

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: IVa. Progress and failures in bridge building

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: 24.01.2026

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

IV a 1

Applications de la préfabrication aux ponts en arc

Anwendung der Vorfabrikation auf Bogenbrücken

Applications of Prefabrication to Arch Bridges

C. FERNANDEZ CASADO

Dr. Ing., Prof. Ponts en Béton, E.T.S., ICCP., Madrid

Dans le volume XV des Mémoires de l'Association, nous avions publié un travail sous le même titre, dans lequel nous exposions les solutions que nous avions étudiées dans différents projets de ponts. On a construit récemment trois ponts que nous avions déjà mentionnés; la construction du quatrième est avancée. Nous voulons faire allusion ici aux difficultés qu'il a fallu surmonter dans la construction et aux modifications que l'on a introduites lors de celle-ci.

Le premier pont construit, situé sur le canal d'évacuation des crues du barrage de Cubillas, sur la route Madrid-Grenade, a 50 mètres de portée théorique et 12 m de hauteur totale. La structure se compose de quatre arcs tympans verticaux distants de trois mètres, prolongés en encorbellement au-delà des appuis (articulation sur culées) jusqu'au raccordement avec les rives. L'épaisseur des tympans est de 40 centimètres en bordure inférieure et de 20 cm ailleurs; ils sont assemblés par le tablier d'une épaisseur constante de 20 cm, et par 8 poutres transversales et deux dalles verticales aux extrémités. Celles-ci servent également à contenir les remblais.

Au cours de la première étape, on a construit sur le terrain les encorbellements et une partie des tympans en contrepoids, ceux-ci disposés en sorte que l'ouverture initiale soit réduite à 35 m. La stabilité de l'ensemble fut assurée par un diaphragme vertical d'entretoisement (dont le but définitif est le soutènement des terres du remblai) et, pour chacun d'eux, par une bielle d'appui provisoire directement sur la culée (fig. 1).

La seconde étape consista à fermer l'ouverture de 35 m au moyen d'anneaux préfabriqués, montés en deux moitiés comme arcs à articulations (fig. 2) et assemblés par des poutres transversales également préfabriquées. Les articulations provisoires disparaissent; celles des abouts au moment du remplissage du tympan et celle de la clef à la fin de l'ouvrage.

Sur les anneaux et les abouts comme cintre, on a construit en troisième étape le reste du tympan par couches horizontales (fig. 3). La quatrième étape a consisté en l'exécution du tablier par tranches transversales, avec un programme mis au point pour réduire au minimum les moments fléchissants accidentels pendant la construction.

Pour la manœuvre des anneaux on avait prévu d'une part une tour centrale avec des appareils élévateurs et d'autre part de petites grues dans les

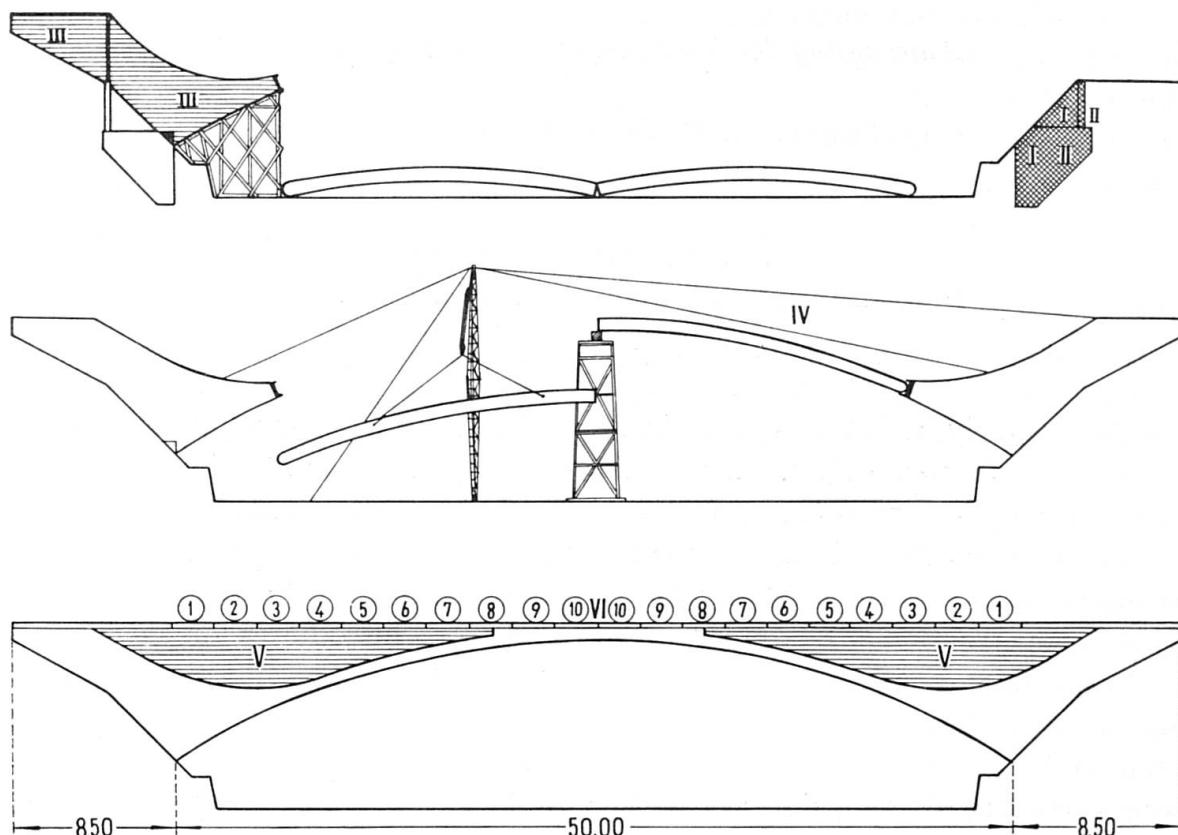


Fig. 1. Schéma du processus de construction du pont de Cubillas.

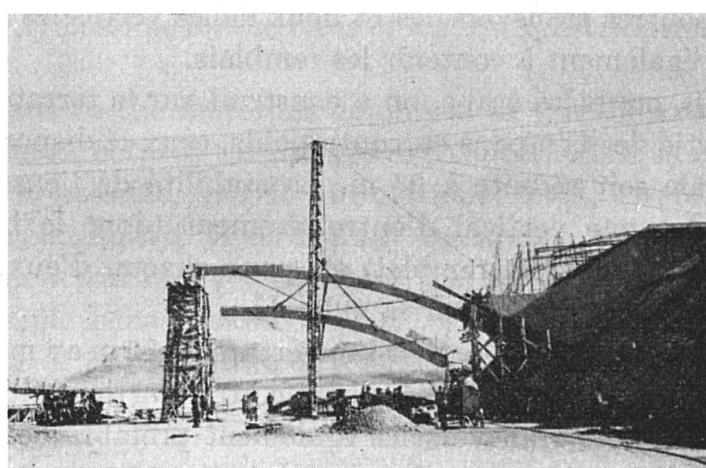


Fig. 2.

abouts pour suspendre les anneaux aux extrémités. L'entrepreneur jugea plus facile d'employer un poteau métallique léger pour monter les anneaux successivement et un échafaudage central en guise d'appui provisoire et de plate-forme de manœuvre pour transformer les anneaux en un arc à trois articulations à partir d'une paire de poutres courbes reposant aux extrémités. Les anneaux ont été renforcés au moyen d'un tirant inférieur. La transformation fut faite par groupe de deux anneaux.

Le second pont réalisé fut un pont-aqueduc à huit travées en arc de 20 m de portée, chacune avec deux anneaux de 60×25 supportant au moyen de

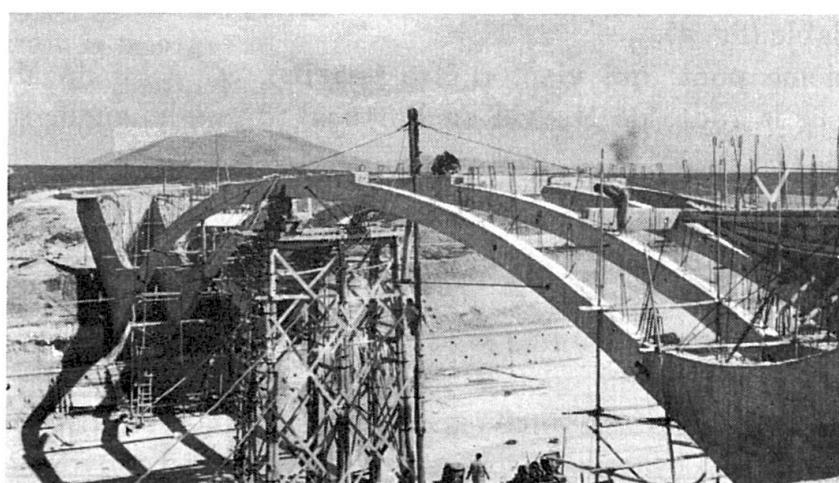


Fig. 3. Ossature préfabriquée du pont de Cubillas.



Fig. 4. Ossature préfabriquée et poteau métallique de montage de l'aqueduc de Cubillas.

cadres transversaux la section du canal. On a préfabriqué et monté indépendamment les anneaux avec les petits piliers des cadres, ensuite les poutres transversales également préfabriquées. On avait projeté le montage en groupant préalablement sur le sol les arcs et leurs entretoises, pour éléver ensuite l'ensemble, mais il a été beaucoup plus simple de faire la manœuvre comme au pont de Cubillas: on utilisa un simple poteau métallique contreventé et légèrement incliné pour monter successivement les deux arcs d'une travée. Ces arcs avaient une stabilité et une rigidité transversale fort satisfaisante, pouvant rester isolés avec de simples appuis aux extrémités. Pour régler leur comportement initial et éviter les poussées non compensées contre les piles pendant la construction, les arcs ont été prévus munis de tirants provisoires, avec tenseur réglable (fig. 4).

Le troisième pont, qui vient d'être terminé, est celui de Mérida sur le Guadiana, sur la route de Madrid au Portugal, d'une longueur totale de 550

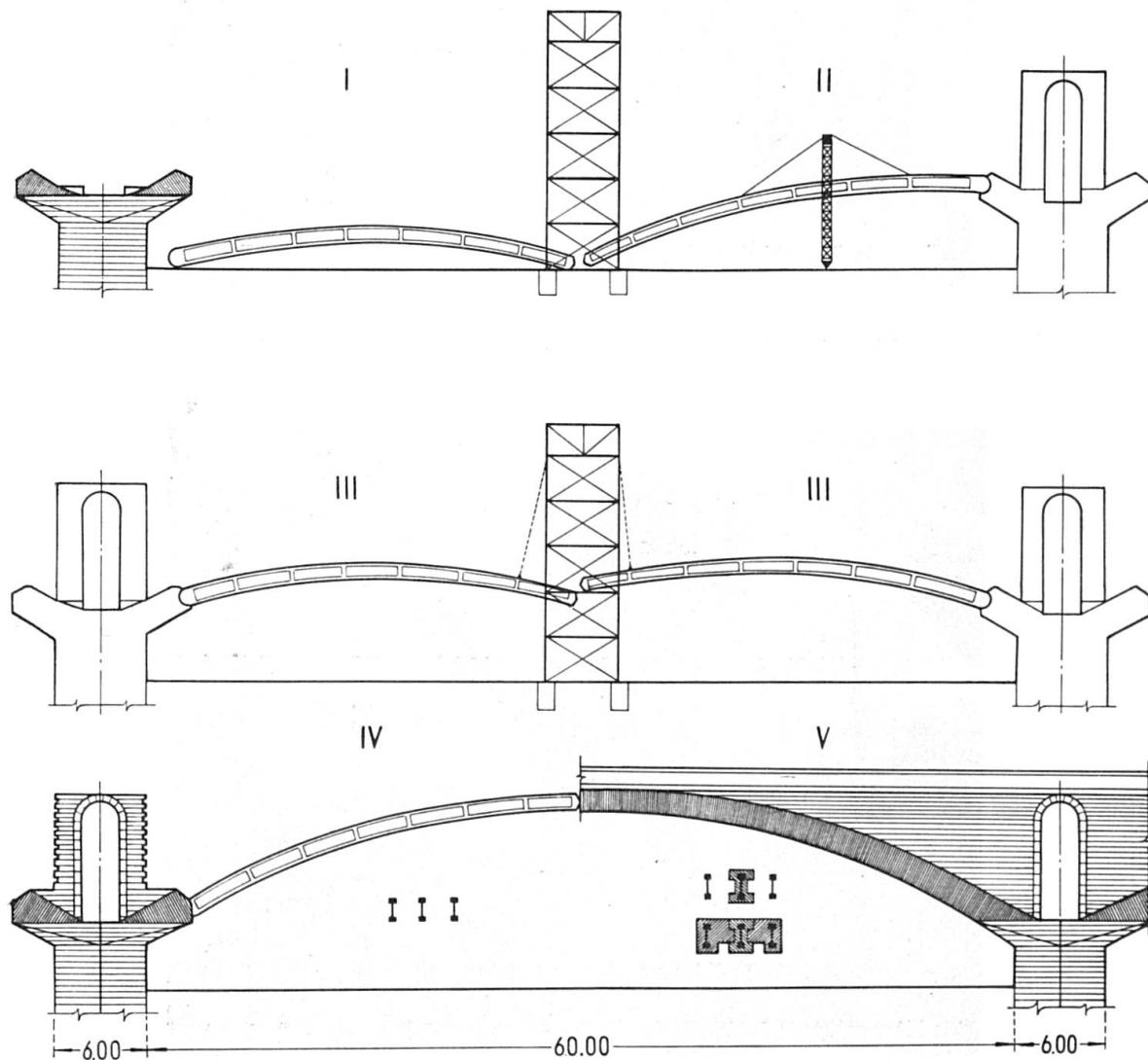


Fig. 5. Schéma du processus de construction du pont de Mérida.

mètres environ, avec 8 arcs de 60 m de portée libre et une largeur totale de 19 m. Chaque travée est formée de deux voûtes de 4,50 m de largeur et écartées de 6 m, qui elles-mêmes se composent chacune de trois anneaux autocintres préfabriqués. Ces anneaux en béton armé ont été moulés sur le sol et élevés ensuite au moyen d'une tour métallique située au centre de la travée (fig. 5).

Les anneaux ont été bétonnés en position verticale et approximativement dans leur plan définitif. Dans les travées, dans l'eau, on a construit préalablement des îles artificielles après avoir renoncé au transport par flottage, étant donné que la profondeur de l'eau était insuffisante.

La première opération de montage consista à amener l'extrémité de chaque demi-anneau à sa position sur les abords de pile. Un boulon d'un diamètre de 50 mm assurait la fixation et permettait la rotation nécessaire pour amener le demi-anneau à sa position définitive.

La seconde opération de montage prévue dans le projet initial consistait en l'élévation des anneaux, reposant d'un côté sur les articulations giratoires, par moitiés et par groupes de deux demi-anneaux extérieurs. L'anneau central devait être monté une fois l'ossature d'un arc à trois articulations formée par les groupes d'ananas extérieurs. L'ensemble n'était autostable qu'avec les trois anneaux complets, ce qui exigeait un contreventement de câbles au moment où deux anneaux seulement étaient entrelacés. Mais une fausse manœuvre abattit le contreventement pendant l'élévation du troisième anneau, ce qui provoqua l'écroulement des trois, heureusement sans qu'il y eût à déplorer d'accident de personne.

Cet accident eut comme suite le changement du système; on remplaça les deux grues derrick utilisées pour l'élévation de chacun des groupes de demi-anneaux par une seule tour centrale dotée d'une puissance suffisante pour éléver simultanément les quatre groupes de trois demi-anneaux. Cette tour possédait une grande stabilité et résista à des crues importantes du fleuve dans les travées (fig. 6).

L'accident amena également la réalisation d'une série d'essais sur modèle réduit pour étudier les conditions de stabilité des anneaux au moment initial

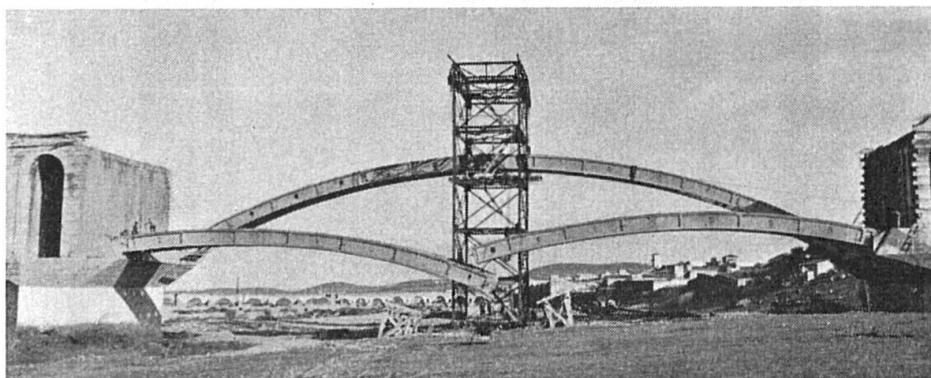


Fig. 6.

et aux moments postérieurs, vu qu'il fallait opérer par augmentations successives de la capacité portante des anneaux pour parvenir à la section totale de la voûte qui absorbe les anneaux en son intérieur. On peut voir sur la figure la disposition des appareils pendant les essais destinés à déterminer la répartition initiale de la charge entre les différents anneaux, en tenant compte des déplacements horizontaux de l'ensemble (fig. 8).

Sur la figure, on voit les différentes phases de l'exécution de l'auto-cintre. La figure représente l'opération de l'élévation de la moitié des demi-anneaux d'une travée, la seconde moitié se trouvant déjà dans sa position définitive; la figure correspond à la dernière manœuvre d'élévation dans la troisième travée, avec la travée voisine en cours de bétonnage (fig. 7).

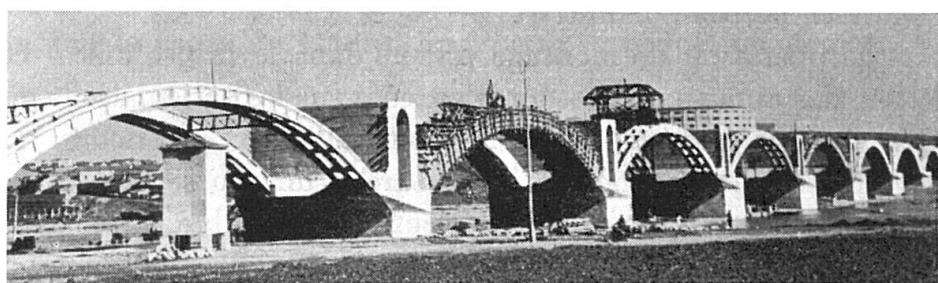


Fig. 7.

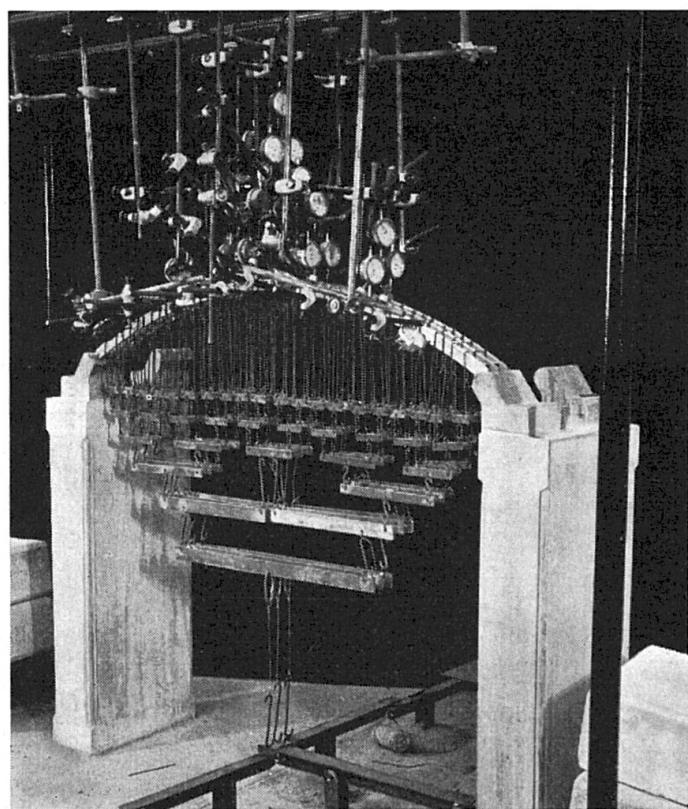


Fig. 8.

Dans ce même pont, on a utilisé la préfabrication pour l'exécution de la dalle qui recouvre le vide longitudinal de 6 m entre les deux voûtes jumelles de chaque travée. On a construit une dalle précontrainte en sections de 1,50 m de longueur en utilisant deux moules métalliques sur des fonds en bois reposant sur le terrassement pour la première travée et sur les travées antérieures pour les suivantes. Les dalles sont placées avec leur axe dans la position définitive et sont transportées à leur emplacement final suspendues à un pont élémentaire qui se déplace sur deux voies longitudinales dans le couronnement des voûtes jumelles (fig. 9).

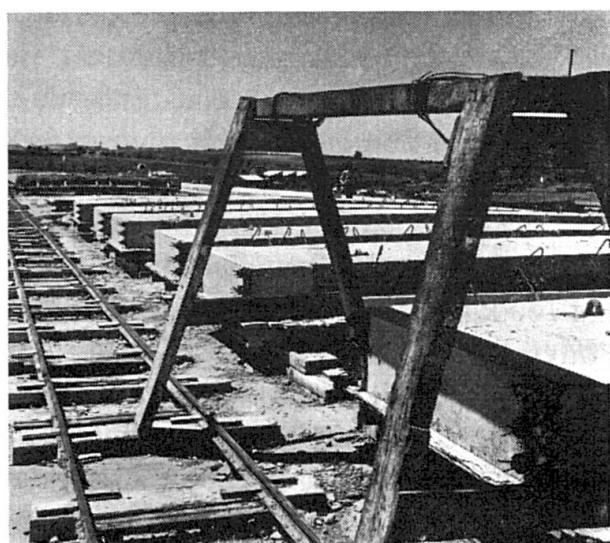


Fig. 9. Dalles précontraintes préfabriquées, Pont de Mérida.

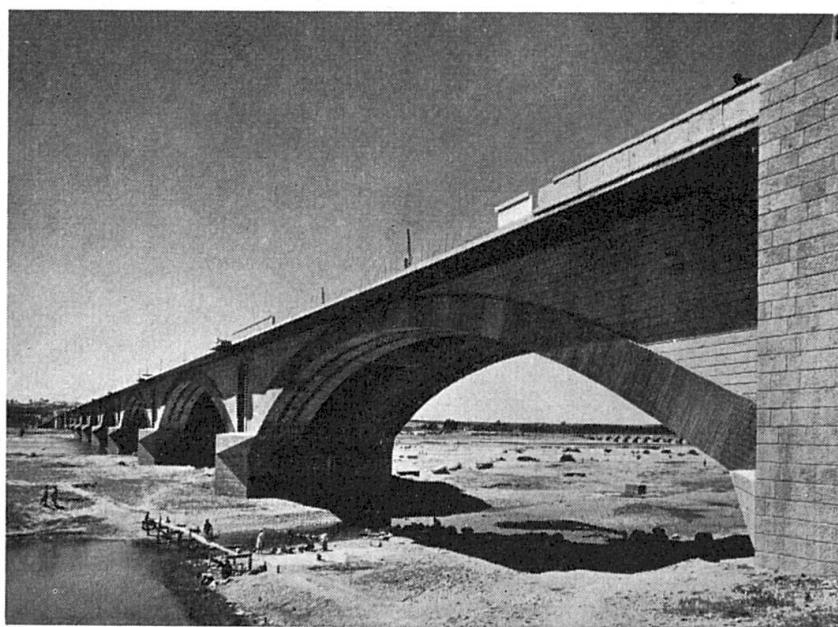


Fig. 10. Le pont de Mérida actuellement.

La précontrainte a été réalisée au moyen du système Barredo avec des câbles droits formés de fils de 5 mm répartis en groupes de trois et ancrés au moyen de coins triangulaires. La liaison des éléments a été assurée dans chaque travée au moyen d'une précontrainte longitudinale grâce à 5 câbles de trois fils disposés dans les ouvertures que l'on avait laissées dans les dalles. Le support des dalles était assuré provisoirement par des tronçons de fers ronds de 30 mm qui permettaient le déplacement, dû au raccourcissement produit par l'effort de précontrainte, des éléments. A la fin, on a injecté du mortier dans toutes les gaines et dans la zone se trouvant au-dessous des appuis de la dalle.

On a étudié au laboratoire un élément de dalle de grandeur naturelle afin d'observer les pertes de précontrainte pendant une période de six mois. Après cet essai, on a soumis la dalle à des charges croissantes, jusqu'à la rupture.

Nous avons obtenu une perte presque constante de 15% pour tous les câbles. Le coefficient de fissuration relatif à la charge de service était de 1,8 et le coefficient de sécurité à la rupture de 2,2, rupture produite par l'écrasement du béton à la compression sans rupture daucun fil. D'après cela, nous avons tendu les aciers ($140/170 \text{ kg/mm}^2$) à une contrainte initiale de 120 kg/mm^2 pour assurer toujours 100 kg/mm^2 .

Le contrôle de l'ouvrage a été obtenu, d'une part, au moyen d'éprouvettes cubiques de 20 cm (deux par dalle), et d'autre part en essayant directement les pièces. On a soumis quatre dalles (1% de l'ensemble) à un essai de rupture et trente-cinq (10% de l'ensemble) à un essai de charge de service, en mesurant les flèches au centre et aux quarts de la portée ainsi que les inclinaisons aux extrémités. On a utilisé le même dispositif qu'au laboratoire, c'est-à-dire un vérin hydraulique pour appliquer une charge centrale unique.

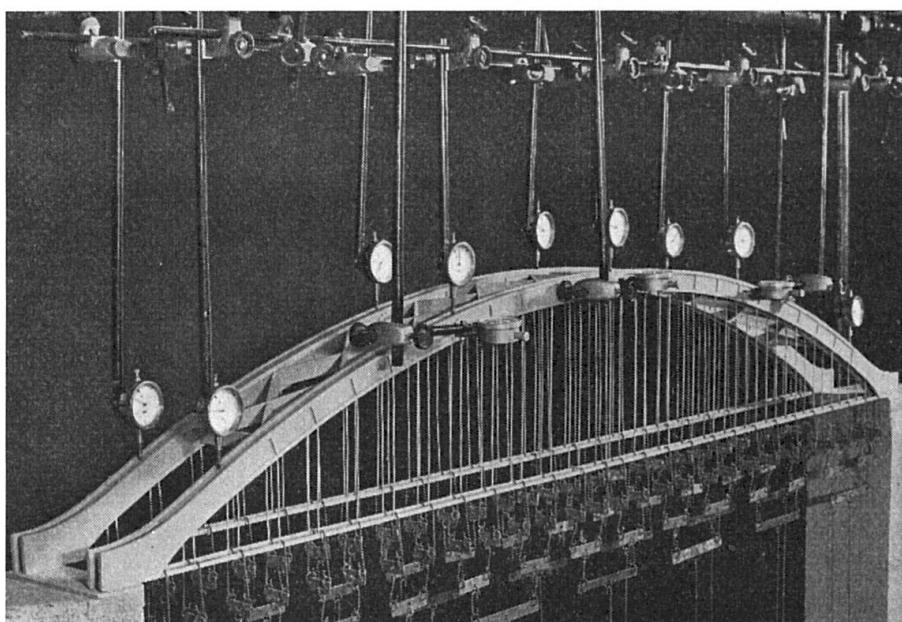


Fig. 11. Modèle réduit pour aider au montage du pont du Tinto.

Le quatrième pont actuellement en construction est celui de San Juan del Puerto sur le Tinto. Il est du genre du pont en arc avec tirant, de 108,8 m de portée théorique, et un tablier suspendu de 10,0 m de largeur totale. Tous les éléments du pont vont être préfabriqués; le tablier ainsi que le tirant et les suspentes précontraints.

Chaque arc a une section en caisson rectangulaire avec deux plans de suspentes. Il va être décomposé en deux anneaux à section en double T, correspondant aux deux parois du caisson, ayant chacun son système de suspentes et son tirant indépendant. Chaque anneau se décompose en quatre tronçons pour obtenir des pièces faciles à manier. Le projet avait prévu un atelier de préfabrication sur la rive droite et le transport des éléments par flottage, mais nous avons décidé de placer l'atelier sur le terrassement d'arrivée pour être à l'abri des crues du fleuve.

On a réduit l'ouverture de montage de 15 m en avançant en console sur 7,5 m à partir de chaque extrémité. La longueur des demi-arcs est de l'ordre de 50 m; ils seront construits en direction longitudinale, unissant les deux anneaux des parois d'un arc uniquement par des diaphragmes transversaux. Ces éléments, appuyés sur la plateforme de la route et sur la culée et débordant la console, seront lancés longitudinalement au moyen d'un ponton soutenant l'extrémité débordant sur le fleuve; un chariot, à l'autre extrémité, la portera jusqu'à son articulation provisoire située au bout de la console.

La manœuvre consistant à hisser les extrémités intérieures des anneaux pour les unir en une articulation provisoire à la clef se fera au moyen d'une tour métallique centrale capable d'élever simultanément quatre paires de demi-anneaux et de les soutenir pendant la transformation qui en fera deux arcs à trois articulations. On procédera simultanément au montage des suspentes et du tirant provisoire; le tirant provisoire sera métallique à section en caisson et sera utilisé ensuite comme gaine pour les câbles de précontrainte.

La troisième phase du montage sera la suivante: construire la section en caisson des arcs en bétonnant les dalles supérieures et inférieures, compléter le tirant avec sa section de béton, appliquer la précontrainte à l'ensemble et injecter finalement les caissons métalliques.

La dernière phase du montage est l'exécution du tablier divisé en poutres transversales dans les plans des suspentes et en dalles en tranches longitudinales dont la liaison sera assurée sur place.

Résumé

On passe en revue une série de ponts en arc construits en utilisant la préfabrication des anneaux. Certains de ces anneaux ont aussi servi comme cintre (pont de Mérida), d'autres sont restés comme arcs définitifs (pont-aqueduc de Cubillas), il y en a enfin qui ont été complétés pour arriver à une

section définitive en caisson (pont du Tinto) ou pour former les diaphragmes verticaux d'un arc-tympan (pont de Cubillas).

On décrit aussi la construction d'une plaque longitudinale en béton pré-contraint dans le pont de Mérida par le moulage préalable de sections de 1,50 m de longueur, liées ensuite par précontrainte longitudinale.

Zusammenfassung

Es wird eine Anzahl von Bogenbrücken beschrieben, die mit Hilfe von vorfabrizierten Bogenringen erstellt wurden. Diese Bogenringe wurden zum Teil gleichzeitig als Lehrgerüst verwendet (Brücke bei Mérida), oder auch direkt als definitive Bogen vorgesehen (Aquädukt bei Cubillas). Als weitere Anwendung werden solche Bogenscheiben bei der Brücke über den Tinto als Wände der an Ort vervollständigten Kastenquerschnitte gebraucht, und schließlich dienten sie bei der Brücke bei Cubillas zur Bildung der Tragwände einer Brücke mit geschlossenem Aufbau.

Ferner wird die Herstellung einer Fahrbahnplatte aus vorfabrizierten, vorgespannten Stücken von 1,50 m Länge beschrieben, die durch nachträgliche Längsvorspannung zum Zusammenwirken gezwungen werden.

Summary

A series of arch bridges is reviewed which were constructed using moulded ribs. Some of these ribs also served as centering (Mérida bridge), others remained as the final arches (Cubillas aqueduct bridge), while others were completed to give a final caisson-type section (Tinto bridge) or to form the vertical dia-phragms of a spandrel arch (Cubillas bridge).

A description is also given of the construction of a longitudinal slab of prestressed concrete in the Mérida bridge by using precast sections, 1.50 m in length, connected together by longitudinal prestressing.

IV a 2

Der Bau von Autobahnbrücken aus vorgespanntem Stahlbeton in der UdSSR

The Construction of Prestressed Concrete Motorway Bridges in the U.S.S.R.

La construction de ponts d'autoroutes en béton précontraint en URSS

E. GIBSCHMANN

Prof. (UdSSR)

N. LITWIN

Ing. (UdSSR)

Die ersten vorgespannten Stahlbetonbrücken für Autobahnen wurden in der UdSSR in den Jahren 1948/49 gebaut.

Seit dieser Zeit hat der Bau solcher Brücken eine breite Entwicklung erfahren.

In den letzten Jahren wurde in der UdSSR dem Stahlbetonbau aus Fertigteilen besondere Aufmerksamkeit geschenkt, weshalb die Mehrzahl der erbauten Spannbetonbrücken aus Fertigteilen hergestellt wurde.

Für den Entwurf von Straßenbrücken sind zwei Richtungen charakteristisch:

Für die Anwendung in großer Zahl, aber in verschiedenen Verhältnissen, ist die Ausarbeitung von typisierten Brückenkonstruktionen vorgesehen. Daneben kennt man das Entwerfen von Konstruktionen für Einzelbrücken, meistens über große Flüsse.

Beide Entwurfsarten sind von großer Bedeutung, die erste infolge ihrer Massenverwendung, die zweite ihrer oft großen Ausmaße wegen.

Den geographischen Eigenschaften der UdSSR entsprechen am besten Balkenbrückenkonstruktionen.

In den errichteten Brücken sind als Regel Konstruktionen verwendet, die nach dem Betonieren gespannt werden. Die Spannglieder dieser Brücken sind als mächtige Bündel von 4—5 mm Paralleldrähten aus hochwertigem Stahl ($14\,000$ — $17\,000$ kg/cm²) ausgebildet.

Diese Drahtbündel haben an ihren Enden stählerne Ankerköpfe, in denen die Stahldrähte einbetoniert sind. Die Spannglieder werden im Beton längsbeweglich in Gleitkanälen aus Stahlblechrohren eingelegt (Fig. 1). Das Spannen

wird mit hydraulischen Bündelpressen mit einer Leistungsfähigkeit von 60–90 t erzeugt.

Nach dem Vorspannen werden die Gleitkanäle mit Zementmörtel ausgepreßt, wobei ein kleiner Wasserzementwert (0,3—0,4) und plastifizierende Zusätze angewendet werden.

Als Regel wird das Tragwerk der Brücken aus Fertigbalken gebildet, die T-förmigen, doppel-T-förmigen oder schwellenartigen Querschnitt haben und deren Höhe etwa $\frac{1}{20}$ ihrer Spannweite beträgt. Die Spannglieder werden im Untergurt eingelegt und sind teils über die ganze Länge des Trägers geradlinig, teils an den Enden gekrümmmt. Alle Spanngliederanker werden auf den Stirnflächen des Trägers abgestützt. In Trägern großer Spannweiten verwendet man auch kürzere Spannglieder, die im Inneren der Spannweite enden und auf den Seitenflächen des Balkens verankert sind.

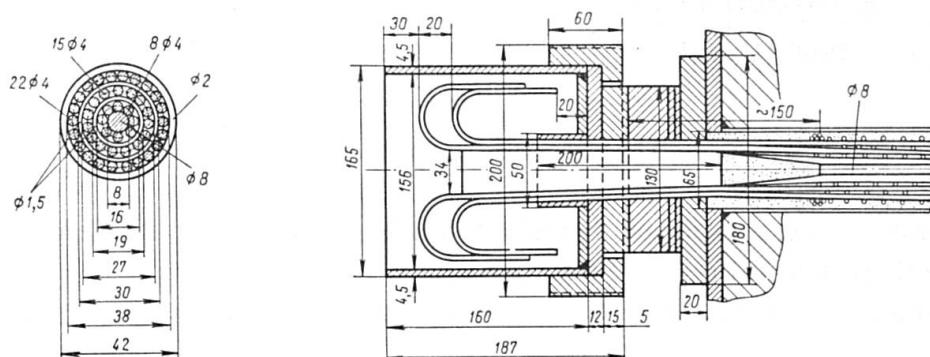


Fig. 1.

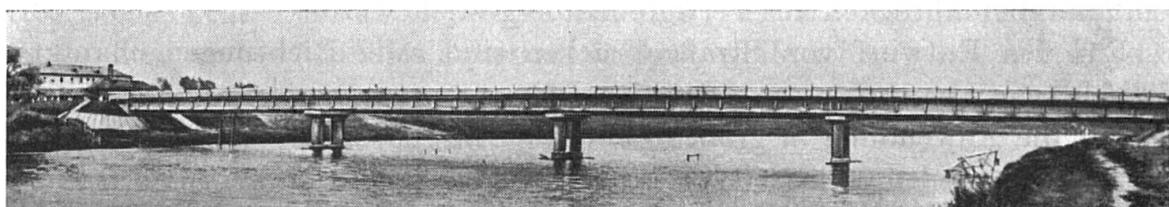


Fig. 2.

Vorgespannte freiliegende Balkenbrücken, die auf den Autobahnen der UdSSR gebaut sind, haben Spannweiten bis 42,3 m (Fig. 2) und Kragbalkenbrücken bis 53,2. Im Jahre 1958 ist eine große Stadtbrücke von 108 m Stützweite errichtet worden, die einen Bogen mit Zugband und Überbau aus Spannbeton hat.

Gegenwärtig werden vorgespannte Brücken mit Stützweiten von 84 m, 98 m, 148 m und 166 m gebaut.

Alle diese Brücken sind auf schwere Belastungen berechnet: Die Nutzlast setzt sich aus Kraftwagen mit einem Gewicht bis 16,9 oder 30 t und Einzellasten von 60 oder 80 t zusammen.

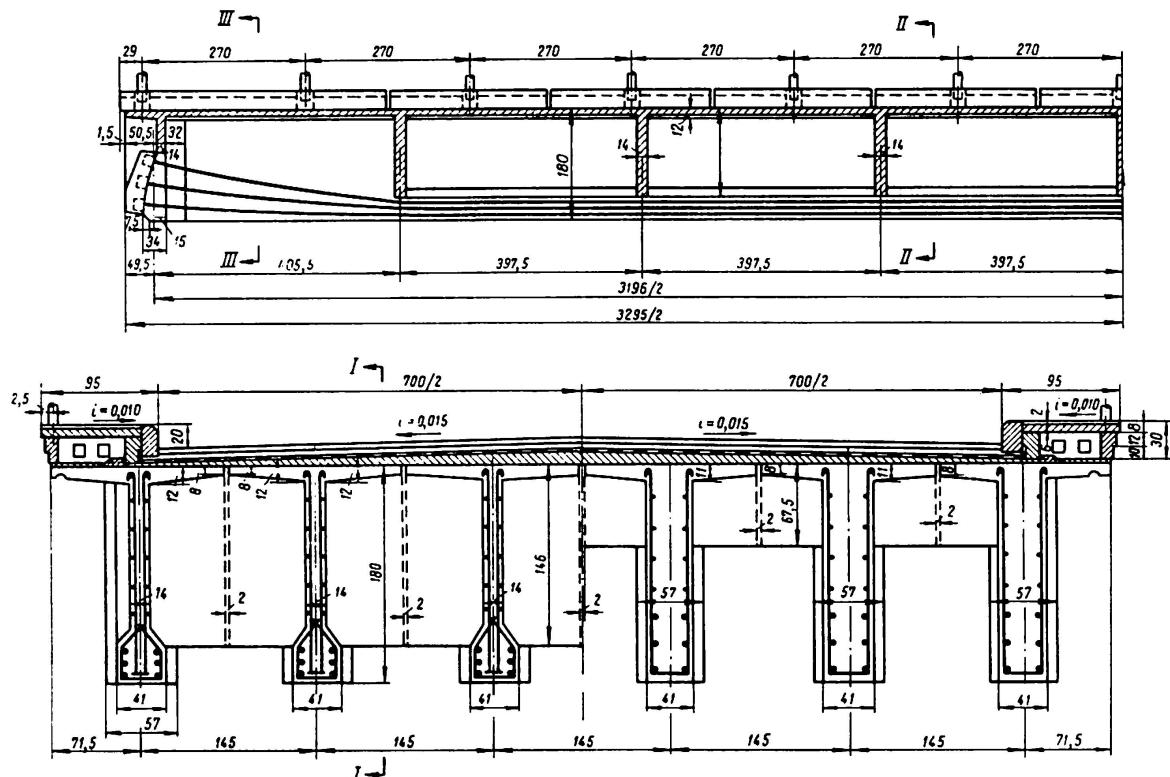


Fig. 3.

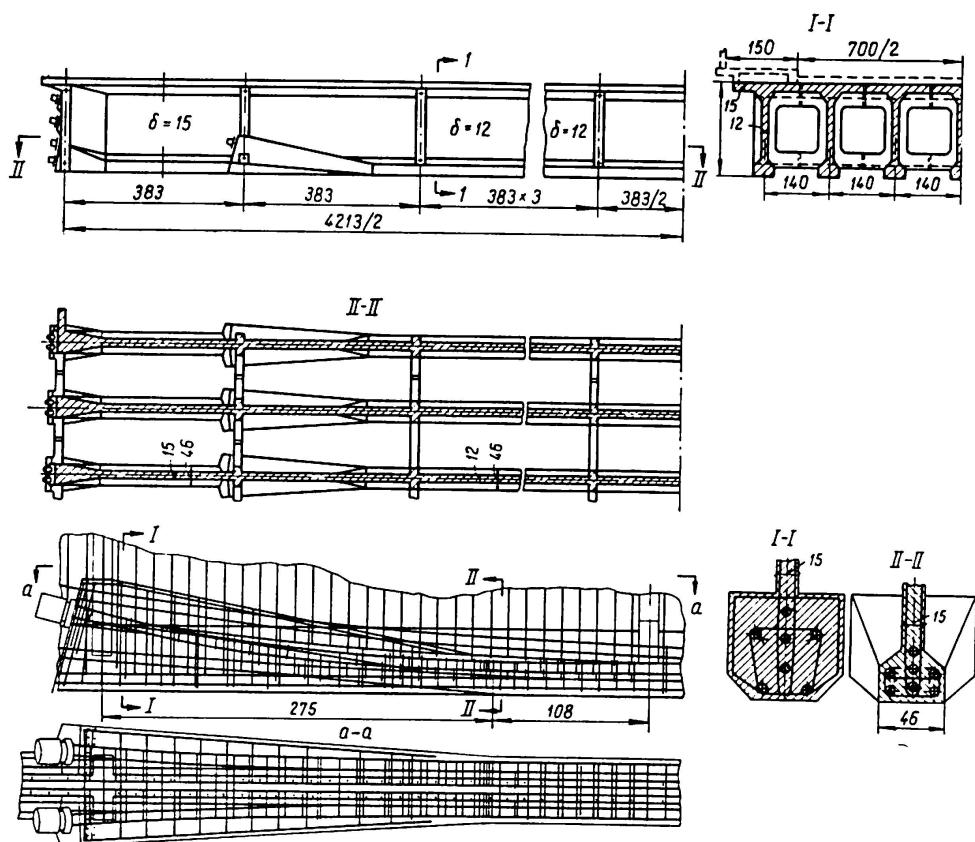


Fig. 4.

Die Fertigteile der Brückentragwerke bestehen aus einzelnen Balkenblöcken, die oft auch durch Querfugen in leichtere Elemente aufgeteilt sind.

Die einzelnen Elemente (Fertigteile) werden in besonderen Werkstätten oder auf dem Bauplatz hergestellt.

Ein Beispiel von typisierten Brückenkonstruktionen aus Spannbetonfertigteilen mit 31,96 m Stützweite, die in einer Reihe von Autobahnbrücken verwendet sind, zeigt Fig. 3. Das Gewicht eines Montagefertigteils beträgt etwa 52 t. Die einzelnen Balkenblöcke werden mit Hilfe von Montagestößen in den Halbdiaphragmen vereinigt; die Bewehrung in den Montagestößen wird verschweißt. Eine Brücke über den Moskwa-Fluß, die aus einfachen Fertigbalken von mehr als 80 t Gewicht besteht, hat eine Spannweite von 42,3 m. Die Balken waren am Ufer hergestellt und mit Hilfe eines speziellen Montagekrans auf ihren Platz verlegt worden.

Jeder dieser Balkenträger hat sieben Spannglieder, von denen fünf über die ganze Länge durchlaufen und zwei in der Nähe von den zweiten Querdiaphragmen enden und auf den Seitenflächen des Trägers verankert sind (Fig. 4).

Ein Beispiel von Konstruktionen, die aus kleinen, im Werk vorgefertigten Blöcken gebildet sind, zeigen die Brücken auf der im Bau befindlichen Moskauer Ringautobahn. Etwa 80 Brückentragwerke verschiedener Spannweiten und Fahrbahnbreiten werden hier aus Standardblöcken gebildet (Fig. 5).

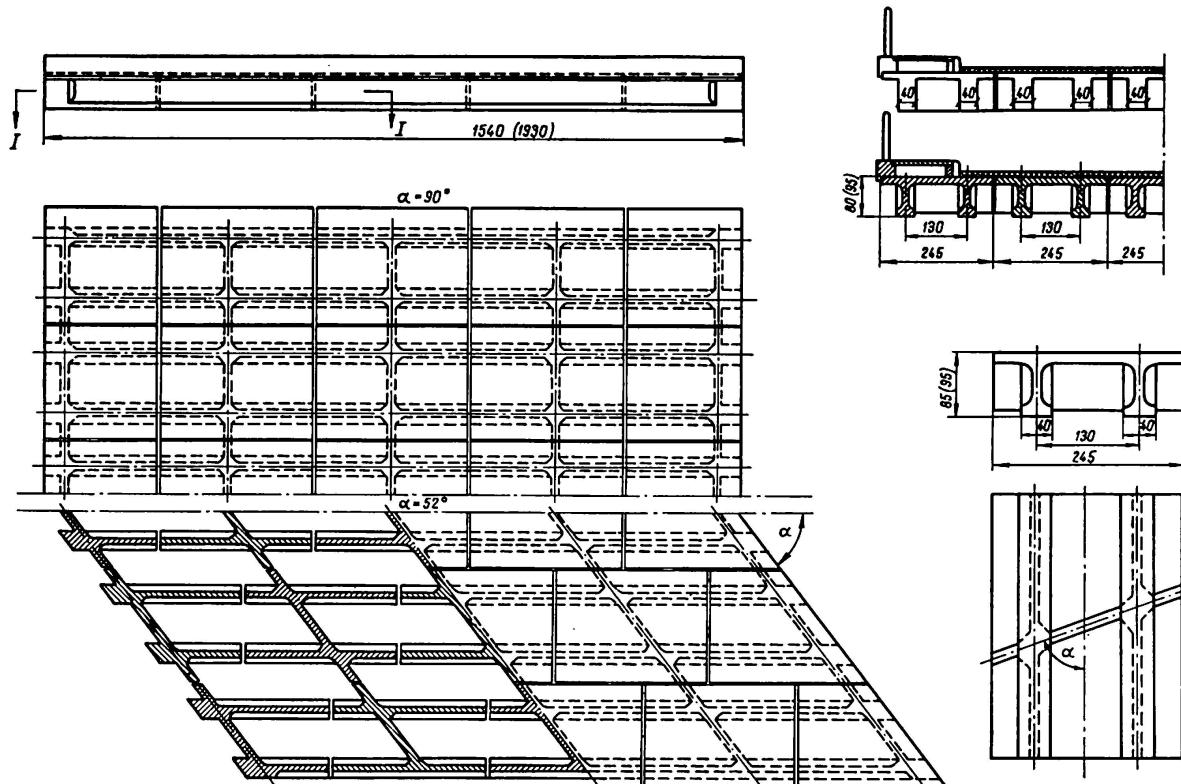


Fig. 5.

Die Blöcke haben schwellenförmigen Querschnitt, ein Gewicht von 5 bis 8 t und sind in der Werkstatt in stählerner Schalung hergestellt worden (Fig. 6). Fertige Blöcke werden mit Autotransport zur Baustelle befördert, zu vorgespannten Trägern zusammengesetzt (Fig. 7) und mit einem leichten Kran verlegt.

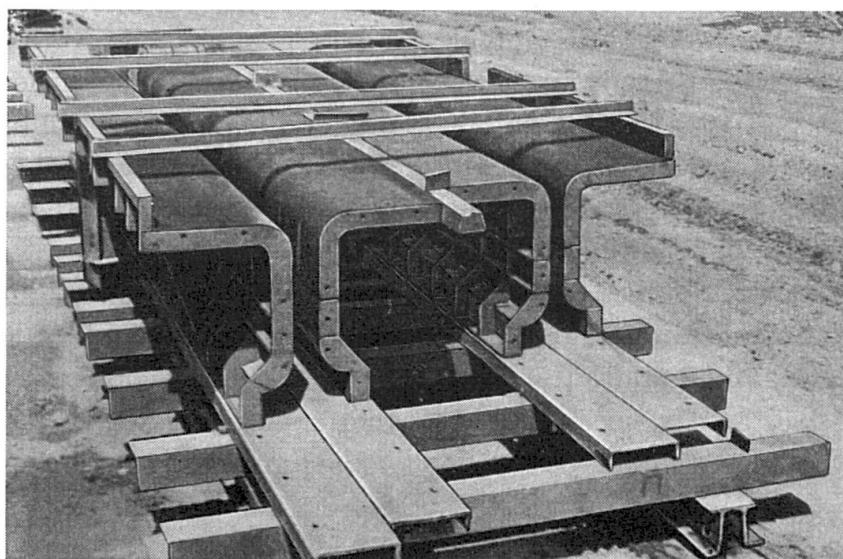


Fig. 6.

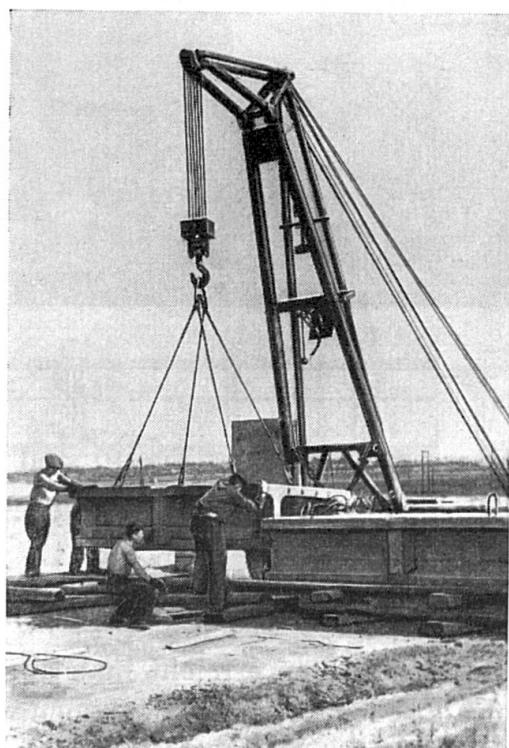


Fig. 7.

In der UdSSR wurde auch eine Reihe von vorgespannten Auslegerbrücken mit Spannweiten bis 53,2 m ausgeführt. Die Brücken aus Fertigteilen mit großen Stützweiten bestehen aus Trägerblöcken und Plattenfertigteilen, die nach dem Verlegen zusammenbetoniert werden. Der Bau von Stahlbetonbrücken aus Fertigteilen sowie die Fabrikation dieser Teile ist während des ganzen Jahres möglich.

Die Montage der Fertigbalken für Spannbetonbrücken wird, je nach Gewicht und Spannweite, mit einfachen oder Spezialkranen durchgeführt.

Träger für kleine Spannweiten werden mit Pfeilkranen montiert, die eine Tragfähigkeit von 10—15 t bis 25 t haben und die sich unmittelbar auf dem Erdboden oder längs speziell errichteter Rüstungen fortbewegen.

Bei Ausführung von Eisenbahnüberführungen werden Eisenbahnkrane mit Tragfähigkeit bis 75 t gebraucht.

Für Brücken mit Spannweiten über 20 m verwendet man für das Verlegen von Trägern Portalkrane (Fig. 8) oder spezielle Montagekrane, die als Fachwerkträger ausgebildet sind.

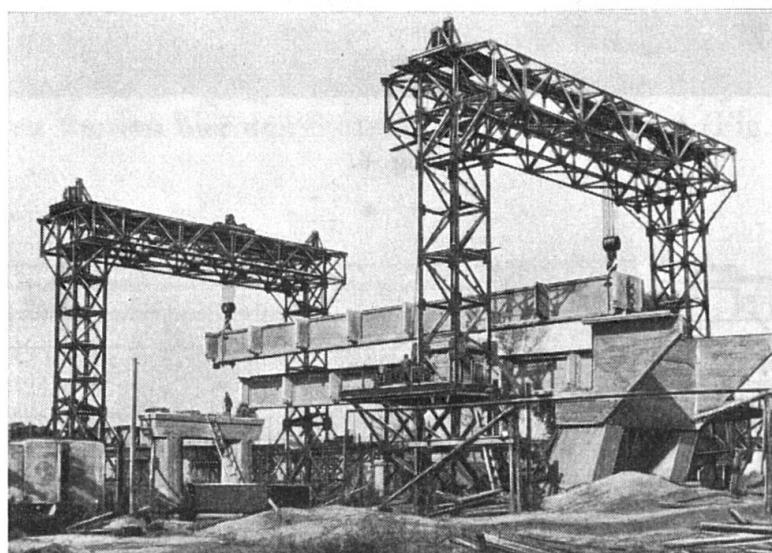


Fig. 8.

Solche spezielle Fachwerkträgerkrane (Fig. 9) sind mit ihrem Vorderende auf den nächstliegenden Pfeiler und mit ihrem hinteren Teil auf die schon verlegten Träger abgestützt.

Das Einstellen der Balken wird dabei mit zwei Rollwagen bewerkstelligt, die sich längs des Kranträgers fortbewegen.

Die Querverschiebung der Balken erreicht man am besten durch spezielle Rollwagen, die mit hydraulischen Pressen verschoben werden.

Die in der UdSSR gebauten Spannbetonbrücken werden geprüft und systematisch untersucht.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen über die Anwendung von Spannbeton in Autobahnbrücken zeigen, daß trotz einer Reihe von Schwierigkeiten und einzelner Mißstände, die bei der Bauausführung auftreten, vorgespannte Stahlbetonbrücken einen immer größeren Anwendungsbereich finden.

Dabei werden die Konstruktionen immer weiter verbessert; es werden neue Systeme vorgeschlagen, in denen die Vorspannung höhere technische und wirtschaftliche Effekte ergibt.

Für kleine Spannweiten werden Träger mit schwellenartigem Querschnitt verwendet, in welchen die Spannglieder offen eingelegt sind und nach der Vorspannung mit Beton überdeckt werden.

Die Fahrbahnplatte solcher Brücken (Fig. 10) wird aus Fertigplatten zusammengestellt, die mit den Schwellenträgern an Ort und Stelle verbunden werden.

Dazu haben diese Fertigplatten durchgehende Hohlräume, welche eine durchlaufende Bewehrung der Platten erlauben. Diese Hohlräume passen über die Wände der Träger und werden mit diesen durch Beton verbunden.

Größere Spannweiten kann man mit beidseitigen Konsolen überdecken, die gelenkig (Fig. 11) oder mittels eingehängten Trägern (Fig. 12) verbunden

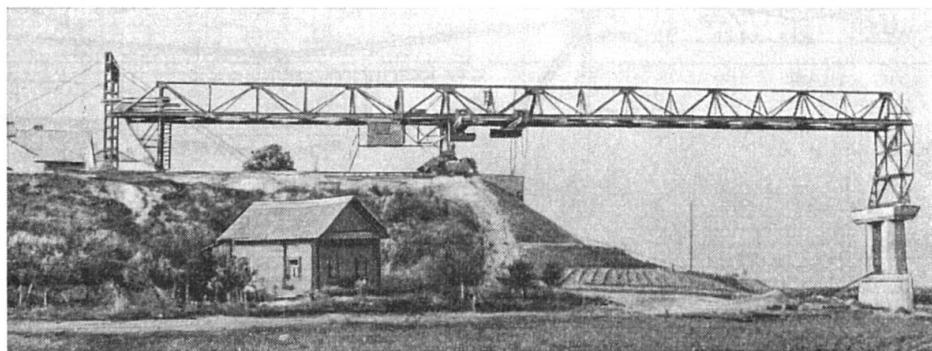


Fig. 9.

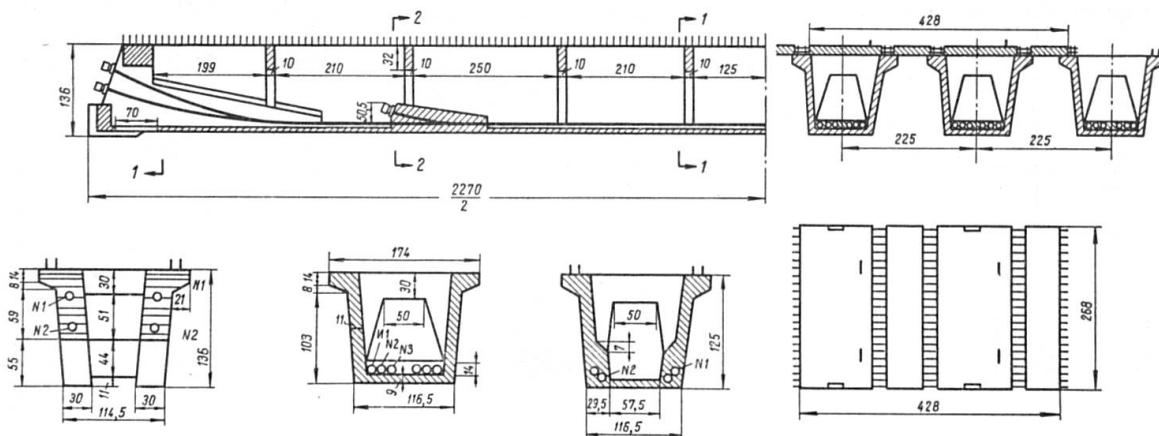


Fig. 10.

werden können. Solche Brücken können aus leichten Fertigblöcken frei vormontiert oder am Ufer in größere Stücke zusammengebaut und mit Kranen versetzt werden.

Die in Fig. 11 dargestellte Konstruktion ist aus Fertigblöcken gebildet, die oben mit Spanngliedern vereinigt werden.

Diese Spannglieder werden im Laufe der Montage offen eingelegt und angespannt.

Die freie Vormontage solcher Brücken mit einem Kabelkran ist in Fig. 11 dargestellt.

Ein interessanter Typ für Brücken großer Spannweite besteht aus Halbbogenen, welche auf die Brückensäulen abgestützt sind und oben durch ein

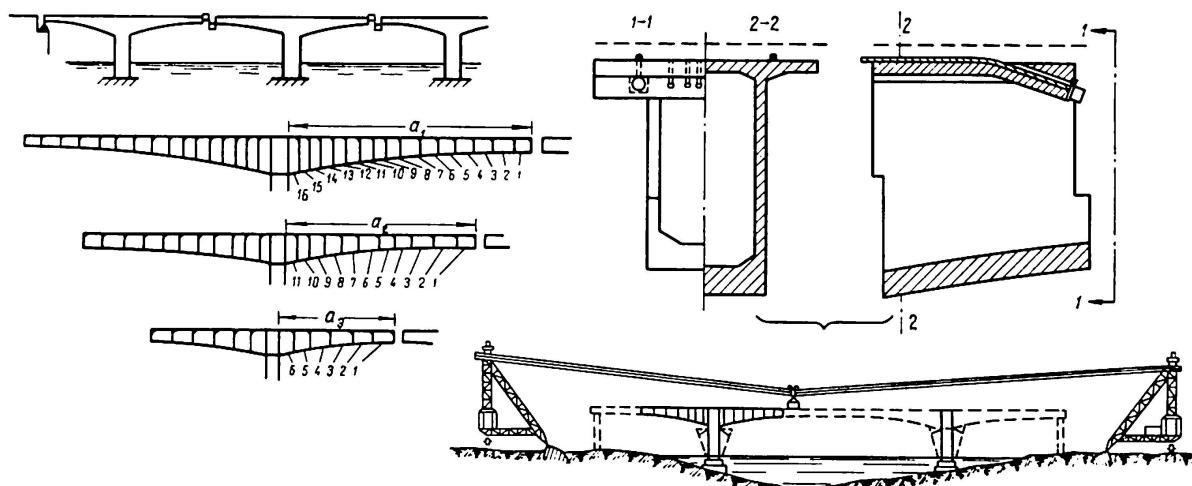


Fig. 11.

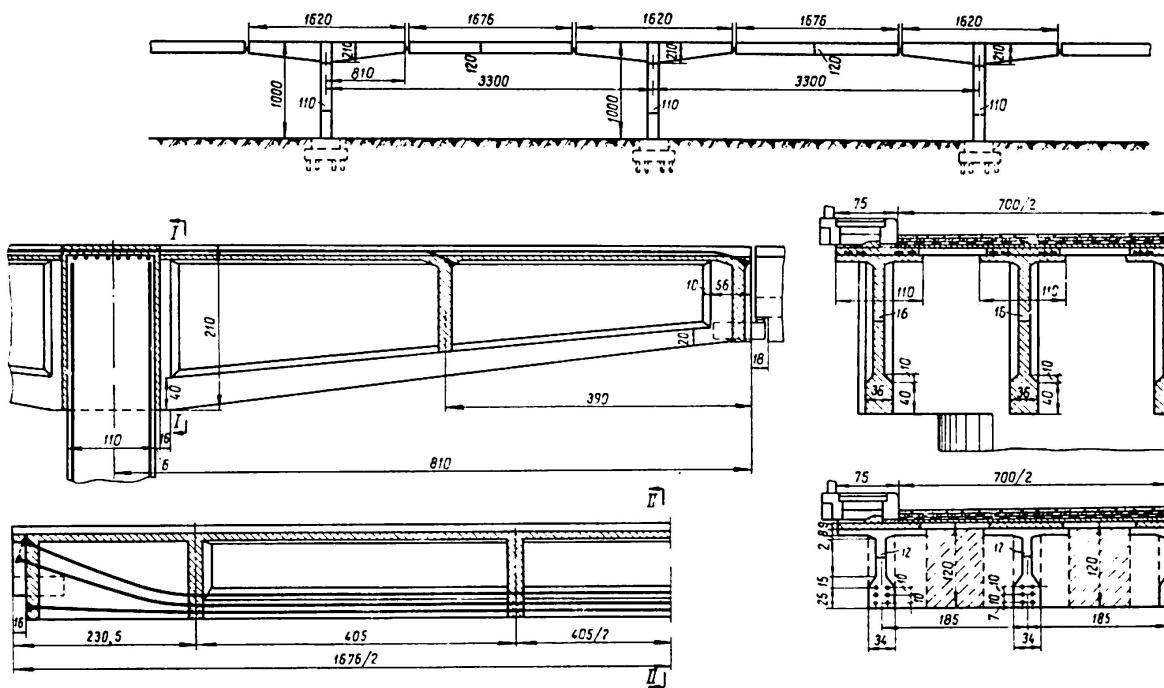


Fig. 12.

Zugband gehalten werden. Das Zugband wird erstens durch das Gewicht der Halbbogen beansprucht und nach Montage der Fahrbahnblöcke noch mit hydraulischen Pressen gespannt (Fig. 13).

Es werden auch besondere Systeme von Tragkonstruktionen in Form von Kragbalken verwendet, die unten durch einen Bogengurt verstärkt sind.

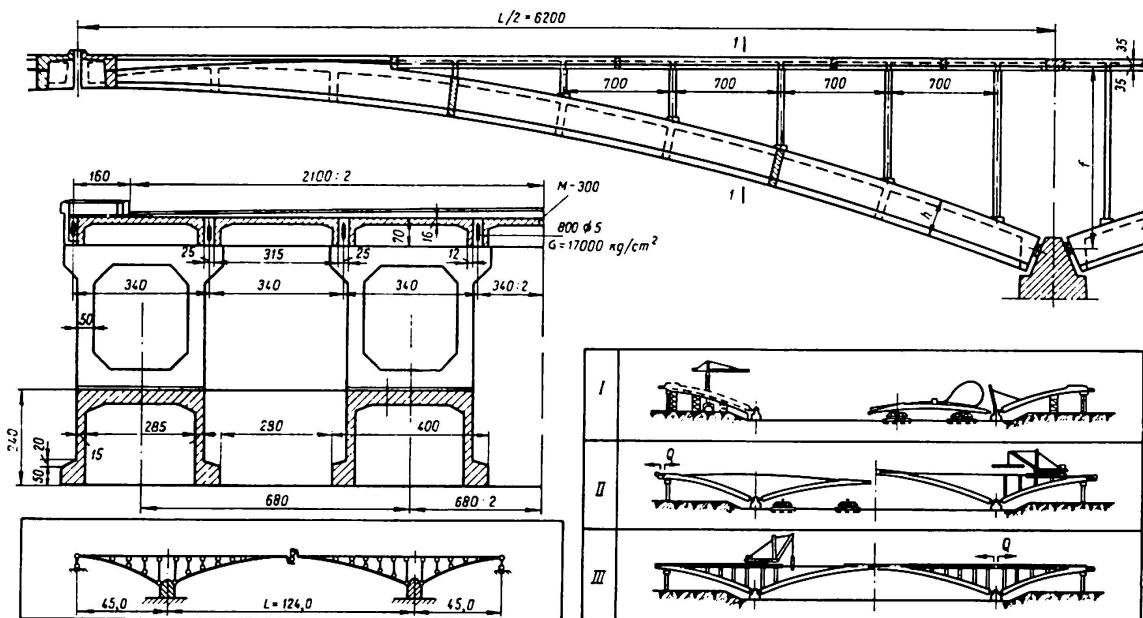


Fig. 13.

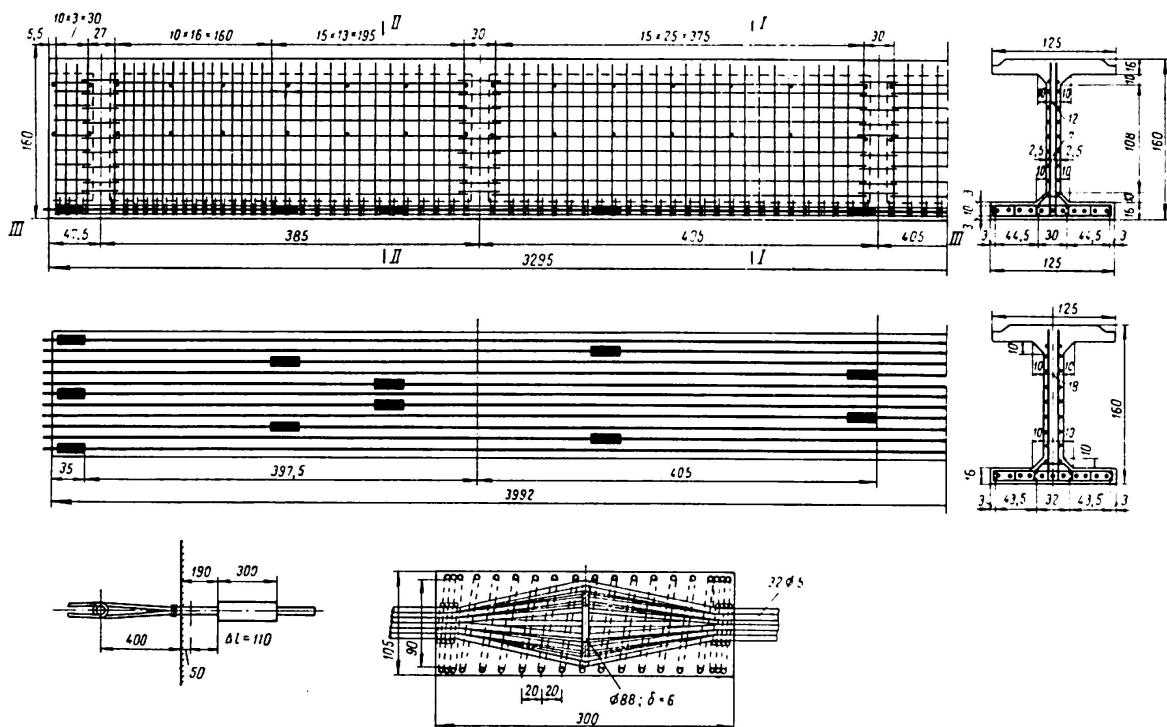


Fig. 14.

Es sind auch Brücken aus vorgespannten Fertigbalken, die im Spannbettverfahren ausgeführt wurden, verwendet worden.

Die Konstruktion eines solchen Brückenträgers von 32,95 m Spannweite ist aus Fig. 14 ersichtlich.

Dieser Träger hat 11 Spannglieder aus 32 Drähten 5 mm Durchmesser und $12\,000 \text{ kg/cm}^2$ Festigkeit.

Das Spannbett besteht aus Stahlrahmen auf leichten Betonfundamenten.

Gekrümmte Spannglieder können im Spannbett durch Querzugstäbe erzeugt werden. Solche Träger werden in einer großen Brückenbauanstalt der Ukrainischen SSR fabriziert.

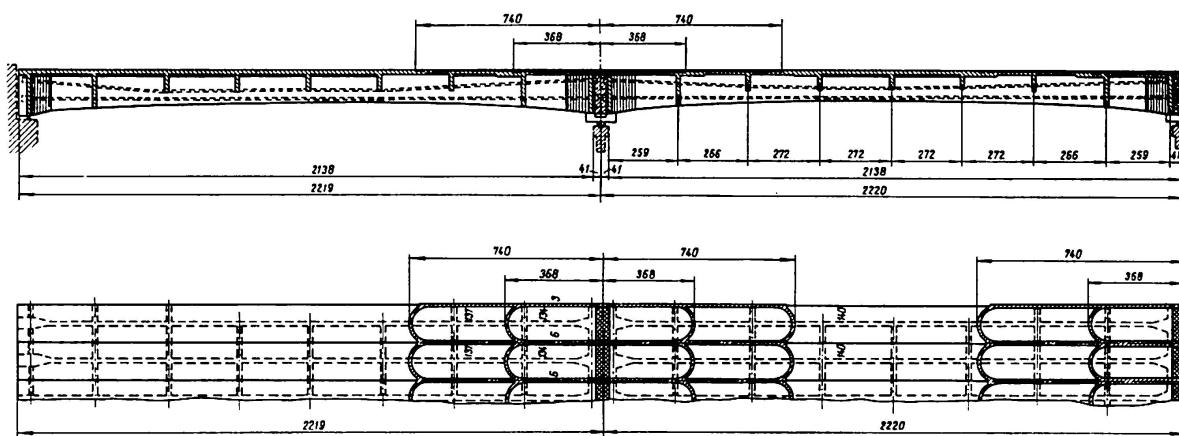


Fig. 15.

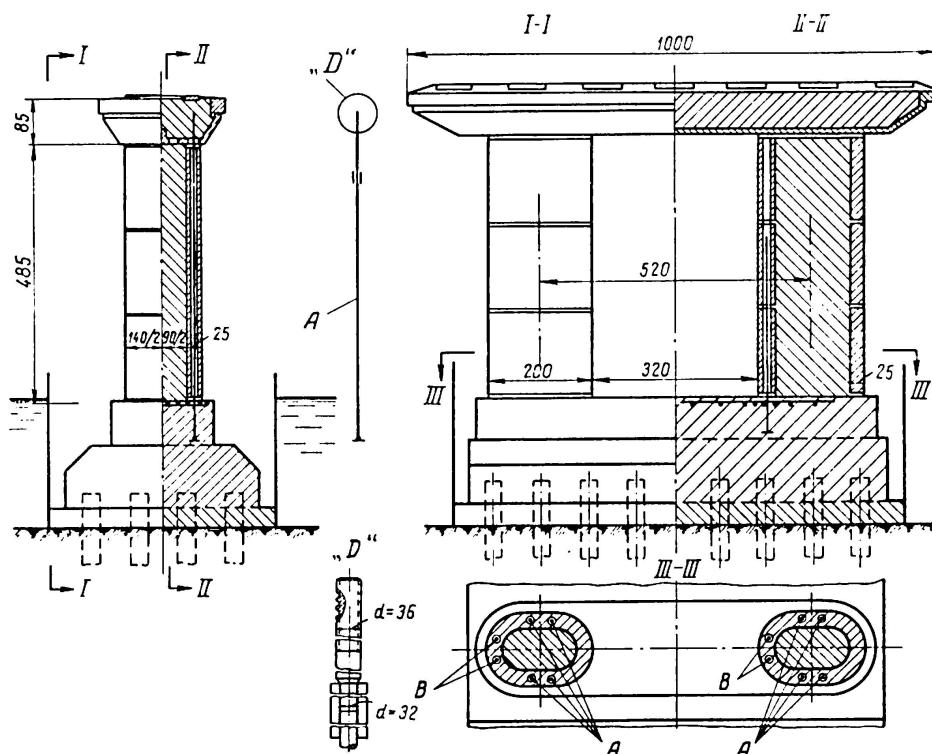


Fig. 16.

Die Nachforschung nach zweckmäßigen Konstruktionen für Brücken mit mehreren Öffnungen hat ergeben, daß durchlaufende Träger aus einfachen Fertigbalken, die mit oberer vorgespannter Bewehrung vereinigt werden, ökonomisch sind.

Eine solche Brücke mit Spannweiten von 22,2 m, welche aus Fertigbalken montiert war und die mit schlaufenartigen Drahtbündeln über den Auflagern zusammengespannt wurde, ist in Fig. 15 dargestellt.

Vorgespannte Fertigteile können auch für Brückenpfeiler verwendet werden. Eine solche Konstruktion, die im Überwasserteil zwei Säulen hat, die aus ringförmigen Fertigteilen bestehen und mit Stahlstäben A und B zusammengespannt werden, ist in Fig. 16 dargestellt. Die inneren Räume der Pfeilersäulen werden an Ort und Stelle mit Beton ausgefüllt.

Die Entwicklung des Brückenbaus in der UdSSR zeigt, daß trotz einer Reihe von Schwierigkeiten, die bei der Baudurchführung auftreten, vorgespannte Stahlbetonbrücken immer breitere Anwendung im Autobahn- und Städtebau finden, dies insbesondere beim Bau von Brücken mit großen Spannweiten.

Zusammenfassung

In der UdSSR wurde eine große Anzahl von vorgespannten Stahlbetonbrücken gebaut. Die Mehrzahl dieser Brücken besteht aus Fertigteilen, die nach dem Betonieren vorgespannt werden.

Spannbetontragwerke sind als typisierte Brückenkonstruktionen, die man in großer Zahl ausführt, ausgebildet, dies auch für große Brückenübergänge, die mit individuellen Fahrbahnkonstruktionen überdeckt werden.

Spannbetonbrücken aus Fertigteilen können auch im Winter erstellt werden. Die Montage solcher Brücken wird mit einfachen oder Spezialkranen durchgeführt.

Die Ergebnisse von Untersuchungen und der gesammelten Erfahrungen erlauben laufende Verbesserungen. Auch neue Systeme und Konstruktionen werden vorgeschlagen, in denen die Vorspannung den besten technischen und wirtschaftlichen Effekt ergibt.

Gegenwärtig sind in der UdSSR viele Spannbetonbrücken mit Spannweiten von 84 bis 166 m im Bau.

Summary

A large number of prestressed concrete highway bridges have been built in the U.S.S.R.

Most of them are constructed of post-tensioned precast members. Prestressed concrete is used for bridges of standard construction, as well as for large bridges of special design.

Bridges of precast prestressed concrete construction are erected both in summer and winter. Special cranes and cranes of standard type are used for erection.

The experience gained in the design and construction of prestressed concrete bridges provides a means of improving present forms of construction and of obtaining new systems and forms of construction in which the technical and economic possibilities of precast prestressed concrete are most clearly manifested.

Numerous prestressed concrete bridges are being built in the U.S.S.R., including some with spans ranging from 84 to 166 m.

Résumé

En URSS, un grand nombre de ponts-routes en béton précontraint ont été construits; la plupart le sont avec des éléments préfabriqués avec application de la précontrainte après le bétonnage.

Les ponts en béton précontraint sont utilisés comme constructions standardisées, exécutées en grand nombre, ainsi que pour certains ouvrages importants de construction spéciale.

Les ponts exécutés en éléments préfabriqués sont construits aussi bien en hiver qu'en été.

Pour leur montage, on utilise des grues ordinaires ou d'un modèle spécial.

L'expérience acquise dans l'étude et la construction des ponts en béton précontraint a permis d'introduire de nombreux perfectionnements, de nouveaux systèmes et de nouvelles constructions qui utilisent plus efficacement les possibilités techniques et économiques du béton précontraint.

Parmi les nombreux ponts en béton précontraint actuellement en construction en URSS, on compte des ouvrages avec des travées de 84 à 166 m.

IV a 3

Ein neues Verfahren für die Verankerung von Vorspanngliedern

A New Method for Anchoring Prestressing Members

Nouveau procédé pour l'ancrage des éléments de précontrainte

ROMUALDO MACCHI

Dott. Ing., Istituto Scienza delle Costruzioni, Università di Pisa

Bei modernen Konstruktionen, sowohl in Beton als auch in Stahl, wird mit stets größerem Erfolg die Vorspanntechnik angewendet, mit welcher technische und wirtschaftliche Probleme gelöst werden können, die mit den traditionellen Mitteln nicht zu lösen sind. Eine Notwendigkeit dieser Entwicklung ist, daß die Vorspannverfahren immer mehr den größeren Ansprüchen, sowohl in ökonomischer als auch in technischer Hinsicht, die der wachsende Fortschritt mit sich bringt, entsprechen.

Das hier besprochene Verfahren gehört zu jener Kategorie von Verankерungen, die einen beweglichen Ankerkörper verwenden, an welchem vorher die hochwertigen Stahldrähte angeschlossen werden. Die Vorteile des Verfahrens sind durch Einfachheit, Sicherheit, Geschwindigkeit und verminderte Raumbeanspruchung charakterisiert.

Bei der Verwirklichung dieses Verfahrens hat man darauf geachtet, daß in der Vorspanntechnik unbedingt hochwertige Stähle verwendet werden müssen. Dies wird gewöhnlich durch Kaltrecken erreicht, das dem Stahl die notwendige Widerstandskraft verleiht, aber gleichzeitig das spröde Verhalten und die Härte erhöht, was mit einer Verminderung der Geschmeidigkeit verbunden ist. Diese Erwägungen und die Notwendigkeit einer einfachen, sicheren und wenig Platz beanspruchenden Verankerung, bei der eine gleichmäßige Verteilung der Zugkraft auf die einzelnen Drähte des Vorspanngliedes garantiert wird, ließ einen neuen Kopf entstehen, der durch ein einfaches Kalt-Flach-Pressen hergestellt werden kann, bei welchem die Querschnittsfläche unverändert bleibt.

1. Die Verankerung der einzelnen Drähte am beweglichen Ankerkörper

Diese Verankerung erfolgt mittels speziellen Köpfen, die in eine Reihe Löcher mit schwach konischer Form in der Spannverankerung passen. Die Kopfform wird durch einfaches Kaltpressen erreicht und ist dadurch gekennzeichnet, daß zwei flache Matrizen, die sich in bezug auf die Drahtachse radial bewegen, Teile des Drahtmaterials zwingen, sich nach einer ideellen Kegelstumpffläche, die den Löchern im Ankerkörper entsprechen, anzuordnen. Die Form der eingedrückten Fläche ist durch eine Gleichung bestimmt. Diese verlangt die Unveränderlichkeit der Querschnitte des Kopfes, sei dies beim aktiven Teil oder bei der notwendigen Übergangspartie zum nicht deformierten Endteil. In der Folge sollen Anwendungen beschrieben werden.

Der Kontakt zwischen dem Drahtkopf und dem Gehäuseloch im Ankerkörper geschieht über die dem Kopf und dem Gehäuse gemeinsamen Bogenstücke, deren Kreismittelpunkt auf der Kegelstumpfachse liegen und deren Radien nach der Kegelform variieren. Die Gesamtheit dieser Bogenstücke liefert die Kontaktfläche zwischen dem Kopf und dem konischen Loch.

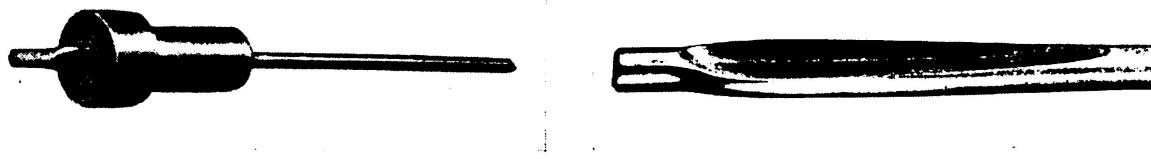


Fig. 1.

Fig. 1 zeigt die Verankerung eines einzelnen Drahtes. Eine wesentliche Tatsache ist, daß die Kontaktspannungen, die bei der Beanspruchung des Drahtes auf den Oberflächen des Kopfs und des Loches entstehen, entsprechend dem Reibungswinkel der beiden Materialien geneigt sind und daß sich dieser Winkel mit dem Anwachsen der Spannungen bis zu höchsten Werten steigert. Diese Tatsache gestattet eine Verankerung von Drähten, die große Kräfte aufweisen, ohne daß die Gefahr eines Nachgebens des Kopfes besteht.

In Fig. 2 sind zwei Gleichgewichtslagen dargestellt in bezug auf zwei verschiedene Werte der auf den Draht ausgeübten Zugkraft. Der Einfachheit halber wurde angenommen, daß die Reaktionen gleichmäßig verteilt seien und auf zwei Kräfte reduziert werden können. Es sei bemerkt, daß trotz einer Verdoppelung der Zugkraft die Komponente der normalen Spannung an der Kontaktfläche, dank der Zunahme des Reibungswinkels, in kleinerem Ausmaß zunimmt.

Eventuelle kleinere Fehler in der Form des Kopfes, die einen nicht perfekten Kontakt der beanspruchten Oberflächen und somit eine schädliche, schlechte Verteilung der Kontaktspannungen zur Folge hätten, sind praktisch belanglos, da das konische Loch im Ankerkörper, der aus Flußstahl besteht,

sich unter der Last deformiert, bis es sich der Form des bedeutend härteren Kopfes angepaßt hat.

Dieser Umstand erlaubt zudem eine Ausgleichung einer eventuell nicht gleichmäßigen Verteilung der Zugkraft infolge kleiner Unterschiede in den Drahtlängen. Dies ist hauptsächlich bei gekrümmten und kurzen Vorspanngliedern von Bedeutung. Keines der bis heute bekannten andern Verfahren erlaubt einen solchen Ausgleich.

Bei zahlreichen Versuchen, die vom Istituto di Scienze delle Costruzioni der Universität Pisa mit Drähten von 5 und 7 mm Durchmesser ausgeführt wurden, hat sich diese Verankerung bewährt. Obwohl die Drähte unter Wechselbelast bis zum Bruch gezogen wurden, konnte nie ein Nachgeben des Kopfes festgestellt werden.

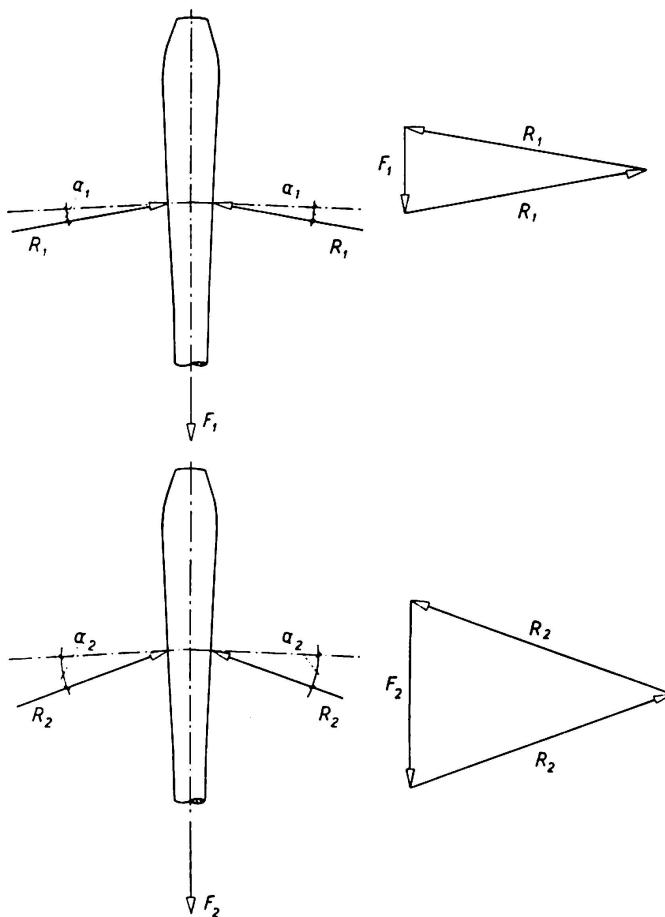


Fig. 2.

2. Herstellung des Kopfes

Das Flachdrücken des Kopfes wird kalt ausgeführt um die physikalischen und mechanischen Eigenschaften, die ein hochwertiger Stahl durch Strecken erhält, nicht merklich zu verändern. Diese Operation wird stufenweise ausgeführt, um dadurch einen langsamsten plastischen Ausgleich des Materials zu

erhalten. Es wird so den länglichen Fibern, die den gestreckten Draht bilden, die Gelegenheit gegeben, ihre gegenseitige Lage zu ändern, ohne daß sie sich voneinander loslösen oder brechen. Dies verlangt, daß die Werkzeuge der Preßmaschine eine solche Form haben, daß eine Verschiebung des Materials in der Längsrichtung verunmöglicht wird.

Diese Tatsache hat neben einer verminderten Preßkraft eine reduzierte Beanspruchung des Materials zur Folge und dazu ändern sich die Eigenschaften des Stahles nicht wesentlich.

Es ist interessant zu bemerken, daß, wenn sich während dem Flachdrücken die Beanspruchung des Materials in den mehr deformierten Schnitten (am Kopfende) erhöht, sich die Zugkraft während der Verankerung in derselben Richtung (gegen das Kopfende hin) bis zum vollständigen Abklingen vermindert.

Um also die günstigsten Kurven, die den beweglichen Werkzeugen der Presse zugewiesen werden sollen, zu bestimmen, bringen wir den Kopf in ein 3-dimensionales Achsenkreuz x, y, z . Nachdem die konische Form, d. h. die Werte r_0, z_0 und r (siehe Fig. 3) festgesetzt wurden, liefert die Bedingung

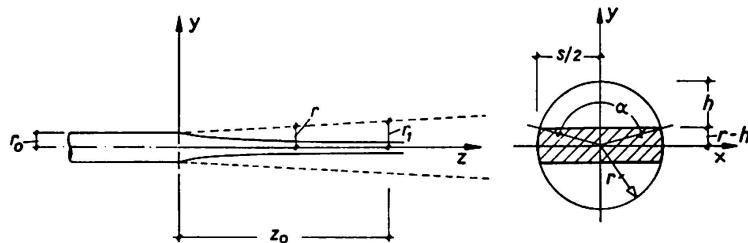


Fig. 3.

der Unveränderlichkeit der ursprünglich gegebenen Querschnittsfläche im Kopf die folgende Beziehung zwischen Winkel α und Radius r :

$$\pi r^2 - r^2 (\alpha - \sin \alpha) - K = 0,$$

wobei r wiederum eine Funktion von z und durch die Beziehung $r = r_0 + \frac{r_1 - r_0}{z_0} \cdot z$ gegeben ist.

K ist gleich der ursprünglichen Querschnittsfläche des Drahtes. Wenn der Wert von α bestimmt ist, ist es ein Leichtes, den Wert von $r - h$ zu bestimmen. Dadurch erhält man die Kurve des beweglichen Profils der Presse.

Setzt man $\frac{\sin \alpha}{\alpha} = \rho$ und indem man in Reihen entwickelt und vereinfacht, wird:

$$\alpha(\rho - 1) + \left(\pi - \frac{K}{r^2} \right) = 0.$$

Beim Betrachten dieser Funktion sieht man, daß mit dem Anwachsen der Variablen z und somit auch der Variablen r der Winkel α gegen π und somit $r - h$ gegen Null strebt. D. h. die Kurve der beweglichen Teile der Presse ist asymptotisch zur z -Achse. In den Tabellen I und II sind Werte der Lösungs-

funktion für gegebene Werte der unabhängigen Variablen z , bzw. für Drähte von 5 und 7 mm Durchmesser wiedergegeben.

Wie Fig. 4 zeigt, hat der Kopf einen ca. 15 mm langen Fortsatz, der dem Material während dem Pressen einen gewissen Zusammenhalt gibt. Dieser Fortsatz ist auch in der Belastungsphase notwendig, da er ein Deformieren des Kopfes und damit ein zu steiles Abfallen der Spannung verhindert.

Tabelle I

$z_0 = 50 \text{ mm}, r_0 = 2,6 \text{ mm}, r_1 = 4,3 \text{ mm}$				
$z \text{ mm}$	$r \text{ mm}$	a^0	$s \text{ mm}$	$h \text{ mm}$
1	2,53	20	0,87	0,04
0	2,60	66	2,83	0,40
2	2,67	79	3,39	0,60
5	2,77	91	3,95	0,83
10	2,94	105	4,66	1,15
15	3,11	116	5,27	1,46
20	3,28	124	5,79	1,74
25	3,45	130	6,25	1,99
30	3,62	135	6,68	2,23
35	3,79	139	7,09	2,46
40	3,96	143	7,51	2,70
45	4,13	146	7,89	2,92
50	4,30	149	8,28	3,15

Tabelle II

$z_0 = 50 \text{ mm}, r_0 = 3,6 \text{ mm}, r_1 = 6 \text{ mm}$				
$z \text{ mm}$	$r \text{ mm}$	a^0	$s \text{ mm}$	$h \text{ mm}$
1	3,55	45	2,71	0,26
0	3,60	60	3,60	0,48
5	3,84	88	5,45	1,07
10	4,08	103	6,38	1,54
15	4,32	114	7,24	1,96
20	4,56	122	7,97	2,35
25	4,80	129	8,64	2,73
30	5,04	134	9,28	3,07
35	5,28	139	9,89	3,43
40	5,52	143	10,46	3,76
45	5,76	146	11,01	4,07
50	6,00	149	11,56	4,39

Der eben beschriebene Kopf ist eingehend studiert worden. Er kann kalt geformt werden, ohne daß die Gefahr von Rissen oder des Sprödwerdens besteht. Er kann bei allen Stahlstärken und -arten gebildet werden (auch für harmonischen Stahl mit Bruchspannungen $\sigma_r = 220 \text{ kg/mm}^2$).

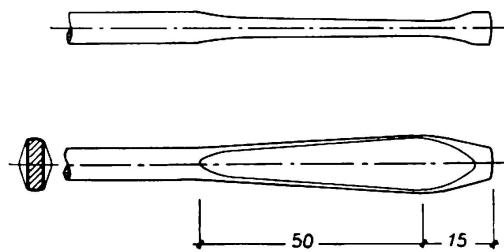


Fig. 4.

3. Die tragbare Presse (Fig. 5)

Sie besteht grundsätzlich aus zwei Teilen, einem festen äußeren, zylinderförmigen Stahlgestell, in dem ein durch Öldruck angetriebener Kolben (1) läuft. Der nötige Öldruck in der Expansionskammer (2) wird durch eine elektrisch- oder handbetriebene Pumpe erreicht. Von den beiden, nach den tabellierten Werten und aus speziell gehärtetem und anglassinem Stahl hergestellten Werkzeugen (3) ist das eine mit dem untern Teil des Kolbens, das andere mit dem äußeren Gehäuse verbunden. Zwischen die Werkzeuge sind zwei Halbplatten eingefügt, die die Querdeformation des Kopfes aufzunehmen haben. Das Ende des flachzudrückenden Drahtes wird durch ein Loch (4) eingeführt. Sodann wird die Pumpe in Bewegung gesetzt, bis der gewünschte Druck erreicht wird. Wenn der Arbeitsgang beendet ist, drückt eine starke Feder den Kolben wieder in die Ausgangslage zurück.

Der für das Flachdrücken eines Drahtes von 7 mm Durchmesser benötigte Hub beträgt nur 4 mm. Es wird eine Druckkraft von 100 t benötigt. Die beiden Werkzeuge aus Spezialstahl und die zwei Halbplatten können leicht durch andere ausgewechselt werden. Es ist deshalb möglich, Köpfe aus Drähten von verschiedenen Durchmessern herzustellen.

Es ist interessant auf die große, praktische Anwendung hinzuweisen, welche

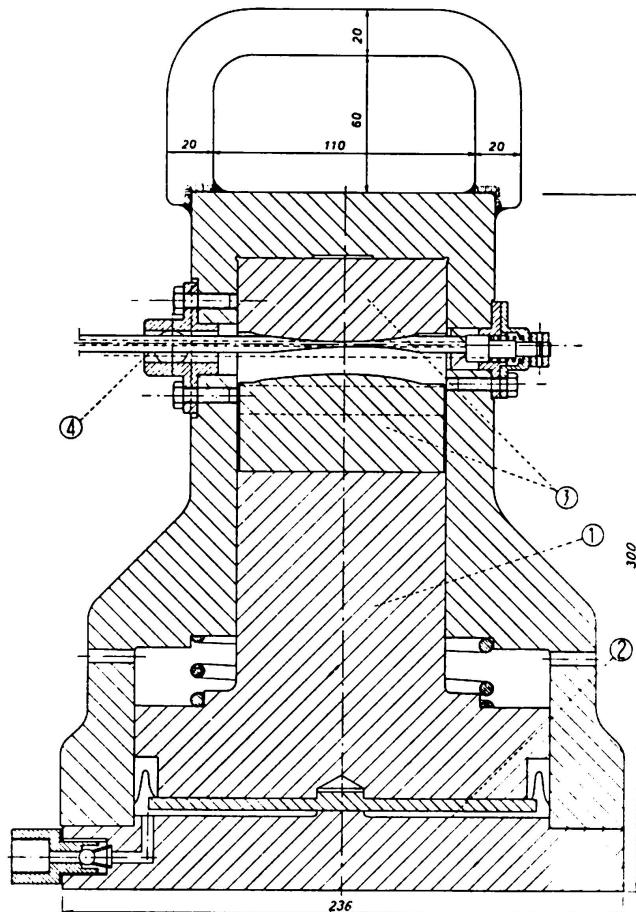


Fig. 5.

der Form des Kopfes zuzuschreiben ist. Sie erlaubt, die Drahtenden mit einer ganz gewöhnlichen Eisen-Schere abzuschneiden; es muß kein senkrechter Schnitt entstehen. Die Presse selbst nimmt einen sehr geringen Platz ein und ist äußerst einfach zu handhaben. Sie verlangt keine spezielle Behandlung und verbraucht bei Handantrieb keinen Strom; schließlich hat sie einen annehmbaren, niederen Preis.

Damit die Arbeit tadellos gelingt, beträgt die Zeit des Flachdrückens ungefähr eine Minute. Es besteht jedoch die Möglichkeit an dieselbe Pumpe mehrere Pressen anzuschließen.

4. Anwendungen

Diese Verankerung eignet sich vorteilhaft für zwei Anwendungsarten:

a) Die Drähte werden am beweglichen Spannkörper verankert; dann wird dieser umklammert und damit die Drähte gespannt. Zuletzt wird der bewegliche Spannkörper am Bauwerk mittels eines Ringes verankert. In der Mitte des Kopfes ist eine Vorrichtung zum Befestigen der Spannungsstange angebracht (z. B. ein Loch).

Fig. 6 zeigt einen Verankerungskopf, bestehend aus 32 Drähten von 7 mm Durchmesser. Er ist berechnet für eine Zugkraft von 130 t mit einer Spannung

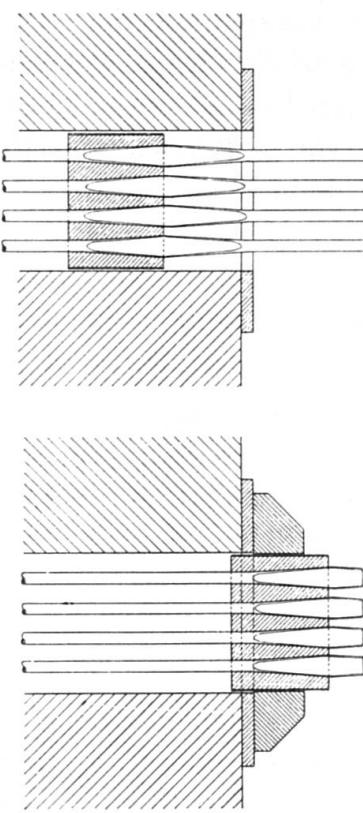


Fig. 7.

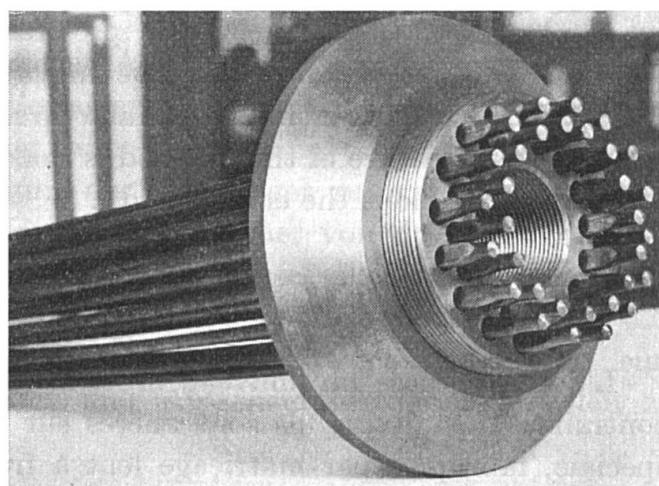


Fig. 6.

in den einzelnen Drähten von 105 kg/mm^2 . Der äußere Durchmesser des Kopfes beträgt 130 mm.

b) Da die wesentlichen Eigenschaften des Kopfes in der Unveränderlichkeit des Querschnittes und im langsamen, plastischen Flachpressen des Materials bestehen, ist es möglich, zwei Köpfe auszuführen, einer an einer Zwischenstelle, z. B. 80 cm vom Drahtende, und ein anderer am Drahtende selbst (Fig. 7).

Es werden in diesem Fall zwei bewegliche Ankerkörper verwendet, einer für die Verankerung der Zwischenköpfe, der andere für die Endköpfe. Die Zugkraft wird nun am äußeren Ankerkörper angebracht; der Innere dient nur der Verankerung. Es wird dadurch Platz gespart, indem der Verankerkörper keine Vorrichtung zum Anbringen der Spannstange braucht. Dadurch besteht die Möglichkeit ansehnliche Kräfte zu verankern, ohne daß die Ende der Träger durch zu große Löcher allzusehr geschwächt werden. Der äußere bewegliche Körper wird nach dem Spannen zurückgewonnen und kann wieder verwendet werden. Dies bewirkt eine Senkung der Kosten.

Abschließend ist zu sagen, daß diese Verankerungsart große Anwendungsmöglichkeiten besitzt. Sie gestattet, allen Bauanforderungen gerecht zu werden.

Zusammenfassung

Es wird ein neues Verfahren zur Verankerung von Vorspanngliedern beschrieben. Es werden die einzelnen Drähte durch einen speziellen Kopf, welcher durch ein langsames Kalt-Flachpressen hergestellt wird, am beweglichen Spannkörper verankert. Ein wesentliches Kennzeichen dieses Kopfes ist, daß die Querschnittsfläche auf der ganzen Länge konstant bleibt.

Summary

A new method for anchoring prestressing members is described. The separate wires are anchored to the movable tensioning head by means of special small heads which are manufactured by a slow cold-pressing process. An important feature of this method is that the transverse elongation remains constant throughout the entire length.

Résumé

L'auteur expose un nouveau procédé pour l'ancrage des éléments de précontrainte. Les divers fils sont ancrés sur la tête mobile à l'aide d'une tête spéciale, fabriquée par matriçage lent à froid. Cette tête présente en particulier cette caractéristique essentielle que l'aire de ses sections transversales reste constante sur toute la longueur.

IV a 4

Wirtschaftlichere Gestaltung und genauere Berechnung der Brückenwiderlager

More Economical Design and More Accurate Calculation of Bridge Abutments

Détermination d'une forme plus économique et calcul plus précis des culées des ponts

K. SZÉCHY

Dr., Prof. der T. H. Budapest

Mit den neuesten großen Fortschritten im Brückenaufbau hielt der Unterbau zweifellos nicht Schritt. Während im Oberbau immer neuere Baustoffe und Bauweisen zur Anwendung kommen, die Bemessung und die statische Berechnung fortwährend verfeinert werden, haben die Pfeiler und die Widerlager ihre alte Form und Gestaltung bis heute behalten; die Festigkeiten der angewendeten hochwertigen Baustoffe sind wegen der ungünstigen konstruktiven Ausbildung dieser Bauwerke bei weitem nicht ausgenutzt und das Kräftespiel wird noch immer mit einfachsten anfänglichen Methoden berechnet. Trotz dieser Überbemessung treten sehr oft, insbesondere bei Widerlagern konstruktive Mängel auf, die meistens aus unliebsamen Kippungen, Hinterfüllungssetzungen, Durchnässungen und Frostschäden bestehen. Daneben machen die Kosten der Widerlager bei kleineren Brücken mit höheren Anschlußrampen einen sehr beträchtlichen Anteil der Gesamtbaukosten aus¹⁾.

Diese Umstände haben den Verfasser angeregt, konstruktive und theoretische Forschungen auszuführen, um zuerst eine wirtschaftlichere und genauere Gestaltung und Bemessung der Widerlager zu erzielen. Diese Forschungen sind noch im Gange und wurden bisher von drei verschiedenen Gesichtspunkten ausgeführt. Die Zwischenergebnisse sollen in einer nach folgenden Gesichtspunkten erfolgten Gruppierung behandelt werden:

1. Zweckmäßiger Gestaltung der Widerlagerkonstruktionen, um eine bessere Ausnutzung des Baustoffes und Ausscheidung der Fehlstellen zu erreichen.

¹⁾ Dr. K. SzÉCHY: Neuzeitliche Widerlagerkonstruktionen. Acta Technica, Tom. VII/1-2. 1953.

2. Entwicklung genauerer Berechnungsmethoden, bei denen der monolithische Zusammenhang mit der Flügelmauer berücksichtigt wird.

3. Genaue Bestimmung der Hinterfüllungslasten mit Rücksicht auf die Gewölbebildungserscheinungen des begrenzten Erdkörpers in Abhängigkeit von der Verformungsfähigkeit der Widerlagerkonstruktion.

1. Zweckmäßige Gestaltung der Widerlagerkonstruktionen

Darüber hatte der Verfasser schon in zwei Veröffentlichungen berichtet²⁾, so daß im folgenden nur die entwickelten und teils schon in die Praxis eingeführten zwei Haupttypen vorgeführt werden sollen.

a) Die üblichen Widerlager sind als Stützmauer ausgebildet, die als ein unten elastisch eingespannter Träger aufgefaßt werden darf.

Die erforderte Kippsicherheit verlangt, daß das Mauerwerk hauptsächlich durch sein Eigengewicht wirken muß, was zur Anwendung minderwertiger und nicht genügend wasser-, wetter- und frostbeständiger Betone führte. Dadurch kam es, daß, trotz der geringen Ausnützung der Betonfestigkeit, sich die Widerlagermauerwerke als nicht genügend dauerhaft erwiesen haben. Die Forderungen der Kippsicherheit müssen deshalb mit verlässlicherem Material, aber mit möglichst herabgesetzten Abmessungen erfüllt werden.

Dies kann durch konstruktive Anordnung entsprechender seitlicher Stützungen erreicht werden. Unten wirkt gegen die Horizontalbelastung der auf die eingebettete Gründungswand wirksame passive Erddruck. Oben können bei kleineren Spannweiten die Horizontalkräfte durch die Tragkonstruktion selbst aufgenommen werden. Sie werden als Druckkräfte auf die Kieswand des Widerlagers weitergeleitet.

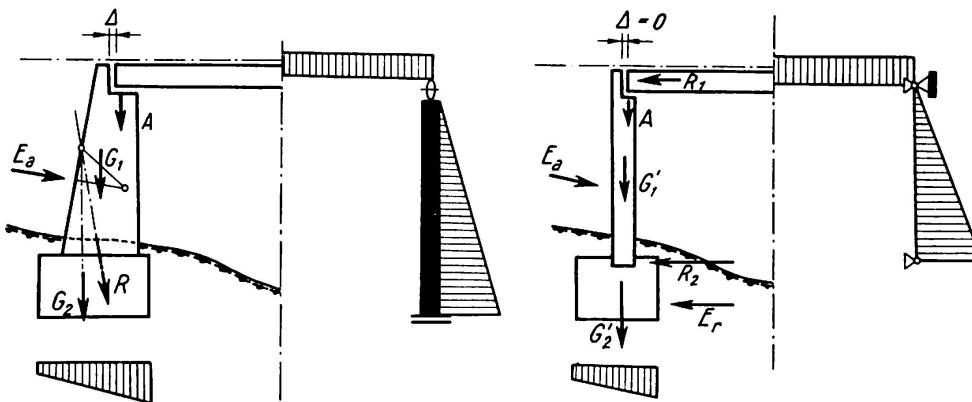


Fig. 1.

²⁾ Dr. K. Széchy: Neuartige Konstruktionslösungen von Brückenwiderlagern. Acta Technica, Vol. VII. Heft 1-2. 1953.

Dr. K. Széchy: Neuere Methoden und Konstruktionen bei der Wiederherstellung von Straßenbrücken in Ungarn. Bauplanung-Bautechnik, 1957. Heft 2.

Damit wird die Widerlagerwand die waagrechten Lasten als zweiseitig frei aufgelagerter Balken aufnehmen können, statt als unten elastisch eingespannte Konsole wirken zu müssen. Die Lösung und die erreichte Verminderung der Biegebeanspruchungen ist in Fig. 1 veranschaulicht und ist bei größeren Anschlußrampenhöhen sehr beträchtlich.

Doch darf diese Lösung nur bis zu gewissen Spannweiten angewendet werden, weil die von der Temperaturbewegung der Tragkonstruktion hervorgerufene Kraftwirkung bei Spannweiten von 16—20 m den passiven Erdwiderstand der Hinterfüllung überschreiten und dies zu einer unerwünschten Aufgleitung des Erdkeils führen würde. Daher muß die obere Stützung bei größeren Spannweiten durch andere Mittel bewerkstelligt werden. Zu diesem Zweck eignen sich anschließende, nach hinten ragende Flügelwände (schräg oder recht-

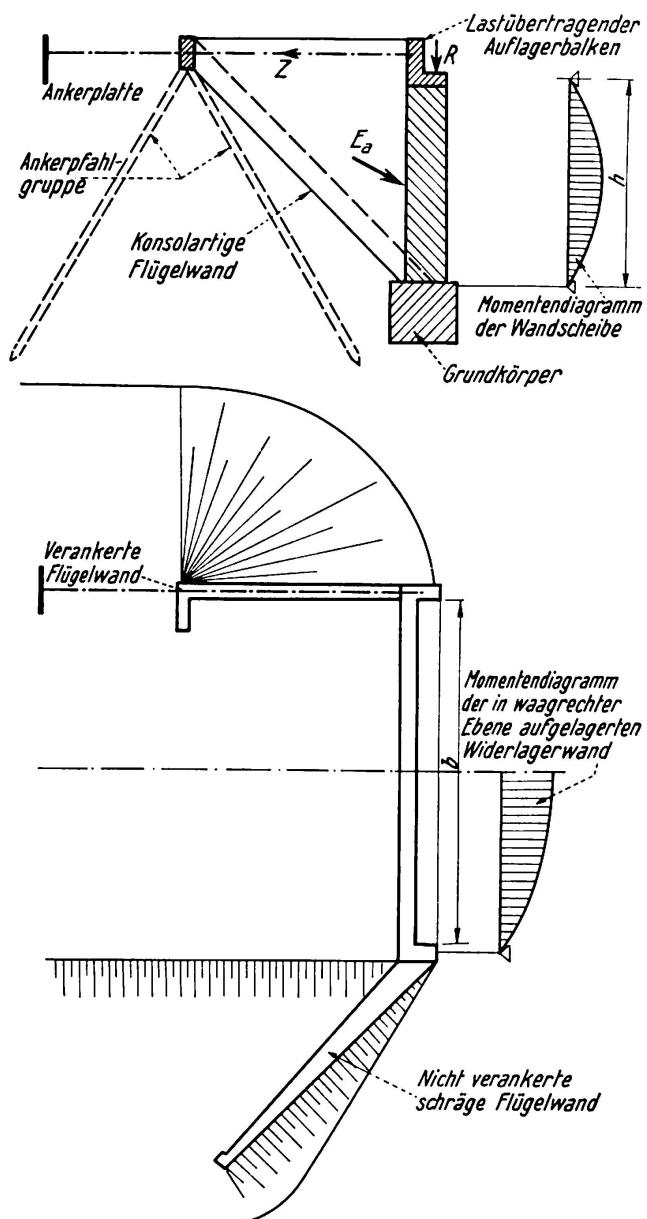


Fig. 2.

winklig), die an beiden Seiten eine Verankerung des auszubildenden Auflagerbalkens bilden, sehr gut. Doch ist die Aufnahme der waagrechten Reaktionskräfte durch Flügelwände allein nicht gewährleistet, teils weil die Reibung zwischen Flügelwand und Hinterfüllung dafür nicht ausreicht, teils weil der aktive Erdkeil mit der Flügelwand zusammen in Bewegung tritt. Um eine Bewegung der verankernden Flügelwand zu verhindern, muß sie am Ende mittels schräger Zugpfähle festgehalten werden. Da die Tragfähigkeit der Pfähle auf für fast rechtwinklig wirkende Belastungen sehr ungünstig ist, muß die Festhaltung mittels einer weiteren, im Dammkörper eingebetteten Ankerplatte gelöst werden (Fig. 2).

Bei höheren Anschlußrampen und kleinerer Fahrbahnbreite darf unter Umständen das Prinzip der oberen Stützung aufgegeben und das Auftreten einer Horizontalverschiebung der Oberkante als Folge der ausmittigen Belastung des Grundkörpers zugelassen werden. Auch in diesem Falle sollte die Widerlagerwand als waagrecht wirkender Träger berechnet werden, der an beiden Seiten wieder auf die Flügelwände abgestützt ist. Diese Auflagerung und die günstige Wirkung der Flügelwände wurde anhand von unseren Modellen untersucht. (Siehe Fig. 9—10.)

Die Anwendung *schräger Flügelmauern* ermöglicht bedeutende Ersparnisse an den Kosten der teuren Steinkegel, die zum Abschluß des Dammkörpers notwendig sind. Die statischen Verhältnisse der Widerlagerwand lassen sich auch in diesem Falle durch die Ausnutzung der Flügelwandstützung verbessern, wobei allerdings die Länge der schrägen Flügelwand größer wird und die Hinterfüllung eine nach innen gerichtete günstig wirkende Druckkraft von der Flügelwand zu übernehmen hat (Fig. 2).

Praktische Ausführungsbeispiele in Ungarn haben erwiesen, daß mit der Anwendung einer oberen Stützung durch die Tragkonstruktion bei einer Spannweite von 8 m und mit einer Dammhöhe von 4 m Baukostenersparnisse bis zu 25% erreichbar waren.

2. Genauere Berechnungsmethoden

Es ist aus dem Vorangehenden deutlich ersichtlich, daß die Ausnutzung des Zusammenwirkens zwischen Stirnwand und Flügelwand vorteilhaft ist. Daraus folgt, daß diese Ausnutzung auch rechnerisch zu berücksichtigen ist. Die Stirnwandscheibe soll als unten im Gründungskörper fest eingespannte, zweiseitig auf die Flügelwände aufgelagerte, oben entweder auf den Auflagerbalken gestützte oder freiliegende Platte behandelt werden, die neben den vom Erddruck hervorgerufenen Biegespannungen auch die von den Flügelwandreaktionen herstammenden, waagrechten, zentralen Zugkräfte und die durch Reibung entstandenen Vertikalkräfte des aktiven Erddruckes und der Auflagerkraft aufzunehmen hat. Zuerst darf man annehmen, daß diese zen-

trischen Beanspruchungen gegenüber der Biegebeanspruchung vernachlässigbar klein sind und es wird eine genauere Bemessungsmethode zu entwickeln sein, die nur die Horizontalkomponente des Erddrucks berücksichtigt.

Als Näherungslösung empfiehlt sich die Anwendung der vereinfachten Methode von H. MARCUS³⁾. Die Widerlagerwandscheibe soll jetzt in lotrechter (y) Richtung als unten in die Gründung fest eingespannt und oben frei beweglich und in waagrechter (x) Richtung als zweiseitig auf die Flügelwände frei aufliegend, doch mit veränderlichen negativen Randmomenten belastet, betrachtet werden. Auf Grund der MARCUSSchen Näherungsmethode lassen sich die Belastungsanteile e_x und e_y von der Gleichsetzung der Durchbiegungen der elementaren lotrechten und waagrechten Plattenstreifen bestimmen (Fig. 3). Hierauf sind die Biegemomente M_y und M_x mit angenäherter Berücksichtigung der Drillungsmomente zu bestimmen.

Von der dreieckförmig verteilten Erddruckbelastung stammt in einem beliebigen Schnitt in Vertikalrichtung

$$\text{das Biegemoment} \quad M_y = -\frac{e_y h^2}{6} \zeta'^3$$

$$\text{und die Durchbiegung} \quad \delta y = \frac{e_y h^4}{120 E J} (4 - 5 \zeta' + \zeta'^5),$$

wo h die Wandhöhe und ζ' den relativen Abstand vom Trägerende bedeutet.

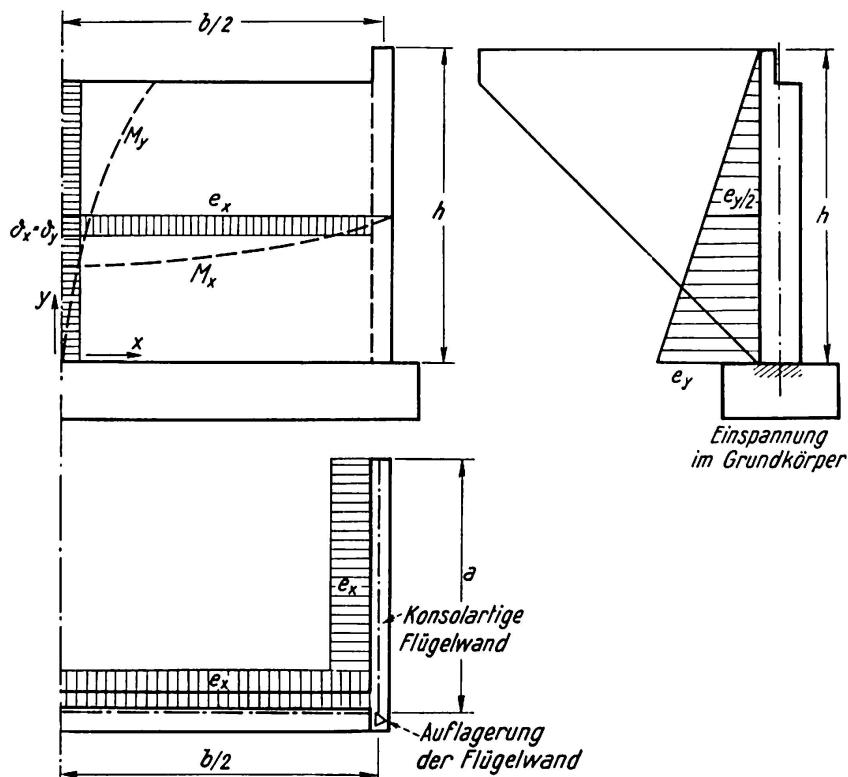


Fig. 3.

³⁾ H. MARCUS: Vereinfachte Berechnung biegsamer Platten (J. Springer 1929).

In der Horizontalrichtung wird das Biegemoment

$$M_x = \frac{e_x b^2}{8} (1 - 4 \alpha^2)$$

und die Durchbiegung $\delta_x = \frac{e_x b^4}{384 E J} (5 - 24 \alpha^2)$,

wo b die Wandbreite und α das Verhältnis $\frac{a}{b}$, d. h. Flügelwandlänge zur Wandbreite bedeutet. Nach Gleichsetzen der Durchbiegungen ($\delta_x = \delta_y$) und mit der Voraussetzung, daß $e = e_x + \frac{e_y}{2}$, erhält man folgende Formeln

$$M_x = (1 - \varphi'_x) e_x \frac{b^2}{8} (1 - 4 \alpha^2), \quad (1)$$

wo $\varphi'_x = \frac{5}{6} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \frac{4,82 h^2}{(5 - 24 \alpha^2) b^4 + 4,82 h^4}$

und $e_x = e \frac{4,82 h^4}{(5 - 24 \alpha^2) b^4 + 4,82 h^4}$.

$$M_y = -\varphi'_y e_y \frac{h^2}{48}, \quad (2)$$

wo $\varphi'_y = \frac{5}{6} \left(\frac{h}{b} \right)^2 \frac{(5 - 24 \alpha^2) b^4}{(5 - 24 \alpha^2) b^4 + 4,82 h^4}$

und $e_y = 2 e \frac{(5 - 24 \alpha^2) b^4}{(5 - 24 \alpha^2) b^4 + 4,82 h^4}$.

Vergleichsrechnungen zeigen, daß die Berücksichtigung der Plattenwirkung und der von den Flügelwänden übernommenen Auflagermomente die Höchstwerte von M_x und M_y bis zu 50% herabsetzen kann.

Trotzdem ist dieses Verfahren noch immer nur als grobe Annäherung zu betrachten, weil es nur auf relativ steife Stahlbetonplatten anwendbar ist. Daneben sind im gegebenen Falle die schon erwähnten horizontalen und vertikalen Normalspannungen auch außer acht gelassen. Eine weitere Verfeinerung der Berechnungsweise wäre aber unzweckmäßig, da die tatsächliche Größe und Verteilung der angreifenden Erddruckkräfte nicht genau erfaßt werden kann. Zu diesem Zweck sind *Modellversuche im Gange*, und zwar mit Stahlblechmodellen von verschiedener Wandstärke und mit verschiedenen Höhen- und Seitenverhältnissen der Stirnwandscheibe. Bisher sind nur die Spannungs- und Verformungsmessungen der zwei ersten Modelle beendet. Ihre Abmessungen und Gestaltung sind in Fig. 4 dargestellt. Für eine theoretische Kontrolle der Meßergebnisse dieser nicht starren Konstruktionen wurde ein neues, genaueres Berechnungsverfahren benötigt, das auf der allgemeinen Plattengleichung:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{K}; \quad \left(\text{wo } K = \frac{E J}{1 - \mu^2} \text{ ist} \right) \quad (3)$$

beruht. Die Widerlagerwandscheibe wurde als Platte betrachtet, die unten in die starre Fußplatte fest eingespannt, oben frei und an den zwei Seiten auf die Flügelwände frei aufgelagert ist. Diese letztere Annahme schien berechtigt zu sein, weil die Verformungen der Flügelwände — wegen ihrer viel größeren Steifigkeit — im Verhältnis zu den Verformungen der Platte vernachlässigbar sind.

Die angreifenden Kräfte wurden in zwei Teile getrennt, und zwar:

1. Wirkung der dreieckförmig verteilten aktiven Erddruckbelastung und
2. Wirkung der von den Flügelwänden an beiden Seitenrändern der Platte übertragenen Zug- und Momentenbeanspruchung (Fig. 5).

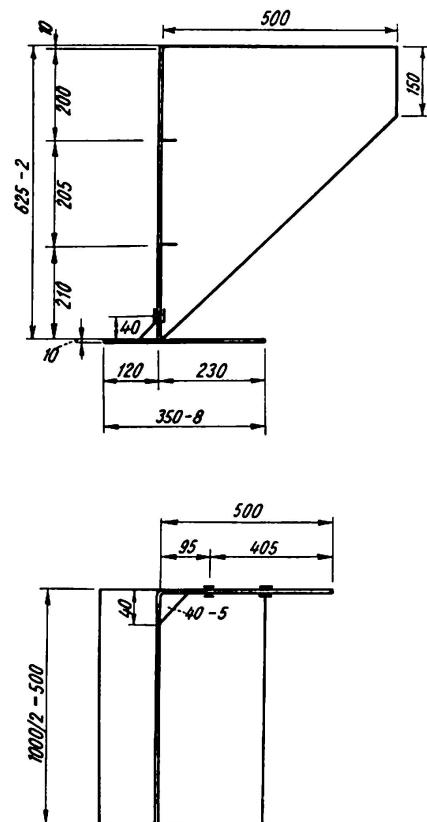


Fig. 4.

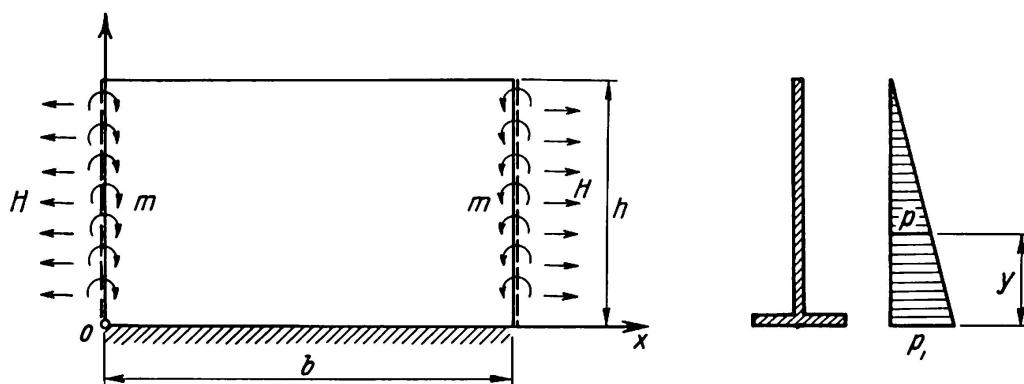


Fig. 5.

Ad 1. Für die dreieckförmig verteilt angenommene Erddruckbelastung ist es gelungen, nach GIRKMANN: *Flächentragwerke*, eine genaue analytische Lösung zu finden. Es gilt:

$$\begin{aligned} m_x &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \\ m_y &= -K \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \\ m_{xy} &= -(1-\mu) K \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \\ q_x &= -K \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right), \\ q_y &= -K \left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right). \end{aligned} \quad (4)$$

Die elastischen Verformungen der Wandscheibe lassen sich aus zwei Teilen zusammensetzen

$$w = w_0 + w_1, \quad (5)$$

wo w_0 die der Flächenbelastung p entsprechenden Verformung der in $x=0$ und $x=b$ frei aufliegenden Platte und w_1 die der an den Rändern belasteten Platte darstellt

$$w_0 = \frac{4b^4}{K\pi^5} p_1 \left(1 - \frac{y}{b} \right) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \sin \alpha_n x, \quad (5a)$$

$$w_1 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\alpha_n^2} (A_n \operatorname{Ch} \alpha_n y + \alpha_n y B_n \operatorname{Sh} \alpha_n y + C_n \operatorname{Sh} \alpha_n y + \alpha_n y D_n \operatorname{Ch} \alpha_n y) \sin \alpha_n x, \quad (5b)$$

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{b} \quad \text{und} \quad n = 1, 3, 5, 7 \dots \infty.$$

Die Konstanten A_n , B_n , C_n und D_n sind aus den verschiedenen Randbedingungen bestimmbar, und zwar

1. An der Stelle $y=0 : w=0$ und $\frac{\partial w}{\partial y}=0$, weil die Platte fest eingespannt ist.

Aus der Bedingung $w=0$ folgt:

$$A_n = -\frac{4p_1}{bK} \frac{1}{\alpha_n^3}. \quad (6)$$

Aus der Bedingung

$$\frac{\partial w}{\partial y} = 0,$$

$$C_n + D_n = \frac{4}{Kb} \frac{p_1}{h} \frac{1}{\alpha_n^4}. \quad (7)$$

Aus der Bedingung

$$y = h: \quad m_y = 0; \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0.$$

Nach Einsetzung der Werte und nach Vereinfachungen erhält man:

$$\begin{aligned} A_n \operatorname{Ch} \alpha_n h + 2 B_n \operatorname{Ch} \alpha_n h + \alpha_n h B_n \operatorname{Sh} \alpha_n h + C_n \operatorname{Sh} \alpha_n h \\ + 2 D_n \operatorname{Sh} \alpha_n h + \alpha_n h D_n \operatorname{Ch} \alpha_n h = 0 \end{aligned} \quad (8)$$

und ferner von Gl. (5)

$$\begin{aligned} \frac{8}{K a} \frac{p_1}{h} \frac{1}{\alpha_n^4} - A_n \operatorname{Sh} \alpha_n b + B_n \operatorname{Sh} \alpha_n b - \alpha_n b B_n \operatorname{Ch} \alpha_n b \\ - C_n \operatorname{Ch} \alpha_n b + D_n \operatorname{Ch} \alpha_n b - \alpha_n b D_n \operatorname{Sh} \alpha_n b = 0. \end{aligned} \quad (9)$$

Aus den Gleichungen (6), (7), (8), (9) erhält man die Werte von A_n , B_n , C_n und D_n , die für alle Werte von n einzeln zu bestimmen sind. Die Genauigkeit der Berechnung wird um so größer, je mehr Glieder berücksichtigt werden.

Ad 2. Für die Bestimmung der Momenten- und Querkraftwerte, die von den an beiden Rändern der Wandscheibe angreifenden Momenten hervorgerufen werden, hat Dipl.-Ing. G. Fazakas eine Näherungsmethode auf Grund der Differenzengleichungen ausgearbeitet. Er hat die Wandscheibe in einem Grundnetz mit 12 gleichen Quadratflächen aufgeteilt. Die Plättengleichung (3) wurde für jeden Netzpunkt angeschrieben und die Randbedingungen mittels Differenzengleichungen entsprechend formuliert. Damit erhielt er so viele Gleichungen wie Unbekannte, so daß sich die Verschiebungen (w) der Netz-

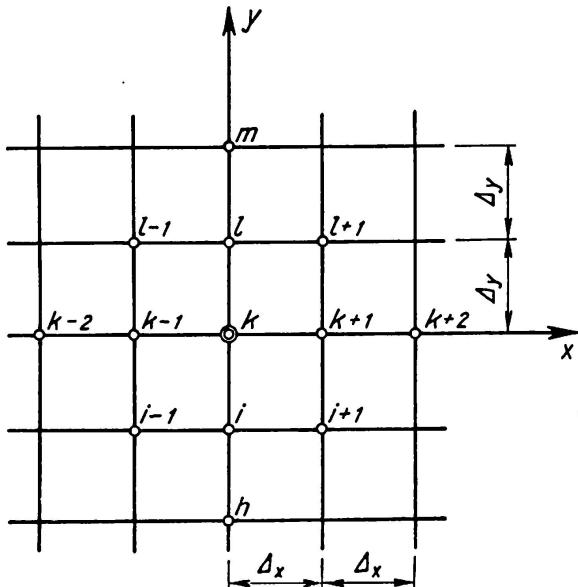


Fig. 6a.

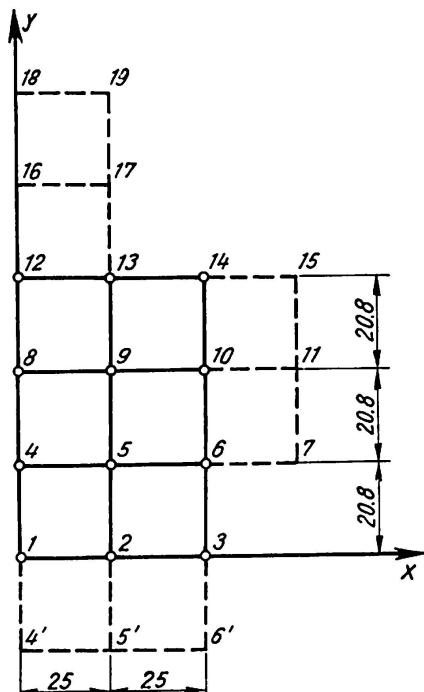


Fig. 6b.

eckpunkte bestimmen ließen. Daraus lassen sich die Momente auf Grund der Gl. (2) bestimmen, wobei man wieder Differenzenquotienten statt Differenzialquotienten benützen mußte.

Die Differenzenquotienten der Plattenverformung w auf einen beliebigen Netzpunkt k bezogen — können mit den Bezeichnungen der Fig. 6 folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned}\frac{\Delta w_k}{\Delta x} &= \frac{w_{k+1} - w_{k-1}}{2 \Delta x}, & \frac{\Delta w_k}{\Delta y} &= \frac{w_l - w_i}{2 \Delta y}, \\ \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta x^2} &= \frac{w_{k+1} - 2w_k + w_{k-1}}{\Delta x^2}, & \frac{\Delta^2 w_k}{\Delta y^2} &= \frac{w_l - 2w_k + w_i}{\Delta y^2}, \\ \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta x^3} &= \frac{w_{k+2} - 2w_{k+1} + 2w_{k-1} - w_{k-2}}{2 \Delta x^3}, \\ \frac{\Delta^3 w_k}{\Delta y^3} &= \frac{w_m - 2w_l + 2w_i - w_h}{2 \Delta y^3}, \\ \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^4} &= \frac{6w_k - 4(w_{k+1} + w_{k-1}) + w_{k+2} - w_{k-2}}{\Delta x^4}, \\ \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta y^4} &= \frac{6w_k - 4(w_l + w_i) + w_m + w_h}{\Delta y^4}, \\ \frac{\Delta^4 w_k}{\Delta x^2 \Delta y^2} &= \frac{4w_k - 2(w_{k+1} + w_{k-1} + w_l + w_i) + w_{i+1} + w_{i-1} + w_{l+1} + w_{l-1}}{\Delta x^2 \Delta y^2}.\end{aligned}$$

Wegen der symmetrischen Belastung wurde beim gegebenen Versuchsträger nur die Hälfte der Platte untersucht und in 6 gleiche Teile aufgeteilt. Die Wirkung der von den Flügelwänden übergebenen Zugkraft wurde — wegen ihrer unbedeutenden Größe — vernachlässigt.

Für die gegebene dreieckförmige Erdbelastung mit $\varphi = 38^\circ$ und $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ wurde bei $h = 62,5 \text{ cm}$ die untere Kantenpressung als $p_1 = 0,253 \text{ t/m}^2$ berechnet und aus der Überlagerung der beiden Lastfälle das in Fig. 7 dargestellte Momentendiagramm erhalten. Die Werte beziehen sich auf 1 cm breite Wandstreifen und sind in kg/cm ausgedrückt.

Es ist noch anzufügen, daß, weil beim Modellversuch auf der Oberfläche der Hinterfüllung eine gleichmäßig verteilte Überlast angebracht wurde, es nötig war, mit einem ähnlichen Rechnungsvorgang die Momente für die daraus entstehende, gleichmäßig verteilte Wandlast zu bestimmen.

Die *Modellversuche* wurden zuerst mit einem Modell von 2 mm Wandstärke ausgeführt, wobei die Horizontal- und Vertikalspannungen und an einigen Stellen auch die schrägen (unter 45°) auf der Innen- und Außenseite sowie die waagrechten Verschiebungen der Wand gemessen wurden (Fig. 8). Als Belastungsmaterial wurde zuerst ganz trockener Kiessand, dann Eisenerz ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 41,5^\circ$) und zuletzt auf der Oberfläche der Kiessandhinterfüllung gelegte Stahlplattenbündel angewendet.

Dann wurden die Versuche am zweiten Modell mit 8 mm Wandstärke

wiederholt, zuerst wieder mit trockenem Kiessand, dann aber wurde statt Eisenerz trockener Hochofenzement als weiteres Belastungsmaterial angewendet.

Die gemessenen Spannungswerte für Kiessandbelastung sind in Fig. 9 dargestellt und mit den berechneten Werten verglichen. Wie ersichtlich, wurde eine befriedigende Übereinstimmung gefunden, was ein Beweis auf die Richtigkeit der Berechnungsweise ist.

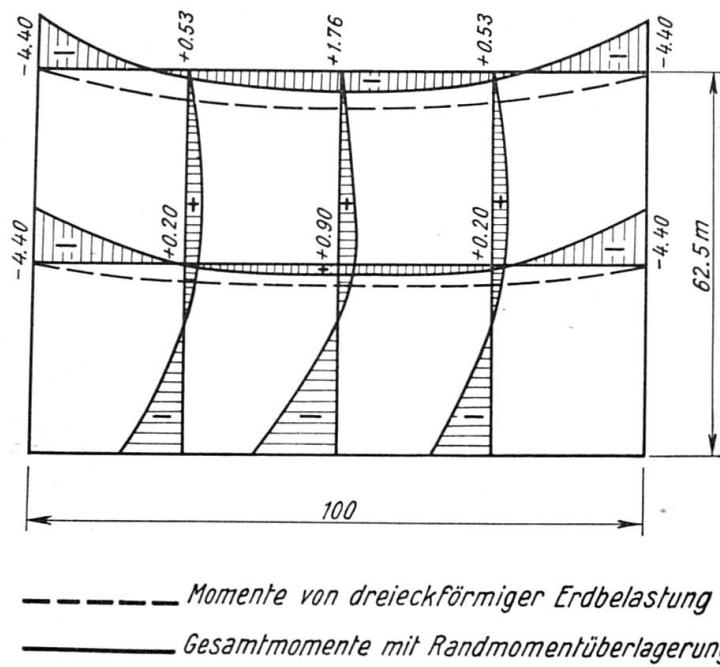


Fig. 7.

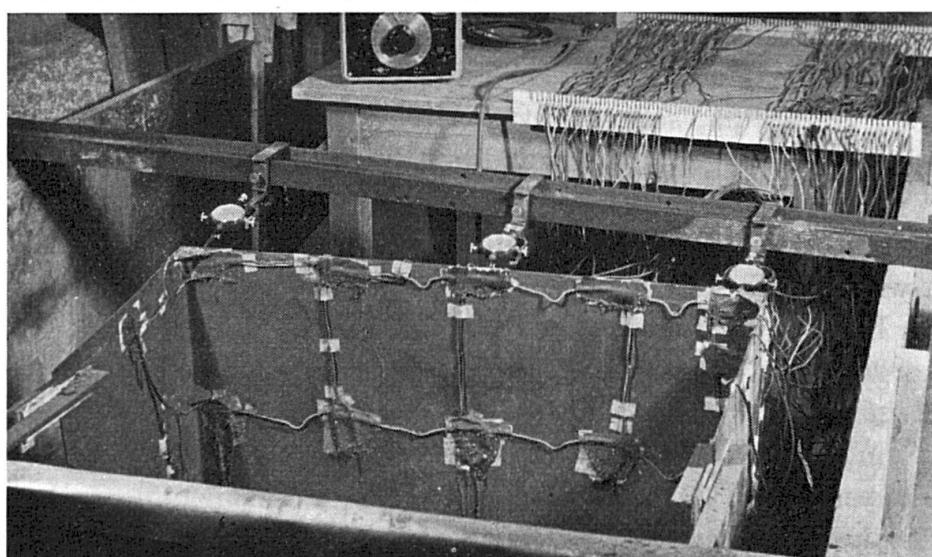


Fig. 8.

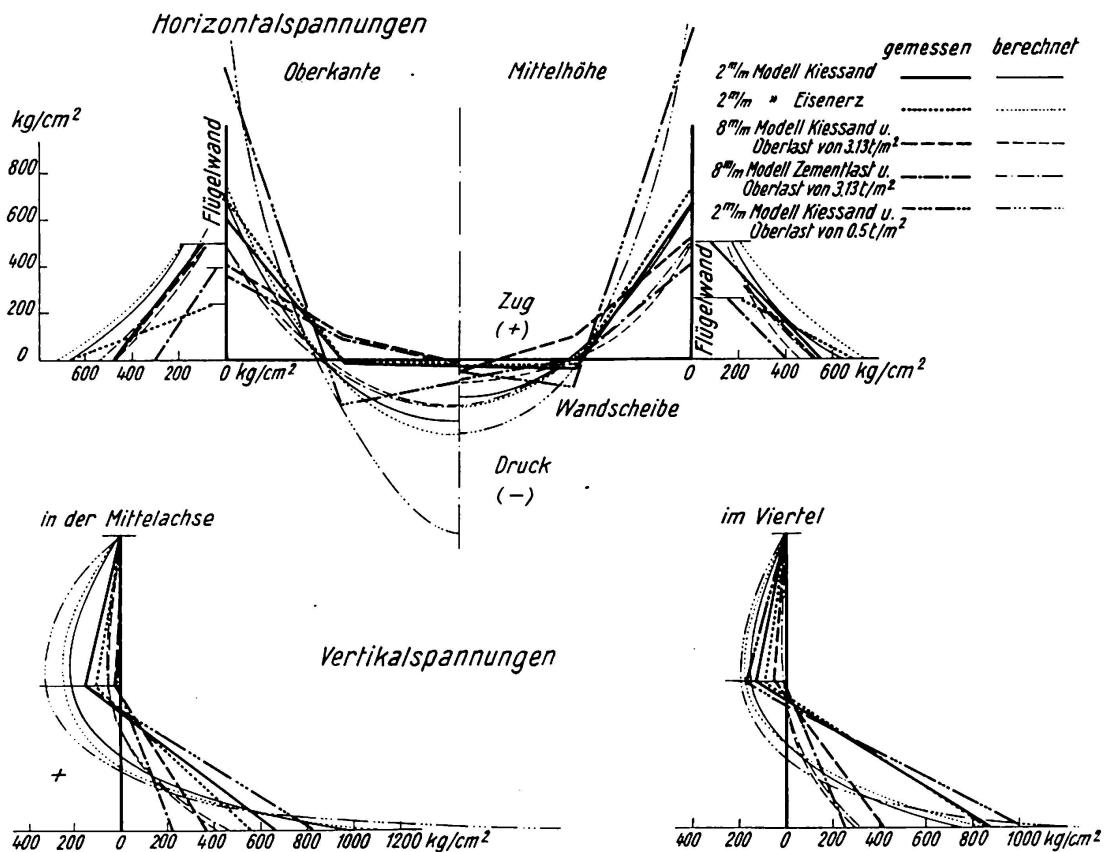


Fig. 9.

3. Genaue Berechnung der Hinterfüllungslasten

Bei der Bemessung der Widerlager- und anschließenden Flügelwände muß beachtet werden, daß der belastende Erdkörper nicht nur von der Widerlagerwand, sondern seitlich zum Teil noch von den zwei Flügelwänden begrenzt ist. Infolgedessen bildet sich der Erddruck höchstwahrscheinlich nicht wie in einem unendlichen Halbraum, sondern etwa ähnlich wie in einem Silo aus. Die zu erwartenden Änderungen in der Erddruckverteilung hängen in erster Linie von der Verformung der Stützwand und vom inneren Reibungswinkel des Belastungsmaterials ab. Die ausgeführten Versuche geben auch Aufschluß darüber, wie günstig und in welchem Maße sich diese Faktoren auf die tatsächlichen Beanspruchungen auswirken können.

Die vorgesehene Versuchsreihe sollte Spannungs- und Verformungsmessungen an 2 mm und 8 mm dicken, 625 mm hohen dünnwandigen Stahlblechmodellen umfassen, und zwar nicht nur solche von 1 m Breite, sondern auch von 0,50 m und 2 m.

Neben diesem Veränderungsbereich soll auch die Belastung mit verschiedenen Materialien ausgeführt werden, und zwar neben dem angewendeten Kiessand mit einem Raumgewicht von $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ und mit einem inneren

Reibungswinkel von $\varphi = 38^\circ$ sind auch Eisenerz ($\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$ und $\varphi = 41^\circ 40'$) und trockener Hochofenzement ($\gamma = 1,19 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 34^\circ$) vorgesehen.

Bisher sind die Versuche mit 1 m breiten Modellen von 2 mm und 8 mm Wandstärke, und zwar bei 2 mm Stärke mit Kiessand und Eisenerz und bei 8 mm Stärke mit Kiessand und Zement ausgeführt worden. Um die Spannungswerte zu erhöhen, wurde die Oberfläche der Kiessandbelastung mit einer aus Stahlplatten bestehenden Überlast bis auf $3,13 \text{ t/m}^2$ belastet.

Die dabei ausgeführten Spannungs- und Verformungsmessungen sind natürlich nicht genügend, um zahlenmäßige und theoretische Schlüsse ziehen zu können, doch weisen sie eindeutig auf einige wichtige Erscheinungen hin, und zwar:

1. Die gemessenen Horizontalspannungen entlang der Widerlagerwandscheibe sind durchaus kleiner als die berechneten Werte, doch die Abweichungen sind an den Rändern vernachlässigbar klein (10%). In der Wandmitte betragen sie 30—50%. Dies ist ein Beweis dafür, daß die Verteilung der Erddrücke in der Horizontalebene nicht konstant, sondern veränderlich ist, und zwar nimmt sie von den Rändern nach der Mitte ab.

2. Die prozentualen Abweichungen in der Mittelhöhe — wo die Flügelwandlänge kleiner ist — sind geringer als am oberen Rande des Widerlagers mit größeren Flügelwandlängen.

3. In absoluten Größen ausgedrückt, ändern sich die gemessenen Spannungswerte nicht im gleichen Verhältnis wie der Erddruckbeiwert: $\lambda_a \gamma$, sondern sie werden mit der Abnahme des inneren Reibungswinkels und des Reibungsbeiwertes (zwischen Belastungsmaterial und Stahlwand) größer. Z. B. das Verhältnis der $\lambda_a \gamma$ -Werte sollte bei der Eisenerzschorterbelastung eine Erhöhung von

$$\frac{\gamma_e \lambda_a^e}{\gamma_k \lambda_a^k} = \frac{2,3 \cdot 0,201}{1,7 \cdot 0,239} = 1,14$$

zur Folge haben gegenüber der Kiessandbelastung. Jedoch sind die Feldbeanspruchungen in der Mittelhöhe gleich und nur an der Oberkante um 15% größer ausgefallen (vgl. Fig. 10). Am 8 mm dicken Modell sollte die Zementbelastung eine Verminderung um

$$\frac{1,19 \cdot 0,283}{1,76 \cdot 0,238} = 0,80$$

hervorrufen. Doch wurde dieses Verhältnis nur bei der Stahlplattenüberlast von $3,13 \text{ t/m}^2$ Größe gefunden. Ohne Überlast war der Unterschied am Feld praktisch 0 und an den Rändern 50%.

4. Die Spannungsmessungen zeigen eindeutig, daß die statische Rolle der mitwirkenden Flügelwände und der unteren Einspannung überwiegen. Demgemäß verschwinden praktisch die Horizontalspannungen in Feldmitte und müssen nur an den Rändern betrachtet werden. Dagegen werden die Vertikal-

spannungen nur bei der unteren Einspannung einen nicht zu vernachlässigenen Wert erreichen, der schon in der Mittelhöhe praktisch null wird. Die gemessenen Werte dieser Vertikalspannungen sind nur 25—50% kleiner als die berechneten, die Horizontalrandspannungen dagegen ungefähr gleich (Fig. 10).

Diese weitere bedeutende Verminderung der Beanspruchungen ist nur dadurch zu erklären, daß die Belastung selbst an den starren und wenig deformierten Stellen sich anhäuft, dagegen an den biegeweichen Stellen abnimmt und somit eine nützliche Entlastung bedeutet.

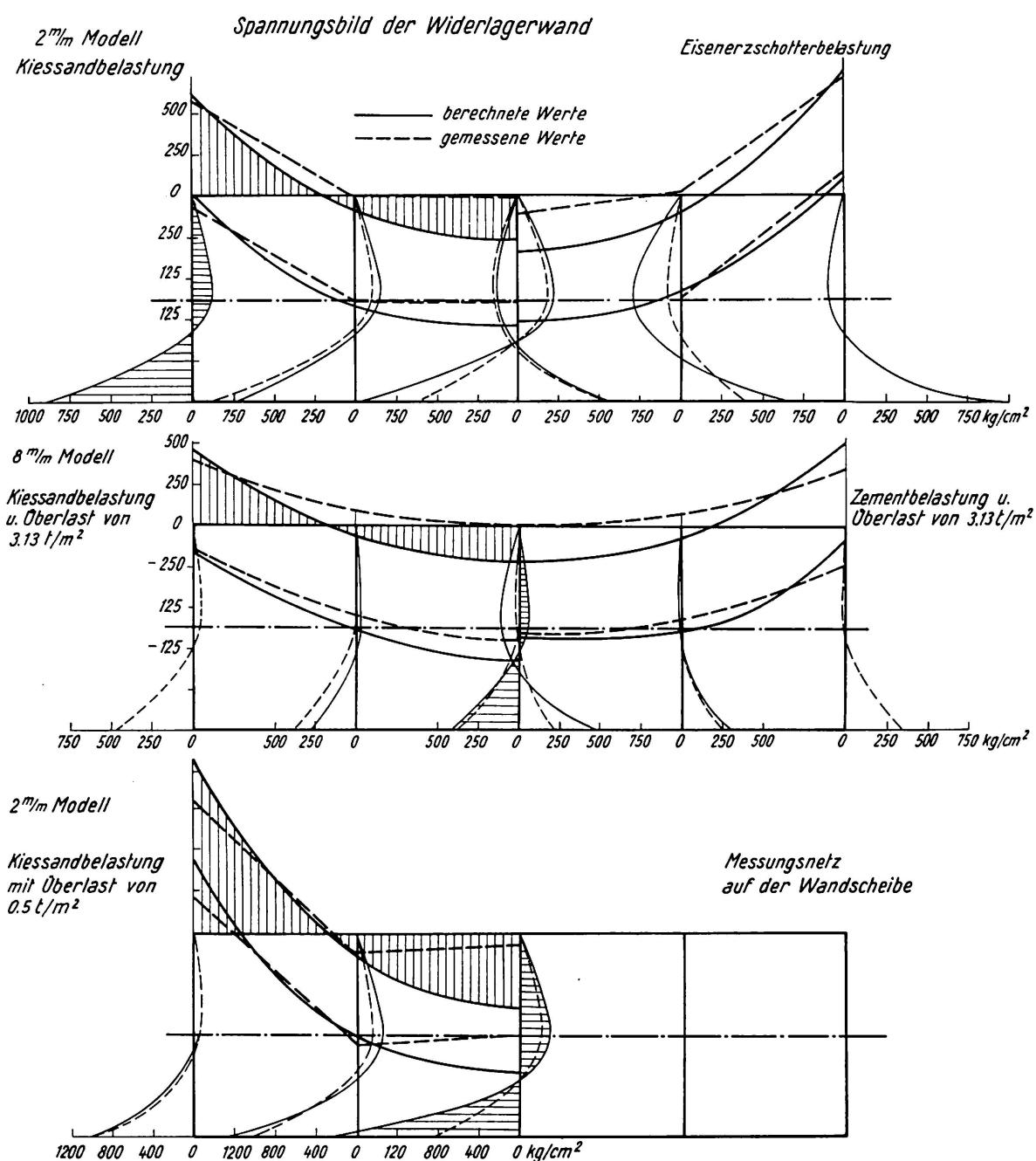


Fig. 10.

5. Bei den angewendeten, verhältnismäßig großen Überlasten (p) darf der davon stammende Horizontaldruck e nicht als einfache Funktion des Erddruckbeiwertes (λ_a) berechnet werden (also $e = p \lambda_a$), sondern soll auch vom Raumgewicht des Hinterfüllungsmaterials (γ), von der relativen Höhe der Stützwand $(\frac{h}{b})$ und von der relativen Länge der Flügelwand $(\frac{a}{b})$ abhängig sein. Dies wurde durch die Spannungsmeßergebnisse der mit $3,13 \text{ t/m}^2$ Überlast erhöhten Zementbelastung bewiesen, da die Meßwerte hier nur ungefähr 60% der berechneten Werte erreicht haben.

Erst die weiteren Versuche können Antwort darauf geben, wie diese Faktoren sich auch rechnerisch erfassen lassen. Der Verfasser möchte seinen aufrichtigen Dank seinen Mitarbeitern: Obering. G. FAZAKAS für die zahlemäßigen Berechnungen und Dipl. Ing. L. MARCZAL für die Spannungsmessungen auch hier zum Ausdruck bringen.

Zusammenfassung

Die Entwicklung der Unterbauten ist im Vergleich zum Oberbau der Brückenkonstruktionen wesentlich zurückgeblieben. Es sind in erster Linie die Widerlager, die auch heute noch sehr unwirtschaftlich ausgebildet werden. Der Verfasser schlägt wirtschaftlichere konstruktive Ausbildungen, genauere Berechnungsmethoden und bessere Annahmen für die tatsächlich auftretenden seitlichen Belastungen vor.

Um eine wirtschaftlichere konstruktive Ausbildung zu erzielen, schlägt der Verfasser vor, die stützende Wirkung der Tragkonstruktion und die Mitwirkung der Flügelwände in Betracht zu ziehen. Die genauere Berechnung der Widerlagerwand muß mit Hilfe der Plattentheorie erfolgen, wofür eine Näherungsmethode auf Grund der Differenzengleichungen hergeleitet wurde. Die tatsächliche Größe der Horizontalbeanspruchungen wird mittels Modellversuchen bestimmt, die noch im Gange sind. Es ist aber schon jetzt feststellbar, daß infolge der Gewölbewirkungen in der Wandmitte eine bedeutende Entlastung auftritt und die maßgebenden Beanspruchungen an den beiden seitlichen Rändern und an der unteren Einspannstelle auftreten. Jedoch bleiben auch sie leicht unter den berechneten Werten.

Summary

In bridge design, the development of the substructures has considerably lagged behind that of the superstructure. It is first and foremost the abutments that are still, at the present time, most uneconomically constructed. The author suggests more economical structural designs, more accurate

methods of calculation and better assumptions regarding the lateral loads that actually occur.

In order to achieve a more economical structural design, the author suggests that the supporting action of the superstructure and the cooperation of the wing walls should be taken into consideration. The more accurate calculation of the abutment wall must be carried out by means of the plate theory, and for this purpose a method of approximation based on difference equations has been derived. The actual magnitude of the horizontal forces is being determined by tests on models, which are still in progress. However, it has already been established that, owing to the arching effects, a considerable relieving of the load takes place in the centre of the wall, and the determinative stresses occur at the two lateral edges and the bottom end of support. Nevertheless, they also remain slightly below the calculated values.

Résumé

L'évolution des infrastructures est restée notablement en arrière par rapport à celle des superstructures des ponts. Ceci concerne en premier lieu les culées, qui, même aujourd'hui, sont restées de conception fort peu économique. L'auteur propose des dispositions constructives plus économiques, des méthodes plus précises de calcul et des hypothèses améliorées pour tenir compte des charges latérales qui se manifestent effectivement.

Pour aboutir à une construction plus économique, l'auteur propose de faire intervenir l'effet d'appui du système porteur et le concours des murs en aile. Le calcul plus précis de la paroi de la culée doit être effectué à l'aide de la théorie des plaques; à cet effet, l'auteur établit une méthode approchée basée sur les équations aux différences. La valeur effective des sollicitations horizontales est déterminée à l'aide d'essais sur modèles, actuellement en cours. On constate déjà que, par suite des effets de voûte, il intervient une importante décharge dans le milieu de la paroi, et les contraintes majeures se manifestent sur les deux bords latéraux et sur l'encastrement inférieur. Elles restent néanmoins légèrement au-dessous des valeurs calculées.