerne le remélange des deux fractions — sable fin et sable gros — qui bien entendu, après leur séparation, sont silotés séparément, il est fait avec contrôle pondéral. Ainsi, non seulement on obtient

une courbe granulométrique meilleure pour le sable mais encore une courbe beaucoup plus stable puisque le pourcentage correspondant au calibre-frontière (1 mm généralement) est invariablement maintenu.

Séparateurs Rheax

Tant l'élimination des poussières que le fractionnement du sable dépoussiéré en deux se ramènent à des opérations de «séparation» — où il s'agit, avec le maximum de précision, de séparer les grains inférieurs au calibre-frontière des grains supérieurs.

Partant des problèmes de l'industrie du kaolin, un Ingénieur autrichien, le Dr. Eder, a, au cours de ces dernières années, conçu et mis au point des séparateurs hydrauliques auxquels il a donné le nom de «Rheax», du grec «rheos» (mouvement).

Il y a, en fait, plusieurs appareils Rheax, correspondant à des caractéristiques différentes.

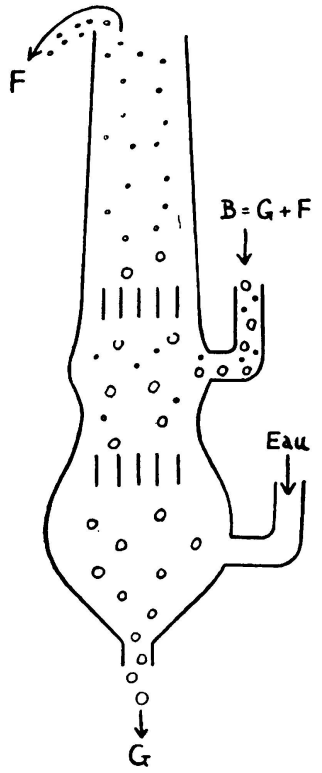


FIG. 1. Séparateur Rheax vertical type RV

Principe de fonctionnement

a) *Séparateurs verticaux* —

Ces séparateurs peuvent opérer pour les calibres-frontière compris entre 0,4 et 2 mm (soit entre 400 et 2000 microns). Leur capacité varie entre 6 et 40 tonnes de sable brut à l'heure. Leur précision est particulièrement grande.

b) *Séparateurs horizontaux* —

Les séparateurs horizontaux sont indiqués pour des séparations à faible calibre-frontière, compris entre 0,02 et 0,3 mm (20 et 300 microns). La capacité des séparateurs horizontaux varie de 1 à 100 tonnes à l'heure. (Des separateurs dits «compound» recyclent plusieurs fois grains gros et grains fins).

c) *Séparateurs combinés* —

Spécialement à l'usage du traitement des sables de bétonnage, a été conçu un type de séparateur dit combiné, comportant un séparateur horizontal à deux étages construit autour d'un séparateur vertical. Un tel appareil effectue donc à lui seul l'ensemble des opérations habituelles de traitement d'un sable de bétonnage.

Tous les types de séparateurs Rheax sont à fonctionnement continu, c'est-à-dire que les grains formant la fraction des gros et ceux formant la fraction des fins sortent des appareils de façon continue, par deux exutoires distincts. Ils sortent entraînés par un courant d'eau et sont

conduits dans des bacs de décantation de dimensions réduites, sauf la fraction des grains les plus fins, s'ils sont rejetés (cas des poussières du sable). Des racleurs à fonctionnement continu sortent les grains déposés dans ces bacs.

Les séparateurs ne comportent pas de tamis, ni non plus de parties mobiles. Ils n'impliquent habituellement l'emploi d'aucun produit chimique adjuvant. Leur consommation d'énergie est très limitée: dans les séparateurs horizontaux et verticaux, elle n'a pour but que de maintenir la circulation de l'eau; dans les séparateurs compound, outre cette circulation, est

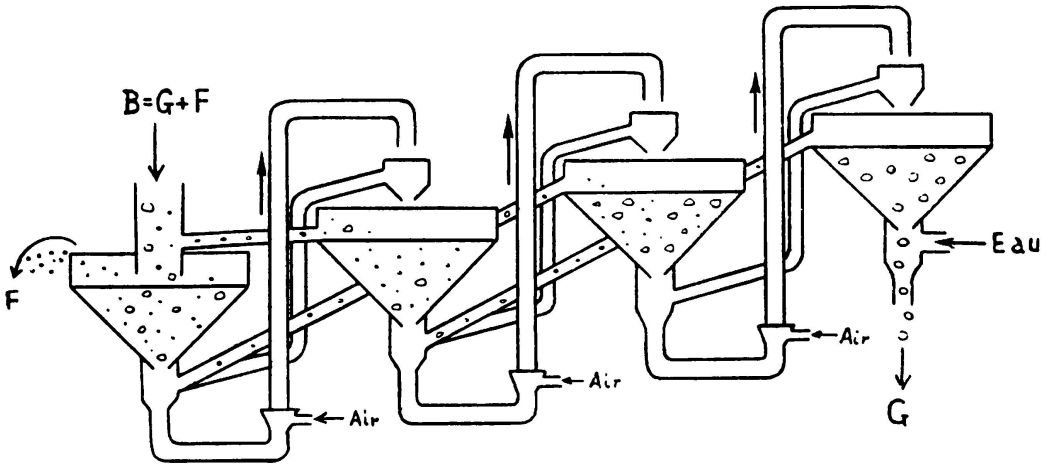


FIG. 2. Séparateur Rheax compound type RCO4

Principe de fonctionnement

B: Matériau brut
G: Fraction des grains gros
F: Fraction des grains fins

maintenu le mouvement de trémie à trémie des gros grains déposés dans les trémies précédentes, réalisé par envoi d'air surpressé dans le circuit. (Pour ce qui est du mouvement inverse des grains fins, il a lieu dans le sens descendant avec le courant d'eau).

Quelques résultats

Le graphique joint montre, en (A), la granulométrie d'un sable brut comportant un excès de poussières et de fines ainsi que celle, (B), du sable corrigé.

Notons que simultanément avec l'élimination des poussières — à un calibre de 100 microns par exemple — les paillettes de mica, si elles existent, sont éliminées jusqu'à un calibre de 300 microns.

La résistance à la compression des bétons confectionnés avec des sables traités est accrue de 30 à 40 kg/cm². La résistance à la traction

est évidemment améliorée aussi — indépendamment de la réduction du E/C — par l'élimination de toute couche d'argile sur les agrégats fins.

La résistance au gel est très notablement améliorée.

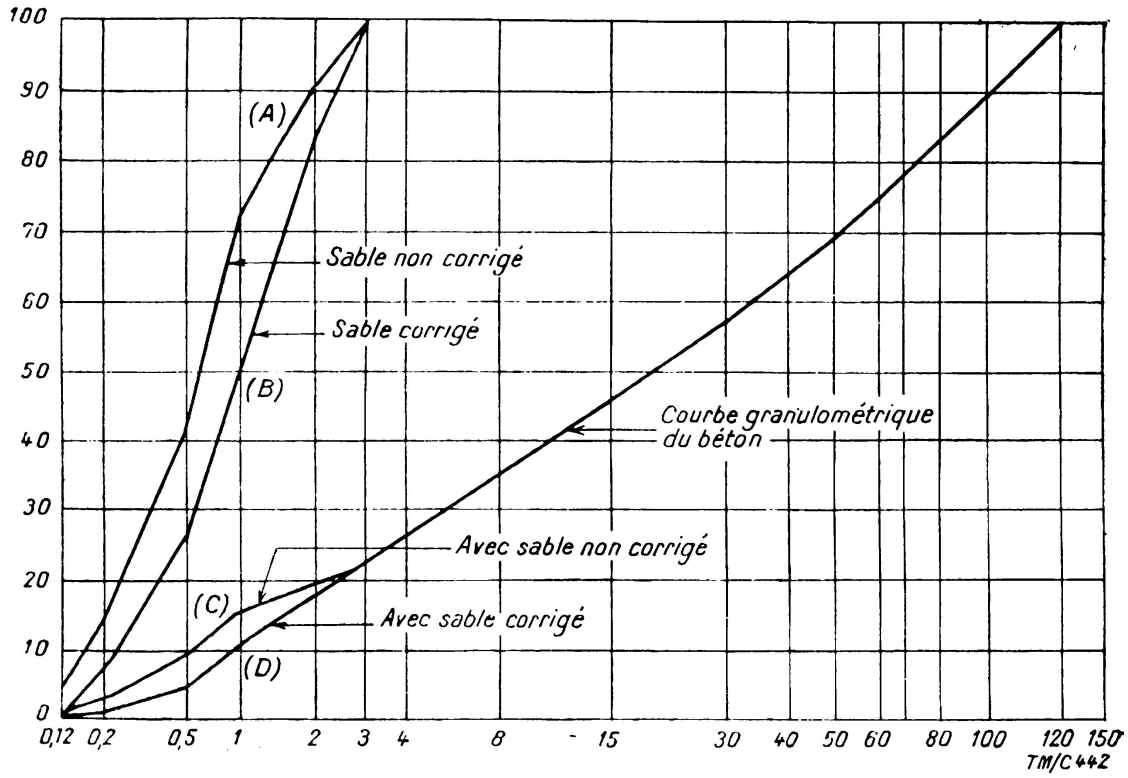


FIG. 3. Courbes granulométriques avec sable corrigé et non corrigé

RÉSUMÉ

L'auteur décrit un nouveau procédé hydraulique de traitement des sables — appelé «Rheax» — qui a été développé en Autriche par le Dr. Eder.

Ce procédé permet, avec une très grande précision et de façon économique, de corriger la granulométrie des sables de bétonnage et d'assurer la constance de cette granulométrie. De nombreux chantiers en Europe ont déjà appliqué ce procédé.

SUMMARY

The author describes a new hydraulic process, called «Rheax» for the treatment of sand, which was developed in Austria by Dr. Eder.

This process makes it possible to correct, economically and with a high degree of precision, the grading of sand used for concrete and to ensure its constancy. This process has been used in numerous European works.

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit beschreibt ein neues hydraulisches Verfahren für Behandlung des Betonsandes, genannt «Rheax», das durch Herrn Dr. Eder in Oesterreich entwickelt worden ist.

Durch dieses Verfahren kann mit sehr grosser Genauigkeit und auf wirtschaftliche Art die Kornzusammensetzung des Betonsandes korrigiert und ihre Gleichmässigkeit gewährleistet werden. Das Verfahren wurde bereits auf zahlreichen Bauplätzen angewendet.

RESUMO

O autor descreve um novo processo hidráulico de tratamento de areias, chamado «Rheax», desenvolvido na Áustria pelo Dr. Eder.

Este processo permite corrigir, com grande precisão e de maneira económica, a granulometria das areias para betão e de assegurar a constância dessa granulometria. Este processo já foi aplicado em grande número de obras na Europa.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI a 6

Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise

Ligações de montagem de elementos de betão armado prefabricados

Assemblage au montage d'éléments en béton armé préfabriqués

Erection assembly of prefabricated reinforced concrete elements

PROF. ERNST LEWICKI
Technische Hochschule
Dresden

In der Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen hängt der Erfolg in hohem Masse von der Ausbildung der Verbindungen der Einzelteile ab.

Die Verbindungen müssen folgende Forderungen erfüllen:

1. Einwandfreie Aufnahme der Schnittkräfte.
2. Wirtschaftliche Vorfertigung der Teile.
3. Einfacher Transport und Stapelung der Teile.
4. Einfache Montage, besonders Vermeidung behelfsmässiger Unterstützungen.
5. Standsicherheit auch im Montagestadium.
6. Schnelle Kraftschlüssigkeit zur beschleunigten Freimachung der Montagegeräte.

Die verschiedenen in der ganzen Welt in Anwendung befindlichen Verbindungen sind:

I. solche, die kein Biegemoment aufnehmen können:

1. Reibung
2. Dollen
3. Verschraubung durch Stahl-Schraubenbolzen

II. Verbindungen, die Biegemomente aufnehmen können:

4. Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen
5. Herausstehende Bewehrungsschleifen
6. Überdeckung herausstehender Bewehrungsstäbe und nachträgliches Einbetonieren derselben
7. Verschweissung herausstehender Stahlteile, und zwar
   7.1 Bewehrungsstäbe
   7.2 Formstahl- oder Stahlblechteile, die mit der Bewehrung verschweisst sind
8. Verschraubung herausstehender Stahlteile, die mit der Bewehrung verschweisst sind
9. Keilverbindung
10. Vorspannung

Verbindungen der Gruppe I haben den Vorteil einfacher Herstellung der Teile. Sie erfordern weiterhin wenig nachträglichen Schalungsaufwand zum Einbetonieren der Verbindungsstellen.

Sie haben aber den Nachteil, dass das mit ihnen hergestellte Tragwerk keine zusätzlichen Tragfähigkeitsreserven besitzt, wie dies bei der Anwendung der Verbindungen der Gruppe II der Fall ist.

Die Wahl der Verbindung nach I oder II ergibt sich aus den statischen und konstruktiven Forderungen des Bauwerkes.

Einige der wichtigsten Verbindungen der Gruppe II sind folgende:

Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen (Ziff. 4)

Nachdem diese Verbindung schon um 1951 in Ungarn angewandt worden war, führte Dr.-Ing. HERRMANN (Dresden) auf meine Anregung hin in den Jahren 1953 bis 1955 Grossversuche durch. Bild 1 stellt die Verbindung von Balken dar, die auf einer Stütze gestossen sind. Ausbildung als Scherenkupplung. Oben die Ansicht, unten die Draufsicht. Links der Zapfenteil, rechts der Scherenteil. Um die Bolzenlöcher herum im Fertigteil Bewehrungsschleifen aus Rundstahl.

In Bild 2 sieht man die Bewehrung der Stahlbetonbolzen. 6–16 Längsstäbe ø 10–16 mm sind durch Spiralbewehrung ø 7 mm verbunden. Im Innern der Bolzen liegen ausserdem noch in zwei rechtwinklig zueinanderstehenden Ebenen zwei «Winkelbinder» aus ø 6 mm.

Vorteile dieser Verbindung:

Einwandfreie Kraftübertragung,
leichte Herstellbarkeit,
keinerlei Transportschwierigkeiten,
leichte Montage,
sofortige Kraftschlüssigkeit durch Einsetzen von Stahlkeilen zwischen Bolzen und Lochleibung.

Überdeckung der Bewehrungsstäbe (Ziff. 6)

Diese Verbindung ist lange Zeit die gebräuchlichste gewesen und wird auch heute noch viel angewandt. Dr.-Ing. RABICH (Dresden führte Grossversuche durch und konnte nachweisen, dass Tragwerke aus so

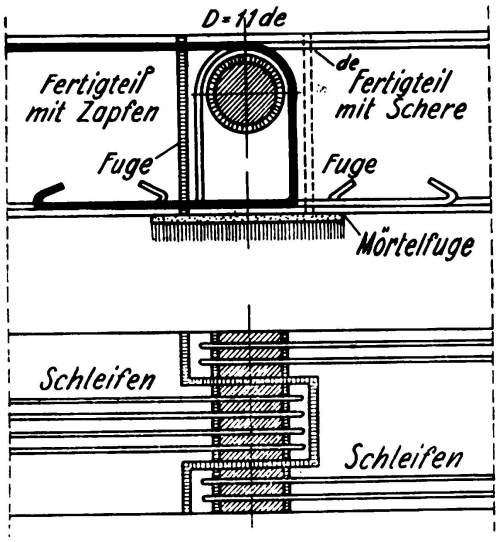


BILD 1. Balkenstoss mittels Stahlbetonbolzen nach Dr.-Ing. Herrmann (Scherenkupplung)

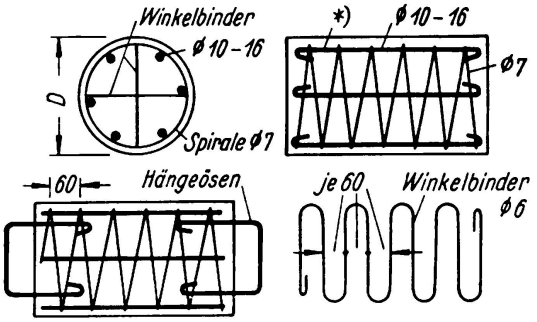


BILD 2. Bewehrung eines vorgefertigten Stahlbetonbolzens nach Dr.-Ing. Herrmann

verbundenen Einzelteilen hinsichtlich Formänderung und Bruchlast monolithisch hergestellten Tragwerken gleichwertig sind [2].

Bild 3 stellt die Ausbildung eines Knotenpunktes von Stütze, Tragbalken, Deckenplatten und Versteifungsbalken dar, welche nach meinem Vorschlag im Jahr 1951 beim Bau eines grossen Industrie-Stockwerkbaues mit schweren Verkehrslasten in Dresden angewandt wurde [3]. Stützen-, Balken-und Deckenplatten-Verbindungen durch Überdeckung der Bewehrungsstäbe. Die Druckplatte der Balken wird erst nach der Montage in der durch geeignete Formgebung der Deckenplatten gebildete Kastenform am Orte hergestellt und mit den Balkenfertigteilen durch die aus diesen herausstehenden Bügel und aufgebogenen Bewehrungsstäbe verbunden. Während die Balkenfertigteile nur die Eigenlasten und die Lasten des Baubetriebes tragen können, ist der endgültige Plattenbalken-T-Querschnitt in der Lage, die Gesamtlasten einschliesslich der hohen Verkehrslasten aufzunehmen. Diese Konstruktion wird noch heute in der DDR gern für derartige schwerbelastete Decken angewendet.

Nachteile der Verbindungen durch Überdeckung der Bewehrungsstäbe:

Stahlmehrverbrauch und die erst verhältnismässig spät nach Erhärtung des Vergussbetons eintretende Kraftschlüssigkeit.

Verschweissung **(Ziff. 6)**

Um die Nachteile der noch oft verwendeten Verbindungen durch Überdeckung des Bewehrungsstabes zu vermeiden, werden besonders in der Sowjet-Union und in Ungarn in ausgedehntem Masse Schweissverbindungen angewandt. Hierfür kommt nur die elektrische Lichtbogen-

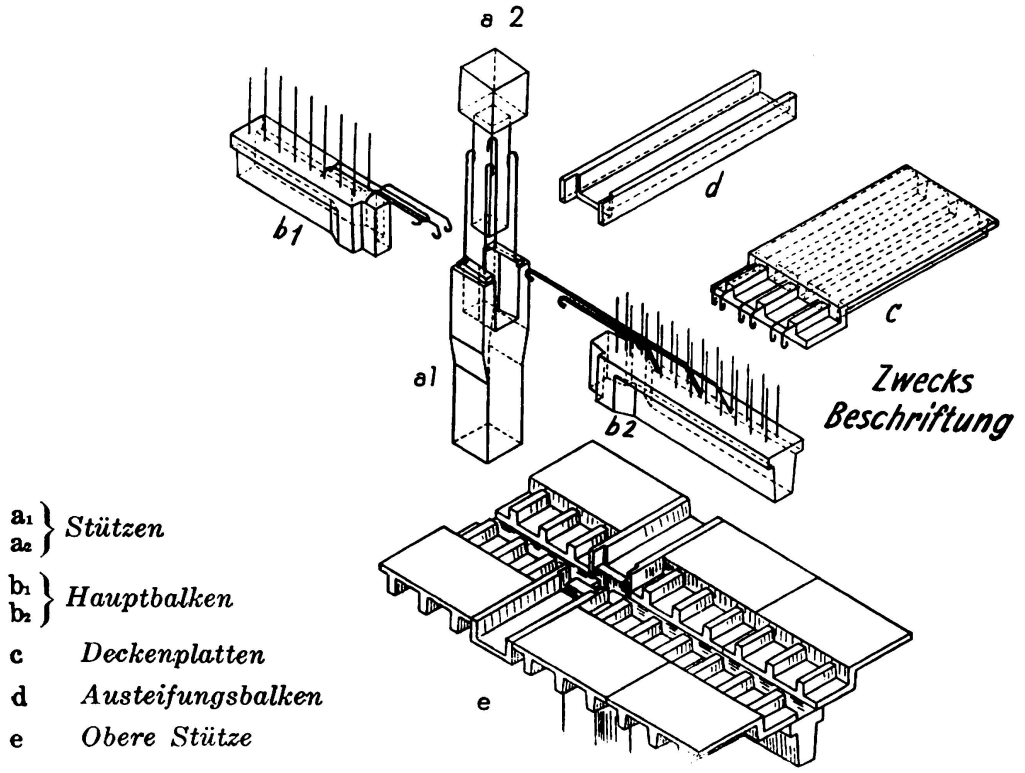


Bild 3. Knotenpunktausbildung in einem Industrie--Stockwerkbau nach Prof. Lewicki

schweissung in Frage. MENDE und KORNOSZ (beide Deutsche Bauakademie zu Berlin) haben 1954 und 1955 diese Art der Verbindung eingehend untersucht [4].

Es kommt darauf an, die Kraftschlüssigkeit der Verbindung sofort nach der Verschweissung zu erhalten, also ehe noch der Vergussbeton eingebracht ist. Die zunächst freiliegenden verschweissten Bewehrungsstab-Enden müssen also auch Druck knicksicher übertragen. Dies kann erreicht werden durch Beschränkung des Abstandes der Stirnflächen der Fertigteile auf das für das Schweissen unbedingt erforderliche geringste Mass, welches bei 50 mm tief liegenden Bewehrungsstäben mit 70 mm festgestellt wurde (Bild 4). Ausserdem wird durch die neuerdings angewandte, auf Bild 4 und 5 zu sehende Halbschalenlasche die Knicksicherheit der Verbindung erhöht. Bild 5 zeigt die Ansicht einer derartigen Schweissung mit Halbschalenlasche und schrägem oberen Schweissschnitt.

Vorteile der Schweissverbindungen:

Einsparung von Stahl durch Wegfall der Überdeckungslängen,
schnelle Kraftschlüssigkeit,
leichte Herstellung und Montage.

Zum Schluss möchte ich nur noch darauf hinweisen, dass man bei allen Arten von Verbindungen zur Vermeidung von Misserfolgen der

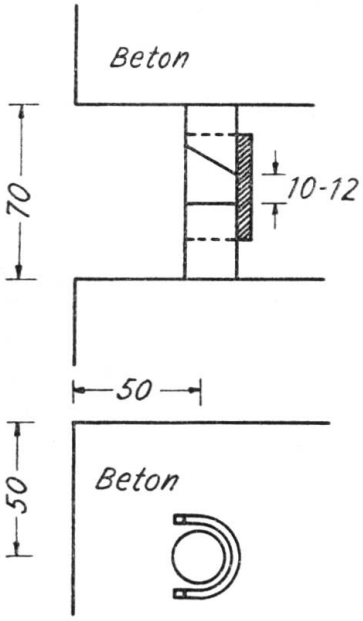


BILD 4. Rundstahlstoss als Stielstoss unter Verwendung von Halbschalenlaschen

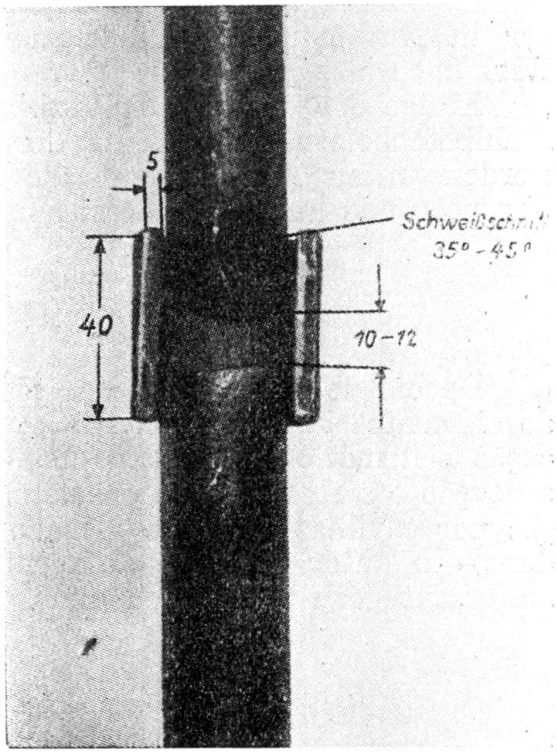


BILD 5. Senkrechter Schweisstoss von Rundstählen unter Verwendung der Halbschalenlasche

einwandfreien Übertragung der Druckkräfte in den Stossfugen durch gute Ausfüllung derselben mit Zementmörtel grösste Beachtung schenken muss. Leider wird in dieser Beziehung sehr viel gesündigt.

LITERATUR

1. HERRMANN, W. — *Verbindung von Stahlbetonfertigteilen mit vorgefertigten Stahlbetonbolzen.* Bauplanung – Bautechnik, Berlin 10 (1956), H. 4, S. 148-153.
2. RABICH, R. — *Die monolithische Verbindung von Stahlbetonfertigteilen.* Bauplanung – Bautechnik, Berlin 6 (1952), H. 15, S. 541 – 546 und 8 (1954), H. 6, S. 253-262.

3. LEWICKI, E. — *Bau eines vierstöckigen Industriegebäudes mit Beton-Fertigteilen.* Planen und Bauen, Berlin 5 (1951), H. 4/5, S. 103-107.
4. MENDE, H. und KORNOSZ, TH. — *Über das Schweissen von Montagestössen für Stahlbetonfertigteilen im Wohnungsbau:*
Bausplanung und Bautechnik, Berlin 8 (1954), H. 4, S. 170-174,
» » » » 9 (1955), H. 3, S. 109-114,
» » » » 9 (1955), H. 8, S. 366-370.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach Erwähnung der Forderungen, die an die Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen zu stellen sind, wird eine systematische Gliederung der in Anwendung befindlichen Verbindungen nach Ausführung und Wirkungsweise gegeben.

Einige der wichtigsten Verbindungen, und zwar Verbolzung mittels Stahlbetonbolzen, Überdeckung der Bewehrungsstäbe und Verschweissung, werden unter Hinweis auf die zu ihrer Entwicklung ausgeführten Versuche und unter Aufzeigung ihrer Vor- und Nachteile kurz erläutert.

RESUMO

Depois de indicar as condições a que devem satisfazer as ligações de elementos de betão armado prefabricados, o autor faz uma classificação sistemática dos meios de ligação mais usuais, segundo o tipo de execução e a forma como resistem. Acerca dos mais importantes — ligação por cavilhas de betão armado, sobreposição das armaduras e soldadura — o autor descreve de forma sucinta os ensaios efectuados e as suas vantagens e inconvenientes.

RÉSUMÉ

Après avoir indiqué les conditions auxquelles doivent satisfaire les assemblages d'éléments de béton armé préfabriqués, l'auteur procède à un classement systématique des moyens d'assemblage les plus courants selon leur exécution et leur mode de résistance. Il décrit, de manière succinte, les essais effectués et les avantages et inconvénients des assemblages les plus courants tels que goujons en béton armé, recouvrement des armatures et soudage.

SUMMARY

After mentionning the requirements with which assemblies of prefabricated reinforced concrete elements must comply, the author proceeds with a systematic classification of the current types of assemblies according to their execution and their form of operation. Tests, as well as the advantages and disadvantages of the most important types such as reinforced concrete pin connections, overlap of reinforcing bars and welding, are also briefly described.

VI a 7

Variation dans le temps de l'effort de précontrainte d'un pont en poutre caisson continue

Time variation of prestressing forces in a bridge with continuous box beam

Die zeitliche Aenderung der Vorspannkraft in einer durchlaufenden Balkenbrücke mit Kastenquerschnitt

Variação com o tempo da tensão de preesforço de uma ponte com viga contínua em caixão

E. DEHAN
Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées
Liège

H. LOUIS
Professeur à l'Université de Liège
Liège

Le pont en béton précontraint construit en 1949 sur la Meuse à Sclayn (entre Namur et Liège) est une poutre caisson continue de 127 mètres de longueur, à deux travées égales. La hauteur de la poutre varie de 1,40 mètre au droit des appuis extrêmes à 4,75 mètres au droit de l'appui central; la section transversale est divisée en trois cellules par deux cloisons longitudinales; cinq voiles transversaux relient d'une manière continue ces cloisons et les parements latéraux. L'armature de précontrainte, *placée à l'intérieur des caissons,* est constituée par 1728 fils de 7 mm de diamètre ayant toute la longueur de l'ouvrage. Rectilignes dans les travées, ils présentent un changement de direction peu important au droit de la pile. La tension de précontrainte est de 85 Kg/mm^2.

En raison des dimensions de cet ouvrage, importantes et inusitées à l'époque de la construction, et dans un but de recherche, l'Administration Belge des Ponts et Chaussées décida de procéder à la mesure de l'effort de précontrainte réellement appliqué et des fluctuations de cet effort dans le temps. L'enrobage de l'armature s'effectuant immédiatement après l'application de la précontrainte, la mesure périodique des relaxations impliquait la présence d'une armature supplémentaire destinée aux essais, surabondante pour la résistance de l'ouvrage et accessible à tout moment; les fils pouvaient donc seulement être peints mais non enrobés de mortier.

Ces fils identiques à ceux de l'armature effective sont aussi tendus à raison de 85 Kg/mm². Ils sont répartis en quatre câbles: deux de 16 fils dans la cellule centrale, deux de 8 fils dans les cellules latérales. Pour des raisons d'accessibilité, ces câbles sont placés au-dessus de l'armature effective; l'écartement de leurs fils est de 40 mm.

Les mesures et surtout leur interprétation sont faites sur la base des causes connues de la variation de l'effort de précontrainte:

— allongement progressif ou fluage de l'acier;
— raccourcissement du béton sous l'effet de son retrait et de son fluage;
— influences diverses dont l'action ne suit pas de lois discernables: variation du degré hygrométrique de l'air, variation de la température, écarts de température entre les diverses parties de l'ouvrage, etc.

Les procédés de mesure utilisés sont les suivants (*):

1) La mesure de l'effort total de chacun des 4 câbles témoins et de la variation de cet effort est faite au moyen d'un dynamomètre cylindrique interposé entre le béton de la face terminale du pont et le dispositif d'ancrage des fils (fig. 1). Ce dynamomètre est un tube de 116 ou de 91 mm de diamètre et de 3 mm d'épaisseur en acier électrique auto-trempant spécial au Ni, Cr, Mo, dénommé infatigable, de 120 Kg/mm² de limite élastique et soumis en service à une tension maximum de 50 Kg/mm². Chaque dynamomètre est équipé de cordes vibrantes, d'extensomètres ohmiques et de comparateurs au 1/1000ème de millimètre.
2) La mesure de l'effort sollicitant les fils périphériques des câbles témoins sert de contrôle aux indications des dynamomètres; elle est obtenue de deux manières:

   a) par détermination de la fréquence de vibration transversale du fil;
   b) par mesure de la flèche transversale que prend le fil sous l'effet d'un effort transversal connu appliqué à mi-distance entre deux points en lesquels le fil est appuyé.

La précision des mesures est de l'ordre de 2 Kg/mm².

3) Les variations de la longueur du pont sont relevées, ainsi que la déformée de l'ouvrage qui est déterminée par nivellement et contrôle des rotations en divers points.

La mesure des efforts dans les fils témoins et de la variation de longueur de l'ouvrage, le tracé de la déformée ont lieu simultanément à des dates déterminées: 33 mesures on été faites depuis la construction du

(*) H. LOUIS et E. DEHAN — Annales des Travaux Publics de Belgique, 1950, fascicule 3: Mesures des efforts et de la variation des efforts dans les câbles accessibles des ouvrages en béton précontraint.

pont en 1949; la fréquence des mesures faites immédiatement après la mise en précontrainte étant évidemment plus élevée (1 mesure par mois pendant 6 mois) qu'actuellement (1 mesure environ tous les 6 mois). Il convient de signaler que les mesures aux extensomètres ohmiques ont

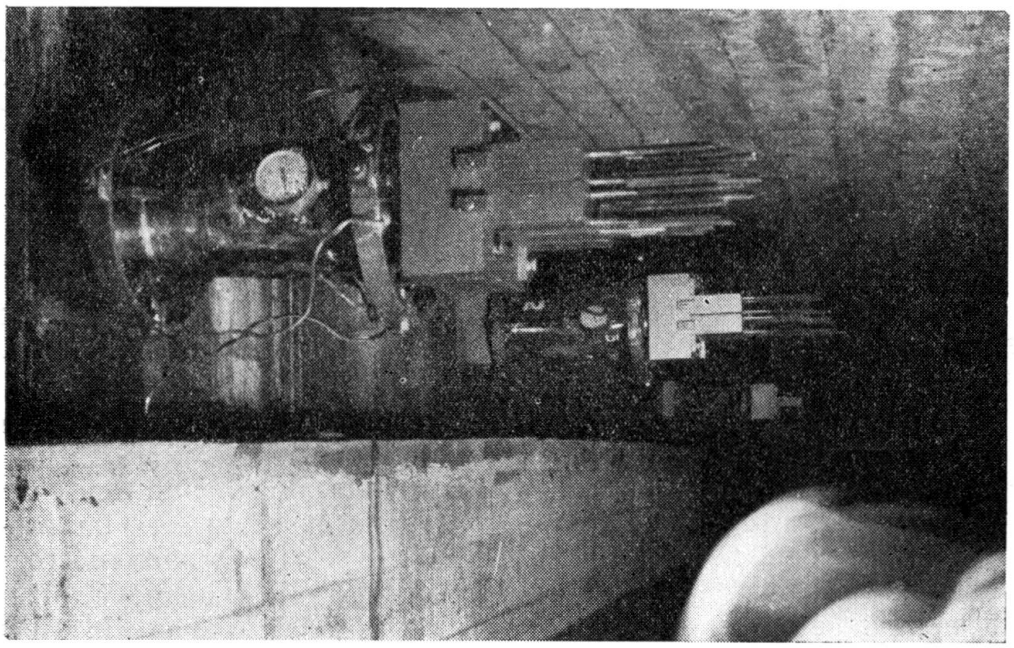


FIG. 1. Cylindres dynamométriques placés à une extrémité des 4 cables temoins

seulement pu être faites tout au début de la recherche. Après quelques mois, seules la mesure par cordes vibrantes de l'effort des dynamomètres et la mesure de la fréquence de vibration des fils se sont révélées fidèles et précises.

Interprétation des résultats des mesures

1) *Mesures effectuées lors de la précontrainte*

Les contrôles effectués sur les fils lors de la mise en précontrainte ont mis en évidence le peu de garantie qu'offre la mesure de l'allongement des fils comme élément d'appréciation de l'effort de précontrainte. Les tensions mesurées sur un grand nombre de fils de l'armature effective, avant leur enrobage, accusent une dispersion importante; elles s'échelonnent de 60 à 100 Kg/cm^2, la moyenne correspond cependant à la valeur imposée de 85 Kg/mm^2.

Quant aux quatre câbles témoins, les mesures, plus précises que pour l'armature effective, effectuées après mise en traction et blocage ont

donné comme sollicitation moyenne des fils de chacun des câbles: 82, 90, 93 et 91 Kg/mm².

Cette dispersion peut être attribuée à plusieurs causes:

— le mou du fil non tendu, particulièrement dans les ouvrages en caisson contribue à cette dispersion malgré les précautions prises lors de l'opération de mise en traction,

— l'hétérogénéité des caractéristiques des fils d'acier, en particulier du module d'élasticité est une autre cause d'écarts importants quand l'effort est déterminé par la mesure de l'allongement du fil,

— le glissement du fil dans les dispositifs d'amarrage donne encore lieu à une certaine imprécision, relativement faible cependant pour un ouvrage de grande longueur comme le pont de Sclayn.

Ces causes agissent généralement dans le sens d'une diminution de la tension, sauf l'hétérogénéité du module d'élasticité qui agit aussi bien dans le sens d'une augmentation.

L'incertitude au sujet de la valeur de l'effort de précontrainte mesuré par allongement des fils est plus à craindre que les relaxations possibles dans le temps. Aussi à la suite des essais faits au pont de Sclayn et sur d'autres ouvrages, l'Administration des Ponts et Chaussées impose-t-elle que l'effort du vérin de traction soit contrôlé par un dynamomètre précis et fidèle, régulièrement taré et que le contrôle de l'allongement soit exercé simultanément au cas où, pour des raisons accidentelles, le fil serait bloqué en un point quelconque de sa longueur.

2) *Résultats de l'auscultation périodique*

a) *Variations de température* (figure 2)

Le diagramme des températures correspond aux valeurs relevées à l'intérieur du pont dans le couloir central, au moment des autres opérations de mesure. Ces valeurs ne fournissent que des indications imparfaites sur la température de la masse de l'ouvrage. L'enregistrement de la température à l'extérieur de l'ouvrage a montré l'existence d'un déphasage d'environ 12 heures entre cette température et la température mesurée à l'intérieur de l'ouvrage. Cette constatation permet de conclure que le gradient de température du béton même est instable et que l'état thermique de l'ouvrage n'est pas directement lié à la température lue à un instant donné mais à l'évolution de cette température pendant les heures et les journées précédentes; cette conclusion est particulièrement valable pendant l'hiver.

Ces considérations ne peuvent être perdues de vue lors de la recherche d'une corrélation possible entre l'évolution des caractéristiques géométriques et tensométriques du pont et la variation de la température. Il serait hasardeux de vouloir corriger trop systématiquement les diagrammes de ces caractéristiques, des influences probables des modifications thermiques, celles-ci étant mal connues.

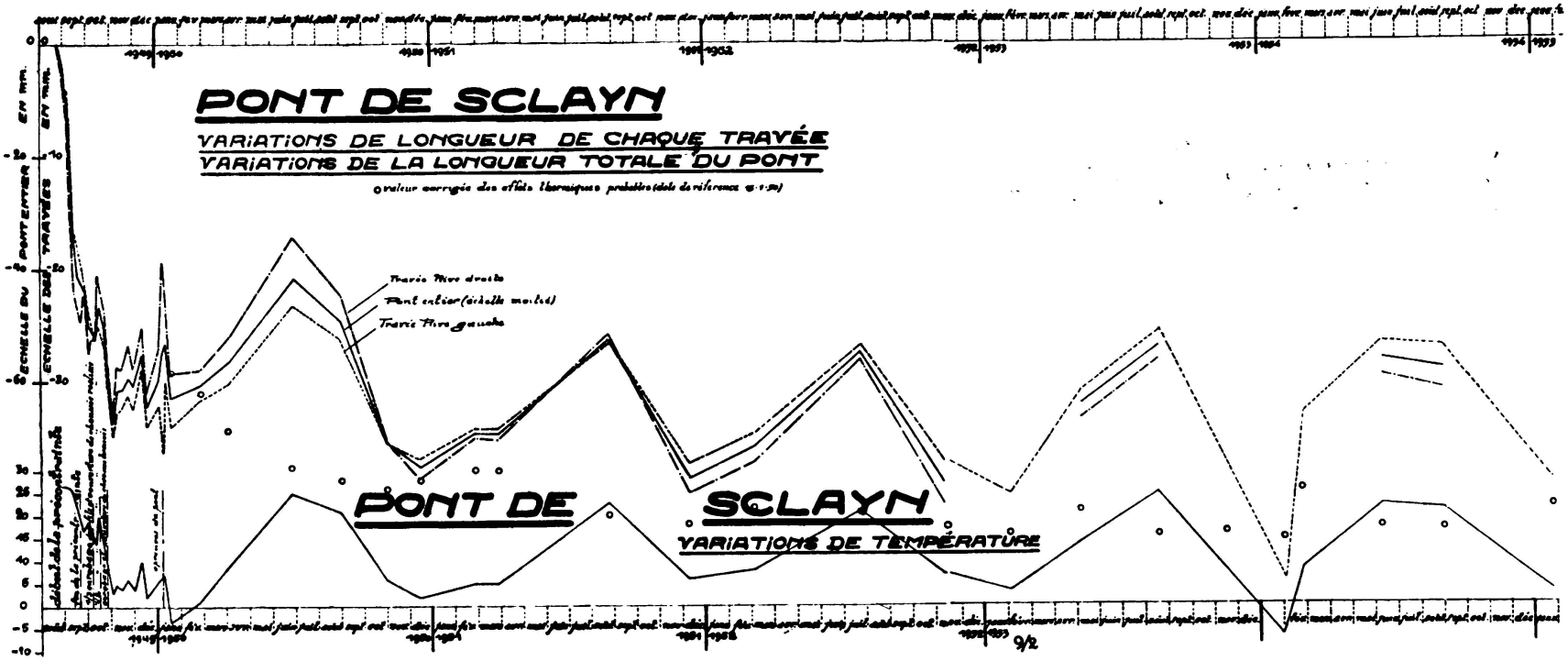

PONT DE SCLAYN
VARIATIONS DE LONGUEUR DE CHAQUE TRAVÉE
VARIATIONS DE LA LONGUEUR TOTALE DU PONT
PONT DE SCLAYN
VARIATIONS DE TEMPÉRATURE
9/2

FIG. 2

b) *Variations de longueur de l'ouvrage* (figure 2)

Au début de la période d'auscultation (mois de septembre 1949) la température à l'extérieur a peu varié, tandis qu'elle restait pratiquement constante (18°) à l'intérieur de l'ouvrage. Les variations de longueur du pont pendant cette période (un mois) correspondent donc aux effets du retrait, de l'effort de précontrainte et de la déformation verticale des travées. Le raccourcissement est de 40 mm, il y correspond une perte de tension de 6,3 Kg/mm² dans les *premiers fils tendus* (les câbles témoins ont seulement été placés à ce moment).

Dans la suite le diagramme de la figure 2 montre la continuation de l'influence du retrait et du fluage du béton car pour des températures estivales constantes de l'ordre de 25° C, la longueur du pont ne cesse de diminuer jusqu'à la fin de l'année 1952. Il semble que depuis cette date les variations de longueur sont presqu'entièrement d'origine thermique, et les mesures conduisent à admettre pour l'ouvrage un coefficient de dilatation thermique égal à $1{,}07 \times 10^{-5}$.

Sur la base de ce coefficient, la correction du diagramme du raccourcissement du pont à partir de la température pour les relevés postérieurs au mois de janvier 1950 conduit aux valeurs du raccourcissement représentées par de petits cercles sur la figure 2. Malgré la dispersion des résultats, le diagramme corrigé montre que le retrait et le fluage ont provoqué un raccourcissement important, de l'ordre de 9 centimètres, jusqu'à la fin de l'année 1952, c'est-à-dire trois ans après l'exécution du pont.

c) *Déformées verticales de l'ouvrage*

La figure 3 donne quelques déformées relevées à différentes dates, les flèches renseignées étant relatives à la déformée après précontrainte, prise comme état de référence. L'allure de la déformée ne varie guère tandis que les amplitudes des déformations croissent légèrement avec le temps et ne sont pas égales dans les deux travées.

d) *Effort des câbles témoins*

Les diagrammes de la variation, relevée aux cylindres dynamométriques, de la tension moyenne des fils de chaque câble témoin (figure 4) montrent dans les premiers jours qui suivent la mise en traction une perte de tension de 1 à 1,5 Kg/mm² due vraisemblablement au fluage des fils. Le diagramme moyen des quatre câbles — courbe E — réflète la variation de l'effort de chacun des câbles d'essai.

Après la diminution de 1,5 Kg/mm² après la mise en traction, aucune diminution n'est plus enregistrée jusqu'au mois de mars 1950. Ce résultat s'explique si l'on considère que pendant la période d'hiver la perte de tension due au retrait du béton et au fluage du béton et de l'acier est compensée par l'effet de la diminution de la température: en effet, le coefficient de dilatation thermique de l'acier est plus élevé que celui du béton et en outre l'inertie thermique et d'ailleurs aussi l'exposition des

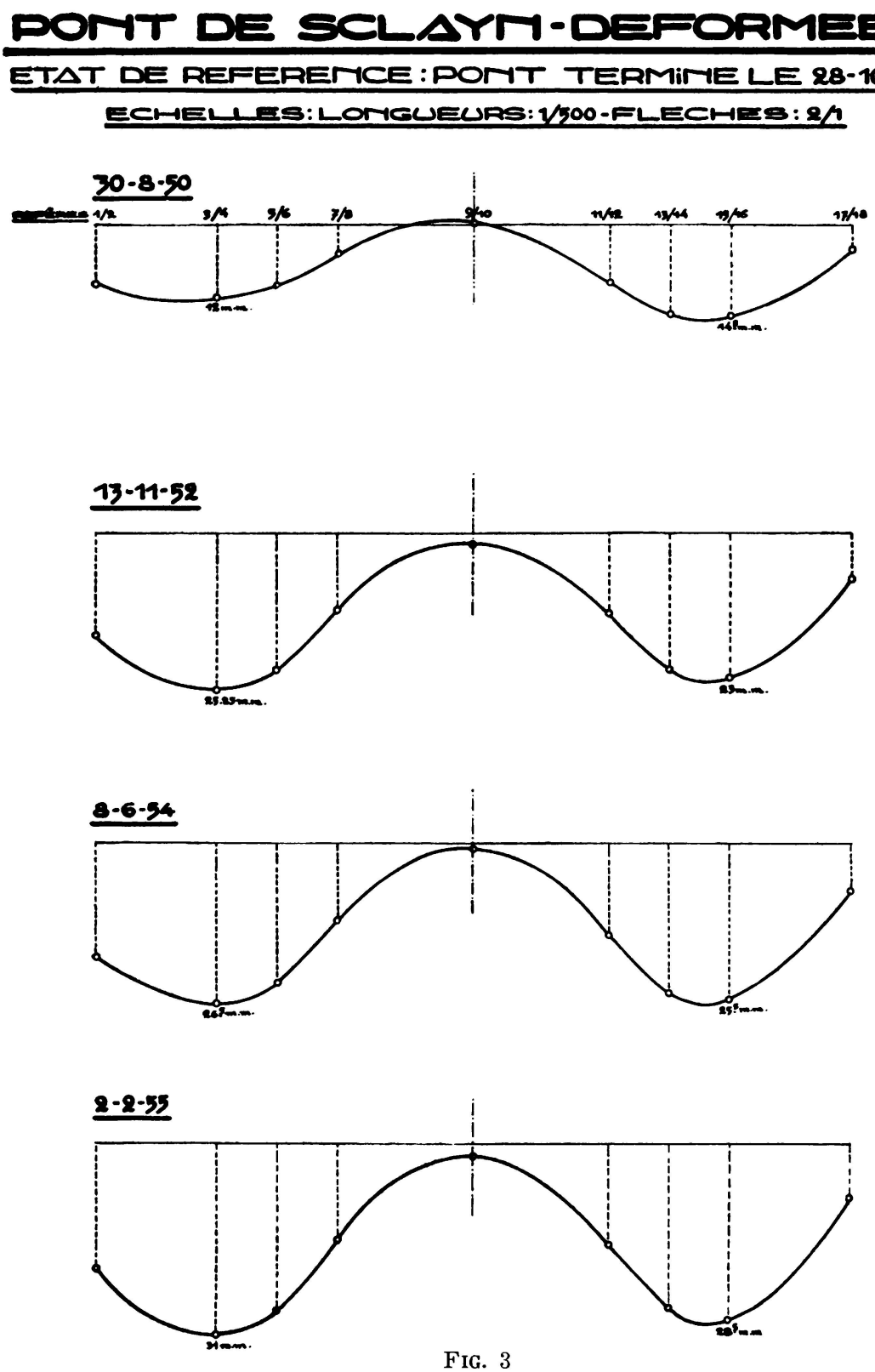

PONT DE SCLAYN - DEFORMEES
ETAT DE REFERENCE : PONT TERMINE LE 28-10-49
ECHELLES : LONGUEURS : 1/500 - FLECHES : 2/1
30-8-50
1/2
3/4
5/6
7/8
9/10
11/12
13/14
15/16
17/18
13-11-52
8-6-54
2-2-55

FIG. 3

câbles témoins et du béton de l'ouvrage ne sont pas comparables. Il est impossible, faute de données précises, de corriger les courbes des effets thermiques et hygrométriques.

A partir du mois de mars 1950, la température augmentant, on note une diminution rapide de la tension des fils jusqu'à la fin du mois d'août 1950. Par la suite jusqu'à la fin de l'année 1950 la tension croît à nouveau (pendant la période d'hiver) sans atteindre évidemment les tensions initiales. L'allure du phénomène semble pouvoir être représentée d'une manière approximative par une succession de courbes correspondant à des périodes d'un an, dont la concavité est orientée vers les pertes de tension et dont les ordonnées maxima se disposent approximativement sur une courbe asymptotique à une droite parallèle à l'axe des temps. Les mesures devenant moins précises dans les dernières années, cette allure ondulée des diagrammes n'est plus apparente.

Les courbes précédentes (A à E –figure 4) donnent la tension moyenne dans les fils des câbles témoins, calculée à partir de l'effort total des câbles relevé aux cylindres dynamométriques: la perte de tension est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm². Ces courbes sont confirmées par la courbe F (figure 4) qui reproduit les variations de la tension des fils déterminée par la mesure de la fréquence propre de vibration sur base réduite. Les ordonnées de la courbe F correspondent à la moyenne, pour les quatre câbles, des mesures effectuées à une même date. Ces résultats sont évidemment moins précis du fait qu'ils correspondent seulement aux fils périphériques; ils sont cependant en bonne concordance avec ceux du diagramme E (moyenne des efforts des quatre dynamomètres).

Les principales conclusions tirées de cette auscultation périodique qui dure depuis plus de six années sont les suivantes:

— la comparaison des diagrammes de la variation de l'effort des câbles témoins et du raccourcissement du pont montre que la perte de tension dans les câbles est surtout à attribuer au raccourcissement de l'ouvrage dû au retrait du béton et à son fluage sous l'effet de la précontrainte;
— Les mesures permettent seulement de déterminer les variations globales de tension et des déformations sans qu'il soit possible d'établir une discrimination entre les effets des différentes causes;
— la plus grande partie du fluage de l'acier semble se produire peu de temps aprè la mise en traction; le fluage de l'acier conduit à une faible relaxation, de l'ordre de 1,5 Kg/mm²;
— après six ans la perte de tension totale est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm² soit environ 12 % de la tension moyenne de précontrainte. La perte de tension n'a pas encore atteint son maximum, mais il semble qu'elle ne doive plus croître que très lentement;
— les flèches des deux travées se sont accentuées d'année en année. Les câbles effectifs étant solidaires du béton, cette déformation verticale n'est pas dangereuse pour autant qu'elle ne prenne pas des valeurs excessives;
— l'incertitude qui règne au sujet de la valeur de la tension appliquée aux fils lors de l'application de la précontrainte malgré le soin apporté à cette opération est plus à craindre que l'effet des causes possibles de relaxation. Il est indispensable de mesurer d'une

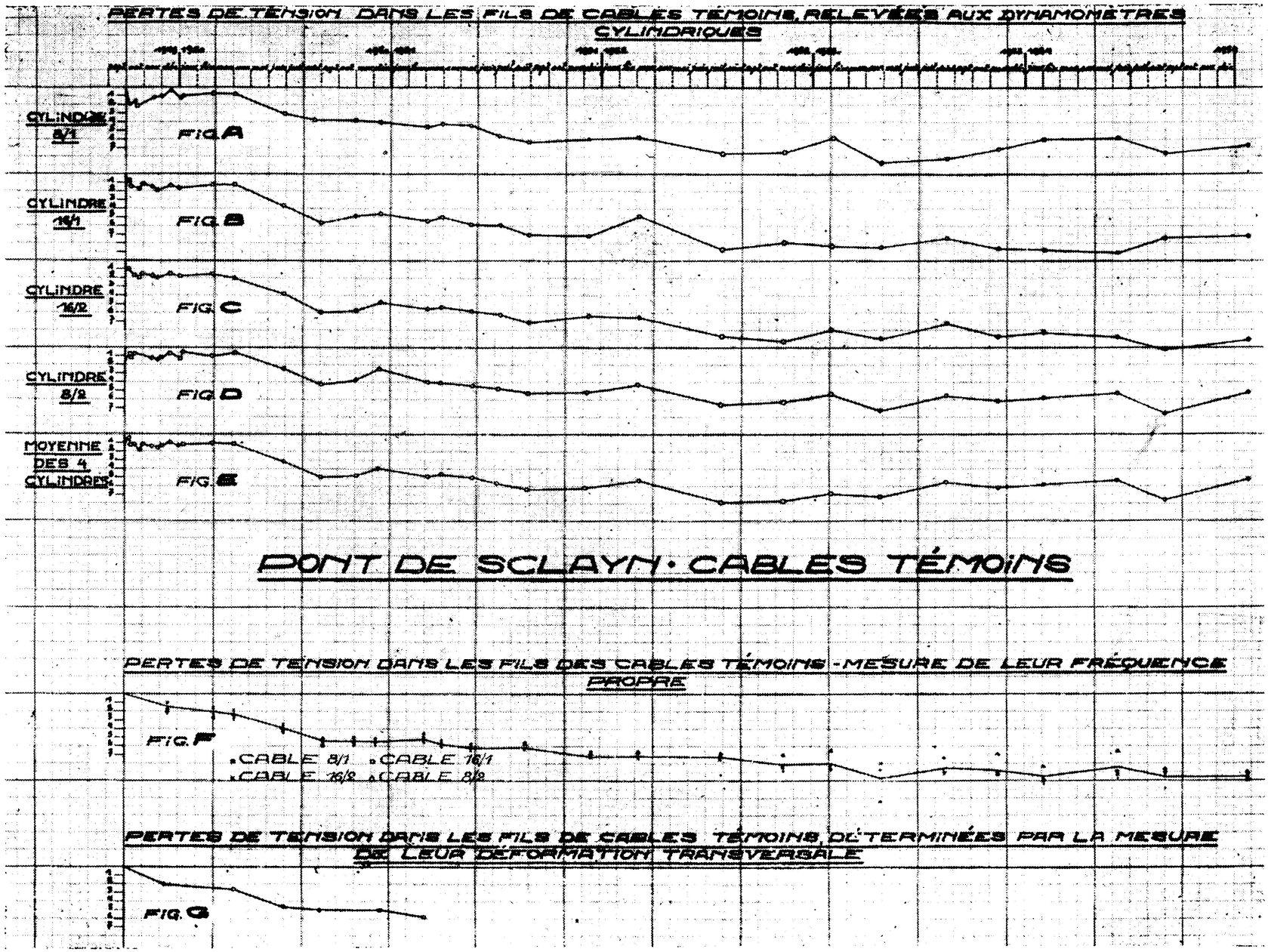

PERTES DE TENSION DANS LES FILS DE CABLES TÉMOINS, RELEVÉES AUX DYNAMOMÈTRES CYLINDRIQUES
CYLINDRE 8/1
FIG. A
CYLINDRE 16/1
FIG. B
CYLINDRE 16/2
FIG. C
CYLINDRE 8/2
FIG. D
MOYENNE DES 4 CYLINDRES
FIG. E
PONT DE SCLAYN · CABLES TÉMOINS
PERTES DE TENSION DANS LES FILS DES CABLES TÉMOINS - MESURE DE LEUR FRÉQUENCE PROPRE
FIG. F
• CABLE 8/1 • CABLE 16/1
• CABLE 16/2 • CABLE 8/2
PERTES DE TENSION DANS LES FILS DE CABLES TÉMOINS, DÉTERMINÉES PAR LA MESURE DE LEUR DÉFORMATION TRANSVERSALE
FIG. G

FIG. 4

manière précise *l'effort réellement* appliqué aux fils et de relever simultanément l'allongement correspondant, cette manière de procéder s'impose particulièrement dans les ouvrages en caisson dans lesquels les fils d'armature sont relativement plus libres que dans les poutres massives contenant des gaines.

RÉSUMÉ

Il est rendu compte de l'étude, pendant 6 ans, du comportement d'un pont en béton précontraint en poutre en caisson continue de 127 mètres de longueur. La variation de l'effort de précontrainte a été déterminée suivant plusieurs méthodes de mesure; la perte de tension, dont l'analyse des causes est envisagée, est de l'ordre de 8 à 10 Kg/mm² soit 12 % environ de la tension initiale.

SUMMARY

The authors describe the observation, carried out for 6 years, of the behaviour of a prestressed concrete bridge with a continuous, 127 m long, box beam. The variation of the prestress was measured by different methods; loss of prestress, the cause of which is discussed, is approximately 8 to 10 Kg/mm², about 12 % of the original prestress.

ZUSAMMENFASSUNG

Während 6 Jahren wurde das Verhalten einer vorgespannten, durchlaufenden Brücke von 127 Metern Länge untersucht. Die Aenderung der Vorspannkraft wurde nach verschiedenen Messverfahren bestimmt; der Vorspannverlust betrug 8 bis 10 Kg/mm² was ca. 12 % der Initialvorspannung entspricht.

RESUMO

Os autores descrevem o estudo, efectuado durante 6 anos, de uma ponte de betão preesforçado com viga contínua em caixão de 127 m de comprimento. A variação da tensão foi determinada por vários métodos; a perda de tensão, cujas causas são discutidas, é da ordem de 8 a 10 Kg/mm², ou seja cerca de 12 % da tensão inicial.

VI b 1

Neuere vorgefertigte und vorgespante Betonkonstruktionen in Ungarn

Novas estruturas prefabricadas e preesforçadas na Hungria

Nouveaux ouvrages préfabriqués et précontraints en Hongrie

New prefabricated and prestressed structures in Hungary

PÁL VAJDA
Budapest

In der Anwendung der vorgefertigten und vorgespannten Konstruktionen ist in Ungarn in den letzten Jahren ein Fortschritt zu verzeichnen, besonders bei den Decken und Wandkonstruktionen von Wohngebäuden, sowie bei den Hauptträgern von Hallenbauten. Von diesen sollen einige ausgeführte oder versuchsweise erprobte Konstruktionen — die durch den Verfasser und seine Mitarbeiter ausgearbeitet wurden — im Folgenden bekanntgegeben werden.

Vorgespannte Stahlbetonrippendecke

Die Decke besteht aus folgenden Teilen (Bild 1). Die Hauptrippen sind vorgespannte Balken mit I-Querschnitt, aus Beton B 500, mit gewellter und vorgespannter Bewehrung aus St 150, ø 5 mm. Die schief abgeschnittene poröse und unbewehrte Ziegelplatte schliesst sich mittels Zementausgusses zu der unteren Gurtplatte des Balkens. Zur Sicherung der Zusammenarbeit der Hauptrippen dienen die monolithisch ausgebildeten Stahlbetonquerträger. Die Konstruktionshöhe der Decke ist 30 cm mit einem Gesamtgewicht von 350 kg/m². Das Tragvermögen der Ziegelplatte betrug nach den durchgeführten Probebelastungen über 3000 kg/cm², somit kann die Decke durch leichte Wände überall belastet werden. Das Gewicht der Balken ist 25 kg/lfm und ihr Versetzen kann mit mässiger Mechanisierung durchgeführt werden. Der Bau der Decke erfordert weder ein Gerüst, noch irgendwelche Schalung. Der Materialbedarf ist bei einer Spannweite von 5,0 m: Beton 3 cm/m², Stahl 2 kg/m². Das sichert eine bedeutende Ersparnis bezüglich Material, Arbeitsaufwand und Kosten.

Stahlbeton-Deckenpanele

Bei vollmechanisierten Wohnhausbauten ermöglicht die Verwendung von Deckenpanelen mit grösseren Ausmassen die Verminderung der Baustellenarbeit. Der auf Bild 2 und 3 gezeigte Versuchs-Deckenpanel besteht aus Hauptrippen mit Viereckquerschnitt, aus 2 Randrippen und aus einem Querträger, unten mit 6 cm starken, bewehrten Schlackenbetonplatten. Die Rippen sind aus Beton B 300 mit Bewehrung St 75

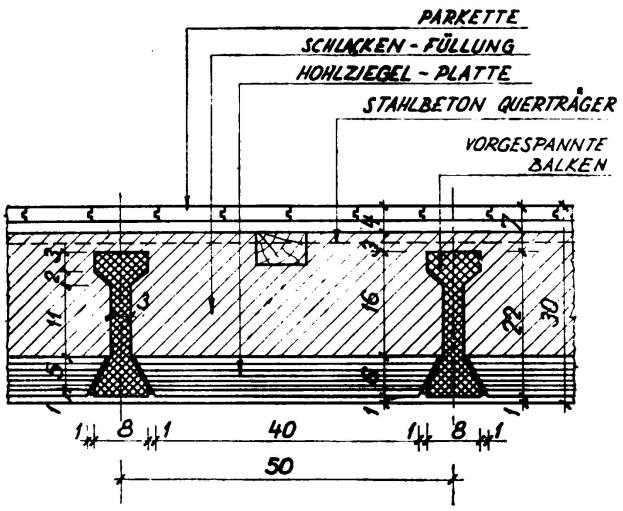


BILD 1. Vorgespannte Stahlbetonrippendecke

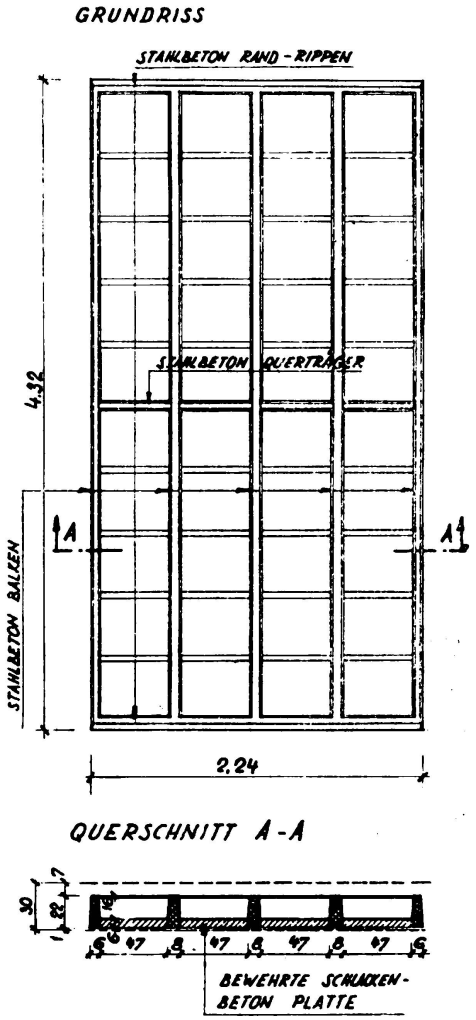


BILD 2. Stahlbeton Deckenpanel

hergestellt. Das Gewicht eines Panels ist rund 1,5 Tonne und der Transport kann mit Lastkraftwagen, das Versetzen mit einem Turmdrehkran durchgeführt werden.

Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton

Das Bild 4 zeigt den Grundriss und Querschnitt einer Wohnung in einem dreistöckigen Wohngebäude. Sowohl die Quer-, wie auch die Längswände sind aus stockwerkshohen, vorgefertigten, unbewehrten,

vollen Wandplatten aus Schlackenbeton hergestellt. Die Deckenpanele sind dieselben, wie die im vorigen Abschnitt beschriebene. Der Zuschlagstoff des Schlackenbetons ist gesiebte, rote Schlacke, als Bindemittel

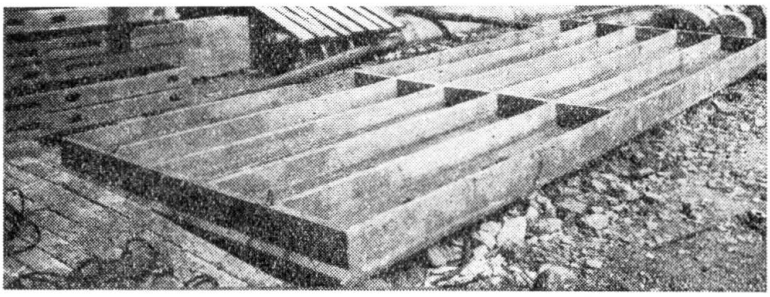


BILD 3. Versuchsstück eines Deckenpanels

wird pro m³ 90 kg Kalkhydrat und 120 kg Portlandzement verwendet. Das Raumgewicht des Schlackenbetons ist 1600 kg/m³, seine Würfelfestigkeit 100 kg/cm². Die Tragfähigkeit der 3 m hohen Wandplatten bei zentrischer Belastung entspricht — wie es Laboratoriums-Versuche beweisen — einer Wandfestigkeit von 80 kg/cm². Nach den durchgeführten Rechnungen ist die Wandplatte auch in den untersten Etagen eines 8 stöckigen Gebäudes als Tragwand anwendbar.

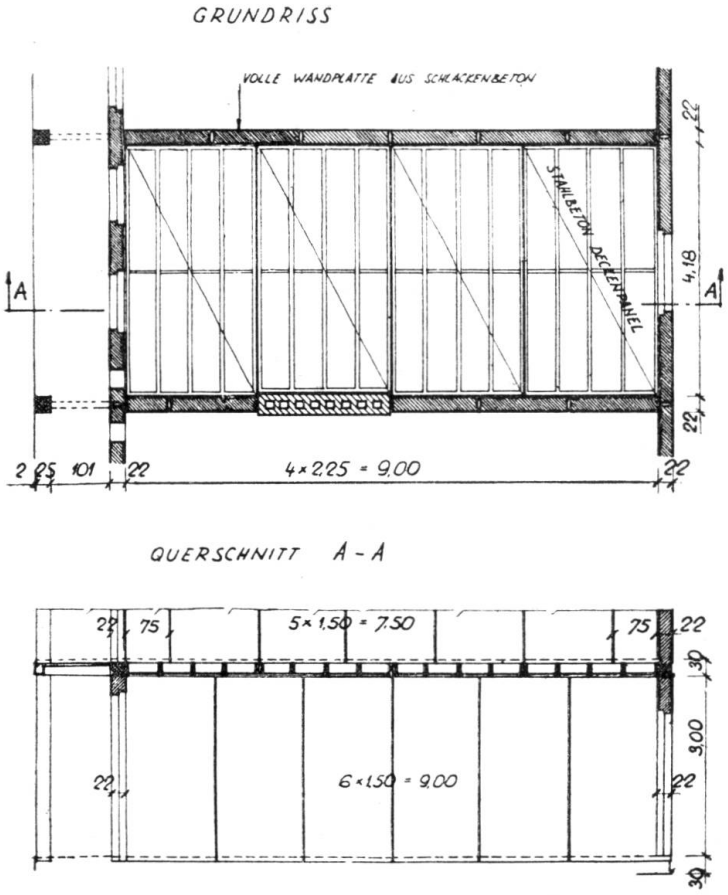


BILD 4. Wohngebäude mit Wandplatten aus Schlackenbeton

Wohngebäude mit Wandpanelen

Bei einem anderen Wohngebäude mit ähnlichem Grundriss, sind vorgefertigte Wandpanelen mit Stahlbetonrippen angewendet worden (Bild 5). Der Zwischenraum der Stahlbeton Rand- und Querrippen ist mit einem Leichtbeton — (Schaumsilikat) — Füllkörper von 700 kg/m³ Raumgewicht ausgefüllt. Die Montage erfolgte mit Turmdrehkran. Das genaue Einstellen der Wandpanelen wurde mit Stahlrohren, die mit Schraubenmuttern ausgestattet sind, durchgeführt (Bild 6).

Zweischiffige Halle mit vorgefertigten Rahmen

Auf dem Bild 7 ist der Querschnitt der zweischiffigen Halle eines Aluminium-Betriebes ersichtlich. Die Hauptträger sind unten eingespannte zweifeldrige Rahmen mit 20 m Spannweite, mit Vierendeel-Säulen und mit I-Querschnitt Riegel. Der Rahmen wird liegend in zwei Teilen

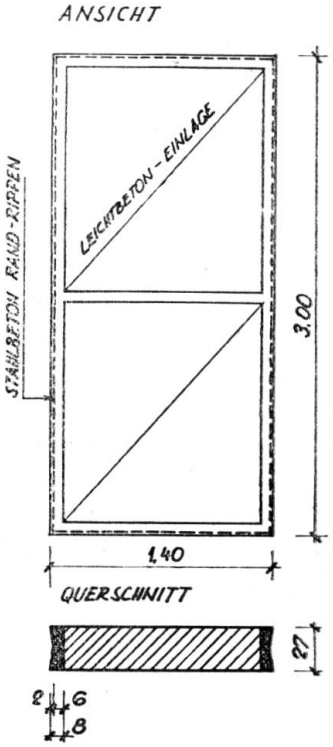


BILD 5. Wandpanel mit Stahlbetonrippen

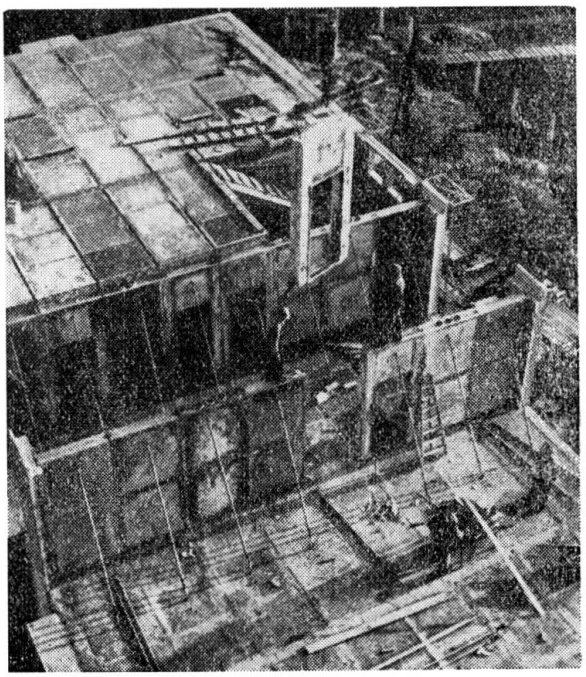


BILD 6. Montage von Panele

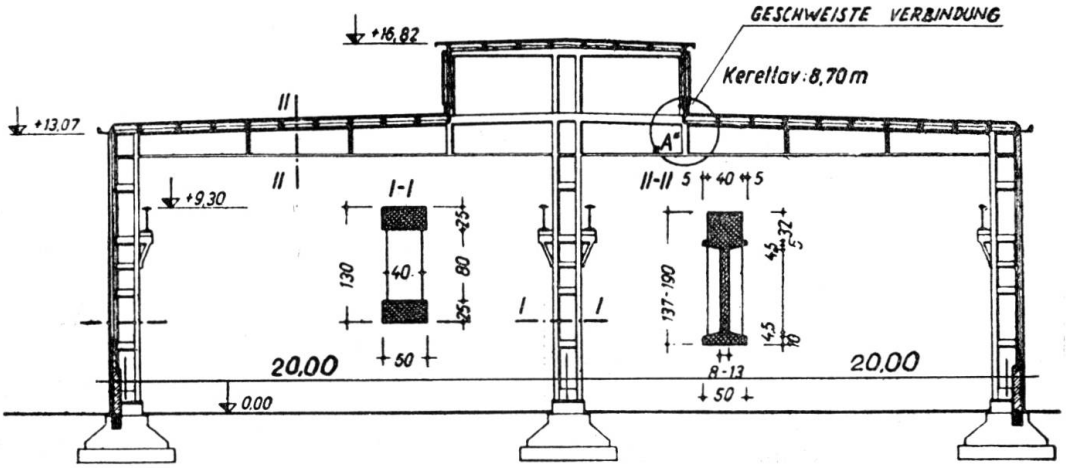


BILD 7. Querschnitt einer zweischiffigen Halle

vorgefertigt und zwar ein zweistieliger Rahmen mit einseitiger Konsole und ein L förmiges Element. Beide Teile sind im minimalen Momenten-Punkt verbunden. An dem Bild 8 ist das Heben des 40 ton. schweren

zweistieligen Rahmenteiles durch einen Spezial-Hebekran zu sehen. Um Überanstrengungen des Riegels beim Heben vorzubeugen, wurde er an 5 Stellen aufgehängt. Das Vorfertigen der Rahmen mit Vierendeel-Säulen ist einfacher, der Materialbedarf geringer und die ästhetische Wirkung günstiger, als bei Säulen mit I Profil. Die Herstellung des zweifeldrigen Rahmens in zwei Teilen bedarf bei den Rahmenbalken nur einer Verbindung.

BILD 8. Montage des zweistieligen Rahmens

Einschiffige Halle mit vorgefertigten Bogenträgern

Das Bild 9 führt uns den Querschnitt einer einschiffigen Halle einer Lokomotiv-Werkstatt vor. Die Bestandteile der in einem Abstande von 8 m verlegten Binder sind vorgefertigte, unten eingespannte Säulen mit I-Profil und der Zweigelenk-Bogen mit Zugband aus Spannbeton. Die 34 m langen Bogenträger werden in waagrechter Lage in einem Stück mit dem Zugband vorgefertigt. Die Bogen haben einen ⊥ Querschnitt, an deren unteren Flanschen die vorgefertigten Dachpanelen aufliegen. Das Aufrichten und Aufheben der Bogenträger von 25 t Gewicht geschieht durch zwei Stahl-Hebeböcke, mit Zweipunktfassung.

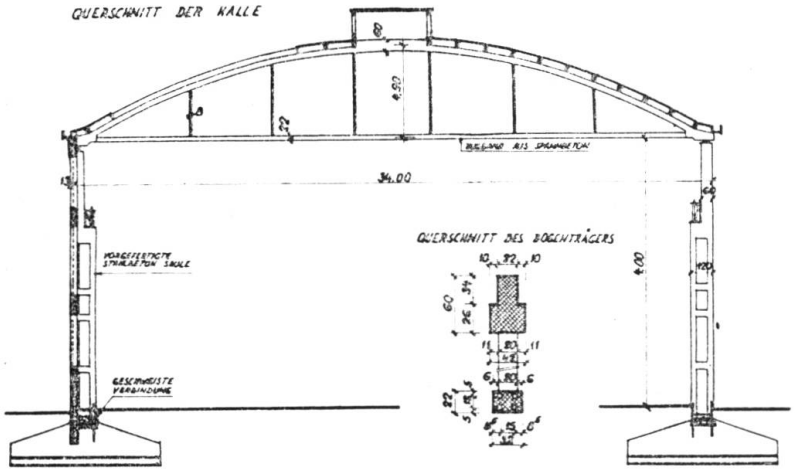


BILD 9.

Querschnitt einer einschiffigen Halle

Im Zugband von viereckigem Querschnitt sind vier Spannkabel untergebracht mit je 18 Stück Stahldrähte von ϕ 5 mm. Die Vorteile der geplanten Hauptträger sind die folgenden: das gespannte Zugband

sichert dessen vollkommene Rissfreiheit und minimalste Dehnung. Das Vorfertigen des Bogenträgers in einem Stücke ist günstiger als diejenige Lösung, bei der 2 Halbbögen mit drei Gelenken und Zugbänd ausgestaltet werden, weil weder ein provisorisches Gerüst, noch nachtträgliche Verbindungen benötigt werden. Der Materialbedarf des Bogenträgers ist günstig: Beton 3,5 cm, Stahl 7,5 kg/m².

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser und seine Mitarbeiter haben zum Zwecke einer entsprechenden Ausgestaltung der Decken- und Wandkonstruktionen und Hallen--Binder eingehende Studien angestellt. — Auf Grund der durchgeführten Vergleichsberechnungen, Laboratoriumsversuchen und Bauerfahrungen haben sich folgende Konstruktionen als die wirtschaftlichsten erwiesen:

a) Für Wohnungstrenndecken: Stahlbetonrippendecken mit in 50 cm Entfernung verlegten vorgespannten I Profilbalken mit unbewehrten Hohlziegelplatten und Stahlbetonquerträgern aus Ortsbeton.

b) Für Tragwände von Wohnhäusern: vorgefertigte, stockwerkshohe, volle Wandplatten aus B 100 Schlackenbeton.

c) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 15-20 m: liegend vorgefertigte Stahlbetonrahmen mit I-Riegeln und Vierendeel-Stielen.

d) Für Hauptträger von Hallenbauten mit einer Spannweite von 25-35 m: liegend vorgefertigte Stahlbeton-Bogenträger mit Zugband aus Spannbeton.

RESUMO

O autor e os seus colaboradores apresentam um estudo pormenorizado do desenvolvimento conjunto da construção de lages e paredes, bem como de vigas de grande vão. Baseando-se nos cálculos comparativos, nos ensaios de laboratório e nos resultados práticos obtidos, propõem as seguintes estruturas como sendo as mais económicas:

a) Para divisórias de casas de habitação: lages nervuradas de betão armado com vigas preesforçadas em I afastadas de 50 cm, placas de enchimento ôcas não armadas e nervuras tranversais de betão armado vasado no local.

b) Para vigas-paredes de casas de habitação: pilares prefabricados e placas de enchimento maciças de betão de jorra B 100.

c) Para o vigamento principal de edificios com vãos de 15 a 20 m: pórticos de betão prefabricados com perfis I e tirantes Vierendeel.

d) Para o vigamento principal de edifícios com vãos de 25 a 35 m: vigas em arco de betão armado, prefabricadas com tirantes de betão preesforçado.

RÉSUMÉ

L'auteur et ses collaborateurs présentent une étude détaillée du développement d'ensemble de la construction de dalles et de parois ainsi que de poutres de halles. En se fondant sur les calculs comparatifs, les essais en laboratoire et les résultats pratiques obtenus, ils proposent les ouvrages suivants comme étant les plus économiques:

a) Pour les cloisons de maisons d'habitation: dalles nervurées en béton armé avec poutres I en béton précontraint, espacées de 50 cm, dalles de remplissage creuses, non-armées, et poutres transversales en béton armé coulé sur place.

b) Pour les parois portantes de maisons d'habitation: piliers préfabriquée et dalles de remplissage massives en béton de cendre B 100.

c) Pour les poutres principales de halles de 15 à 20 m de portée: portiques en béton, préfabriqués, à section en I et tirants Vierendeel.

d) Pour les poutres principales de halles de 25 à 35 m de portée: poutres en arc en béton armé, préfabriquées, avec tirants en béton précontraint.

SUMMARY

The author and his collaborators report a detailed survey of the joint development of slab and wall contruction as well as hall-beams. Based upon the comparative analysis, laboratory research and practical results, they propose the following elements as being the most economical:

a) For slabs in buildings: reinforced concrete ribbed slabs incorporating I shaped prestressed beams 50 cm apart, hollow, non-reinforced filling-slabs and transverse, reinforced concrete, site-poured beams.

b) For loadbearing walls in buildings: prefabricated columns and solid, B 100 slag-concrete, filling slabs.

c) For 15 to 20 m. span hall main beams: prefabricated concrete portals, with I shaped beams and Vierendeel tie rods.

d) For 25 to 35 m. span hall main beams: prefabricated reinforced concrete arched beams with prestressed concrete tie rods.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI b 2

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau Weiterentwicklung und Erfahrungen

Betão preesforçado e montagens por andaimes móveis sistema Dywidag – Progressos e experiência

Béton précontraint et montages par echaffaudages mobiles système Dywidag – Progrès et expérience

Dywidag prestressed concrete and mobile scaffolding erection system – Progress and experience

ULRICH FINSTERWALDER
München

Mit meinen Ausführungen schliesse ich an meine Vorträge über «Die Anwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbeton» auf dem 2. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1936 in Berlin und über «Spannbeton und Freivorbau mit Stahl 90» auf dem 4. Kongress der I. V. B. H. 1952 in Cambridge an. Die in diesen Vorträgen entwickelten Gedanken haben zu dem bekannten DYWIDAG-Spannbeton geführt, über dessen weitere Entwicklung im allgemeinen und im Hinblick auf den Freivorbau bei Brücken im besonderen berichtet wird.

Das vom Hüttenwerk Rheinhausen entwickelte naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» mit einheitlichem Stabdurchmesser von 26 mm und aufgerollten Gewindeenden hat sich ausgezeichnet bewährt. Durch besondere Sorgfalt bei der Herstellung des Materials konnte die Mindestfestigkeit auf 10 500 kg/cm² gebracht werden. Die Streckgrenze wurde durch ein verhältnismässig geringes Recken von 12 ‰ auf 8000 kg/cm² erhöht. Die Streckgrenze wurde so eingestellt, dass die in den deutschen Normen DIN 4227 festgelegte Ausnützbarkeit des Stahls mit 55 % der Bruchgrenze (σ_B) bezw. 75% der Streckgrenze (σ_B) etwa den gleichen Wert ergibt. Die nach der vorgenannten Reckung verbleibende Verformbarkeit des Stahls hat sich in der Praxis als völlig ausreichend erwiesen. Sprödbrüche sind niemals aufgetreten.

Abb. 1 zeigt am Proportionalstab und an einem 19 m langen Stab die Spannungsdehnungslinie von St 60/90 und St 80/105 bis zum Bruch. Die Spannungsdehnungslinie am langen Stab schaltet den Einfluss der Dehnung infolge der Einchnürung aus, so dass die auf die ganze Länge gleichmässige Dehnung verbleibt.

Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt. An Stelle der bisher verwendeten Bundmutter mit Ankerplatte tritt ein kleiner mit Gewinde versehener Sperrkörper mit einer 14 cm im

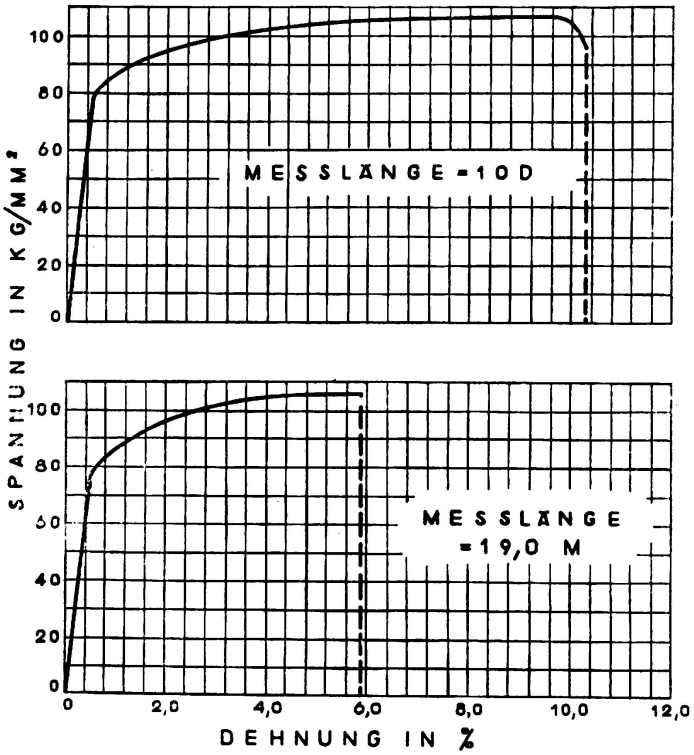


ABB. 1. Spannungsdehnungslinie des angelassenen Stahls am Proportionalstab und am 19,00 m langen Stab

Durchmesser messenden Wendelbewehrung. Der Sperrkörper hat die Form eines auf 60 mm Durchmesser vergrösserten Gewindezahns. Durch die auf ihn kegelförmig wirkende Druckkraft werden die Gewindegänge

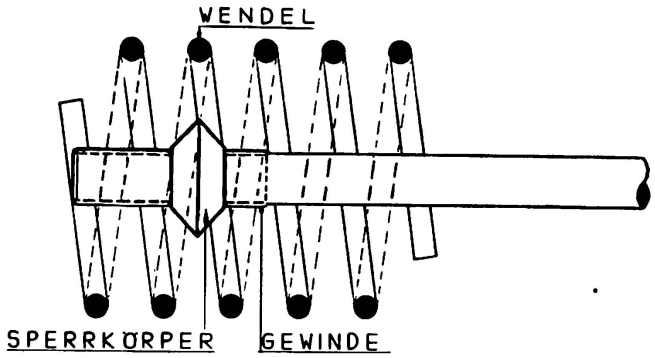


ABB. 2. Betonmutter B

gleichmässig auf diejenigen des Stabs gedrückt. Im Gegensatz zu einer Mutter muss der Sperrkörper keine Ringkräfte aufnehmen. Er kann deshalb einen Längsschnitt erhalten, der die Montage beträchtlich erleichert (Abb. 2).

Bei der Belastung wird der Beton rund um den Sperrkörper in radialer und tangentialer, also in zwei rechtwinklig zueinander stehenden

Richtungen auf Druck beansprucht. Erfahrungsgemäss ist die Festigkeit des Betons unter einer solchen Beanspruchung besonders hoch. Sie erreicht ein Vielfaches der Würfelfestigkeit, so dass ein solcher Sperrkörper viel kleiner als eine Verankerungsplatte ausgebildet werden kann. Die Wendelbewehrung kann die vom Sperrkörper ausstrahlenden Druck-

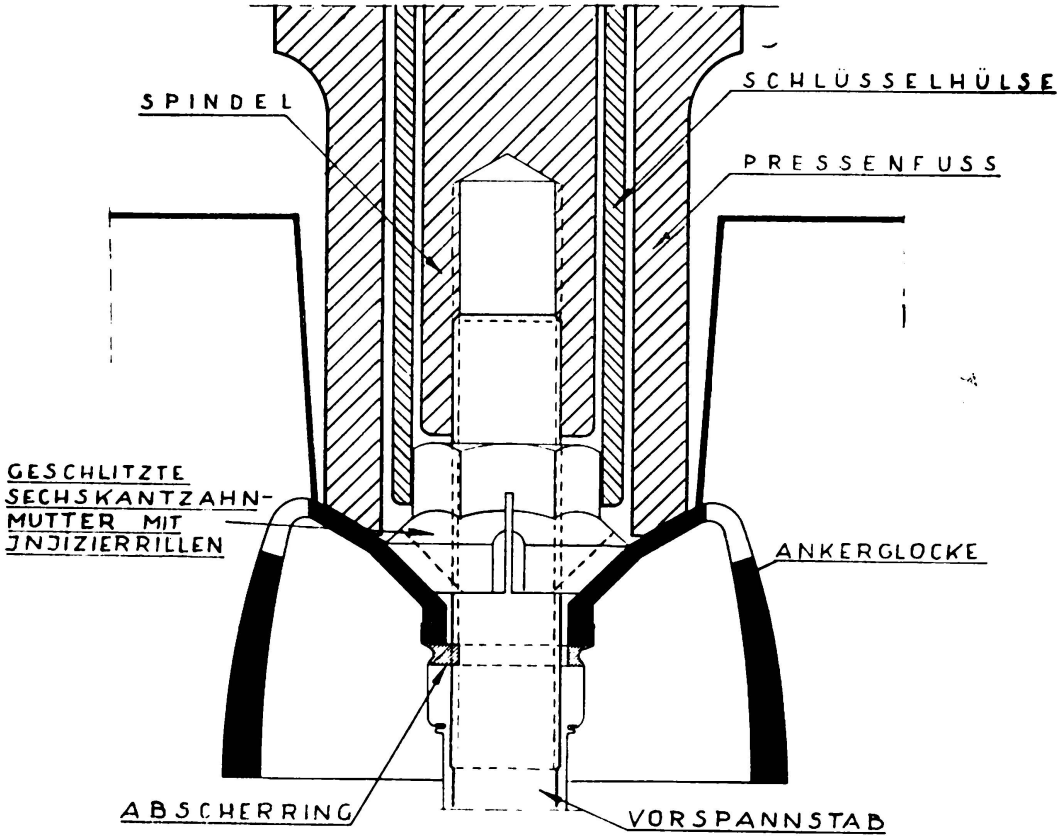


ABB. 3. Betonmutter A (Teller)

kräfte parallel zur Stabachse umlenken. An Stelle der Wendelbewehrung kann auch ein entsprechend geformter tellerförmiger Stahlkörper verwendet werden (Abb. 3).

Diese Verankerung hat im Dauerschwingversuch bei einer unter Spannung σ_u von 55 % der Bruchgrenze die gegenüber einer Mutterverankerung um 40 % erhöhte Schwingungsfestigkeit von 1100 kg/cm² erreicht. Die günstige Einführung der Ankerkraftbewirkt, dass der Beton bis zum Erreichen der Streckgrenze des Spannstabes keine Risse zeigt, so dass die bei Ankerplatten notwendige Querbewehrung entfällt.

Die Spannpresse kann in eine 11 cm breite runde Aussparung im Beton eingeführt und auf die verlängerte Kegelfläche des Sperrkörpers angesetzt werden.

Durch diese Entwicklungen ist die Wirtschaftlichkeit des DYWIDAG-Spannbetons ganz erheblich verbessert worden.

Um eine Kontrolle der in der DIN 4227 niedergelegten Annahmen für die Berechnung zu erhalten, wurde das Schwinden und Kriechen des Betons an einer grösseren Anzahl von Bauwerken beobachtet, worüber

ich in einem Aufsatz in der Zeitschrift «Beton- und Stahlbetonbau» 1955/1 eingehend berichtet habe. Als Messeinrichtung hat sich das Einlegen eines mit einer Zeigervorrichtung versehenen spannungslosen Stabes im Beton bewährt. Die in den deutschen Spannbetonvorschriften DIN 4227 angegebenen Werte für das Schwinden und Kriechen sind in dem bis zu 4 Jahren betragenden Beobachtungszeitraum zu 70-100 % erreicht worden. In Abb. 4 sind die Werte der Gänstorbrücke in Ulm a. d. Donau angegeben. Nach 4 Jahren ist ein Stillstand der plastischen Verkürzung erreicht worden. Sie beträgt bei 96 m Messlänge 26 mm und entspricht

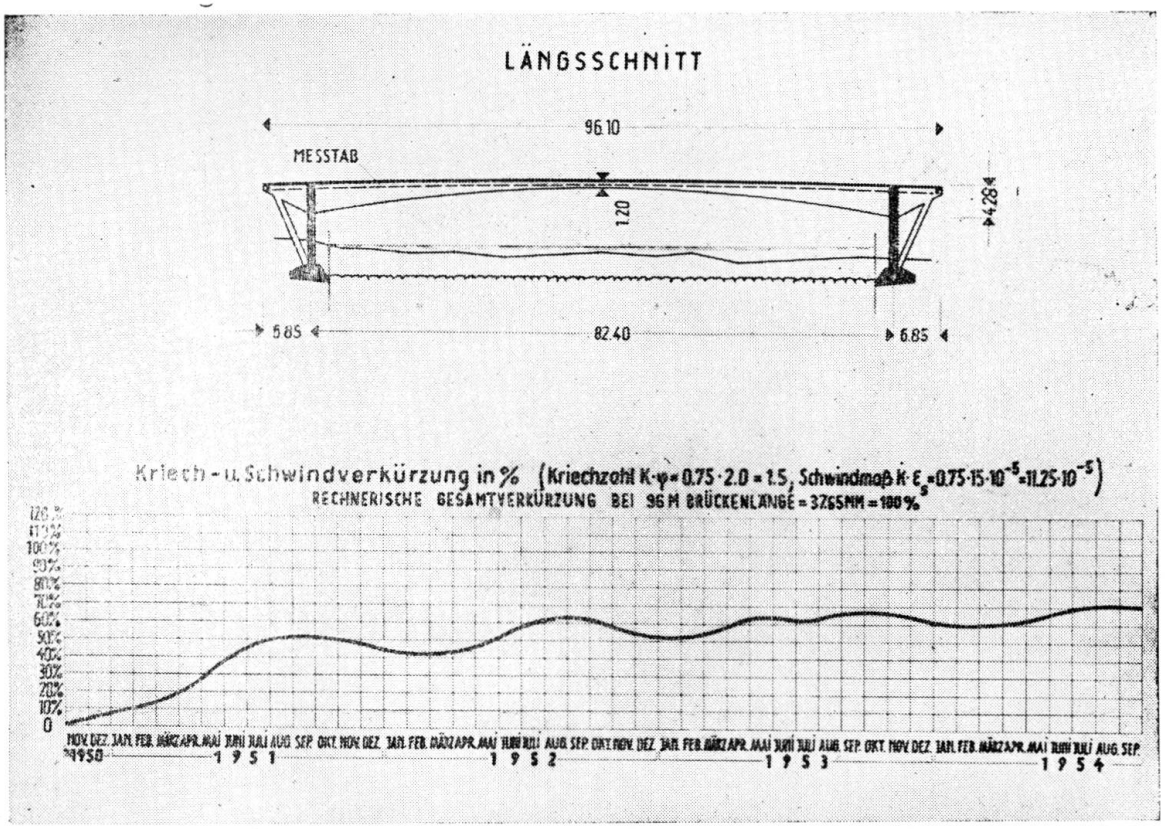


ABB. 4. Gänstorbrücke Ulm — Kriechen und Schwinden

einem Schwindmass von 8° sowie einem Kriechmass von 105 % der elastischen Verkürzung. Da die Resultate der Messungen im allgemeinen sehr gleichmässig sind, ist der Schluss erlaubt, dass bei diesen Bauten eine gleichmässig hohe Betonqualität erreicht wurde. Bei weniger guter Betonqualität dürften die Werte der DIN 4227 keinesfalls zu hoch sein.

Gerechnete und gemessene Formänderungen der Bauwerke haben sowohl während des Baues als auch im Lauf der Jahre eine sehr befriedigende Übereinstimmung gezeigt.

Um die Reserven festzustellen, die in einer Spannbetonkonstruktion enthalten sind, wurde in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart eine 3 m lange und 20 cm dicke mit 50 kg/cm² vorgespannte Platte Betongüte B 450 unter verschiedenen Laststufen dynamisch fortschreitend bis zum Bruch beansprucht. Im Bereich der beschränkten Vorspannung traten Haarrisse

von 0,04 mm Breite auf, die nach Entlastung nicht mehr feststellbar waren. Bei rechnerischen Zugspannungen von 94 kg/cm² arbeitete die Platte bei 5,5 Millionen Lastwechseln voll elastisch, was auf einen einwandfreien Verbund schliessen lässt. Eine Lockerung des Verbunds trat erst bei Haftspannungen von 19 kg/cm² ein. Die in normalen Bauwerken auftretenden Haftspannungen liegen dagegen in der Grössenordnung von nur 3 kg/cm². Die Betondruckzone blieb in Ordnung, bis bei einer rechnungsmässigen Kantenpressung die Dauerfestigkeit mit 330 kg/cm² erreicht wurde. Die Belastung betrug hierbei das 2,6-fache der rechnungsmässig zulässigen. Diese Versuche haben gezeigt, dass der eingepresste Zementleim einen einwandfreien Verbund zwischen Stahl und Beton herstellt, der für die Sicherheit von grosser Wichtigkeit ist.

Die Erfahrung hat gezeigt, dass das Anpressen der Umhüllungsrohre mit Zementleim besondere Sorgfalt erfordert. In einzelnen seltenen Fällen

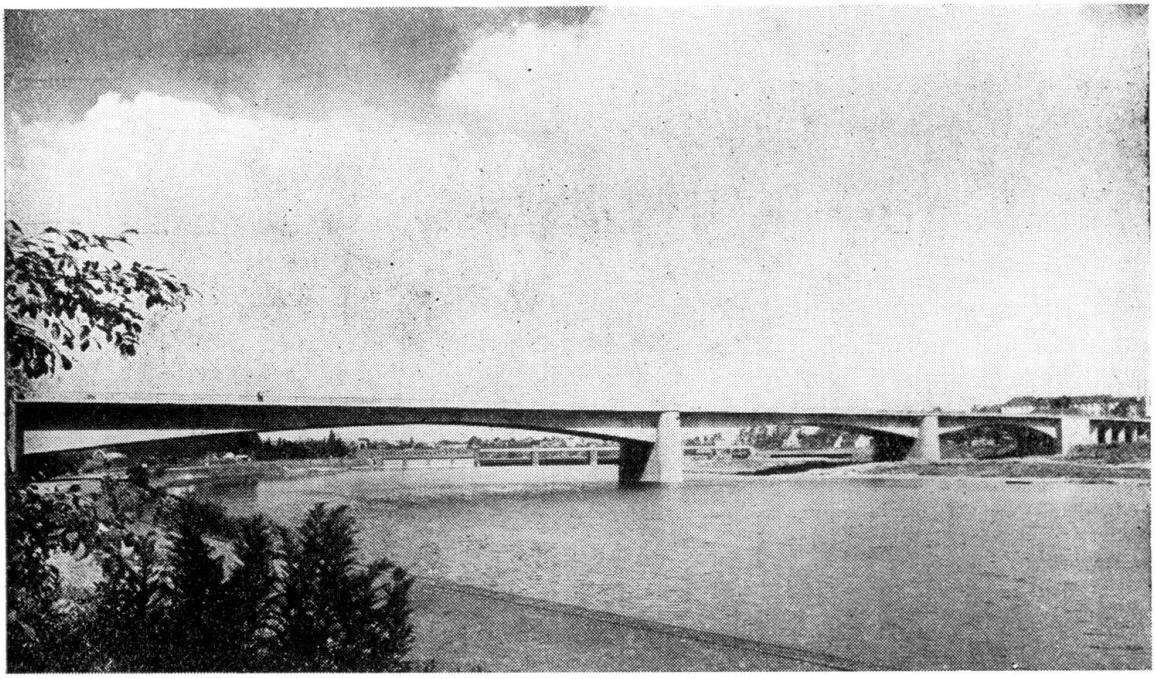


Abb. 5. Fertigbild der Brücke Koblenz

ist nach der Wasserspülung die Injizierung mit Zementleim unterblieben. Durch Eisbildung ergaben sich dann Risse von 0,2 mm Breite, die durch nachträgliches Injizieren repariert wurden.

Die während des letzten Kongresses im Bau befindliche Rheinbrücke in Worms ist im gleichen Jahre fertiggestellt worden. Eine noch grössere Brücke über die Mosel in Koblenz mit Spannweiten von 101 – 114 – 123 m wurde in den Jahren 1952-1953 erbaut. Auch diese Brücke kragt, wie die Wormser Brücke, aus den Pfeilern bezw. den Widerlagern frei aus. Die Länge des grössten Kragarmes beträgt 65,00 m. Dieser wurde in 21 Abschnitten von je 3 m Länge in 11 Wochen vorgebaut. Die Zeit für das Herstellen eines 3 m langen Bauabschnittes betrug einschliesslich der

Erhärtungszeit des Betons nur 3 Tage. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Bauabschnitts an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärtenden Betons durch Kühlung geregelt.

Die Kühlung wurde mit eisgekühltem Wasser vorgenommen, das in isolierten Blechbehältern von je 100 Litern Inhalt gespeichert war. In den Wänden eines 3 m langen Vorbauabschnitts wurden je 8 lotrechte Löcher von 30 mm ø ausgespart, die unten verschlossen waren und von je 4 Behältern bedient wurden. Das Kühlwasser wurde von oben durch

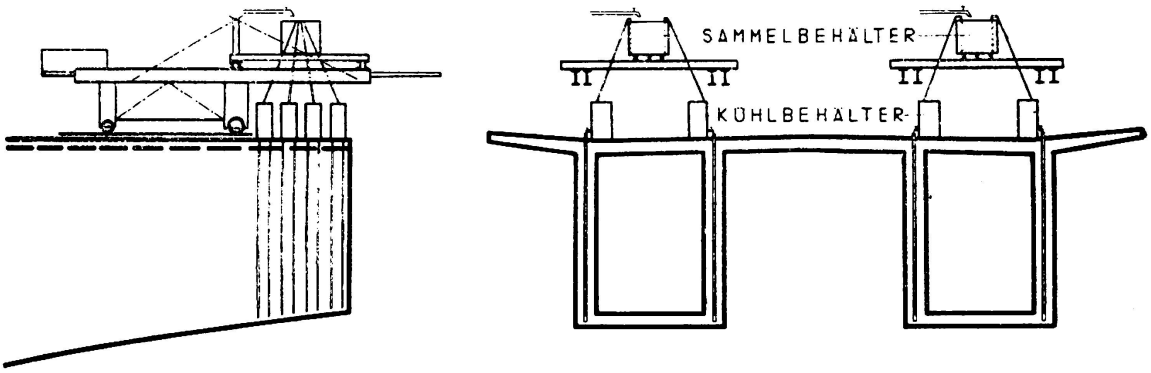


ABB. 6. Kühlen des Betons

Schläuche am unteren Ende des Lochs eingeführt und gelangte im Gegenstrom nach oben, wobei es sich um ca. 10° erwärmte. Die Kosten der Kühlung betragen DM 4,— pro m³ gekühlten Beton.

Diese Brücke ist ein Ersatz für die 1934 erbaute und im Krieg zerstörte Bogenbrücke, die zu ihrer Zeit die Bogenbrücke mit der grössten Kühnheitszahl war (¹). Obwohl Pfeiler und Widerlager dieser Brücke erhalten waren, war es billiger, die neue Spannbetonbrücke zu bauen, deren Konstruktionshöhe statt 12 m nur 7 m beträgt, deren Horizontalschub aufgehoben ist und deren Widerlager neu gebaut werden mussten. Bei einer Brücke über den Main bei Karlstadt wurde das Verfahren des freien Vorbaues weiter entwickelt. Die Brücke hat 4 Öffnungen zu 40 m. Die erste Öffnung wurde auf Gerüst gebaut. Anschliessend wurde die zweite Öffnung in Abschnitten von 3 m mit einem Hilfspylon einseitig vorgebaut. Die einzelnen Brückenabschnitte wurden mit Rundstäben aus St 90 über den Pylon nach rückwärts in den Träger verankert. Die beim Betonieren auftretenden Durchbiegungen wurden durch Verkürzen der Hängestäbe ausgeglichen. Der vorberechnete Bauvorgang konnte ohne jede Korrektur durchgeführt werden.

Der ursprüngliche Plan, der sich besonderer Umstände halber nicht durchführen liess, sah den abschnittsweisen Vorbau über 160 m von einem Ende der Brücke zum anderen vor.

Ein weiterer neuartiger Freivorbau konnte bei der im Jahre 1954 erbauten Ringbrücke in Ulm durchgeführt werden. Diese dreifeldrige

(¹) Vgl. Dischinger, «Die zweite feste Strassenbrücke über die Mosel bei Koblenz», erschienen in der Zeitschrift «Die Bautechnik» 1934, Heft 12 ff.

Strassenbrücke von 25 m Breite hat Spannweiten von 31, 72 und 38 m. Über den Mittelpfeilern sind Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken nach dem Muster der Gänstorbrücke in Ulm ([2]) ausgebildet. Die Brücke wurde — beginnend vom rechten Widerlager bis zur Flussmitte und anschliessend nach Herstellung des linken Feldes auf Gerüst vom linken Pfeiler bis zur Mitte— frei vorgebaut. Die beiden Kragarme wurden zusammen-

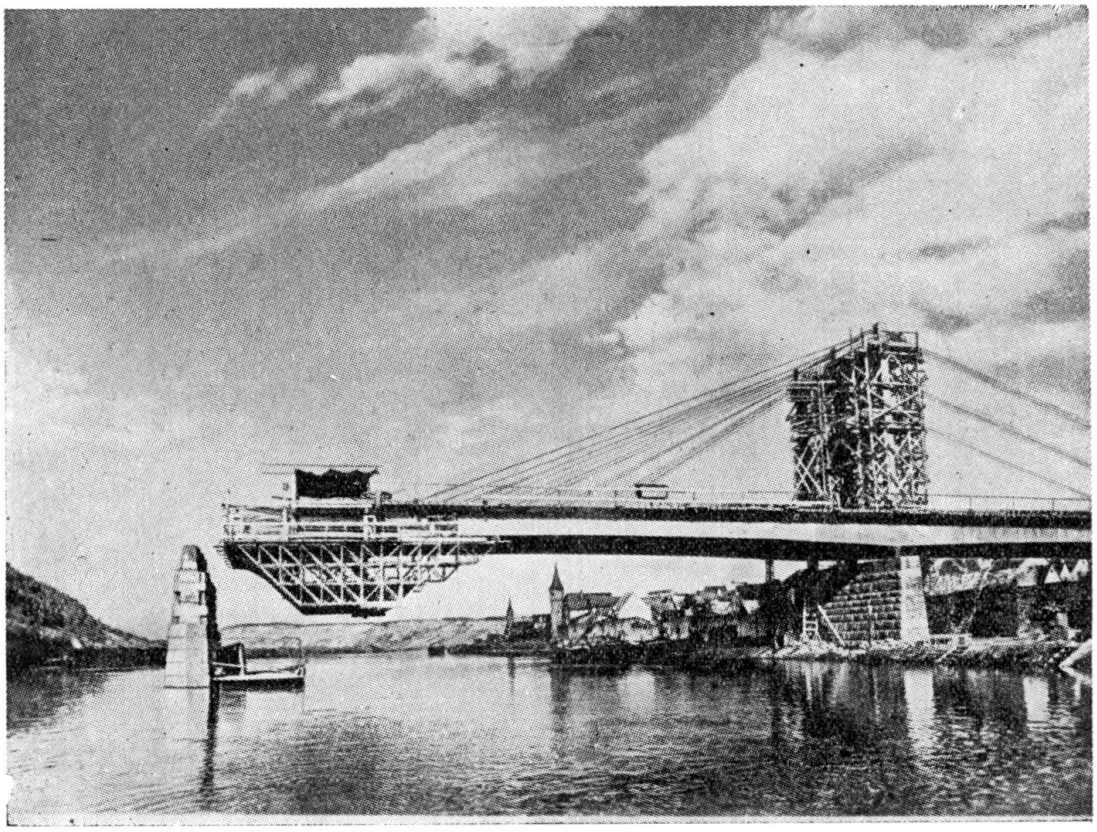


ABB. 7. Mainbrücke Karlstadt

betoniert, so dass im Endzustand ein gelenkloser Rahmen entstand, dessen Stiele im Bauzustand nur senkrechte Kräfte und unter dem Einfluss des Schwindens und Kriechens sowie bei Verkehrslast auch Horizontalschübe auf die Pfeiler abgeben. Die Brückenmitte konnte dadurch sehr schlank gehalten werden.

Im ersten Brückenfeld wurde jeder fertiggestellte 3 m lange Abschnitt mit dicken Holzpfosten unterstützt, die beim Vorbau der Mittelöffnung entfernt wurden. Mit dieser Methode wurde auch über den Pfeiler weggebaut. Die Rahmenstiele wurden erst nach dem Passieren des Vorbauwagens ausgeführt. Insgesamt wurden mit einer Vorbaueinrichtung 30 Abschnitte hintereinander hergestellt, wofür 133 Kalendertage

([2]) Vgl. Finsterwalder-König, «Die Donaubrücke beim Gänstor in Ulm», erschienen in der Zeitschrift «Der Bauingenieur», 1951/10.

benötigt wurden. Erschwerend war die Schiefe der Brücke mit 70°. Die gesamte Bauzeit vom Beginn der Fundierung bis zur Inbetriebnahme der fertigen Brücke betrug nur 10 Monate.

Eine weitere bemerkenswerte, jedoch auf Gerüst hergestellte Brücke ist die Nord-Süd-Bahnbrücke am Horremer Tunnel bei Köln. Mit einer grössten Spannweite von 86,80 m und einer Belastung von 19,50 t/m übertrifft sie weit die bis dahin ausgeführten Eisenbahnbrücken aus Spannbeton. Die Hauptbrücke von 144 m Länge ist ein fünffach statisch unbestimmter dreifeldriger Rahmen mit Kastenquerschnitt. Durch genaue

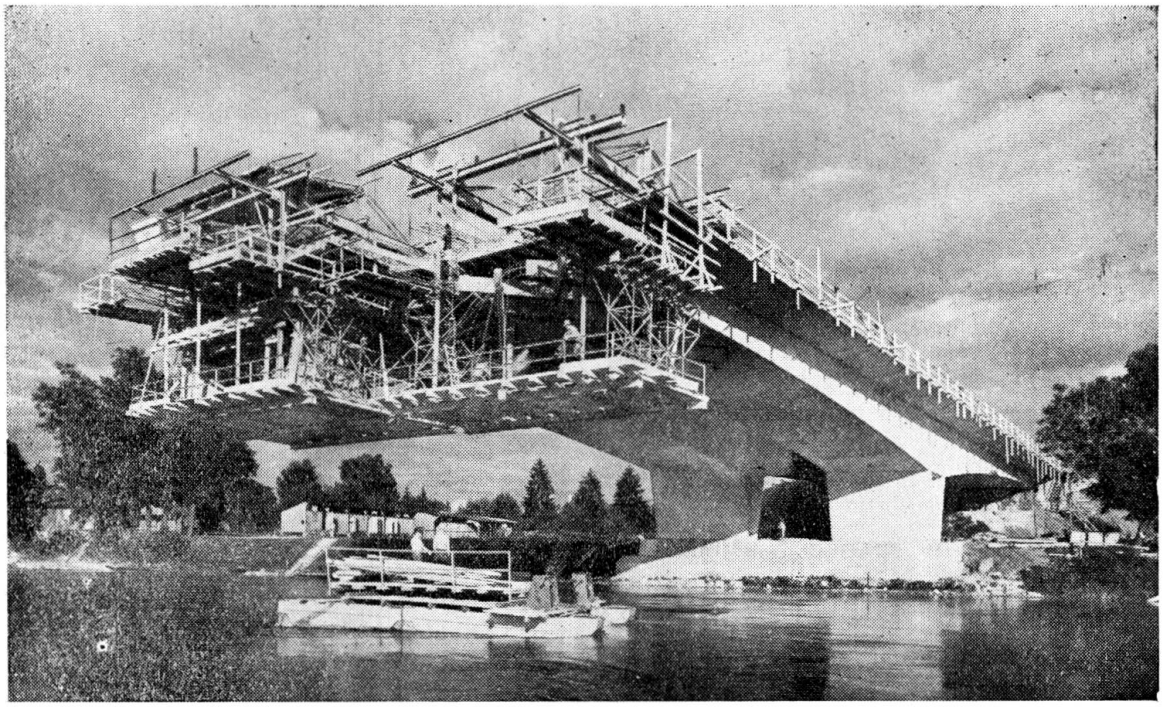


ABB. 8. Ringbrücke Ulm während des Vorbaues

Anpassung sämtlicher Querschnitte an die zulässigen Beanspruchungen konnten Gelenke vermieden werden.

Die Erfahrungen bei Konstruktion, Bau und Unterhaltung von Spannbetonbrücken geben zu folgenden Betrachtungen Anlass:

Die Wirtschaftlichkeit der beschriebenen weit gespannten Spannbetonkonstruktionen im Vergleich mit den für diese Aufgaben bisher allein üblichen Stahlkonstruktionen kann für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten. Ihre Sicherheit ist auf der Betonseite genau so hoch wie diejenige der ebenso hoch beanspruchten schlaff bewehrten Stahlbetonkonstruktionen. Bei der Herstellung im freien Vorbau liegen durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Arbeitsbedingungen vor. Aus diesem Grund konnten die Brücken in Worms und Koblenz mit einer Belegschaft von 80 % langjähriger Erwerbsloser gebaut werden, die durch die Wiederholung der gleichen Arbeit vollwertige Leistungen erzielten. Die Sicherheit des Bauvorgangs hat sich durch den

Wegfall der Gerüste und des Ausrüstungsvorgangs als besonders hoch, die Unfallgefahr als bemerkenswert gering erwiesen. Die Unterhaltungskosten der Spannbetonbauwerke sind gering, da die Haupttrageisen durch den Vorgang des Injizierens gegen Rosten zuverlässig geschützt sind.

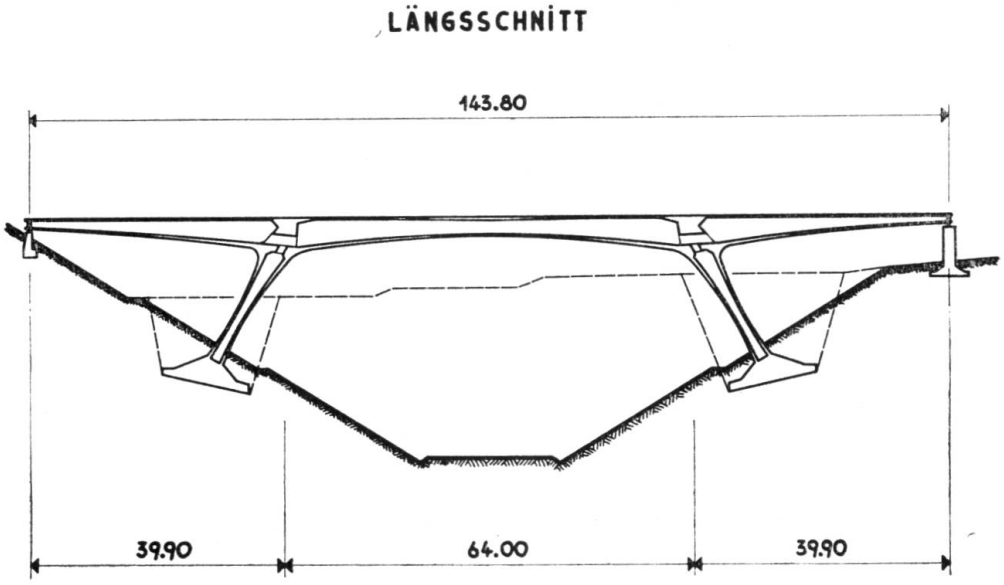


ABB. 9. Längsschnitt Brücke Horrem

Festigkeitsuntersuchungen an Spannstäben haben gezeigt, dass die Sicherheit des Stahls weniger von seiner absoluten Spannung als von den Spannungsschwankungen abhängt. Diese treten nur unter Verkehrslasten ein und sind verhältnismässig gering, da die Spanneisen einbetoniert sind. Die Dauerschwingfestigkeit der Verbindungen und Verankerungen bietet gegenüber dieser Beanspruchung eine hohe Sicherheit.

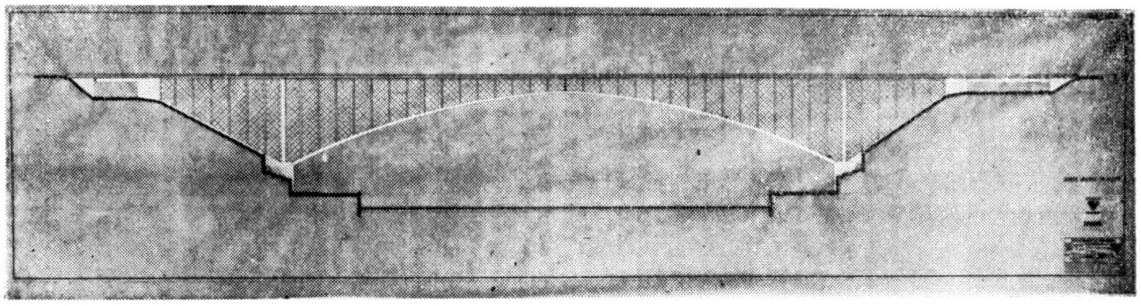


ABB. 10. Brücke Porto — Bausystem

Eine Aufgabe, für die der Bau mit Gerüsten erfahrungsgemäss grosse Gefahren in sich birgt, ist der Bau von grossen Bogenbrücken, deren hervorragendstes Beispiel die Sandöbrücke in Schweden ist. Nicht nur das Gerüst eines so weit gespannten Bogens, das aus Gründen der Wirtschaftlichkeit möglichst leicht gebaut werden muss, sondern auch der Bogen selbst bieten eine Gefahrenquelle. Wegen der Schlankheit

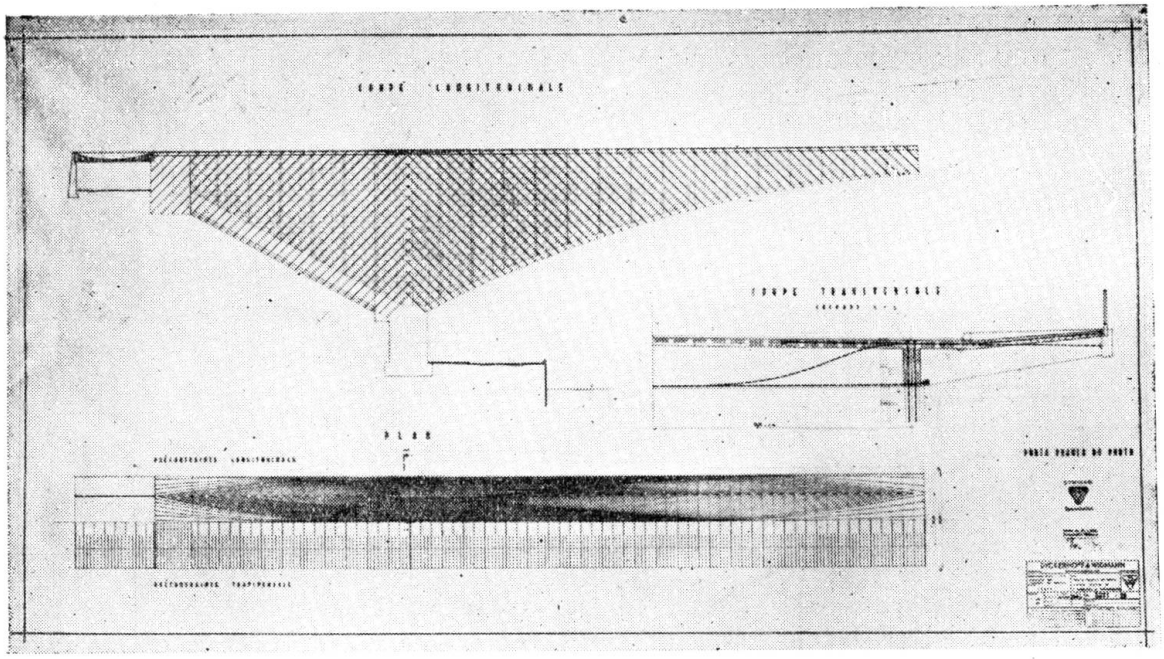


Abb. 11. Brücke Porto — Spannbewehrung

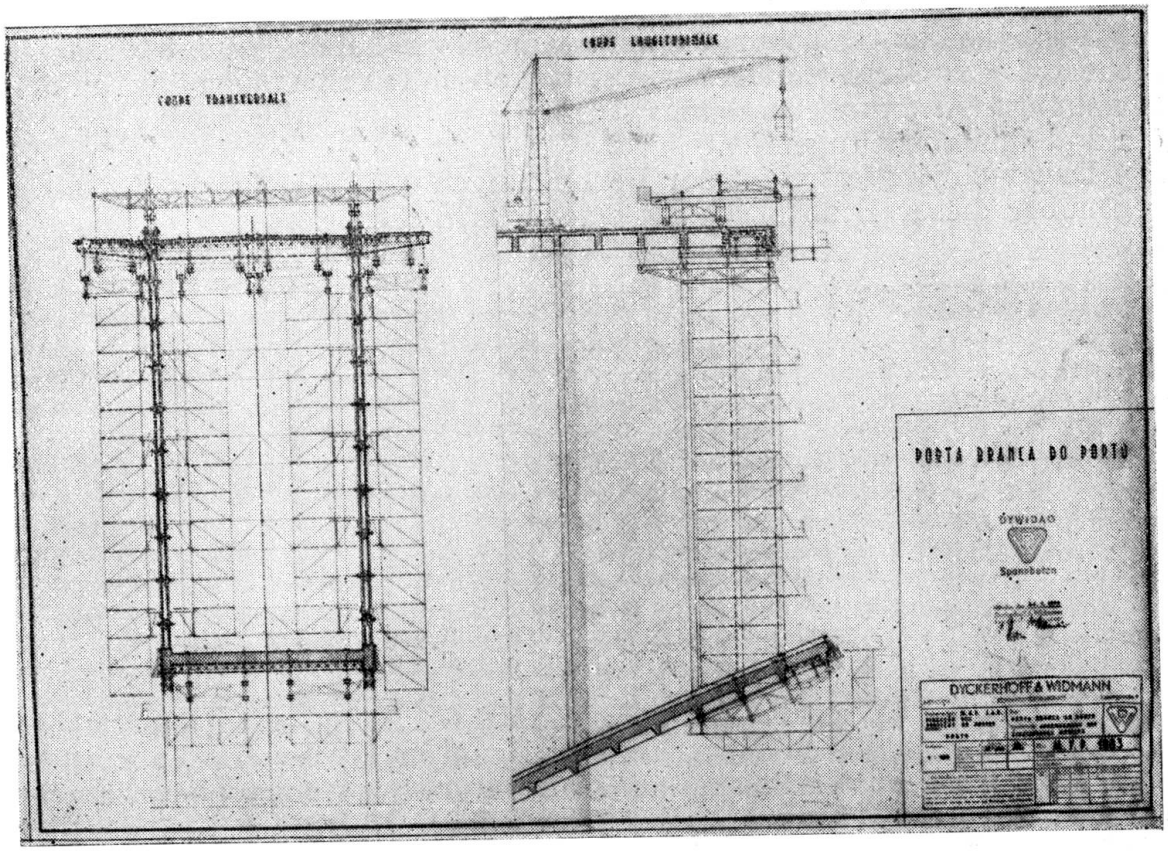


Abb. 12. Brücke Porto — Vorbaueinrichtung

eines weitgespannten Bogens führen die unvermeidlichen Biegungsmomente zu Änderungen der Form des Bogens, welche ihrerseits Anlass zur Bildung weiterer Biegungsmomente sind. Unter dem Einfluss des Kriechens des Betons können diese sich stark steigern und zum Bruch führen. Diese Verhältnisse sind rechnerisch schwierig zu verfolgen, da die Werte für das Kriechen des Betons im Bauwerk unter so hohen Dauerspannungen noch nicht genügend bekannt sind.

Insbesondere führen Modellversuche leicht zu einer falschen Beurteilung der Verhältnisse, da wegen der grossen Formänderungen keine Proportionalität zwischen Belastungen und Formänderungen vorhanden ist, die bei Modellversuchen meistens vorausgesetzt wird.

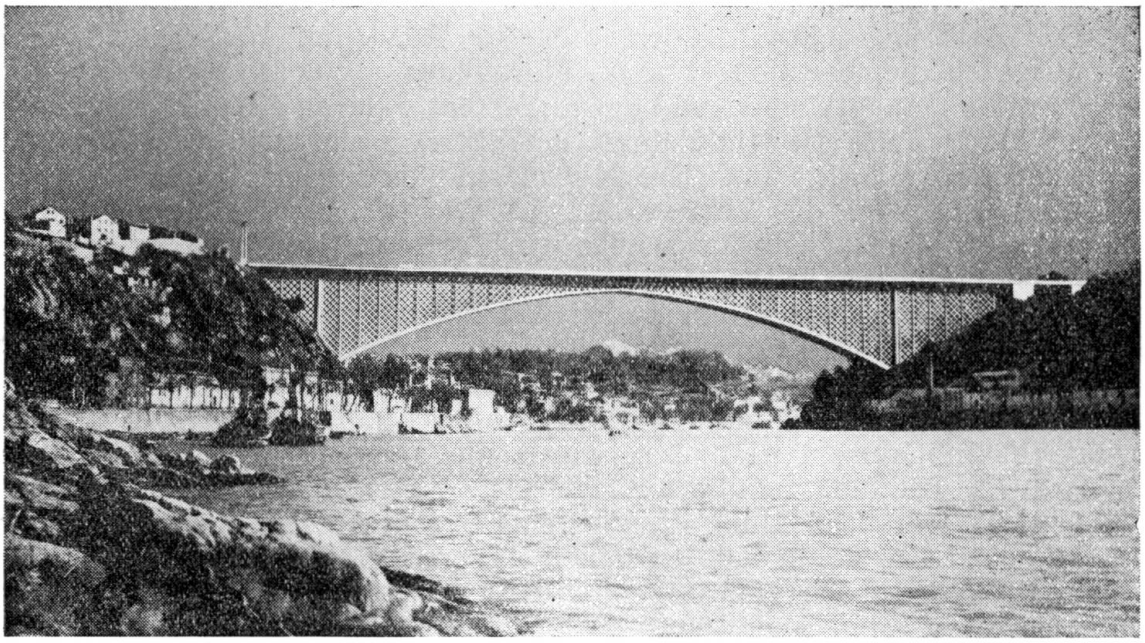


ABB. 13. Brücke Porto — Landschaftsbild (Photomontage)

Das Projekt einer 280 m weit gespannten Bogenbrücke in Porto wurde zum Anlass, eine Studie auszuarbeiten, mit dem Ziel, unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Änderung des Bogensystems in ein Paar von Kragarmen die Sicherheit der Betonkonstruktion zu gewährleisten und Herstellung des Bauwerks im freien Vorbau zu ermöglichen.

Die Bilder zeigen das vorgeschlagene Bausystem, die Spannbewehrung, die Vorbaueinrichtung und an Hand einer Photomontage die Einfügung des Bauwerks in die Landschaft.

Die Kragarme bestehen aus dem gewölbeartigen Druckgurt, dem die Fahrbahnplatte bildenden Zuggurt und zwei perforierten Tragwänden, welche die Schubverbindung zwischen Druckgurt und Zuggurt herstellen. Die Form des Kragarms ist so gewählt, dass unter den ständigen Lasten in den Wänden möglichst gleichmässige Zug- und Druckkräfte entstehen, die von den unter 45° gegen die Vertikale gerichteten Fachwerkstäben aufgenommen werden. Vertikalstäbe in 10 m Abstand steifen die hohen

Wände gegen Kräfte aus, die rechtwinklig zu ihrer Ebene wirken und dienen zur Einführung der Querkräfte in das Fachwerk. Am Kämpfer nehmen Pfeiler die Querkräfte der Wand auf. Mit Rücksicht auf die Wiederverwendung der Schalung im freien Vorbau ist die Neigung der Schrägstäbe konstant. Da die Schnittpunkte der Fachwerkstäbe nicht genau mit der Achse des Untergurtes zusammenfallen, treten in diesem Biegespannungen auf, die wegen der hohen vorhandenen Druckkräfte ohne Bedeutung sind.

Auf diesem Weg dürften wesentlich grössere Brückenbauaufgaben als bisher wirtschaftlich und mit der notwendigen Sicherheit gelöst werden können.

ZUSAMMENFASSUNG

Das naturharte Stahlmaterial mit der Bezeichnung «Stahl 90» hat sich ausgezeichnet bewährt. Für die Verankerung wurde das Prinzip der Betonmutter neu entwickelt und die Ankerplatte durch einen Sperrkörper in der Form eines Gewindezahnes ersetzt, der eine um 40 % erhöhte Schwingfestigkeit gegenüber der Mutterverankerung erreicht.

Eine Lockerung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, der durch eingepressten Zementleim hergestellt wird, erfolgt, wie Versuche ergeben haben, erst etwa bei 19 kg/cm^2.

Weitere Erfahrungen im freien Vorbau wurden beim Brückenbau über die Mosel in Koblenz gesammelt. Diese Brücke kragt aus den Pfeilern frei aus mit einem grösstem Kragarm von 65 m. Um die Eigenspannungen beim Anbetonieren des neuen Abschnittes an den bereits erhärteten in Grenzen zu halten, wurde die Temperatur des erhärteten Teiles durch Kühlung reguliert.

Eine Weiterentwicklung des Systems bedeutet der Brückenbau über den Main bei Karlstadt. Die einzelnen Abschnitte von 3 m wurden über einen Hilfspylon nach rückwärts in den Träger verankert. Auch die Ringbrücke in Ulm, über deren Mittelpfeilern Rahmenstiele aus Fachwerkdreiecken ausgebildet wurden, ist ein Beispiel eines freien Vorbaues.

Es hat sich gezeigt, dass die Wirtschaftlichkeit solcher Spannbetonkonstruktionen im Vergleich zur Stahlbauweise für deutsche Verhältnisse als erwiesen gelten darf. Im freien Vorbau liegen zudem durch die häufige Wiederholung gleicher Arbeitsvorgänge günstige Verhältnisse vor, da auch ungeschultes Personal nach kurzer Zeit vollwertige Leistungen erzielt.

Die Möglichkeit der Anwendung des freien Vorbaues bei Bogenbrücken zeigt eine Studie eines 280 m gespannten Bogens in Porto, wo unter Beibehaltung der Bogenform, jedoch durch Aenderung des Systems in 2 Kragarme die Lösung gefunden wurde.

RESUMO

O aço auto-temperado St 90 tem provado muito bem. Nas ancoragens o sistema de porcas de betão foi revisto e as placas substituídas por uma manga roscada em dente de serra que permite aumentar de 40 % a resistência às vibrações.

Por meio de injecções de cimento consegue-se aumentar a tensão de destruição da ligação entre o betão e o aço para 19 kg/cm², como se mostrou experimentalmente.

Adquiriu-se maior experiência em montagens por andaimes móveis na ponte sobre o Mosela em Coblença. Esta ponte que sai dos apoios em consola tem um comprimento máximo de 65 m. Para reduzir as tensões internas quando da betonagem de novos elementos sobre elementos já betonados, a temperatura destes foi regulada por meio de arrefecimento.

Outro aspecto deste sistema de construção encontra-se na ponte sobre o Meno em Karlstadt, em que secções parciais de 3 m. foram ligadas à viga por meio de um pilar auxiliar. Também a ponte de Ulm sobre cujos pilares centrais se construiram cofragens com vigas trianguladas, é um exemplo de montagem em consola.

Estas estruturas de betão preesforçado apresentam nas condições existentes na Alemanha, vantagens económicas em relação às estruturas metálicas. A montagem por andaimes móveis tem também a vantagem de, pelo facto dos mesmos processos de trabalho se repetirem frequentemente, permitir a pessoal sem preparação especial atingir ràpidamente o seu pleno rendimento.

As possibilidades da montagem por andaimes móveis em pontes de arco são demonstradas num estudo de um arco preesforçado no Porto para o qual o problema foi resolvido, mantendo, a forma do arco mas modificando o sistema para duas consolas.

RÉSUMÉ

L'acier auto-trempé St. 90 a donné d'excellents résultats à l'usage. Pour les ancrages, le système d'écrous de béton a été revu et les plaques ont été remplacées par un manchon fileté en dents de scie, permettant d'augmenter la résistance aux vibrations de 40 %.

Des essais ont démontré que les injections de lait de ciment permettent d'augmenter la contrainte de destruction de la liaison béton-acier jusqu'à 19 kg/cm².

L'expérience des montages par echaffaudages mobiles a été encore étendue par l'éxécution du pont sur la Moselle, à Coblence. Ce pont, qui part des appuis en console, a un porte-à-faux maximum de 65 m. Les tensions internes, lors du bétonrage de nouveaux éléments sur d'autres déjà exécutés ont été réduits en réglant la température de ceux-ci au moyen d'un refroidissement.

Un autre aspect de ce genre de construction se présente dans le pont sur le Main, à Karlstadt, où des sections élémentaires de 3 m. ont été liées aux poutres au moyen d'un pilier auxiliaire. Un autre exemple de montage par echaffaudages mobiles est fourni par le pont de Ulm, sur les piliers centraux duquel l'on a construit un coffrage avec des poutres triangulées.

Dans les conditions actuelles en Allemagne, ces structures en béton précontraint présentent, par rapport aux structures en acier, des avantages économiques indéniables. Le montage en console, du fait de la répétition fréquente des mêmes procédés de travail, présente encore l'avan-

tage de permettre à une main d'oeuvre non specialisée d'atteindre rapidement son plein rendement.

Les possibilités du montage par echafaudages mobiles appliqué aux ponts en arc sont indiquées dans l'étude d'un arc précontraint à Porto, où le probl`me a été résolu en maintenant la forme de l'arc mais en modifiant le système par l'introduction de deux consoles.

SUMMARY

St. 90 self-tempered steel has given satisfactory results. Anchoring devices have been revised and concrete nuts were replaced by threaded sleeves thus allowing an increase of 40 % of the resistance to vibration.

Experiments have shown that the concrete-steel bond destruction stress can be increased to 19 kg/cm² by means of injections.

Experience in mobile scaffolding erection methods has been acquired at the Mosel bridge in Coblence; this bridge has cantilever elements at the supports, with a maximum overhang of 65 m. In order to reduce internal stress while building new elements on elements already concreted, the latter's temperature has been controled by means of cooling devices.

The Main bridge in Karlstadt shows yet another aspect of this type of construction, where elementary units, 3 m. long, were connected to the beam by means of an auxiliary pier. The Ulm bridge, on the central piers of which truss beamed shutterings were built, is also an example of mobile scaffolding erection methods.

Under the present existing conditions in Germany, these prestressed concrete structures present, as compared to steel structures, definite economic advantages. A further advantage lies in the fact that the same working processes are often repeated thus allowing unskilled labour to rapidly reach full efficiency.

Mobile scaffolding erection possibilities when applied to arch-bridges are shown in the study of a prestressed arch in Oporto, this particular problem being solved by retaining the arch shape but modifying the system to two cantilever elements.

Discussão livre

Discussion libre

Free Discussion

Freie Diskussion

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 1

Einige Besonderheiten des Eisenbetonbrückenbaus in der UdSSR

Algumas particularidades na construção de pontes de betão armado na URSS

Quelques particularités de la construction de ponts en béton armé en URSS

Particularities of reinforced concrete bridge construction in the USSR

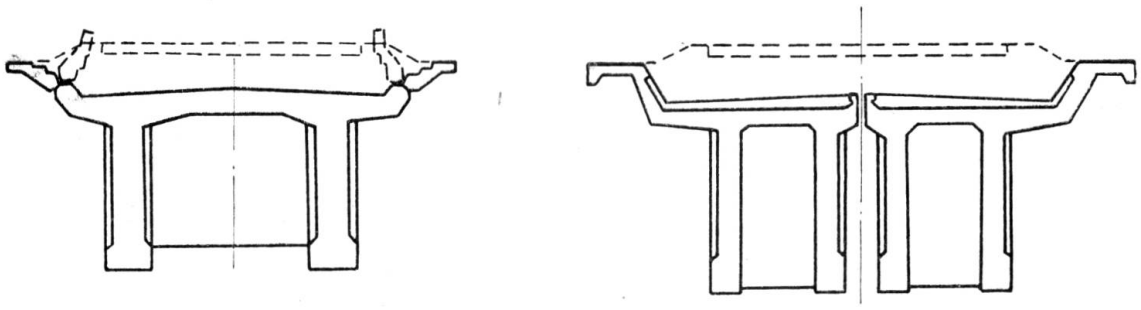
PROF. E. KHLEBNIKOW
Staatl. Forschungsinstitut für Transport-Bauwesen
Moskau

Während des letzten Jahrzehntes wurden in der Sowjetunion zahlreiche neue Eisenbetonbrücken für Eisenbahnlinien und Autostrassen gebaut. Viele von ihnen sind sowohl ihrer konstruktiven Lösung nach, als auch, hinsichtlich des Bauverfahren bemerkenswert.

In dieser Zeit wurden besonders viele Balkenbrücken aus gewöhnlichem Eisenbeton sowie aus vorgespanntem Beton mit Spannweiten von vorwiegend etwa 50 Meter gebaut. Die sowjetischen Brückenbau-Ingenieure richteten ihr Augenmerk auf die Verwendung von Fertigteilen, deren Herstellung in spezialisierten Betrieben erfolgt, die sich gewöhnlich recht weit von den Baustellen befinden. Abmessungen und Gewicht der Fertigteile solcher Konstruktionen werden gewöhnlich durch die Raummasse der Verkehrsmittel wie auch durch die Montagevorrichtungen begrenzt.

Ausserdem werden diese Konstruktionen so entwickelt, dass sich am Bauplatz das Betonieren der Verbindungsstellen erübrigt, bezw. äusserstenfalls auf ein Mindestmass reduziert wird. So haben z. B. die Eisenbahnbalkenbrücken Querschnitte nach Fig. 1. Die Balkenkonstruktion der Type a wird in fertiger Form transportiert und hat keine Montagefugen, doch wird ihre Breite nach den Vorschriften des Eisenbahngabarits auf Kosten der Drehkonsolen vermindert. Während des Eisenbahntransportes nehmen die Konsolen die punktiert angezeigte Stellug ein, nach der Montage befinden sie sich in der mit der durchgehenden Linie angegebenen Stellung. Bei Spannweiten von mehr als 15 m wird die Baukonstruktion in zwei Blöcke mit einer Längsfuge zwischen

ihnen (s. Type b) geteilt. Diese Lösung ergibt sich aus der Notwendigkeit, das Gewicht der Fertigteile zu vermindern. Jeder Block verfügt über eine ausreichende Standfestigkeit und erfordert keine Verbindung mit



a) Konstruktion aus einem Fertigteil

b) Konstruktion aus zwei Fertigteilen

FIG. 1. Querschnitte von Einheits-Eisenbahnbalkenbrücken

dem benachbarten. Die Naht zwischen den Blöcken wird mit Stahlblech überdeckt.

Auf den Eisenbahnlinien haben beim Bau montierbarer Eisenbetonbrücken die sogenannten Konsolkrane auf Fahrschienen weite Ver-

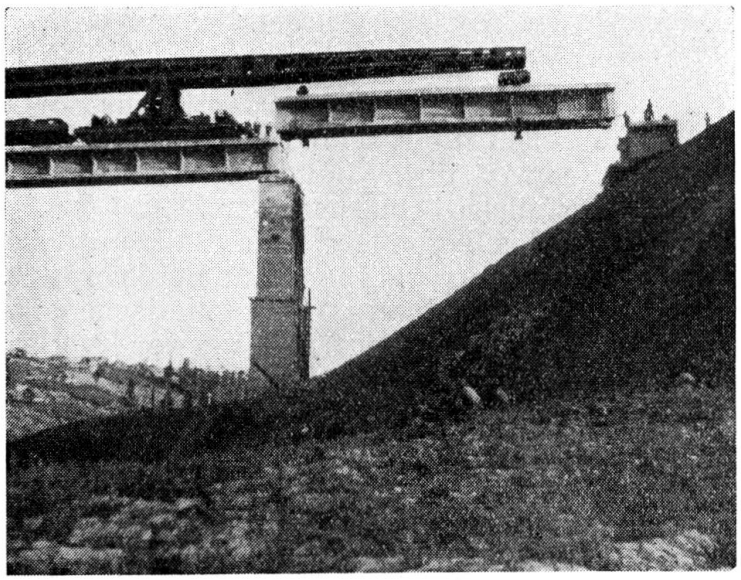


FIG. 2. Montage einer Eisenbetonbalkenbrücke mit Konsolkran

breitung gefunden. Ihre Tragfähigkeit beträgt vorwiegend 50-70 t, wobei die Ausleger über mehr als 20 m hinausreichen (Fig. 2). Besonders interessant sind die 120-130-Tonnen-Krane. Mit solchen Kranen werden gewöhnlich die Brückenpfeiler aus den Fertigteilen montiert und die mehr als 30 m langen Träger gelegt. Der Kran bewegt sich auf den bereits montierten Trägern und arbeitet nach vorn.

Für Autobahn-Brücken, bei denen die beschriebenen Krane wegen des hohen Räderdrucks ungeeignet sind, wurden andere originelle Krantypen entwickelt.

So werden bei Einsenbetonbalken bis zu 42 m Spannweite und 87 t Gewicht als Fachwerkträger ausgeführte Spezialkrane verwendet, die

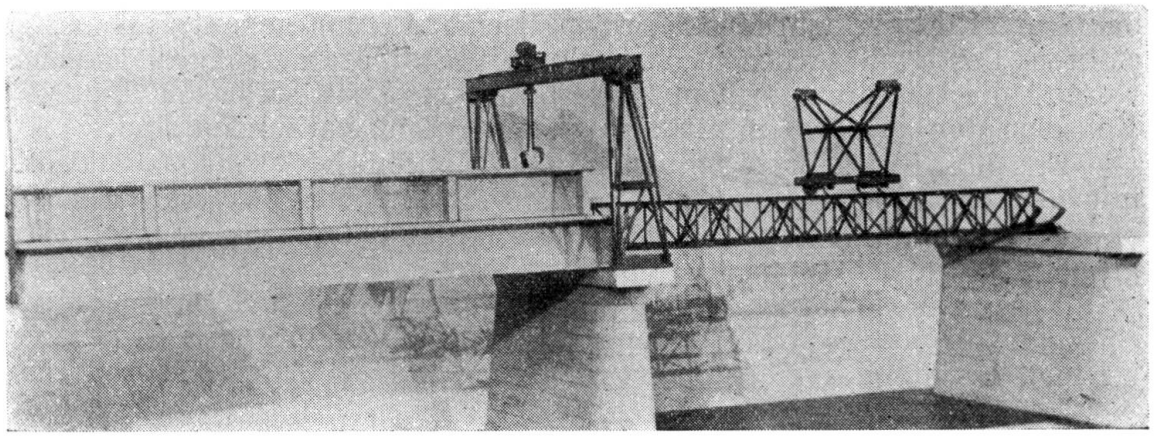


FIG. 3. Hilfsfachwerk und Montagekrane für eine Autobahnbrücke

sowohl auf dem bereits montierten Brückenteil, wie auch auf der vorderen Stütze ruhen. Der Eisenbetonträger wird an Fahrgestellen aufgehängt und zwischen dem Fachwerk bewegt. Bei der Verlagerung über den jeweiligen Pfeiler hinaus verwandeln sich diese Krane in Konsolkrane.

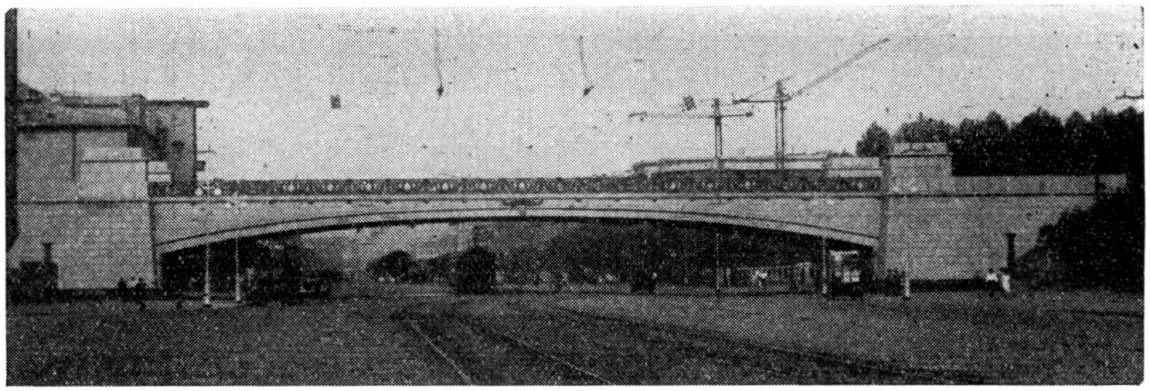


FIG. 4. Vorgespannte Rahmenbrücke aus Fertigteilen mit einer Spannweite von 55 m für 4 Eisenbahngleise

Ein anderes Bauverfahren besteht darin, dass man oberhalb fahrende Fachwerkträger verwendet. Auf so einem Fachwerk, das sich auf nur einem Schienenstrang bewegt, werden die Träger auf Fahrgestellen befördert, die dann in der Querrichtung bewegt werden, und zwar mit Hilfe von Portalkranen, die auf den Pfeilern stehen (Fig. 3).

Die Portalkrane werden mit Hilfe einer fahrbaren Spezialkonstruktion von einem Pfeiler zum anderen fortbewegt.

Eines der interessantesten Beispiele mag die Montage einer im Rahmensystem ausgeführten Eisenbeton-Überführug mit einer Spannweite von 55 m unter vier Eisenbahngleisen sein (Fig. 4). Diese Konstruktion wurde mit einem Konsolkran aus Fertigteilen montiert, die halb so lang waren wie die Stützweite und je 90 t wogen. In der Mitte der Unterführung wurde ein provisorischer Pfeiler gebaut. Die aufgestellten Fertigteile wurden oberhalb mit Stahldrahtsträngen versehen, worauf die letzteren gespannt wurden. Am Ende stellt der Bau zwei Konsolen dar, die in der Mitte durch ein Gelenk verbunden sind.

Zu den Besonderheiten der vorgespannten Brückenkonstruktionen mit nachfolgender Spannung gehört die weitgehende Verwendung sehr starker Stränge, die durch hydraulische 60- und 90-Tonnen-Pressen gespannt werden.

Entsprechend diesen grossen Spannkräften in den Strängen werden Spezialanker als Rohrstäbe verwendet, in denen die mit Haken versehenen Drahtenden einbetoniert werden (Fig. 5). Ein Teil der Stränge

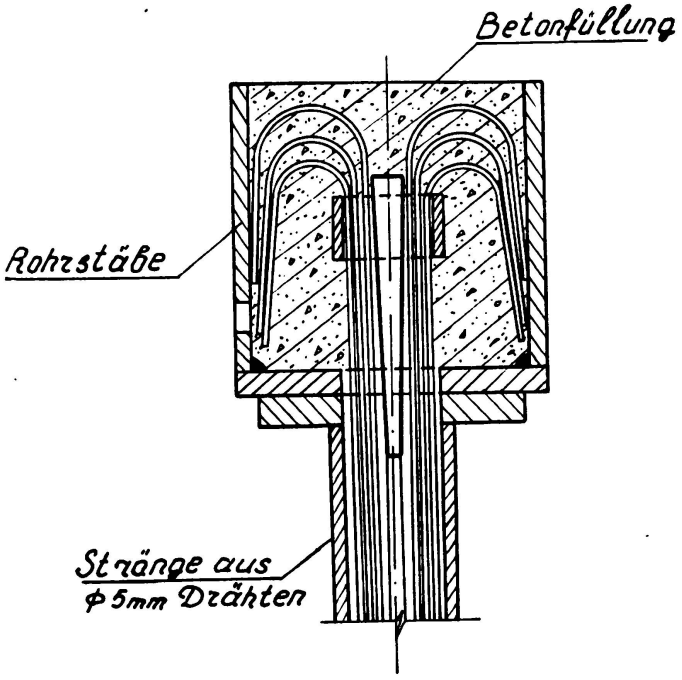


FIG. 5. Anker für starke Stränge

endet im Träger und hat sogenannte Endanker in Form geschlossener Schleifen. Ausser Brückenkonstruktionen mit Nachspannung werden auch solche verwendet, in denen die Bewehrung vor dem Betonieren gespannt wird. In diesem Verfahren wurden einige Eisenbahnbrücken die Balkenbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, sondern auch ausgeführt.

Das Fertigteilverfahren findet in der Sowjetunion nicht nur für die Balkenbrücken mit kleinen und mittleren Spannweiten, sondern auch für Bogenbrücken immer grössere Verwendung. Vor allem wurden Fertigteilkonstruktionen für die Stützen und die Fahrbahn über den Eisenbetonbögen verwendet.

Ein hervorragendes Beispiel dieser Konstruktion ist eine Eisenbahnbrücke mit zahlreichen Bögen zu je 52 m Spannweite. In diesem Fall bestand die Fertigteilkonstruktion über den Monolith-Bögen aus

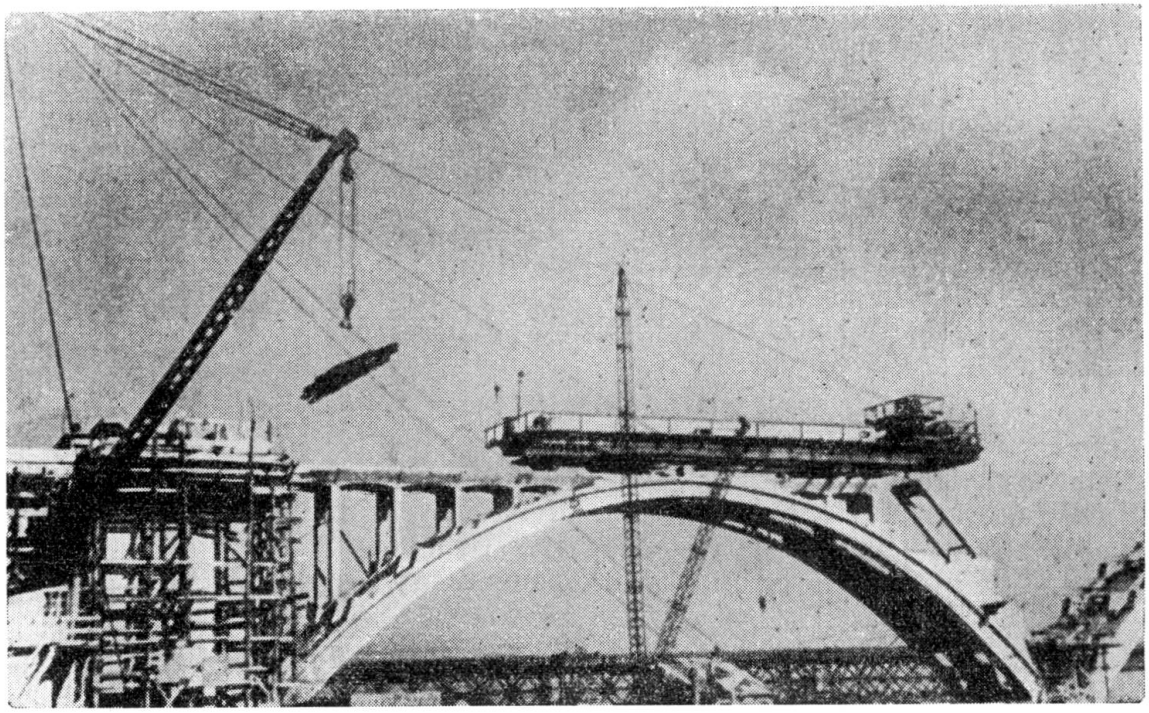


FIG. 6. Montage einer Fahrbahnfertigkonstruktion unter einem Bogen mit Hilfe eines Spezialkrans

Querrahmen und Fertigteilen der Fahrbahn, die sich auf die Rahmen stützten. Die hohen Rahmen waren durch ihre Stützen starr mit den Bögen verbunden, die niedrigen hatten Gelenkverbindung. Die als Rippenplatte gestaltete Fahrbahn stellt, wenn sie montiert ist, einen durchlaufenden Träger dar, der durch Gelenke auf den Querrahmen gestützt ist. Für die Montage dieser Konstruktionen deren Fertigteile bis zu 14 t wogen, wurde eigens ein Spezialkonsolkran origineller Bauart angefertigt (Fig. 6).

Zu vermerken ist auch die Verwendung eines Typs von Konsolkranen für die Montage von Dreigelenkbogen (Fig. 7). Der erste Halbbogen war nach der Montage auf einem Kämpfergelenk durch Abspannseile verfestigt. Nach der Montage des zweiten Halbbogens war das System geschlossen. Das Fertigteil bestand aus zwei Bogenrippen mit Windquerstäben zwischen ihnen und wog 50 t.

Wie die sowjetischen Bauerfahrungen lehren, sind solche Fertigteilkonstruktionen sehr vorteilhaft. Die Ausgaben für die Schalung werden

stark vermindert, die Baufristen verkürzt, sowie die Bauverhältnisse im Winter erleichtert.

Von den grossen Monolith-Eisenbetonbrücken dürften einige grosse Bogenbrücken interessant sein.

Gemeinsam ist für alle diese Brücken, dass die üblichen Hilfskonstruktionen aus Holz, und zwar Bogengerüste, durch Stahlfachwerk

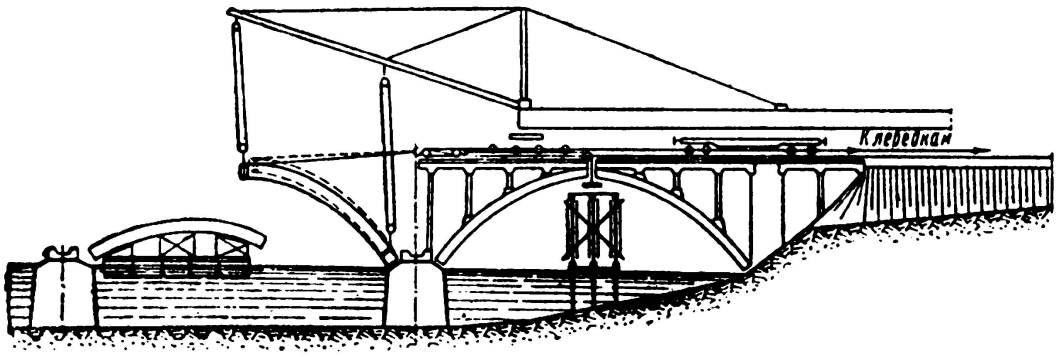


FIG. 7. Montage von Dreigelenkbögen

ersetzt wurden, die ständiges Inventar darstellen und mehrfach, d. h. beim Bau verschiedener Brücken, Verwendung finden. In der UdSSR wurden recht interessante Konstruktionen dieses Inventars entwickelt, die jetzt bei den meisten im Bau befindlichen Brücken weitgehend angewandt werden. Ein Teil dieser Fachwerkelemente ist für den Bau der Lehrge-

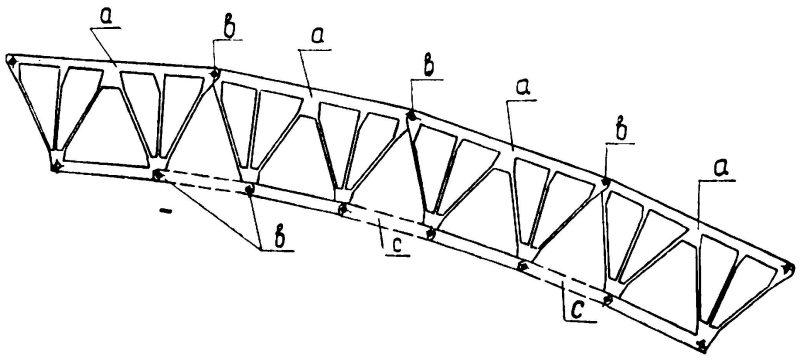


FIG. 8. Fertigteile von Inventar-Bogengerüsten. *a)* Hauptteil. *b)* Gelenk. *c)* Untergurtelement von veränderlicher Länge

rüste, provisorischen Stützen und dgl. geeignet. Ein anderer Teil ist eigens für die Bogengerüste geschaffen worden. Diese interessanten Konstruktionen ermöglichen es, Bögen mit 20-200 m Spannweite bei verschiedener Pfeilhöhe und Bogenbreite ohne Pfeiler zu bauen.

Das grundsätzliche Schema der Fachwerkkonstruktionen für solche Bogengerüste zeigt Fig. 8. Das Hauptelement des Inventars ist das

trapezförmige Fachwerk a. Die benachbarten Fachwerkträger werden durch die Gelenke b und die Stäbe c miteinander verbunden. Durch Veränderung der Länge der Letzteren ändert sich die Bogenkrümmung, so dass diese Konstruktion für Bögen verschiedener Form Verwendung finden kann. Mit verschiedenen Kombinationen der Hauptelemente kann die Spannweite der Bogengerüste verändert werden. Die Zahl der Flachfachwerke im Querschnitt ergibt sich aus der Belastung der Bogengerüste.

Eine Eisenbahnbrücke, die insgesamt etwa 1,5 km lang ist und über 30 Bogen mit verschiedener Spannweite hat, wurde restlos unter Benutzung von Inventar-Bogengerüsten gebaut. Jeder Satz der Bogengerüste wurde bei dieser Brücke mehrmals verwendet und später,

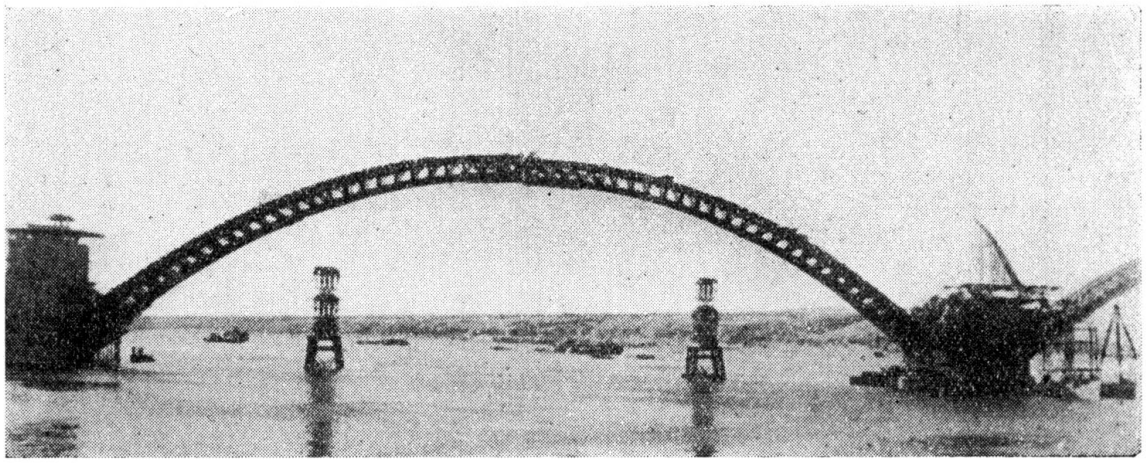


FIG. 9. Gesamtansicht von 140 m langen Bogengerüsten

nachdem sie abgebaut waren, nach anderen Bauplätzen gebracht. Beachtenswert ist bei dieser Brücke das Betonierverfahren für die Fahrbahn, die unter Bögen mit einer Spannweite von 100 m angehängt ist. Nach dem Betonieren der Bögen und dem Abbau der Stahlbogengerüste wurde die Schalung für die schwere Fahrbahn an das Tragwerk angehängt.

Eine andere Brücke hat mehrere 140 m weit gespannte Bögen. Das ist eine Brücke für zwei Eisenbahngeleise und eine Autofahrbahn mit zweigeschössiger Anordnung. Die 11 m breiten kastenförmigen Gewölbe wurden über Bogengerüsten sowie auf stählernen Lehrgerüsten mit provisorischen Stützen betoniert. Beim Betonieren wurde ein Teil des Querschnitts der Bögen und Bogengerüste gemeinsam beansprucht.

Für die Ausrüstung war im Eisenbetonbogenscheitel die Scheitelkraft mit hydraulischen Pressen vorgenommen worden.

Fig. 9 zeigt die Gesamtansicht von Bogengerüsten mit 140 m Spannweite. Die provisorischen Zwischenpfeiler dienten für die Montage der Bogengerüste. Für den Abbau wurde die Scheitelkraft im Eisenbetonbogenscheitel mit hydraulischen Pressen erzeugt.

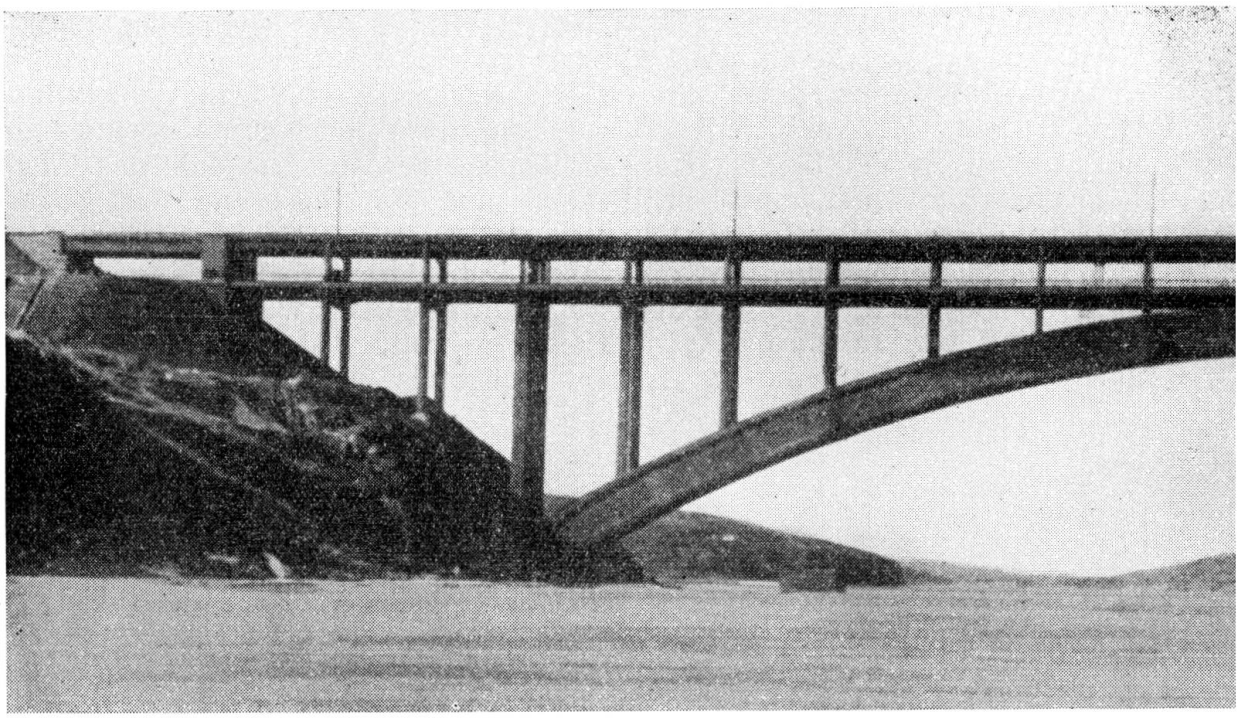


FIG. 10. Gesamtansicht einer

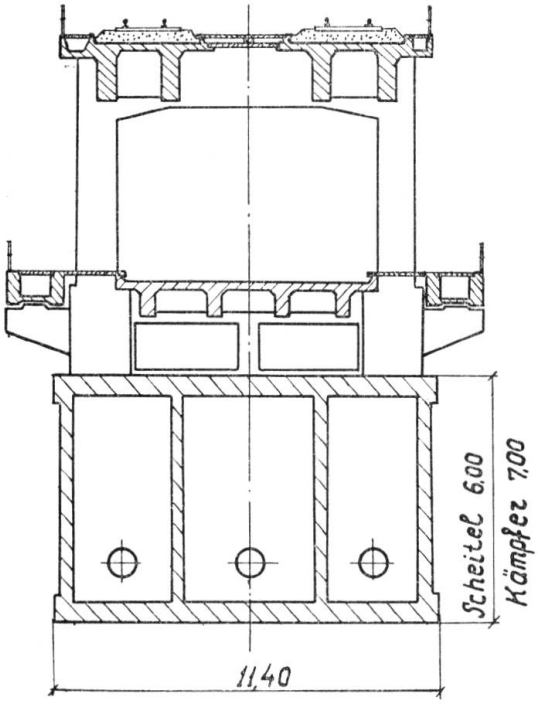
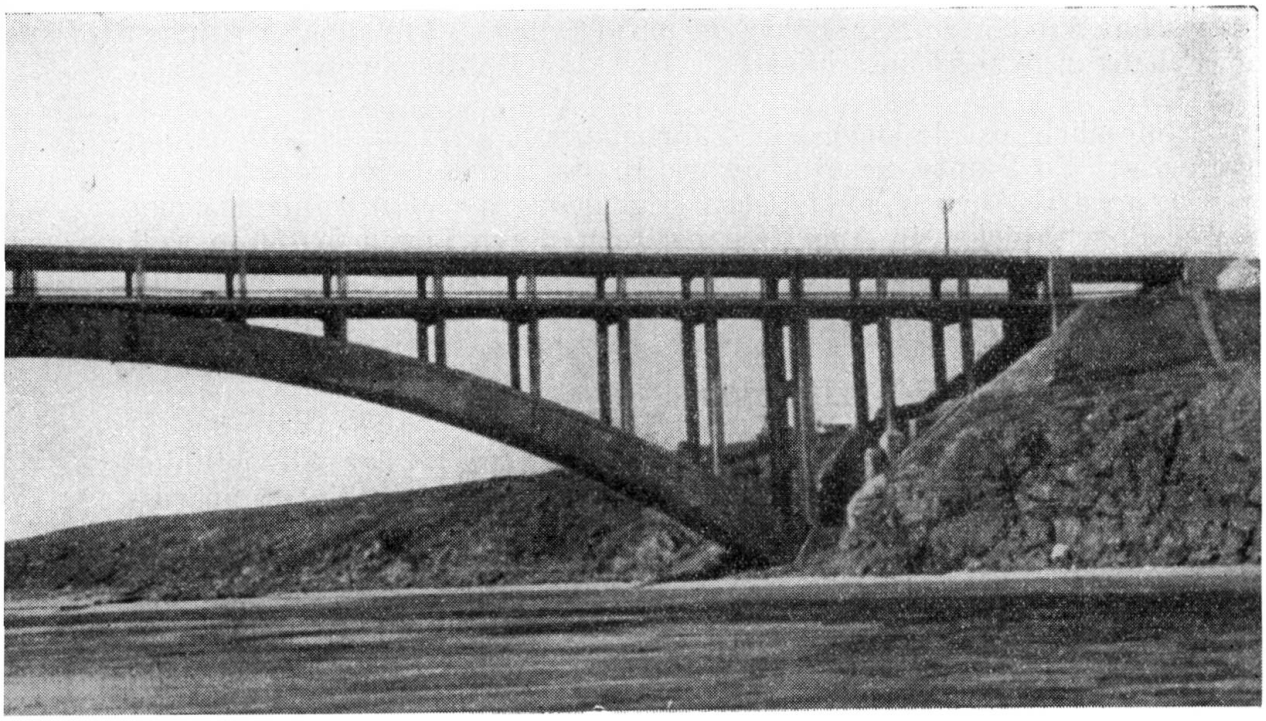


FIG. 11. Querschnitt am Scheitel

Noch eine andere grosse Brücke von der gleichen Bauart, jedoch mit eingespanntem 228 m langem Bogen ist zu erwähnen. Die Gesamtansicht dieser Brücke zeigt Fig. 10, ihren Querschnitt am Scheitel Fig. 11. Die Schlankheit beträgt 1:6,7.

Der Bogen wurde schrittweise, in mehreren Schichten, unter Verwendung von eisernen Bogengerüsten mit provisorischen Zwischenpfeilern betoniert. Für die Träger wurden zum Teil Fachwerkträger von Eisenbahnbrücken benutzt. Für den Abbau der Bogengerüste wurden am Scheitel der Eisenbetonbogen Pressen mit einer Gesamtleistung von 20 000 t eingesetzt.

Wegen der Grösse der Stützen über den Bögen sowie wegen der schweren Konstruktionen der Fahrbahn mussten ungewöhnliche Bauverfahren angewandt werden. Für



it Bogenspannweite von 228 m

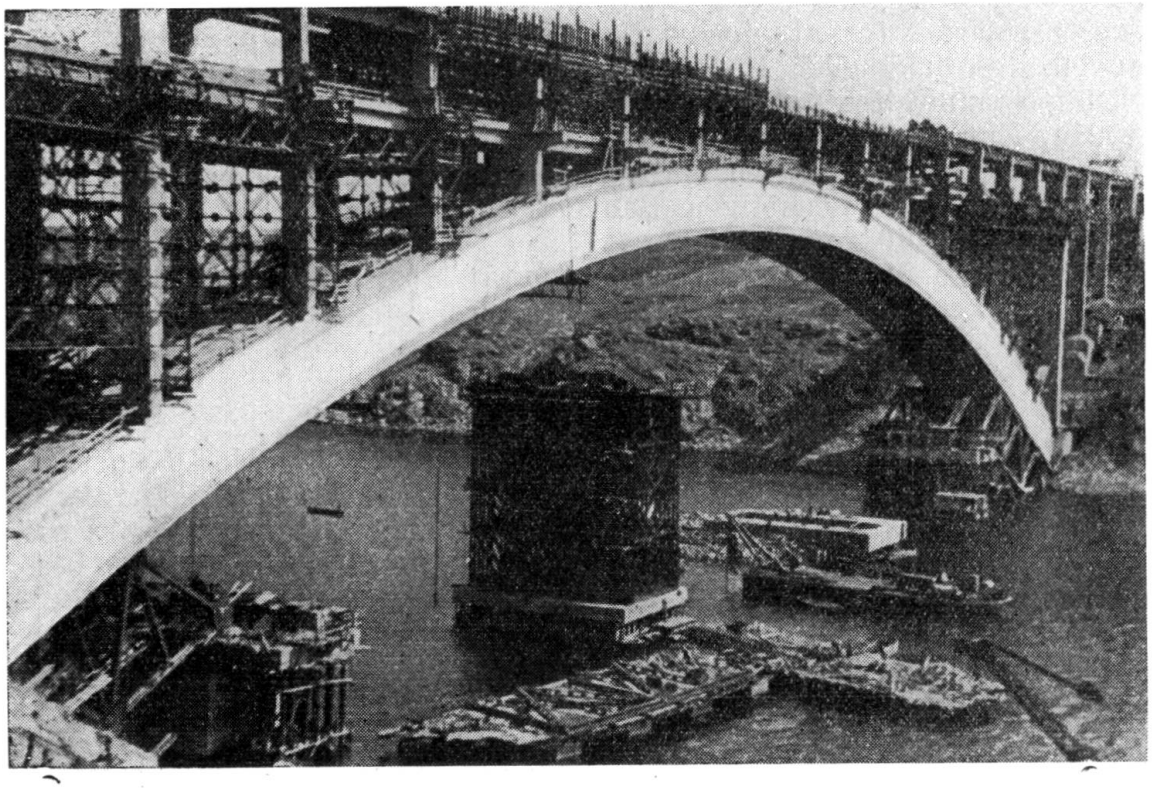


FIG. 12. Inventargerüste für die Fahrbahn

die Stützen verwendete man eine gleitende Metallverschalung, die durch elektrische Winden immer höher gehoben wurde. Für das Abstützen der Fahrbahn wurde ausschliesslich Inventar-Stahlfachwerk verwendet (Fig. 12).

Schliesslich wurde auch die Fahrbahn mit Inventar-Stahlschalung angefertigt. So konnte der Holzverbrauch stark vermindert werden.

Gegenwärtig haben sowjetische Ingenieure den Bau einiger neuer grosser Bogenbrücken in Angriff genommen, deren Bögen je 150 m weit gespannt sind, sowie grosser Balkenbrücken mit vorgespannter Armatur, die ohne Lehrgerüste betoniert werden sollen.

ZUSAMMENFASSUNG

Für den Bau von Eisenbahnbrücken werden in der Sowjetunion weitgehend verschiedene Arten von Fertigteilen sowie Spezialausrüstungen für deren Montage verwendet. Die für diese Zwecke entwickelten Konsolkrane ermöglichen die Montage von Eisenbetonteilen bis zu 130 t Gewicht. Das bewirkt eine wesentliche Beschleunigung und Verbilligung der Bauarbeiten.

Konstruktionen aus Fertigteilen werden nicht nur bei Balkenbrücken, sondern auch bei Bogenbrücken erfolgreich angewandt, und zwar für die Fahrbahn sowohl wie für Dreigelenkbögen. Die Erfahrungen beim Bau einer sehr grossen Zahl von Mehrpfeilerbrücken mit Fertigteilfachwerk über den Monolithbögen lehren, dass diese Lösungen überaus wirtschaftlich sind.

Für den Bau grosser Monolihtbrücken, besonders bei weitgespannten Bögen, ist bezeichnend, dass sämtliche Hilfskonstruktionen aus Holz durch stählernes Inventarfachwerk ersetzt wurden. Die für diese Zwecke entwickelten originellen Inventar-Bogengerüste können bei den verschiedensten Spannweiten sowie bei verschiedener Bogenkrümmung verwendet werden. Zur Zeit liegen die Erfahrungen der Verwendung solcher Inventarkonstruktionen beim Bau von Dutzenden von Brückenbögen vor. Beachtenswert sind die neuartigen Bauverfahren bei Brücken mit Pfeilerabständen von 140 m und 228 m.

Alle diese Massnahmen schaffen neue Möglichkeiten einer vorteilhaften Verwendung des Eisenbetons im Brückenbau.

RESUMO

Na construção de pontes de caminho de ferro na União Soviética é cada vez mais corrente o emprego de elementos prefabricados de diversos tipos e de meios especiais de montagem. As gruas estudadas para este fim permitem montar elementos de betão até 130 toneladas de peso. A construção torna-se assim notàvelmente mais rápida e barata.

O emprego de elementos prefabricados verifica-se não só nas pontes de tramos rectos mas também nas pontes em arco onde são utilizados tanto nos tabuleiros como em arcos de três articulações.

A experiência obtida na construção de numerosas pontes de vãos múltiplos com estruturas prefabricadas sobre arcos monolíticos mostra que esta solução é econòmicamente interessante.

Nas grandes pontes monolíticas, especialmente no caso de arcos de grande abertura, os cimbres de madeira foram substituídos por estruturas metálicas.

Estes cimbres, especialmente estudados para este fim, podem utilizar-se para diversos vãos e curvaturas. Até à data, a experiência adquirida no emprego destas estruturas abrange um grande número de pontes em arco. De especial interesse são os novos métodos de construção aplicados em pontes com vãos de 140 e 228 metros.

Todos estes processos abrem novas possibilidades de emprego do betão armado na construção de pontes.

RÉSUMÉ

En Union Soviétique, les éléments préfabriqués de divers types et les moyens spéciaux de montage deviennent d'un emploi courant dans la construction des ponts de chemin de fer. Des grues, étudiées à cet effet, permettent la mise en place d'éléments en béton, pesant jusqu' à 130 tonnes. La construction devient ainsi considérablement plus rapide et meilleur marché.

Les éléments préfabriqués sont employés non seulement dans les ponts-poutre mais aussi dans les ponts en arc où ils sont utilisés dans les tabliers ainsi que dans des arcs à trois articulations. L'expérience obtenue lors de la construction de nombreux ponts à arcs multiples avec structure préfabriquée reposant sur des arcs monolithiques montre qu'il s'agit d'une solution économiquement intéressante.

Dans les grands ponts monolithiques, en particulier dans le cas des arcs à grande portée, les cintres en bois ont été remplacés par des structures métalliques. Ces cintres, spécialement étudiés à cet effet, peuvent être utilisés pour des portées et des courbures différentes. L'expérience acquise à ce jour porte sur de nombreux ponts en arc. Les nouvelles methodes de construction appliquées à des ponts de 140 et 228 mètres de portée sont particulièrement intéressantes.

Tous ces procédés offrent de nouvelles possibilités à l'emploi du béton armé dans la construction des ponts.

SUMMARY

In the Soviet Union, prefabricated elements of different types and special erection equipment are being currently used in railway bridge construction. Especially designed cantilever cranes can place concrete elements weighing up to 130 tons. Construction is thus speeded up and cost is lowered.

Prefabricated elements are used, not only in beam bridges, but also in arch bridges in which they are to be found in decks as well as in three hinged arches. Experience in the construction of many multiple--arch bridges with prefabricated structures on monolithic arches shows that it is an economical solution.

In large monolithic bridges, particularily for large span arches, wooden formworks have been replaced by steel structures. These formworks, designed especially for the purpose, can be used for different spans and curvatures. To this day experience with these structures includes a large number of arch bridges. Construction methods used for 140 and 228 metres span bridges are particularily interesting.

All these methods open up new prospects for the use of reinforced concrete in bridge construction.

VI 2

Activities of the «Reinforced Concrete Association»

Tätigkeit der «Reinforced Concrete Association»

Actividades da «Reinforced Concrete Association»

Activités de la «Reinforced Concrete Association»

FREDERICK S. SNOW

O. B. E., M. I. C. E., P. P. I. Struct. E., M. Cons. E., M. Soc. C. E. (France)

London

As President of the Reinforced Concrete Association of Great Britain, which Mr. Hill has referred to in his paper, I feel you might like to know something of this Association and its activities.

The Reinforced Concrete Association exists to develop and foster the use of *good* reinforced concrete, including of course prestressed concrete and any developments. It is unique of its kind and consists of designers, consulting engineers, architects, contractors, suppliers of materials and suppliers of plant. It issues a badge of identification to its members and the display of this emblem on notepaper, or in any other form, is a sign of quality in anything appertaining to the reinforced concrete industry.

Naturally, it takes great interest in education and it is almost solely responsible, with the Cement and Concrete Association, for the development of courses for technicians at present being carried out under the auspices of the City and Guilds Institution mentioned by Mr. Hill. It has, of course, taken many years to develop these courses even though it is fully realised that good design and workmanship can be ruined by unintelligent control at the concrete mixer.

The Reinforced Concrete Association has taken the lead in giving prizes annually to students at technician level at the various Technical Schools, and courses for craftsmen of this type are being carried out at the Hammersmith School of Building and Arts and Crafts, Great Britain.

Should any of the members of the International Association for Bridge and Structural Engineering be visiting Great Britain at any time, and if he will communicate with the Secretary or myself at

The Reinforced Concrete Association,
York Mansion,
94-98 Petty France, London, S. W. 1.

we shall be most happy to arrange for him to visit any reinforced concrete works being carried out in Great Britain, also to effect any necessary introductions.

SUMMARY

The author, as President of the «Reinforced Concrete Association», referred particularly to the efforts of the Association in connection with the training of Managers and Foremen, especially to those courses being held under the auspices of the «City and Guilds Institute» and the «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser, der Präsident der «Reinforced Concrete Association», berichtet ausführlich über die Bemühungen der Vereinigung um die Ausbildung der Bauführer und Vorarbeiter; speziell erwähnt er die Kurse vom «City and Guilds Institute» und der «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

RESUMO

O autor, na sua qualidade de presidente da «Reinforced Concrete Association»,, descreve a actividade desenvolvida pela associação no que se refere à formação de dirigentes e capatazes, e os cursos dados sob o patrocínio da «City and Guilds Association» e da «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».

RÉSUMÉ

L'auteur, en sa qualité de président de la «Reinforced Concrete Association», décrit l'activité de l'Association en ce qui concerne la formation de dirigeants et de contremaîtres et les cours donnés sous les auspices de la «City and Guilds Association» et de la «Hammersmith School of Building and Arts and Crafts».