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

Band: 6 (1960)

Teilband: Final report

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: 25.01.2026

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

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES PONTS ET CHARPENTES
INTERNATIONALE VEREINIGUNG FÜR BRÜCKENBAU UND HOCHBAU
INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING

SIXIÈME CONGRÈS
SECHSTER KONGRESS
SIXTH CONGRESS

STOCKHOLM

27 JUIN—1ER JUILLET 1960

RAPPORT FINAL
SCHLUSSBERICHT
FINAL REPORT

1961

PUBLIÉ PAR LE SECRÉTARIAT GÉNÉRAL À ZURICH
HERAUSGEGEBEN VOM GENERALSEKRETARIAT IN ZÜRICH
PUBLISHED BY THE GENERAL SECRETARIAT IN ZURICH

Editeur - Verleger - Publisher

Association Internationale des Ponts et Charpentes, Ecole polytechnique fédérale, Zurich

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich

International Association for Bridge and Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

En commission pour la vente en librairie
Kommissionsverlag für den Buchhandel - Copies for sale at

Verlag Leemann Zürich

Printed in Switzerland

Préface

Le «Rapport Final» du 6e Congrès de l'AIPC, qui a eu lieu du 27 juin au 1er juillet 1960 à Stockholm, contient la majeure partie des communications présentées lors des séances de travail; ces contributions sont groupées selon les thèmes traités. Afin d'alléger ce rapport, une partie des contributions a été publiée, avec l'assentiment de leurs auteurs et des Conseillers techniques de l'AIPC, dans les «Mémoires» de l'AIPC et le «Bulletin» N° 19/20. Dans le présent «Rapport Final», ces contributions sont indiquées avec leur titre et le nom des auteurs sous la rubrique des séances de travail correspondantes.

Le «Rapport Final» contient en outre, pour chacun des six thèmes traités, un compte rendu succinct du Rapporteur général, qui analyse les contributions présentées lors du Congrès et donne un aperçu général sur l'état actuel des problèmes traités. Ces comptes rendus remplacent les conclusions publiées lors des Congrès précédents.

Le «Bulletin» N° 19/20 contient un rapport relatif au déroulement du Congrès de Stockholm.

La collaboration du Secrétariat Général au «Rapport Final» s'est limitée, en principe, à une présentation aussi objective et homogène que possible des contributions. Celles-ci sont publiées dans leur langue originale et suivies d'un résumé dans les trois langues officielles de l'Association.

Le Président et les deux Secrétaires Généraux, chargés de l'organisation de la partie scientifique du 6e Congrès, remercient chaleureusement les nombreux membres de l'Association qui ont apporté leur précieuse collaboration, et tout particulièrement les présidents des séances de travail, les auteurs des communications et les participants à la discussion.

Les sous-signés sont heureux de saisir cette occasion pour exprimer ici leur très cordiale gratitude pour la magnifique hospitalité dont l'AIPC a été l'objet en Suède. Notre Association a été très honorée par le geste de Sa Majesté le Roi Gustave VI Adolphe de Suède qui a accepté de placer le Congrès sous son haut patronage, par la présence de Monsieur le Ministre des Transports G. Skoglund, représentant le Gouvernement Suédois et membre du Comité d'Honneur, ainsi que par la participation au Congrès des Représentants du Ministère des Transports, de la ville de Stockholm, des Autorités et autres organisations officielles.

L'Association remercie également les différentes commissions, particulièrement le Comité d'Honneur, le Comité d'Organisation et le Groupe suédois de l'AIPC.

Les remerciements de l'AIPC s'adressent tout spécialement au Président du Groupe Suédois et du Comité d'Organisation, Monsieur le Directeur Général K. G. Hjort, et à ses collaborateurs, particulièrement Monsieur le Professeur G. Wästlund et Monsieur le Byrådirektör S. Brodin ainsi que Madame A. L. Laurell qui, grâce à leur travail inlassable, contribuèrent largement à assurer le succès de ce Congrès. L'Association désire exprimer ici ses remerciements aux promoteurs du Symposium sur les fondations sur pieux, en particulier à Monsieur Lyckeberg qui en assurait la présidence et à Monsieur le Professeur Allan Bergfelt pour son précieux travail lors de la préparation du Symposium et la rédaction de la publication spéciale.

Ce beau Congrès, très intéressant du point de vue scientifique, fut une pleine réussite. Il restera une étape importante dans l'histoire de l'AIPC et aura largement contribué à son développement.

Zurich, août 1961.

Le président de l'AIPC:

Dr sc. techn. F. Stüssi

Professeur à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

Les secrétaires généraux:

Dr Pierre Dubas

Professeur à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

Dr Bruno Thürlimann

Professeur à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

Vorwort

Der «Schlußbericht» über den 6. Kongreß der IVBH in Stockholm vom 27. Juni bis 1. Juli 1960 enthält den größten Teil der an den Arbeitssitzungen vorgelegten Beiträge, gruppiert nach den behandelten Einzelfragen; um den «Schlußbericht» zu entlasten, wurde jedoch eine Reihe von Arbeiten im Einverständnis mit den Verfassern und den Technischen Beratern der IVBH in den «Abhandlungen» der IVBH und in Nr. 19/20 der «Mitteilungen» der IVBH veröffentlicht. Im vorliegenden Band werden diese Beiträge durch Angabe von Titel und Namen des Verfassers in den entsprechenden Arbeitssitzungen erwähnt.

Ferner enthält der «Schlußbericht» für jedes der sechs behandelten Themen ein zusammenfassendes Referat der Generalberichterstatter, das die am Kongreß vorgetragenen Beiträge bespricht und das einen allgemeinen Überblick über den heutigen Stand der entsprechenden Probleme gibt. Diese Referate ersetzen die an den früheren Kongressen veröffentlichten Schlußfolgerungen.

Ein Bericht über den Verlauf des Kongresses ist in den «Mitteilungen» Nr. 19/20 enthalten.

Die Mitarbeit des Generalsekretariates beim «Schlußbericht» beschränkte sich grundsätzlich auf die sachliche und soweit als möglich einheitliche Darstellung der Diskussionsbeiträge. Diese sind in der Originalsprache mit einer Zusammenfassung in den drei offiziellen Sprachen der Vereinigung veröffentlicht.

Der Präsident und die beiden Generalsekretäre, die mit der Organisation des wissenschaftlichen Teiles des sechsten Kongresses beauftragt waren, danken den zahlreichen Mitgliedern, die am Kongreß aktiv mitgewirkt haben, vor allem den Präsidenten, die die Arbeitssitzungen leiteten, den Referenten und den Diskussionsrednern.

Es ist den Unterzeichneten ein ganz besonderes Bedürfnis, auch an dieser Stelle für die der IVBH in Schweden erwiesene großzügige Gastfreundschaft aufs herzlichste zu danken. Es war für unsere Vereinigung eine große Ehre, daß seine Majestät König Gustav VI. Adolf von Schweden das hohe Patronat über den Kongreß übernommen hatte und daß sich die schwedische Regierung durch Herrn Verkehrsminister G. Skoglund, Mitglied des Ehrenausschusses, vertreten ließ sowie auch, daß Vertreter des Verkehrsministeriums, der Stadt

Stockholm und von Behörden und weiteren offiziellen Organisationen am Kongreß teilnahmen.

Nicht minder herzlich ist der Dank der Vereinigung an die den Kongreß betreuenden Kommissionen in Schweden, nämlich an das Ehrenkomitee, den Organisationsausschuß und die schwedische Gruppe der IVBH.

Ganz besonderer Dank gebührt dem Präsidenten der schwedischen Gruppe und des schwedischen Organisationsausschusses, Herrn Generaldirektor Hjort, der zusammen mit seinen Mitarbeitern, vor allem den Herren Prof. G. Wästlund und Byrådirektör S. Brodin sowie Frau A. L. Laurell, unermüdlich und mit großem Geschick seine ganze Arbeitskraft einsetzte, um dem Kongreß den Erfolg zu sichern. Auch sei hier den Initianten des Symposiums über Pfahlgründungen, insbesondere Herrn Lyckeberg, der den Vorsitz führte, und Herrn Prof. Allan Bergfelt für seine wertvolle Arbeit bei der Vorbereitung des Symposiums und bei der Redaktion der Sonderveröffentlichung herzlichst gedankt.

Der wissenschaftlich interessante und schöne Kongreß, der bei den Teilnehmern großen Anklang gefunden hat, bildet einen weiteren Markstein in der Geschichte der IVBH und hat zur Förderung ihrer Ziele bestimmt Wesentliches beigetragen.

Zürich, August 1961.

Der Präsident der IVBH:

Dr. sc. techn. F. Stüssi

Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich

Die Generalsekretäre:

Dr. Pierre Dubas

Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich

Dr. Bruno Thürlimann

Professor an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich

Preface

The "Final Report" of the 6th Congress of the IABSE, which was held in Stockholm from 27th June to 1st July 1960, contains the majority of the papers presented during the working sessions; these contributions are arranged in groups according to the themes with which they deal. In order to reduce the volume of this report, some of these papers were published, with the consent of their authors and of the technical advisers of the IABSE, in the "Publications" of the IABSE and in "Bulletin" No. 19/20. In the present "Final Report", these contributions are indicated, with their title and the names of the authors, under the heading of the corresponding working sessions.

In addition, the "Final Report" contains, for each of the six themes discussed, a brief report by the General Reporting Member, which provides an abstract of the papers presented at the Congress and gives a general survey of the present state of the problems discussed. These reports take the place of the conclusions published after previous Congresses.

"Bulletin" No. 19/20 contains a report dealing with proceedings at the Stockholm Congress.

The collaboration of the General Secretariat in the "Final Report" was confined, for the most part, to a presentation, as objective and uniform as possible, of the papers, which are presented in their original language and are followed by a summary in the three official languages of the Association.

The President and the two General Secretaries, responsible for the scientific part of the 6th Congress, wish to thank most warmly the many members of the Association who afforded them their valuable collaboration, and more especially the chairmen of the working sessions, the authors of the papers and those who took part in the discussions.

It is with great pleasure that the undersigned take advantage of this opportunity in order to express their most grateful thanks for the lavish hospitality which the IABSE received in Sweden. Our Association was greatly honoured by the gesture of His Majesty King Gustave VI Adolphus of Sweden, who graciously permitted the Congress to be placed under his distinguished patronage, by the presence of the Minister of Transport, Mr. G. Skoglund, representing the Swedish government and a member of the Committee of Honour, and also by the participation in the Congress of representatives of

the Ministry of Transport, the City of Stockholm, the administrative authorities and other official bodies.

The Association also wishes to thank the various Committees, particularly the Committee of Honour, the Organising Committee and the Swedish group of the IABSE.

The thanks of the IABSE are especially due to the Chairman of the Swedish group and of the Organising Committee, the Director General, Mr. K. G. Hjort, and to his collaborators, particularly Professor G. Wästlund and Mr. S. Brodin, Byrådirektor, as well as to Mrs. A. L. Laurell who, by their unflagging efforts, contributed greatly to the success of the Congress. The Association wishes to express its thanks to the originators of the Symposium on foundations on piles, in particular to Mr. Lyckeberg who acted as chairman and to Professor Allan Bergfelt for his valuable work during the preparation of the Symposium and the editing of the special publication.

This brilliant Congress, of great interest from the scientific point of view, was outstandingly successfull. It will remain an important stage in the history of the IABSE and has made a considerable contribution to its development.

Zurich, August 1961.

The President:

Dr. sc. techn. F. Stüssi

Professor at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

The General Secretaries:

Dr. Pierre Dubas

Professor at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

Dr. Bruno Thürlimann

Professor at the Swiss Federal Institute of Technology, Zurich

Table des matières - Inhaltsverzeichnis - Table of Contents

Questions générales
Allgemeine Fragen
General Questions

I Bases du dimensionnement
Grundlagen der Bemessung
Basis of Structural Design

F. Stüssi, Schweiz
Generalbericht 1
General Report 9
Rapport général 16

Ia Les propriétés des matériaux
Die maßgebenden Festigkeitseigenschaften der Baustoffe
Properties of Materials

Ia 1 J. Michalos, G. G. Kubo, Ch. Birnstiel, U.S.A. . . . . English 23
Essais de laboratoire en vraie grandeur sur un pont en aluminium
Laboratoriumsversuche an einer Aluminiumbrücke in voller Größe
Laboratory Testing of Full-size Aluminum Bridge

Ia 2 A. M. Freudenthal, U.S.A. . . . . English 37
Calcul de la résistance à la fatigue des ouvrages métalliques
Ermüdungsberechnung und Dauerfestigkeit von Metallbauten
Fatigue Design and Endurance of Metal Structures

Ia 3 M. Davin, France . . . . . Français 43
L'exploitation des séries de petite taille en résistance des matériaux
Die Interpretation der kleinen Serien in der Festigkeitslehre
The Interpretation of Small-sized Series in Strength of Materials

Ia 4 D. H. Lee, Great Britain . . . . . English 51
Discussion: Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé chargées par l'intermédiaire de traverses (J. Taub, A. M. Neville, Ia 6)
Diskussion: Die Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken mit Lastübertragung mittels Querbalken (J. Taub, A. M. Neville, Ia 6)
Discussion: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Loaded Through Framed-in Cross-Beams (J. Taub, A. M. Neville, Ia 6)

Ib Développement des méthodes de calcul
Entwicklung der Berechnungsmethoden
Development of Methods of Calculation

Ib 1 B. Gilg, Schweiz . . . . . Deutsch 53

Méthode numérique pour le calcul de problèmes statiques
Numerische Methode zur Berechnung statischer Probleme
Numerical Method for Solving Statical Problems

Ib 2 W. A. Nash, F. H. Ho, U.S.A. . . . . English 61

Calcul des flèches finies d'une plaque circulaire encastrée sur fondation élastique
Endliche Durchbiegungen einer eingespannten Kreisplatte auf einer elastischen Fundation
Finite Deflections of a Clamped Circular Plate on an Elastic Foundation

Ib 3 V. Koloušek, Czecho-Slovakia . . . . . English 73

Vibrations des ouvrages continus formés d'éléments identiques
Dynamische Lösung der durchlaufenden Systeme mit sich wiederholenden Elementen
Dynamics of Continuous Structures with Repeated Elements

Ib 4 A. Mehmel, Deutschland . . . . . Deutsch 87

Calcul des contraintes et des déformations dans une voûte cylindrique mince, à l'aide d'une calculatrice digitale électronique
Berechnung von Kreiszylinder-Dachschalenkonstruktionen mit Hilfe von elektronischen Rechenautomaten
Calculation of the Stresses and Deformations in a Thin Cylindrical Shell Roof by Means of a Digital Computer

Ib 5 Ch. Massonnet, M. Save, G. Mazy, G. Tibaux, Belgique . . . Français 95

Application des machines à calculer électroniques à la solution du problème aux tensions de l'élasticité plane
Verwendung von elektronischen Rechengeräten zur Lösung des ebenen Spannungsproblems der Elastizitätstheorie
Application of Electronic Computers to the Solution of the Stress-Problem of Plane Elasticity

Ib 6 A. Berio, M. Brozzu, C. Vivanet, Italie . . . . . Français 105

Résultats des essais sur maquette d'un pont en arc encastré
Ergebnisse der Modelluntersuchungen einer eingespannten Bogenbrücke
Results of Tests on a Model of a Clamped Arch Bridge

Ib 7 W. Olszak, Poland . . . . . English 111

Etats élasto-plastiques et état limite des constructions de ponts non-homogènes, en particulier de ponts voûtés
Elastisch-plastische Zustände und Grenztragvermögen von nichthomogenen Brückenkonstruktionen, insbesondere Bogenscheibenbrücken
Elastic-Plastic and Limit Analysis of Non-Homogeneous Arched Bridge Structures

Ib 8 Ch. Massonnet, P. Moenaert, Belgique . . . . . Français 117
Compléments relatifs aux poutres armées d'aciers écrouis
Ergänzungen betreffend Träger mit einer Bewehrung aus gerecktem Stahl
Further Information Relating to Girders Reinforced with Cold-Rolled Steel

Ib 9 W. Wierzbicki, Poland. . . . . English 121
Application de la méthode semi-probabiliste aux constructions en béton armé
Bemerkung zur Anwendung einer teilweise auf Wahrscheinlichkeitsrechnung beruhenden Methode auf die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen
Application of the Semi-probabilistic Method to Reinforced Concrete Structures

Construction métallique
Stahlbau
Metal Structures

II Nouveau développement des moyens d'assemblage dans la construction métallique
Neuere Entwicklungen der Verbindungsmittel im Stahlbau
New Developments of Connections in Metal Structures

P. Dubas, Suisse
Rapport général 127
Generalbericht. 133
General Report 138

IIa Soudure
Schweißung
Welding

IIa 1 F. Faltus, Tschechoslowakei . . . . . Deutsch 145
Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par des cisaillements
Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Scher- und Normalkräften beansprucht werden
Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Longitudinal Stresses and to Shear

IIa 2 F. Faltus, Tschechoslowakei . . . . . Deutsch 149
Discussion: Economie et qualité dans la fabrication des ponts métalliques soudés (D. C. C. Dixon, IIa 4) — Contrôles de qualité dans la construction des ponts métalliques soudés (J. D. Thompson, IIa 6)
Diskussion: Die Wirtschaftlichkeit der Ausführungsqualität bei geschweißten Stahlbrücken (D. C. C. Dixon, IIa 4) — Qualitätskontrolle bei der Herstellung von geschweißten Stahlbrücken (J. D. Thompson, IIa 6)
Discussion: The Economics of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges (D. C. C. Dixon, IIa 4) — Control of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges (J. D. Thompson, IIa 6)

IIa 3 H. Louis, P. Guiaux, Belgique . . . . . Français 153
Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par cisaillement
Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Schub- und Längsspannungen beansprucht werden
Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Longitudinal and Shearing Stresses

IIb Boulons précontraints à haute résistance
Hochfeste Schrauben
Prestressed High-Strength Bolts

IIb 1 H. Beer, Österreich . . . . . Deutsch 157
Quelques aspects de l'application des boulons à haute résistance
Einige Gesichtspunkte zur Anwendung hochfester, vorgespannter Schrauben
Some Aspects of the Use of High Tensile Bolts in Metallic Structures

IIb 2 O. Steinhardt, Deutschland . . . . . Deutsch 173
Quelques aspects dans l'emploi des boulons à haute résistance
Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau
Some Remarks About the Application of High-tensile Prestressed Bolts in Steel Construction

IIb 3 B. Thürlimann, Switzerland . . . . . English 191
Essais de traction statique sur des assemblages compacts par boulons à haute résistance
Statische Zugversuche an kompakten Verbindungen mit hochfesten Schrauben
Research on Large Compact Joints with High Strength Steel Bolts

III Ossature métallique
Stahlskelettbauweise
Steel Skeleton

G. Winter, U.S.A.
General Report 203
Rapport général 212
Generalbericht 221

IIIa Calcul, dimensionnement et réalisation
Berechnung, Bemessung und Ausbildung
Design and Execution

IIIa 1 J. E. Goldberg, U.S.A. . . . . English 231
Sur le flambage latéral des portiques étagés multiples munis de contreventements (shear bracing)
Über das seitliche Ausknicken eines mehrstöckigen Gebäudes mit Windverbänden (shear bracing)
On the Lateral Buckling of Multi-Story Building Frames with Shear Bracing

IIIa 2 H. Beck, Deutschland . . . . . Deutsch 241
L'influence des déformations dues aux efforts axiaux dans l'étude des portiques étagés multiples
Über den Einfluß der Normalkraftverformungen bei Stockwerkrahmen
The Effect of the Deformations Due to Axial Forces in the Design of Multi-Storey Portal Frames

IIIa 3 L. C. Maugh, U.S.A. . . . . English 247
Commentaires sur l'utilisation d'attaches semi-rigides dans les ossatures métalliques
Einige Bemerkungen zu halbsteifen Verbindungen bei Stahlrahmen
Comments on Semi-rigid Connections in Steel Frames

IIIa 4 C. F. Kollbrunner, Schweiz . . . . . Deutsch 255
Appréciation de la sécurité des ouvrages métalliques contre l'incendie
Beurteilung der Feuersicherheit von Stahlhochbauten
Evaluation of the Fire Resistance of Steel Structures

IIIa 5 D. H. Lee, Great Britain . . . . . English 261
Remarques concernant le thème IIIa
Diskussionsbeitrag zu Thema IIIa
Discussion on Theme IIIa

IIIa 6 D. H. Lee, Great Britain . . . . . English 263
Discussion: Deux problèmes relatifs à l'étude des portiques étagés multiples (Pierre Dubas, IIIa 2)
Diskussion: Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen (Pierre Dubas, IIIa 2)
Discussion: Two Problems Relating to the Design of Framed Tier Buildings (Pierre Dubas, IIIa 2)

IIIb Dalles et parois planes
Decken und Wände
Slabs and Walls

IIIb 1 A. Schmid, France . . . . . Français 265
Procédés modernes dans les ossatures métalliques
Moderne Verfahren im Stahlskelettbau
Modern Procedure in Steel Skeletons

IIIc Procédés de montage et sécurité du personnel
Montage und Unfallverhütung
Erection and Safety of the Workmen

IIIc 1 A. Schmid, France . . . . . Français 269
La sécurité dans le montage des immeubles hauts
Die Sicherheit bei der Montage von hohen Gebäuden (10 bis 12 Stöcke)
Safety During the Erection of Tall Buildings (10 to 12 Stories)

IIIc 2 W. G. Rapp, U.S.A. . . . . English 275
Méthodes de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples
Montage-Verfahren bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl
Erection and Accident Prevention on Tier Buildings

Discussion libre
Freie Diskussion
Free Discussion

J. F. Böhmer, Sweden . . . . . English 281
Renforcement d'une colonne métallique, sollicitée par des contraintes initiales (σ_0), à l'aide d'un acier de résistance plus élevée
Verstärkung einer durch eine Grundspannung (σ_0) beanspruchten Stahlstütze mit einem Stahl höherer Festigkeit
Strengthening a Steel Column with Initial Stress (σ_0) by Means of Steel of a Superior Grade

F. Stüssi, Schweiz . . . . . Deutsch 287
Sur la méthode de l'équilibre plastique
Zum Traglastverfahren
On the Plastic Design

Ch. Massonnet, Belgique . . . . . Français 293
Nouvelles règles pour le calcul en plasticité des ossatures en acier doux en Belgique
Einführung von Normen für die plastische Berechnung von Stahlstabwerken in Belgien
New Belgian Standards for Plastic Design in Steel Frameworks

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

IV Développements nouveaux dans la construction des ponts
Neue Entwicklungen im Brückenbau
New Developments in Bridge Building

H. Louis, Belgique
Rapport général 297
Generalbericht 306
General Report 315

IV a Progrès et échecs dans la construction
Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion
Progress and Failures in Bridge Building

IV a 1 J. W. Baxter, E. M. Birkett, E. W. H. Gifford, Great Britain English 325
Le pont des «Narrows», Perth, Australie occidentale
Die Narrows-Brücke über den Schwan-Fluß, Perth, West-Australien
The Narrows Bridge over the Swan River, Perth, Western Australia

IVa 2 B. Žeželj, Yougoslavie . . . . . Français 335

Développements nouveaux dans la construction des ponts en Yougoslavie
Neue Entwicklungen im Brückenbau in Jugoslawien
New Developments in Bridge Building in Yugoslavia

IVa 3 U. Finsterwalder, Deutschland . . . . . Deutsch 345

Développements dans la construction des ponts en béton
Entwicklungen im Massivbrückenbau
Developments in the Construction of Concrete Bridges

IVa 4 V. Smitka, Tschechoslowakei . . . . . Deutsch 355

Nouveaux éléments dans la construction des ponts en Tchécoslovaquie
Neue Elemente im Brückenbau in der Tschechoslowakei
New Factors in the Construction of Bridges in Czechoslovakia

IVa 5 U. Müllersdorf, Schweden. . . . . Deutsch 361

Deux ponts composés de poutres préfabriquées
Zwei Brücken aus vorgefertigten Elementen
Two Bridges Composed of Prefabricated Beams

IVa 6 G. Evgrafoff, URSS . . . . . Français 369

Méthode de calcul des ponts, basée sur les états limites
Eine Berechnungsmethode für Brücken auf der Grundlage des Grenztragvermögens
Method for the Calculation of Bridges Based on Limiting States

IVb La sécurité
Sicherheit
Safety

IVb 1 P. W. Abeles, Great Britain . . . . . English 377

Ponts en béton précontraint. Effet cumulatif et domaine des sollicitations à la fatigue
Spannbetonbrücken. Kumulativer Effekt und Bereich bei Ermüdungsbelastung
Prestressed Concrete Bridges. Cumulative Effect and Range of Fatigue Loading

Discussion libre
Freie Diskussion
Free Discussion

H. Wittfoht, Deutschland . . . . . Deutsch 385

Le nouveau pont autoroute sur le Main près de Bettingen
Die neue Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen
The New Motor Road Bridge Across the Main Near Bettingen

V Structures composées préfabriquées
Bauweise aus Fertigteilen
Prefabricated Structures

G. WÄSTLUND, Schweden
General Report 391
Rapport général 393
Generalbericht 396

Va Moyens d'assemblage
Verbindungsmittel
Connection Methods

Va 1 D. McHENRY, A. H. MATTOCK, U.S.A. . . . . English 399

Développements dans la réalisation de la continuité dans des ouvrages préfabriqués en béton précontraint
Herstellung der Durchlaufwirkung in vorfabrizierten, vorgespannten Bauwerken
Development of Continuity in Precast Prestressed Construction

Va 2 D. H. NEW, Great Britain . . . . . English 413

Discussion: Assemblages des éléments dans les constructions composées préfabriquées (C. F. Casado, L. H. Goñi, Va 1)
Diskussion: Verbindung der Konstruktionsteile bei zusammengesetzten vorfabrizierten Bauten (C. F. Casado, L. H. Goñi, Va 1)
Discussion: The Joining of Structural Members in Composite Prefabricated Structures (C. F. Casado, L. H. Goñi, Va 1)

Vb Redistribution due au fluage des efforts intérieurs
Kräfteumlagerung durch Kriechen
Redistribution of Stresses Due to Creep

Vb 1 J. N. DISTEFANO, Italia . . . . . English 417

Redistribution due au fluage des contraintes dans une poutre sur appui continu
Kräfteumlagerungen in einem Balken auf durchgehender Bettung infolge Kriechen
Redistribution of Stresses in a Continuously Supported Beam, Due to Creep

Discussion libre
Freie Diskussion
Free Discussion

C. F. CASADO, Espagne . . . . . Français 429

Réponse à la communication de M. New
Antwort auf die Mitteilung von Mr. New
Reply to the Communication of Mr. New

H. Zeidler, Deutschland . . . . . Deutsch 431

Montage des éléments préfabriqués en béton armé dans les immeubles à étages
Montage von Stahlbetonfertigteilen in Geschoßbauten
Mounting of Pre-Cast Reinforced Concrete Structural Units in Multy-storey Buildings

E. Lewicki, Deutschland . . . . . Deutsch 435

Assemblage au montage d'éléments préfabriqués en béton armé
Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise
Assembly on Erection of Precast Units of Reinforced Concrete

Contributions libres sur des développements nouveaux importants
Freie Beiträge zu wichtigen neuen Entwicklungen
Free Contributions to Important New Developments

VI Progrès importants de l'art de l'ingénieur. Constructions mixtes
Bedeutende Fortschritte der Baukunst. Verbundbauten
Important Progress in Bridge and Constructional Engineering. Composite Structures

O. A. Kerensky, Great Britain

General Report 439
Rapport général 443
Generalbericht 447

VI 1 B. Bergvall, G. Wästlund, Sweden . . . . . English 451

Essais de fatigue sur poutres mixtes
Ermüdungsversuche an Verbundträgern
Fatigue Tests on Composite Beams

VI 2 P. W. Abeles, Great Britain . . . . . English 457

Redistribution des efforts intérieurs dans les constructions précontraintes composées
Spannungsumlagerung in vorgespannten Verbundkonstruktionen
Restraint and Stress Redistribution in Composite Prestressed Concrete Beams

VI 3 J. A. Forrester, Great Britain . . . . . English 465

La gammagraphie du béton
Röntgenographische Prüfung von Bauwerksbeton mit Gammastrahlen
Gamma Radiography of Structural Concrete

VI 4 M. Lorentsen, Sweden . . . . . English 473

Influence du glissement de l'armature des poutres en béton précontraint
Einfluß der Stahlgleitung in Spannbetonbalken
The Influence of Bond Slip in Post-tensioned Prestressed Concrete Beams

VI 5 H. Louis, Belgique . . . . . Français 483

L'adhérence au béton des fils d'armatures de précontrainte
Haftfestigkeit von Vorspanndrähten
Bond to Concrete of Steel Wires for Prestressed Concrete

VI 6 K. Basler, B. Thürlimann, U.S.A. . . . . English 491

Résistance des poutres à âme pleine
Tragfähigkeit von Vollwandträgern
Carrying Capacity of Plate Girders

VI 7 S. W. Brykin, UdSSR . . . . . Deutsch 495

Recherches sur la résistance d'éléments précontraints par des armatures en spirale
Untersuchungen über die Tragfähigkeit von mit Hilfe einer spiralförmigen Querbewehrung vorgespannten Stäben
Researches About the Carrying Capacity of Struts Prestressed by means of Spiral Reinforcements

VI 8 C. Schaub, Schweden. . . . . Deutsch 501

Aciers d'armature à dureté naturelle, $\sigma_S = 40$—90 kg/mm², avec caractéristiques améliorées
Die Entwicklung naturharter Bewehrungsstähle σ_S 40—90 kg/mm² mit verbesserten Eigenschaften
Reinforcement Steels with a Natural Hardness, $\sigma_S = 40$—90 kg/mm² Having Improved Characteristics

VI 9 F. Lederer, Tschechoslowakei . . . . . Deutsch 507

Pavillon d'exposition: Ossature métallique de la coque à treillis formant la coupole de toiture
Ausstellungspavillon: Stahlkonstruktion der Gitterschale einer Dachkuppel
Exhibition Pavillon: Steel Structure of the Lattice Shell for the Domed Roof

Discussion libre
Freie Diskussion
Free Discussion

I. A. El-Demirdash, Egypt . . . . . English 515

R. Dąbrowski, Poland . . . . . English 517

Contribution au problème de la stabilité aérodynamique des ponts suspendus
Zum Problem der aerodynamischen Stabilität der Hängebrücken
On the Problem of Aerodynamic Stability of Suspension Bridges

Questions générales - Allgemeine Fragen - General Questions

I
Bases du dimensionnement
Grundlagen der Bemessung
Basis of Structural Design

Ia
Les propriétés des matériaux
Die maßgebenden Festigkeitseigenschaften der Baustoffe
Properties of Materials

Ib
Développement des méthodes de calcul
Entwicklung der Berechnungsmethoden
Development of Methods of Calculation

Generalbericht

F. STÜSSI
Prof. Dr., Präsident der IVBH, Zürich

Ia. Die maßgebenden Festigkeitseigenschaften der Baustoffe

Wenn wir an einem Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau die Frage der maßgebenden Festigkeits- und Verformungseigenschaften unserer Baustoffe diskutieren, so dürfte es nützlich sein, unseren Standpunkt und damit das Ziel dieser Diskussion festzulegen. Ich erlaube mir hier eine Feststellung von Prof. W. WEIBULL[1]), Stockholm, zu zitieren, die auch uns als Richtlinie dienen kann:

"There are two quite different lines of attacking fatigue problems: the phenomenological and the metallographical. The first one is the line of the designer, who wants to know what happens; the second one, that of the metallographer, who wants to know why it happens. As a link between the two, you will find the third man, the tester of materials.

---

[1]) W. WEIBULL: The Statistical Aspect of Fatigue Failures and its Consequences. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

All these categories have different opinions as to the way of designing the experiments and of conducting the testing. The metallographer, for instance, may think — I have met this statement quite recently — that the basic physical facts of fatigue should be clarified before the organization of any large scale testing. The designer, on the other hand, wants urgently many more facts about fundamental questions than are available today, and it is definitely impossible for him to wait for the many years that it will certainly take to obtain well-founded theories which will be of any use to him. There is no need, I think, to point out that both of the ways have to be trod and that progress in one field may have quite important influences on the proceedings in the other."

Soweit Professor WEIBULL, dessen große Verdienste um die statistische Beurteilung und Auswertung von Ermüdungsversuchen ich an dieser Stelle ausdrücklich anerkennen möchte.

Unser Standpunkt ist damit eindeutig festgelegt; die Kenntnis des Materialverhaltens ist für uns als Grundlage der Tragwerksbemessung notwendig und wir sind gezwungen, uns diese Grundlagen auf phänomenologischem Weg zu beschaffen, wenn eine ursächliche physikalische Begründung der maßgebenden Vorgänge noch nicht vorliegt. Daß wir aber eine Zusammenarbeit mit der Physik und der Materialprüfung begrüßen, sei hier ebenfalls ausdrücklich festgehalten.

Um diese Überlegungen zu veranschaulichen, sei der Zusammenhang zwischen der Wechselfestigkeit σ_W eines metallischen Werkstoffes und der Lastwechselzahl n, die den Bruch des Probestabes oder des Werkstückes verursacht, beigezogen. Für diese Wöhlerkurve der Wechselfestigkeit sind grundsätzlich, wie ich schon im «Vorbericht» festgestellt habe, verschiedene Ansätze denkbar. Ich habe für diesen Zusammenhang den Ansatz

$$\sigma_W = \frac{\sigma_{0Z} + f_W \sigma_{aW}}{1 + f_W} \tag{1}$$

vorgeschlagen, bei dem der gesuchte Festigkeitswert als gewogenes Mittel zwischen den beiden Grenzwerten, der statischen Zugfestigkeit σ_{0Z} und dem asymptotischen Endwert σ_{aW} erscheint; der «Gewichtsfaktor» oder die Ermüdungsfunktion $f_W(n)$,

$$f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}}, \tag{1a}$$

läßt sich durch Logarithmieren linearisieren oder es ist

$$\lambda = \log f_W = \log \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} = p\, i + \lambda_0,$$

wobei $i = \log n$, und es ist damit

$$f_W = a^{\lambda} = f_{0W}\, n^{p}. \tag{1b}$$

Einen anderen Ansatz hat W. WEIBULL[1]) auf Grund eines Vorschlages von E. EPREMIAN und ausgehend von der Gaußschen Fehlerfunktion vorgeschlagen, den wir in der Form

$$\sigma_W = \sigma_{aW} + (\sigma_{0Z} - \sigma_{aW})\, e^{-m_0 i^r} \tag{2}$$

anschreiben können; dieser Ansatz wird durch doppeltes Logarithmieren linearisiert:

$$\log\log \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_{aW}}{\sigma_W - \sigma_{aW}} = r \log i + \mu_0 .$$

Die beiden Ansätze seien am Beispiel einer Versuchsreihe an einem gelochten Stab (Loch $\phi = 4$ mm bei 30 mm Stabbreite) aus einem Stahl der Güte St. 44 (Stahl von Roll) nach Fig. 1 miteinander verglichen; dieser Vergleich ist in Fig. 2 dargestellt. Beide Ansätze stimmen im Versuchsbereich von etwa $n = 30 \cdot 10^3$ bis über $n = 10 \cdot 10^6$ gut überein; die unvermeidlichen Streuungen, die besonders bei kleinen Spannungswerten groß werden, erlauben keinen Entscheid darüber, welcher der beiden Ansätze den Verlauf der Wöhlerkurve

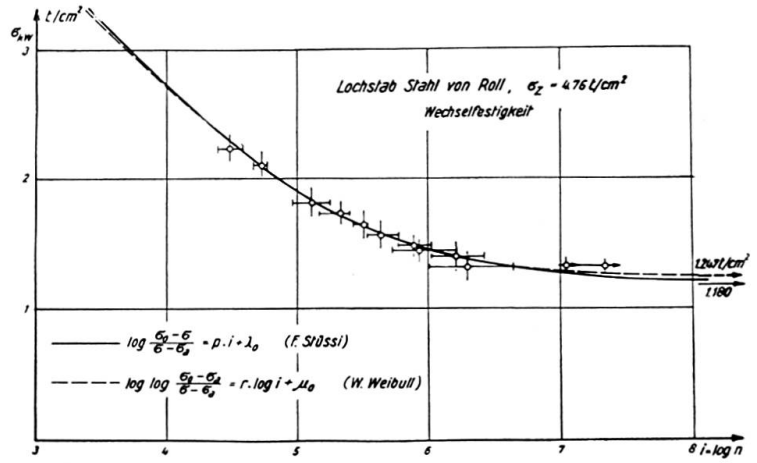


Fig. 1.

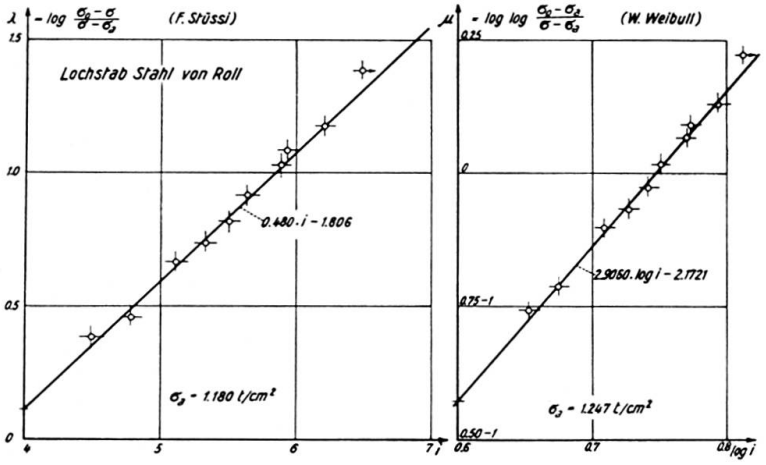


Fig. 2.

besser wiedergibt. Wenn ich dem Ansatz nach Gl. (1) den Vorzug gebe, so deshalb, weil er auch andere Langzeitvorgänge zutreffend erfaßt und weil er einfacher aufgebaut und leichter zu handhaben ist als der Ansatz nach Gl. (2).

Es ist denkbar, daß nicht nur zukünftige Versuchsreihen mit großen Zahlen von Einzelversuchen und ihre statistische Auswertung, sondern auch der «Zweistufenversuch» und seine Ausdeutung im Sinne der Schadenshäufung uns die Bestätigung des richtigen Ermüdungsgesetzes bringen können. Es ist bekannt, daß das Theorem von Palmgren-Miner nicht gültig ist für den Zweistufenversuch, bei dem in einer ersten Laststufe σ_1 (Bruch für n_1 Lastwechsel), Δn_1 Lastwechsel und anschließend in einer zweiten Laststufe $\sigma_2 (n_2)$ weitere Δn_2 Lastwechsel bis zum Bruch durchgeführt werden. Sind die beiden Laststufen gleichartig (z. B. Wechselbeanspruchung oder konstante Mittelspannung σ_m) und setzen wir

$$\xi_1 = \frac{\Delta n_1}{n_1}, \qquad \xi_2 = \frac{\Delta n_2}{n_2},$$

so wird

für $\sigma_1 < \sigma_2$, $n_1 > n_2$: $\xi_1 + \xi_2 > 1$

und für $\sigma_1 > \sigma_2$, $n_1 < n_2$: $\xi_1 + \xi_2 < 1$

im Gegensatz zum Theorem Palmgren-Miner mit $\xi_1 + \xi_2 = 1$. Dies bedeutet aber, daß die Schadenslinie $S - \xi$ keine Gerade sein kann[2]).

Zur Form der Schadenslinie können wir etwa auf Grund folgender Überlegungen gelangen: nehmen wir an, daß die Schädigung e des Materials durch Ermüdung proportional zur Lastwechselzahl zunimmt[3]),

$$e = \alpha \xi,$$

sich aber auf einem zunehmend geschädigten Stab mit linear abnehmenden Arbeitsvermögen w,

$$w = 1 - \beta \xi,$$

auswirkt, so ist der relative Schaden

$$S = \frac{e}{w} = \frac{\alpha \xi}{1 - \beta \xi}. \tag{3}$$

Für $\xi = 1$ tritt der Bruch ein oder es ist

$$S = 1 = \frac{\alpha}{1 - \beta}$$

und damit

$$\alpha + \beta = 1.$$

---

[2]) N. M. Newmark: A Review of Cumulative Damage in Fatigue. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

[3]) Diese Annahme erscheint dadurch gerechtfertigt, daß bei konstanter Spannung die Rißausbreitung proportional mit der Lastwechselzahl vor sich geht; s. W. Weibull: Size effects on fatigue crack initiation and propagation in Aluminium sheet specimens subjected to stresses of nearly constant amplitude. F. F. A., Flygtekniska Försöksanstalten, Meddelande 86, Stockholm 1960.

Dividieren wir in Gl. (3) Zähler und Nenner durch α, so können wir mit

$$a = \frac{1}{\alpha}, \qquad b = \frac{\beta}{\alpha},$$

auch schreiben

$$S = \frac{\xi}{a - b\,\xi}$$

oder wegen $a = 1 + b$

$$S = \frac{\xi}{1 + b\,(1 - \xi)}. \tag{3a}$$

Es ist nun allerdings aus dem Zweistufenversuch nicht möglich, die Schadensfunktion b direkt zu bestimmen, da wir daraus nur relative Schadenslinien im Vergleich zu einer willkürlich angenommenen Schadenslinie für die erste Laststufe σ_1 erhalten können. Aus einigen ersten Versuchen mit Wechselbeanspruchung zeigt sich nun aber gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung, wenn die Schadensfunktion b der Ermüdungsfunktion f_W nach Gleichung (1a) gleichgesetzt wird:

$$b = f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} \tag{4}$$

oder

$$S_W = \frac{\xi}{1 + f_W\,(1 - \xi)}. \tag{4a}$$

Wird nun im Zweistufenversuch zuerst die Laststufe σ_1 mit $\Delta n_1 = \xi_1 n_1$ Lastwechseln und anschließend die Laststufe σ_2 aufgebracht, so steht für diese noch die dem Schadensbereich von $S = S_1$ bis $S = 1$ entsprechende Lastwechselzahl $\Delta n_2 = \xi_2 n_1$ zur Verfügung oder es ist

$$\xi_2 = \frac{1 - \xi_1}{1 + \varphi\,\xi_1}, \tag{5}$$

wobei

$$\varphi = \frac{f_2 - f_1}{1 + f_1} \tag{5a}$$

bedeutet (Fig. 3). In Fig. 4 sind zwei Versuchsreihen mit diesen rechnerischen Werten verglichen; in den Versuchen von E. W. C. WILKINS[4]) ist $\sigma_1 < \sigma_2$,

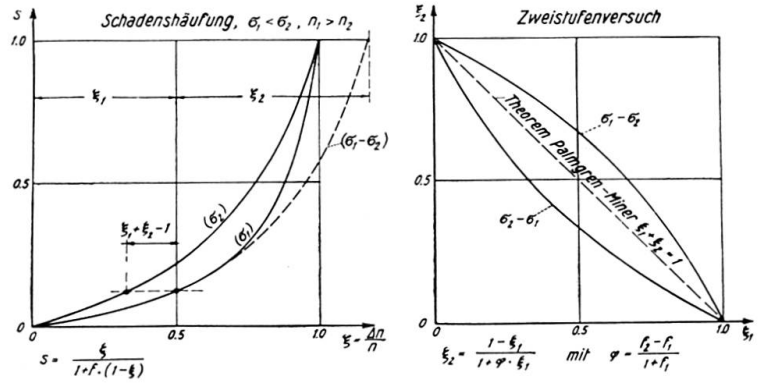


Fig. 3.

[4]) E. W. C. WILKINS: Cumulative damage in fatigue. Colloquium on fatigue, Stockholm 1955, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1956.

$f_1 > f_2$, $\xi_1 + \xi_2 > 1$, während in der eigenen Versuchsreihe mit Lochstäben aus Stahl von Roll die entgegengesetzten Verhältnisse mit $\xi_1 + \xi_2 < 1$ vorliegen. Es sei ausdrücklich bemerkt, daß der Zusammenhang $b = f_W$ nach Gl. (4) nur für Wechselbeanspruchungen ($\sigma_{max} = -\sigma_{min}$, $\sigma_m = 0$) gilt; für andere Beanspruchungen mit $\sigma_m \neq 0$ ist der Zusammenhang zwischen b und f_W noch durch entsprechende Versuche zu bestimmen.

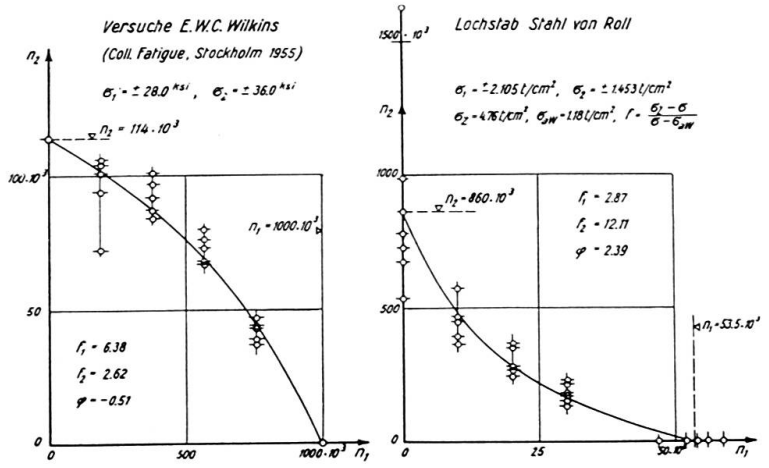


Fig. 4.

Neben Laboratoriumsversuchen an Probestäben, die uns die grundlegenden Zusammenhänge im Langzeitverhalten der Bau- und Werkstoffe liefern müssen, sind auch Großversuche an Bauteilen oder an ganzen Tragwerken erwünscht, um die Übertragung der im Laboratoriumsversuch gefundenen Ergebnisse auf die Bemessung von Tragwerken zu überprüfen und ihre Zuverlässigkeit zu gewährleisten. Darin liegt die Bedeutung des von Prof. James Michalos und Mitarbeitern vorgelegten Beitrages.

Der Beitrag von A. M. Freudenthal, als Ergänzung zu seinem Aufsatz im «Vorbericht» und als Stellungnahme zu meinem Generalbericht, zeigt, daß noch keine Angleichung der beiden Standpunkte eingetreten ist. Das von Prof. Freudenthal aufgerollte Problem bleibt weiter von grundlegender Aktualität; ich bin überzeugt, daß es eine auch für das Bauwesen befriedigende Lösung finden wird, auch wenn die versuchstechnische Abklärung noch geraume Zeit erfordern dürfte.

Die Schwierigkeit bei der Durchführung von Versuchen liegt darin begründet, daß Streuungen unvermeidbar sind. Zuverlässige Mittelwerte und die Größe der zu erwartenden Abweichungen können somit nur von Versuchsreihen mit einer großen Zahl von Einzelversuchen geliefert werden, was oft mehr Zeit in Anspruch nimmt als im gegebenen Einzelfall zur Verfügung steht. Es ist deshalb wertvoll, daß uns die mathematische Statistik die Wege aufzeigt, wie auch aus kleineren Versuchszahlen gültige Aussagen zu finden sind. Der Diskussionsbeitrag von Mr. Davin zeigt grundsätzliche Aspekte dieses Problems.

Ib. Entwicklung der Berechnungsmethoden

Bei der Aufstellung numerischer Berechnungsmethoden zur Bemessung von Tragwerken sind grundsätzlich zwei Wege denkbar; für beide liegen Diskussionsbeiträge als Beispiele vor.

Ein erster Weg beruht darauf, daß Differentialgleichungen durch Beziehungen über numerische Integration (Flächenberechnung mit Simpsonscher Regel, Seilpolygongleichung, Einführung von Reihenentwicklungen) oder Differentiation in Gleichungssysteme für bestimmte Intervallpunkte des Integrationsbereiches umgesetzt werden. Den Weg der wiederholten Integration (Flächenberechnung mit der Simpsonschen Regel) zeigt B. GILG, indem er von der höchsten in der Differentialgleichung vorkommenden Ableitung ausgeht und die niedrigeren Ableitungen daraus berechnet. Zu beachten ist jedoch, daß bei einer großen Zahl von Teilpunkten die Bestimmungsgleichungen recht schwerfällig werden können.

Den Weg der Reihenentwicklung zur Aufstellung eines Gleichungssystems zeigen W. A. NASH und F. H. HO bei der Berechnung einer eingespannten Kreisplatte auf elastischer Unterlage.

Entscheidend für die Leistungsfähigkeit solcher numerischer Verfahren wird immer sein, ob es gelingt, mit einer möglichst kleinen Zahl von Bestimmungsgleichungen eine möglichst gute Genauigkeit zu erreichen.

Ein zweiter Weg beruht darauf, für die Untersuchung eines Tragwerks ein einfach zu überblickendes «Ersatzsystem» einzuführen. So liegt ja der graphischen Berechnung eines einfachen Balkens in der elementaren Baustatik die Analogie zwischen den Biegungsmomenten des Balkens mit den Durchbiegungen eines belasteten Seiles zu Grunde; O. MOHR hat diese Analogie auch auf die Berechnung der Biegungslinie ausgedehnt. S. O. ASPLUND zeigt in seinem Beitrag (wird später in den «Abhandlungen» veröffentlicht) eine solche Analogie zwischen der Berechnung von Schalen und von Raumfachwerken.

V. KOLOUŠEK erweitert seine früheren Beiträge zur Schwingungsberechnung um eine Untersuchung über die Schwingungen durchlaufender Tragwerke mit wiederholten oder gleichartigen Elementen. Dabei wird mit einer Lösung durch fortgesetzte Annäherung ein weiteres Mittel numerischer Berechnungsmethoden aufgezeigt.

Durch die Einführung elektronischer Rechenautomaten bei den Berechnungen des Bauwesens, wozu die Referate von A. MEHMEL und Ch. MASSONNET mit Mitarbeitern illustrative Beiträge darstellen, wird die Bedeutung leistungsfähiger und zuverlässiger Rechnungsmethoden noch gesteigert; als weitere Forderung tritt nun noch diejenige der Möglichkeit einer einfachen Programmierung hinzu.

Der Beitrag von A. BERIO zeigt ein Beispiel für jene Fälle, in denen Modellversuche die statische Berechnung ersetzen oder ergänzen können; dieses Vor-

gehen ist vor allem zweckmäßig bei komplizierten Tragwerksformen, bei denen eine verhältnismäßig einfache und doch zuverlässige Berechnung nicht möglich ist.

Mit Grenzlastzuständen beschäftigen sich die Beiträge von W. Olszak und D. C. Drucker (letzterer in Band 21 der «Abhandlungen» veröffentlicht). Diese Berechnungsverfahren, so interessant sie auch theoretisch sein mögen, sind im Bauwesen, d. h. als Bemessungsgrundlage für Bauwerke, umstritten.

Sowohl W. Wierzbicki wie Ch. Massonnet und P. Moenaert ergänzen ihre im «Vorbericht» veröffentlichten Beiträge.

Schlußfolgerungen

1. Die Kongreßbeiträge zur ersten Arbeitssitzung haben deutlich die heute schon weit verbreitete und sich ständig verstärkende Tendenz aufgezeigt, der Bemessung von Tragwerken nicht nur die Ergebnisse von kurzfristigen Laboratoriumsversuchen, sondern das wirkliche Verhalten der Baustoffe im langdauernden Betrieb unter veränderlichen Belastungen zu Grunde zu legen. Es handelt sich hier um Langzeitvorgänge, bei denen besonders die Fragen der Ermüdung, der Zeitstandfestigkeit, der Relaxation und des Schwindens und Kriechens im Vordergrund stehen.

Eine abschließende Beantwortung dieser Fragen auf Grund einer physikalischen Erklärung dieser Vorgänge ist nach dem heutigen Stand der Erkenntnisse noch nicht möglich. Das Bauwesen ist deshalb vorläufig auf ein phänomenologisches Vorgehen angewiesen, wobei jedoch nach wie vor eine Zusammenarbeit mit Physik und Materialprüfung erwünscht ist.

Die Aussprache am Kongreß hat jedoch einige grundsätzliche Hinweise für das weitere Vorgehen und Anordnung und Auswertung der notwendigen zukünftigen Versuche ergeben, mit denen die heute vorliegenden Ansätze überprüft, wenn nötig berichtigt und weiter ausgebaut werden sollen.

2. Bei der Entwicklung der Berechnungsmethoden steht der Ausbau der numerischen Methoden im Vordergrund, denn die Bemessung von Tragwerken ist eine eindeutig numerisch orientierte Aufgabe. Dabei besteht die Möglichkeit, die Gleichgewichts- und Formänderungsbedingungen, die das Kräftespiel in Tragwerken beherrschen und die häufig auf Differentialgleichungen führen, durch möglichst einfach aufgebaute Gleichungssysteme zu erfassen und diese numerisch zu lösen. Entscheidend für die Zweckmäßigkeit eines Berechnungsverfahrens ist immer, daß die gestellte Aufgabe mit minimalem Aufwand zuverlässig, d. h. mit genügender Genauigkeit gelöst werden kann. Eine analytische Lösung in geschlossener Form ist nur dann anwendbar, wenn die bei ihrer Aufstellung getroffenen Voraussetzungen auch in Wirklichkeit erfüllt sind. Die Einführung elektronischer Rechenautomaten verstärkt das Bedürfnis nach leistungsfähigen numerischen Methoden.

Die Berechnung eines Tragwerks kann auch etwa durch Einführung eines leichter zu überblickenden Ersatztragwerks erleichtert werden. Ferner sei festgehalten, daß in Sonderfällen auch der Modellversuch die eigentliche Berechnung ersetzen oder ergänzen kann.

3. Bei der Ausführung unserer Tragwerke hat der Konstrukteur immer daran zu denken, daß normalerweise die Bauten, die wir heute herstellen, auch späteren Generationen noch ihre Dienste leisten müssen und deshalb einem langdauernden Betrieb unter veränderlichen Bedingungen unterworfen sein werden. Je besser wir diese wirklichen Arbeitsbedingungen in bezug auf statische und dynamische Belastungen, auf räumliche Zusammenhänge und räumliche Kraftwirkungen, aber auch in bezug auf das Langzeitverhalten der Baustoffe beim Entwurf und bei der Berechnung der Tragwerke berücksichtigen, um so zuverlässiger erfüllen wir unsere Aufgabe als konstruierende Ingenieure.

General Report

Theme Ia. The properties of Materials

When the subject of discussion at a Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering is the determinant mechanical properties of materials, it seems advisable to state, first of all, the point of view we have adopted and hence the purpose of the discussion.

In this connection, I would venture to quote the remarks made by Professor WEIBULL[1]), of Stockholm, which may also serve as a directive for us:

"There are two quite different lines of attacking fatigue problems: the phenomenological and the metallographical. The first one is the line of the designer who wants to know what happens; the second one, that of the metallographer, who wants to know why it happens. As a link between the two, you will find the third man, the tester of materials.

All these categories have different opinions as to the way of designing the experiments and of conducting the testing. The metallographer, for instance, may think — I have met this statement quite recently — that the basic physical facts of fatigue should be clarified before the organisation of any large scale testing. The designer, on the other hand, wants urgently many more facts about fundamental questions than are available today, and it is definitely impossible for him to wait for the many years that it will certainly

[1]) W. WEIBULL: The Statistical Aspect of Fatigue Failures and its Consequences. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

by a double logarithm, we obtain the linear relationship

$$\log\log\frac{\sigma_{0Z}-\sigma_{aW}}{\sigma_W-\sigma_{aW}}=r\log i+\mu_0.$$

Let us compare these two expressions by considering, for example, the results of a series of tests carried out on test-pieces, in which a hole was bored (diameter of hole 4 mm, total width 30 mm) made of 44 steel manufactured by the Société de Roll (Fig. 1) *). As is evident from Fig. 2 *), the two expressions show good agreement in the range studied from $n=30\cdot10^3$ to more than $n=10\cdot10^6$; the unavoidable scatter, which is particularly high in the case of small stresses, made it impossible to determine which of the expressions gave the best reproduction of the trend of the Wöhler curve. If I give preference to expression 1, it is because it can be accurately applied to other phenomena of long duration and is simpler in its form and in its application than expression 2.

It is not only by conducting and developing further series comprising a large number of tests, it is also, in all probability, by means of a "two-stage test", understood in the sense of the cumulation of partial damage in each stage, that it will be found possible to decide which is the true law of fatigue. It is known that the Palmgren-Miner theorem does not hold good for the two stage test; this test comprises, in a first loading stage σ_1 (rupture after n_1 cycles), Δn_1 cycles followed, in the second stage σ_2 (n_2), by Δn_2 cycles to failure. When the stresses are of the same kind in both stages (for example, alternating stresses or a constant mean stress σ_m), we obtain, by putting

$$\xi_1=\frac{\Delta n_1}{n_1},\qquad \xi_2=\frac{\Delta n_2}{n_2},$$

for $\sigma_1<\sigma_2,\quad n_1>n_2:\ \xi_1+\xi_2>1$

and for $\sigma_1>\sigma_2,\quad n_1<n_2:\ \xi_1+\xi_2<1$

whereas the Palmgren-Miner theorem indicates that $\xi_1+\xi_2=1$. Consequently, the damage curve $S-\xi$ cannot be a straight line [2]).

We can form an idea of the trend of this curve by means of the following considerations; let us suppose that the damage e of the material increases in proportion to the number of cycles [3]),

$$e=\alpha\xi.$$

*) See Figures in German text.

[2]) N. M. NEWMARK: A Review of Cumulative Damage in Fatigue. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

[3]) This hypotheses seems to be justified since, under constant stress, the cracks are propagated in proportion to the number of cycles; see W. WEIBULL: Size effects on fatigue crack initiation and propagation in aluminium sheet specimens subjected to stresses of nearly constant amplitude. F.F.A., Flygtekniska Försöksanstalten, Meddelande 86, Stockholm 1960.

take to obtain well-founded theories which will be of any use to him. There is no need, I think, to point out that both of the ways have to be trod and that progress in one field may have quite important influences on the proceedings in the other."

Such are the reflections of Mr. WEIBULL and I should like to draw the attention to the great value of his work concerning the critical consideration and the interpretation of the results of fatigue tests.

Our point of view is thus clearly determined; we are obliged to ascertain the behaviour of materials because it governs the dimensioning of structures and we are compelled to acquire this basic knowledge by proceeding in a phenomenological manner as long as the underlying physical causes of the fundamental phenomena remain concealed from us. We would like to point out that co-operation between the physicist and the expert in testing materials will, of course, always be welcome.

In order to illustrate these reflections, let us consider the relationship which connects the resistance of a metal to alternating stresses σ_W with the number of cycles n which causes rupture of the test-piece or of the part. This curve, known as Wöhler's curve, describing the resistance to alternating stresses, may, in principle, be expressed in various ways, as I have already pointed out in the "Preliminary Publication". I suggested a relationship having the form

$$\sigma_W = \frac{\sigma_{0Z} + f_W \sigma_{aW}}{1 + f_W}. \tag{1}$$

The resistance sought appears in this expression as the weighted average of two limiting values: the static breaking strength σ_{0Z} and the asymptotic fatigue limit σ_{aW}.

The "weight" is given by the endurance function $f_W(n)$

$$f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} \tag{1a}$$

the logarithm of which varies linearly with the value $i = \log n$; and we therefore have

$$\lambda = \log f_W = \log \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} = p\, i + \lambda_0$$

and

$$f_W = a^{\lambda} = f_{0W}\, n^p. \tag{1b}$$

On the basis of a suggestion made by Mr. EPREMIAN and using the Gaussian curve of errors, Mr. WEIBULL [1]) derived another expression which may be written in the form

$$\sigma_W = \sigma_{aW} + (\sigma_{0Z} - \sigma_{aW})\, e^{-m_0 i^r}; \tag{2}$$

Since it concerns an increasingly damaged test-piece, for which we assume that the capacity of resistance w decreases linearly,

$$w = 1 - \beta \xi ,$$

the relative damage may be written

$$S = \frac{e}{w} = \frac{\alpha \xi}{1 - \beta \xi}. \tag{3}$$

Failure occurs for $\xi = 1$ and we have

$$S = 1 = \frac{\alpha}{1 - \beta}$$

and hence

$$\alpha + \beta = 1 .$$

Let us divide the numerator and the denominator in Eq. (3) by α and put

$$a = \frac{1}{\alpha}, \qquad b = \frac{\beta}{\alpha}.$$

We can then write

$$S = \frac{\xi}{a - b \xi}$$

or since $a = 1 + b$,

$$S = \frac{\xi}{1 + b (1 - \xi)}. \tag{3a}$$

In actual fact, the two-stage test does not enable us to determine the damage function b directly; we can only obtain relative damage curves, with reference to an arbitrarily assumed curve for the first loading stage σ_1. However, the results of a few preliminary tests with alternating stresses are in good agreement with the calculated values if we take as the damage function b, the fatigue function f_W expressed by Eq. (1a), namely

$$b = f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} \tag{4}$$

or

$$S_W = \frac{\xi}{1 + f_W (1 - \xi)}. \tag{4a}$$

Let us apply, in a two-stage test, the loading stage σ_1 comprising $\Delta n_1 = \xi_1 n_1$ cycles followed by the stage σ_2; we shall have at our disposal in this last-mentioned stage $\Delta n_2 = \xi_2 n_1$ cycles corresponding to the field of damage extending from $S = S_1$ to $S = 1$ and hence

$$\xi_2 = \frac{1 - \xi_1}{1 + \varphi \xi_1}, \tag{5}$$

with (Fig. 3) *)

$$\varphi = \frac{f_2 - f_1}{1 + f_1} \tag{5a}$$

In Fig. 4 *), the results of two series of tests are compared with these

*) See Figures in German text.

calculated values; in the experiments conducted by Mr. WILKINS[4]) we have $\sigma_1 < \sigma_2$, $f_1 > f_2$, $\xi_1 + \xi_2 > 1$, whereas in my own tests, carried out on de Roll steel test-pieces with a hole drilled in them, we have the opposite case, namely $\xi_1 + \xi_2 < 1$. We should point out explicitly that the relationship $b = f_W$ (Eq. (4)) only holds good for alternating stresses ($\sigma_{max} = -\sigma_{min}$, $\sigma_m = 0$) and that for other types of stress, with $\sigma_m \neq 0$, the correlation between b and f_W would have to be determined by means of similar tests.

Tests on specimens should reveal the basic relationships which govern the behaviour of materials subjected to stresses of long duration. It would be desirable that these laboratory researches should be complemented by large-scale tests on structural members or on complete structures; this would make it possible to control the application, to the dimensioning of structures, of the results obtained in the laboratory and ensure their accuracy. It is in this connection that the importance of the paper by Prof. MICHALOS and his collaborators is to be found.

Mr. FREUDENTHAL supplemented his paper in the "Preliminary Publication" and replied to the comments I had made in my general report; it will be observed that our respective points of view have not yet been reconciled. The problem raised by Mr. FREUDENTHAL is fundamental and it remains very much a matter of current interest; I feel sure that a solution will be found, which will also be satisfactory for the civil engineer, even though it may require a lengthy and exacting experimental investigation.

When tests are undertaken, the difficulty lies in the unavoidable scatter of the results. It is only by means of series comprising a large number of tests that it becomes possible to obtain thoroughly reliable average values and to determine the magnitude of the probable deviations; this often require more time than is available for the particular case in question. It is consequently of considerable interest for mathematical statistics to show us how to make valid use of limited series of tests. The paper by Mr. DAVIN deals with certain basic aspects of this problem.

Theme Ib. Development of Methods of Calculation

In order to establish numerical methods of calculation for the purpose of structural design, it is possible, in principle, to adopt one or other of two procedures, both of which are illustrated by contributions to the discussion.

In the first place, we may transform — by means of relationships making it possible to integrate numerically (calculation of a surface area by means of Simpson's rule, equation of the funicular polygon, introduction of develop-

---

[4]) E. W. C. WILKINS: Cumulative damage in fatigue. Colloquium on fatigue, Stockholm 1955, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1956.

ments in series) or to differentiate — differential equations into systems of equations written at a finite number of points in the field of integration. It is a process of successive integration (calculation of a surface area by means of Simpson's rule) that is employed by Mr. GILG; he starts from the derived function of the highest order occurring in the differential equation in order to evaluate the derived functions of a lower order. It should be noted, however, that the equations may become unmanageable when there are a large number of intervals.

MM. NASH and HO employed a development in series in order to establish a system of equations; they studied a fixed circular plate on an elastic foundation.

The efficacy of numerical procedures of this kind should be determined in accordance with the following criterion: the obtaining of the greatest possible accuracy with the least possible number of equations.

A second method of procedure consists in introducing, when studying a structure, a "system of replacement" which is easy to examine. It is in this manner that, in elementary statics, the graphical calculation of a simple beam rests on the analogy between the bending moment of the beam and the equilibrium figure of a loaded wire. MOHR extended this analogy by applying to the study of an elastic line. In his paper (to be published in "Publications"), Mr. ASPLUND describes another analogy, namely that which exists between the calculation of thin shells and the calculation of spatial lattices.

Mr. KOLOUŠEK, whose studies on vibrations are well known, considers the vibrations in continuous structures, formed of successive or identical elements. For this purpose he employs another process of numerical investigation, namely that of successive approximations.

The application of electronic computers to the study of civil engineering structures, an application illustrated by the paper given by Mr. MEHMEL and by that of Mr. MASSONNET and his co-workers, only increases the importance of efficient and accurate methods of calculation; an additional requirement must be satisfied; the programming must be easy.

In certain cases, tests on a model may be used to replace or supplement calculation; the paper by Mr. BERIO showed an application of this procedure, which is mainly suitable for complicated structures that are not amenable to a method of calculation which is both simple and sufficiently accurate.

Mr. OLSZAK and Mr. DRUCKER (for the latter, see volume 21 of "Publications"), in their papers, considered limiting states. These methods of investigation, however attractive they may be from the theoretical point of view, are not yet generally accepted as a basis for structural design.

Mr. WIERZBICKI and MM. MASSONNET and MOENAERT supplemented their papers published in the "Preliminary Publication".

Conclusions

1. The contributions to the first working session of the Congress clearly emphasised the tendency, already widespread at the present time and constantly increasing, towards basing structural design, not only on the results of laboratory tests of short duration,but also on the actual behaviour of the materials subjected to variable stresses, during prolonged periods of service. The phenomena in question are of long duration and relate mainly to problems of fatigue, of resistance to prolonged stresses, and of relaxation, shrinkage and creep.

In the present state of our knowledge, it is not yet possible to provide a final solution to these problems on the basis of a physical interpretation of the phenomena. Consequently, the civil engineer is obliged, for the moment, to proceed in a phenomenological manner, while at the same time hoping that co-operation between the physicists and those concerned with the testing of materials will continue.

The discussion during the Congress indicated, however, in principle, the course to be followed, as well as the general tendency and the interpretation of the tests to be carried out in the future; these researches, which are urgently necessary, will make it possible to verify existing laws, to correct them where necessary, and to extent them.

2. The development of methods of calculation will be mainly characterised by the extension of numerical procedures; structural design is, in fact, a problem of an essentially numerical character. The conditions of equilibrium and of deformation, which govern play of forces in structures and often lead to differential equations, can be expressed by means of systems of simple equations which can be solved numerically. A method of investigation is suitable when it enables the problem raised to be solved without much trouble, but in a reliable manner, that is to say, with sufficient accuracy. A rigorous analytical solution is only applicable provided the basic hypotheses are really satisfied. With the introduction of electronic computers, it is more necessary than ever to have reliable numerical methods.

The introduction of a system of replacement, which is easier to consider, may also facilitate structural design. In certain special cases, a test on a model may replace or complement the actual study.

3. The engineer responsible for the design and execution of a structure must never lose sight of the fact that structures built at the present time should normally last for several generations and will consequently be subjected, during a prolonged period of service, to variable conditions. We shall always fulfil our tasks as engineers and constructors more amply by taking into account, to an increasing extent, in the design and study of structures, these conditions of actual service, concerning both static and dynamic loads, spatial effects and the play of forces in space, as well as the behaviour of materials in course of time.

Rapport général

Thème Ia: Les propriétés des matériaux

Lorsque la discussion, à un congrès de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, a pour sujet les propriétés mécaniques déterminantes des matériaux, il paraît utile de fixer d'abord notre point de vue et, par là, le but de la discussion. Qu'il me soit permis de citer à ce propos les constatations émises par M. le prof. WEIBULL[1]), Stockholm, qui peuvent, à nous aussi, servir de directive:

"There are two quite different lines of attacking fatigue problems: the phenomenological and the metallographical. The first one is the line of the designer, who wants to know what happens; the second one, that of the metallographer, who wants to know why it happens. As a link between the two, you will find the third man, the tester of materials.

All these categories have different opinions as to the way of designing the experiments and of conducting the testing. The metallographer, for instance, may think — I have met this statement quite recently — that the basic physical facts of fatigue should be clarified before the organization of any large scale testing. The designer, on the other hand, wants urgently many more facts about fundamental questions than are available today, and it is definitely impossible for him to wait for the many years that it will certainly take to obtain well-founded theories which will be of any use to him. There is no need, I think, to point out that both of the ways have to be trod and that progress in one field may have quite important influences on the proceedings in the other."

Telles sont les réflexions de M. WEIBULL, dont je ne voudrais pas manquer de relever ici les grands mérites en ce qui concerne l'examen statistique et l'interprétation des essais de fatigue.

Notre point de vue est ainsi clairement fixé; nous devons connaître le comportement des matériaux parce qu'il conditionne le dimensionnement des ouvrages et nous sommes forcés d'acquérir ces bases en recourant à un procédé phénoménologique tant que les causes physiques profondes des phénomènes essentiels nous sont cachées. Bien entendu, la coopération du physicien et du spécialiste en essais des matériaux sera toujours bienvenue, nous tenons à le relever ici.

Pour illustrer ces réflexions, considérons la relation qui lie la résistance aux efforts alternés σ_W d'un métal au nombre de cycles n qui produit la rupture

---

[1]) W. WEIBULL: The Statistical Aspect of Fatigue Failures and its Consequences. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

de l'éprouvette ou de la pièce. Cette courbe dite de Wöhler, décrivant la résistance aux efforts alternés, peut en principe s'exprimer de différentes façons, comme je l'ai déjà relevé dans la «Publication Préliminaire». J'ai proposé une relation de la forme

$$\sigma_W = \frac{\sigma_{0Z} + f_W \sigma_{aW}}{1 + f_W}. \tag{1}$$

La résistance cherchée y apparaît comme la moyenne pondérée de deux valeurs limites: la résistance à la rupture statique σ_{0Z} et la limite asymptotique de fatigue σ_{aW}. Le «poids» est donné par la fonction d'endurance $f_W(n)$

$$f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}}, \tag{1a}$$

dont le logarithme varie linéairement avec la valeur $i = \log n$; on a donc

$$\lambda = \log f_W = \log \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} = p\, i + \lambda_0$$

et

$$f_W = a^{\lambda} = f_{0W}\, n^p. \tag{1b}$$

Se fondant sur une proposition de M. Epremian et utilisant la courbe des erreurs de Gauss, M. Weibull[1]) a présenté une autre expression que l'on peut écrire sous la forme

$$\sigma_W = \sigma_{aW} + (\sigma_{0Z} - \sigma_{aW})\, e^{-m_0 i^r}; \tag{2}$$

par un double logarithme, on obtient la relation linéaire:

$$\log \log \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_{aW}}{\sigma_W - \sigma_{aW}} = r \log i + \mu_0.$$

Comparons les deux expressions en considérant, par exemple, les résultats d'une série d'essais effectués sur des éprouvettes forées ($\varnothing$ du trou 4 mm, largeur totale 30 mm), en acier 44 de la Société de Roll (fig. 1)*). Comme cela ressort de la fig. 2*), les deux expressions concordent bien dans le domaine étudié, de $n = 30 \cdot 10^3$ à plus de $n = 10 \cdot 10^6$; la dispersion inévitable, spécialement élevée pour les faibles efforts, ne permet pas de décider laquelle des deux expressions reproduit mieux l'allure de la courbe de Wöhler. Si je donne la préférence à l'expression (1), c'est parce qu'elle s'applique correctement à d'autres phénomènes de longue durée et qu'elle est plus simple dans sa forme et son application que l'expression (2).

Ce n'est pas seulement en effectuant et en exploitant de nouvelles séries comprenant de nombreux essais, ce sera aussi probablement grâce à «l'essai à deux degrés», interprété dans le sens de la sommation des dommages partiels, que l'on pourra décider quelle est la véritable loi de fatigue. On sait que le théorème de Palmgren-Miner n'est pas valable pour l'essai à deux degrés; cet

*) Voir les figures dans le texte allemand.

essai comporte, dans un premier palier de charge σ_1 (rupture à n_1 alternances), Δn_1 alternances suivies, au second palier σ_2 (n_2), de Δn_2 alternances jusqu'à la rupture. Lorsque les sollicitations sont de même nature aux deux degrés (par exemple des sollicitations alternées ou une contrainte moyenne σ_m constante), on obtient, en posant

$$\xi_1 = \frac{\Delta n_1}{n_1}, \qquad \xi_2 = \frac{\Delta n_2}{n_2},$$

pour $\sigma_1 < \sigma_2$, $n_1 > n_2$: $\xi_1 + \xi_2 > 1$

et pour $\sigma_1 > \sigma_2$, $n_1 < n_2$: $\xi_1 + \xi_2 < 1$,

alors que le théorème de Palmgren-Miner indique que $\xi_1 + \xi_2 = 1$. La courbe d'endommagement $S - \xi$ ne saurait donc être une droite [2]).

Nous pouvons nous représenter l'allure de cette courbe à l'aide des réflexions suivantes: supposons que la détérioration e du matériau augmente proportionnellement au nombre d'alternances [3]),

$$e = \alpha \xi .$$

Comme elle touche un barreau de plus en plus endommagé, dont nous admettons que la capacité de résistance w diminue linéairement,

$$w = 1 - \beta \xi ,$$

l'endommagement relatif s'écrira

$$S = \frac{e}{w} = \frac{\alpha \xi}{1 - \beta \xi}. \tag{3}$$

La rupture se produit pour $\xi = 1$ et l'on a

$$S = 1 = \frac{\alpha}{1 - \beta}$$

et par conséquence $\alpha + \beta = 1$.

Divisons le numérateur et le dénominateur de l'équation (3) par α et posons

$$a = \frac{1}{\alpha}; \qquad b = \frac{\beta}{\alpha},$$

nous pouvons alors écrire $S = \dfrac{\xi}{a - b\xi}$

ou, puisque $a = 1 + b$, $S = \dfrac{\xi}{1 + b(1 - \xi)}$. (3a)

---

[2]) N. M. Newmark: A Review of Cumulative Damage in Fatigue. Fatigue and fracture of metals, edited by W. M. Murray, Mass. Inst. Techn., 1952.

[3]) Cette hypothèse paraît justifiée puisque, sous contrainte constante, les fissures se propagent proportionnellement au nombre d'alternances; voir W. Weibull: Size effects on fatigue crack initiation and propagation in Aluminium sheet specimens subjected to stresses of nearly constant amplitude. F.F.A., Flygtekniska Försöksanstalten, Meddelande 86, Stockholm 1960.

A vrai dire, l'essai à deux degrés ne nous permet pas de déterminer directement la fonction d'endommagement b; nous ne pouvons obtenir que des courbes d'endommagement relatives, par rapport à une courbe admise arbitrairement pour le premier palier de charge σ_1. Cependant, les résultats de quelques premiers essais de sollicitations alternées concordent bien avec les valeurs calculées si l'on prend comme fonction d'endommagement b la fonction de fatigue f_W exprimée par l'équation (1a), soit

$$b = f_W = \frac{\sigma_{0Z} - \sigma_W}{\sigma_W - \sigma_{aW}} \tag{4}$$

ou

$$S_W = \frac{\xi}{1 + f_W(1-\xi)}. \tag{4a}$$

Appliquons, dans un essai à deux degrés, le palier de charge σ_1 comportant $\Delta n_1 = \xi_1 n_1$ alternances suivies du palier σ_2; on disposera, à ce dernier palier, des $\Delta n_2 = \xi_2 n_2$ alternances correspondant au domaine d'endommagement s'étendant de $S = S_1$ à $S = 1$ et il vient

$$\xi_2 = \frac{1 - \xi_1}{1 + \varphi\, \xi_1}, \tag{5}$$

avec (fig. 3) *)

$$\varphi = \frac{f_2 - f_1}{1 + f_1}. \tag{5a}$$

A la fig. 4 *), les résultats de deux séries d'essais sont comparés avec ces valeurs calculées; dans les expériences de M. WILKINS[4]) on a $\sigma_1 < \sigma_2$, $f_1 > f_2$, $\xi_1 + \xi_2 > 1$ tandis que dans nos essais, effectués sur des éprouvettes forées en acier de Roll, on a le cas inverse, soit $\xi_1 + \xi_2 < 1$. Remarquons expressément que la relation $b = f_W$ (équation 4) n'est valable que pour des sollicitations alternées ($\sigma_{max} = -\sigma_{min}, \sigma_m = 0$); pour d'autres genres de sollicitations, avec $\sigma_m \neq 0$, la corrélation entre b et f_W devra être déterminée par des essais analogues.

Les essais sur éprouvettes doivent nous révéler les relations fondamentales qui régissent le comportement des matériaux soumis à des efforts de longue durée. Il serait souhaitable que ces recherches de laboratoire soient complétées par des essais à grande échelle sur des éléments de construction ou des ouvrages complets; on peut ainsi contrôler l'application, au dimensionnement des ouvrages, des résultats obtenus en laboratoire et en garantir l'exactitude. C'est là que réside l'importance de la communication de M. le prof. MICHALOS et de ses collaborateurs.

M. FREUDENTHAL complète sa contribution parue dans la «Publication Préliminaire» et répond aux réflexions émises dans mon rapport général; on constatera que les deux points de vue ne se sont pas encore rapprochés. Le

*) Voir les figures dans le texte allemand.

[4]) E. W. C. WILKINS: Cumulative damage in fatigue. Colloquium on fatigue, Stockholm 1955, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1956.

problème soulevé par M. FREUDENTHAL est fondamental et il reste très actuel; je suis persuadé qu'il se trouvera, pour l'ingénieur civil également, une solution satisfaisante, même si cela demande une recherche expérimentale de longue haleine.

Lorsque l'on entreprend des essais, la difficulté réside dans la dispersion inévitable. Seules des séries comportant de nombreux essais permettent d'obtenir des moyennes bien assurées et de connaître la grandeur des écarts probables; cela exige souvent plus de temps que l'on n'en dispose dans le cas particulier. Il est donc utile que la statistique mathématique nous montre comment exploiter valablement des séries de petite taille. La communication de M. DAVIN présente quelques aspects fondamentaux de ce problème.

Thème Ib: Développement des méthodes de calcul

Pour établir des méthodes de calcul numériques, destinées à permettre le dimensionnement des ouvrages, on peut en principe procéder de deux manières, illustrées toutes deux par des contributions à la discussion.

En premier lieu on peut transformer — à l'aide de relations permettant d'intégrer numériquement (calcul d'une aire à l'aide de la règle de Simpson, équation du polygone funiculaire, introduction de développements en série) ou de différentier — des équations différentielles en des systèmes d'équations écrites en un nombre fini de points du domaine d'intégration. C'est un procédé par intégration successive (calcul d'une aire à l'aide de la règle de Simpson) qu'utilise M. GILG ; il part de la dérivée de l'ordre le plus élevé intervenant dans l'équation différentielle pour évaluer les dérivées d'ordre inférieur. Notons cependant que les équations pourront être peu maniables lorsque l'on a un grand nombre d'intervalles.

C'est un développement en série qu'utilisent MM. NASH et HO pour établir un système d'équations; ils étudient une plaque circulaire encastrée, sur fondation élastique.

L'efficacité des procédés numériques de cette sorte s'évaluera d'après le critère suivant: obtenir la meilleure précision possible avec le moins d'équations possible.

Une seconde manière de procéder consiste à introduire, lors de l'étude d'un ouvrage, un «système de remplacement» facile à examiner. C'est ainsi que, en statique élémentaire, le calcul graphique d'une poutre simple repose sur l'analogie du moment fléchissant de la poutre avec la figure d'équilibre d'un fil chargé; MOHR a étendu cette analogie en l'appliquant à l'étude de la ligne élastique. Dans sa communication (à paraître dans les «Mémoires»), M. ASPLUND expose une autre analogie, celle existant entre le calcul des voiles minces et celui des treillis spatiaux.

M. KOLOUŠEK, dont on connaît les études sur les vibrations, examine les

vibrations des ouvrages continus, formés d'éléments successifs ou identiques. Il utilise à cet effet un autre procédé d'investigation numérique, celui des approximations successives.

L'application des calculatrices électroniques à l'étude des ouvrages du génie civil, application illustrée par l'exposé de M. MEHMEL et celui de M. MASSONNET et de ses collaborateurs, ne fait qu'accroître l'importance des méthodes de calcul efficaces et précises; une exigence supplémentaire doit être satisfaite: il faut que la programmation soit aisée.

Dans certains cas, les essais sur modèle peuvent remplacer ou compléter le calcul; la contribution de M. BERIO montre une application de ce procédé, surtout indiqué pour des structures compliquées, rebelles à un calcul à la fois simple et suffisamment précis.

M. OLSZAK et M. DRUCKER (pour ce dernier, voir le volume 21 des «Mémoires») envisagent dans leurs contributions des états limites. Ces méthodes d'investigation, si séduisantes soient-elles du point de vue théorique, ne sont pas encore admises sans autre comme base du dimensionnement des ouvrages.

M. WIERZBICKI ainsi que MM. MASSONNET et MOENAERT complètent leurs contributions parues dans la «Publication Préliminaire».

Conclusions

1. Les contributions à la première séance de travail du congrès font clairement ressortir la tendance, déjà fort répandue actuellement et qui ne fait que s'étendre, de fonder le dimensionnement des ouvrages, non seulement sur les résultats d'essais de courte durée en laboratoire, mais aussi sur le comportement réel des matériaux soumis à des efforts variables, au cours d'un service prolongé. Il s'agit là de phénomènes de longue durée et tout d'abord des problèmes de la fatigue, de la résistance aux efforts prolongés, de la relaxation ainsi que du retrait et du fluage.

Dans l'état actuel de nos connaissances, il n'est pas encore possible de résoudre définitivement ces problèmes en s'appuyant sur une interprétation physique de ces phénomènes. Pour l'instant, l'ingénieur civil doit donc recourir à un procédé phénoménologique, tout en souhaitant que se poursuive la coopération du physicien et du spécialiste en essais des matériaux.

Lors du congrès, la discussion a toutefois indiqué en principe la marche à suivre ainsi que la disposition générale et l'interprétation des essais à effectuer dans l'avenir; ces recherches sont nécessaires, elles permettront de contrôler les lois existantes, de les corriger en cas de besoin et de les développer.

2. L'évolution des méthodes de calcul sera principalement caractérisée par le développement des procédés numériques; le dimensionnement des ouvrages est en effet un problème de caractère essentiellement numérique. Les conditions d'équilibre et de déformation, qui régissent le jeu des forces dans les ouvrages

et conduisent souvent à des équations différentielles, peuvent s'exprimer à l'aide de systèmes d'équations simples, solubles numériquement. Une méthode d'investigation est appropriée lorsqu'elle permet de résoudre le problème posé à peu de frais mais de façon sûre, c'est-à-dire avec une précision suffisante. Une solution analytique rigoureuse n'est applicable que si les hypothèses de base sont réellement satisfaites. Avec l'introduction des calculatrices électroniques, il est d'autant plus nécessaire de posséder des méthodes numériques efficaces.

L'introduction d'un système de remplacement, plus aisé à examiner, peut également faciliter le calcul d'un ouvrage. Enfin, dans certains cas particuliers, l'essai sur modèle peut remplacer ou compléter l'étude proprement dite.

3. L'ingénieur chargé de réaliser une construction n'oubliera jamais que les ouvrages exécutés actuellement devront normalement durer plusieurs générations et qu'ils seront donc soumis, au cours d'un service prolongé, à des conditions variables. Nous remplirons toujours plus pleinement notre tâche d'ingénieur et de constructeur en tenant toujours mieux compte, lors de la conception et de l'étude des ouvrages, de ces conditions de service réelles, touchant aussi bien les charges statiques et dynamiques, les effets spatiaux et le jeu des forces dans l'espace que le comportement des matériaux dans le temps.

Ia1

Laboratory Testing of Full-size Aluminum Bridge

Essais de laboratoire en vraie grandeur sur un pont en aluminium

Laboratoriumversuche an einer Aluminiumbrücke in voller Größe

JAMES MICHALOS, Ph. D., Prof. and Chairman
GERALD G. KUBO, Ph. D., Associate Professor
CHARLES BIRNSTIEL, M.C.E., Instructor
Department of Civil Engineering, New York University, New York, N. Y., U.S.A.

Introduction

Under sponsorship of the Reynolds Metals Company, two general types of tests were performed at New York University on a 60-ft. prototype aluminum bridge with concrete floor slab, as follows:

1. Static-load tests with loads producing maximum shears and moments equal to 1 and 2 times design values for the H 20 loading of the American Association of State Highway Officials (AASHO).
2. Repeated-load tests with loads producing maximum moments equal to 1 and $1^1/_2$ times design values for H 20 loading.

In addition, the natural frequency of the bridge was determined experimentally.

The purpose of the tests was to investigate the structural suitability of the bridge for the service for which it was designed. This was accomplished by visual observation as well as by strain and deflection measurements. These tests were a first step in a long-range development program, and the results are being used for improving highway bridge designs on which the Reynolds Metals Co. is working.

Description of Test Bridge

The test bridge (see Fig. 1 and Fig. 2) had three prefabricated, aluminum modular units supported on commercial type (Lubrite) bearings which rested on concrete piers founded on rock. The reinforced concrete slab was, on the

average, slightly over $6^1/_2$-in. thick. It was joined to the aluminum modules by means of extruded aluminum shear transfer devices in order to insure composite action. The Z-shape shear devices are shown in place during erection in Fig. 3. All aluminum components were fabricated from a non heat-treatable

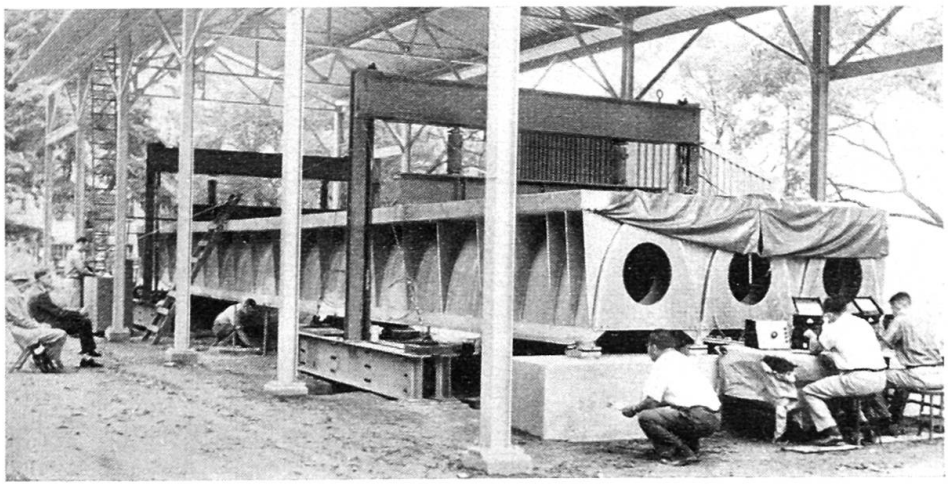


Fig. 1. Static Load Test.

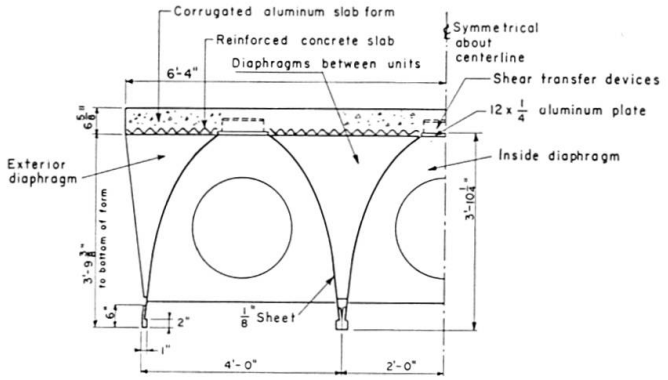


Fig. 2. Half-Section Through Bridge.

aluminum-magnesium alloy designated as 5083. The shear devices and the extrusions which formed the bottom flanges were cold work-hardened to H 112 temper. All other components were made from annealed metal (0 temper).

Each modular unit consisted of curved, $^1/_8$-in. thick, side sheets welded to the bottom extrusions and to a 12-in. wide by $^1/_4$-in. thick plate at the top. A unit had nine inside diaphragms, of $^1/_4$-in. thick plate, connected to it by Huck fasteners. Two of these were over each end bearing and five at intermediate points. Other $^1/_4$-in. diaphragms, more closely spaced, were installed between adjoining units and on the outer side of the exterior units. Adjoining bottom extrusions were bolted together by means of $^1/_4$-in. high strength bolts spaced at 10-in. centers.

Loads were applied to the test bridge by hydraulic rams reacting against structural steel yokes which transferred the ram reactions to anchor rods embedded in rock. Fig. 1 shows the loading yokes in place for a static load test.

Instrumentation

The instrumentation was planned in accordance with the stated purpose, which was to conduct static and repeated-load tests, and to record a limited number of strain and deflection measurements. Vertical deflections of the test

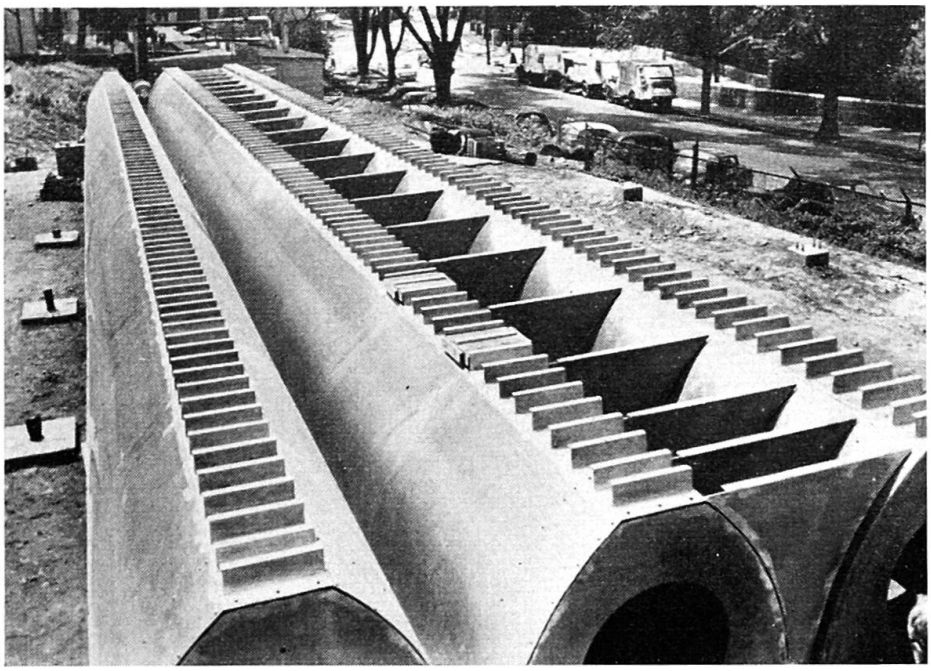


Fig. 3. View During Erection.

bridge were determined by means of a Wild N 2 Level, and longitudinal movements at the expansion end of the test bridge were observed by means of dial gages. Transverse horizontal movements of the bottom extrusions were determined by using plumb bobs hung from the extrusions; but, as maximum transverse movements during the first static tests were on the order of one millimeter, these measurements were discontinued for all subsequent tests.

Strains produced in the test structure by the weight of the concrete slab and by static and repeated loads were measured at selected points by means of Baldwin SR-4 electrical resistance strain gages placed in both uniaxial and rosette patterns. The leads from the gages were wired to switching units, and Baldwin Strain Indicators were used to determine the change in strain corresponding to an increment of load. When the variation of strain with respect

to time was desired, as during the monitoring of the repeated-load tests, a strain gage was connected to a Brush Universal Analyzer and the data plotted on a Brush Paper Strip Recorder.

Static Load Tests

The following four types of static load tests were made:

1. Concrete slab on the aluminum modular units.
2. Two symmetrically applied loads on the composite structure, resulting in simultaneous design values, or multiples thereof, of bending moment and shear.
3. Eccentrically applied loads on the composite structure.
4. Single applied load at mid-span of the composite structure.

Concrete Slab on Aluminum Modular Units

To observe the behavior of the aluminum structure as the concrete was placed, selected gages and scales were monitored. The difference between the final and original sets of readings was considered as the effect of the weight of the concrete slab on the aluminum structure. A comparison between measured and computed deflections, and between measured and computed strains showed good correlation.

Two Symmetrically Applied Loads

The live loads were applied, as shown in Fig. 1, by means of hydraulic rams symmetrically positioned on transverse distribution beams. Thus the force was distributed essentially as a line load across the width of the deck. The loads were placed 12 ft. 2 in. from each end bearing so as to produce vertical shear and bending moment values which would be proportional to the design shear and design moment respectively. As used herein, design shear and design moment are the maximum values produced in a one-lane, simply-supported bridge by a 20-ton truck, together with impact effect, as defined by the current AASHO specifications.

Computed theoretical values of deflections, stresses, and longitudinal movements were based on the following assumptions:

1. There was complete composite action between the concrete slab and the aluminum structure (the ratio of modulus of elasticity of aluminum to that of concrete was taken as 3.5).
2. The load applied through the distribution beam was shared equally by the three modular units.

Fig. 4 shows the vertical deflection at the centerline of the span as the load was increased to 2 times design value and then removed. The plotted values, obtained by averaging the measured deflections at the four lines of extrusions, define reasonably smooth curves during the loading and unloading stages. Up to approximately 1.5 times design load the measured deflections varied almost linearly with load but lagged in comparison to the computed

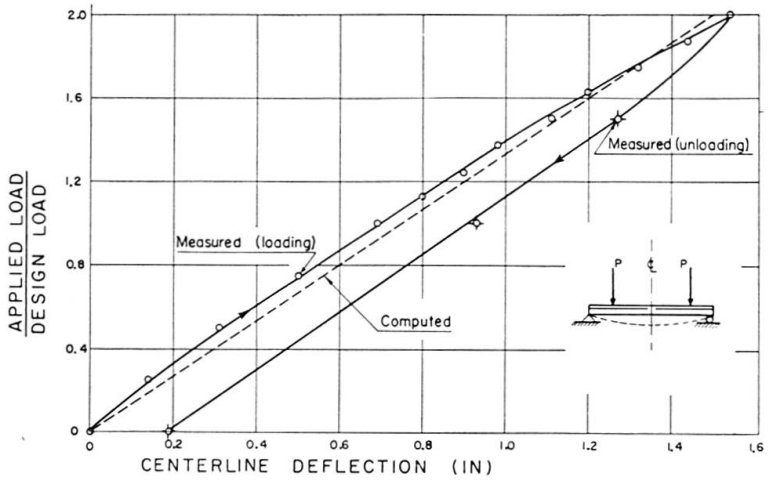


Fig. 4. Centerline Deflection.

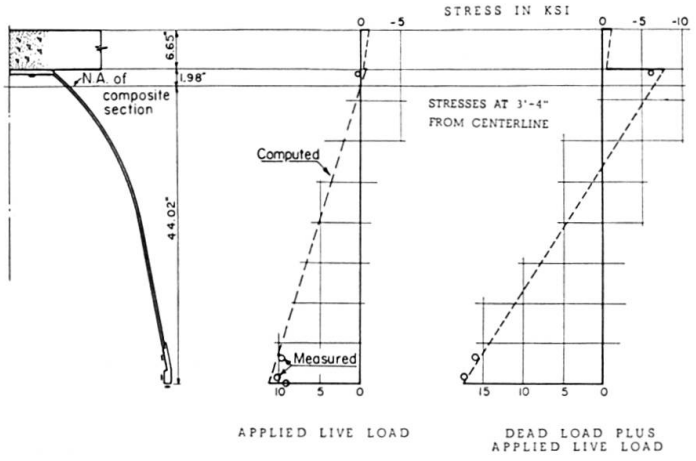


Fig. 5. Stresses at Two Times Design Moment.

values. At loads above 1.5 times design value, the deflections increased non-linearly with load so that at the maximum of 2.0 times design value the measured vertical deflection was slightly larger than the computed value. As reported subsequently, the lag in measured deflections was due principally to end bearing friction.

Comparison of measured with computed values of longitudinal movement showed good correlation, but with a lag of almost 10 percent in the measured values throughout the loading range. During the unloading stage the lag of measured movement was still more pronounced. As in the case of vertical

deflections, this was due principally to the frictional restraint of the sliding detail at the expansion end.

Computed bending stresses and those deduced from measured strains, in kips per sq. in., are shown in Fig. 5. In the bottom extrusion the measured values are consistently lower than the theoretical values, with a maximum difference of approximately 10 percent. The strain gage readings on the underside of the top plate, although somewhat erratic because of the very low level of stress, are consistent with the anticipated position of the neutral axis.

Some evidence of structural distress was observed as the applied load was increased from $1\,^7/_8$ to 2.0 times design moment and shear. There was some local yielding and buckling in the $^1/_8$-in. sheet over the supports. The buckles were of limited size ($^1/_{16}$-in.) and probably represented a readjustment of an unfavorable local condition.

Eccentrically Applied Loads

To make this test, only the hydraulic ram on the west portion of each of the two distribution beams was used to apply load. The measured deflections and stresses varied almost exactly linearly across the structure from a minimum value at the most easterly extrusion to a maximum value at the most westerly extrusion.

The primary objective of the static load tests was to study the over-all behavior of the test structure as reflected in changes in deflection and strains. The possibility of buckling of the curved sheets under load was recognized; however, due to the large number and variety of buckles in the structure as erected, no serious attempt was made to monitor all of the panels for new or modified buckles under applied load.

The three modular units, as received, contained a small number of large buckles in the curved sheets. After the erection of the modular units and the installation of the external diaphragms which divided the structure into 23 panels, additional buckles of varying size, shape and orientation were formed. A survey revealed that the six curved sheets contained as few as 3 buckles of noticeable size per sheet and as many as 22 per sheet. Although it was difficult to measure the size and amplitude of these distortions with any degree of accuracy, there were some which dished in or out as much as $^1/_2$ in.

Later, during the repeated-load program, it was noted that some of the buckled areas were "breathing". Apparently these buckles were straightening out elastically, under the effect of the diagonal tension stresses introduced by the applied load, moving back to their dead load configuration upon release of the load.

During the eccentric load test there occurred an incident that raised some questions regarding the stability of the panels under high shear loading. While readings were being taken under an eccentric load of $^7/_8$ of the design value,

an observer, leaning with his hand on a curved panel, produced a depression of approximately $^1/_2$ in. Apparently the buckled shape was stable, since no further change was detected as the load was increased to 1.0 times design load and then released.

Special Studies with Single Load at Mid-Span

During the repeated-load tests (discussed later), there were periods when cycling was suspended, and it was decided to utilize the loading set-up (single line-load at centerline) to investigate the effect of sliding friction at the bearing and the effect of using a line load rather than a simulated wheel concentration.

To study the effect of type of expansion bearing on deflection and on longitudinal movement, steel rollers on suitable bearing plates were substituted for the Lubrite plates. With roller supports the lag of measured values was eliminated. In addition, noises and jerky movements due to end restraint were essentially eliminated.

In all previous load tests a distribution beam, which rested on the roadway slab for its full width, had been placed under the ram. To simulate a wheel concentration, it was decided to use a steel plate. As it was inconvenient to remove the distribution beam, it was raised and the plate was placed between the beam and the roadway. There was no appreciable difference in behavior with the plate from what had been observed with the distribution beam.

Strains in the concrete slab were determined by means of suitably moisture-proofed SR-4 strain gages. Measured values were approximately 25 percent lower than computed values.

Repeated-Load Tests

After consultation with Mr. E. L. Erickson of the Bureau of Public Roads, the following program of repeated-load tests was adopted:

1. 50,000 cycles at 1.0 times design moment.
2. 750,000 cycles at 1.5 times design moment.

In all cases the load variation during cycling was from dead load to dead load plus live load. Load was applied by a single hydraulic ram acting on a distribution beam at mid-span.

Test Procedure

The hydraulic loading system was designed and built to apply a predetermined maximum force at the ram irrespective of any vertical movement of the bridge due to temperature change. Periodic checks and adjustments were made.

To provide a continuing check of the response of the structure, the operators monitored a selected group of strain gages, dial gages, and level targets. The readings were taken once each hour, and were followed immediately by a visual examination of the aluminum structure and the concrete deck for any signs of distress. After it became evident that fatigue was causing damage, greater emphasis was given to the visual inspection, and critical areas were kept under careful surveillance in order to detect cracks at an early stage of development.

Tests with Original Extrusions

The 50,000 cycles at 1.0 times design moment were completed without incident. After 360,595 cycles at 1.5 times design moment a crack was discovered. It had progressed through an interior bottom extrusion at mid-span and gone upward into the $^1/_8$-in. curved sheet for a distance of approximately 16 in., almost to the mid-height of the aluminum module. Fig. 6 is a photograph, with the interior diaphragm removed, showing the full extent of the crack. Note its progression through three holes in a vertical line, starting at the $^1/_4$-in. hole in the bottom extrusion.

A 6-in. wide section of the bottom extrusion and a 4-in. wide by $7\,^1/_2$-in. high portion of the curved sheet was cut out to remove the bulk of the crack. The balance of the crack in the sheet was enlarged with a saw after a hole

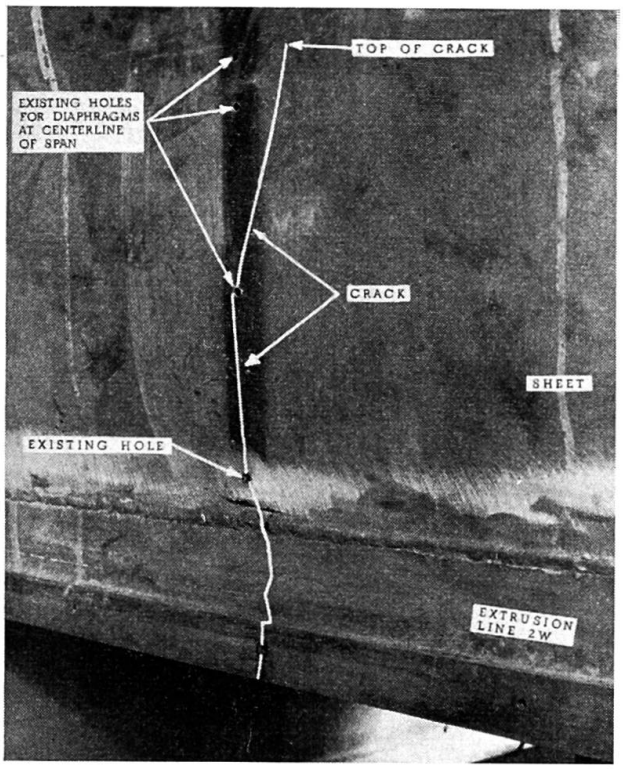


Fig. 6. Crack No. 1.

had been drilled at its upper extremity. Matching patch plates were prepared, positioned, and then welded using the inert gas shielded consumable-electrode process. The completed repair, with additional reinforcing plates for the bottom extrusion, is shown in Fig. 7. In order to replace the interior diaphragm that had been removed, portions of the weld seam were ground down.

Two other cracks, located within 20 in. of mid-span, were discovered before the sponsor decided to replace the bottom extrusions. The second crack occurred 47,045 cycles after the first and originated at a hole in another interior bottom

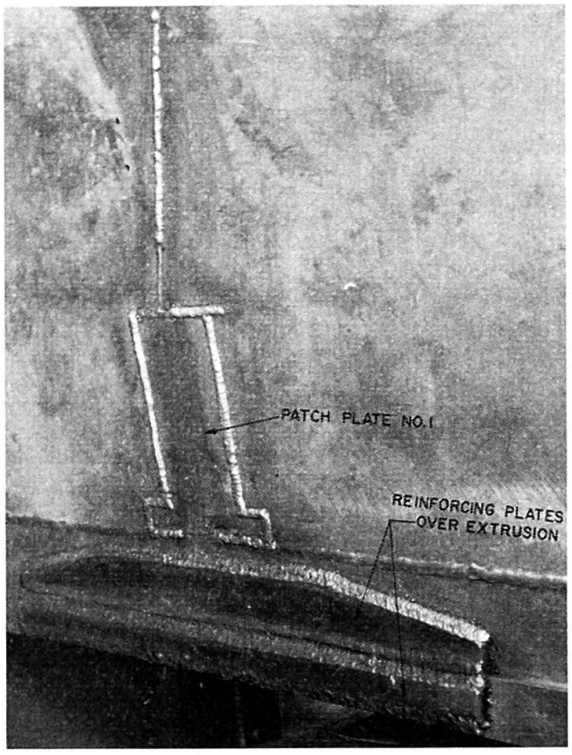


Fig. 7. Repair of Crack No. 1.

extrusion. It was repaired in a manner similar to that used for the first crack. In addition, 53 holes in the central portion of each extrusion were drilled to $^1/_2$-in. diameter and reamed. Of these holes, the 21 closest to mid-span were then plug welded. Due to the limited size of opening in proportion to depth, it was difficult to obtain full weld penetration. The third crack, working its way through a plug-welded hole in still another interior extrusion, forced a shut-down after an additional 39,760 cycles.

Tests with New Extrusions

After the third crack, the sponsor decided to discontinue the practice of making repairs as they became necessary and instead remove the central

49 ft. 6 in. of the bottom extrusions and replace them with others of a new design in which all holes were eliminated. Extrusions on interior lines were to be single units rather than pairs.

It was recognized that the test structure would then consist of two groups of parts with different loading histories. The new extrusions would have no history of repeated loads, while the remainder of the structure would have sustained 50,000 cycles at 1.0 times design moment and 447,000 cycles at 1.5 times design moment. In addition, there would be various difficulties involved in making such a major repair, but nonetheless the sponsor considered it preferable to replace the extrusions. A new extrusion is shown in Fig. 8 adjacent to the pair of extrusions it replaced.

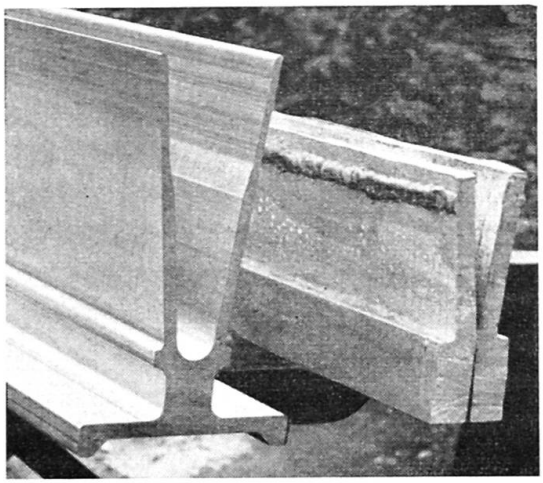


Fig. 8. New and Original Extrusions.

The plan was to raise the structure so as to relieve a designated portion of the dead load bending stresses in the structure, make the repair, and then restore essentially the same dead load stress conditions into the modified structure by removing the lifting force. The particular scheme devised incorporated an arrangement which, in order to keep the working area under the bridge as clear as possible, would permit lifting from above rather than pushing from below. Six $1\,^1/_4$-in. holes, three on each of two transverse lines, were drilled through the concrete slab and the top aluminum plates in order to insert hanger rods. Two banks of three hydraulic rams each were arranged so that lifting loads could be applied gradually to the structure along the two transverse lines.

The edges of the curved sheets took an irregular sinusoidal shape in the transverse direction when the extrusions were removed by sawing. They were eventually straightened out when the replacement section was fitted up and welded. Attention is called to the fact that the sawed edges were not ground smooth.

On the exterior lines, the lapped joint between the sheet and the extrusion was exposed so that both seams were accessible. A continuous fillet weld was made along the top of the extrusion. Later, to eliminate the possibility of cracks starting at the cut edge of the sheet, it was decided to join the lower edge of the plate to the side of the new extrusion by means of a similar weld. Along the interior lines, the rough edges of the sheets were inaccessible and could not be welded. Furthermore, since these edges were behind the stems of the new extrusions, they were hidden from view.

The junctions between new and existing extrusions were spliced using a combination of butt welds and strap plates. Rather large distortions were observed on the curved sheets of the panels in which the splices were made. However, except for some minor crater cracks in the welds, the splices and the affected sheets showed no signs of distress during the balance of the repeated load tests.

Before the additional 302,600 cycles required to complete the program were applied, it was necessary to stop testing six more times in order to repair cracks which developed. These were all located on one line near mid-span, in the vicinity of the longitudinal weld seam.

Analysis of the cracks indicates that they can be classified into two types. The first type is a crack in the weld seam of a previous repair and is due to a variety of reasons, including lack of penetration, removal of weld section, and locked-in stresses. The second type is a vertical crack which appeared at the longitudinal weld seam, apparently isolated, but which is essentially an extension of a crack in the sheet due to a stress raiser in the form of an existing hole.

The repairs made can be classified into three types. The first type, similar to the repairs made when the old extrusion was in place, consisted of cutting out the crack, welding the seam, and adding reinforcing plates. The second type involved cutting out the crack and rewelding the seam with a butt weld. In the third type a patch plate was inserted and butt welded after the area around the crack was removed. No repair of the first type was involved in a subsequent failure, whereas cracks did reappear in both of the other types of repair.

General Assessment of Cracks

All of the serious cracks that developed in the structure involved some sort of stress raiser which eventually led to distress under repeated load. The original stress raisers were the holes in the bottom extrusions. As the result of unsatisfactory repair of the cracks induced by these holes, new stress raisers were introduced, and these, coupled with poor weld penetration in some instances, resulted in the formation of still other cracks. In no case was a crack observed that was not due to one of these causes.

Fatigue Tests on Tension Specimens

Fig. 9 shows three laboratory specimens that were subjected to repeated load from approximately 9,000 psi to approximately 18,000 psi. This stress range corresponds roughly to dead load and dead load plus 2 times live load. The left-hand specimen, containing a $^1/_4$-in. drilled hole, underwent 380,000 cycles before it cracked. The results compare well with the history of crack number 1 although the cycling of the specimen was at a higher stress level. The middle specimen, which had a drilled hole reamed to $^1/_4$ in., underwent 890,000 cycles before cracking. The hole was then enlarged to $^1/_2$ in. and filled by welding, and the specimen underwent an additional 645,000 cycles before cracking. The specimen on the extreme right was drilled and reamed to $^1/_2$ in. After more than 2,000,000 cycles no crack was observed.

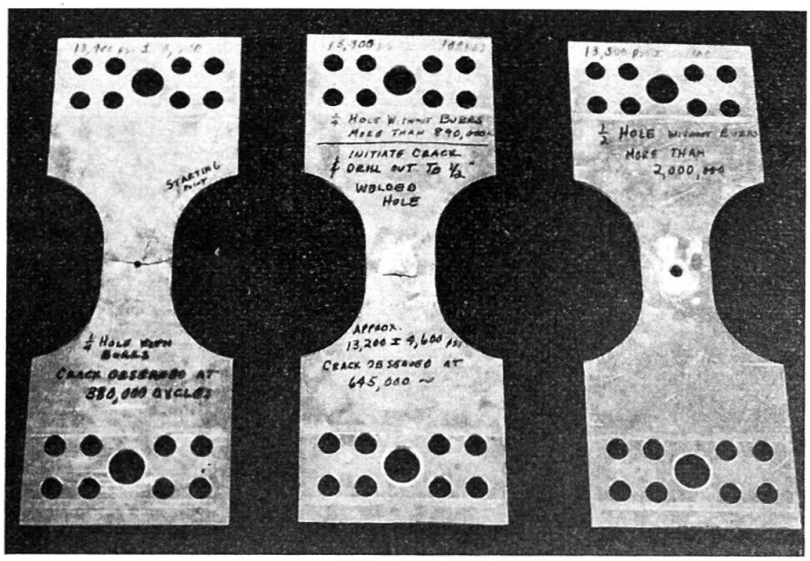


Fig. 9. Fatigue Specimens.

Experimental Determination of the Natural Frequency

A sack of sand, weighing approximately 75 lbs., was lifted 11 ft. above the center point of the bridge deck by a rope and pulley arrangement and then dropped. The resulting vertical vibrations were converted into electrical signals, amplified, and recorded on a paper strip recorder.

Based on the average of measured wave lengths and the known paper speed, it was found that the value of the natural frequency was 4.5 cycles per second, or 270 cycles per minute. For an idealized beam structure with flexural properties corresponding to those assumed for the bridge structure, the theoretical natural frequency is 5.1 cycles per second. The difference of approximately 12 percent is considered reasonable in view of the presence of damping, including the effect of restraint at the expansion end.

Summary

A welded aluminum prototype bridge was subjected to static and repeated load tests in order to determine its structural suitability for use on highways. No signs of distress, except for some local yielding and local buckling over the supports, were observed under static loads. The measured strains and deflections were in general what would be expected on the basis of theory.

The program of repeated-load tests included the application of 50,000 cycles at 1.0 times design moment, and 750,000 cycles at 1.5 times design moment. Before 448,000 cycles at 1.5 times design moment were completed, three cracks were discovered. All three cracks appeared to be due to the presence of holes drilled in the bottom extrusions to accommodate bolts which joined adjacent modules at their lower edges.

The first two cracks were repaired, but after the third crack the bottom extrusions were removed and replaced with others of a new design with all holes eliminated. Before the prescribed program of repeated-load tests was completed, six additional shutdowns were made in order to repair cracks. All of these cracks can be traced to the unsatisfactory repair of a previous crack or to holes that were present in the structure as erected.

Résumé

Un prototype de pont soudé en aluminium a été soumis à des essais de charge statiques et répétés, essais destinés à montrer si l'on pouvait utiliser de tels ouvrages sur les autoroutes. Aucun signe d'épuisement ne se montra lors des essais statiques, à part de légères déformations plastiques locales et un voilement local au droit des appuis. En général, les allongements et les flèches concordaient avec celles données par le calcul.

Le programme des essais à l'endurance comprenait 50 000 cycles pour la sollicitation de service réglementaire puis 750 000 cycles pour une sollicitation de 50% supérieure. Près du 448 000e cycle de la seconde série, on découvrit trois fissures. Toutes ces fissures semblaient dues aux trous percés dans les profilés extrudés inférieurs, trous qui servaient à l'assemblage des éléments contigus à l'aide de boulons.

Les deux premières fissures furent réparées. A l'apparition de la troisième, on enleva les profilés inférieurs et on les remplaça par un nouveau profil sans trous. Avant d'atteindre le nombre de cycles prévu par le programme, les essais durent être interrompus six fois pour effectuer des réparations. Toutes ces fissures provenaient d'une réparation insuffisante des dommages précédents ou de trous percés dans l'ouvrage primitif.

Zusammenfassung

Um die bauliche Eignung einer geschweißten Aluminiumbrücke als Straßenbrücke zu analysieren, wurde diese statischer und wiederholter Belastung unterworfen. Abgesehen von leichten lokalen plastischen Formänderungen und örtlichem Ausknicken über den Auflagern, wurde unter ruhender Belastung kein Erschöpfungszeichen beobachtet. Im allgemeinen entsprachen die Formänderungen und die Durchbiegungen den theoretisch berechneten Werten.

Das Programm der Prüfung auf wiederholte Belastung umfaßte 50000 Lastwechsel unter dem 1,0-fachen Bemessungsmoment und 750000 Lastwechsel unter dem 1,5-fachen Bemessungsmoment. Vor dem Erreichen von 448000 Lastwechseln unter dem 1,5-fachen Bemessungsmoment wurden drei Risse entdeckt. Alle drei Sprünge schienen ihre Entstehung den Löchern in den unteren Strangpreßprofilen zu verdanken. In diesen Löchern waren die Bolzen eingesetzt, die die nebeneinanderliegenden Elemente verbanden.

Die ersten beiden Risse wurden repariert. Nach dem dritten Riß wurden die unteren Strangpreßgurte abgetrennt und durch ein neues Profil ohne Löcher ersetzt. Ehe das vorgesehene Lastwechselprogramm erfüllt war, mußte der Versuch noch 6mal zur Vornahme von Reparaturen unterbrochen werden. All diese neuen Risse konnten auf ungenügende Reparaturen der vorangegangenen Schäden oder auf Löcher in der ursprünglichen Konstruktion zurückgeführt werden.

Ia2

Fatigue Design and Endurance of Metal Structures

Calcul de la résistance à la fatigue des ouvrages métalliques

Ermüdungsberechnung und Dauerfestigkeit von Metallbauten

A. M. FREUDENTHAL
Columbia University, New York, N. Y.

In his General Report Professor Stüssi discusses the problem of the reduction of the endurance limit under random sequences of variable stress-amplitudes of a stress-spectrum including amplitudes below as well as above the conventional constant-amplitude endurance limit. On the basis of preliminary test-results performed to check the conclusion reached in my paper in the "Preliminary Publication" [1] that the stress-amplitudes below the conventional endurance limit produce significant damage because of their interaction with the stress-amplitudes above this limit, he attempts to show that this conclusion is not confirmed. He also suggests that the strain-hardening effect produced by high stress-amplitudes might be responsible for the specific and, as he says, "unexpected" test results reported in my paper. This latter suggestion is not convincing, as according to all evidence strain-hardening should be expected to raise the endurance limit rather than to lower it.

However, before discussing the points raised, particularly the discrepancy between Professor Stüssi's and my own test results, I should like to present new results of random-fatigue tests performed on a much more widely used metal than the SAE 4340 high-strength steel used in the first test series. The purpose of these tests was the same as that of the previously reported tests: to demonstrate that stress-amplitudes below the conventional endurance limit produce significant damage if mixed with a small number of stress-amplitudes above this limit, so that the design-significance of the endurance limit obtained in constant-amplitude tests is, at least, problematic.

The material used was ASTM-A-285 weldable mild carbon steel with nominal ultimate tensile strength $\sigma_u = 53{,}000$ psi, estimated conventional endurance

limit in bending $S_E = 28{,}000$ psi $= 0.53\ \sigma_u$ and yield limit in tension of 34,000 psi. The testing procedure is similar to that described in my paper in the "Preliminary Publication"; the stress-spectrum applied is exponential with respectively 0, 1, and 2 stress-amplitudes below the conventional endurance limit. Table I shows the actual test results in ascending order for the three stress-spectra applied; S_1 denotes the lowest, S_5, S_6 and S_7 the highest stress-amplitudes in terms of σ_u of the spectrum, p indicates the ratio of the lowest and of the highest stress-amplitude cycles in the total number of cycles applied. It should be noted that the nominal ultimate strength σ_u and the yield stress refer to uni-axial tension tests while the fatigue tests were performed in rotating bending; thus the maximum stress-amplitude applied of $0.95\ \sigma_u$ is, in fact, only slightly above the expected yield stress in bending which for round specimens is at least 40 percent above the yield stress in tension.

Table I. Number of Cycles to Failure in Thousands for ASTM-A-285 Steel Specimens under Randomized Exponential Load Distributions of Slope $h = 17.3$

	Spectrum No. 1	p	2	p	3	p
Spec.	$S_1 = 0.55$	0.82218	$S_1 = 0.45$	0.82200	$S_1 = 0.35$	0.822000
No.	$S_5 = 0.95$	0.00100	$S_6 = 0.95$	0.00018	$S_7 = 0.95$	0.000026
1	622.5		2,408.5		2,068.7	
2	646.3		2,743.0		3,879.7	
3	696.4		3,166.2		5,937.1	
4	816.5		4,356.9		6,497.4	
5	877.6		5,145.7		6,914.4	
6	971.4		5,747.0		7,076.0	
7	1,453.0		6,625.1		7,230.3	
8	1,705.4		7,606.4		8,055.1	
9	1,966.6		8,615.8		9,020.3	
10	2,019.5				9,342.3	
11					9,648.4	
12					9,871.9	
13					11,411.7	
14					20,111.0	
15					22,257.8	
V'_{OR}	1,294.0		5,827.7		10,561.0	
N'_{OR}	350.0		1,000.0		1,000.0	

The applied load spectra have identical slopes of 17.3 and identical highest stress-amplitudes $0.95\ \sigma_u$. They are therefore practically identical with Spectrum A (most severe) applied in the tests on SAE 4340 steel. They differ by their relation of the lowest stress amplitude S_1 to the conventional endurance limit $S_e = 0.53\ \sigma_u$. V'_{OR} and N'_{OR} denote, respectively, the "characteristic" life (probability level of failure $P = 1 - 1/e$) and the "minimum" life ($P = 0$) obtained by extreme value theory interpretation of test results [2].

The test results are evaluated in Table II which, in the last column, shows the effect, on the random fatigue life under the given stress-amplitude spectrum, of including or of not including stress-amplitudes below the conventional endurance limit. Thus the inclusion of two stress-levels below this limit reduces the fatigue life by a factor of almost four, which is of the same order of magnitude as that observed for the same spectrum on SAE 4340 steel.

Table II. Compensated Fatigue Life for ASTM-A-285 Steel Specimens for Tests with and without Inclusion of Stress Levels below the Endurance Limit $S_E = 0.53\ \sigma_u$

Spectrum No.	h	No. of stress levels below S_E	S_1	V'_R (mode) in thousands	Compensating factor	Compensated life (mode) in thousands
1	17.3	0	$0.55\,\sigma_u$	1,294	$1/(1-p_1-p_2) = 30.36$	39,932
2	17.3	1	0.45	5,828	$1/(1-p_1) = 5.62$	32,757
3	17.3	2	0.35	10,561	1.00	10,561

The results on ASTM-A-285 Steel therefore confirm the conclusions reached previously for SAE 4340 Steel: application of stress-levels below the conventional endurance limit produces significant fatigue damage. The damage is the more pronounced the larger the proportion of stress-amplitudes below this limit.

The key to the discrepancy between Professor Stüssi's and my own test-results is in this last conclusion, which confirms the trend established by the results on SAE 4340 Steel (there is a misplaced decimal point in the last figure of Spectrum C 1; the number should be 330.0 instead of 33.0). Damage at stress-amplitudes below the conventional endurance limit resulting from interaction with high stress-amplitudes becomes pronounced only when the damage directly produced by the latter is very small. When the variable-amplitude fatigue life is essentially determined by stress-amplitudes above the endurance limit, interaction effects become insignificant.

None of Professor Stüssi's test programs contains stress-amplitudes below the conventional endurance limit; the lowest amplitude of program I of $0.546\ \mathrm{t/cm^2}$ is practically *at* rather than *below* the endurance limit ($0.55\ \mathrm{t/cm^2}$). Thus the tests are not designed to discover possible damage *below* the endurance limit and are, in this respect, not really comparable to my own test. With respect to damage *at* the endurance limit by stress-amplitudes exceeding it, comparison of the mean values Δn for programs I and II seems to support Professor Stüssi's implied conclusion that no damage is produced *at* this limit: the sum of Δn for program I is $1684{,}1 \times 10^3$, while the sum of Δn for program II plus the (non-applied) number of cycles at $0.546\ \mathrm{t/cm^2}$ would be 1630.9×10^3 and thus clearly within the scatter-range of program I.

It should, however, be noted that in Professor Stüssi's tests the percentage of high stress-amplitudes is very high in comparison with my own tests: almost 18 percent of the stress-cycles are at the highest two amplitudes, producing directly roughly 86 percent of the total damage according to the linear damage law, compared to much less than 3 percent of stress cycles at these two amplitudes producing directly less than 2 to 5 percent of the total damage in my tests. Whatever damaging interaction effects between the high stress-amplitudes and the endurance limit might exist, they can hardly be noticeable when the fatigue life is essentially determined by the highest two stress-levels alone. The fact that the linear damage law is applicable in the interpretation of Professor Stüssi's tests shows, in fact, that stress-interaction effects are unobservable; this does not necessarily mean that they are non-existent, but only that Professor Stüssi's test programs have not been designed to bring these effects out. In all random fatigue tests performed at Columbia University in recent years it could be clearly shown that the linear damage law $\Sigma(\Delta n_i/n_i) = 1$ is approximately valid only when all stress-amplitudes are relatively high and fatigue lives relatively short ($\leqq 10^6$ cycles); the wider the range between the highest and lowest stress amplitudes and the smaller the percentage of the former, the larger the deviation from the linear law and the stronger the stress-interaction effect [3].

Professor Stüssi's statement in his General Report that my test results are not confirmed by his preliminary tests could therefore only be understood to mean that his specific test programs are not quite relevant to the purpose of my tests, and that therefore our results are not comparable. His results show as clearly that there are conditions under which the stress-interaction effect in fatigue is irrelevant, as mine show that there are other conditions under which this effect is highly significant. Our results are thus neither incompatible, nor does any difference between them prove anything beyond the fact that test-conditions have been sufficiently different to produce different results.

With respect to the test conditions it appears, however, that the exponential stress-amplitude spectra underlying my tests with their very small percentages of high amplitude stress cycles are closer to real conditions of structures under variable loads than the stress-programs selected by Professor Stüssi. In fact they have been derived from load records of airplane wings in operational flight. Therefore my conclusion that the constant-amplitude endurance limit is a fatigue design and performance characteristic of dubious value is not affected by the results of Professor Stüssi's tests.

References

1. A. M. Freudenthal, Prelim. Publication, Sixth Congress IABSE, Stockholm, 1960, p. 27—33.
2. A. M. Freudenthal and E. J. Gumbel, Advances in Applied Mechanics, vol. 4, p. 117, Academic Press, New York 1956.
3. A. M. Freudenthal and R. A. Heller, Journal Aeron. Sciences, vol. 26 (1959), p. 431—442.

Summary

On the basis of preliminary test-results performed to check the conclusion reached in the author's paper in the "Preliminary Publication" that the stress amplitudes below the conventional endurance limit produce significant damage because of their interaction with the stress-amplitudes above this limit, Professor Stüssi attempts to show that this conclusion is not confirmed. New results of random-fatigue tests performed on ASTM-A-285 weldable mild carbon steel confirm the conclusions reached previously for SAE 4340 Steel: Application of stress-levels below the conventional endurance limit produces significant fatigue damage.

The author states that his own tests and those of Professor Stüssi based on different specific test programs are not comparable.

Résumé

Se fondant sur les résultats d'essais préliminaires, effectués dans le but de contrôler les conclusions que l'auteur a avancées dans la «Publication Préliminaire» (conclusions indiquant que des contraintes d'amplitude inférieure à la résistance classique à la fatigue peuvent causer d'importants dommages, à cause de leur interaction avec des contraintes d'amplitude supérieure à cette limite) le Prof. Stüssi essaie de prouver que ces conclusions ne sont pas confirmées. Des nouveaux essais effectués sur l'acier doux, soudable ASTM-A-285 confirment les conclusions tirées des résultats obtenus pour l'acier SAE 4340 et qui sont: l'application de contraintes d'amplitude inférieure à la résistance classique à la fatigue cause d'importantes dégradations par fatigue.

L'auteur constate que ses résultats d'essais et ceux du professeur Stüssi ne peuvent pas être comparés par ce qu'ils se fondent sur des programmes spécifiques différents.

Zusammenfassung

Auf Grund von ersten Versuchsergebnissen zur Überprüfung der Schlußfolgerung, zu der der Autor in seinem Beitrag im «Vorbericht» gekommen ist,

daß nämlich Spannungsamplituden unterhalb der herkömmlichen Ermüdungsgrenze beträchtlichen Schaden anrichten wegen ihrer Wechselwirkung mit den Spannungsamplituden über dieser Grenze, versucht Prof. Stüßi zu zeigen, daß diese Schlußfolgerung nicht bestätigt wird. Neue Ergebnisse von Ermüdungsversuchen unter veränderlichen Spannungswerten, ausgeführt an schweißbarem, normalem Baustahl ASTM-A-285, sollen aber die früher gezogenen Schlußfolgerungen für SAE 4340-Stahl bestätigen: Anwendung von Spannungsstufen unter der konventionellen Dauerfestigkeitsgrenze ergeben einen bemerkenswerten Ermüdungsschaden.

Der Autor stellt fest, daß seine Versuchsresultate und diejenigen von Prof. Stüßi, die von verschiedenen spezifischen Versuchsprogrammen ausgehen, nicht vergleichbar sind.

Ia3

L'exploitation des séries de petite taille en résistance des matériaux

Die Interpretation der kleinen Serien in der Festigkeitslehre

The Interpretation of Small-sized Series in Strength of Materials

M. DAVIN
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris

Parmi les problèmes fondamentaux qui conditionnent le dimensionnement des constructions, celui du «risque de défaillance locale», c'est-à-dire d'abaissement local de la résistance au-dessous du taux de contrainte subi en service, est un des plus importants.

Pour déterminer la forme des courbes de répartition en probabilité des résistances à la rupture, et rechercher les meilleures formules d'ajustement, nous avons, au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, réalisé des populations de forte taille (plusieurs centaines, même plusieurs milliers) aussi homogènes que possible, d'éprouvettes de mortier. Nous avons trouvé que la «loi de valeurs extrêmes»

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{x_0}\right)^K}$$

(où x est la variable aléatoire représentant la résistance à la rupture et $F(x)$ sa fonction de répartition, x_0 et K des paramètres dépendant de la population considérée), permet pour les essais de compression ou de traction directe, des ajustements très satisfaisants de la partie inférieure de la courbe ($x < x_0$) la seule qui intéresse la sécurité des constructions. Pour la partie supérieure ($x > x_0$), cette formule représente moins bien la réalité, les courbes expérimentales étant plus étalées que les courbes théoriques. Ainsi, pour un écart quadratique moyen d'environ 8% correspondant à $K = 15$, une valeur supérieure de plus de 30% à la moyenne n'est pas, en fait, extrêmement exceptionnelle, alors que la formule lui attribue une probabilité inférieure à 10^{-13}, donc très inférieure à l'inverse du nombre total d'éprouvettes essayées dans tous les temps et dans tous les laboratoires du monde.

La série de forte taille a toutefois l'inconvénient de nécessiter une étude

spéciale, faite dans des conditions aussi particulières que possible, et il subsiste un doute quant à la possibilité d'en tirer des conclusions générales. C'est pourquoi nous avons recherché une méthode permettant d'exploiter les archives de notre Laboratoire, principalement composées de séries de taille 6 relatives à des essais de mortiers et bétons, notamment l'essai de compression sur cubes et l'essai de traction de Michaëlis.

Il faut bien comprendre que ces séries ne peuvent pas être considérées comme formant, par leur réunion, un échantillon de grande taille d'une «population mère» commune. En effet, les changements qui interviennent, d'une série à l'autre, sont principalement sous la dépendance de facteurs humains, à variations discontinues, le plus souvent rebelles aux lois statistiques: changement de l'opérateur ou perfectionnement de la technique d'essai en ce qui concerne le laboratoire; variations dans la provenance et la qualité du ciment, les spécifications officielles, progrès de l'industrie des liants hydrauliques; et même, transformation de la mentalité des ingénieurs qui demandent les essais, certains d'entre eux s'adressant systématiquement aux Laboratoires, d'autres n'y faisant appel que s'ils ont subi des mécomptes.

Nous les avons donc considérées comme appartenant à des populations toutes différentes, mais en raison de leur communauté de nature, nous avons admis que ces populations obéissent à des lois que l'on peut ramener à une formulation mathématique du type défini ci-dessous.

La fonction de répartition de la résistance pouvant toujours être représentée pour l'ensemble des populations considérées par:

$$F(x, \lambda, \mu, \nu \ldots)$$

$\lambda, \mu, \nu \ldots$ étant des paramètres qui varient d'une population à l'autre, nous admettons que cette fonction peut se mettre sous la forme:

$$F(x, \lambda, \mu, \nu) = \Phi[f(x, \lambda, \mu, \nu), g(x, \lambda, \mu, \nu) \ldots]$$

les f, g étant *très peu nombreux* et *très simples comme expression mathématique*. On aura par exemple:

$$F(x, \lambda, \mu) = \phi(\lambda x + \mu)$$

(deux paramètres, une seule fonction auxiliaire introduisant les paramètres sous forme linéaire).

Cette hypothèse est suggérée par l'examen des principales lois usuelles admises en statistique. La loi de Gauss, dans toute sa généralité, la 1ère loi de Pearson, quand on fixe les exposants p et q, la loi de valeurs extrêmes à variable non bornée inférieurement (dont la fonction de répartition est $F(x) = 1 - e^{-e^{\frac{x-x_0}{p}}}$), admettent précisément la formulation de l'exemple particulier ci-dessus. La loi de Galton, la loi de valeurs extrêmes du type défini plus haut comme meilleure loi d'ajustement des séries de grande taille (type à variable essentiellement positive) ont des fonctions de répartition du type

$$F(x, \lambda, \mu) = \phi(\lambda L(x) + \mu)$$

ou encore, si l'on fait le changement de fonction $\phi(L(\xi) = \Psi(\xi)$ et le changement de paramètre $\nu = e^{\mu}$.

$$F(x, \lambda, \nu) = \psi(\nu x^{\lambda}).$$

Si nous nous bornons au cas où il n'y a qu'une fonction auxiliaire, nous avons

$$F(x, \lambda, \mu, \nu \ldots) = \Phi[f(x, \lambda, \mu, \nu)];$$

f est supposée connue mais la fonction ϕ à une seule variable est supposée inconnue.

Si la taille n des échantillons est supérieure au nombre m des paramètres, la répartition, dans l'espace à n dimensions, des points P dont chacun figure un échantillon, nous donne une information sur la fonction Φ; mais cette information est plus facilement exploitable s'il est possible de trouver une famille de multiplicités (courbes, surfaces ou hypersurfaces) telle que la probabilité de présence du point P dans chaque portion d'espace délimitée par une ou plusieurs de ces multiplicités soit indépendante des paramètres.

Soit en particulier $f(x, \lambda, \mu) = \lambda x + \mu$. Nous considérons des échantillons de taille 3 et nous les représentons, dans l'espace à 3 dimensions, chacun par le point P dont les 3 coordonnées $x_1 x_2 x_3$ sont les 3 nombres constituant le résultat d'épreuve de l'échantillon. Si nous passons d'une population à une autre en changeant λ et μ, la figure de l'espace représentant la densité de probabilité de présence du point P subit, pour un changement de λ, une homothétie par rapport à l'origine, et pour un changement de μ une translation suivant la droite $D(x_1 = x_2 = x_3)$.

Donc si nous considérons un dièdre Δ formé par deux demi-plans passant par D, la probabilité de présence de P à l'intérieur de ce dièdre est la même pour tous les échantillons, et quand le nombre des échantillons croît indéfiniment, la proportion de points P à l'intérieur du dièdre converge en probabilité vers une valeur certaine égale à cette probabilité commune.

Si la loi étudiée est normale (loi de Laplace-Gauss) la «figure représentant la densité de probabilité de présence de P» pour un échantillon, est formée de sphères concentriques. En effet, cette densité est:

$$\frac{1}{(2\pi s^2)^{3/2}} e^{-\frac{(x_1-m)^2+(x_2-m)^2+(x_3-m)^2}{2s^2}}.$$

Donc la répartition entre les dièdres Δ est uniforme: si δ est la mesure en radians d'un tel dièdre, la proportion de points P à l'intérieur de Δ converge en probabilité vers $\frac{\delta}{2\pi}$.

En fait, des 3000 échantillons de taille 6 trouvés dans nos archives, nous avons tiré 60 000 échantillons de taille 3, en divisant chacun en deux parts des 10 manières possibles, et sur chacun des 60 000 nous avons considéré la quantité:

$$\theta = \pm \operatorname{Arc\,cos} \frac{2x_1 - x_2 - x_3}{2\sqrt{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 - x_1 x_2 - x_2 x_3 - x_3 x_1}}$$

(le signe devant Arc cos étant celui de $x_2 - x_3$) qui représente l'angle dièdre du plan passant par D et P avec le plan passant par D et l'axe des x_1. D'après ce qui précède, la répartition de θ tendrait vers l'uniformité entre $-\pi$ et $+\pi$, pour un nombre indéfiniment croissant d'échantillons, si les populations suivaient une loi normale.

Toutefois l'ordre des indices affectés à chacun des nombres formant l'échantillon doit être vraiment aléatoire, sans corrélation avec l'ordre de grandeur croissante ou décroissante. Or certains de nos résultats d'essais avaient été classés par ordre de grandeur; d'autres d'après l'ordre d'exécution des essais.

Nous avons donc commencé par opérer la permutation aléatoire systématique de nos échantillons, commandée par un procédé de randomisation.

Les nombres mis en œuvre, étant des résultats expérimentaux, étaient arrondis à la division du cadran la plus voisine de l'aiguille; d'où le risque d'un «biais» d'autant plus grave que les écarts entre x_1, x_2 et x_3 sont souvent de quelques divisions seulement. Nous avons corrigé ce biais, en ajoutant, à chacun des résultats bruts, une partie décimale définie elle aussi par un procédé de randomisation.

En définitive, c'était la répartition de θ entre des tranches égales (0 à 10°, 10° à 20° ...) qui nous intéressait. Pour économiser le temps de travail de la machine, nous n'avons pas, en réalité, calculé θ, mais seulement $\cos\theta$, c'est-à-dire la fraction algébrique en $x_1 x_2 x_3$, et nous avons étudié la répartition des valeurs trouvées entre les intervalles $\cos 0° - \cos 10°$, $\cos 10° - \cos 20°$, etc.

Le choix de tranches de 10° pour θ réalise un bon compromis entre deux exigences contraires: avoir assez de tranches pour obtenir une connaissance suffisante de la fonction représentant la distribution des points P par rapport à θ; avoir assez de points P dans chaque tranche pour réduire suffisamment les écarts relatifs accidentels.

Conformément à la théorie, notre courbe de fréquence admet, aux dits écarts près, la période $\frac{2\pi}{3}$. Les tranches ont des différences significatives qui prouvent l'existence d'écarts entre les lois des populations étudiées et la loi de Gauss. Les moins chargées sont celles voisines de $\pm 30°$, $\pm 90°$, $\pm 150°$. Les plus chargées sont celles voisines de $\pm 60°$ et de 180°; mais des maxima moins accusés existent au voisinage de 0° et $\pm 120°$.

Est-il possible de remonter de la fonction densité de probabilité en θ (supposée connue suffisamment par ces résultats) à la fonction $\phi(z)$ telle que $\phi(\lambda x + \mu)$ soit la forme générale de la fonction de répartition des populations étudiées? Ce problème comporte la résolution d'une équation intégrale non linéaire, qui peut en principe être obtenue, au moins numériquement, par une méthode de «cheminement fonctionnel». Considérons une «fonction de départ» ϕ_0 et la fonction $\chi_0(\theta)$ qui lui correspond (on la détermine par de simples quadratures). Etablissons alors entre χ_0 et χ un «trajet fonctionnel» c'est-à-

dire une famille de fonctions dépendant continûment d'un paramètre m et telle que pour $m=0$ on ait la fonction χ_0 et pour $m=1$ la fonction χ (le trajet sera «rectiligne» si la famille considérée est:

$$\chi_0 + m(\chi - \chi_0).$$

Déterminons de proche en proche les variations infiniment petites que doit subir Φ pour que les variations infiniment petites correspondantes de χ se situent sur le trajet fonctionnel: c'est un problème de Fredholm, et les calculatrices électroniques, qui opèrent facilement les inversions de matrices d'ordre élevé, peuvent généralement le résoudre numériquement avec une bonne approximation. Le cheminement permet donc d'arriver à une fonction Φ telle que la fonction qui lui corresponde soit χ (s'il n'est pas interrompu par des singularités). La principale difficulté paraît être le choix de la fonction de départ et la solution des indéterminations; le problème posé peut en effet admettre une infinité de solutions dont une seule est la bonne, il faut que la fonction de départ en soit assez voisine. Les études préalablement faites sur des séries de grande taille pourront guider ce choix.

Nos prétentions seront plus modestes car le travail mathématique serait trop considérable et la fonction $\chi(\theta)$ encore insuffisamment bien connue. Nous commençons par rechercher quelle serait la fonction $\chi(\theta)$ si l'on pose $\phi(\xi) = 1 - e^{-\left(\frac{\xi}{\xi_0}\right)^K}$ (loi de valeurs extrêmes).

La densité de probabilité dans le cas $\xi = x$ est

$$\varphi(x) = K \frac{x^{K-1}}{x_0^K} e^{-\left(\frac{x}{x_0}\right)^K} \quad \text{(en remplaçant } \xi_0 \text{ par } x_0)$$

et dans l'espace $x_1 x_2 x_3$ la densité de probabilité relative au point P

$$\varphi_P(x) = \frac{K^3 (x_1 x_2 x_3)^{K-1}}{x_0^{3K}} e^{-\left(\frac{x_1}{x_0}\right)^K - \left(\frac{x_2}{x_0}\right)^K - \left(\frac{x_3}{x_0}\right)^K}.$$

Dans chaque tranche θ à $\theta + d\theta$ nous commençons par intégrer entre les cônes $r = sz$ et $r = (s+ds)z$ avec

$$z = \frac{\sqrt{3}}{3}(x_1 + x_2 + x_3) \quad \text{et} \quad r = \sqrt{x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 - z^2}.$$

Le volume élémentaire d'intégration est alors $z^2 s\, ds\, dz\, d\theta$. Si nous posons $x_i = m_i z$ avec $m_i = \frac{\sqrt{3}}{3}\left(1 + s\sqrt{2}\cos\left[\theta + \frac{2\pi}{3}(i-1)\right]\right)$ $(i = 1, 2 \text{ ou } 3)$ l'intégrale dans la tranche $d\theta$ est:

$$dI = d\theta \int_0^{s_l} \frac{K^3 (m_1 m_2 m_3)^{K-1}}{x_0^{3K}} s\, ds \int_0^{\infty} Z^{3K-1} e^{-\frac{(m_1^K + m_2^K + m_3^K) z^K}{x_0^K}} dz,$$

$$= 2\, d\theta\, K^2 \int_0^{s_l} \frac{(m_1 m_2 m_3)^{K-1}}{(m_1^K + m_2^K + m_3^K)^3} s\, ds.$$

(s_l étant la plus petite valeur positive de s qui annule l'un des m_i)

cette intégrale peut se calculer numériquement, en fonction de θ. On trouve, par exemple pour $K = 15$:

$$\frac{\chi(30°)}{\chi(0°)} = 1{,}172, \qquad \frac{\chi(60°)}{\chi(0°)} = 1{,}5075.$$

Aux lois de valeurs extrêmes correspondent des fonctions $\chi(\theta)$ qui présentent bien les maxima trouvés expérimentalement pour $\pm 60°$ et $180°$, mais non ceux trouvés pour $0°$ et $\pm 120°$. Cela tient à leur fort «étalement» du côté des faibles valeurs et à leur très faible étalement du côté des grandes valeurs.

Mais si on considère une loi symétrique qui se confond à peu près avec une loi de valeurs extrêmes pour les faibles valeurs de la variable, la fonction $\chi(\theta)$ correspondante a des maxima, tous égaux, pour $0°$, $\pm 60°$, $\pm 120°$, $\pm 180°$. En diminuant l'étalement du côté des grandes valeurs, on peut obtenir une fonction $\chi(\theta)$ conforme à notre répartition expérimentale (maxima principaux pour $\pm 60°$ et $180°$, et maxima moins accusés pour 0 et $\pm 120°$) tandis que la fonction $\phi(\xi)$ se rapproche des fonctions de répartition trouvées expérimentalement dans les séries de forte taille.

Pour tester l'application de lois de ce genre il eut été plus rationnel de considérer que les paramètres s'introduisent par l'intermédiaire de $\lambda L(x) + \mu$ ou de νx^{λ}, et, en conséquence, de remplacer, dans le calcul de θ, nos quantités $x_1 x_2 x_3$ par leurs logarithmes; mais cela représentait une augmentation importante du temps-machine, et comme les paramètres de dispersion de nos populations n'étaient pas eux-mêmes excessivement dispersés, cela n'aurait pas modifié beaucoup nos résultats: de plus il était intéressant de tester la loi normale.

Tableau du nombre de valeurs de θ tombant dans chaque classe

0	à	+ 10°	et	0	à	− 10°	3615
+ 10°	à	+ 20°	et	− 10°	à	− 20°	3440
+ 20°	à	+ 30°	et	− 20°	à	− 30°	3475
+ 30°	à	+ 40°	et	− 30°	à	− 40°	3430
+ 40°	à	+ 50°	et	− 40°	à	− 50°	3500
+ 50°	à	+ 60°	et	− 50°	à	− 60°	3715
+ 60°	à	+ 70°	et	− 60°	à	− 70°	3610
+ 70°	à	+ 80°	et	− 70°	à	− 80°	3510
+ 80°	à	+ 90°	et	− 80°	à	− 90°	3540
+ 90°	à	+ 100°	et	− 90°	à	− 100°	3320
+ 100°	à	+ 110°	et	− 100°	à	− 110°	3385
+ 110°	à	+ 120°	et	− 110°	à	− 120°	3485
+ 120°	à	+ 130°	et	− 120°	à	− 130°	3570
+ 130°	à	+ 140°	et	− 130°	à	− 140°	3450
+ 140°	à	+ 150°	et	− 140°	à	− 150°	3440
+ 150°	à	+ 160°	et	− 150°	à	− 160°	3375
+ 160°	à	+ 170°	et	− 160°	à	− 170°	3580
+ 170°	à	+ 180°	et	− 170°	à	− 180°	3680
							63120

Résumé

La fonction de distribution des résistances à la rupture d'une éprouvette d'un type donné, se détermine de préférence au moyen de séries de forte taille, mais les laboratoires disposent surtout, dans leurs archives, de séries de petite taille appartenant à des populations différentes mais de même nature.

Nous avons admis que la façon dont s'introduisent les paramètres dans la forme générale de la fonction est connue à priori et nous avons montré par un exemple tiré de 60 000 séries de taille 3 provenant du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, comment il est possible d'obtenir dans ces conditions une information sur cette forme générale.

Zusammenfassung

Die Verteilungsfunktion der Bruchfestigkeiten einer gegebenen Art von Probekörper bestimmt sich vorzugsweise mit Hilfe von großen Serien; leider verfügen die Laboratorien in ihren Archiven vor allen Dingen über kleine Serien, die verschiedenen Grundgesamtheiten gleicher Art angehören.

Wir haben angenommen, daß die Art, mit der sich die Parameter in die allgemeine Form der Funktion einführen, a priori bekannt sei und haben durch ein Beispiel mit 60 000 Serien der Größe 3 des «Laboratoire Central des Ponts et Chaussées» gezeigt, wie es möglich ist, unter diesen Umständen eine Auskunft über diese allgemeine Form zu erhalten.

Summary

The function of distribution of ultimate strength of a given pattern of test piece, is determined in preference by means of great sized series; but laboratories dispose especially in their files of small-sized series belonging to different populations of the same kind.

We have assumed that the way, by which parameters are introduced in the general form of the function, is known a priori, and we have shown, with an example from 60 000 series of size 3 from the "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées", how it is possible under these conditions to obtain an information about that general form.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ia4

Discussion - Discussion - Diskussion

Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Loaded Through Framed-in Cross-Beams (J. Taub, A. M. Neville, Ia6) [1])

Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé chargées par l'intermédiaire de traverses (J. Taub, A. M. Neville, Ia6) [1])

Die Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken mit Lastübertragung mittels Querbalken (J. Taub, A. M. Neville, Ia6) [1])

DONOVAN H. LEE
London

The shear strength of reinforced concrete beams covered by the tests described in the paper by Messrs. TAUB and NEVILLE should be considered as a rather special case because the beam has full moment at approximately the same point as nearly the full shear stress. High bond strength of the reinforcement in the main beam is therefore more advantageous than usual.

Another point on which the authors will no doubt agree is that tests of shear strength of isolated parts of a reinforced concrete structure must give optimistic results as compared with those same members in the complete structure. It seems to have been generally overlooked that beams forming part of a completed concrete framework will often be prevented from shrinkage by the rest of the structure and accordingly develop shrinkage stress corresponding to a fixed length condition. THOMAS [2]) gave long ago deduced shrinkage stress at early ages and the decay of stress for constant deformation was estimated by Building Research Station [3]) and also by Whitney in America some time ago. The maximum shear stress permitted on the concrete must

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», p. 77.

[2]) Journ. Inst. Struct. Engrs. July 1936.

[3]) Journ. Inst. Struct. Engrs. Feb. 1933.

include allowance for the reduced strength caused by this shrinkage stress and not be based on tests of isolated beams.

By inference precast beams are largely unaffected. Also it is an interesting reflection that just as prestressing so greatly increases the shear strength rapid concreting of ordinary reinforced beams with inadequate freedom to shrink seriously reduces the resistance of the concrete to shear as one well known failure in North America seemed to confirm.

Of course many structures can shrink freely but for those that cannot sequences for the construction can easily be arranged so that the shear strength is not needlessly reduced by restraint to shrinkage.

Summary

The author discusses the shear strength tests described in the paper Ia 6. He points out that the case considered is a rather special one because of maximum shear and bending stresses occurring nearly at the same section. Another point one must not overlook is that in effective structure the shear strength will often be reduced by shrinkage stresses and therefore these tests of isolated elements must give optimistic results.

Résumé

L'auteur discute les essais sur la résistance au cisaillement, dont traite la contribution Ia 6. Il fait remarquer que le cas traité est plutôt une exception vu que les efforts tranchants et les tensions dues à la flexion sont maxima presque dans la même section.

De plus il ne faut pas oublier que la résistance au cisaillement d'ouvrages exécutés est souvent diminuée par les tensions dues au retrait. Il est donc clair qu'on obtiendra des résultats trop favorables lorsque les essais sont effectués sur des éléments isolés.

Zusammenfassung

Der Autor bespricht die Versuche über die Scherfestigkeit, die im Beitrag Ia 6 enthalten sind. Er macht darauf aufmerksam, daß der behandelte Fall eher eine Ausnahme ist, da maximale Schub- und Biegespannungen fast im gleichen Schnitt auftreten.

Ein anderer Punkt, der nicht vergessen werden sollte, besteht darin, daß bei tatsächlichen Tragwerken die Scherfestigkeit oft durch Schwinden reduziert ist, so daß diese Versuche an isolierten Elementen eher optimistische Ergebnisse zeigen.

Ib1

Numerische Methode zur Berechnung statischer Probleme

Numerical Method for Solving Statical Problems

Méthode numérique pour le calcul de problèmes statiques

B. GILG
Dr. Ing., Elektro-Watt, Zürich

1. Einleitung

Die Aufstellung von Differentialgleichungen für statische Probleme bietet im allgemeinen keine großen Schwierigkeiten, doch ist es bisweilen schon bei linearen Fällen, viel öfters aber noch bei zwei- und mehrdimensionalen Tragwerken sowie bei dynamischen und thermischen Problemen unmöglich, eine geschlossene Lösung mit Befriedigung aller Randbedingungen zu finden.

Ein oft verwendetes Näherungsverfahren ist die von Markus in seiner Theorie der elastischen Gewebe angewandte Differenzenrechnung, bei welcher bekanntlich die Differentialquotienten durch endliche Differenzen approximiert und die Differentialgleichungen in Gleichungssysteme umgewandelt werden. Die Anzahl der zu wählenden Punkte hängt bei einer gewünschten Genauigkeit von den Krümmungsverhältnissen des Tragwerkes ab und kann in komplizierten Fällen sehr groß werden.

Es ist aber ohne weiteres möglich, mit einem analogen Verfahren auf Grund einer weit geringeren Anzahl von Festpunkten zum Ziel zu kommen, wenn nämlich als Ausgangswert nicht die Funktion selber, sondern die höchste in der Differentialgleichung auftretende Ableitung gewählt wird. Anstelle der Berechnung der Ableitungen aus den Funktionswerten durch Differenzenbildung tritt nunmehr die Berechnung der niedrigeren Ableitungen aus den höheren durch Integration einer interpolierten Kurve. Damit gleicht das Näherungsverfahren der bekannten Seilpolygongleichung von Stüßi.

2. Linearer Fall

Um das Verfahren im Detail zu erläutern, gehen wir von einer Differentialgleichung 4. Ordnung aus, welche folgende Form besitzt:

$$f_4(x)\,y'''' + f_3(x)\,y''' + f_2(x)\,y'' + f_1(x)\,y' + f_0(x)\,y = p(x). \tag{1}$$

Dabei sind die Koeffizienten sowie die Störfunktion $p(x)$ beliebige bekannte Funktionen.

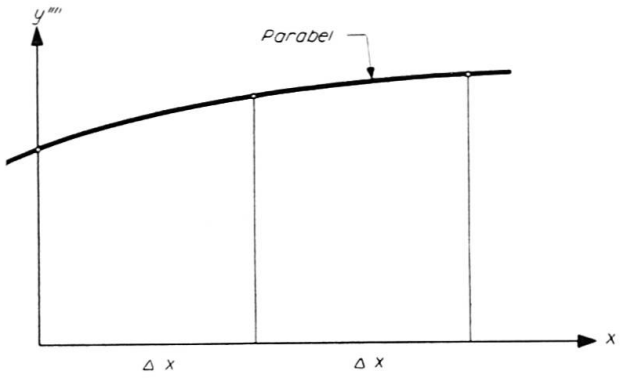


Fig. 1.

Die höchste Ableitung der gesuchten Funktion y ist y''''. Sie stellt somit die Ausgangsfunktion für die numerische Integration dar. Tragen wir die unbekannten Werte in einem Diagramm auf, so können wir, wie Fig. 1 zeigt, je drei dieser Werte durch eine Parabel verbinden. Nach den Regeln der Integration erhalten wir:

$$\begin{aligned} y'''(x) &= y'''(0) + \int_0^x y''''\, d\,x, \\ y''(x) &= y''(0) + \int_0^x y'''\, d\,x. \end{aligned} \tag{2}$$

Wird eine Parabel zwischen drei Werten mit den Indizes 0, 1 und 2 interpoliert, so ergibt sich

$$y_1''' = y_0''' + \frac{\Delta x}{12}(5\,y_0'''' + 8\,y_1'''' - y_2''''), \tag{3_1}$$

$$y_2''' = y_0''' + \frac{\Delta x}{12}(4\,y_0'''' + 16\,y_1'''' + 4\,y_2''''). \tag{3_2}$$

Wir haben also die 3. Ableitungen im Punkt 1 und 2 aus den 4. Ableitungen im Punkt 0, 1 und 2 sowie aus der 3. Ableitung im Punkt 0 berechnet. Analog zu (3_2) gilt für die weiteren Punkte durch Verschieben der Indizes

$$y_3''' = y_1''' + \frac{\Delta x}{12}(4\,y_1'''' + 16\,y_2'''' + 4\,y_3'''') \quad \text{etc.} \tag{3_3}$$

Die allgemeine Form der Funktion $y'''(x)$ ist dabei eine Parabel 3. Grades,

welche weiter integriert werden kann, wobei man die nächst tiefere Ableitung erhält:

$$y_1'' = y_0'' + y_0''' \; \Delta x + \frac{\Delta x^2}{24}(7\, y_0'''' + 6\, y_1'''' - y_2''''), \tag{4_1}$$

$$y_2'' = y_0'' + y_0''' \, 2\Delta x + \frac{\Delta x^2}{24}(16\, y_0'''' + 32\, y_1'''') \tag{4_2}$$

und durch Verschieben der Indizes:

$$y_3'' = y_1'' + y_1''' \, 2\Delta x + \frac{\Delta x^2}{24}(16\, y_1'''' + 32\, y_2'''') \quad \text{etc.} \tag{4_3}$$

Analog ergeben sich die tieferen Ableitungen sowie die Funktion selber:

$$y_1' = y_0' + y_0'' \; \Delta x + y_0''' \; \frac{\Delta x^2}{2} + \frac{\Delta x^3}{240}(27\, y_0'''' + 16\, y_1'''' - 3\, y_2''''), \tag{5_1}$$

$$y_2' = y_0' + y_0'' \, 2\Delta x + y_0''' \, 2\Delta x^2 + \frac{\Delta x^3}{15}(9\, y_0'''' + 12\, y_1'''' - y_2''''), \tag{5_2}$$

$$y_3' = y_1' + y_1'' \, 2\Delta x + y_1''' \, 2\Delta x^2 + \frac{\Delta x^3}{15}(9\, y_1'''' + 12\, y_2'''' - y_3'''') \quad \text{etc.} \tag{5_3}$$

$$y_1 = y_0 + y_0' \; \Delta x + y_0'' \frac{\Delta x^2}{2} + y_0''' \frac{\Delta x^3}{6} + \frac{\Delta x^4}{360}(11\, y_0'''' + 5\, y_1'''' - y_2''''), \tag{6_1}$$

$$y_2 = y_0 + y_0' \, 2\Delta x + y_0'' \, 2\Delta x^2 + y_0''' \frac{4\Delta x^3}{3} + \frac{\Delta x^4}{45}(16\, y_0'''' + 16\, y_1'''' - 2\, y_2''''), \tag{6_2}$$

$$y_3 = y_1 + y_1' \, 2\Delta x + y_1'' \, 2\Delta x^2 + y_1''' \frac{4\Delta x^3}{3} + \frac{\Delta x^4}{45}(16\, y_1'''' + 16\, y_2'''' - 2\, y_3'''') \quad \text{etc.} \tag{6_3}$$

Mit den Formeln (3)—(6) läßt sich in jedem Punkt ($x = 0$, Δx, $2\Delta x$ ...) die Differentialgleichung so umwandeln, daß nur noch die 4. Ableitungen der gesuchten Funktion y sowie die niedrigeren Ableitungen des Randpunktes ($x = 0$) auftreten. Dabei müssen z. B. die Werte y_1''', y_1'', y_1' etc., welche in den Gleichungen (3_3), (4_3), (5_3) etc. auftreten, durch die aus den Formeln (3_1), (4_1), (5_1) erhaltenen Ausdrücke ersetzt werden.

Das so aufgestellte Gleichungssystem enthält für jeden Punkt der untersuchten Strecke eine Unbekannte y'''' sowie für den Punkt $x = 0$ so viele Unbekannte (y_0''', y_0'', y_0', y_0) als die Ordnungszahl der Differentialgleichung beträgt. Zu ihrer Bestimmung dienen für jeden Punkt eine Gleichung (1) sowie die Rand- resp. Anfangsbedingungen, deren Anzahl bekanntlich gleich der Ordnungszahl sein muß. Die Zahl der Unbekannten und diejenige der Gleichungen ist also identisch.

Zu den bisherigen Erläuterungen sind zwei Bemerkungen wichtig:

a) Ist die höchste Ableitung der Differentialgleichung eine andere als die im vorigen Fall angenommene, so gelten die Formeln (3)—(6) in analoger Weise. Nehmen wir als höchste Ableitung y'', so gelten die Formeln (3) für y', die Formeln (4) für y und die Formeln (5) und (6) sind überflüssig.

b) Da bei der Berechnung der tieferen Ableitungen im Punkt $x = i$ im allgemeinen sämtliche höchsten Ableitungen der Punkte $x < i$ auftreten, muß zur Vermeidung von komplizierten Formeln die Zahl der Teilstrecken möglichst klein gehalten werden, z. B. 4—6. Symmetriebedingungen sind als Randbedingungen einzuführen, so daß sich die Zahl der Unbekannten auf die Hälfte reduziert.

3. Linearer Fall mit 2 simultanen Differentialgleichungen

Während bei einfacheren statischen Problemen im allgemeinen die Seilpolygongleichung von Stüßi schneller zum Ziel führt, so eignet sich die vorerwähnte Methode besonders auch für komplizierte Probleme, wie z. B. für den in Fig. 2 skizzierten Kreisbogenträger unter radialer Belastung. Sein

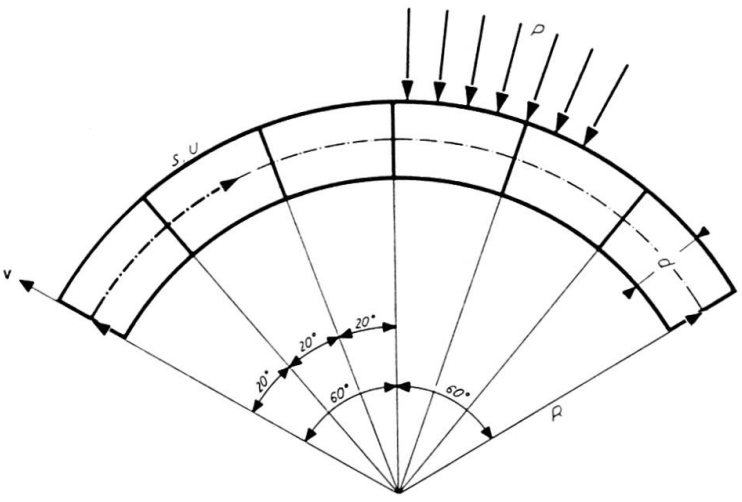


Fig. 2.

Verhalten wird durch zwei simultane Differentialgleichungen für die mit dem Elastizitätsmodul E multiplizierten Verschiebungen $u(s)$ in tangentialer Richtung und $v(s)$ in radialer Richtung charakterisiert:

$$\begin{aligned} &\frac{d^3}{12}\left[E\,v'''' + \frac{E\,v''}{R^2}\right] + \frac{d}{R^2}E\,v + \frac{d}{R}E\,u' = -p(s), \\ &\frac{d^3}{12}E\,v''' + E\,v'\left[\frac{d^3}{12\,R^2} - d\right] - d\,R\,E\,u'' = 0. \end{aligned} \tag{7}$$

d, R und $p(s)$ sind aus der Fig. 2 ersichtlich. Die Schnittgrößen M (Biegemoment) und N (Normalkraft) gehorchen bekanntlich folgenden Ausdrücken:

$$M = \frac{d^3}{12}\left[\frac{E\,v}{R^2} + E\,v''\right], \qquad N = d\left[E\,u' + \frac{E\,v}{R}\right]. \tag{8}$$

Für einfache Belastungsfunktionen $p(s)$ können die Gleichungen (7) streng

gelöst werden, so daß die Genauigkeit der Näherungslösung bestimmt werden kann.

Aus den beiden höchsten Ableitungen $E\,v''''$ und $E\,u''$ werden anhand der Formeln (3)—(6) die tieferen Ableitungen berechnet und in die Gleichungen (7) eingesetzt, wobei zusätzlich die unbekannten Randwerte $E\,v'''$, $E\,v''$, $E\,v'$, $E\,v$, $E\,u'$ und $E\,u$ für $s=0$ auftreten. Es müssen also 6 Randbedingungen aufgestellt werden, d. h. für jedes Bogenende 3. Im Falle eines total eingespannten Bogens sind dies die folgenden:

$$\text{an jedem Rand:} \quad E\,u = E\,v = E\,v' = 0\,.$$

Bei symmetrischem Verlauf der Belastung können die 3 Randbedingungen am Rand $s=s_{tot}$ durch Symmetriebedingungen im Bogenscheitel $(s=\frac{1}{2}\,s_{tot})$ ersetzt werden.

Zur Überprüfung der Genauigkeit wurde ein Träger mit einem Öffnungswinkel von 120° und einer Schlankheit $R/d=10$ unter konstanter Belastung berechnet. Es ergab sich für die Maximalverschiebung im Scheitel folgendes Bild:

$$\text{Strenge Lösung} \qquad E\,v_{Max} = -1{,}850\,\frac{p\,R^2}{d},$$

$$\text{Einteilung } \Delta s = 15° \quad E\,v_{Max} = -1{,}858\,\frac{p\,R^2}{d},$$

$$\text{Einteilung } \Delta s = 20° \quad E\,v_{Max} = -1{,}868\,\frac{p\,R^2}{d}.$$

Die Abweichungen der Werte für die Schnittgrößen halten sich in denselben Proportionen. Eine Einteilung in 6 Abschnitte (im Symmetriefall nur 3!) kann als genügend angesehen werden.

4. Dünne Platten als Fall einer partiellen Differentialgleichung 4. Ordnung

Für die dünnen Platten sind schon verschiedene Näherungsverfahren beschrieben worden, so daß sich der Leser über die Nützlichkeit des hier zur Diskussion stehenden selber ein Bild machen kann. In allen folgenden Formeln werden die Ableitungen durch Indizes angegeben, so z. B.

$$\frac{\partial w}{\partial x} = w_x, \qquad \frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} = w_{xxyy}.$$

Die Plattengleichung lautet somit:

$$\Delta\,\Delta\,w = w_{xxxx} + 2\,w_{xxyy} + w_{yyyy} = \frac{p\,(x,y)}{D}. \tag{9}$$

Sie wird zur Vereinfachung der Berechnung umgeformt:

$$\Delta\,M = M_{xx} + M_{yy} = \frac{p\,(x,y)}{D}, \tag{10}$$

$$\Delta\,w = w_{xx} + w_{yy} = M\,(x,y). \tag{11}$$

Wir beschreiben das Vorgehen für den Fall der Fig. 3 (quadratische Platte).

Als höchste Ableitungen in der Gleichung (10) treten M_{xx} und M_{yy} auf, d. h. für jeden untersuchten Punkt 2 Werte. Da für jeden Punkt nur *eine* Gleichung aufgestellt werden kann, muß eine weitere Bedingung gefunden werden; es ist dies die Berechnung ein und desselben Funktionswertes M über zwei verschiedene Strecken, z. B. für M_7 aus M_{xx} in den Punkten 5, 6, 7 und M_{yy} in den Punkten 2, 7, 12.

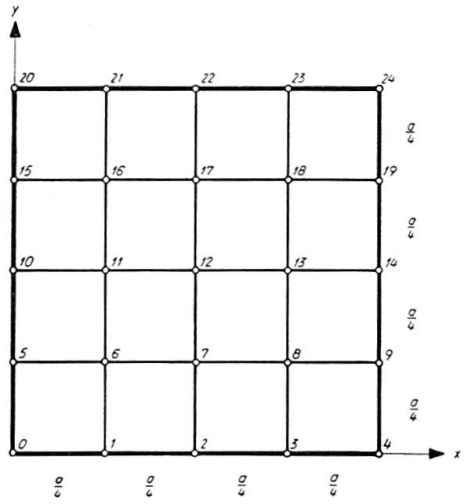


Fig. 3.

Natürlich müssen hier sämtliche Symmetrie- und Antimetriebedingungen von Anfang an ausgenützt werden. Für zweiseitig symmetrische Belastung wurde wie folgt vorgegangen:

a) Berechnung von M_1, M_2, M_6, M_7 und M_{12} aus den entsprechenden M_{xx}-Werten der Punkte 0, 1, 2, 5, 6, 7, 10, 11, 12 unter Beachtung der Rand- und Symmetriebedingungen: $M_0 = 0$ und $M_x = 0$ in Punkt 2, 7, 12. Es bleiben die *11 Unbekannten* M_{xx} in den Punkten 0, 1, 2, 5, 6, 7, 10, 11, 12, M_5 und M_{10}.

b) Formulierung der Differentialgleichung (10) in den Punkten 0, 1, 2, 6, 7, 12 unter Berücksichtigung der Symmetrie: $M_{xx} = M_{yy}$ in den Punkten 0, 6, 12 und $(M_{yy})_1 = (M_{xx})_5$, $(M_{yy})_2 = (M_{xx})_{10}$, $(M_{yy})_7 = (M_{xx})_{11}$; dies ergibt 6 Gleichungen.

c) Beachtung der Symmetriebedingungen $M_1 = M_5$, $M_2 = M_{10}$ ergibt 2 zusätzliche Gleichungen.

d) Berechnung von M_7 über die Werte M_{yy} der Punkte 2, 7, 12 (gleich den Werten M_{xx} in 10, 11, 12); Gleichsetzen mit M_7 aus a) ergibt eine weitere Gleichung.

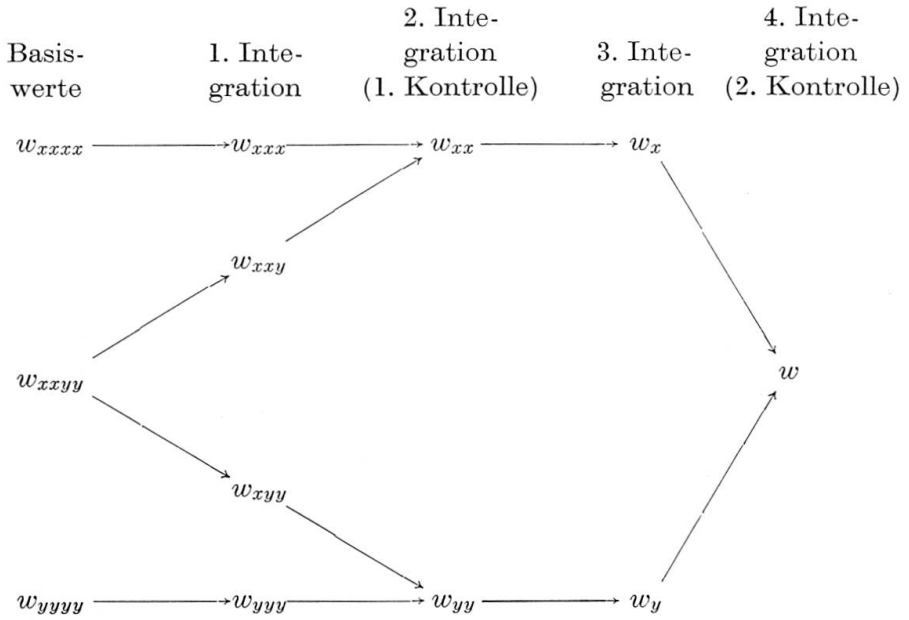
e) Zur Bestimmung der 11 Unbekannten brauchen wir noch 2 Gleichungen, welche uns die Randbedingungen in den Punkten 1 und 2 liefern müssen.

Im Falle einer frei drehbar gelagerten Platte sind dies die Gleichungen $M_1 = M_2 = 0$, welche besagen, daß das Randmoment identisch verschwindet; sie erlauben eine sofortige Berechnung der M-Werte der Differentialgleichung (10) und damit der Schnittmomente; die Durchbiegungen w erhält man darauf in analoger Weise mittelst der Differentialgleichung (11). Im Falle einer eingespannten Platte muß mit den Unbekannten M_1 und M_2 über die Gleichung (11) weiter gerechnet werden, da die Randbedingungen sich nur auf w, w_x und w_y beziehen.

Die Berechnung wurde für die quadratische Platte unter $p = \text{konst.}$ durchgeführt und ergab bei der Einteilung der Fig. 3 für die maximale Durchbiegung sowie für die maximalen Momente in Plattenmitte und längs der Einspannung Abweichungen von 1—2%, was als genügend klein angesehen werden kann.

5. Weitere Anwendungsmöglichkeiten

Die Methode der numerischen Integration läßt sich natürlich auch auf komplizierte statische Gebilde wie Schalen und Staumauern anwenden, was der Verfasser in einer späteren Arbeit näher erläutern wird. Das Vorgehen ist immer dasselbe, nur gilt es zu beachten, daß bei einer komplizierten partiellen Differentialgleichung sämtliche höchsten Ableitungen (auch die gemischten) als Ausgangswerte dienen müssen, wobei die innern Kontrollen sich vermehren. Bei der Gleichung (9) würde das z. B. folgendermaßen aussehen:



Zusammenfassung

Es wird eine Methode entwickelt, welche erlaubt, Differentialgleichungen zu lösen, indem die höchste Ableitung als Basiswert angenommen wird und durch sukzessive Integration die niedrigeren Ableitungen berechnet werden. Zur Erläuterung der Methode werden einfache und partielle Differentialgleichungen untersucht.

Summary

A new method is described for solving differential equations by starting from the highest derivate and calculating the lower derivates through successive integrations. In order to illustrate the method, a few examples of calculation are then given applying to simple and partial differential equations.

Résumé

La méthode exposée permet de résoudre des équations différentielles; en admettant la dérivée du plus haut degré comme valeur de base, on obtient par intégrations successives les dérivées de degré inférieur. Afin d'illustrer la méthode, on donne quelques exemples de calcul d'équations différentielles simples et partielles.

Ib2

Finite Deflections of a Clamped Circular Plate on an Elastic Foundation[1])

Calcul des flèches finies d'une plaque circulaire encastrée sur fondation élastique

Endliche Durchbiegungen einer eingespannten Kreisplatte auf einer elastischen Fundation

WILLIAM A. NASH
Professor of Engineering Mechanics, University of Florida, Gainesville, Florida, U.S.A.

F. H. HO
Graduate Assistant, Department of Engineering Mechanics, University of Florida, Gainesville, Florida, U.S.A.

Notation

r, θ	Polar coordinates.
u, v, w	Displacements in radial, tangential, and the direction of normal vector of the undeformed middle surface of the plate, respectively.
$\epsilon_r, \epsilon_\theta$	Radial and tangential strain components.
K_r, K_θ	Changes of curvature.
$M_r, M_\theta, M_{r\theta}$	Components of bending moments per unit length of middle surface of the plate.
$N_r, N_\theta, N_{r\theta}$	Components of membrane forces per unit length of middle surface of the plate.
E	Modulus of elasticity in tension and compression.
ν	Poisson's ratio.
h	Plate thickness.
$D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$	Flexural rigidity of the plate.

[1]) The results were obtained in the course of research sponsored by the Office of Ordnance Research, U.S. Army, under Contract DA-01-009-ORD-671 with the University of Florida.

q Intensity of uniform load in direction normal to the plate (lb. per sq. in.).

k Modulus of the elastic foundation (lb. per cu. in.).

Introduction

Although the solution to many problems involving the infinitesimal deflections of thin elastic plates on elastic foundations has been given by various techniques [1, 2], no analysis is available for the case when the maximum deflection is of the order of magnitude of the plate thickness. In the present study we consider the axisymmetric finite deflection of a thin elastic circular plate resting on an elastic foundation. The edges of the plate are clamped and the face of the plate is loaded by uniform normal pressure.

Let us denote by r the distance of a point, in the middle surface of the plate, from the geometric axis. Also, let u and w, respectively, denote radial and normal components of displacement of this point. The intensity of normal load is designated by q and the foundation modulus by k (force per unit volume). It is assumed that the direction of the reaction of the foundation upon the plate is normal to the plate and the magnitude of this reaction varies linearly with the normal deflection w. We denote the modulus of elasticity of the plate by E, Poisson's ratio by ν, the plate thickness by h, the radius by a, and the flexural rigidity by $D = E h^3/12\,(1-\nu^2)$. Also, we denote by N_r and N_θ the membrane forces per unit length of the middle surface of the plate in the radial and tangential directions, respectively.

Governing Equations

For deflections of the order of magnitude of the plate thickness we take the strain-displacement relations to be [3]

$$\epsilon_r = \frac{d\,u}{d\,r} + \frac{1}{2}\left(\frac{d\,w}{d\,r}\right)^2. \tag{1}$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r}, \tag{2}$$

where ϵ_r denotes the radial strain, and ϵ_θ the tangential strain. The curvature we take to be [3]

$$K_r = \frac{d^2\,w}{d\,r^2}, \tag{3}$$

$$K_\theta = \frac{1}{r}\,\frac{d\,w}{d\,r}. \tag{4}$$

The finite deflections of the plate are described by the VON KARMAN equa-

tions [3]. If the foundation reaction is included these equations may be written in the form

$$D\frac{1}{r}\frac{d}{dr}\left[r\frac{d}{dr}\left\{\frac{1}{r}\frac{d}{dr}\left(r\frac{dw}{dr}\right)\right\}\right]-\frac{1}{r}\frac{d}{dr}\left[rN_r\frac{dw}{dr}\right]=q-kw \tag{5}$$

and

$$r\frac{d}{dr}\left[\frac{1}{r}\frac{d}{dr}(r^2N_r)\right]+\frac{Eh}{2}\left(\frac{dw}{dr}\right)^2=0. \tag{6}$$

Also, we have the equation expressing equilibrium in the radial direction [3]

$$\frac{d}{dr}(rN_r)-N_\theta=0. \tag{7}$$

The radial displacement is found from (2) together with Hooke's Law to be

$$u=\frac{r}{Eh}\left[\frac{d}{dr}(rN_r)-\nu N_r\right]. \tag{8}$$

The boundary conditions at $r=a$ are

$$w=\frac{dw}{dr}=0,$$

$$\frac{u}{a}=\frac{1}{Eh}(N_\theta-\nu N_r)=0 \tag{9}$$

or,

$$\frac{d}{dr}(rN_r)-\nu N_r=0;$$

and at $r=0$ they are

$$\frac{1}{r}\frac{dw}{dr}=\text{Finite},\qquad N_r=\text{Finite}. \tag{10}$$

It is convenient to render the above equations non-dimensional. Accordingly, we introduce the following relations:

$$\begin{aligned}W&=\frac{w}{h},\\ N_r&=\frac{Eh^3}{a^2}S_r,\\ N_\theta&=\frac{Eh^3}{a^2}S_\theta,\\ P&=\frac{a^4q}{h^4E}(1-\nu^2),\\ K&=\frac{3(1-\nu^2)}{4}\frac{ka^4}{Eh^3}.\end{aligned} \tag{11}$$

Also, a dimensionless variable η is so chosen such that

$$\eta=1-\frac{r^2}{a^2}. \tag{12}$$

Thus, Eqs. (5) to (9) can be written in the following non-dimensional forms:

$$\frac{d}{d\eta}\left[(1-\eta)\frac{d^2}{d\eta^2}\left\{(1-\eta)\frac{dW}{d\eta}\right\}\right]-3(1-\nu^2)\frac{d}{d\eta}\left[S_r(1-\eta)\frac{dW}{d\eta}\right]=\tfrac{3}{4}P-KW, \quad (13)$$

$$\frac{d^2}{d\eta^2}[(1-\eta)S_r]+\frac{1}{2}\left(\frac{dW}{d\eta}\right)^2=0, \quad (14)$$

$$S_r-2(1-\eta)\frac{dS_r}{d\eta}=S_\theta. \quad (15)$$

The boundary conditions become

At $\eta=0$,

$$w=\frac{dW}{d\eta}=0,$$

$$S_\theta-\nu S_r=0, \quad (16)$$

$$2(1-\eta)\frac{d}{d\eta}(S_r)-(1-\nu)S_r=0.$$

At $\eta=1$,

$$S_r,\frac{dW}{d\eta}=\text{Finite}. \quad (17)$$

Perturbation Procedure

Let us consider a perturbation procedure based upon the smallness of the dimensionless central deflection of the plate. This technique has been used successfully by CHIEN [4] in the analysis of finite deflections of a clamped edge circular plate having no elastic foundation. We begin by denoting the dimensionless central deflection by $W_0=(w/h)_{r=0}$, and then expanding in ascending powers of W_0 each of the quantities P, W, S_r, and S_θ, viz:

$$\tfrac{3}{4}P=\alpha_1 W_0+\alpha_3 W_0^3+\alpha_5 W_0^5+\cdots \quad (18)$$

$$W=\Omega_1(\eta)W_0+\Omega_3(\eta)W_0^3+\Omega_5(\eta)W_0^5+\cdots \quad (19)$$

$$S_r=f_2(\eta)W_0^2+f_4(\eta)W_0^4+f_6(\eta)W_0^6+\cdots \quad (20)$$

$$S_\theta=g_2(\eta)W_0^2+g_4(\eta)W_0^4+g_6(\eta)W_0^6+\cdots \quad (21)$$

The choice of even and odd powers is based upon obvious physical considerations. The series (18) through (21) are next substituted into Eqs. (13) to (15), and also into the boundary conditions (16) and (17). Thus, all equations will be in the form of power series in W_0. If we equate coefficients of like powers of W_0 we then obtain a set of linearized equations. These equations may be solved successively to determine any desired number of coefficients in (18) through (21).

Collecting coefficients of the W_0 terms in Eq. (13) the following equation is obtained

$$\frac{d}{d\eta}\left[(1-\eta)\frac{d^2}{d\eta^2}\left\{(1-\eta)\frac{d\Omega_1}{d\eta}\right\}\right]=\alpha_1-K\Omega_1. \quad (22)$$

The corresponding boundary conditions are

$$\Omega_1(0) = \Omega_1'(0) = 0 \tag{23}$$

$$\Omega_1'(1) = \text{Finite.} \tag{24}$$

It is also necessary that

$$\Omega_1(1) = 1, \tag{25}$$

and $$\Omega_3(1) = \Omega_4(1) = \cdots = 0.$$

This first approximation is obviously the linear problem of small deflection theory. A solution of (22) may be assumed in the form of the truncated series

$$\begin{aligned}\Omega_1(\eta) &= \eta^2[1 + a_1(1-\eta) + a_2(1-\eta)^2 + a_3(1-\eta)^3] \\ &= A\eta^2 + B\eta^3 + C\eta^4 + D\eta^5,\end{aligned} \tag{26}$$

where

$$\begin{aligned}A &= 1 + a_1 + a_2 + a_3, \\ B &= -(a_1 + 2a_2 + 3a_3), \\ C &= a_2 + 3a_3, \\ D &= -a_3.\end{aligned} \tag{27}$$

The values of a_1, a_2, a_3 and α_1 are found from the following system of linear simultaneous algebraic equations

$$\begin{aligned}&28a_1 + 76a_2 + 148a_3 - \alpha_1 = -4, \\ &3a_1 + 18a_2 + 55a_3 + 0 = 0, \\ &Ka_1 + (144 + K)a_2 + (912 + K)a_3 + 0 = -K, \\ &Ka_1 + 2Ka_2 + (3K + 400)a_3 + 0 = 0.\end{aligned} \tag{28}$$

In the numerical example to be presented later it is shown that this first approximation (26) yields results almost identical with those found by SCHLEICHER [1]. The present technique, however, involves considerably less computational effort than does application of the SCHLEICHER method.

Collecting coefficients of the W_0^2 terms in Eqs. (14) and (15) yields the relations

$$\frac{d^2}{d\eta^2}[(1-\eta)f_2(\eta)] + \frac{1}{2}\left(\frac{d\Omega_1}{d\eta}\right)^2 = 0, \tag{29}$$

$$g_2(\eta) = f_2(\eta) - 2(1-\eta)\frac{df_2}{d\eta}. \tag{30}$$

The corresponding boundary conditions are

$$g_2(0) - \nu f_2(0) = 0, \qquad f_2(1) = \text{Finite.} \tag{31}$$

If the value of $\Omega_1(\eta)$ determined in the first approximation is introduced in (29) and (30) the solution to these equations may again be taken in the form of the truncated series:

$$f_2(\eta) = b_0 + b_1\eta + b_2\eta^2 + b_3\eta^3 + b_4\eta^4 + b_5\eta^5 \tag{32}$$

$$g_2(\eta) = c_0 + c_1\eta + c_2\eta^2 + c_3\eta^3 + c_4\eta^4 + c_5\eta^5 \tag{33}$$

where

$$
\begin{aligned}
b_5 &= \frac{3}{20}B^2+\frac{4}{15}AC,\\
b_4 &= \frac{3}{10}AB+b_5,\\
b_3 &= \frac{1}{6}A+b_4,\\
b_2 &= b_3,\\
b_1 &= b_2 = b_3,\\
b_0 &= \frac{2b_1}{(1-\nu)}
\end{aligned}
\tag{34}
$$

and

$$
\begin{aligned}
c_0 &= \frac{2b_1\nu}{(1-\nu)} = b_0\nu,\\
c_1 &= 3b_1-4b_2,\\
c_2 &= 5b_2-6b_3,\\
c_3 &= 7b_3-8b_4,\\
c_4 &= 9b_4-10b_5,\\
c_5 &= 11b_5,
\end{aligned}
\tag{35}
$$

in which $A, B, C, \ldots$ are given by (27).

Collecting coefficients of the W_0^3 terms in Eq. (13) yields

$$
\frac{d}{d\eta}\left[(1-\eta)\frac{d^2}{d\eta^2}\left\{(1-\eta)\frac{d\Omega_3}{d\eta}\right\}\right]-3(1-\nu^2)\frac{d}{d\eta}\left[f_2(1-\eta)\frac{d\Omega_1}{d\eta}\right] = \alpha_3-K\Omega_3. \tag{36}
$$

The corresponding boundary conditions are

$$
\Omega_3(0) = \left[\frac{d\Omega_3}{d\eta}\right]_{n=0} = 0, \qquad \left[\frac{d\Omega_3}{d\eta}\right]_{n=1} = \text{Finite}. \tag{37}
$$

Further, from (25) we have

$$
\Omega_3(1) = 0.
$$

Using the results obtained in (26), (32) and (33), the boundary value problem described by (36) and (37) can be solved by means of the truncated series:

$$
\begin{aligned}
\Omega_3(\eta) &= \eta^2(1-\eta)[d_0+d_1\eta+d_2\eta^2+d_3\eta^3]\\
&= D_2\eta^2+D_3\eta^3+D_4\eta^4+D_5\eta^5+D_6\eta^6,
\end{aligned}
\tag{38}
$$

where $D_i\,(i=2,3,\ldots,6)$ satisfy the linear simultaneous algebraic equations:

$$
\begin{aligned}
&4D_2-24D_3+24D_3+24D_4+0-\alpha_3 = 6(1-\nu^2)b_0A,\\
&0+36D_3-144D_4+120D_5+0 = 6(1-\nu^2)[3b_0B-2(b_0-b_1)A],\\
&-(360-K)D_2-360D_3-216D_4-840D_5+0\\
&\qquad = 9(1-\nu^2)[4b_0C-3(b_0-b_1)B-2(b_1-b_2)A],
\end{aligned}
\tag{39}
$$

$$
\begin{aligned}
&1200\,D_2+(1200+K)\,D_3+1200\,D_4+1600\,D_5+0\\
&\qquad=12\,(1-\nu^2)\,[5\,b_0\,D-4\,(b_0-b_1)\,C-3\,(b_1-b_2)\,B-2\,(b_2-b_3)\,A],\\
&-900\,D_2-900\,D_3-(900-K)\,D_4-900\,D_5+0\\
&\qquad=-15\,(1-\nu^2)\,[5\,(b_0-b_1)\,D+4\,(b_1-b_2)\,C+3\,(b_2-b_3)\,B+2\,(b_3-b_4)\,A],\\
&D_2+D_3+D_4+D_5+D_6=0.
\end{aligned}
\tag{39}
$$

Collecting coefficients of the W_0^4 terms in Eqs. (14) and (15) we get the following equations:

$$\frac{d^2}{d\eta^2}[(1-\eta)\,f_4(\eta)]+\left(\frac{d\Omega_1}{d\eta}\right)\left(\frac{d\Omega_3}{d\eta}\right)=0, \tag{40}$$

$$f_4(\eta)-2\,(1-\eta)\frac{df_4}{d\eta}=g_4(\eta), \tag{41}$$

as well as the boundary conditions

$$g_4(0)-\nu f_4(0)=0, \qquad f_4(1)=\text{Finite}. \tag{42}$$

Again for the purpose of solving this linear boundary value problem, truncated series type solutions for $f_4(\eta)$ and $g_4(\eta)$ can be employed. We take

$$f_4(\eta)=\sum_{i=0}^{10} h_i\,\eta^i, \tag{43}$$

$$g_4(\eta)=\sum_{i=0}^{10} p_i\,\eta^i, \tag{44}$$

where

$$
\begin{aligned}
h_{10}&=\frac{3}{11}D\,D_6,\\
h_9&=\frac{1}{90}[24\,C\,D_6+25\,D\,D_5]+h_{10},\\
h_8&=\frac{1}{72}[18\,D\,D_6+20\,(C\,D_5+D\,D_4)]+h_9,\\
h_7&=\frac{1}{56}[12\,A\,D_6+15\,(B\,D_5+D\,D_3)+16\,C\,D_4]+h_8,\\
h_6&=\frac{1}{42}[10\,(A\,D_5+D\,D_2)+12\,(B\,D_4+C\,D_3)]+h_7,\\
h_5&=\frac{1}{30}[8\,A\,D_4+9\,B\,D_3+8\,C\,D_2]+h_6,\\
h_4&=\frac{3}{10}[A\,D_3+B\,D_2]+h_5,\\
h_3&=\tfrac{1}{3}\,A\,D_2+h_4,\\
h_2&=h_3,\\
h_1&=h_2=h_3
\end{aligned}
\tag{45}
$$

and

$$\begin{aligned}
p_0 &= h_0 - 2h_1, \\
p_1 &= 3h_1 - 4h_2, \\
p_2 &= 5h_2 - 6h_3, \\
p_3 &= 7h_3 - 8h_4, \\
p_4 &= 9h_4 - 10h_5, \\
p_5 &= 11h_5 - 12h_6, \\
p_6 &= 13h_6 - 14h_7, \\
p_7 &= 15h_7 - 16h_8, \\
p_8 &= 17h_8 - 18h_9, \\
p_9 &= 19h_9 - 20h_{10}, \\
p_{10} &= 21h_{10}.
\end{aligned} \tag{46}$$

From the boundary condition (42) we have

$$h_0 = 2h_1/(1-\nu), \qquad p_0 = 2\nu h_1/(1-\nu) = \nu h_0. \tag{47}$$

In the next section it is demonstrated that no more terms in the series (18) through (21) are required for a satisfactory analysis of the problem under consideration.

Experimental Verification

For the purpose of investigating the validity of the above solution, an aluminum alloy plate was supported on coil springs and tested under normal pressure with clamped edge conditions. The elastic and geometric parameters of this system were

$$\begin{aligned}
h &= 0.13 \text{ in.}, \\
E &= 10 \times 10^6 \text{ lb. per in.}^2, \\
a &= 7.5 \text{ in.}, \\
\nu &= 0.3, \\
k &= 39 \text{ lb. per in.}^3.
\end{aligned}$$

The solution of Eqs. (28), (34), (35), (39) and (45) to (47) leads to the following relations

$$\tfrac{3}{4}P = 6.53\,W_0 + 4.64\,W_0^3, \tag{48}$$

$$S_r = 0.95\,W_0^2 - 0.03\,W_0^4. \tag{49}$$

As a preliminary verification of the experimental procedure several tests were conducted with no elastic foundation present to stabilize the plate. Measurements of central deflections as well as outer fiber strains at the surface of the plate were found to be in excellent agreement with the predictions of CHIEN's theory [4]. Then, the springs were placed under the plate so as to give the elastic foundation effect. The experimental results for the central

deflection, shown in Fig. 1, are seen to be in very satisfactory agreement with the predications of Eq. (48) based upon the present nonlinear analysis.

The outer fiber strain at the center of the plate, on the face subject to normal pressure, was determined from the membrane strain corresponding to (49) together with the bending strain as given by the usual thin plate moment-curvature relations. The normal deflections in the latter are given by (48). The strain thus predicted on the basis of the present nonlinear theory is shown in Fig. 2. Also shown on that figure is the strain at this same point as deter-

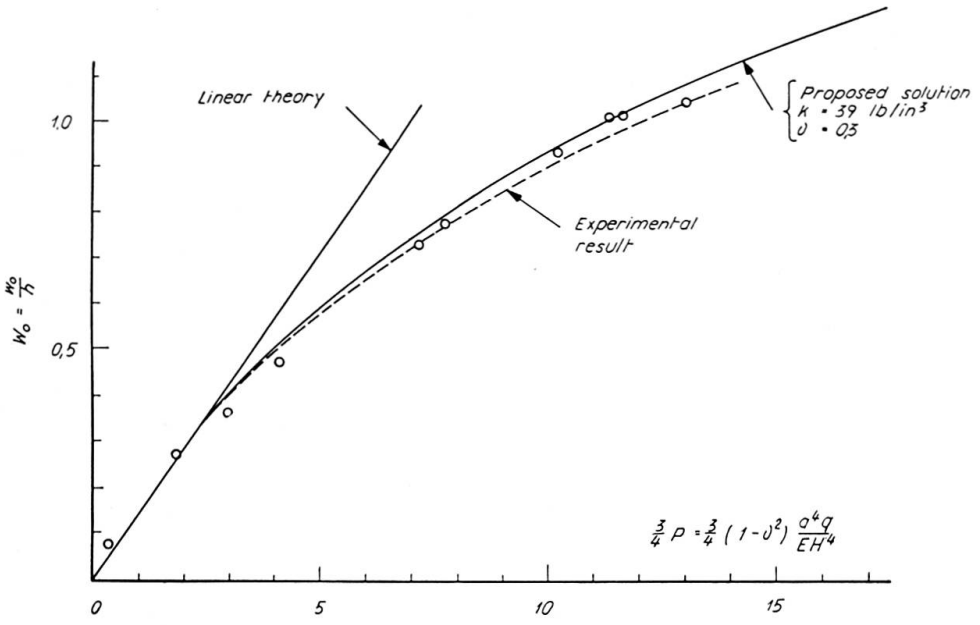


Fig. 1. Variation of central deflection with load (with elastic foundation).

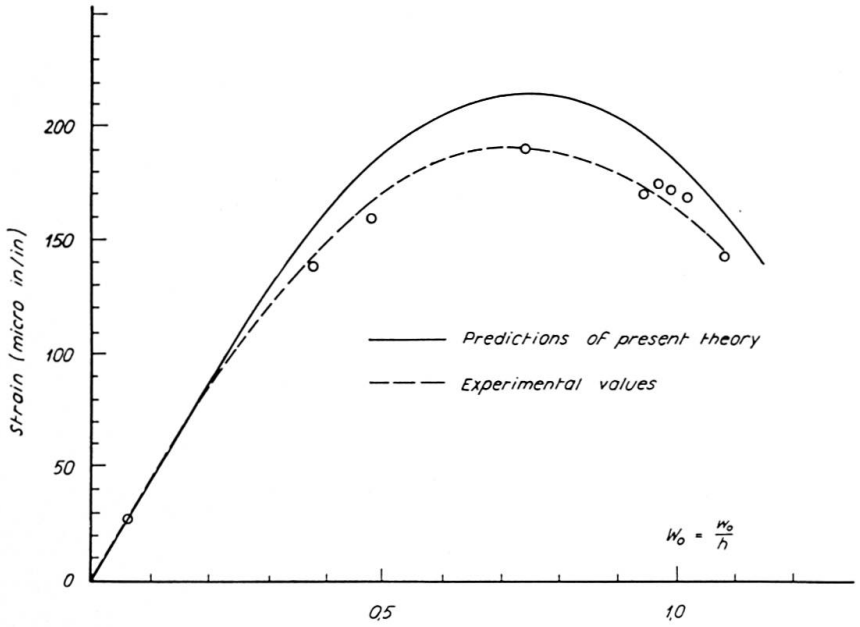


Fig. 2. Comparison of theoretical and experimental outer fiber radial strains at center of plate (with elastic foundation).

mined experimentally by use of electric strain gages. The agreement, although satisfactory is not, of course, as good as was the agreement of deflections.

Fig. 3 indicates a comparison of various significant stresses in the plate; a) when the elastic foundation is present, and b) when it is absent. These relations are all based upon values given by the present nonlinear analysis. From these curves it is evident that the elastic foundation is more effective in reducing the central bending stress than in reducing the central membrane stress.

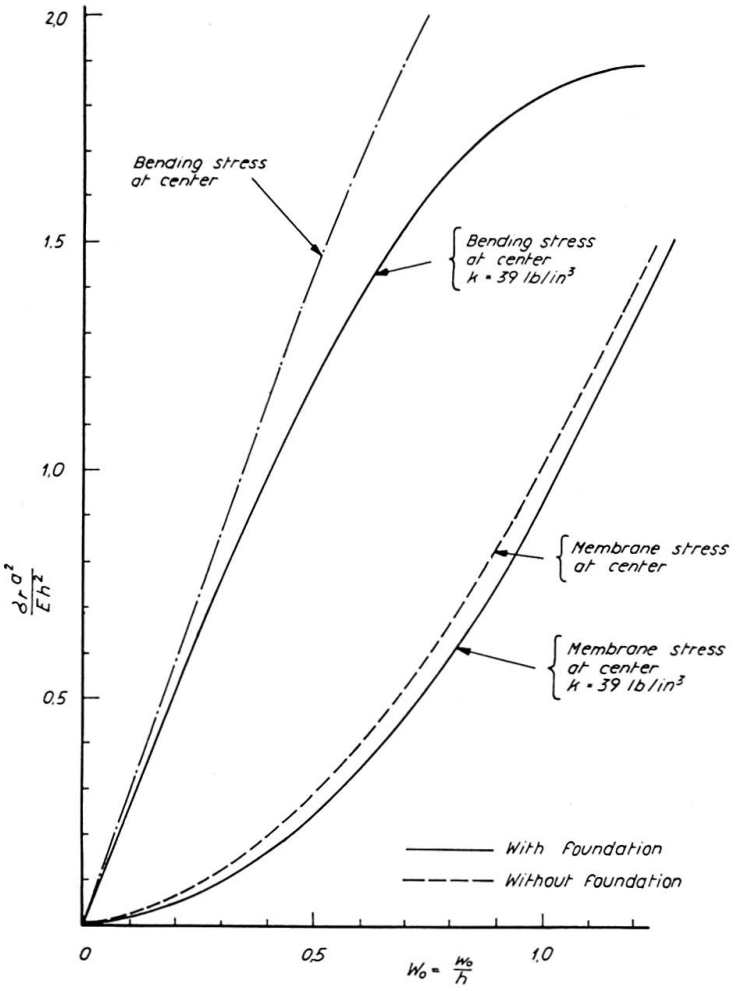


Fig. 3. Various stresses in a clamped edge circular plate ($\nu = 0.3$) with and without elastic foundation.

Conclusions

The validity of a perturbation type analysis for the nonlinear elastic behavior of a clamped edge circular plate on an elastic foundation has been established through experimental verification.

The present nonlinear analysis indicates that, for a given load intensity,

the presence of the elastic foundation has little effect on the membrane stress at the center of the plate. However, the elastic foundation is extremely effective in reducing the outer fiber bending stresses at the center of the plate.

References

1. SCHLEICHER, F., «Kreisplatten auf elastischer Unterlage». Verlag Julius Springer, Berlin (1926).
2. HETENYI, M., "Beams on Elastic Foundations". The University of Michigan Press, Ann Arbor, 255 p. (1946).
3. TIMOSHENKO, S., and WOINOWSKY-KRIEGER, S., "Theory of Plates and Shells". McGraw-Hill, New York (1959).
4. CHIEN, W. Z., "Large Deflections of a Clamped Circular Plate Under Uniform Pressure". Chinese Journal of Physics, Vol. 7, No. 2 (1947).

Summary

The problem of the nonlinear large deflections of a thin circular plate supported on an elastic foundation is treated by the method of successive approximations based upon the smallness of central deflections. The edges of the plate are clamped and the face of the plate is subject to uniform normal pressure. Results of the analysis are shown to be in satisfactory agreement with experimental data obtained from tests of an aluminum plate.

Résumé

La méthode d'approximations successives, basée sur la petitesse des déformations centrales, permet d'aborder le problème des grandes déformations non-linéaires des plaques minces, circulaires, sur fondation élastique. Les bords de la plaque sont encastrés et la plaque est soumise à une charge uniformément répartie. L'auteur montre que les résultats obtenus à l'aide de cette méthode concordent de façon satisfaisante avec les résultats d'essais effectués sur une plaque en aluminium.

Zusammenfassung

Das Problem der nichtlinearen großen Durchbiegungen einer dünnen Kreisplatte auf einer elastischen Fundation wird durch die Methode der sukzessiven Näherung, basierend auf der Kleinheit der Mittendurchbiegungen, behandelt. Der Rand der Platte ist eingespannt und die Plattenfläche ist durch gleichförmigen Druck belastet. Die Ergebnisse der Untersuchung ergeben eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit Werten, die bei Versuchen an einer Aluminiumplatte gemessen wurden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ib3

Dynamics of Continuous Structures with Repeated Elements

Vibrations des ouvrages continus formés d'éléments identiques

Dynamische Lösung der durchlaufenden Systeme mit sich wiederholenden Elementen

V. KOLOUŠEK
Prof. Dr. Ing., Praha

Introduction

Structural systems with repeated elements are to be found in all historical periods. Bridges, continuous over several spans, may be regarded as a typical example of this kind (Fig. 1). The arches were first made of stone, later we find continuous structures of reinforced concrete, the structural systems being either continuous straight girders or continuous arches, and quite recently, elements of prestressed concrete have been used on an extensive scale for

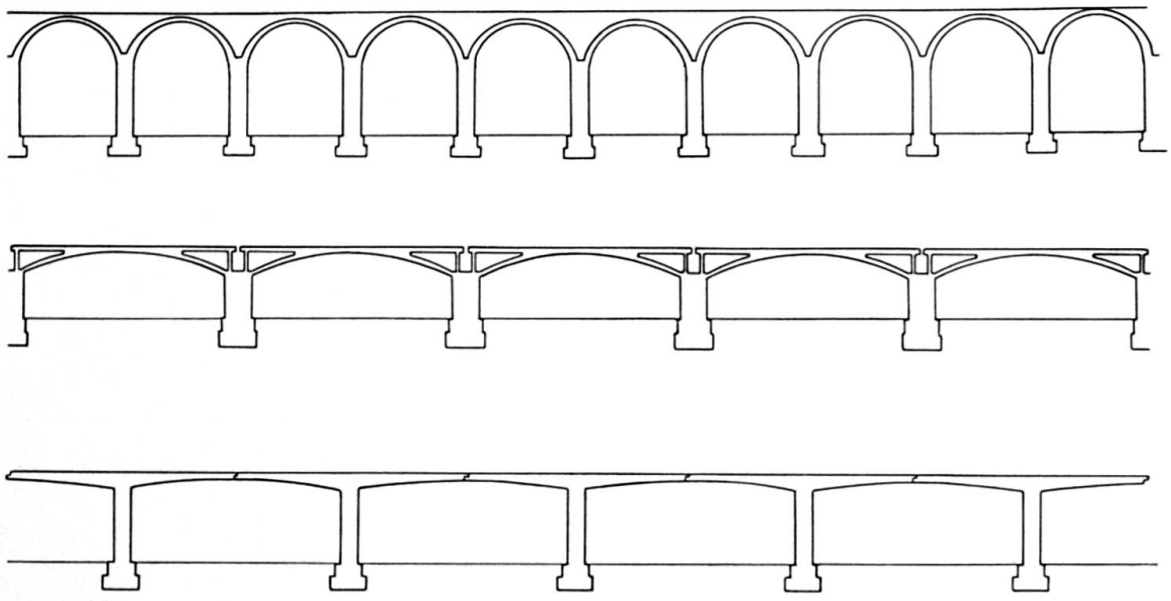


Fig. 1. Types of Continuous Bridge Structure with Repeated Elements.

continuous structures. In the structural systems used in building houses there are also many parts built up of repeated elements. Generally, it may be said that the increasing use of precast elements will naturally result in still wider application of systems built up of repeated elements, since these systems offer advantages from the point of view of economy.

In this paper some methods for investigating the vibrations of such systems are discussed, and it will be shown that both the theoretical and the numerical work involved may be considerably simplified, if we make use of all the advantages which the application of systems with repeated elements presents.

1. Continuous Beam of Uniform Section

A beam of uniform section, continuous over several equal spans, rigidly fixed at the end-supports, may be regarded as the simplest possible example of a system with repeated elements. In this case, the method of dynamical solution is well known, and we shall give here only a brief review of the analysis.

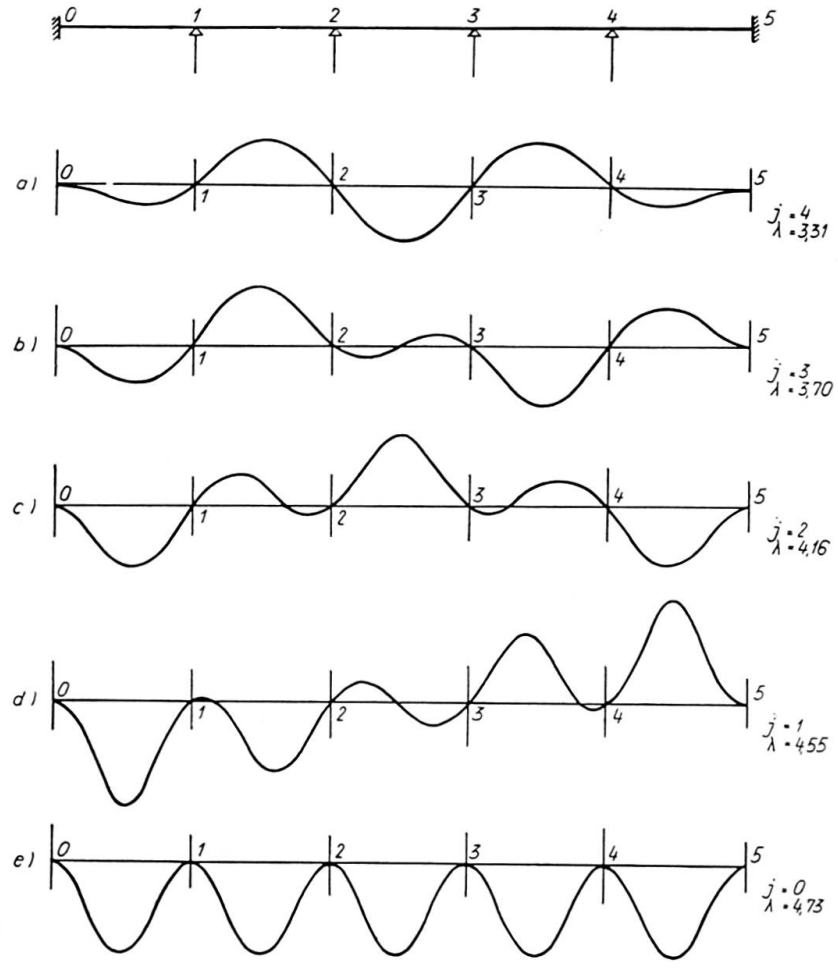


Fig. 2. Continuous Five-Span Beam, Rigidly Fixed at End-Supports. First Five Natural Modes of Vibration.

From the equilibrium of the moments at any isolated joint K we have

$$M_{K,K-1}+M_{K,K+1}=\mathfrak{M}_K, \tag{1}$$

where $M_{K,K-1}$, $M_{K,K+1}$ are the end-moments of the bars $K,K-1$ and $K,K+1$ respectively, and $\mathfrak{M}_K$ is the external moment loading at the joint K. If we express the end-moments by means of the end-rotations γ_K, we obtain from Eq. (1)

$$b\gamma_{K-1}+a\gamma_K+b\gamma_{K+1}=\mathfrak{M}_K. \tag{2}$$

Eq. (2) holds true for all intermediate supports, and we thus obtain a set of $n-1$ algebraic equations for determining the rotations γ_K. For free oscillations the external moment loading $\mathfrak{M}_K$ equals zero, and the set of algebraic equations in question is homogeneous.

As an illustration the analysis of a five-span beam of uniform section, shown in Fig. 2, will now be given.

The set of four equations, written down according to Eq. (2) is shown, in general form, in Table I.

Table I

γ_1	γ_2	γ_3	γ_4	
a	b			$=0$
b	a	b		$=0$
	b	a	b	$=0$
		b	a	$=0$

The coefficients a and b are functions of the natural frequency $f=\frac{\omega}{2\pi}$, and are defined as follows:

$$a=\frac{2EJ}{l}F_2(\lambda), \qquad b=\frac{EJ}{l}F_1(\lambda), \tag{2a}$$

where

$$\lambda=l\sqrt[4]{\frac{\mu\omega^2}{EJ}}.$$

The functions $F_2(\lambda)$ and $F_1(\lambda)$ are tabulated in [1]) and [2]).

The equations as given in Table I are cyclically symmetrical, and may be solved by expanding the unknowns γ_K into finite trigonometrical series, viz.

$$\gamma_K=\sum_{j=1}^{n-1}\zeta_{[j]}\sin\frac{\pi}{n}jK, \tag{3}$$

where n denotes the number of spans.

---

[1]) V. Koloušek: «Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmen», Leipzig 1953.

[2]) V. Koloušek: «Calcul des efforts dynamiques dans les ossatures rigides», Dunod, Paris 1960.

If the values of γ_K according to Eq. (3) are introduced into Table I, the set of simultaneous equations reduces to four independent equations, which appear in the general form,

$$a + 2b \cos \frac{\pi}{n} j = 0 \qquad j = 1, n-1 \tag{4}$$

and introducing for a and b the values from Eq. (2a) we obtain

$$F_2(\lambda) + F_1(\lambda) \cos \frac{\pi}{5} j = 0. \tag{4b}$$

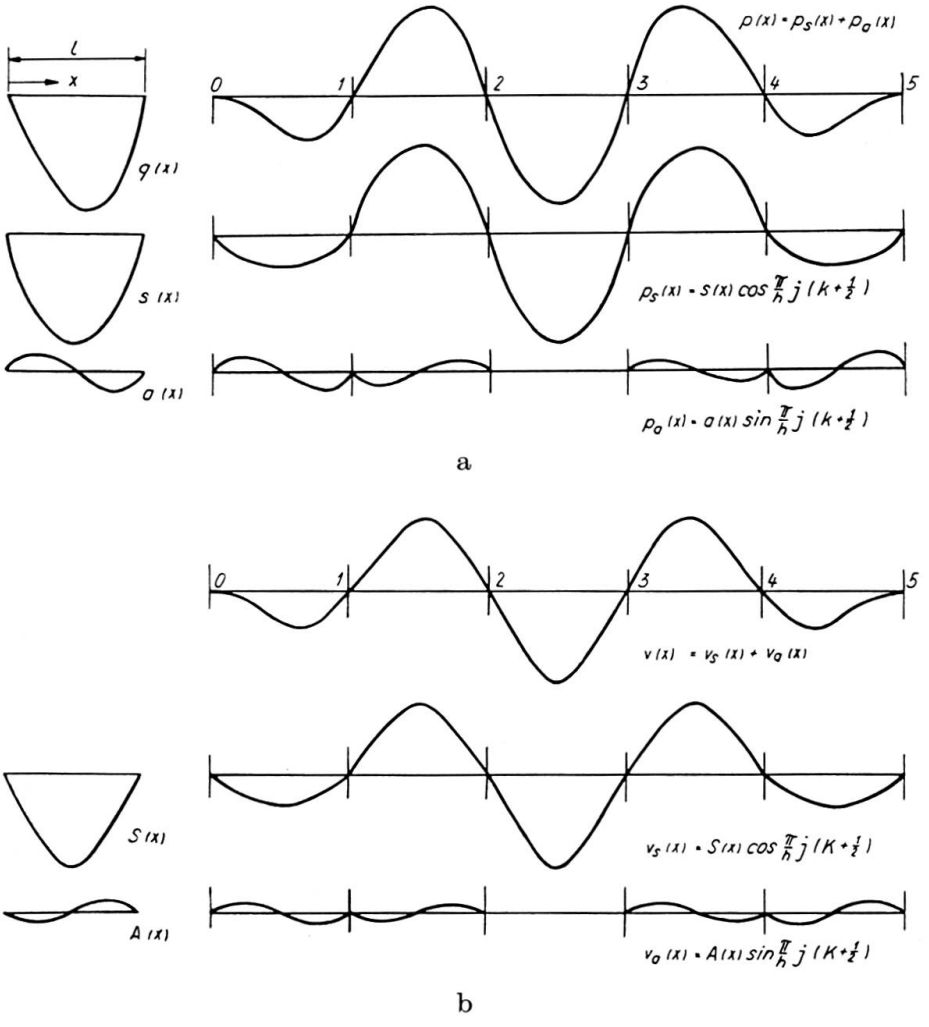


Fig. 3. Load and Deflections of a Five-Span Continuous Beam, for $j = 4$.

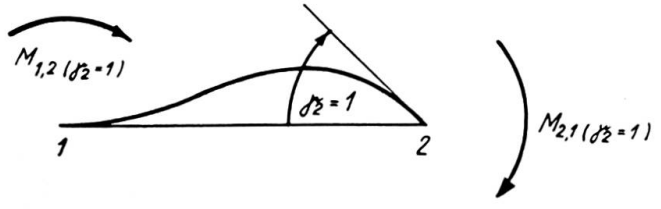


Fig. 4. End Moments.

The values of λ for which Eq. (4b) holds true determine, according to Eq. (2b), the first four natural frequencies of the system. The numerical values calculated for the system as shown in Fig. 2 are

$$j = 4\frac{\omega_{(1)}}{2\pi} = f_{(1)} = 1{,}74\,\alpha,$$

$$j = 3 \qquad f_{(2)} = 2{,}18\,\alpha,$$

$$j = 2 \qquad f_{(3)} = 2{,}75\,\alpha,$$

$$j = 1 \qquad f_{(4)} = 3{,}30\,\alpha.$$

$$\alpha = \frac{1}{l^2}\sqrt{\frac{EJ}{\mu}}.$$

The fifth natural frequency of our system is identical with the first natural frequency of the single-span beams, of which the system is composed, if the individual beams were rigidly fixed at both ends, so that we have

$$f_{(5)} = 3{,}56\,\alpha.$$

The shapes of the first five natural modes of vibration are shown in Fig. 2. If the end-supports 0 and 5 of the system are hinged, the analysis remains, in principle, the same, but consideration must be given to the different end-conditions.

2. Continuous Beam of Non-Uniform Section

The dynamical analysis becomes complicated, if the section of the beam varies within the individual spans. Eq. (2) still holds true, but the coefficients a and b, although they are again functions of the natural frequency f, are no longer defined by Eq. (2a), the value of J, in this case, not being a constant, so that the functions cannot be tabulated. Direct solution would be thus very tedious, as the amount of numerical work might increase considerably. A convenient method of solution, in this case, is a combination of the direct method, described in the preceding paragraph, with the method of stepwise approximation. This method of analysis will now be illustrated for the case of a five-span beam, as shown in Fig. 5.

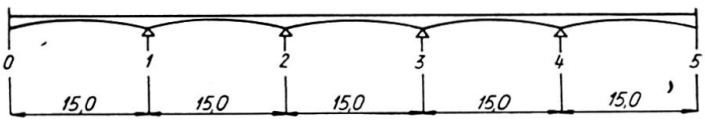


Fig. 5. Continuous Beam of Non-Uniform Section.

2.1. The Deformations of a Single-Span Beam

a) We consider first a single-span beam, rigidly fixed at both ends (Fig. 6), loaded by distributed statical weight $q(x)$. The load may be resolved into a symmetrical component $s(x)$ and antimetrical component $a(x)$, as shown in Fig. 3a (left). Thus we have

$$q(x) = s(x) + a(x),$$
$$s(x) = \tfrac{1}{2}[q(x) + q(l-x)] = s(l-x),$$
$$a(x) = \tfrac{1}{2}[q(x) - q(l-x)] = -a(l-x).$$

The load component $s(x)$ causes symmetrical deflections $V_s(x)$ of the beam, while the moments produced at the fixed supports are $\pm M_s$. The antimetrical component $a(x)$ produces antimetrical deflections $V_a(x)$, and the fixed-end moments in this case are M_a. The total deflection at the point x is thus

$$V(x) = V_s(x) + V_a(x).$$

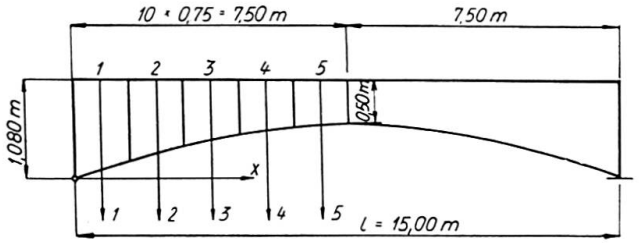


Fig. 6. Dimensions of Any Single Span for the Beam Shown in Fig. 5.

b) We now assume the beam to be simply supported, and consider the case where both ends are rotated simultaneously through a unit angle, in opposite directions. These end-rotations produce a symmetrical curve of deflections δ_{M_s}, which is at the same time the influence line for the moment M_s produced by symmetrical loading (Fig. 7a). The ordinate of the line δ_{M_s} at the point x gives the value of the moment M_s which is produced (with both ends fixed) at the left-hand support of the beam if two single loads $P = 1$ are applied to the points x and $l-x$.

c) The end sections of the simple beam are now rotated simultaneously through a unit angle in the same direction. These rotations produce an antimetrical curve of deflection δ_{M_a} (Fig. 7b), the curve being again the influence line for the fixed-end moment M_a at the left-hand support, produced in this case by two single unit loads, applied antimetrically at the abscissae x and $l-x$.

2.2. The Deformations of the Continuous Beam

We shall now consider a continuous beam of n equal spans, as shown in Fig. 5, where $n = 5$. We assume the beam to be loaded by distributed statical weight $p(x)$, the variation of which at the span $K, K+1$ may be expressed as follows:

symmetrical component $$p_s(x) = s(x) \cos \frac{\pi}{n} j\,(K + \tfrac{1}{2}) \tag{5}$$

antimetrical component $$p_a(x) = a(x) \sin \frac{\pi}{n} j\,(K + \tfrac{1}{2}). \tag{6}$$

The letter j here denotes an arbitrary whole number between 0 and $n-1$.

For the five-span beam we have $n=5$, and the case for $j=4$ is shown in Fig. 3.

If all rotations at the supports were prevented, the deflection produced by the load components as given by Eqs. (5) and (6) would be

$$V_s(x)\cos\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2})+V_a(x)\sin\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2}), \tag{7}$$

while the loading moment at the support K would have the value

$$\begin{aligned}\mathfrak{M}_K &= M_s\left[\cos\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2})-\cos\frac{\pi}{n}j\,(K-\tfrac{1}{2})\right]\\ &\quad+M_a\left[\sin\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2})+\sin\frac{\pi}{n}j\,(K-\tfrac{1}{2})\right]=\mathfrak{M}_{[j]}\sin\frac{\pi}{n}jK,\end{aligned} \tag{8}$$

where

$$\mathfrak{M}_{[j]}=-2\left[M_s\sin\frac{\pi}{2n}j-M_a\cos\frac{\pi}{2n}j\right]. \tag{9}$$

If the temporarily "locked" supports are released, the loading moments $\mathfrak{M}_K$ produce the rotations

$$\gamma_K=\zeta_{[j]}\sin\frac{\pi}{n}jK, \tag{10}$$

where

$$\begin{aligned}\zeta_{[j]}&=\frac{\mathfrak{M}_{[j]}}{a_{[j]}},\\ a_{[j]}&=a+2b\cos\frac{\pi}{n}j=2M_{2,1(\gamma_2=1)}+2M_{1,2(\gamma_2=1)}\cos\frac{\pi}{n}j\end{aligned} \tag{11}$$

and the moments M are shown in Fig. 4.

The rotations γ_K may be again resolved into symmetrical and antimetrical components, according to the following formulæ:

symmetrical components

$$\begin{aligned}\tfrac{1}{2}(\gamma_K-\gamma_{K+1})&=\tfrac{1}{2}\zeta_{[j]}\left[\sin\frac{\pi}{n}jK-\sin\frac{\pi}{n}j\,(K+1)\right]=\\ &\quad-\zeta_{[j]}\sin\frac{\pi}{2n}j\cos\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2})\end{aligned} \tag{12}$$

antimetrical components

$$\tfrac{1}{2}(\gamma_K+\gamma_{K+1})=\zeta_{[j]}\cos\frac{\pi}{2n}j\sin\frac{\pi}{n}j\,(K+\tfrac{1}{2}). \tag{13}$$

The deflections produced at the span $K, K+1$ by the symmetrical components of the end-rotations are

$$\tfrac{1}{2}(\gamma_K-\gamma_{K+1})\,\delta_{M_s},$$

while the antimetrical components of the end-rotations produce at the span $K, K+1$ the deflections

$$\tfrac{1}{2}(\gamma_K+\gamma_{K+1})\,\delta_M\,.$$

Table II

$j = 4$

Symmetric vibrations

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]
Point i	Mass m_i in $tm^{-1}s^2$	Influence co-ordinate for the Deflection $\delta^s_{i,k}\cdot 10^5$ in mt^{-1}, Point K: 1	2	3	4	5	for the Moment at Support δ_{M_s} in m	1st Approximation S_i	$[2]\times[9]$ / $m_i S_i$ in $tm^{-1}s^2$	$[8]\times[10]$ / $m_i S_i \delta_{M_s}$ in ts^2	$\sum m_k S_k \delta^s_{ik}\cdot 10^5$ in s^2	$-\xi_{[4]}\sin\frac{2\pi}{5}\cdot 10^5\,\delta_{M_s}$ in s^2
1	0,373	0,058	0,112	0,262	0,335	0,378	0,745	1	0,373	0,278	1,0	90,6
2	0,301	0,112	1,530	3,280	4,525	5,222	2,168	1,8	0,542	1,175	12,6	263,8
3	0,247	0,262	3,280	9,395	14,290	17,035	3,427	3,2	0,791	2,711	39,5	416,9
4	0,212	0,335	4,525	14,290	26,275	33,370	4,417	4,4	0,933	4,121	69,6	537,4
5	0,194	0,378	5,222	17,035	33,370	47,540	4,972	4,8	0,933	4,629	92,0	604,9

$a = 0{,}454\cdot 10^5$ tm, $b = 0{,}162\cdot 10^5$ tm

$\sin\frac{2\pi}{5} = 0{,}951$, $\cos\frac{2\pi}{5} = 0{,}309$, $\cos\frac{4\pi}{5} = -0{,}809$

$a_{[4]} = a + 2b\cos\frac{4\pi}{5} = [0{,}454 + 2\cdot 0{,}162\,(-0{,}809)]\,10^5 =$

$= 0{,}192\cdot 10^5$ tm

$\sum = 12{,}914 = M_s$

$-\mathfrak{M}_{[4]} = 2\,M_s\sin\frac{2\pi}{5} = 2\cdot 12{,}914\cdot 0{,}951 = 24{,}56$ t s²

$\xi_{[4]} = \frac{\mathfrak{M}_{[4]}}{a_{[4]}} = -\frac{24{,}56}{0{,}192\cdot 10^3} = -127{,}9\cdot 10^{-5}$ m^{-1} s²

$-10^5\,\xi_{[4]}\sin\frac{2\pi}{5} = 127{,}9\cdot 0{,}951 = 121{,}7$ m^{-1} s²

$-10^5\,\xi_{[4]}\cos\frac{2\pi}{5} = 127{,}9\cdot 0{,}309 = 39{,}5$ m^{-1} s²

Antisymmetric vibrations

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]
Point i	Mass m_i in $tm^{-1}s^2$	Influence co-ordinate for the Deflection $\delta^a_{i,k}\cdot 10^5$ in mt^{-1}, Point K: 1	2	3	4	5	for the Moment at Support δ_{M_a} in m	1st Approximation A_i	$[2]\times[9]$ / $m_i A_i$ in $tm^{-1}s^2$	$[8]\times[10]$ / $m_i A_i \delta_{M_a}$ in ts^2	$\sum m_k A_k \delta^a_{ik}\cdot 10^5$ in s^2	$\xi_{[4]}\cos\frac{2\pi}{5}\cdot 10^5\cdot\delta_{M_a}$ in s^2
1	0,373	0	0,061	0,062	0,054	0,023	0,735	0	0	0	0	−29,1
2	0,301	0,061	1,324	1,994	1,791	0,726	1,795	0	0	0	0	−71,0
3	0,247	0,062	1,994	4,828	4,922	2,080	2,240	0	0	0	0	−88,5
4	0,212	0,054	1,791	4,922	7,091	3,320	1,865	0	0	0	0	−73,7
5	0,194	0,023	0,726	2,080	3,320	2,484	0,725	0	0	0	0	−28,7

[1]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]
Point i	2nd Approximation					3rd App.	
	[12]+[13]	[2]×[14]	[8]×[15]	$\sum m_k S_k \delta^s_{ik} \cdot 10^8$ in s⁴	$-\xi_{[4]} \sin \frac{2\pi}{5} \cdot 10^8 \delta_{M_s}$ in s⁴	$S_i \cdot 10^8$ in s⁴	[14]:[19]
	$S_i \cdot 10^5$ in s²	$m_i S_i \cdot 10^3$ in tm⁻¹ s⁴	$m_i S_i \delta_{M_s} \cdot 10^3$ in t s⁴				$\omega^2_{(1)}$
1	91,6	0,342	0,255	1,4	131,6	133,0	689
2	276,4	0,832	1,803	17,9	382,9	400,8	690
3	456,4	1,128	3,865	54,9	605,2	660,1	690
4	607,0	1,287	5,684	99,0	780,1	879,1	690
5	696,9	1,352	6,722	131,2	878,1	1009,3	690

$$\sum = 18{,}329 = M_s \cdot 10^3$$

$$-\mathfrak{M}_{[4]} = 2\left(M_s \sin\frac{2\pi}{5} - M_a \cos\frac{2\pi}{5}\right) = 2(18{,}329 \cdot 0{,}951 + 1{,}287 \cdot 0{,}309) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 35{,}66 \cdot 10^{-3}\ \mathrm{t\,s^4}$$

$$\xi_{[4]} = \frac{\mathfrak{M}_{[4]}}{a_{[4]}} = -\frac{35{,}66 \cdot 10^{-3}}{0{,}192 \cdot 10^5} = -185{,}7 \cdot 10^{-8}\ \mathrm{m^{-1}\,s^4}$$

$$-10^8\, \xi_{[4]} \sin\frac{2\pi}{5} = 185{,}7 \cdot 0{,}951 = 176{,}6\ \mathrm{m^{-1}\,s^4}$$

$$-10^8\, \xi_{[4]} \cos\frac{2\pi}{5} = 185{,}7 \cdot 0{,}309 = 57{,}4\ \mathrm{m^{-1}\,s^4}$$

[1]	[14]	[15]	[16]	[17]	[18]	[19]	[20]
Point i	2nd Approximation					3rd App.	
	[12]+[13]	[2]×[14]	[8]×[15]	$\sum m_k A_k \delta^a_{i,k} \cdot 10^8$ in s⁴	$\xi_{[4]} \cos \frac{2\pi}{5} \cdot 10^8 \delta_{M_a}$ in s⁴	$A_i \cdot 10^8$ in s⁴	[14]:[19]
	$A_i \cdot 10^5$ in s²	$m_1 A_i \cdot 10^3$ in tm⁻¹ s⁴	$m_i A_i \delta_{M_a} \cdot 10^3$ in t s⁴				$\omega^2_{(1)}$
1	−29,1	−0,109	−0,079	0,0	− 42,2	− 42,2	689
2	−71,0	−0,214	−0,384	−1,0	−103,0	−104,0	682
3	−88,5	−0,219	−0,492	−2,4	−128,5	−130,9	675
4	−73,7	−0,156	−0,292	−2,8	−107,0	−109,8	670
5	−28,7	−0,056	−0,040	−1,3	− 41,6	− 42,9	668

$$\sum = -1{,}287$$

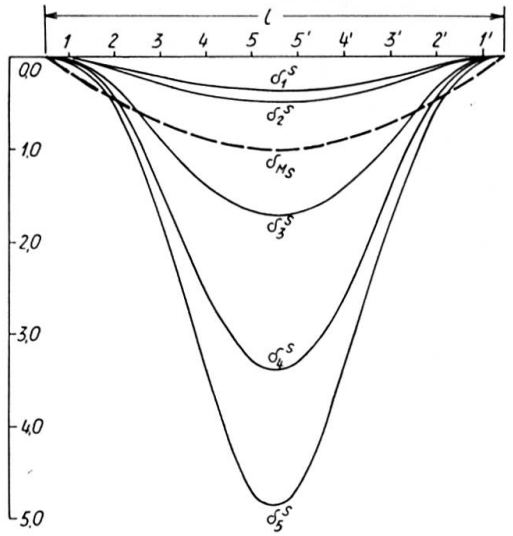


Fig. 7a. Influence Lines for Symmetrical Load. Scale: Line δ_i^s 1 Grad. = 10^{-4} m/t, Line δ_{M_s} 1 Grad. = 5 m.

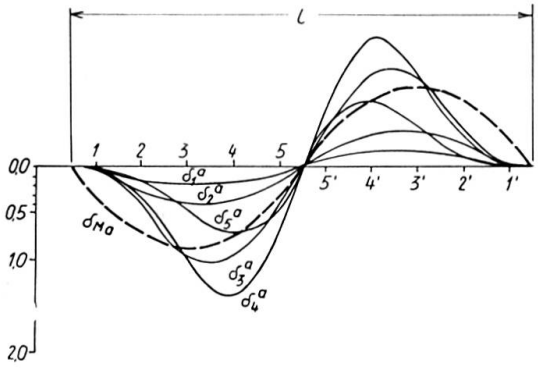


Fig. 7b. Influence Lines for Non-Symmetrical Load. Scale: Line δ_i^a 1 Grad. = $0{,}5 \cdot 10^{-4}$ m/t, Line δ_{M_a} 1 Grad. = 2,5 m.

The total deflections (see Fig. 3b) produced by the load $p(x)$ at any particular span are then given as the sum of the symmetrical and antimetrical components, and the variations of the symmetrical components $v_s(x)$ and antimetrical components $v_a(x)$ are represented as follows

$$v_s(x) = S(x) \cos \frac{\pi}{n} j (K + \tfrac{1}{2}), \tag{14}$$

$$v_a(x) = A(x) \sin \frac{\pi}{n} j (K + \tfrac{1}{2}), \tag{15}$$

where

$$S(x) = V_s(x) - \delta_{M_s} \zeta_{[j]} \sin \frac{\pi}{2n} j, \tag{16}$$

$$A(x) = V_a(x) + \delta_{M_a} \zeta_{[j]} \cos \frac{\pi}{2n} j. \tag{17}$$

The values of $S(x)$ are thus obtained by superposition of

1. the deflection $V_s(x)$, which is produced by the load-component $s(x)$ acting on a rigidly fixed single-span beam, and
2. the deflection of the single-span simple beam, the supports of which are rotated symmetrically through the angle $\mp \zeta_{[j]} \sin \frac{\pi}{2n} j$.

(The signs minus and plus are to be taken for the left-hand and the right-hand supports respectively.)

The values of $A(x)$ are obtained by superposition:

1. The deflection $V_a(x)$, which is produced by the load component $a(x)$, acting on a fixed single-span beam, with
2. the deflection of the single-span simple beam, the supports of which are rotated antimetrically through the angle $\zeta_{[j]} \cos \frac{\pi}{2n} j$.

If we compare Eqs. (14) and (15) with Eqs. (5) and (6) we see that the deflections and the load components have a similar mathematical representation.

2.3. The Vianello Method of Stepwise Approximation

The results of the analysis as given in the preceding paragraph may be used for calulating the frequencies and modes of vibration of continuous beams, by stepwise approximation. A suitable procedure will be briefly discussed in this paragraph.

As a first approximation we assume an arbitrary curve of deflection ${}_1v(x)$ which, however, must admit of being expanded into components according to Eq. (5) and (6), and we calculate the corresponding symmetrical and antimetrical components of the load intensity $\mu(x)\,{}_1v(x)$. (By $\mu(x)$ we denote the mass per unit length, as a function of the abscissa x of the beam.) These load

components produce the deflections ${}_2v(x)$, as a second approximation to the true shape of the natural mode. The deflections ${}_2v(x)$ are resolved into symmetrical and antimetrical components according to Eqs. (14) and (15). It is evident that *only a single span of the structure has to be considered*, as the deflection curve at any span may be readily determined by means of the quantities $S(x)$ and $A(x)$, which are defined by Eqs. (16) and (17).

The third approximation to the true shape of natural mode may be then obtained by repeating the process, i. e. calculating the curve of deflection ${}_3v(x)$ produced by the load $\mu(x)\,{}_2v(x)$ etc. The process is repeated until concordance of the deflections ${}_{(k-1)}v(x)$ and ${}_kv(x)$ has been reached with the desired accuracy. In practical calculations we usually do not consider the continuously distributed mass, but divide the beam up into a finite number of strips, and then assume the mass to be concentrated at the centroids of the strips.

A numerical example will illustrate the practical procedure.

2.4. Numerical example

A five-span continuous beam, as shown in Figs. 5 and 6, will now be analysed, applying the method outlined in the preceding paragraph. The centreline of the beam has been assumed to be straight, the modulus of elasticity has been taken to be $E = 2{,}4 \cdot 10^6\,\mathrm{t/m^2}$. For purposes of calculation the beam has been divided up into ten strips; the masses concentrated at the centres of the respective strips are tabulated in column 2 of Table II.

For symmetrical loading by two single unit loads the influence lines δ_i^s for the deflections of the single span fixed-end beam are shown in Fig. 7 a, where the influence line δ_{M_s} for the fixed-end moment is also given. The lines δ_i^a and δ_{M_a} corresponding to antimetrical loading are given in Fig. 7 b. The influence line ordinates at the centres of the individual strips are given in Table II. The coefficient a, which is also given in Table II, equals twice the value of the moment $M_{2,1}$, acting at the support 2 of the beam 1—2 when the end rotations are $\gamma_1 = 0$, $\gamma_2 = 1$. The coefficient b is the corresponding value of the moment $M_{1,2}$.

The numerical calculation by stepwise approximation has been carried out for $j = 4$, $j = 1$, and $j = 0$. In Table II the calculation for $j = 4$ is shown by way of illustration. For $j = 4$ the natural frequency attains its lowest value. From the ratio of the last two approximations we obtain the square of the natural angular frequency.

$$\omega_{(1)}^2 = \frac{696{,}9 \cdot 10^3}{1009{,}3} = 690\,\mathrm{sec^{-2}}$$

so that the first natural frequency is

$$f_{(1)} = 4{,}18\,\mathrm{sec^{-1}}.$$

The shape of the corresponding natural mode, at the span $K, K+1$, is given by the last approximations of S_i, and A_i, according to the formula.

$$v(x_i) = v_i = S_i \cos \frac{\pi}{n} j\,(K+\tfrac{1}{2}) + A_i \sin \frac{\pi}{n} j\,(K+\tfrac{1}{2}), \tag{18}$$

where $j = 4$.

The fourth natural frequency $f_{(4)} = 10{,}73\,\mathrm{sec}^{-1}$ was calculated in a similar manner, but with $j = 1$. The fifth natural frequency $f_{(5)} = 12{,}43\,\mathrm{sec}^{-1}$ is identical with the first natural frequency of a single span fixed-end beam. The shapes of the first, fourth and fifth natural modes of vibration are shown in Fig. 8.

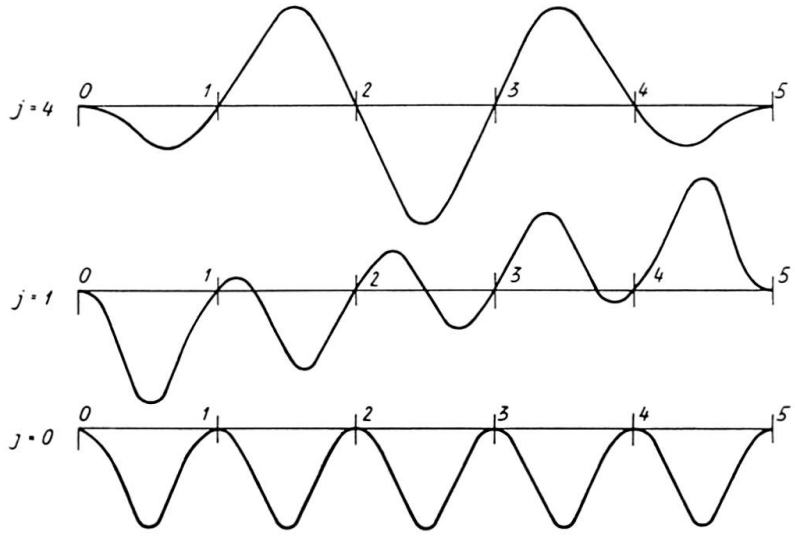


Fig. 8. Natural Modes of Vibration for the Beam of Fig. 5.

a) First Natural Mode $(j = 4)$,
b) Fourth Natural Mode $(j = 1)$,
c) Fifth Natural Mode $(j = 0)$.

The above described method of analysis may also be applied to the solution of continuous arch structures. In this case, however, the number of unknowns is larger, because the intermediate supports undergo not only rotations, but also vertical and horizontal translatory displacements. The vertical displacements of the supports may usually be neglected, and this simplifies the calculations, but in exceptional cases these displacements may also be taken into account. With continuous arch structures the basic equations are again cyclically symmetrical, and admit of a solution which, in principle, is the same as in the case of continuous beams. Continuous beams having elastic intermediate supports may also be solved in a similar manner.

The method, as described in this paper, can be applied not only to the dynamical but also to the statical analysis of the systems in question, and the numerical work involved may thus be considerably reduced.

Summary

In this paper some methods for investigating the vibrations of continuous structures with repeated elements are discussed. The structures in question are continuous beams with equal spans, and of either uniform or non-uniform section, continuous arch structures, continuous rigid frames, etc.

Finite trigonometrical series and a combination of the slope-deflection method with stepwise approximation enable the mathematical investigation to take advantage of all the specific simplifications which the repetition of equal elements presents. The analysis is first given for a continuous beam of uniform section, where a further simplification is possible if tabulated functions are used. In addition the frequencies and modes of vibration are investigated for a five-span beam of non-uniform section. The procedure is illustrated by a numerical example and it is shown that the numerical work involved is only slightly greater than that which a solution of a single-span beam requires.

The method may also be applied to continuous structures with elastic supports, and not only the dynamical but also the statical analysis can be thus considerably simplified.

Résumé

L'auteur présente des méthodes permettant d'étudier les vibrations des ouvrages continus formés d'éléments successifs identiques. Il s'agit de poutres continues de portées égales avec une section constante ou variable, de voûtes multiples, de cadres continus, etc.

Ce problème apparemment fastidieux peut être considérablement simplifié si l'on tire parti, dans la résolution mathématique même, de tous les avantages que présente la répétition d'éléments identiques; les équations des déformations étant cycliquement symétriques, l'introduction de séries trigonométriques finies permet de simplifier considérablement le problème. L'auteur traite tout d'abord les poutres continues de section constante, dont la résolution est grandement simplifiée par l'utilisation de fonctions disposées en tables. L'étude des poutres continues de section variable peut se faire en combinant la méthode des déformations avec celle des approximations successives. L'auteur donne une application numérique de son procédé en traitant une poutre continue comportant cinq travées identiques de section variable.

Cette méthode peut également être utilisée pour les systèmes continus sur appuis élastiques. De plus, elle s'applique au calcul statique des poutres et des arcs continus; elle y apporte une importante simplification des opérations numériques.

Zusammenfassung

In dieser Abhandlung sind Methoden der Berechnung der schwingenden Systeme, deren Elemente sich wiederholen, behandelt. Es handelt sich um Durchlaufträger mit gleichen Feldern mit konstantem oder veränderlichem Querschnitt, durchlaufende Bogenreihen, durchlaufende Rahmen usw.

Die scheinbar mühsame Aufgabe wird wesentlich vereinfacht, wenn man auch in der mathematischen Lösung alle Vorteile ausnützt, welche die Wiederholung von gleichen Elementen bietet. Die Formänderungsgleichungen sind zyklisch symmetrisch und die Einführung der endlichen trigonometrischen Reihen bringt deshalb eine äußerste Vereinfachung der Lösung. Es werden zuerst Durchlaufträger mit konstantem Querschnitt untersucht, bei denen die Benützung von tabellierten Funktionen eine weitere Vereinfachung ermöglicht. Bei den Durchlaufträgern mit variabler Steifigkeit kann die Aufgabe so gelöst werden, daß man die Deformationsmethode mit der Methode der schrittweisen Näherung kombiniert. Das Verfahren wird an einem numerischen Beispiel erläutert, in welchem ein Durchlaufträger mit fünf gleichen Elementen mit variablem Querschnitt bearbeitet wird.

Die Methode kann auch zur Berechnung der durchlaufenden Systeme auf elastischen Stützen benützt werden. Das Verfahren kann auch bei *statischer* Lösung der durchlaufenden Träger und Bogen angewendet werden, denn auch hier wird eine wesentliche Vereinfachung der numerischen Berechnungen erzielt.

Ib4

Berechnung von Kreiszylinder-Dachschalenkonstruktionen mit Hilfe von elektronischen Rechenautomaten

Calculation of the Stresses and Deformations in a Thin Cylindrical Shell Roof by Means of a Digital Computer

Calcul des contraintes et des déformations dans une voûte cylindrique mince, à l'aide d'une calculatrice digitale électronique

A. MEHMEL
o. Professor Dr.-Ing., Techn. Hochschule Darmstadt

Beiträge zur Klärung der mechanischen Zusammenhänge des Tragverhaltens von Konstruktionen, die aus Kreiszylinderschalen mit Kämpferrandträgern bestehen und Lasten in Richtung der Erzeugenden der Zylinderflächen abtragen, gehören seit Jahren zu den Forschungszielen an meinem Lehrstuhl und Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt.

Als im Jahre 1957 an der TH Darmstadt ein elektronischer Rechenautomat vom Typ IBM 650 aufgestellt wurde, begannen Programmierungsarbeiten mit dem Ziel, den Formänderungs- und Beanspruchungszustand solcher Konstruktionen auf der Grundlage der mathematisch strengen Lösung der Flüggeschen Differentialgleichungen zu berechnen. Mit Hilfe der programmierten Rechnung soll die Möglichkeit geschaffen werden, die Gültigkeitsbereiche der bekannten Näherungsverfahren, insbesondere der Balkenmethode (Lundgren) abzugrenzen.

In den Jahren 1957 und 1958 wurde eine Serie von Rechenprogrammen hergestellt, mit deren Hilfe die Formänderungen und Beanspruchungen von isotropen Schalenkonstruktionen ohne Randglieder infolge Flächenlast und infolge von Randangriffen auf der IBM 650 berechnet werden können.

Die Kapazität dieses Rechenautomaten reicht nicht aus, um die vorstehend geschilderten Rechnungen in einem Durchlauf ausführen zu können. Durch die Aufspaltung in Teilprogramme und die dadurch im Verlauf der Rechnung erforderlich werdenden Zwischenaus- und Wiedereingaben von Rechenwerten nimmt die benötigte Rechenzeit stark zu.

Als sich im Frühjahr 1959 die Möglichkeit bot, mit dem am Institut

Européen de Calcul scientifique in Paris aufgestellten, wesentlich größeren und schnelleren Rechenautomaten IBM 704 Berechnungen durchzuführen, wurde die Programmierung deshalb auf diese Maschine umgestellt.

Im Sommer 1959 wurde in Paris ein Rechenprogramm ausgeprüft, mit dem die Formänderungen und Schnittkräfte orthogonal anisotroper Kreiszylinderschalen ohne Randglieder infolge einzelner harmonisch verlaufender Kämpferrandangriffe berechnet werden können. Im Anschluß an die Prüfung wurde eine Anzahl von Programmläufen durchgeführt, deren Ergebnisse auswertungs-

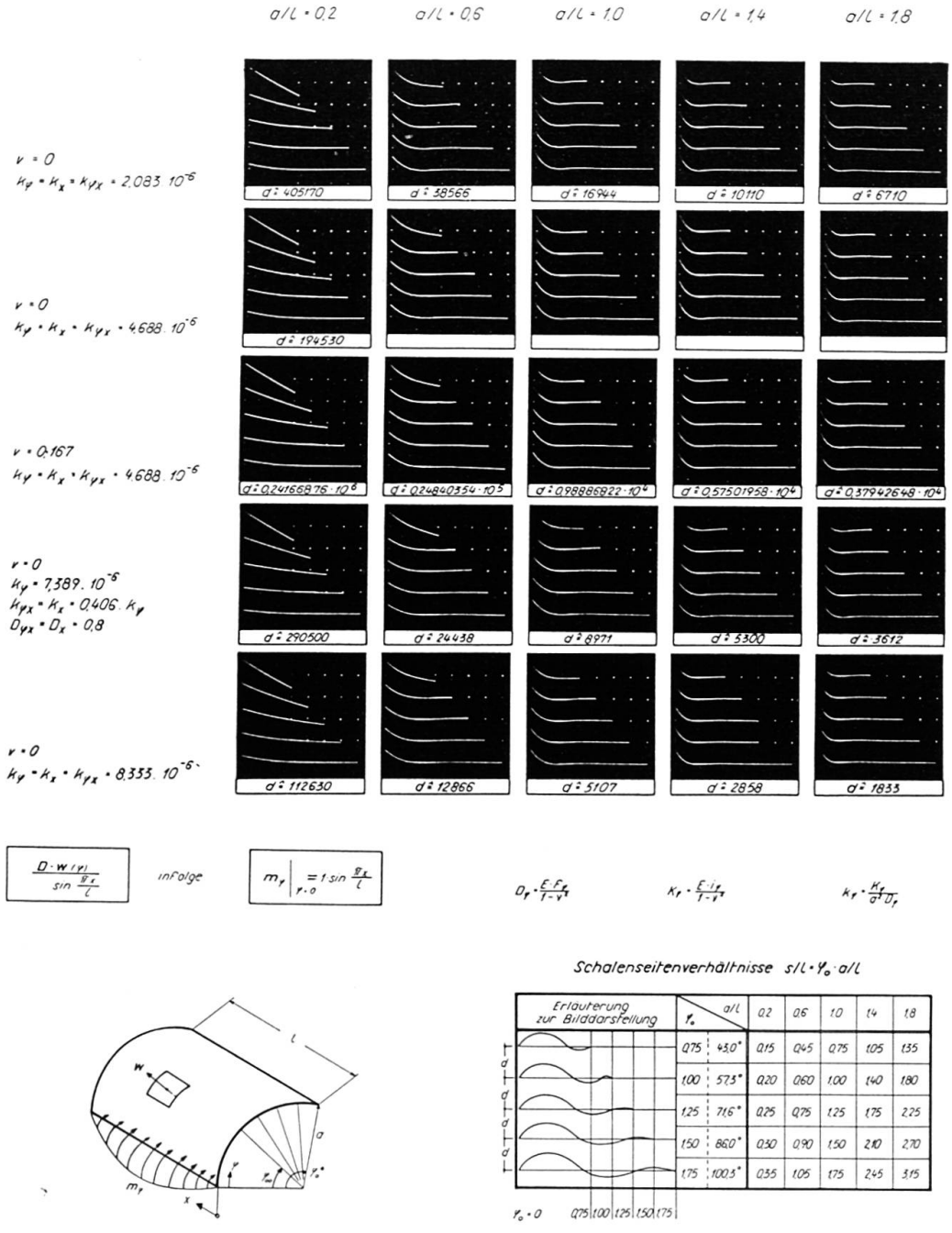


Fig. 1.

bereit vorliegen. Der in Paris vorhandene Rechenautomat IBM 704 ist mit einer Bildschirm-Registriereinheit ausgestattet, die es ermöglicht, die berechneten Lösungsfunktionen in graphisch aufgetragener Form auszugeben. Fig. 1 zeigt eine Zusammenstellung der Durchbiegungsfunktion w normal zur Schalenmittelfläche bei verschiedenen Schalentypen infolge eines am Rand angreifenden, sinusförmig verteilten Quermoments. Insgesamt sind 32 derartige Zusammenstellungen vorhanden, von denen jede 125 Schnittgrößenfunktionen enthält.

Das eben erwähnte Rechenprogramm wurde in der von der IBM entwickelten FORTRAN-Schreibweise geschrieben und vom Rechenautomaten selbst in seinen Befehlscode übersetzt. Es besteht aus zwei Programmteilen, von denen der erste im wesentlichen die Lösung des Eigenwertproblems und die Berechnung der Integrationskonstanten, der zweite die Berechnung der Schnittgrößenfunktionen enthält. Diese Einteilung entspricht weitgehend der von Booth und Morice verwendeten Einteilung in einen skalaren Rechnungsteil und einen Rechnungsteil, in dem Matrizen verarbeitet werden. Jedoch ermöglicht es das FORTRAN-Übersetzungsprogramm, im gleichen Programmteil abwechselnd skalare und Matrizenoperationen durchzuführen, so daß eine strenge Unterteilung in diese beiden Rechnungsabschnitte nicht erforderlich ist, was sich für die Durchführung der Rechnung günstig auswirkt.

Die zu Beginn der Arbeiten mit der IBM 704 aufgestellte Programmplanung sah vor, daß in einem zweiten Programmkomplex die Schnittgrößen von Schalentragwerken mit beliebigen Kämpferrandbedingungen infolge von Flächen- und Randlasten berechnet werden sollten, wobei die Ergebnisse des ersten Programmteils als homogene Lösungsanteile fertig eingegeben werden sollten. Inzwischen ist jedoch das FORTRAN-Übersetzungsprogramm mit zusätzlichen Unterprogrammen ausgestattet worden, die eine beliebige Aneinanderreihung einzelner Programmteile gestatten, ohne daß der Benutzer hierbei manuell eingreifen müßte. Mit Hilfe dieser Ergänzung ist es möglich, ein Rechenprogramm zusammenzustellen, mit dem auf Grund der Eingabe der Schalen- und Belastungskennwerte ohne jede Zwischenaus- und Wiedereingabe die endgültigen Schalenschnittgrößen und Randgliedbeanspruchungen für Lastfälle eines Tragwerkes berechnet werden können, das aus einer orthogonal anisotropen oder einer isotropen Schale mit berücksichtigter Querdehnung und 2 Randgliedern beliebiger Steifigkeitsverhältnisse besteht. Der jeweils bearbeitete Lastfall kann sich aus einer Reihe von Teillastfällen zusammensetzen, nämlich für die Schale aus Flächen-, Streifen- und Punktlasten und für die Ränder aus strecken- und punktförmig angreifenden Querlasten, Tangentialkräften (z. B. aus Vorspannung) und Quermomenten. Die Schalenschnittgrößen können an maximal 21 gleichabständigen Umfangspunkten und 9 gleichabständigen Stellen der Erzeugenden, d. h. an maximal 189 Stellen der Schalenfläche, über beliebig viele Reihenglieder der Lastentwicklung superponiert, ausgegeben werden.

Ein solches Programm wird zur Zeit aufgestellt und soll in diesem Sommer in Paris ausgeprüft werden[1]). Anschließend kann mit den eingangs erwähnten Untersuchungen zur Abgrenzung der Lundgrenschen Balkenmethode begonnen werden. In einem ersten Schritt sollen diese Untersuchungen für Tonnenschalen durchgeführt werden, die in Geometrie und Belastung symmetrisch sind.

Die Gültigkeitsgrenze der Balkennäherung hängt von einer Anzahl von Parametern ab. Als wichtigste davon wären zu nennen:

1. Die Abmessungsverhältnisse der Schale selbst.
2. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit der Schale zu der der Randglieder.
3. Das Verhältnis der Flächenlast der Schale zur Randgliedbelastung.

Durch geeignete Wahl der Abmessungs- und Belastungsverhältnisse bei den für die Abgrenzung verwendeten Vergleichsbeispielen soll versucht werden, die Einflüsse der wesentlichen Parameter getrennt zu untersuchen.

Der Einfluß der Schalenabmessungs- und Steifigkeitsverhältnisse auf die Querverformung der Schalen infolge von Randangriffen kann mit Hilfe der vorhin erwähnten Zusammenstellungen der Lösungsfunktionen der homogenen Schalengleichungen verfolgt werden. Fig. 2 zeigt die Gegenüberstellung der

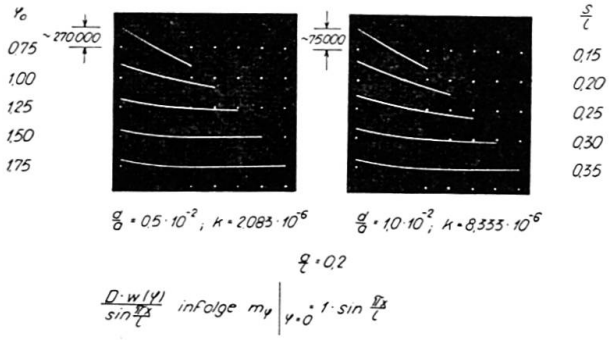


Fig. 2.

Verformungen w normal zur Schalenmittelfläche infolge eines an einem Rand angreifenden Quermoments bei zwei Gruppen von Schalen. Beide Gruppen sind isotrope Schalen, ihre Schnittgrößen sind ohne Berücksichtigung der Querdehnung berechnet. Sie haben gleichen Radius und gleiche Stützweite, jedoch ist bei der linken Gruppe die Schalenstärke doppelt so groß wie bei der rechten. Innerhalb der Gruppen unterscheiden sich die Schalen durch 5 verschiedene Öffnungswinkel, wie man aus der Länge der über die Abwicklung aufgetragenen Kurven erkennt.

Bei entsprechenden Schalen beider Gruppen ist, wie man sieht, der Verlauf der Formänderungen nahezu affin.

An den seitlich angetragenen Maßstäben sieht man, daß die Ordinaten der

---

[1]) Diese Arbeiten sind inzwischen durchgeführt worden.

Kurven bei den Schalen mit der geringeren Schalenstärke etwa viermal so groß sind wie die der dickeren Schalen. Man erkennt also, daß die Formänderungen ihrer Größe nach etwa der Biegesteifigkeit der Schalenfläche proportional, ihrem Verlauf nach jedoch von dieser fast unabhängig sind.

Auf Fig. 3 wird eine Abhängigkeit des Formänderungsverlaufs besonders deutlich, die auch auf dem eben gezeigten bereits erkennbar war, nämlich die

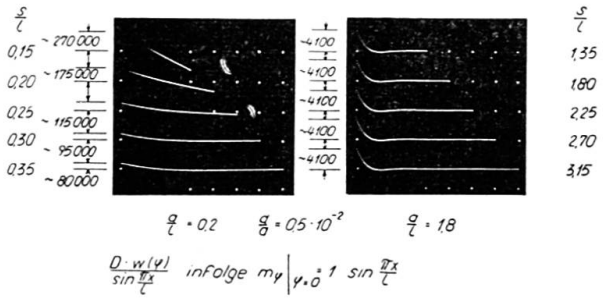


Fig. 3.

vom Seitenverhältnis der Schalenfläche. Hier sind die Formänderungen w zweier Gruppen von Schalen gleicher Dicke und Stützweite einander gegenübergestellt, die sich bei gleichen Öffnungswinkeln durch ihren Radius unterscheiden. Die linke Gruppe ist die gleiche wie bei Fig. 2; sie umfaßt Schalen mit dem Seitenverhältnis Bogenlänge : Stützweite = 0,15—0,35, während bei der rechten Gruppe dieses Verhältnis zwischen 1,35 und 3,15 variiert. Man sieht deutlich, daß bis zu einer gewissen Breite die ganze Schale an der Formänderung teilnimmt. Innerhalb gewisser Grenzen ändert sich dabei die Querschnittsform nicht (geradliniger Formänderungsverlauf!); hier liegen also Tragwerke vor, die sich wie Stäbe verhalten, für die daher die Balkennäherung geradezu streng gilt.

Von einer gewissen Schalenbreite an entzieht sich der dem Angriff abgelegene Rand der Formänderung; die Breite der «verbogenen» Zone bleibt dann praktisch konstant. Die Größe der Formänderungen nimmt mit der Breite der Schale ab und bleibt ebenfalls von einer gewissen Breite an konstant.

Als dritten Parameter wollen wir noch die Schalenkrümmung hinsichtlich ihres Einflusses auf die Formänderung w infolge eines Randmoments betrachten.

Auf Fig. 4 möchte ich vor allem zwei der insgesamt 10 Kurven des Verlaufes der Formänderung w miteinander vergleichen. Die untere Kurve des linken und die obere des rechten Bildes gehören zu Schalen gleicher Dicke und gleichen Seitenverhältnisses. Die Krümmungen dieser beiden Schalen unterscheiden sich jedoch in der Weise, daß der Radius der linken Schalen 0,6-, der der rechten 1,4 mal so groß ist wie die Stützweite, d. h. die linke Schale ist wesentlich stärker gekrümmt als die rechte.

An den angetragenen Maßstäben erkennt man, daß die Formänderung bei der stärker gekrümmten Schale rascher abklingt, aber eine größere Rand-

ordinate hat als bei der schwächer gekrümmten. Dies läßt sich wie folgt erklären:

Je stärker die Schale gekrümmt ist, in desto höherem Maße werden Randquermomente durch Schubkräfte $n_{x\varphi}$ abgetragen. Je geringer die Krümmung ist, um so mehr müssen hierfür Drillmomente $m_{x\varphi}$ herangezogen werden. Im Grenzfall der Platte mit unendlich großem Krümmungsradius erfolgt die gesamte Abtragung durch Drillmomente und die $n_{x\varphi}$ verschwinden bekannt-

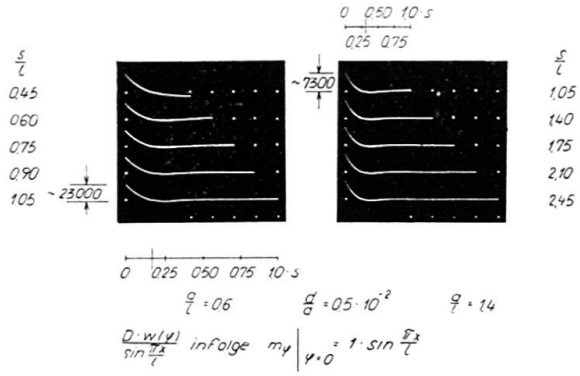


Fig. 4.

lich völlig. Da die Schubsteifigkeit der Schalenfläche wesentlich größer ist als ihre Drillsteifigkeit, werden bei starker Krümmung die Formänderungen auf einen engeren Bereich beschränkt, innerhalb dessen sie jedoch, wie eine Energiebetrachtung plausibel zeigt, größer sein müssen.

Die gezeigten Beispiele sollten die Vorteile beleuchten, die die Verwendung elektronischer Rechenautomaten mit ihren weitreichenden Möglichkeiten der Produktion und übersichtlichen Darstellung großer Zahlenmengen für die Analyse des Tragverhaltens von Baukonstruktionen bieten. Solche Analysen sind meines Erachtens für die Erweiterung unseres Wissensstandes außerordentlich wertvoll.

Für die Förderung meiner Arbeiten bin ich der Deutschen Forschungsgemeinschaft, dem Deutschen Ausschuß für Stahlbeton und der Firma IBM zu großem Dank verpflichtet.

Die umfangreichen Programmierungsarbeiten, die meinen obigen Überlegungen zu Grunde liegen, sind von einer Arbeitsgruppe meines Instituts ausgeführt worden, bei deren Leitung sich Herr Dipl.-Ing. Schwarz besondere Verdienste erworben hat.

Zusammenfassung

Am Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt (Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel) wird an der Programmierung der Berechnung von Kreiszylinder-Dachschalen für elektronische Rechenautomaten gearbeitet. Es exi-

stieren bereits Rechenprogramme für 2 verschiedene Rechenautomaten, mit deren Hilfe Teilprobleme dieses Komplexes (insbesondere die homogene Lösung) bearbeitet werden können.

Ein umfassendes Programm zur Berechnung orthogonal anisotroper Schalen unter verschiedenen Arten von Belastungen mit beliebigen Kämpferrandbedingungen wird zur Zeit fertiggestellt.

Ziel der Arbeiten, bei denen der Programmierung die mathematisch strenge Lösung der Flüggeschen Differentialgleichungen zu Grunde liegt, ist die Abgrenzung der Gültigkeitsbereiche der gebräuchlichen Näherungsverfahren, insbesondere der Balkenmethode (Lundgren).

Die Querverformung der Schale beeinflußt in hohem Maße ihr Tragverhalten.

An einigen Ergebnissen wird gezeigt, wie die einzelnen geometrischen Parameter die Querverformung bei Randangriffen beeinflussen.

Summary

In Darmstadt, at the Institute for Concrete, Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures of the Polytechnic (Prof. Dr. Ing. Mehmel) programming for the calculation of cylindrical shell roofs by means of electronic computers is being undertaken. Programmes for two types of computer have already been prepared and enable certain partial problems to be solved (in particular the homogeneous solution).

An extensive programme is nearing completion, which will enable orthotropic shells to be calculated for various cases of loading and for any marginal conditions at the springings.

The purpose of these studies, for which the programmes are established in accordance with the exact solution of Flügge's differential equations, is to determine the limits of validity of the usual approximate methods of calculation, in particular the procedure due to Lundgren.

The transverse deformations of a shell have a marked effect on its behaviour.

A few results are employed to show how the various geometric parameters affect the transverse deformations of a shell subjected to marginal disturbances.

Résumé

A Darmstadt, à l'Institut pour les constructions en béton, béton armé et béton précontraint de l'Ecole Polytechnique (Prof. Dr. Ing. A. Mehmel), on s'occupe de la programmation pour le calcul électronique des couvertures en voile cylindrique. Il existe déjà des programmes pour deux types de calculatrices, programmes permettant de résoudre certains problèmes partiels (en particulier la solution homogène).

On est en train d'achever un vaste programme qui permettra de calculer des voiles orthotropes, pour différents cas de charge et des conditions marginales quelconques aux retombées.

Ces études, pour lesquelles les programmes sont établis d'après la solution exacte des équations différentielles de Flügge, ont pour but de fixer les limites de validité des procédés de calcul approchés usuels, en particulier de la méthode de Lundgren.

Les déformations transversales d'un voile influencent fortement son comportement.

A l'aide de quelques résultats, on montre comment les différents paramètres géométriques influencent les déformations transversales d'un voile soumis à des perturbations marginales.

Ib5

Application des machines à calculer électroniques à la solution du problème aux tensions de l'élasticité plane

Verwendung von elektronischen Rechengeräten zur Lösung des ebenen Spannungsproblems der Elastizitätstheorie

Application of Electronic Computers to the Solution of the Stress-Problem of Plane Elasticity

CH. MASSONNET
Professeur à l'Université de Liège

M. SAVE
Chargé de cours à la Faculté Polytechnique de Mons

G. MAZY
Assistant à l'Université de Liège

G. TIBAUX
Etudiant à l'Université de Liège

1. Rappel de la théorie

L'un des auteurs a présenté au Congrès de Liège de l'A.I.P.C. [1] le résumé d'une méthode théorique [2] permettant d'obtenir l'état de tension dans une pièce élastique plane de forme quelconque sollicitée sur ses bords par des forces en équilibre distribuées de façon arbitraire.

Cette méthode consiste à répartir (fig. 1) le long du contour de la pièce des singularités vectorielles $\vec{p}\,ds$, dont chacune produit une distribution radiale simple de tensions.

La distribution de ces singularités obéit à l'équation intégrale vectorielle de seconde espèce

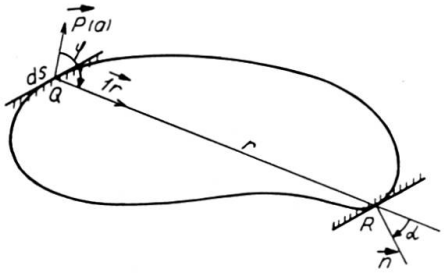


Fig. 1.

$$\vec{t} = \vec{p} - \frac{2}{\pi} \oint \vec{p}\,(Q) \frac{\cos\varphi \cos\alpha}{r} \vec{1}_r \, d\,s\,(Q) \tag{1}$$

où $\vec{t}$ est l'intensité des forces superficielles données au point Q du contour; r est la distance entre le point courant Q du contour et le point R où l'on calcule la tension.

$\vec{1}_r$ est le vecteur unitaire dirigé suivant QR,

φ est l'angle fait par $\vec{p}$ avec QR,

α est l'angle fait par RQ avec la normale extérieure au contour en R.

En posant

$$-\frac{2}{\pi} \oint p\,(Q) \frac{\cos\varphi \cos\alpha}{r} \vec{1}_r \, d\,s_Q = \vec{B}\,(p) \tag{2}$$

on peut mettre l'équation (1) sous la forme simple

$$\vec{t} = \vec{p} + \vec{B}\,(p)\,. \tag{3}$$

Dans le mémoire précité, on préconisait de déterminer les $\vec{p}$ par itération à partir d'une distribution initiale quelconque $\vec{p}^{(0)}$ selon le schéma

$$\begin{aligned} \vec{p}^{(0)} &= \alpha \vec{t}, \\ \vec{p}^{(1)} &= \alpha \vec{t} + (1-\alpha)\,\vec{p}^{(0)} - \alpha \vec{B}\,(p^{(0)}), \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \vec{p}^{(n+1)} &= \alpha \vec{t} + (1-\alpha)\,\vec{p}^{(n)} - \alpha \vec{B}\,(p^{(n)}) \end{aligned} \tag{4}$$

en faisant intervenir un paramètre α qui peut prendre une valeur fixe quelconque entre 1 et 0. Rappelons en passant que la valeur 1 doit être exclue parce qu'elle produit des oscillations indéfinies du processus d'itération.

2. Appropriation de la théorie aux calculatrices électroniques

2.1. Généralités

Dans le mémoire original [1], on a montré comment l'équation (3) pouvait être résolue pratiquement par approximations successives en remplaçant les distributions continues des $\vec{t}$ et des $\vec{p}$ par une série de résultantes équivalentes $\vec{T}$ et $\vec{P}$ appliquées à des tronçons de contour de longueur finie ΔS et en utilisant un appareil mécanique effectuant la somme vectorielle qui prend la place de l'intégrale $\vec{B}\,(p)$. La solution d'un problème pratique à l'aide de cet appareil absorbait 8 heures de travail pour un contour divisé en 37 segments. De plus, l'appareil était délicat, coûteux et parfois sujet à des pannes.

La méthode de calcul pouvait donc être améliorée au point de vue vitesse, précision et sécurité. Or, il se fait que le processus mathématique utilisé convient particulièrement bien pour résoudre le problème à l'aide d'une calculatrice électronique. En effet, tous les calculs sont la répétition d'une même

opération élémentaire simple; à savoir: trouver le vecteur-tension produit sur une facette fixe en un point fixe R par la distribution radiale simple de tensions correspondant à la singularité $\vec{P}$ appliquée au point Q du contour de la pièce (fig. 1).

2.2. *Détermination des singularités vectorielles* $\vec{P}$

En remplaçant les distributions continues $\vec{t}$ et $\vec{p}$ par leurs résultantes $\vec{T}$ et $\vec{P}$ appliquées à des tronçons ΔS du contour, la relation (3) se met sous la forme

$$\vec{T} = \vec{P} + \vec{B}(p)$$

où
$$\vec{B}(p) = \frac{-2\Delta S(R)}{\pi} \sum P(Q) \frac{\cos\varphi \cos\alpha}{\overrightarrow{QR}^2} \overrightarrow{QR}. \tag{5}$$

Il est clair qu'une calculatrice électronique doit travailler en coordonnées cartésiennes x, y. Dans ces coordonnées, l'équation (5) se transforme en un système de deux équations intégrales scalaires simultanées:

$$T_x = P_x + B_x(p),$$
$$T_y = P_y + B_y(p),$$

avec
$$B_x(p) = A(p)\beta_{QR}(QR)_x,$$
$$B_y(p) = A(p)\beta_{QR}(QR)_y,$$
$$A(p) = P_x(Q)(QR)_x + P_y(Q)(QR)_y$$

et
$$\beta_{QR} = \frac{-2\Delta S(R)}{\pi} \frac{n_x(QR)_x + n_y(QR)_y}{(QR)_x^2 + (QR)_y^2}.$$

Comme on peut le voir, $A(p)$ devra être calculé à chaque itération, tandis que β_{QR} peut être calculé une fois pour toutes.

On calculera les composantes P_x et P_y par itération suivant un schéma analogue aux relations (4) et on adoptera comme distribution des charges fictives la première distribution $\vec{P}^{(n)}$ qui d'une itération à la suivante satisfera en tout point à la double inégalité

$$|P_x^{(n)} - P_x^{(n-1)}| < \epsilon \quad \text{et} \quad |P_y^{(n)} - P_y^{(n-1)}| < \epsilon$$

où ϵ, dénommé indice de précision, est l'erreur absolue acceptable et fixée à l'avance.

2.3. *Calcul des tensions au contour*

Dans le mémoire original [2], il a été indiqué que la tension sur une facette normale au contour est donnée par:

$$\vec{\theta}(R) = \frac{\vec{P}_0(R)}{\Delta S} - \frac{2}{\pi} \sum \frac{P(Q)\cos\varphi\cos\beta}{\overrightarrow{QR}^2} \overrightarrow{QR}$$

où $\vec{P}_0$ est le vecteur $\vec{P}$ auquel on donne une rotation de 90° dans le sens horlogique et où β et $\vec{n}$ sont définis par la fig. 2.

Les composantes normale et tangentielle de $\vec{\theta}$ valent respectivement:

$$\sigma'_n = \frac{P_y n_y + P_x n_y}{\Delta S} - \frac{2}{\pi} \sum A' B' [(Q R)_x n_y + (Q R)_y n_x],$$

$$\tau'_{nn} = \frac{P_y n_y - P_x n_x}{\Delta S} + \frac{2}{\pi} \sum A' B' [(Q R)_x n_x + (Q R)_y n_y],$$

où $$A' = P_x (Q R)_x + P_y (Q R)_y, \qquad B' = \frac{(Q R)_x n_y - (Q R)_y n_x}{[(Q R)_x^2 + (Q R)_y^2]^2}.$$

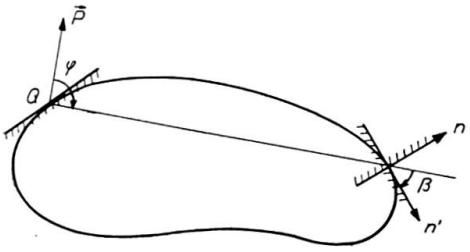


Fig. 2.

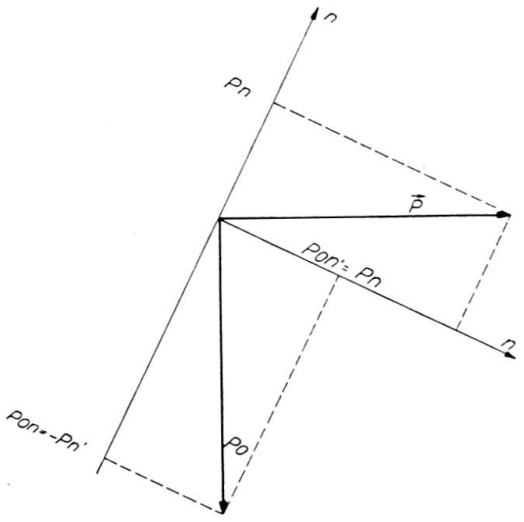


Fig. 3.

2.4. *Détermination de la croix des tensions principales au point intérieur*

On sait [1, 2] que le vecteur-tension sur une facette donnée vaut (fig. 1)

$$\vec{\theta} = -\frac{2}{\pi} \sum P(Q) \frac{\cos\varphi \cos\alpha}{Q R^2} \overrightarrow{Q R}.$$

En appliquant cette relation aux facettes verticales et horizontales au point étudié et en projetant sur les axes, on obtient pour les trois composantes cartésiennes du tenseur-tension

$$\sigma_x = -\frac{2}{\pi} \sum \frac{P_x (Q R)_x + P_y (Q R)_y}{[(Q R)_x^2 + (Q R)_y^2]^2} (Q R)_x^2,$$

$$\sigma_y = -\frac{2}{\pi} \sum \frac{P_x (Q R)_x + P_y (Q R)_y}{[(Q R)_x^2 + (Q R)_y^2]^2} (Q R)_y^2,$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2}{\pi} \sum \frac{P_x (Q R)_x + P_y (Q R)_y}{[(Q R)_x^2 + (Q R)_y^2]^2} (Q R)_x (Q R)_y.$$

3. Programmes réalisés

3.1. Généralités

On a d'abord exécuté les calculs au moyen d'un programme pour l'ordinateur IBM 650 dont disposait le Centre de Calcul de l'Université de Liège. Ce Centre utilisant actuellement une calculatrice électronique GAMMA ET de la firme française Bull, il a été décidé de recommencer la programmation pour cette seconde machine.

Pour l'ordinateur IBM 650, le programme était écrit en language Fortran, tandis que, sur la calculatrice Bull, la programmation a été faite en langage machine. D'autre part, la mémoire de l'ordinateur IBM ne comportant que 2000 nombres, il fallait calculer à chaque itération les noyaux des intégrales. Sur la machine Bull, au contraire, qui a une mémoire de 8192 nombres, on a pu mettre la quantité β_{QR} en mémoire, ce qui a conduit à un gain de temps appréciable. En contre-partie, cette quantité occupe un nombre de mémoires si grand qu'on ne peut définir le contour de la pièce que par 50 points au lieu de 100 points comme dans le programme IBM. Enfin, alors que le programme IBM était construit pour la valeur $\alpha = 0{,}5$ de l'indice de convergence, on peut, sur la machine Bull, le faire varier à volonté.

Ceci étant, l'expérience a montré que la durée en minutes d'une itération, qui est proportionnelle au nombre n de segments choisis sur le contour, était donnée approximativement par

Ordinateur IBM 650: temps $0{,}0275\ n^2$.

Calculatrice électronique Bull: temps $0{,}0066\ n^2$.

Notons que, pour un contour défini par 48 points, le temps utilisé par itération vaut environ

Ordinateur IBM 650: 1 h 3′ minutes.

Calculatrice électronique Bull: 15 minutes.

De plus, le programme IBM obligeant à prendre un facteur de convergence $\alpha = 0{,}5$, il fallait 15 itérations pour obtenir une précision déterminée tandis que 10 itérations suffisent si l'on adopte $\alpha = 0{,}75$ comme on peut le faire avec le programme Bull, si bien que le problème considéré prenait environ $15\,\text{h}\,{}^3/_4$ sur l'IBM 650 tandis que $2\,\text{h}\,{}^1/_2$ suffisent sur la machine Bull.

3.2. Quelques renseignements sur le programme Bull

3.2.1. Préparation des données. Les données du problème se composent:

a) Du contour de la pièce défini par les coordonnées des sommets du polygone formé par les ΔS; le contour peut être constitué de plusieurs courbes fermées distinctes (5 au maximum) (cas de la pièce percée de trous). Le total des points donnés au contour ne peut excéder 50.

b) Des forces appliquées au contour de la pièce, définies par les composantes cartésiennes de leurs résultantes sur les ΔS.

c) Des coordonnées des points intérieurs à la pièce, pour lesquels on désire connaître le tenseur-tension.

d) Des paramètres généraux du problème:

nombre de points au contour,
indice de précision ϵ,
indice de convergence α.

Les données sont mises en cartes dans une forme appropriée et communiquées à la machine à la suite du programme.

3.2.2. Calcul proprement dit. Le déroulement du programme de calcul comporte quatre parties:

a) Calcul des grandeurs géométriques auxiliaires: A partir du contour défini ci-dessus, la machine calcule

— les coordonnées des points milieux des segments qui seront désormais considérés comme seuls points au contour. C'est en ces points que l'on applique les sollicitations réelles et fictives ainsi que les tensions du contour;
— les longueurs et les cosinus directeurs des normales aux segments ΔS.

b) *Détermination des forces fictives.* On commence par déterminer la distribution de départ $\vec{P}_i^{(0)} = \alpha \vec{T}_i$. Ensuite, la machine calcule les noyaux β_{QR} et les met en mémoire; il y a un noyau par couple de points au contour, soit donc pour 50 points 2450 noyaux. Leur mise en mémoire exige une machine de grande capacité. Dès que les noyaux sont calculés, la machine démarre le processus itératif. A chaque itération, elle imprime, en regard l'une de l'autre, les composantes des charges fictives dans les deux distributions, ancienne et nouvelle. Ceci permet à l'opérateur de surveiller la convergence au cours du déroulement du programme. Le test de précision est posé, dans le programme, à la fin de chaque itération. Quand il est satisfait, la machine cesse les itérations et passe à la suite du programme.

c) *Calcul des tensions sur la facette normale au contour.* Pour chaque point du contour, la machine imprime les coordonnées du point, la tension normale et la tension tangentielle sur la facette normale au contour.

d) *Calcul des tensions à l'intérieur de la pièce.* La machine procède comme suit:

1. Lectures des coordonnées d'un point intérieur.

2. Calcul, en ce point, des composantes cartésiennes du tenseur puis des tensions principales et de la tangente de leur angle par rapport à l'axe des abcisses.

3. Impression des coordonnées du point, des tensions principales σ_1 et σ_2 et de $\operatorname{tg}\alpha$. Ensuite, retour en 1, à la lecture des coordonnées du point suivant, et ainsi de suite jusqu'à épuisement des points intérieurs donnés.

Comme il n'y a pas ici de problème de mise en mémoire, le nombre de points intérieurs à traiter est illimité.

4. Quelques résultats obtenus

4.1. Pièce carrée soumise au cisaillement (fig. 4)

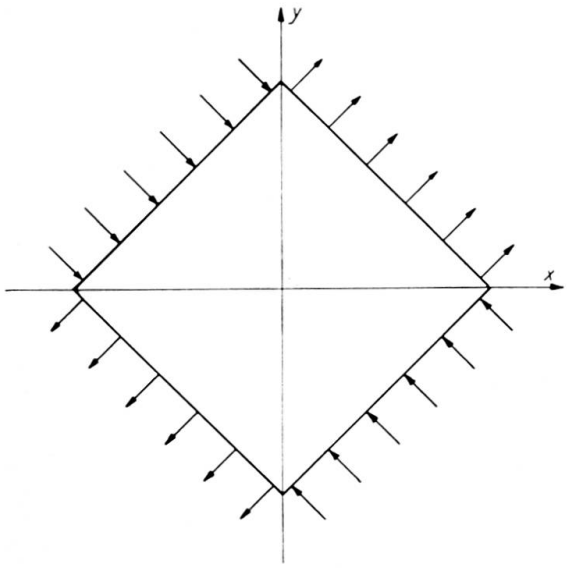


Fig. 4.

Dimension de la pièce 3×3 cm
Epaisseur 1 cm
Nombre de points: 24
Intensité des tensions de cisaillement: 1 kg/cm²
Paramètre de convergence: $\alpha = 0{,}8$
Indice de précision: $\epsilon = 0{,}01$ kg
Durée d'une itération: environ 4′
Nombre d'itérations: 14

Précision obtenue:

Facettes normales au contour sauf dans les coins: $\tau = 0{,}25\,\%$, $\sigma = 3{,}8\,\%$

Facettes normales au contour, segments adjacents aux coins: τ et $\sigma = 85\,\%$

Tension points intérieurs: τ et $\sigma = 0{,}7\,\%$

4.2. Poutre soumise à flexion pure (fig. 5)

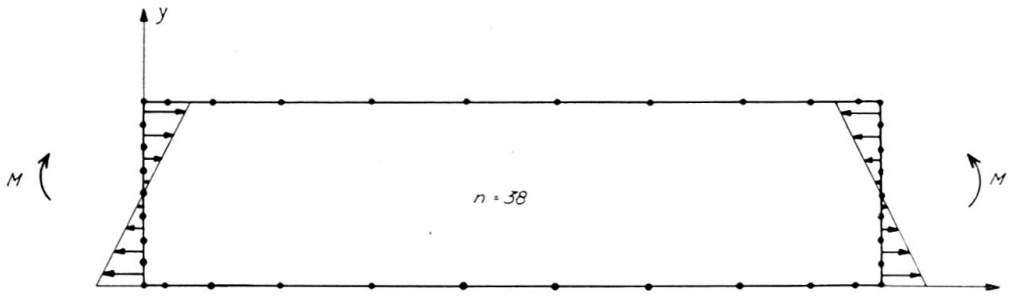


Fig. 5.

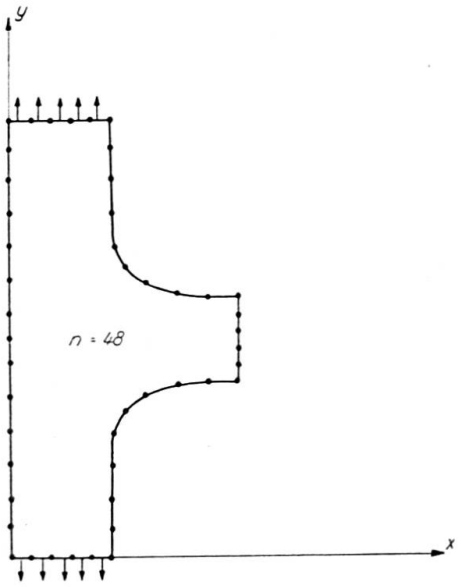
Dimensions de la pièce: 4×16 cm
Nombre de points: 38
Moment: 256 kg cm
Paramètre de convergence: $\alpha = 0{,}8$
Indice de précision: 1 kg
Durée d'une itération: 9′ 30″
Nombre d'itérations: 12

Précision obtenue:

Facettes normales au contour
$\tau = 1\,\%$
$\sigma = 20{,}8\,\%$

Tensions points intérieurs
τ et $\sigma = 24{,}6\,\%$

4.3. Nœud en traction (fig. 6)



Nombre de points: 48
Traction: 1 kg/cm²
Paramètre de convergence: 0,8
Indice de précision: 0,01 kg
Durée d'une itération: environ 15′
Nombre d'itérations: 12

Précision obtenue:

Points intérieurs: 3,7 % sur σ et τ

Facettes normales au contour, coins exceptés: σ et $\tau = 2\,\%$

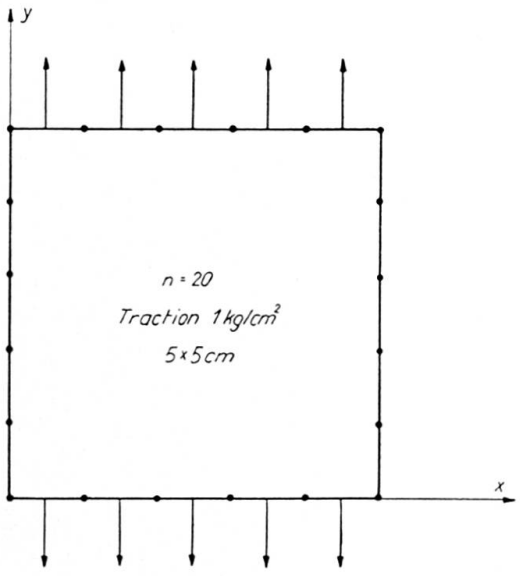
Fig. 6.

5. Considérations propres à la méthode

5.1. Choix du paramètre de convergence α

Dans le mémoire original [1], il a été montré que, si l'on adopte $\alpha = 1$, on a généralement une oscillation indéfinie des $\vec{P}$, mais que, pour $0 < \alpha < 1$, toutes les distributions des $\vec{P}$ convergent. La valeur optimum de α diffère d'un problème à l'autre, mais l'expérience a montré que la valeur optimum moyenne se situait aux environs de $\alpha = 0{,}8$. C'est donc cette valeur qu'il est conseillé d'adopter pour tous les problèmes. Nous donnons, à titre d'exemple, le cas d'une pièce carrée soumise à traction uniforme dans un sens, définie par 20 points au contour. Pour un facteur de précision de 1% sur les $\vec{P}$, la précision obtenue sur les tensions au contour est de l'ordre de 0,25% sur les τ et de 2,5% sur les σ en négligeant toutefois les facettes adjacentes aux coins sur lesquelles nous reviendrons.

Les erreurs sur les tensions aux points intérieurs sont de l'ordre de 1,5%.



Pour $\alpha = 0{,}5$, il a fallu 12 itérations
$\alpha = 0{,}75$ 8 itérations
$\alpha = 0{,}8$ 7 itérations

durée d'une itération 2′ 30″ environ

Fig. 7.

5.2. Points anguleux

Comme on l'a constaté au par. 4, la présence de points anguleux dans le contour provoque dans leur voisinage une perturbation dans la répartition des charges fictives $\vec{P}$ et donc une erreur sur le tenseur-tension aux points compris dans le triangle formé par les 2 ou 3 segments ΔS adjacents au point anguleux (fig. 5). Cette perturbation est tout à fait locale et n'entraîne pas d'erreur sur la distribution des $\vec{P}$ et des tenseurs-tensions dans le restant de la pièce. De plus cette erreur ne se cumule pas d'une itération à la suivante, elle est même décroissante avec le nombre d'itérations.

5.3. Erreur provenant du remplacement des $\vec{p}\,ds$ par des ΔS et des $\vec{P}$

Si on examine les résultats obtenus pour la poutre soumise à flexion pure, on constate que les résultats sont entachés d'une erreur importante, même dans les régions non voisines des coins. Comme on peut le voir, de telles erreurs n'apparaissent pas dans le nœud en traction ni dans la pièce en cisaillement pur, à cause de la symétrie de sollicitation par rapport aux deux axes. Ces erreurs sont dues exclusivement au remplacement des ds par des ΔS, qui conduit à remplacer les $\vec{p}\,ds$ par des $\vec{P}$ qui ne sont pas leur résultante

$$\int_{\Delta S} \vec{p}\,ds$$

mais bien la valeur de $\vec{p}$ au milieu du segment multiplié par la longueur de celui-ci. Cette erreur est cumulative d'une itération à la suivante; c'est elle qui limite la possibilité d'utilisation du programme. L'expérience a montré que la dérivée seconde de la distribution des $\vec{p}$ était la plus grande au voisinage des coins; c'est donc également dans cette région que l'erreur due au remplacement des $\vec{p}\,ds$ par les $\vec{P}$ est la plus grande.

On peut y remédier dans la limite du nombre de points disponibles (50) en multipliant le nombre de divisions au voisinage des coins.

Nous donnons à cet effet l'exemple de la poutre soumise à flexion pure.

Poutre soumise à flexion pure (fig. 8)

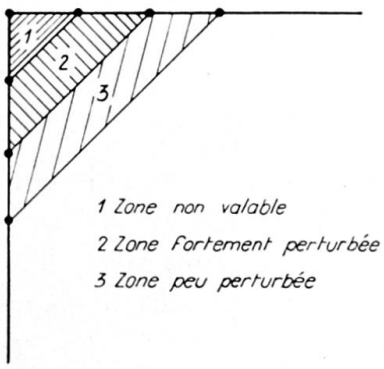


Fig. 8.

Précision obtenue:

Facettes normales au contour	τ :	0,7 %
	σ :	14 %
Points intérieurs	τ et σ:	17 %

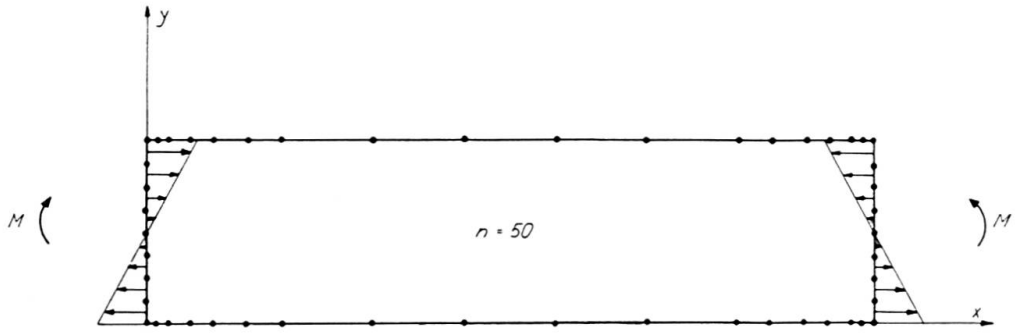


Fig. 9.

Le problème traité est le même qu'au par. 4.2 mais ici la pièce est définie par 50 points, les points supplémentaires ayant été introduits au voisinage des coins.

Remerciements: Les auteurs désirent exprimer leurs vifs remerciements à Monsieur G. DEPREZ, assistant à l'Université de Liège, qui, en traitant plusieurs exemples numériques, a fortement contribué à mettre en évidence les limitations de la méthode (par. 5).

Bibliographie

1. CH. MASSONNET: Un appareil nouveau pour déterminer les efforts dans les pièces élastiques planes. Mémoires de l'A.I.P.C., Vol. IX, pp. 321 à 340, 1949.
2. CH. MASSONNET: Résolution graphomécanique des problèmes généraux de l'élasticité plane. Bulletin du C.E.R.E.S., Liège, tome IV, pp. 1 à 183, 1949.

Résumé

La méthode de résolution des problèmes élastiques plans présentée dans le neuvième volume des «Mémoires» a été transformée en vue de son exploitation sur calculatrice électronique. Le mémoire expose la méthode ainsi modifiée et donne les résultats obtenus sur des pièces planes de forme diverse.

Zusammenfassung

Die in den «Abhandlungen» Band IX dargelegte Auflösungsmethode für ebene Spannungsprobleme wurde zum Zweck der Anwendung auf elektronischen Rechengeräten umgearbeitet. Dieser Beitrag enthält das veränderte Verfahren und die Ergebnisse für einige ebene Elemente verschiedener Form.

Summary

The method for the solution of the general stress-problems of plane elasticity, which was presented in the ninth volume of the "Publications", has been transformed for the purpose of its use on electronic computers. This paper describes the adaptation of the method and gives the results for some plane elements of various shape.

Ib6

Résultats des essais sur maquette d'un pont en arc encastré

Ergebnisse der Modelluntersuchungen einer eingespannten Bogenbrücke

Results of Tests on a Model of a Clamped Arch Bridge

ANGELO BERIO
Prof. Ing.

MARIO BROZZU
Dr. Ing.

CARLO VIVANET
Dr. Ing.

Università di Cagliari (Italie)

La création d'une retenue sur le Flumendosa, en Sardaigne, nécessita la construction d'un pont en amont du barrage. Cet ouvrage en béton armé comprend une arche d'un peu moins de 110 m d'ouverture. Il donne passage à une route nationale et à un chemin de fer à voie étroite.

Dans une première phase des études, on projeta deux ouvrages indépendants: un pont-route large de 7,75 m et un pont-rail large de 3,75 m. Pour ce dernier, on avait donc un rapport plutôt élevé entre la portée et la largeur, ce qui faisait raisonnablement craindre une instabilité par flambement latéral.

Toutefois, la détermination théorique du coefficient de sécurité au flambage de ce pont-rail, dont la section était fortement variable, présentait des difficultés sérieuses. On décida alors d'avoir recours à un essai sur maquette, qui

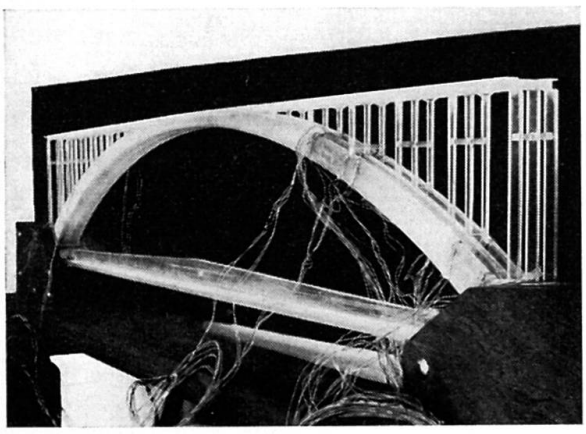


Fig. 1.

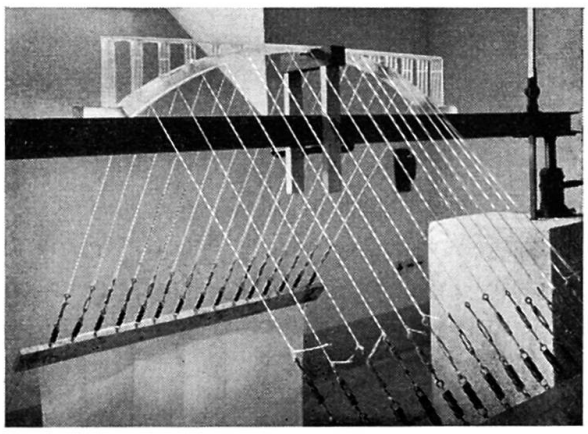


Fig. 2.

fut confié à l'Institut de «Scienza delle Costruzioni» (Résistance des Matériaux) de l'Ecole Polytechnique de Cagliari.

Le modèle était en perspex, échelle 1 : 100, et reproduisait (fig. 1) fidèlement le pont-rail, y compris les blocs de fondation qui furent encastrés dans un cadre de bois dur. L'essai au flambage s'effectua en chargeant la maquette avec des ressorts plus ou moins tendus. On choisit une disposition permettant de réduire autant que possible l'effet stabilisateur des ressorts par rapport au flambement latéral qui faisait l'objet des essais (fig. 2). Ce procédé expérimental permit de résoudre promptement les problèmes posés: on put établir que la charge de flambement latéral atteignait 6 fois celle de service. Une fois bloqués les déplacements horizontaux à la clef, la voûte ne donna aucun signe de flambage dans le plan contenant son axe, tout au moins jusqu'à la charge maximale qu'on put imposer à la maquette et qui correspondait à 10 fois la charge de service. Ce dernier résultat, quoique peut-être approché par excès à cause de la présence des ressorts, pouvait être accepté; on estima par contre insuffisant le coefficient de sécurité au flambement latéral.

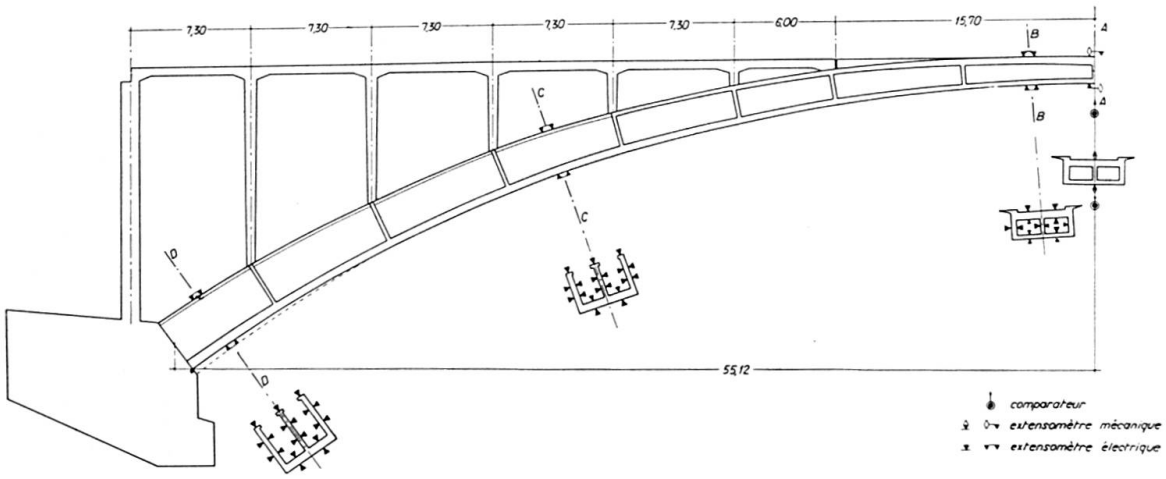


Fig. 3.

La méthode expérimentale a donné une réponse nette, conseillant de réunir le pont-route et le pont-rail dans un même ouvrage, ce qu'on fit dans le projet définitif. Mais la maquette — qui n'avait pas été endommagée dans ces essais de flambage — permettait encore de mesurer les contraintes aux endroits les plus intéressants de la voûte. A cet effet, on colla une soixantaine de jauges de contrainte au droit des sections B–C–D de l'arc (fig. 3) et on mesura les contraintes dues à une force concentrée de valeur constante qui se déplaçait le long de l'axe. Ces résultats expérimentaux permirent — au moyen des lois de similitude mécanique — de tracer les lignes d'influence des contraintes maximales, qui sont comparées dans la fig. 4 avec les lignes correspondantes données par le calcul[1]).

[1]) Les résultats complets des essais ont été recueillis dans un rapport [1] paru il y a quelques mois.

L'examen de ces diagrammes met tout d'abord en évidence que, bien que le calcul et les essais donnent des résultats d'allure semblable, les lignes déduites des essais sur modèle sont plus courbes près de la clef de voûte et plus aplaties aux naissances que les diagrammes calculés. Ce fait découle des déformations, et surtout des rotations, que l'élasticité des blocs de fondation permettait aux sections de naissance du modèle, tandis que le calcul suppose que ces sections sont totalement encastrées.

Une deuxième remarque est justifiée par l'observation des contraintes moyennes. On peut contrôler que l'écart maximum — en valeur absolue — entre les efforts les plus élevés de compression et ceux de traction de chaque section de la voûte est moindre pour les diagrammes tirés des mesures sur modèle que pour les résultats donnés par le calcul.

Les contraintes moyennes dans le pont sont donc plus faibles que ne le prévoyait le calcul. Cela peut être expliqué par la collaboration du tablier à la résistance de la voûte, collaboration négligée par les calculs ordinaires.

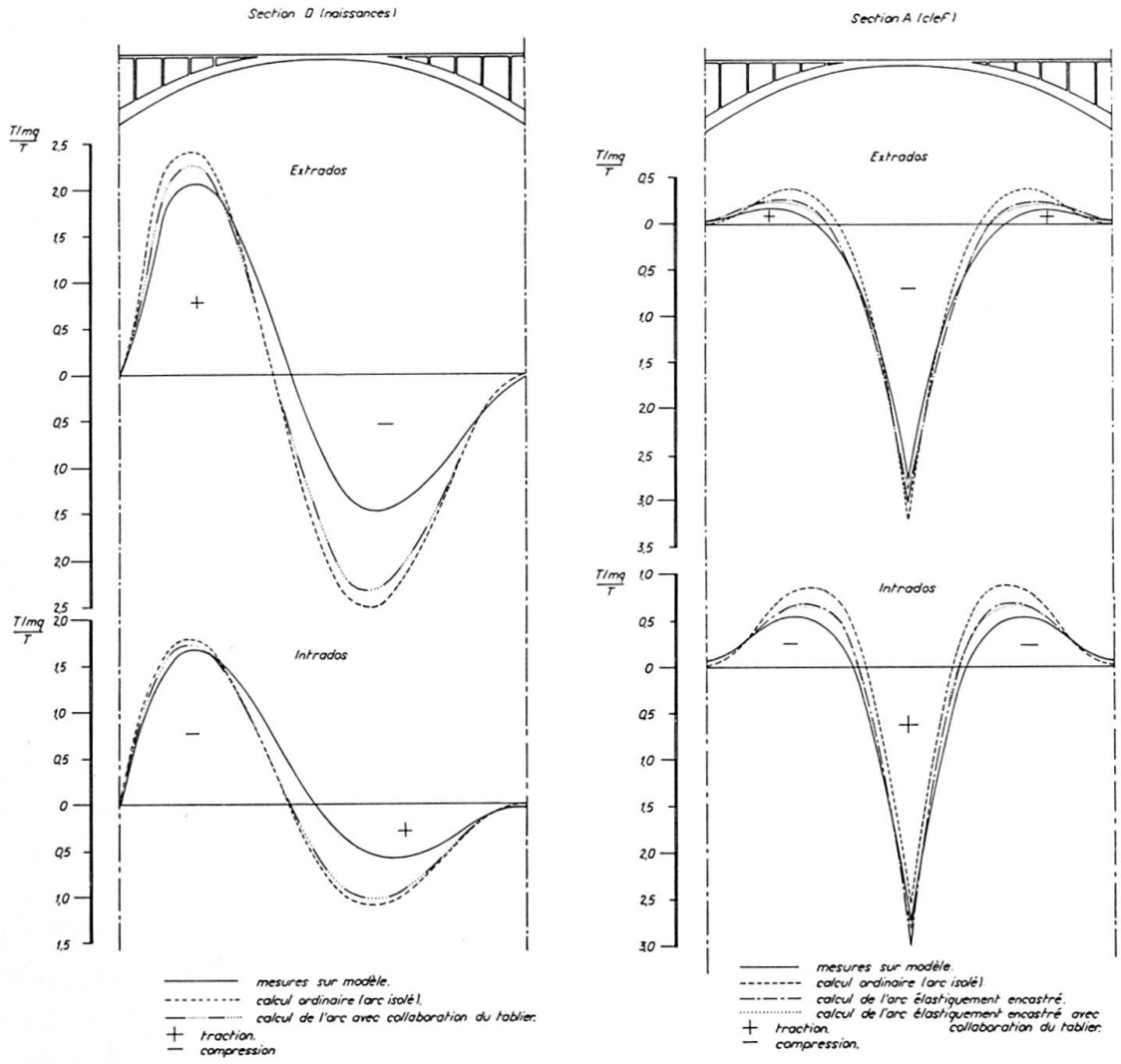


Fig. 4.

Une analyse plus poussée, qui tient partiellement compte de l'influence de tassements élastiques des fondations (suivant la méthode proposée par VOGT [2]) et de la collaboration du tablier [3], a en effet permis de trouver des écarts plus petits (voir encore les diagrammes de la fig. 4).

Ceci montre que la maquette se comporte comme une machine à calculer parfaite, qui tient aisément compte de beaucoup de facteurs dont l'étude analytique rigoureuse se heurterait à bien des difficultés.

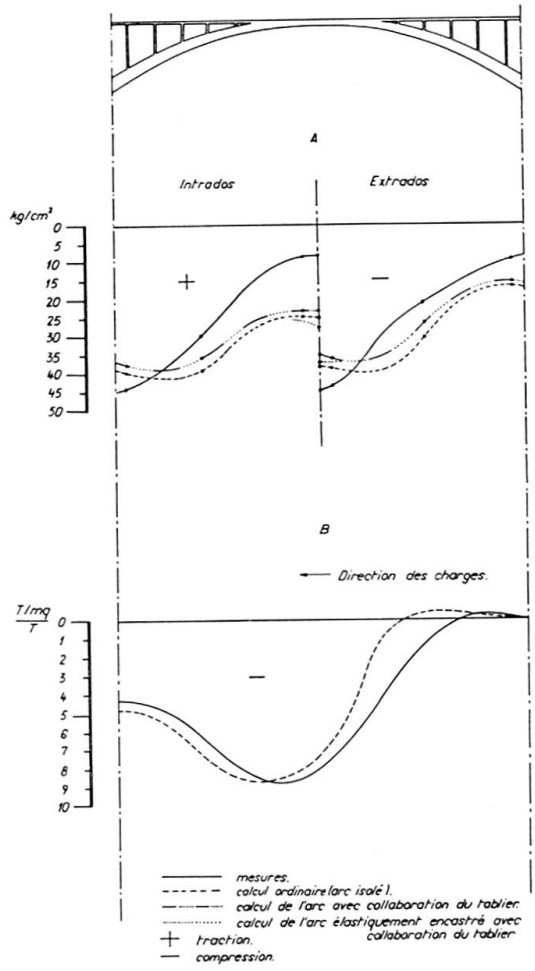


Fig. 5.

A ce point toutefois, il était bien naturel de faire une comparaison entre l'état total de contraintes donné par le calcul et ce qu'on venait de déduire des essais. La figure 5A montre les résultats de cette comparaison faite pour le poids propre: on peut constater que les contraintes expérimentales maximales sont de 20 à 25 % plus élevées que celles de calcul.

Ce fait s'explique aisément: dans les études préliminaires du pont on avait d'abord choisi comme directrice un funiculaire des charges permanentes; cette courbe avait ensuite été corrigée afin de la rapprocher davantage du polygone des pressions donné par le calcul et de diminuer ainsi les contraintes de flexion. Mais ce procédé suppose que la voûte est parfaitement encastrée aux naissan-

ces; cette condition n'est cependant remplie ni pour la maquette ni pour l'ouvrage réel, les sollicitations réelles du matériau sont donc supérieures.

Cette conclusion a pu être vérifiée dans l'ouvrage réel qui a été, il y a peu de temps, soumis à des essais de charge (fig. 6). On avait noyé, à l'intrados et à l'extrados de la section de clef, des extensomètres électriques [4] qui permettaient de mesurer l'état de contraintes lors du passage de charges mobiles. Les essais de mise en charge furent effectués en faisant circuler sur le pont un train type et des colonnes de camions. La figure 5 B montre les contraintes d'extrados données par les essais et reportées à la tête des colonnes de charge; le diagramme expérimental, comparé aux résultats du calcul ordinaire, confirme l'importance des tassements élastiques des naissances. Toutefois, on n'a pas à craindre d'aussi lourdes conséquences, quant aux sollicitations du matériau, que pour un pont tel que le prévoyait le premier projet. La directrice — une fois les résultats des essais sur maquette connus — a en effet été modifiée de façon à s'approcher de nouveau d'un funiculaire des charges permanentes.

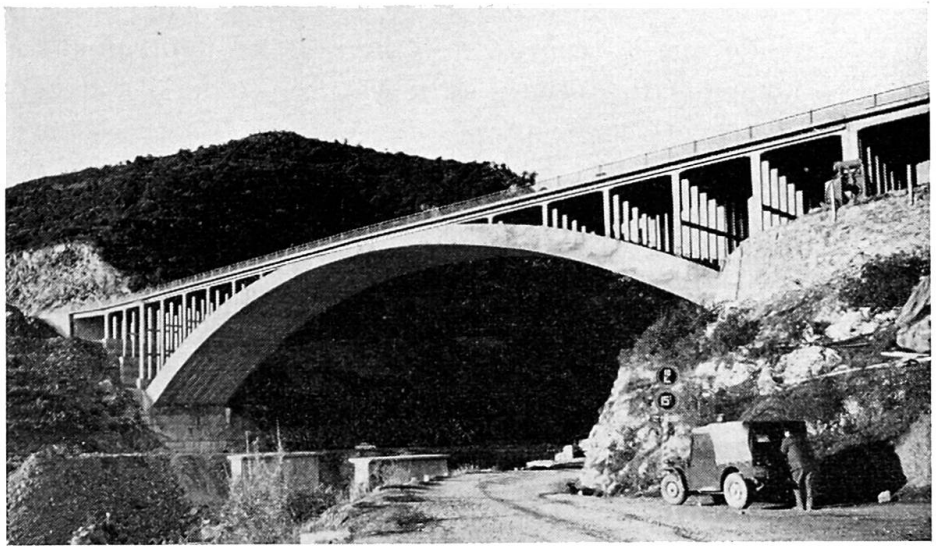


Fig. 6.

On peut donc admettre les conclusions suivantes. Les procédés de corrections des directrices, qui supposent un encastrement total de l'arc à ses naissances, portent à sous-estimer les contraintes de l'ouvrage. La réduction des contraintes de calcul qu'on obtient par ces méthodes doit être considérée, en bien des cas, comme absolument fictive. En outre, on ne doit pas oublier que, s'il devait se produire des tassements non élastiques et plastiques dus à des efforts imprévus, une directrice correspondant à un funiculaire réduit les sollicitations de l'arc. Ceci n'est pas toujours vrai, spécialement si la directrice a été corrigée pour obtenir une diminution des contraintes de calcul.

Enfin, nous voudrions qu'on considérât les avantages que l'étude expérimentale sur maquette permet d'obtenir dans les projets de ponts; elle donne

rapidement une réponse exacte à des questions que le calcul ordinaire ne peut résoudre et pour lesquelles une analyse plus poussée serait trop onéreuse.

Références bibliographiques

[1] M. Brozzu. Studi sperimentali sul modello di un ponte ad arco ribassato di grande luce. Il Cemento nn. 11/12, 1959.
[2] F. Vogt. Über die Berechnung von Fundamentdeformationen. Oslo, 1925.
[3] C. Raymondi. Sullo studio dei sistemi combinati arco-trave. Giornale del Genio Civile 1955.
[4] G. Moravia. Sulla misura delle deformazioni all'interno di modelli. Il Cemento, nº 10, 1958.

Résumé

On expose les résultats les plus intéressants d'une série d'essais effectués sur la maquette d'une voûte en béton armé. Ces essais ont permis d'évaluer avec facilité le coefficient de sécurité de l'ouvrage au flambement ainsi que l'influence des tassements élastiques aux naissances et de la collaboration du tablier; les résultats ont été confirmés par des mesures effectuées sur l'ouvrage terminé.

Zusammenfassung

Es werden die Ergebnisse der Modell-Untersuchungen einer eingespannten Bogenbrücke in Stahlbeton behandelt.

Auf Grund der Versuchsergebnisse konnten der Knicksicherheitsfaktor des Bauwerkes, die Wirkung von elastischen Setzungen der Bogenfundamente und die Mitwirkung des Brückenaufbaues ohne Schwierigkeit bestimmt werden.

Diese Ergebnisse wurden durch Messungen am ausgeführten Bauwerk bestätigt.

Summary

In this paper the authors report the most interesting results of a series of tests carried out on a model of a reinforced concrete arch bridge.

These tests made it possible to determine without difficulty the safety factor against buckling of the structure and the effects of elastic settlements on the foundations and of the increase in strength due to the deck of bridge; the results were confirmed by measurements carried out on the finished bridge.

Ib7

Elastic-Plastic and Limit Analysis of Non-Homogeneous Arched Bridge Structures

Etats élasto-plastiques et état limite des constructions de ponts non-homogènes, en particulier de ponts voûtés

Elastisch-plastische Zustände und Grenztragvermögen von nichthomogenen Brückenkonstruktionen, insbesondere Bogenscheibenbrücken

W. OLSZAK
Prof. Dr. Ing., Dr. techn., Member of the Polish Academy of Sciences, Warsaw

1. In the theory of bridges, arched bridge structures have often found practical application (Fig. 1). In the present paper, a method is proposed which enables the states of stress and strain in such structures to be determined. The possibility of taking certain types of non-homogeneity of the material into consideration is also provided. The non-homogeneity may be due, e.g., to a variable amount of reinforcement.

The method consists in the application of an appropriate conformal mapping. By means of a suitable mapping function, the system under consideration is transformed into a circular ring segment (Fig. 2) and the problem is analysed in this auxiliary system. This is comparatively easy with the boundary

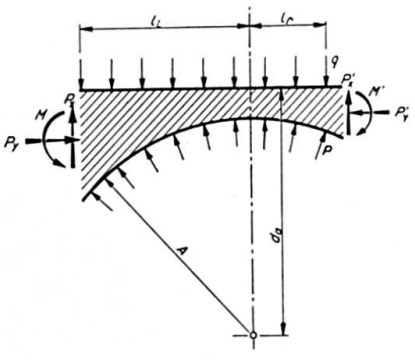


Fig. 1.

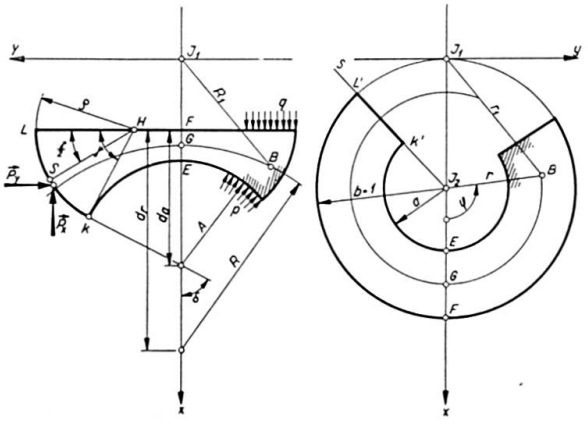


Fig. 2.

conditions — for the inner and outer edges — assumed, these being particularly simple. The solution is then retransformed into the original system (Fig. 1).

In this way both the purely elastic and the elastic-plastic states may be analysed. It is also possible to determine the ultimate load-carrying capacity of such structures.

Fig. 2 shows the system under consideration. The bridge is assumed to be asymmetric; the symmetric form can, of course, be readily obtained as a particular, simpler case of the more general, asymmetric form. Such symmetric systems, which are theoretically somewhat easier to handle, are generally met with in practice.

The load is assumed to be uniformly distributed over the upper and lower edges. The load p on the lower edge may, of course, be assumed to be zero, the only load being the load q acting on the upper surface (roadway). This results in a further simplification of the computation procedure.

2. The analytic function

$$Z = X + i\,Y = f(z) = \frac{C^2}{\bar{z} \pm h} \tag{2.1}$$

transforms the original plane O into the inverted plane I. In this transformation, circles in the O-plane are mapped into circles in the I-plane. The following simple geometrical relations are valid

$$\begin{aligned} &\Phi_1 = \varphi_1, && r_1 = \frac{1}{R_1}, \\ &\frac{1}{R_1} = \sqrt{r^2 + 2\,h\,r\cos\varphi + h^2}, && \varphi_1 = \operatorname{arc\,tg}\frac{r\sin\varphi}{r\cos\varphi + h}. \end{aligned} \tag{2.2}$$

The stress function Ω in the original system O corresponds to the stress function ω in the inverted system I. These functions are related in the following simple manner:

$$\omega = \frac{1}{R_1^2}\Omega(R_1, \Phi_1) = r_1^2\,\Omega\left(\frac{1}{r_1}, \varphi\right). \tag{2.3}$$

From this equation, we know the relation between the stress field in the original system O and that in the inverted system I.

This relation is particularly simple if the stresses in the original system are expressed in a curvilinear system of coordinates (R, Φ) consisting of two families of orthogonal circles (Fig. 1). Then we have

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \sigma_r\,(r^2 + 2\,h\,r\cos\varphi + h^2) + 2\,M', \\ \sigma_T &= \sigma_t\,(r^2 + 2\,h\,r\cos\varphi + h^2) + 2\,M', \\ \tau_{RT} &= -\tau_{rt}(r^2 + 2\,h\,r\cos\varphi + h^2), \end{aligned} \tag{2.4}$$

where

$$M' = \omega - \frac{\partial\omega}{\partial r}[r + h\cos\varphi] + \frac{\partial\omega}{\partial\varphi}h\frac{1}{r}\sin\varphi,$$

with the notations of Figs. 1 and 2.

3. The elastic problem is solved in a simple manner. The stress function assumes, in the inverted system I, under the conditions described, the form

$$\omega = a_0 + b_0 \ln r + d_0 r^2 \ln r. \tag{3.1}$$

Hence, the stresses in the original system O are readily obtained as

$$\begin{aligned} \sigma_R &= 2a_0 + b_0(2\ln r - 1 + r^{-2}) + d_0(2\ln r + 1 - r^2), \\ \sigma_T &= 2a_0 + b_0(2\ln r - 3 - 4r^{-1}\cos\varphi - r^{-2}) + d_0(2\ln r + 3 + 4v\cos\varphi + r^2), \end{aligned} \tag{3.2a}$$

$$\tau_{RT} = 0. \tag{3.2b}$$

There are three unknown constants in these expressions; these constants should be so chosen as to satisfy the boundary conditions in question. The structure is considered to be elastically clamped along the lateral edges. This type of support is characterized by a clamping moment M and a reaction force P (Fig. 1). It is evident that the curvilinear net of coordinates coincides with the principal stress trajectories.

4. The problem of ultimate load-carrying capacity. The set of equilibrium equations and boundary conditions has to be completed with the yield condition

$$(\sigma_R - \sigma_T)^2 + 4\tau_{RT}^2 = 4[K(R_1, \Phi_1)]^2. \tag{4.1}$$

The material of the bridge may be homogeneous or non-homogeneous. In the general case of non-homogeneity, the solution cannot be obtained in a closed form and should be sought for by means of one of the numerical methods (the method of characteristics, for instance).

There exists, however, the possibility of making use of a certain circumstance, which was already pointed out in some of our previous papers. This consists in the following:

We can introduce into the analysis a particular type of non-homogeneity K_{I}, enabling us to find the corresponding solution in a closed form.

It is evident that such a non-homogeneity does not necessarily reflect the actual conditions; however, it can be shown that there may exist more of such types of non-homogeneity which lead to simple closed-form solutions.

Let us denote them by the symbols $K_{\mathrm{I}}, K_{\mathrm{II}}, K_{\mathrm{III}}, \ldots$

If one of these types of non-homogeneity represented the actual mechanical properties of the system considered, the problem could be considered to be solved. However, such a case will, in general, be only exceptional.

Another approach is then possible. Since the curvilinear net of coordinates coincides with the principal stress trajectories [cf. Eq. (3.2b)], the yield condition (4.1), in such a particular case, is seen to be linear. Then a linear combination of the possible types of non-homogeneity

$$K(r, \varphi) = \sum_i \lambda_i K_i(r, \varphi), \qquad i = \mathrm{I}, \mathrm{II}, \ldots \tag{4.2}$$

may be considered. The parameters $\lambda_{\mathrm{I}}, \lambda_{\mathrm{II}}, \ldots$, can now be chosen in such a manner as to approach the actual conditions to the best possible extent. These conditions are, for example, those of a specific type of non-homogeneity or those of homogeneous properties of the structure, depending upon the manner in which the original problem was stated.

Thus, for the particular problem studied in the present paper, solutions were found for four different types of non-homogeneity: $K_{\mathrm{I}}, K_{\mathrm{II}}, K_{\mathrm{III}}, K_{\mathrm{IV}}$. It follows that a linear combination may be used which can be expressed in the following symbolic manner:

$$K_{\mathrm{V}} = \pm \kappa^2 K_{\mathrm{I}} \pm \lambda^2 K_{\mathrm{II}} \pm \mu^2 K_{\mathrm{III}} \pm \nu^2 K_{\mathrm{IV}}. \tag{4.3}$$

The above method was used to solve the problem under consideration. The state of stress $(\sigma_R, \sigma_T, \tau_{RT})$ was found at every point of the structure in such a manner as to satisfy the boundary conditions required.

The moment M characterizing the elastic clamping and the reaction force P were also found.

The critical load intensity for which the load-carrying capacity of the structure is exhausted was also determined.

5. The question now arises what type of non-homogeneity best describes the actual conditions. In reinforced concrete bridges, the amount of reinforcement will — in general — increase when the crown is approached (the maximum being attained at the crown itself). Then the mechanical properties will exhibit a corresponding increase of elastic and plastic moduli.

This corresponds, in a relatively satisfactory manner, to one of the types of non-homogeneity considered in the present paper (K_{III}).

The other type corresponds, approximately, to homogeneous structures (K_{II}).

Between these two limiting types, other types may be introduced by selecting appropriate values for the parameters $\kappa, \lambda, \mu, \nu$.

This choice of solutions enables the non-homogeneity function K_{V} to be adapted to various possible practical cases, in a relatively satisfactory manner.

A method for the determination of the upper and lower bounds of the solutions thus obtained will be demonstrated in a separate paper. This is of considerable importance as a means for estimating the accuracy of the solution and formulating variational problems.

It seems that the method proposed may be useful for solving actual practical problems. It should be mentioned that it may also be extended to other problems of elastic-plastic equilibrium and plastic flow.

References

1. W. Olszak, "The inversion mapping as applied in the theory of plasticity". Arch. Mech. Stos., Warsaw, 1958, No. 3.
2. W. Olszak, S. Zahorski, "The notion of non-homogeneity as applied to a problem of continued plastic flow", in "Problems of Continuum Mechanics" Philadelphia. 1961.

Summary

In the theory of bridges, two-dimensional vaulted systems are often analysed, arched bridge structures being one of the possible and frequently used practical applications. In this contribution, a method of analysis is suggested which enables the states of stress and strain of such structures to be assessed, and at the same time it is demonstrated that certain types of non-homogeneity of the material may be taken into account.

The method consists in transforming the system under consideration into a concentric ring by means of a simple mapping function. The solution is first found in this auxiliary system and then retransformed into the original system.

The analysis deals both with purely elastic and with elastic-plastic states. In addition, a method is indicated for determining the ultimate load-carrying capacity of such structures.

Résumé

Dans la théorie des ponts on étudie souvent des systèmes voûtés bidimensionnels, les ponts en arc étant une des applications les plus usuelles. Cette contribution propose une méthode de calcul qui permet de déterminer l'état de tension et l'état de déformation de tels ouvrages, tout en offrant la possibilité de tenir compte de la non-homogénéité du matériau du système.

Cette méthode consiste à transformer le système considéré en un segment circulaire concentrique, à l'aide d'une simple fonction de transformation conforme. La solution est recherchée dans ce système auxiliaire.

L'étude traite aussi bien d'états purement élastiques que d'états élasto-plastiques. De plus, on peut déterminer l'état limite et la capacité portante de telles constructions.

Zusammenfassung

In der Brückenstatik werden oft scheibenartige Tragsysteme untersucht, wobei insbesondere Bogenscheibenbrücken schon vielfach praktische Anwendung gefunden haben. Es wird eine Methode vorgeschlagen, die es erlaubt,

den Spannungs- und Formänderungszustand derartiger Tragkonstruktionen zu ermitteln, wobei gleichzeitig die Möglichkeit gegeben wird, deren Nichthomogenität in Betracht zu ziehen.

Die Methode besteht darin, durch Einführung einer einfachen Abbildungsfunktion das untersuchte System auf ein konzentrisches Kreissegment konform abzubilden und in diesem Hilfssystem die Lösung zu suchen.

Es werden sowohl rein elastische als auch elastisch-plastische Zustände untersucht. Außerdem wird gezeigt, wie das Grenztragvermögen (die Grenzlast) derartiger Konstruktionen ermittelt wird.

Ib8

Compléments relatifs aux poutres armées d'aciers écrouis

Ergänzungen betreffend Träger mit einer Bewehrung aus gerecktem Stahl

Further Information Relating to Girders Reinforced with Cold-Rolled Steel

CH. MASSONNET
Professeur à l'Université de Liège

P. MOENAERT
Chargé de Cours à l'Université libre de Bruxelles

Le Comité européen du béton a mis au point à Vienne, en avril 1959, des règles qui permettent de dimensionner les pièces en béton armé soumises à flexion simple ou composée en tenant compte du comportement réel du béton comprimé dans le stade de rupture. Ces règles sont très simples pour les poutres armées d'acier doux, où l'on sait que l'acier tendu travaille au palier d'étirage R_e, si l'on a contrôlé préalablement que le pourcentage d'acier tendu est inférieur au pourcentage critique. L'effort dans l'armature tendue de section Ω_a vaut alors $F_a = \Omega_a R_e$ et la section à donner à cette armature découle directement de l'équation d'équilibre des moments $M = F_a z$, sans qu'on doive faire intervenir la condition de compatibilité élastique représentée ici par la loi de conservation des sections planes de Bernoulli.

A l'heure actuelle, on utilise de plus en plus des armatures en acier écroui qui ne présentent pas de palier et dont la tension dépend par conséquent de la déformation subie. Pour des poutres armées de tels aciers, on doit faire intervenir la loi de Bernoulli et la méthode de calcul devient complexe.

En vue de conserver, pour les poutres armées d'acier écroui, les règles simples de dimensionnement obtenues pour les poutres armées d'acier doux, le C.E.B. a recommandé de calculer la tension dans l'armature tendue par la formule empirique

$$\sigma_a = \sigma_{0,2}\left(1{,}28 - \frac{\sigma_{0,2}}{50\,000} - 0{,}45\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_b}\,\frac{\Omega_a}{b\,h}\right) \quad (\mathrm{kg/cm^2}) \qquad (1)$$

proposée par la délégation française. Dans cette formule, $\sigma_{0,2}$ est la limite élastique conventionnelle de l'acier à 0,2 % ; σ_b' est la résistance à la rupture

du béton sur cylindres et b, h, sont les dimensions utiles de la poutre rectangulaire.

Il nous a semblé utile d'étudier la valeur de cette formule en effectuant, en complément de notre étude statistique antérieure, une comparaison statistique des résultats d'essai sur 203 poutres armées d'acier écroui avec deux méthodes de calcul du moment de rupture.

La première de ces méthodes, dite méthode générale est basée sur les quatre hypothèses suivantes :

a) le diagramme des tensions de compression dans le béton est parabolique et son ordonnée maximum est égale à la résistance à la compression sur cylindres;
b) les sections transversales restent planes pendant la déformation;
c) le béton se rompt en compression quand son raccourcissement proportionnel atteint $3{,}5\,{}^0/_{00}$;
d) l'acier écroui tendu suit la loi tensions-déformations simplifiée définie par le C.E.B.

La deuxième méthode, dite méthode simplifiée, utilise la formule (1) recommandée par le C.E.B. et admet un diagramme rectangulaire des tensions de compression dans le béton d'ordonnée égale à la résistance à la compression sur cylindres.

Les calculs relatifs à la première méthode sont repris parmi ceux qui ont été exécutés à l'ordinateur IBM 650 de la manière décrite dans la Publication Préliminaire (cf. pp. 105—127).

Ceux relatifs à la deuxième méthode ont été exécutés à la main.

Pour chacune des méthodes, on a calculé la moyenne $\bar{r}$ des rapports

$$r = \frac{\text{moment de rupture calculé}}{\text{moment de rupture observé}}.$$

On a ensuite calculé l'écart moyen linéaire

$$\frac{\sum |r - \bar{r}|}{n}$$

et l'écart moyen quadratique

$$\frac{\sqrt{\sum (r - \bar{r})^2}}{n}.$$

Enfin, on a calculé les mêmes écarts, non plus par rapport à la moyenne générale $\bar{r}$, mais par rapport aux moyennes individuelles correspondant aux diverses séries d'essais. De l'avis du professeur Torroja, ces écarts moyens pondérés éliminent les erreurs dues à des différences de technique opératoire pour ne laisser subsister que les écarts dus à la dispersion propre des essais.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-dessous:

	Moyenne du rapport: $\frac{M \text{ rupture calculé}}{M \text{ rupture observé}}$	Dispersion moyenne Ecart moyen		Dispersion pondérée Ecart moyen	
		linéaire	quadratique	linéaire	quadratique
1. méthode	0,958	0,078	0,12	0,055	0,074
2. méthode	0,989	0,086	0,12	0,056	0,080

On constate:

1. que la méthode simplifiée serre la réalité de plus près que la méthode générale, puisque la moyenne r correspondante est plus proche de l'unité;
2. qu'elle donne des écarts égaux ou très légèrement supérieurs à ceux de la méthode générale.

En conclusion, les deux méthodes donnent des résultats à peu près équivalents, mais la méthode simplifiée est beaucoup plus intéressante, parce que plus rapide d'emploi.

Résumé

Les auteurs comparent, dans le cas de 203 poutres en béton armées d'acier écroui, les valeurs des moments de rupture expérimentaux avec celles caculées par la méthode générale du C.E.B. et avec celles calculées par la méthode simplifiée de ce Comité, dans laquelle la tension dans l'armature tendue est calculée par la formule empirique (1) dite «formule française». Les calculs statistiques montrent que la méthode simplifiée est équivalente à la méthode générale au point de vue précision, donc beaucoup plus intéressante, parce que plus rapide d'emploi.

Zusammenfassung

Die Autoren vergleichen bei 203 Eisenbetonträgern mit einer Bewehrung aus gerecktem Stahl die experimentell gemessenen Bruchmomente mit denjenigen, die sich aus den Berechnungen nach dem allgemeinen Verfahren des CEB und nach dem vereinfachten Verfahren dieses Komitees ergeben. Bei letzterem wird die Spannung in der Zugarmierung nach der empirischen, sogenannt «französischen», Gleichung bestimmt. Die statistischen Berechnungen zeigen, daß das vereinfachte Verfahren dem allgemeinen gleichwertig ist was die Genauigkeit betrifft, aber viel interessanter in bezug auf den Zeitaufwand.

Summary

The authors compare, in the case of 203 girders made of concrete reinforced with cold rolled steel, the experimental values for the rupture moments with those calculated by the general method of the C.E.B. and with those calculated by the simplified method described by this Committee, in which the stress in the reinforcement bar under tension is calculated by the empirical formula (1) known as the "French formula". Statistical calculations show that the simplified method is equivalent to the general method from the point of view of accuracy, and consequently is of far greater interest, because more rapid in use.

Ib9

Application of the Semi-probabilistic Method to Reinforced Concrete Structures

Application de la méthode semi-probabiliste aux constructions en béton armé

Bemerkung zur Anwendung einer teilweise auf Wahrscheinlichkeitsrechnung beruhenden Methode auf die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen

W. WIERZBICKI
Prof. Dr., Dr. h. c., Member of the Polish Academy of Sciences, Warsaw

The starting point for our discussion of the safety of reinforced concrete structures will be the statement that by the term "collapse" of such a structure (a column or a bar, in particular), we understand the phenomenon of the crushing of the concrete portion and the attainment of the yield point in the reinforcement bars. According to numerous observations of the collapse of reinforced concrete structures these two phenomena may be considered to appear simultaneously.

Under these conditions the load carrying capacity of a reinforced concrete structure is governed by the value of the ultimate compressive stress of the concrete and the yield point of the reinforcement steel which form the basis for its determination. Both quantities should be regarded as random quantities.

Fig. 1 represents a scheme of the probability curve for the compressive

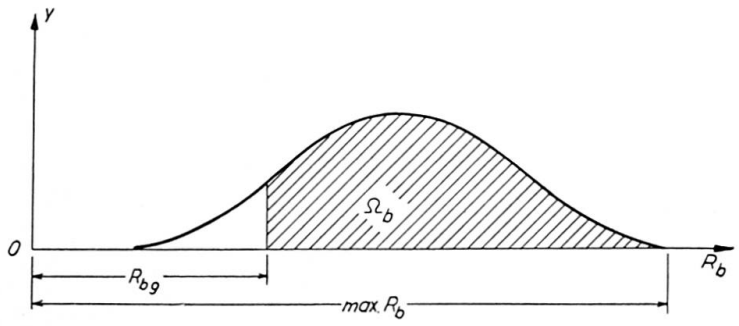


Fig. 1.

strength of the concrete R_b. The shaded area expresses the probability Ω_b that the values of R_b are contained between the limit value R_{bg} and the maximum value $\max R_b$. In other words R_{bg} is the value of the strength of the concrete, below which the strength of concrete of a given quality will not fall.

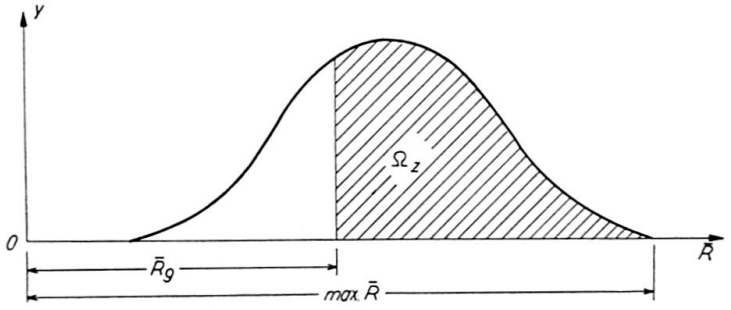


Fig. 2.

Fig. 2 represents the scheme of a probability curve for the yield point of the reinforcement steel. It is assumed that the same curve characterises the yield point of the steel in tension and in compression. The shaded area expresses, in this case, the probability Ω_z that the values $\bar{R}$ are contained between the limit value $\bar{R}_g$ and the maximum value max $\bar{R}$ or, in other words, that it can be stated with the probability Ω_z that the yield point of the reinforcement steel will not fall below $\bar{R}_g$.

In order that the collapse of a reinforced concrete column or beam should not take place it is necessary that the following two independent circumstances should coincide:

A. The ultimate strength of the concrete must be greater than the limit value R_{bg}, Ω_b denoting the probability of this fact.

B. The yield point of the reinforcement steel must be greater than the limit value $\bar{R}_g$, Ω_z denoting the probability of this fact.

In this connection, by virtue of the rule of multiplication of probabilities, we can state, with the probability $\Omega_b \Omega_z$, that if the compressive strength of the concrete is not less than R_{bg} and the yield point of the steel is not less than $\bar{R}_g$, collapse of the structure will not take place.

If, therefore, the safety index or, in other words, the probability that the collapse of a reinforced concrete structure will not take place, is denoted by p, we shall obtain the equation

$$\Omega_b \Omega_z = p. \tag{1}$$

Since the collapse of a reinforced concrete structure takes place at the moment when the ultimate compressive stress in the concrete and the yield point in the steel are simultaneously exceeded there is no reason for assuming different values for the probabilities Ω_b and Ω_z, all the more since their equality ensures the greatest accuracy in the readings of the probability curves.

Therefore, we find that

$$\Omega_b = \Omega_z = \sqrt{p}. \tag{2}$$

In the case of the axial compression of a column the safety index p that is assumed corresponds to the value R_{bg} of the ultimate stress of the concrete and the value $\overline{R}_g$ of the yield point of the steel and the axial force causing the collapse of the column is expressed, in this connection, by the equation

$$N_n = \kappa (A_b R_{bg} + A_z \overline{R}_g), \tag{3}$$

where A_b is the area of the concrete portion of the cross-section of the column A_z — the area of the cross-section of the reinforcement and κ — the reduction coefficient for buckling.

The compressive force acting on the column N_d, the action of which on the structure is admissible, is not equal to N_n, because there are certain circumstances reducing the force N_n. Thus, the force N_d should be compared with the force N_n reduced in an appropriate manner, that is to say it should be assumed that

$$N_d = N_n (1 - \sum \alpha_i'), \tag{4}$$

where the coefficients α_i' denote the limiting relative reductions of the force N_n causing collapse, due to an incomplete satisfaction of each particular condition, for which Eq. (3) was derived and $\sum \alpha_i'$ denotes the relative reduction of N_n due to incomplete satisfaction of all these conditions. The coefficients α_i' are not, in general, of a random character.

A reasoning analogous to that given in Ref. [1] and [2] for the quantities p and α will now be followed for the safety index p and the coefficients α', the following values for α_i' being used:

$\alpha_1' = 0{,}04$ the coefficient of reduction of the force causing collapse, due to the errors in the dimensions of the concrete portion of the cross-section of the column;

$\alpha_2' = 0{,}03$ the coefficient of reduction of the force causing collapse, due to the errors in the transverse dimensions of the reinforcement bars;

$\alpha_3' = 0{,}10$ the coefficient of reduction of the force causing collapse, due to the eccentricity of the compressive force caused by the errors in the dimensions of the cross-section of the column;

$\alpha_4' = 0{,}20$ the coefficient of reduction of the force causing collapse, due to the eccentricity caused by the difference in the temperatures at different points on the surface of the column;

$\alpha_5' = 0{,}10$ the coefficient of reduction of the force causing collapse, due to the deviation of the column from a straight line.

We have $\sum \alpha_i' = 0{,}47$.

Thus, for example, in order to determine the coefficient α_i' two columns

are considered: a column 30×30 cm, reinforced with 4 bars of 12,57 cm^2 total cross-sectional area, and a column 45×45 cm, reinforced with 8 bars of 32 cm^2 total cross-section. For the first column we assume that $R_{bg} = 140$ kg/cm^2 and $\overline{R} = 2500$ kg/cm^2; for the second column that $R_{bg} = 170$ kg/cm^2 and $\overline{R} = 3600$ kg/cm^2. Then, from Eq. (3) we obtain $N_n = 127$ kg and $N_n = 360$ kg, respectively.

Assuming, according to the usual standards, that the admissible deviations are ± 10 mm we again compute N_n for a column 29×29 cm and a column 44×44 cm, and we obtain $N_n = 122$ kg and $N_n = 357$ kg, values which give $\alpha_1' = 0{,}05$ and $\alpha_1' = 0{,}03$, respectively, or an average value of $\alpha_1' = 0{,}04$.

The same reasoning is used for the determination of the other coefficients α' for the compression and for the bending of reinforced concrete beams.

On the basis of the method of plastic deformations, it is justifiable to consider the collapse of a reinforced concrete column (which consists in simultaneous crushing of the concrete and attainment of the yield point in the reinforcement) to be identical, as far as the practical effect is concerned, with the phenomenon occuring in a compressed steel bar when the yield point is exceeded over the entire cross-section. Since in the latter case the safety factor was assumed to be $p = 0{,}8$, this value may also be considered to be justified in the case of a reinforced concrete column.

In the case of bending, the fact that the beam is broken when the ultimate compressive stress in the concrete and the yield point in the steel are exceeded simultaneously, leads to the following formula for the collapse moment of the beam:

$$M_n = 0{,}375\, b\, h_1^2\, R_{bg}. \tag{5}$$

This corresponds to the stress diagram in Fig. 3.

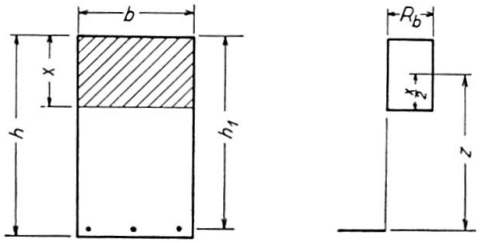


Fig. 3.

The admissible moment in a reinforced concrete beam cannot be considered to be equal to the collapse moment and is expressed by the equation

$$M_d = M_n (1 - \sum \alpha_i') \tag{6}$$

analogous to Eq. (4) for the admissible force in a compressed column.

Bearing in mind the circumstances similar to those enumerated above for the problem of compressed columns, we determine the following coefficients α_i':

$\alpha_1' = 0{,}06$ the coefficient of reduction of the collapse moment due to the errors in the dimensions of the concrete portion of the cross-section of the beam;

$\alpha_2' = 0{,}04$ the coefficient of reduction of the collapse moment due to the errors in the transverse dimensions of the reinforcement bars;

$\alpha_3' = 0{,}06$ the coefficient of reduction of the collapse moment due to the eccentricity and obliqueness of the load;

$\alpha_4' = 0{,}12$ the coefficient of reduction of the collapse moment due to the difference between the temperatures on the upper and the lower surface of the beam and the shrinkage of the concrete.

We have $\sum \alpha_i' = 0{,}28$.

If a reinforced concrete column or beam is subject to better conditions than those used for the determination of the coefficients α_i' some of them may be assumed to be zero, which will increase N_d or M_d. Thus we proceed in a similar manner to that described for steel structures in Ref. [1], where we were concerned with an increase in the admissible stress under favourable conditions. This is discussed in greater detail in Ref. [3].

References

1. Wierzbicki, W., «Application de la méthode semi-probabiliste au calcul des dimensions des constructions en acier». AIPC, Sixième Congrès, 1960, «Publication Préliminaire».
2. Wierzbicki, W., "Probabilistic and semi-probabilistic method for the investigation of structure safety". Warsaw, Arch. Mech. Stos., 1957.
3. Wierzbicki, W., «La méthode semi-probabiliste appliquée à l'investigation de la sécurité des constructions en béton armé». Bulletin de l'Académie Polonaise des Sciences, 1959.

Summary

The load carrying capacity of a reinforced concrete structure is determined by the ultimate compressive stress of the concrete and the yield point of the reinforcement steel. Both quantities should be regarded as random quantities.

If the compressive strength of the concrete is not less than R_{bg} (the probability Ω_b) and the yield point of the reinforcement steel is not less than $\overline{R}_g$ (the probability Ω_z) then according to the rule of multiplication of probabilities it can be stated that collapse will not take place, with the probability $\Omega_b \Omega_z$.

If p is the safety factor (that is the probability that collapse of the structure will not occur) then, from the equation $\Omega_b \Omega_z = p$, we can determine the admissible force in the column or the admissible bending moment in the beam.

Résumé

La contrainte du béton à la limite de résistance à la compression et la contrainte à la limite d'écoulement de l'acier d'armature ont une importance décisive pour la capacité portante d'une construction en béton armé. Ces deux grandeurs doivent être considérées comme des grandeurs aléatoires.

Si la résistance du béton à la compression n'est pas inférieure à R_{bg} (probabilité Ω_b) et la contrainte à la limite d'écoulement de l'acier d'armature n'est pas inférieure à $\bar{R}_g$ (probabilité Ω_z), alors conformément au théorème sur la multiplication de probabilités, on peut soutenir avec la probabilité $\Omega_b \Omega_z$ que la construction ne s'effondrera pas. Si p est l'indice de sécurité (c. à. d. la probabilité que la construction ne s'effondre pas), on aura l'équation

$$\Omega_b \Omega_z = p$$

qui permet de calculer la force admissible dans le pilier ou le moment admissible pour la poutre.

Zusammenfassung

Für die Tragfähigkeit einer Eisenbetonkonstruktion sind die Betonspannung beim Erreichen der Bruchgrenze und die Eisenspannung beim Erreichen der Fließgrenze von maßgebender Bedeutung. Diese Werte müssen als zufällige Größen betrachtet werden.

Falls die Bruchfestigkeit des Betons kleiner als der Wert R_{bg} (Wahrscheinlichkeit Ω_b) und die Fließgrenze der Bewehrungseisen kleiner als der Wert $\bar{R}_g$ ist (Wahrscheinlichkeit Ω_z), dann wird, nach dem Satz der Multiplikation von Wahrscheinlichkeiten, die Wahrscheinlichkeit, daß keine Katastrophe eintritt, $\Omega_b \Omega_z$ sein. Bezeichnen wir den Sicherheitsindex mit p (d. h. die Wahrscheinlichkeit, daß die Konstruktion hält), so gilt

$$p = \Omega_b \Omega_z,$$

was uns erlaubt, die zulässige Kraft in einer Stütze oder das zulässige Moment in einem Balken zu bestimmen.

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II
Nouveau développement des moyens d'assemblage dans la construction métallique
Neuere Entwicklungen der Verbindungsmittel im Stahlbau
New Developments of Connections in Metal Structures

II a

Soudure
Schweißung
Welding

II b

Boulons précontraints à haute résistance
Hochfeste Schrauben
Prestressed High-Strength Bolts

Rapport général

PIERRE DUBAS
Professeur, E. P. F., Zurich

a) Soudure

Influence des contraintes longitudinales dans les cordons d'angle

Cette question a fait l'objet de deux intéressantes communications. Dans la première, M. Louis décrit les essais de flexion réalisés sur des poutres composées assemblées par des cordons d'angle situés d'une part à mi-hauteur de l'âme, d'autre part à la jonction de l'âme aux semelles. Les cordons de semelles, sollicités par des contraintes longitudinales et par cisaillement, se sont toujours rompus en premier lieu, avant les cordons d'âme qui ne travaillent pratiquement qu'au cisaillement.

Quant à la nouvelle contribution de M. Faltus, elle complète heureusement celle parue dans la Publication Préliminaire. L'auteur y décrit des essais complémentaires, effectués avec beaucoup de soin sur des éprouvettes comportant des extrémités taillées en biseau et soudées par recouvrement.

Tous les essais dont nous venons de parler montrent clairement que les contraintes longitudinales diminuent sensiblement la résistance au cisaillement des cordons d'angle. La question paraît donc résolue du point de vue qualitatif; il n'en est cependant pas de même du critère à appliquer pour tenir compte de cette influence des contraintes longitudinales ou, si l'on veut, de la formule exprimant la contrainte de comparaison dans le cordon. Les nouveaux résultats de M. FALTUS montrent certes une bonne concordance entre les valeurs mesurées et celles déduites du critère de HUBER-VON MISES-HENCKY. Toutefois, comme le remarque M. LOUIS, la distribution des contraintes longitudinales sur la largeur de l'éprouvette n'est pas uniforme, comme le suppose le calcul. Pour se prononcer valablement sur le critère à appliquer, il conviendrait de déterminer expérimentalement l'état de contraintes de la soudure.

Remarquons en passant que la manière d'évaluer la contrainte de comparaison n'exerce en général que peu d'influence sur la dimension des cordons et par conséquent sur l'économie d'un ouvrage.

Les ruptures fragiles

Bien que ce problème n'ait pas été traité au Congrès même, nous nous permettons d'y revenir brièvement à cause de son importance.

Quelles sont à l'heure actuelle nos connaissances dans le domaine de la fragilité des aciers? On dispose de très nombreux résultats expérimentaux sur éprouvettes entaillées, c'est-à-dire d'essais de résilience ou d'autres essais plus ou moins similaires. On manque par contre de renseignements suffisants sur le comportement des éléments d'ouvrages soudés, ou plus précisément sur le comportement des aciers dans les conditions des éléments d'ouvrages. De plus, on ignore les causes profondes des phénomènes relatifs à la fragilité et les lois qui les gouvernent, bien que de nombreuses théories aient déjà été proposées.

Pour l'ingénieur de la pratique, le problème de la fragilité se pose évidemment sous un angle plus restreint: il s'agit avant tout de choisir la qualité d'acier à mettre en œuvre dans un cas donné.

Dans le domaine métallurgique, des progrès très satisfaisants ont été réalisés ces dernières années et l'utilisateur dispose, pour chaque nuance d'acier, de qualités différentes, caractérisées par une sécurité plus ou moins grande vis-à-vis des ruptures fragiles. Le classement s'opère généralement à l'aide d'essais de résilience de sévérité croissante, comme le prévoient par exemple diverses normes dernièrement entrées en vigueur. Bien que la situation actuelle soit de loin préférable à celle qui existait antérieurement, on doit néanmoins se demander s'il est bien satisfaisant de ne tenir compte dans la classification des aciers que d'essais de résilience, effectués sur du métal non influencé par la soudure. On n'ignore pas en effet que d'autres propriétés du métal peuvent, plus ou moins directement, jouer un rôle. Des essais complé-

mentaires, en particulier sur la soudure et la zone de transition, seront donc souvent nécessaires.

En supposant même que les aciers puissent être classés sûrement à l'aide d'essais simples de résilience et que, de plus, il existe une relation bien définie entre le comportement de l'acier caractérisé par des éprouvettes et sa tendance à la fragilité dans les conditions de l'ouvrage, il resterait, pour fixer le choix de l'acier en toute connaissance de cause, à établir cette relation de façon précise. Comme nous manquons de bases théoriques, il faut avoir recours à la méthode expérimentale pour déterminer *quantitativement* l'influence des divers facteurs qui entrent en ligne de compte. Espérons donc que la recherche s'intensifiera dans ce domaine. Notons cependant que le problème du choix de la qualité de l'acier ne saurait être résolu de façon quasi-mathématique et qu'il restera toujours, à notre avis, une certaine marge laissée à l'appréciation et à l'expérience de l'ingénieur.

Qualité et contrôles des constructions soudées

Dans sa contribution, M. Faltus apporte quelques compléments aux communications parues dans la Publication Préliminaire et confirme leurs conclusions. L'importance et même l'impérieuse nécessité d'une conception appropriée, d'une préparation soignée et d'un contrôle poussé des constructions soudées paraît donc s'imposer. Il reste toutefois à savoir jusqu'à quel point ces principes sont mis en œuvre en pratique. Nous ne pouvons à ce sujet dissimuler un certain scepticisme et pensons qu'il reste beaucoup à faire en ce domaine.

Nous avons soulevé dans la Publication Préliminaire le problème, en partie économique, de la relation entre les exigences du contrôle (ou plus généralement les soins apportés à la fabrication) et les contraintes admissibles. On sait que, par exemple en chaudronnerie, il est courant de faire dépendre les coefficients de soudure de l'étendue des examens radiographiques, de l'exécution d'un recuit de détente, etc. Il serait intéressant de connaître à ce sujet l'avis des spécialistes appartenant aux divers pays groupés dans notre Association.

b) Boulons précontraints à haute résistance

Nous avons tenté dans la Publication Préliminaire d'établir un aperçu succinct des problèmes posés par les assemblages réalisés à l'aide de boulons HR ; nous nous bornerons donc ici à souligner certains points particulièrement importants et qui ont fait l'objet de communications au Congrès même.

Nous considérerons tout d'abord les assemblages sollicités par des efforts agissant *perpendiculairement à l'axe des boulons*, c'est-à-dire les assemblages cisaillés.

Il existe deux façons de concevoir le mode d'action de ces assemblages, ou plus précisément de les calculer et d'évaluer leur sécurité. On peut d'abord envisager qu'ils ne travaillent que par *friction:* les efforts sont alors transmis uniquement par des frottements agissant entre les surfaces en contact, appliquées vigoureusement l'une contre l'autre grâce à un préserrage énergique. Les efforts de serrage et de friction sont dans ce cas les données de base du problème et la sécurité de l'assemblage se détermine par rapport à la charge provoquant le glissement d'ensemble. La charge admissible d'un boulon s'élève donc au produit de l'effort de serrage par le coefficient de frottement, ce produit étant à diviser par un facteur de sécurité adéquat.

Cette façon de calculer la résistance est la seule applicable pour les assemblages sollicités à la fatigue ou pour lesquels des glissements importants seraient indésirables pour d'autres raisons.

Lorsque les sollicitations sont statiques, par contre, un glissement ne correspond pas à la limite de résistance de l'assemblage; après glissement, les boulons viennent en contact avec leur logement puis travaillent au cisaillement et à la pression latérale, comme les rivets ou boulons ordinaires. A la limite, la charge de rupture, sensiblement plus élevée que celle de glissement, sera pratiquement indépendante de la valeur du préserrage et du coefficient de frottement. Le calcul de l'effort admissible s'opérera donc dans ce cas comme pour les rivets et boulons ordinaires; les contraintes admissibles au cisaillement des tiges seront cependant plus élevées puisque l'on a affaire à un acier à haute résistance.

Cette distinction entre assemblages du type friction "*friction type*" et assemblages du type pression "*bearing-type*" est celle adoptée par le nouveau règlement américain en matière de boulons HR, fondé en partie sur les essais effectués à l'Université de Lehigh et que M. THÜRLIMANN décrit dans sa communication.

En Europe continentale, on semble plus réticent et l'on se contente de considérer l'accroissement de résistance entre le glissement et la rupture comme une marge de sécurité bienvenue, justifiant éventuellement, pour des sollicitations statiques, un coefficient de sécurité relativement faible par rapport au glissement.

Pour faciliter la compréhension de ces deux points de vue, il est utile de remarquer l'analogie qui existe entre le diagramme caractéristique de l'essai de traction sur éprouvette en acier doux et celui qui représente le déplacement relatif d'un assemblage par boulons HR, soumis progressivement à une sollicitation statique. Au domaine élastique de l'allongement de l'éprouvette correspondra le domaine de friction pure de l'assemblage; au palier d'écoulement correspondra le palier de glissement et à la zone d'écrouissage, le domaine de résistance de l'assemblage après glissement (voir les fig. 5 et 6 dans l'article de M. THÜRLIMANN). La manière américaine de calculer les boulons HR correspondrait donc, dans l'analogie précédente, à fixer les contraintes admissibles

des aciers en partant de leur résistance à la rupture et non de leur limite élastique, souvent considérée comme critère en construction métallique à cause des grands allongements caractéristiques du palier d'écoulement.

La différence essentielle entre les prescriptions américaines et celles établies jusqu'ici en Europe ne gît d'ailleurs au fond pas dans cette manière de calculer la sécurité: une comparaison des efforts admissibles dans les boulons montre en effet que, par exemple, les valeurs américaines et allemandes ne sont guère éloignées l'une de l'autre. La divergence concerne bien plus les *exigences relatives à l'état des surfaces en contact*, état qui détermine largement le coefficient de friction. Aux Etats-Unis, pour les assemblages par pression, on attache peu d'importance au frottement et les précautions imposées sont assez sommaires; même pour les assemblages par friction, on interdit seulement une peinture ou un zingage. En Europe, par contre, un traitement par sablage ou décapage au chalumeau oxy-acétylénique est exigé dans les normes existantes, afin de garantir un coefficient de frottement élevé et régulier.

Il ne nous appartient pas ici de trancher le problème. Seul l'avenir — et les expériences faites — permettra de dire si les prescriptions européennes sont trop sévères ou si, du moment qu'on renonce délibérément aux avantages d'un assemblage sans glissement, il n'est pas plus simple et plus économique de recourir aux boulons ordinaires.

Dans la Publication Préliminaire, il a déjà été question de la grande rigidité des assemblages par boulons HR: la déformabilité d'un boulon travaillant en friction est en effet bien inférieure à celle d'un rivet cisaillé et la répartition des efforts dans une ligne de boulons est loin d'être uniforme. Une certaine égalisation ne peut résulter que de petits glissements relatifs entre les boulons. Dans la Publication Préliminaire, nous nous étions demandés quelle pouvait être l'influence de ces petits glissements sur la *résistance à la fatigue* d'un assemblage. Le problème est traité dans la communication de M. Beer. Des essais, effectués en Autriche sur des assemblages soumis à des efforts répétés, proches de la charge de glissement, n'ont montré ni cheminement graduel, ni diminution progressive de la résistance. Comme il s'agit d'essais pulsatoires, très rapides, on pourrait se représenter que des mises en charge et en décharge lentes donnent des résultats moins favorables; à la longue, les aspérités qui, selon M. Beer, semblent assurer le grippage des surfaces en contact, pourraient rompre en fatigue, ce qui diminuerait le coefficient de friction. Ceci n'est évidemment qu'une hypothèse et il serait urgent que se développent nos connaissances relatives au *mécanisme même du frottement*.

Passons maintenant aux attaches comportant des boulons sollicités par des forces extérieures agissant *parallèlement à leurs axes*, c'est-à-dire aux attaches tendues ou fléchies. Les communications de M. Beer et de M. Steinhardt apportent à ce sujet des développements nouveaux. Il s'agit avant tout de joints fléchis, réalisés à l'aide de plaques d'about assemblées par des boulons HR. Les boulons étant fortement préserrés, ces attaches sont beau-

coup moins déformables que les attaches courantes du même type, réalisées à l'aide de boulons ordinaires, et que l'on assimile pratiquement à des articulations. Les attaches réalisées à l'aide de boulons HR permettent au contraire de compter sur un certain effet d'encastrement. Comme l'indique M. STEINHARDT, la continuité n'est cependant pas complète et il est nécessaire d'introduire dans les calculs un facteur caractérisant la déformabilité propre de l'attache soumise à la flexion[1]). On peut se demander si l'application toujours plus étendue de la soudure au montage ne restreindra pas l'emploi de cette sorte d'attaches boulonnées; la soudure permet en effet de réaliser des joints parfaitement rigides.

Arrêtons-nous pour terminer à la méthode de serrage dite au tour d'écrou "*turn of the nut*". On sait qu'elle consiste à imposer à la tige du boulon un allongement correspondant à une contrainte dépassant la limite élastique conventionnelle mais largement inférieur, par suite des propriétés plastiques de l'acier, à l'allongement de rupture. Ce procédé est surtout utilisé aux Etats-Unis où l'on emploie beaucoup les clefs pneumatiques, assez mal adaptées à la mesure précise, exigée par la méthode classique, du moment de serrage. La communication de M. BEER montre que le procédé au tour d'écrou est également en train de s'introduire en Europe.

Comme nous l'avons déjà indiqué dans la Publication Préliminaire, on doit toutefois se demander si l'on peut tolérer sans autre une prétension aussi élevée dans les boulons HR. Nous pensons en particulier aux problèmes de relaxation et de fluage, aussi bien pour le boulon lui-même que pour les pièces assemblées. Comme M. STEINHARDT l'indique dans sa communication, il s'est avéré nécessaire en Allemagne, pour éviter une perte de serrage, de limiter les pressions entre la tête — ou l'écrou —, la rondelle et la matière de base. Il sera donc intéressant de voir comment se comporteront à la longue les assemblages américains, quelquefois réalisés avec une seule rondelle. A notre avis une certaine prudence s'impose dans ce domaine si l'on veut éviter des déconvenues.

Quoi qu'il en soit, les boulons précontraints à haute résistance représentent un moyen d'assemblage nouveau qui a fait ses preuves lorsqu'il est appliqué correctement et qui complète heureusement la gamme des moyens d'assemblage plus anciens.

---

[1]) Il s'agit donc d'attaches semi-rigides, comme celles, réalisées par rivetage, qui sont décrites dans l'article de M. MAUGH (Thème III).

Generalbericht

a) Schweißung

Einfluß der Längsspannungen auf Kehlnähte

Dieses Problem wurde in zwei interessanten Beiträgen behandelt. H. Louis beschreibt Biegeversuche an geschweißten Versuchsträgern mit Kehlnähten in Stegmitte und beim Übergang vom Steg zur Gurtplatte. Die Nähte an den Gurtplatten, welche durch Längs- und Schubspannungen beansprucht werden, sind immer vor den Stegnähten, welche praktisch nur auf Schub arbeiten, gebrochen.

Der neue Beitrag von F. Faltus ergänzt in glücklicher Weise seine im «Vorbericht» erschienene Abhandlung. Er beschreibt zusätzliche, mit großer Sorgfalt durchgeführte Versuche an überlappt geschweißten Prüfstücken.

Die Untersuchungen von Faltus und Louis zeigen eindeutig, daß die Längsspannungen die Scherfestigkeit der Kehlnähte wesentlich vermindern. Qualitativ scheint das Problem somit gelöst zu sein; hingegen bleibt die Frage, wie dieser Einfluß rechnerisch erfaßt werden kann, noch unbeantwortet, oder anders gesagt, es bleibt noch offen, nach welcher Formel die Vergleichsspannung zu bestimmen ist. Zwar ergeben die neuen, von Faltus vorgelegten Meßergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den auf Grund der Theorie der konstanten Gestaltänderungsarbeit berechneten Werten, aber Louis weist darauf hin, daß die Verteilung der Längsspannungen auf die Breite der Prüfstücke keineswegs gleichmäßig ist, wie dies in der Berechnung angenommen wurde. Um einen endgültigen Entscheid treffen zu können, wäre es angebracht, den Spannungszustand der Schweißnähte durch Messungen zu bestimmen.

Allerdings bleibt zu bemerken, daß die Wahl der Formel für die Vergleichsspannung im allgemeinen nur geringen Einfluß auf die Dimensionierung der Schweißnähte und damit auf die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion hat.

Sprödbrüche

Obwohl dieses Problem am Kongreß selbst nicht behandelt wurde, möchten wir wegen seiner großen Bedeutung doch kurz darauf zurückkommen.

Was wissen wir heute über die Sprödbrüchigkeit der Stähle? Wohl kennen wir äußerst zahlreiche Resultate von Versuchen mit gekerbten Prüfstäben, wie Kerbschlagproben und anderen mehr oder weniger ähnlichen Prüfstücken. Aber ein genügend klares Bild über das Verhalten geschweißter Bauwerke — oder anders gesagt, über das Verhalten der Stähle unter Bedingungen, wie sie

in den fertigen Bauwerken herrschen — fehlt uns bis heute. Und obwohl schon zahlreiche Theorien aufgestellt worden sind, wissen wir herzlich wenig über die eigentlichen Ursachen des Sprödbruches und über seine Gesetze.

Der Praktiker allerdings betrachtet das Sprödbruchproblem unter einem engeren Gesichtswinkel: Es handelt sich für ihn vor allem darum, die für ein Bauwerk unter gegebenen Bedingungen nötige Stahlgüte festzusetzen.

Die Metallurgie hat in den letzten Jahren bemerkenswerte Fortschritte gemacht, und der Verbraucher verfügt heute in jeder Baustahl-Sorte über verschiedene Güteklassen, welche sich durch den Grad ihrer Sprödbruchunempfindlichkeit unterscheiden. Als Kriterium zur Klasseneinteilung dienen normalerweise Kerbschlagversuche von wachsender Strenge, und dieses Prinzip wurde auch in verschiedenen Normen festgelegt, welche in jüngster Zeit in Kraft getreten sind. Obschon in dieser Hinsicht gegenüber dem noch vor wenigen Jahren herrschenden Zustand ein merklicher Fortschritt zu verzeichnen ist, muß man sich doch fragen, ob eine Klasseneinteilung der Stähle befriedigen kann, die nur nach Kerbschlagzähigkeiten abgestuft ist, besonders wenn die entsprechenden Proben aus Material entnommen werden, welches durch keine Schweißung beeinflußt wurde. Bekanntlich können andere Materialeigenschaften als die Kerbschlagzähigkeit — direkt oder indirekt — eine ebenso große Rolle spielen, und zusätzliche Materialversuche werden oftmals nötig sein, besonders im Bereich der Schweißung und der Übergangszone.

Selbst wenn man annimmt, daß die Stähle eindeutig nach ihrer Kerbschlagzähigkeit klassifiziert werden können und daß ein eindeutiger Zusammenhang bestehe zwischen dem so eingeteilten Stahl und seiner Sprödbruchneigung im fertigen Bauwerk, wäre es nötig, diesen Zusammenhang genau festzusetzen, um wirklich die Materialauswahl unter Kenntnis aller Einflüsse treffen zu können. Da uns die theoretischen Grundlagen fehlen, müssen wir experimentelle Methoden zu Hilfe nehmen, um die verschiedenen Einflüsse *quantitativ* festzulegen. Es bleibt daher zu hoffen, daß die Forschung auf diesem Gebiet in Zukunft intensiver betrieben werde. Dabei soll uns allerdings bewußt sein, daß die in einem gegebenen Fall nötige Materialgüte niemals quasi mathematisch bestimmt werden kann und daß die genaue Auswahl — innerhalb gewisser Grenzen — immer Sache des Ingenieurs und seiner Erfahrung bleiben wird.

Qualität und Kontrolle der geschweißten Konstruktionen

FALTUS bringt in seinem Beitrag einige Ergänzungen zu den im «Vorbericht» erschienenen Abhandlungen und bestätigt die darin gemachten Folgerungen. Die Wichtigkeit und absolute Notwendigkeit der schweißgerechten Gestaltung, der sorgfältigen Vorbereitung und einer umfassenden Kontrolle geschweißter Bauwerke scheint somit allgemein anerkannt zu sein und es

wäre nur noch zu untersuchen, wie weit diesen Forderungen in der Praxis Rechnung getragen wird. In dieser Hinsicht können wir uns einer gewissen Skepsis nicht erwehren und glauben, daß hier noch viel zu verbessern bleibt.

Wir haben im «Vorbericht» die Frage aufgeworfen, ob die Größe der zulässigen Spannungen nicht vom Umfang der Kontrollen abhängig gemacht werden sollte, oder anders ausgedrückt, wie die bei der Ausführung angewendete Sorgfalt bei der Dimensionierung berücksichtigt werden soll. Im Kesselbau ist es zum Beispiel üblich, die Schweißnahtkoeffizienten vom Umfang der Röntgenkontrolle, von der Wärmebehandlung usw. abhängig zu machen. Es wäre interessant, die Stellungnahme der Fachleute aus den verschiedenen in unserer Vereinigung vertretenen Ländern zu kennen.

b) Hochfeste, vorgespannte Schrauben

Im «Vorbericht» haben wir versucht, einen allgemeinen Überblick über die bei der Verwendung hochfester Schrauben auftretenden Probleme zu geben; wir beschränken uns daher im folgenden auf die Darstellung gewisser wichtiger Einzelheiten, welche am Kongreß behandelt wurden.

Vorerst seien die Anschlüsse mit auf Abscheren beanspruchten Schrauben behandelt, bei welchen also die *Anschlußkräfte senkrecht zur Schraubenachse* auftreten.

Es gibt zwei Möglichkeiten, die Wirkungsweise dieser Anschlüsse zu beurteilen, d. h. diese Anschlüsse zu berechnen bzw. ihre Sicherheit abzuschätzen. Die erste Methode basiert auf der Annahme, daß die Scherkraft ausschließlich durch *Reibung* übertragen werde, wobei letztere durch ein starkes Zusammenpressen der Kontaktflächen erzeugt wird. Klemmkraft und Reibung bilden also die Grundlagen zur Berechnung, und die Sicherheit der Verbindung wird definiert als Verhältnis der Kraft, die das Gleiten bewirkt, zur angeschlossenen Kraft. Die zulässige Kraft pro Schraube ist somit das Produkt aus Klemmkraft (Vorspannkraft der Schraube) und Reibungskoeffizient dividiert durch einen entsprechenden Sicherheitsfaktor.

Für dynamisch beanspruchte Anschlüsse und solche Anschlüsse, bei welchen wesentliche Verschiebungen aus anderen Gründen unzulässig sind, kommt einzig diese Berechnungsmethode in Frage.

Für statische Beanspruchung hingegen bildet eine Verschiebung im Anschluß nicht die Grenze der Tragfähigkeit; nach dem Rutschen liegen die Schraubenschäfte an und sind alsdann auf Abscheren und Lochleibung beansprucht, wie die Nieten oder Schrauben eines klassischen Anschlusses. Die Bruchlast ist wesentlich größer als die Gleitlast und sie ist praktisch unabhängig von der Klemmkraft der Schrauben und vom Reibungskoeffizienten. Die Berechnungsmethode ist in diesem Fall also dieselbe wie für Anschlüsse mit Nieten und gewöhnlichen Schrauben; hingegen ist die zulässige Bean-

spruchung der Schrauben auf Abscheren infolge der höheren Materialfestigkeit wesentlich größer.

Diese Unterscheidung in 2 Anschlußtypen — "*friction type*" und "*bearing type*" — ist in der neuen amerikanischen Norm für HV-Schrauben festgelegt. B. THÜRLIMANN beschreibt in seinem Beitrag die an der Lehigh-University angestellten Versuche, welche zum Teil die Grundlagen für diese neue Norm bildeten.

Auf dem europäischen Kontinent scheint man bis jetzt zurückhaltender zu sein und den möglichen Belastungszuwachs zwischen Gleit- und Bruchlast eher als willkommene Vergrößerung der Sicherheitsmarge zu betrachten, wobei unter Umständen der Sicherheitsfaktor gegen Gleiten für statische Lasten etwas kleiner angesetzt wird.

Um die beiden Ansichten besser zu verstehen, sei auf die Analogie hingewiesen, welche zwischen dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des einfachen Zugversuches mit normalem Baustahl einerseits und dem Diagramm der relativen Verschiebungen unter langsam wachsender Last bei einem HV-Anschluß andererseits besteht. Dem elastischen Bereich des Zugversuches entspricht beim HV-Anschluß der Bereich, in welchem die gesamte Kraft auf Reibung übertragen wird; der Fließgrenze entspricht die Gleitgrenze und dem Verfestigungsbereich der Tragbereich nach erfolgter Verschiebung (siehe Fig. 5 und 6 im Beitrag von B. THÜRLIMANN). Die amerikanische Methode zur Berechnung der HV-Anschlüsse entspricht in ihrem Prinzip somit der Auffassung, den Sicherheitsfaktor gegenüber der Bruchgrenze und nicht gegenüber der Fließgrenze, die oft wegen den großen Formänderungen im Fließbereich herangezogen wird, festzulegen.

Die grundlegende Differenz zwischen der amerikanischen und der bis heute in Europa üblichen Methode besteht übrigens nicht in der Bestimmung der Sicherheit. Ein Vergleich der zulässigen Schraubenkräfte zeigt nämlich, daß zum Beispiel die amerikanischen Werte nur unbedeutend von jenen der deutschen Norm abweichen. Der Unterschied besteht vielmehr in den sehr verschiedenen Ansprüchen, die an die *Oberflächenbeschaffenheit der Kontaktflächen* und damit an den Reibungskoeffizienten gestellt werden.

In den Vereinigten Staaten mißt man der Reibung bei auf Abscheren und Lochleibung berechneten Anschlüssen nur geringe Bedeutung bei; sogar für Reibungsverbindungen beschränkt man sich darauf, Anstrich oder Verzinkung zu untersagen. In Europa dagegen verlangen die bestehenden Normen Sand- oder Flammstrahlen der Kontaktflächen, um einen hohen und gleichmäßigen Reibungskoeffizienten zu gewährleisten.

Es ist nicht im Sinne dieses Berichtes, über diese Frage zu entscheiden. Die zukünftigen Erfahrungen werden zeigen, ob die europäischen Vorschriften für die gleitfesten Anschlüsse zu streng sind oder ob es nicht einfacher und billiger ist, gewöhnliche Schrauben zu verwenden, falls man auf die Vorteile einer gleitfesten Verbindung bewußt verzichtet.

Schon im «Vorbericht» ist die große Steifigkeit der HV-Anschlüsse erwähnt worden:

Die Verformbarkeit einer HV-Verschraubung ist wesentlich kleiner als jene einer Nietverbindung und die Kraftverteilung in einer HV-Schraubenreihe ist alles andere als gleichmäßig. Ein gewisser Ausgleich kann nur durch kleine relative Verschiebungen zwischen den Schrauben entstehen.

Im «Vorbericht» wurde die Frage aufgeworfen, welches der Einfluß dieser kleinen Verschiebungen auf die *Ermüdungsfestigkeit* der HV-Anschlüsse sei, ein Problem, welches nun im Beitrag von H. Beer behandelt wird. Österreichische Versuche mit oft wiederholten Schwellbelastungen, wobei die Oberlast nahe an der Gleitgrenze lag, ergaben weder schrittweise Verschiebungen noch einen zunehmenden Abfall der Widerstandsfähigkeit. Da die Versuche mit Pulsatoren und sehr raschen Lastwechseln ausgeführt worden sind, könnte man sich vorstellen, daß das Resultat weniger günstig ausfallen würde, falls die Lastwechsel langsamer vorgenommen würden. Die Mikroverzahnung, welche nach H. Beer den Kraftschluß zwischen den Kontaktflächen sichert, könnte bei Ermüdung brechen, was zu einer Verminderung des Reibungskoeffizienten führen würde. Natürlich ist dies nur eine Hypothese und es erscheint dringend nötig, unsere Kenntnisse über den *Mechanismus der Reibung* zu erweitern.

Betrachten wir nun kurz die Anschlüsse, bei welchen die äußeren Kräfte *parallel zu den Schraubenachsen* angreifen, d. h. Anschlüsse, welche auf Zug oder Biegung beansprucht sind. Die Beiträge von H. Beer und O. Steinhardt bringen hiezu wesentlich Neues. Es handelt sich dabei vor allem um Untersuchungen an auf Biegung beanspruchten Anschlüssen, welche durch mit HV-Schrauben verbundene Stirnplatten gebildet werden. Da die Schrauben stark vorgespannt werden, sind diese Verbindungen viel weniger verformungsfähig als ähnliche Anschlüsse mit gewöhnlichen Schrauben, welche man statisch gemeinhin als gelenkig annimmt. Die Verwendung von HV-Schrauben führt zu einer Einspannung, die aber — wie O. Steinhardt zeigt — nicht vollständig ist. In die Berechnung muß daher ein «Federwert» eingeführt werden, welcher die Verformbarkeit des auf Biegung beanspruchten Anschlusses ausdrückt[1]). Man kann sich fragen, ob die immer mehr aufkommende Montageschweißung diese halbsteifen Anschlüsse nicht mehr und mehr verdrängen wird, zugunsten von absolut steifen geschweißten Stößen.

Betrachten wir zum Schluß noch die sogenannte "*turn of the nut*"-Methode. Bekanntlich besteht diese darin, den Schraubenschaft so zu dehnen, daß die Vorspannungen die Elastizitätsgrenze überschreiten, aber — wegen der plastischen Eigenschaften des Stahls — wesentlich unter der Bruchgrenze bleiben. Dieses Verfahren ist hauptsächlich in den Vereinigten Staaten gebräuchlich,

---

[1]) Es handelt sich somit um «halbsteife» Anschlüsse, wie sie in genieteter Ausführung im Artikel von L. C. Maugh (Thema III) beschrieben sind.

wo pneumatische Schlüssel verwendet werden, welche sich zu einer genauen Ablesung des Anziehmomentes wenig eignen. Im Beitrag von BEER wird darauf hingewiesen, daß diese Methode sich nun auch in Europa einführt.

Wie wir schon im «Vorbericht» erwähnten, muß man sich hingegen doch fragen, ob man ohne weiteres eine so starke Vorspannung der HV-Schrauben zulassen darf. STEINHARDT weist in seinem Beitrag darauf hin, daß es sich in Deutschland als nötig erwies, die Pressung zwischen Schraubenkopf (oder Schraubenmutter), der Unterlagscheibe und dem Grundmaterial zu begrenzen, um ein allmähliches Abnehmen der Vorspannkraft zu verhindern. Es wird somit interessant sein zu sehen, wie sich auf die Länge die amerikanischen Verbindungen verhalten, welche teilweise nur 1 Unterlagscheibe pro Schraube aufweisen. Eine gewisse Vorsicht scheint uns auf diesem Gebiet angebracht, wenn man Enttäuschungen vermeiden will.

Wie dem aber auch sei, wir haben in den hochfesten Schrauben ein neues Verbindungsmittel, das sich bewährt hat, sofern es korrekt angewendet wird und welches die Reihe der klassischen Verbindungsmittel glücklich ergänzt.

General Report

a) Welding

Effect of Longitudinal Stresses in Fillet Welds

This problem is the subject of two interesting papers. In the first of these, Mr. LOUIS describes the bending tests carried out on built up girders assembled by means of fillet welds located, on the one hand, at mid-height of the web, and on the other hand, at the junctions of the web and the flanges. The flange welds, subjected to longitudinal stresses and to shearing stresses, are always the first to be disrupted, before the web welds which are, practically speaking, only subjected to shearing stresses.

With regard to the further contribution by Mr. FALTUS, it forms a most satisfactory supplement to his paper which appeared in the Preliminary Publication. In this paper the author describes some additional tests carried out with great care on test-pieces in which the ends were bevelled and lap-welded.

All the tests we have just mentioned prove quite clearly that the longitudinal stresses considerably reduce the shearing strength of fillet welds. The problem therefore appears to have been solved from the qualitative point of view; this is not the case, however, for the criterion to be applied in order to

make allowance for this effect of the longitudinal stresses or, in other terms, for the formula expressing the comparative stress in the weld. The latest results obtained by Mr. FALTUS do undoubtedly show good agreement between the measured values and those deduced from the HUBER-VON MISES-HENCKY criterion. However, as Mr. LOUIS points out, the distribution of the longitudinal stresses over the width of the test-piece is not uniform as the calculation assumes. In order to reach a valid conclusion as to the criterion to be applied, it would be necessary to determine the state of stress in the weld experimentally.

It may be observed in passing that the method of estimating the comparative stress has, as a general rule, only a very slight effect upon the size of the welds and hence on the economy of a structure.

Brittle fractures

Although this problem was not dealt with at the Congress, we venture to revert to the matter briefly here on account of its importance.

What is the present state of our knowledge in regard to the brittleness of steels? A very large number of experimental results on notched test-pieces, that is to say, of resilience tests or other more or less similar tests, are available. On the other hand, adequate data are lacking on the behaviour of the members of welded structures, or more precisely on the behaviour of the steels under the conditions to which the structural members are subjected. Furthermore, we do not know the underlying causes of the phenomena connected with brittleness and the laws which govern them, although a great many theories have already been suggested.

For the engineer concerned with practical considerations, the problem of brittleness obviously arises under a more restricted aspect: for him it is mainly a question of selecting the grade of steel to be employed in a given case.

In the metallurgical field, highly satisfactory progress has been achieved during the last few years and for each type of steel the user now has available different grades, characterised by a varying degree of reliability in regard to brittle fracture. Classification is usually effected by means of resilience tests of increasing severity, such as are prescribed, for example, in various standard specifications which have recently come into force. Although the present position is far better than that which existed previously, it must nevertheless be questioned whether it is entirely satisfactory that the classification of steels should be based solely on resilience tests carried out on metal not affected by welding. We are, in fact, fully aware that other properties of the metal may, more or less directly, exert an influence. Supplementary tests, in particular on the weld and the transition zone, will consequently often be necessary.

Even assuming that steels could be classified reliably by means of simple resilience tests and that, furthermore, there is a well-defined relationship

between the behaviour of steel characterised by test-pieces and its tendency to brittleness under the conditions prevailing in the structure, it would still remain necessary, in order to determine the choice of the steel with full knowledge of all the facts, to establish that relationship in a precise manner. Since we have no theoretical bases, we must have recourse to experimental methods in order to determine *quantitatively* the effect of the various factors which exert an influence. Let us hope therefore that research in this field will be intensified. We should point out, however, that the problem of the choice of the grade of steel cannot be solved in a quasi-mathematical manner and that, in our opinion, a certain latitude must always be left for discrimination by the engineer in the light of his experience.

Quality and Control of Welded Constructions

In his paper, Mr. FALTUS gives some further information to complement the papers published in the Preliminary Publication and confirms their conclusions. The importance and, indeed, the urgent need of an appropriate design, careful preparation and thorough inspection of welded constructions, would therefore appear to compel recognition. It remains, however, to determine the extent to which these principles are employed in practice. We cannot conceal a certain degree of scepticism in this matter and we consider that much still remains to be done in this field.

In the Preliminary Publication, we raised the problem, which is partly economic, of the relationship between the requirements of inspection (or more generally of the care exercised in fabrication) and the permissible stresses. It is well known, for example in boiler-making, that it is current practice to make the welding coefficients depend upon the extent of the radiographic examinations, upon whether or not a stress relief heat treatment has been carried out, etc. It would be interesting to learn the opinions on this matter of the experts belonging to the various member countries of our Association.

b) High-Strength Bolts

In the Preliminary Publication we attempted to give a brief survey of the problems arising from connections fastened by means of bolts of high tensile strength; here we shall confine ourselves to emphasising certain particularly important points which have been the subject of papers read at the Congress.

We shall consider, first of all, those connections which are subjected to stresses acting *perpendicularly to the axis of the bolts*, that is to say, joints subjected to shear stresses.

There are two ways of conceiving the mode of action of these connections, or more precisely of calculating them and of estimating their safety. They may

first of all be regarded as acting only by *friction;* the stresses are then transferred solely by frictional forces acting between the contacting surfaces, which are clamped tightly together as a result of powerful pre-stressing. In this case the clamping and frictional forces are the basic data of the problem and the safety of the connection is determined in relation to the load which causes slipping of the assembly. The permissible load on a bolt therefore amounts to the product of the clamping force multiplied by the coefficient of friction; this product must be divided by an adequate safety factor.

This method of calculating the strength is the only method applicable in the case of connections subjected to fatigue stresses or for which considerable slip would be undesirable for other reasons.

When the stresses are static, on the other hand, slip does not correspond to the ultimate strength of the connection; after slip, the bolts come into contact with their holes and are subjected to shear stress and to lateral pressure, like rivets or ordinary bolts. At the limit, the breaking load, appreciably greater than that causing slip, will be practically independent of the value of the pre-load to which the bolt is tightened and of the coefficient of friction. The calculation of the permissible stress is therefore carried out in this case as for rivets and ordinary bolts; the permissible shear-stresses of the bolt shafts will, however, be greater, because we are dealing with a steel of high tensile strength.

This distinction between "*friction type*" connections and "*bearing type*" connections has been adopted in the new American regulations relating to high strength bolts, based partially on tests conducted at Lehigh University which are described by Mr. THÜRLIMANN in his paper.

On the continent of Europe, a more reserved attitude seems to be adopted which is satisfied to regard the increase in strength between slip and break as a welcome margin of safety, which would, if necessary, in the case of static stresses, justify a relatively low safety coefficient in relation to slip.

In order to facilitate understanding of these two points of view, it is advisable to draw attention to the analogy existing between the characteristic diagram for the tensile test on a mild steel test-piece and that which represents the relative displacement of a connection made with high strength bolts, subjected to a gradually increasing static stress. To the elastic range of the elongation of the test-piece there will correspond the range of pure friction of the connection: to the yield level corresponds the slip level and to the strain hardening the range of strength of the connection after slip (see fig. 5 and 6 in the article by Mr. THÜRLIMANN). The American procedure for calculating high strength bolts would therefore correspond, on the foregoing analogy, to the determination of the permissible stresses for the steels on the basis of their breaking strength and not on their elastic limit, which is often considered as a criterion in steel construction on account of the considerable elongations which are characteristic of the yield level.

The essential difference between the American specifications and those hitherto established in Europe does not, after all, reside in this method of calculating safety; a comparison of the stresses permitted in the bolts shows, in fact, that the American and German values, for example, are not very far apart. The difference between them consists far more in the *requirements regarding the state of the contacting surfaces* — a state which largely determines the coefficient of friction. In the United States, for bearing type connections, little importance is attached to friction and the precautions prescribed are somewhat sketchy; even for friction type connections only painting and galvanizing are prohibited. In Europe, on the contrary, a treatment by sand-blasting or the removal of scale with an oxy-acetylene torch is required in the existing standard specifications, in order to ensure a high and uniform coefficient of friction.

It is not our province to settle the problem. Only the future — and the experience gained — will make it possible to say whether the European regulations are too severe or whether, from the moment that the advantages of a connection without slip are deliberately abandoned, it is not simpler and more economical to have recourse to ordinary bolts.

In the Preliminary Publication, some mention has already been made of the great rigidity of connections made by means of high strength bolts; the deformability of a bolt acting by friction is much less than that of a rivet subjected to shear forces and the distribution of the stresses in a line of bolts is far from being uniform. A certain degree of equalisation can only result from slight relative slidings between the bolts. In the Preliminary Publication we raised the question of the possible effect which these small slips might have upon the *fatigue strength* of a connection. The problem is treated in the paper by Mr. BEER. Tests carried out in Austria, on connections subjected to repeated stresses, close to the stress causing slip, showed neither gradual "walking", nor progressive reduction in strength. As the tests in question were very rapid pulsating tests, it might be assumed that slow application and removal of the load would give less favourable results; in course of time the asperities which, according to Mr. BEER, seem to ensure the clamping together of the contacting surfaces, might break as a result of fatigue, and this would reduce the coefficient of friction. Obviously this is only an hypothesis and an extension of our knowledge regarding the *actual mechanism of friction* is urgently required.

Let us now consider fastenings comprising bolts subjected to external forces acting parallel to their axes, that is to say to fastenings subjected to tensile or bending stresses. The papers by Mr. BEER and by Mr. STEINHARDT bring fresh developments on this subject. The connections in question are mainly joints subjected to bending stresses, constructed by means of butt straps fastened with high strength bolts. Since the bolts are tightened with a considerable pre-load, these fastenings are much less deformable that the usual fastenings of the same type made by means of ordinary bolts which, for

practical purposes, may be regarded as hinges. Fastenings by means of high strength bolts make it possible, on the contrary, to reckon on a certain degree of fixed-end effect. As Mr. STEINHARDT points out, continuity is not, however, complete and it is necessary to introduce into the calculations a factor characterising the actual deformability of fastenings subjected to bending [1]). It may be questioned whether the constantly increasing application of welding in the work of erection will not restrict the use of this kind of bolted fastening; welding enables perfectly rigid joints to be constructed.

In conclusion, let us direct our attention to the method of tightening by the "turn of the nut". This consists, as is well known, in forcing the shaft of the bolt to undergo an elongation corresponding to a stress exceeding the conventional elastic limit but, owing to the plastic properties of the steel, considerably below the elongation at break. This process is mainly employed in the United States where wide use is made of pneumatic wrenches which are not well adapted to the accurate determination, necessitated by the conventional method, of the moment of tightening. The paper by Mr. BEER shows that the "*turn of the nut*" method is now being introduced into Europe.

As we have already indicated in the Preliminary Publication, it is, however, open to question whether such high claims for high strength bolts can be accepted without demur. We have in mind, more particularly, the problems of relaxation and creep, both as regards the bolt itself and the assembled parts. As Mr. STEINHARDT points out in his paper, it has proved necessary, in Germany, in order to avoid a loss of clamping force, to limit the pressures between the head — or the nut —, the washer and the base material. It will consequently be interesting to see how American joints, sometimes fastened with a single washer, will behave in course of time. In our opinion, a degree of caution is essential in this field if disappointing results are to be avoided.

However, this may be, prestressed high strength bolts constitute a new means of fastening which has successfully stood the test of practical experience when correctly applied and which forms a useful addition to the range of older methods of joining members.

---

[1]) The connections in question are therefore semi-rigid, like those, obtained by riveting, which are described in the article by Mr. MAUGH (Theme III).

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa1

Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Scher- und Normalkräften beansprucht werden

Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Longitudinal Stresses and to Shear

Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par des cisaillements

F. FALTUS
Prof. Ing. Dr., Dr. Sc., Prag

In seinem Beitrag [1]) versuchte der Autor zu zeigen, daß die Tragfähigkeit von Kehlnähten wesentlich von der Beanspruchung der Teile abhängt, die sie verbinden. Zum Nachweis wurden Zerreißversuche mit überlappt geschweißten Probekörpern ausgeführt. Die Ergebnisse zweier Versuchsreihen mit verschiedenem Grundmaterial bestätigten zwar die Überlegungen, die Streuung war jedoch ziemlich groß.

Es wurden daher mit großer Sorgfalt weitere Probekörper geschweißt. Verwendet wurden Bleche von 20 und 30 mm Stärke und verschiedener Breite. Die Überlappungslänge war in allen Fällen $l = 10\,a$. Die Schweißnahttiefe war $t = 2$ bzw. $t = 3$ mm.

In dem Diagramm Fig. 1 ist die Vergleichsspannung σ_s in der Schweißnaht als Funktion der Längsspannung $\sigma_\parallel$ aufgetragen. Es ist $\sigma_{s\,\mathrm{I}}$ die Vergleichsspannung ohne Berücksichtigung und $\sigma_{s\,\mathrm{II}}$ diejenige mit Berücksichtigung der Längsspannung $\sigma_\parallel$. — Der Berechnung wurden die an den einzelnen Probestücken durch Messung festgestellten durchschnittlichen Größen a, b und t zugrundegelegt. Dies ist insbesonders wichtig für die Schweißnahttiefe t, da diese bei Handschweißung nach der eingehaltenen Lichtbogenlänge schwankt.

Zu den im Vorbericht angeführten Formeln ist hinzuzufügen, daß l die Überlappungslänge (hier $l = 10\,a$) und c die wirkliche Länge der Schweißnaht, $c = \sqrt{l^2 + a^2}$, bedeuten.

---

[1]) Siehe „Vorbericht" IIa1, Seite 239.

Die neuen Ergebnisse bestätigen die früher gemachten Ausführungen und weisen darauf hin, daß bei der Festigkeitsprüfung von Schweißverbindungen darauf geachtet werden muß, daß im Augenblicke des Bruches der Schweißnaht auch das Grundmaterial nahe an der Grenze seiner Tragfähigkeit ist, wenn nicht größere Festigkeiten vorgetäuscht werden sollen. Der Unterschied beträgt immerhin mehr als 15 %.

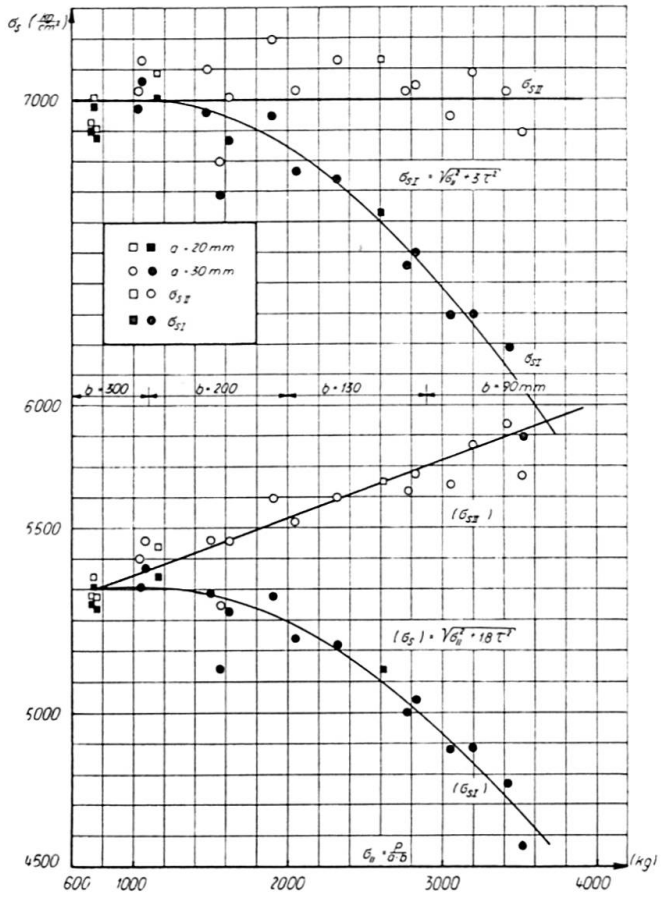


Fig. 1.

Es soll noch auf die große Festigkeit der Schweißnähte kleinen Querschnittes, die mit basischen Elektroden ausgeführt wurden, hingewiesen werden. Eine Abstufung der zulässigen Beanspruchung nach der Stärke von Kehlnähten scheint jedenfalls wünschenswert.

Gemäß der Anregung von Prof. Louis sind in dem Diagramm auch die Werte eingetragen, die man bei der Berechnung der Vergleichsspannung nach der ISO-Formel $(\sigma_s) = \sqrt{\sigma^2 + 1{,}8\,\tau^2}$ für die Berechnung von Kehlnähten erhält. Es ist $(\sigma_{s\,\mathrm{I}})$ die Vergleichsspannung ohne Berücksichtigung der Längsspannungen $\sigma_\parallel$, $(\sigma_{s\,\mathrm{II}})$ mit deren Berücksichtigung.

Ein Grund dafür, daß in $\sigma_s = \sqrt{\sigma^2 + n\,\tau^2}$ für Kehlnähte der kleine Wert $n = 1{,}8$ erscheint, ist z. T. auch darin zu suchen, daß bei der Berechnung der

Kehlnähte mit dem theoretischen Querschnitt gerechnet wird, während zufolge des Einbrandes der Querschnitt größer und das wirkliche τ kleiner ist. Die Spannung $\sigma_{\parallel}$ wird von der Querschnittsgröße nicht beeinflußt. Bei unseren Versuchen wurde der Querschnitt direkt gemessen, es scheint daher die Wahl eines Faktors $n > 1{,}8$ korrekter.

Zusammenfassung

Als Nachtrag zur gleichnamigen Veröffentlichung im «Vorbericht», Seite 239, werden hier noch die Ergebnisse weiterer Zerreißversuche mit überlappt geschweißten Probekörpern mitgeteilt. Die Ergebnisse bestätigen die früher gemachten Ausführungen.

Weiterhin wird auf die große Festigkeit der Schweißnähte kleinen Querschnittes, die mit basischen Elektroden ausgeführt wurden, hingewiesen. Eine Abstufung der zul. Beanspruchung mit der Dicke von Kehlnähten scheint wünschenswert.

Summary

As an addendum to his contribution in the "Preliminary Publication", page 239, the author is desirous of reporting the results of further tests to failure carried out on lap-welded test pieces. These results confirm the author's previous conclusions.

The author also draws attention to the high strength of fillets of small dimensions deposited with basic-coated electrodes. It would seem advisable to allow the permissible stresses in fillet welds to vary with their thickness.

Résumé

En complément à sa contribution parue dans la «Publication Préliminaire», page 239, l'auteur expose encore les résultats d'essais ultérieurs de rupture, effectués sur des éprouvettes soudées par recouvrement. Ces résultats confirment les conclusions déjà présentées.

L'auteur attire encore l'attention sur la résistance élevée des cordons de faibles dimensions, déposés avec des électrodes à enrobage basique. Il paraît souhaitable de faire varier les contraintes admissibles des cordons d'angle en fonction de leur épaisseur.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa2

Discussion - Diskussion - Discussion

Die Wirtschaftlichkeit der Ausführungsqualität bei geschweißten Stahlbrücken (D. C. C. Dixon, IIa4) [1]

Qualitätskontrolle bei der Herstellung von geschweißten Stahlbrücken (J. D. Thompson, IIa6) [2]

The Economics of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges (D. C. C. Dixon, IIa4) [1]

Control of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges (J. D. Thompson, IIa6) [2]

Economie et qualité dans la fabrication des ponts métalliques soudés (D. C. C. Dixon, IIa4) [1]

Contrôles de qualité dans la construction des ponts métalliques soudés (J. D. Thompson, IIa6) [2]

F. FALTUS
Prof. Ing. Dr., Dr. Sc., Prag

In diesen Beiträgen, die sich glücklich ergänzen, wird in dankenswerter Weise eine Übersicht über die Ausführung und die Kosten der Kontrolle geschweißter Stahlbrücken gegeben.

Die Ausführungen gelten natürlich auch für andere wichtige und hochbeanspruchte Konstruktionen. Wie Ch. Dubas in seiner Arbeit «Quelques aspects de l'influence exercée par la grosse chaudronnerie sur la charpente métallique soudée en Suisse» zeigt, ist der Fragenkomplex auch im Kesselbau und Druckbehälterbau ähnlich, nur daß dort noch die große Variabilität des Materials vom Kohlenstoffstahl bis zu den hochlegierten Stählen erschwerend

---

[1]) Siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire», p. 267.

[2]) Siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire», p. 297.

hinzutritt. Qualitätsarbeit macht sich bezahlt und eine strenge Kontrolle ist notwendig.

Es ist jedoch ebenso wichtig oder vielleicht noch wichtiger, die Voraussetzungen für eine einwandfreie Arbeit der Schweißer zu schaffen. Hiezu gehören vor allem gutes Anlernen und Prüfen der Schweißer selbst, Kontrolle der Elektroden, des Schweißpulvers und der gesamten Einrichtung und natürlich auch die Wahl und Abnahme des Grundmaterials.

Die wichtigste Kontrolle ist, nach meiner Erfahrung, die Kontrolle der Konstruktion im gehefteten, zum Schweißen vorbereiteten Zustand. In diesem Zeitpunkt kann man am einfachsten und zuverlässigsten feststellen, wie die Vorbereitung der Schweißfugen den Anforderungen entspricht.

Für Handschweißung können größere Abweichungen von den Sollmaßen der Schweißnahtfugen zugelassen werden als bei Unterpulverschweißung. Das leistungsfähigste Schweißverfahren, die Unterschlackenschweißung, stellt nur sehr geringe Anforderungen an die Genauigkeit der Schweißnahtfugenvorbereitung. Für Handschweißung ist die Vorbereitung der Schweißkanten mit maschinellen Schneidbrennern in den meisten Fällen zulässig. Es kann jedoch von Wichtigkeit sein, gewisse Kanten spanabhebend zu bearbeiten, um für den Zusammenbau eine genaue und verläßliche Bezugslinie zu schaffen.

Wenn das Schweißverfahren erprobt ist und der Schweißparameter und der Schweißplan verläßlich eingehalten werden, scheint eine 100%ige Röntgenkontrolle überflüssig. Dies um so mehr, als die Röntgen- oder Gammaaufnahmen die schwerwiegendsten Fehler, d. i. mangelnden Einbrand und feine Risse, nur in seltenen Fällen aufdecken.

Ein sehr geeignetes Mittel, Schrumpfungen und Schrumpfspannungen gering zu halten, ist die Unterteilung der Konstruktion in Untergruppen, die mit kleinen Schweißspannungen und unschädlichen oder leicht zu behebenden Deformationen geschweißt werden können. Beim Zusammenbau der ausgerichteten Untergruppen zur ganzen Konstruktion sind dann nur wenige Schweißnähte zu legen, die nur kleine zusätzliche Spannungen und Verzerrungen verursachen.

Eine wichtige Voraussetzung für die Einhaltung ausgeklügelter Schweißpläne ist die Anwendung von Drehvorrichtungen, die das notwendige Wenden der Stücke erleichtern.

Ich stimme Herrn Thompson zu, daß das Richten durch Anwärmen nur ausnahmsweise angewandt werden soll. Dies soll jedoch nicht bedeuten, daß ein sachgemäßes Richten mit der Flamme eine Verminderung der Sicherheit der Konstruktion mit sich bringt. Man kann einwandfrei auch Konstruktionen aus Stählen großer Festigkeit mit der Flamme richten.

Es kann nicht genügend betont werden, daß die Sicherheit, die Qualität und die Kosten des Bauwerkes in ausschlaggebender Weise von dem Entwurf der Konstruktion und deren Details abhängen.

Der Entwurf, die Berechnung und Ausbildung, die Materialqualität und

die Fertigung geschweißter Bauwerke bilden ein untrennbares Ganzes. Das schwächste dieser Glieder bestimmt die Festigkeit der Kette. Es ist kaum möglich, alle diese Glieder in einer Hand zu vereinigen; es ist jedoch zu wünschen, daß jeder der Partner möglichst viel Verständnis für das Arbeitsgebiet des anderen hat.

Zusammenfassung

In den Beiträgen IIa 4 und IIa 6 wurde eine Übersicht über die Ausführung und die Kosten der Kontrolle geschweißter Konstruktionen gegeben. Nach meinen Erfahrungen scheint mir, natürlich neben der Kontrolle des Materials, der Elektroden und des Schweißpulvers, am wichtigsten die Kontrolle der Konstruktion im gehefteten, zum Schweißen vorbereiteten Zustand.

Es kann nicht genügend betont werden, daß die Sicherheit, die Qualität und die Kosten des Bauwerkes in hervorragendem Maße von dem Entwurf und den Details der Konstruktion abhängen, so daß von den Konstrukteuren eine gründliche Kenntnis der Technologie der Fertigung verlangt werden muß.

Summary

The papers IIa 4 and IIa 6 give a survey of the methods and cost of inspection of welded constructions. Apart from the control of the materials, the electrodes and the protective powder, the author considers, from the experience he has acquired, that the inspection of the work, marked out and ready for welding, is the most important control.

It is impossible to overemphasise the effect of the design and the structural details on the safety, the quality and the cost of a structure. Designers should therefore have a thorough knowledge of the technology of welding.

Résumé

Les mémoires IIa 4 et IIa 6 donnent un aperçu de la réalisation et du coût du contrôle des constructions soudées. A part le contrôle des matériaux, des électrodes et de la poudre de protection, c'est le contrôle de la pièce pointée, prête au soudage, qui paraît le plus important à l'auteur, d'après les expériences qu'il a acquises.

On ne peut souligner assez l'influence de la conception et des détails constructifs sur la sécurité, la qualité et le coût d'un ouvrage. Ainsi les constructeurs devront connaître à fond la technologie de la fabrication.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa3

Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par cisaillement

Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Schub- und Längsspannungen beansprucht werden

Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Longitudinal and Shearing Stresses

H. LOUIS P. GUIAUX
Professeur et Répétiteur à l'Université de Liège

Les Laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège ont procédé, en 1957—1958, à des essais sur des poutres composées soudées sollicitées par flexion. Le profil de ces poutres est donné à la fig. 1.

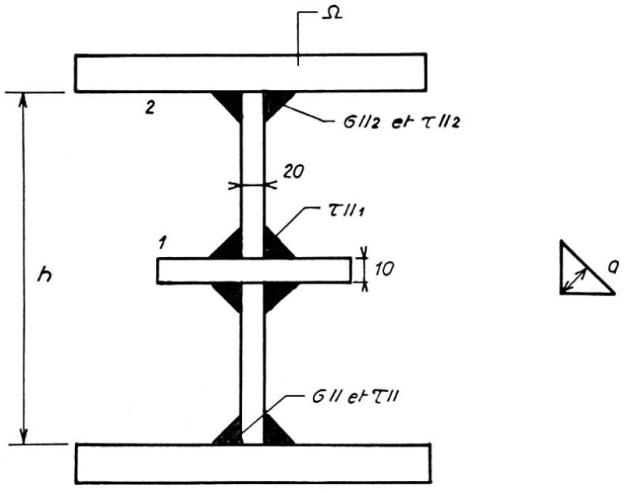


Fig. 1. Profil des poutres d'essai.

Les cordons d'angle (1) situés à mi-hauteur de l'âme sont pratiquement soumis à une tension de cisaillement $\tau_{\parallel}$. Les cordons (2) reliant les semelles à l'âme sont à la fois sollicités par une tension de flexion $\sigma_{\parallel}$ et par une tension de cisaillement $\tau_{\parallel}$. Les dimensions des cordons de soudure sont telles que la tension $\tau_{\parallel}$ est la même pour les cordons 1 et 2.

Les dimensions des cordons et des éléments constituant les poutres sont

déterminées pour que la rupture des cordons ait lieu avant l'entrée en plasticité de l'acier de base, de la nuance 52—62 kg/mm². Les cordons de soudure sont exécutés manuellement avec des électrodes ordinaires et de manière à obtenir une pénétration normale aussi constante que possible. Ils ne sont pas recuits et ils sont usinés afin de réaliser la dimension nominale calculée; des précautions sont prises en vue d'éviter, au cours de l'essai, le déversement de la poutre ainsi que le voilement de l'âme et de la semelle comprimée. Les épaisseurs de gorge des cordons 1 et 2 sont respectivement égales à 5 et à 4 millimètres.

Dans les deux poutres, la rupture est survenue en premier lieu dans les cordons de semelles. La fig. 2 montre un détail de la fissure du cordon de la semelle inférieure dans la zone voisine d'un appui, on y observe un refoule-

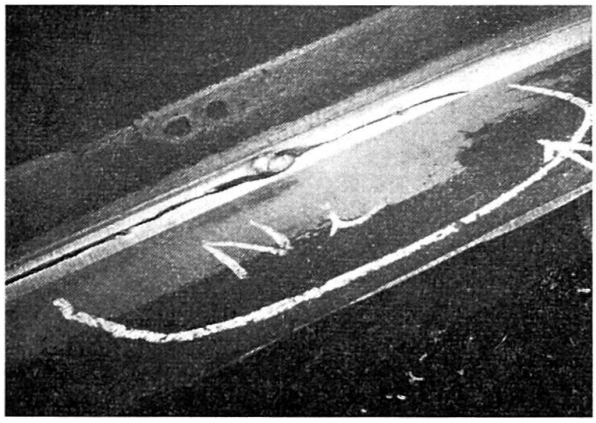


Fig. 2. Rupture du cordon de la semelle inférieure dans la région voisine d'un appui.

Fig. 3. Rupture dans les cordons d'âme et de semelles.

ment du cordon à peu de distance de l'extrémité de la fissure qui s'y propage obliquement. La fig. 3 montre nettement le décalage dans le temps de la rupture des cordons d'âme et de la rupture des cordons de semelle: les glissements des cordons de semelles, particulièrement importants (bas de la figure) ont donné lieu à un refoulement de matière appréciable tandis que le glissement et le refoulement des cordons centraux d'âme sont à peine amorcés, ceci montre nettement que les cordons de semelle se sont rompus en premier lieu.

Ces essais ne permettent pas d'aboutir à une conclusion certaine quant à l'influence d'une tension normale sur la rupture des cordons, toutefois les deux poutres se sont comportées, compte tenu des dimensions mesurées mais non réalisées avec certitude (la pénétration n'a été observée que dans une seule section), comme si la tension normale exerçait une influence sur la rupture des cordons d'angle dont le calcul semble devoir être fait en appliquant un critère de la forme

$$\sqrt{\sigma^2 + k\,\tau^2} \leqq R_{traction}$$

dans lequel le coefficient k est inférieur à 3.

Les essais ingénieux et fertiles en enseignement dont le Professeur FALTUS rend compte dans la Publication préliminaire du Congrès de Stockholm, conduisent à des conclusions identiques à celles qui viennent d'être signalées. En effet, tout en rappelant au début de sa contribution que, aussi longtemps que la limite élastique n'est pas atteinte sous l'action des tensions normale et tangentielle, la tension de comparaison est donnée par

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2},$$

le Professeur FALTUS utilise ce critère à la rupture sous les formes:

$$\sigma_{s1} = \sqrt{\sigma_\perp^2 + 3\tau_\parallel^2} \tag{B}$$

en se limitant aux tensions qu'il appelle de première espèce, et

$$\sigma_{s2} = \sqrt{\sigma_\perp^2 + \sigma_\parallel^2 - \sigma_\perp \sigma_\parallel + 3(\tau_\perp^2 + \tau_\parallel^2)} \tag{C}$$

en prenant en considération les tensions de première et de seconde espèces.

Il signale d'autre part, à juste titre, que la distribution des tensions sur la largeur b de la barre qu'il soumet aux essais n'est pas uniforme et que les pointes de tension (voir fig. 4) au voisinage des soudures sont d'autant plus importantes que la largeur b est plus grande. Il est dès lors logique de s'attendre à des valeurs plus faibles de la tension de comparaison, dont le calcul est basé sur l'hypothèse d'une répartition uniforme des tensions, pour les grandes

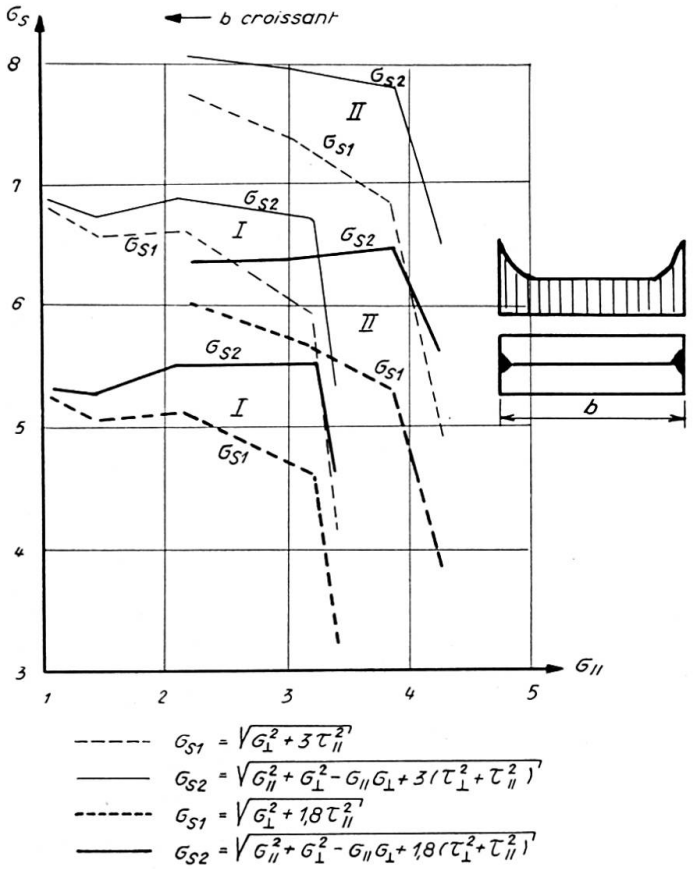


Fig. 4. Résultats des essais du Professeur FALTUS.

valeurs de b c'est-à-dire pour les faibles valeurs de $\sigma_{\parallel}$. Or les courbes de σ_s en fonction de $\sigma_{\parallel}$ (fig. 4) basées sur les critères (B) et (C) montrent, particulièrement dans la série II des essais, une décroissance de σ_{s2} quand $\sigma_{\parallel}$ croît. Au contraire lorsqu'on admet le critère

$$\sigma_{s2} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp}\sigma_{\parallel} + 1{,}8\,(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$

on obtient des courbes de σ_{s2} en fonction de $\sigma_{\parallel}$ (fig. 4) légèrement croissantes.

A la condition de considérer une valeur de k inférieure à 3, de l'ordre de 1,8 à 2, les essais du Professeur FALTUS confirment, avec beaucoup de netteté, les conclusions probables auxquelles nos essais de flexion sur poutres composées soudées avaient permis d'aboutir.

Résumé

Le comportement de poutres d'essai composées soudées soumises à flexion montre que les contraintes longitudinales ont une influence sur la rupture des cordons d'angle. Pour satisfaire aux résultats des essais, les cordons d'angle devraient être calculés suivant la formule:

$$\sqrt{\sigma^2 + k\tau^2} \leqq R_{traction} \qquad \text{avec } k \leqq 3.$$

La variation de la tension de comparaison en fonction de la contrainte longitudinale basée sur $k = 1{,}8$ est en meilleure conformité avec les essais de M. FALTUS que celle basée sur $k = 3$.

Zusammenfassung

Biegeversuche, ausgeführt an geschweißten Trägern, zeigen den Einfluß der Längsspannungen auf den Bruch von Kehlnähten. Auf Grund der Versuchsergebnisse sollten die Kehlnähte nach folgender Formel berechnet werden:

$$\sqrt{\sigma^2 + k\tau^2} \leqq R_{Zug} \qquad \text{mit } k \leqq 3.$$

Wenn die Vergleichsspannung in Funktion der Längsspannung mit $k = 1{,}8$ statt mit $k = 3$ aufgezeichnet wird, ergibt sich eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von Herrn FALTUS.

Summary

The behaviour of composed beams assembled by welding and tested by flexion shows an influence of normal stresses in the failure of fillet welds. To agree with the results of these tests, fillet welds should be designed according to the following formula:

$$\sqrt{\sigma^2 + k\tau^2} \leqq R_{traction} \qquad \text{with } k \leqq 3.$$

Graphs of the comparative stress versus the normal stress show, with $k = 1{,}8$ a better agreement with Mr. FALTUS's tests than with $k = 3$.

IIb1

Einige Gesichtspunkte zur Anwendung hochfester, vorgespannter Schrauben

Some Aspects of the Use of High Tensile Bolts in Metallic Structures

Quelques aspects de l'application des boulons à haute résistance

HERMANN BEER
o. Prof. Dr. techn., Graz

A. Einleitung

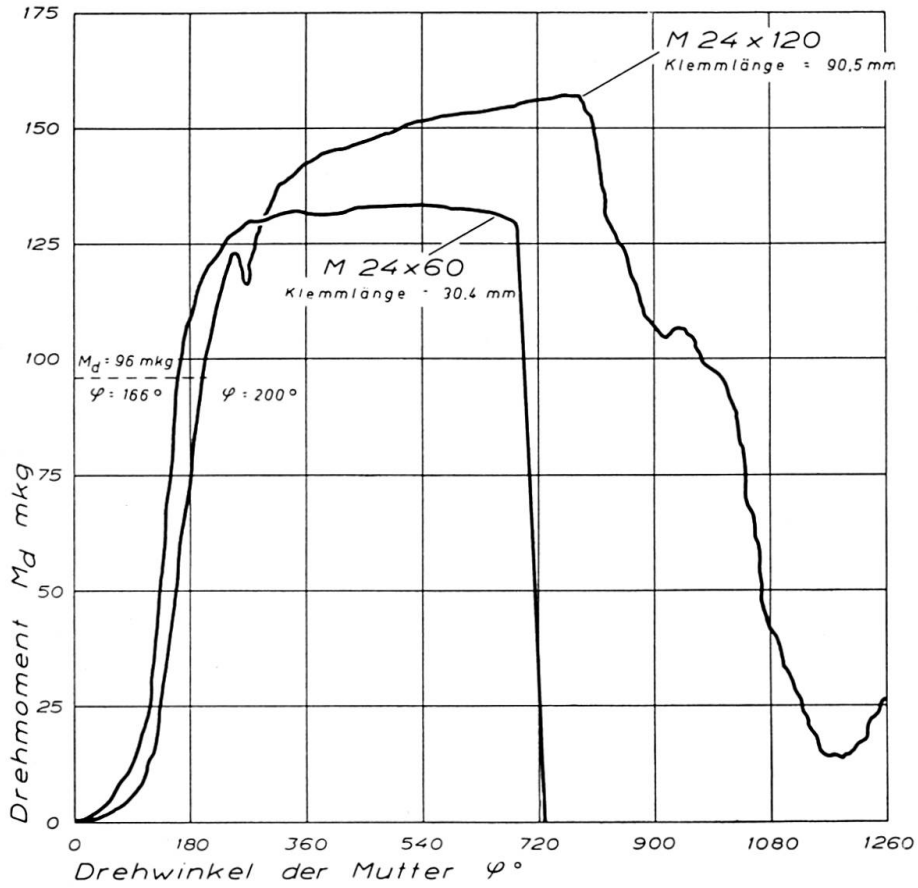
Die richtige Anwendung der neuen Verbindungsart im Stahlbau — die mit Hilfe von hochfesten, vorgespannten Schrauben die Übertragung der Stoß- und Anschlußkräfte ausschließlich durch Reibung bewirkt — wirft eine Reihe von Fragen auf, von denen hier drei eingehender besprochen werden sollen:

1. Die Erzielung der erforderlichen Vorspannung durch Festlegung eines bestimmten Umdrehungsmaßes erfordert die Kenntnis des elastisch-plastischen Verhaltens der Schraube bis zum Bruch als Funktion dieses Umdrehungsmaßes. An Hand von Abwürgediagrammen werden dieses Verhalten im Laboratoriumsversuch eingehend studiert und die Versuchsergebnisse diskutiert sowie ein Vorschlag für die praktische Ausführung gemacht.
2. Das Verhalten der Reibungsverbindung bei wiederholt von einer geringen Spannung auf die maximale Oberspannung anschwellender Belastung ist sehr wichtig für die Festlegung der Gleitsicherheit und zur Klärung der Frage des Lochspiels. In Österreich ausgeführte Versuche mit mehrreihigen HV-Verbindungen bei einer Oberspannung in der Nähe der Gleitgrenze werden eingehend besprochen und aus den Ergebnissen Schlußfolgerungen gezogen.
3. Statik und Konstruktion der Anschlüsse und Stoßverbindungen mit HV-Schrauben müssen neu entwickelt werden und dürfen nicht einfach die Prinzipien der Nietverbindungen übernehmen. Der Verfasser bringt hierzu einige Vorschläge, die dieser Entwicklung Rechnung tragen.

B. Abwürgeversuche

Zur Erzeugung der notwendigen Reibungskraft an den Kontaktflächen der Verbindung müssen die Schraubenbolzen längsvorgespannt werden. Diese Vorspannung wird erzielt durch die Aufbringung eines Drehmomentes an der Schraubenmutter oder am Schraubenkopf, wobei entweder eine direkte Ablesung dieses Drehmomentes an einer Anzeigevorrichtung möglich ist oder auf die Größe des Drehmomentes aus dem Umdrehungsmaß geschlossen werden kann. Letztere Form der Drehmomentenbestimmung soll hier behandelt werden. Sie geht auf die in den USA seit längerer Zeit gebräuchliche "one turn method" zurück, wobei jedoch bei einer vollen Umdrehung die Schraubengewinde im allgemeinen schon plastische Verformungen aufweisen, so daß es ratsam ist, den Drehwinkel auf das erforderliche Maß zu beschränken.

Während die untere Grenze des Umdrehungsmaßes durch die mindestens einzuleitende Vorspannung festgelegt ist, ergibt sich die obere Grenze aus der Forderung einer ausreichenden Sicherheit gegen das Abwürgen der Schraube. Ferner muß noch das Langzeitkriechen des Schraubenschaftes, welches zu



ABWÜRGSCHAUBILDER FÜR SCHRAUBEN M 24

Fig. 1.

einem Vorspannverlust führen könnte, berücksichtigt werden. Eine theoretische Erfassung dieses Problems ist wegen der verwickelten Reibungsverhältnisse und Spannungszustände im Gewindeteil, Mutter und Unterlagscheibe kaum möglich, so daß zu Versuchen geschritten werden mußte. Diese sogenannten «Abwürgeversuche» waren Gegenstand eines Versuchsprogrammes der Schraubenfabrik Brevillier & Co. und A. Urban & Söhne, Wien, wobei die Versuche selbst an der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der TH Wien ausgeführt wurden.

In Fig. 1 sind die Abwürgediagramme (Drehmoment als Funktion des Umdrehungswinkels) für zwei Schrauben M 24 der Güte 10 K (nach DIN 267) dargestellt, wobei zum Vergleich zwei verschiedene Klemmlängen, und zwar 30 und 90 mm gewählt wurden. Die Schraubenmutter wurde zunächst «handfest» angezogen und sodann mit einer Torsionsmaschine allmählich bis zum Bruch der Schrauben (Abwürgen) verdreht. Man erkennt deutlich die zunächst stärkere Zunahme des Umdrehungsmaßes bis zum Spannungssitz der Schraube und hierauf einen praktisch linearen Anstieg des Drehmomentes mit dem Umdrehungswinkel über das Solldrehmoment von 96 mkg hinaus bis etwa auf dessen 1,3-fachen Wert (bei Klemmlänge 30 mm). Das erforderliche Solldrehmoment wurde hierbei nach den zur Zeit noch gültigen «Österreichischen Richtlinien» unter Annahme einer 1,4-fachen Sicherheit gegen Gleiten der Reibungsverbindung ermittelt. Beim Fall der Schraube mit 30 mm Klemmlänge findet nun nach Überschreiten der 1,3-fachen Sollvorspannung ein ausgesprochener Plastizierungsvorgang im Gewinde statt, der bei nahezu konstant, aber wirksam bleibendem Drehmoment einen starken Anstieg des Drehwinkels zeigt. Der Bruch der Schraube erfolgt nun plötzlich im Schaft (Gewindeteil) unter völligem Vorspannverlust bei zwei ganzen Umdrehungen der Schraube.

Das Diagramm für die Schraube von 90 mm Klemmlänge zeigt einen stärkeren, wenn auch relativ flachen Anstieg des Drehmomentes, der durch eine

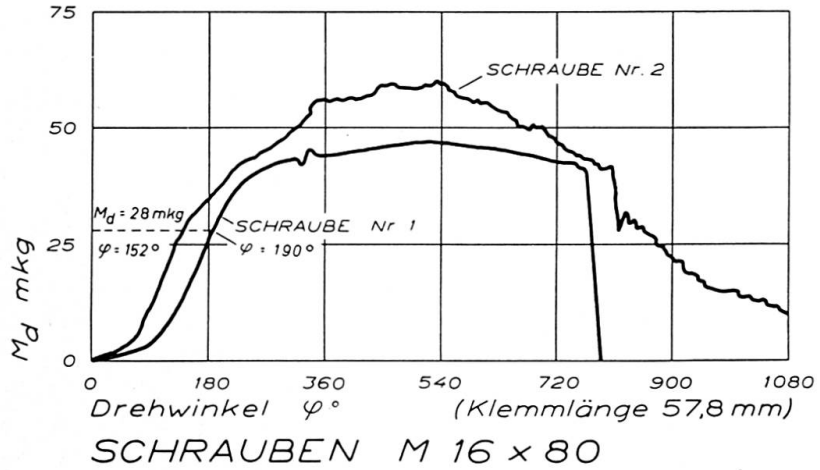


Fig. 2.

Teilplastizierung erklärbar ist, und sodann einen allmählichen Abfall dieses Momentes bei weiterer Zunahme des Umdrehungswinkels. Es zeigt sich jedoch keine ausgesprochene Brucherscheinung. Dieser Kurvenverlauf ist nur dadurch erklärlich, daß der Plastizierungsvorgang im Gewinde selbst den Abfall der Vorspannung einleitet, eine Tatsache, die auch aus den Versuchsergebnissen klar erkennbar war.

Bei einer mittleren Klemmlänge von etwa 58 mm (Fig. 2) kann sowohl der Schaftbruch (Schraube Nr. 1) als auch die Gewindeverdrückung (Schraube Nr. 2) eintreten, wie dies Versuche mit Schrauben M 16 gezeigt haben. Etwa 30 Versuche haben jedoch eine starke Streuung der Grenzklemmlänge zwischen Gewinde- und Schaftbruch ergeben. Offensichtlich haben ganz feine Unterschiede in der Gewindebeschaffenheit schon Einfluß auf die Bruchform. Hingegen tritt auch bei Schrauben M 16 die geschilderte Tendenz deutlich in Erscheinung (Fig. 3), wobei an diesen Kurven Linearanstieg und Fließbereich nicht so scharf abgegrenzt sind. Insbesondere fällt auf, daß auch nach drei Umdrehungen bei der Schraube mit 58 mm Klemmlänge noch ein erhebliches Drehmoment aufgenommen wird, während die Schraube mit 20 mm Klemmlänge den charakteristischen Steilabfall bei zwei Umdrehungen zeigt.

Zur Beurteilung der Klemmkraft selbst ist die Dehnung ϵ % als Funktion

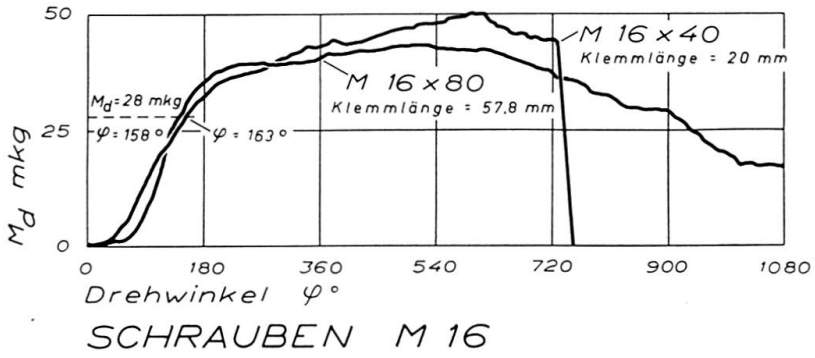


Fig. 3.

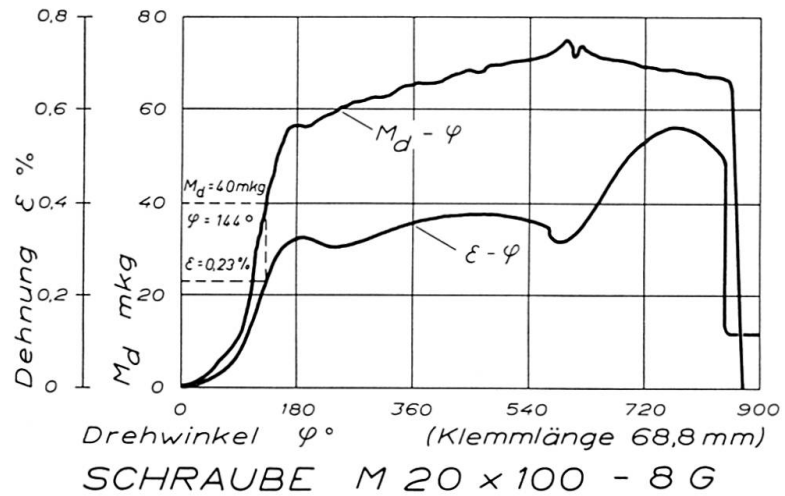


Fig. 4.

des Umdrehungswinkels aufgetragen. Man erkennt für das weichere Material 8 G (Fig. 4) einen Verlauf der ϵ-φ-Kurve, der bis etwa $1\,^1/_2$ Umdrehungen jenem der M_d-φ-Kurve ähnlich ist. Sodann findet jedoch infolge stärkerer Plastizierung ein weiterer Dehnungsanstieg bei leichtem Abfall des Drehmomentes statt, worauf schließlich der plötzliche Bruch eintritt. Das härtere Material 10 K zeigt diesen Drehmomentenanstieg nach der ersten Umdrehung nicht (Fig. 5), so daß der Dehnungsanstieg fortfällt und ein flaches Ausklingen der ϵ-φ-Kurve die Folge ist.

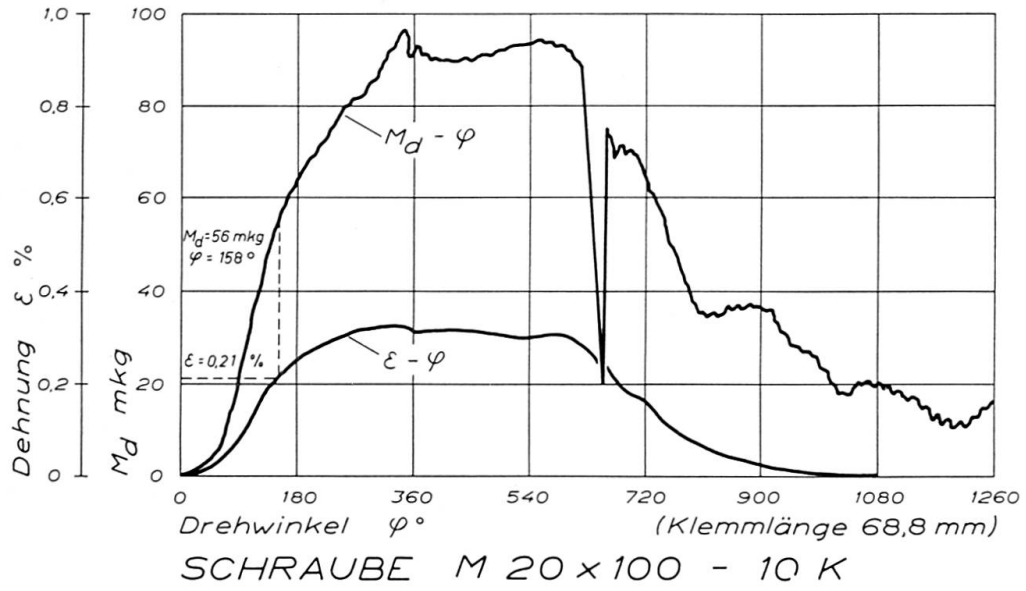


Fig. 5.

Das Ergebnis von etwa 30 Versuchen und ihre Deutung kann folgend zusammengefaßt werden:

a) Sämtliche Abwürgediagramme zeigen eindeutig, daß nach Spannungssitz der Schraube eine halbe Umdrehung genügt, um die erforderliche Vorspannkraft der Schraube mit Sicherheit zu erreichen.
b) Die zugehörige Dehnung im Schraubenschaft liegt hierbei zwischen 0,2 % und 0,3 %, so daß eine stärkere Plastizierung noch nicht anzunehmen ist.
c) Ein Nachlassen der Vorspannung infolge Langzeitkriechen konnte bei einer halben Umdrehung nicht festgestellt werden.
d) Bei Anwendung der Methode der «halben Umdrehung» nach Spannungssitz ist eine große Sicherheit der Schraube gegen Abwürgen vorhanden.

Die Untersuchungen bezogen sich bisher auf die üblichen verlaschten, einteiligen oder mehrteiligen Stoßverbindungen. Bei Anschlüssen von relativ steifen Konstruktionsteilen mit ungenauer Passung oder mit Schrumpfverformungen aus dem Schweißprozeß kann nach dem Spannungssitz noch ein gewisses Umdrehungsmaß dazu verbraucht werden, um die Kontaktflächen satt aneinander zu pressen. Man muß in diesen Fällen entweder den Spannungs-

sitz durch stärkeres Voranziehen soweit erzwingen, daß die Kontaktflächen sich berühren oder aber für Typenanschlüsse eine Eichung des Umdrehungsmaßes mit Hilfe eines Drehmomentenschlüssels vornehmen.

Die unerläßliche Voraussetzung für die klaglose Anwendung der hier entwickelten Gesichtspunkte in der Praxis ist jedoch die Gleichmäßigkeit in der Schraubenherstellung, die sorgfältige Ausrundung der Übergänge und die Abfasung der Unterlagscheibe.

C. Lastwechselversuche

Sowohl die statische als auch die Ermüdungsfestigkeit der HV-Verbindung sind sehr eingehend von O. STEINHARDT und K. MÖHLER[1]) untersucht worden. Die bei diesen Versuchen erzielten Ergebnisse lassen aber noch keinen Schluß auf das Verhalten dieser Reibungsverbindung bei wiederholter Belastung (Schwellbelastung) zu, die in der Nähe der Gleitgrenze liegt. Dieses Verhalten ist jedoch unbedingt zu klären, um die Frage beantworten zu können, ob ein schrittweises Gleiten (Wandern) an den Kontaktflächen möglich ist. Damit in engem Zusammenhang stehen auch die Festsetzungen für das zulässige Lochspiel und die erforderliche Sicherheit gegen Gleiten der Verbindung.

Es wurden daher im Auftrage des Österreichischen Stahlbauverbandes bei der VÖEST in Linz einschlägige Versuche durchgeführt, deren wesentliche Ergebnisse hier gebracht werden. Fig. 6 zeigt die Versuchsanordnung mit sechs hintereinander gereihten Schrauben M 20 der Materialgüte 10 K. Das Lochspiel wurde mit 2 mm festgelegt und die Löcher der Laschen gegenüber jenen des Mittelteiles, wie aus dem Teilschnitt der Fig. 7 ersichtlich ist, so versetzt, daß das volle Lochspiel als eventueller Wanderweg zur Verfügung steht. Fig. 8 zeigt die Anordnung der Marken zur Beobachtung des Gleitens.

Vor der Festlegung der Oberlast für die Schwellbeanspruchung wurden

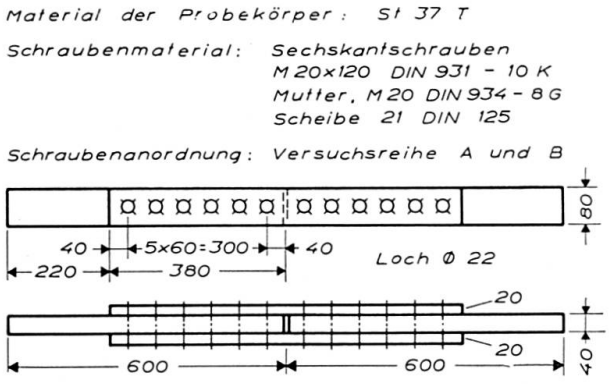


Fig. 6.

[1]) STEINHARDT, O. und MÖHLER, K., Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, H. 18 und H. 22.

die Reibungsbeiwerte einzelner Proben ermittelt. Sie sind in Tabelle 1 zusammengestellt und liegen sämtlich über dem für den hier verwendeten Baustahl St 37 geforderten Wert. Tabelle 2 zeigt das Ergebnis der Schwellzugversuche mit geringer Lastspielzahl ($n \leqq 100$), wobei die Oberlast zwischen 50 t und 60 t variierte.

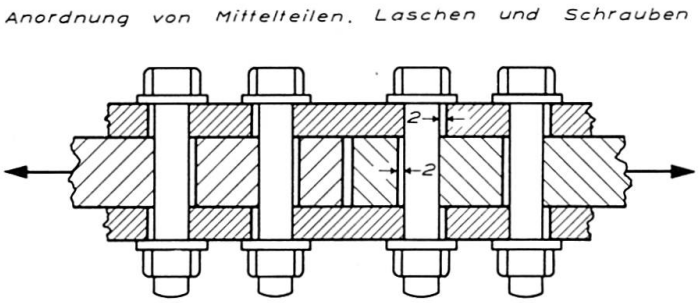


Fig. 7.

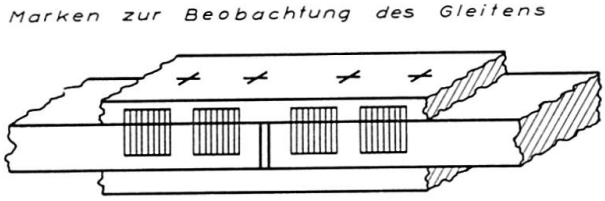


Fig. 8.

Tabelle 1. Ergebnisse der Probenreihe A (Zugversuch mit einmaliger Belastung bis zur Gleitlast)

Probe Nr.		Vorspannung		Gleitlast	Reibungswert
		M_a mkg	P_v t	t	μ
1	oben	32	9,4	55,2	0,49
	unten			60,0	0,53
2	oben			56,2	0,50
	unten			57,6	0,51
3	oben			54,6	0,48
	unten			55,4	0,49

Zunächst ist die Tatsache bemerkenswert, daß ein schrittweises Gleiten (Wandern) der Berührungsflächen in keinem einzigen Versuch eintrat. Das Rutschen erfolgte auf einmal ruckartig bei Oberlasten, die in der Nähe der statischen Gleitgrenze liegen. Nur drei Proben zeigten etwas vorzeitiges, aber gleichfalls ruckartiges Gleiten, wobei der niedrigste, entsprechende Reibungsbeiwert 0,41 betrug. Bei nochmaligem Zusammenbau zeigte auch diese Probe wieder den durchschnittlich hohen Reibungsbeiwert.

Tabelle 2. Ergebnisse der Probenreihe B (Zugversuch mit mehrmaliger Belastung zwischen einer bestimmten Ober- und Unterlast)

Probe Nr.		Wiederholte Belastung					Anschließende statische Belastung bis zur Gleitgrenze	
		Anzahl der Lastwechsel bei Unterlast 5 t und Oberlast				Gleitlast (vorzeitig. Gleiten)	Gleitlast	Reibungswert
		50 t	55 t	58 t	60 t	t	t	μ
4	oben	45				47,0 [1]		
	unten	100	20				57,0	0,50
5	oben	50					54,0	0,47
	unten	50					55,0	0,48
6	oben	50	20				60,0	0,53
	unten	50	20				63,8	0,56
7/4	oben	50	20				60,8	0,53
	unten	50	20				65,1	0,57
8	oben		50	20	20		61,4	0,54
	unten		50	20	20		71,0	0,62
9	oben		20	50	20		77,2	0,68
	unten		20	50	20		70,0	0,61
10	oben		35			53,4 [2]		
	unten		35			50,2 [3]		
11/10	oben		50	20	20		72,6	0,64
	unten		50	20	20		72,6	0,64

[1]) entsprechend $\mu = 0{,}41$ [2]) entsprechend $\mu = 0{,}47$ [3]) entsprechend $\mu = 0{,}44$

Eine weitere Versuchsreihe diente der Beantwortung der Frage, ob eine Erhöhung der Lastwechselzahl das «Wandern» hervorrufen könnte. Da diese Versuche in der Pulsatormaschine mit begrenzter Oberlast von 40 t durchgeführt werden mußten, wurden die Schraubenanordnungen nach Fig. 9 gewählt, wobei die Proben 12 und 13 der Skizze C_1 und die Proben 14 und 15 der Skizze C_2 entsprachen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3 zusammengestellt und es ist festzuhalten, daß auch hier kein «Wandern» beobachtet werden konnte. Ferner trat bei der hier begrenzten Oberlast in keinem Fall ein Gleiten ein, obwohl die entsprechend rückgerechneten Reibungsbeiwerte sämtlich über 0,45 lagen.

Aus den Versuchen, die zur Zeit fortgesetzt werden, kann man den Schluß ziehen, daß das von Fachleuten befürchtete «Wandern» an den Kontaktflächen nicht eintritt und daher von dieser Seite der Reibungsverbindung keine Gefahr droht. Das Versagen erfolgt auch bei Schwellbelastung auf einmal ruckartig

Tabelle 3. Ergebnisse der Probenreihe C (Schwellzugversuche)

Probe Nr.		Anzahl der Schrauben	«Schwellzugversuche» Anzahl der Lastwechsel bei Unterlast 5 t und Oberlast 40 t	Anschließende statische Belastung bis zur Gleitgrenze	
				Gleitlast t	Reibungswert μ
12	oben	je 5	300 000	62	0,65
	unten			60	0,63
13	oben		700 000	66	0,70
	unten			73	0,77
14	oben	je 4	300 000	50	0,66
	unten			53	0,70
15	oben		200 000	55	0,72
	unten			56	0,74

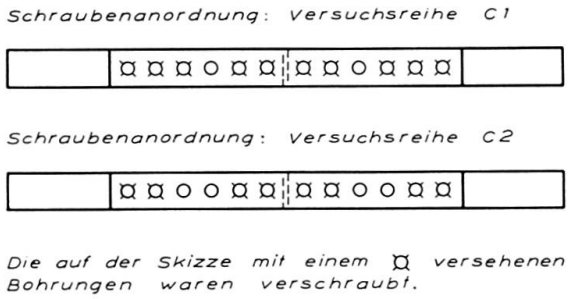


Fig. 9.

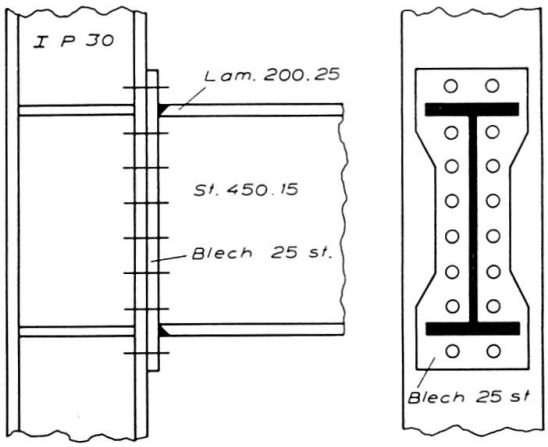


Fig. 10.

bei Lasten, die in der Nähe der Gleitgrenze liegen. Diese Erscheinung könnte dadurch erklärt werden, daß sich die Kontaktflächen ineinander verzahnen (Mikroverzahnung), so daß eine, wenn auch sehr kleine Nachgiebigkeit ohne Schlupf durch elastische Verformung der Verzahnung möglich ist. Für die Annahme einer Mikroverzahnung spricht auch die Tatsache, daß die Reibungsbeiwerte mit der Festigkeit des Materials ansteigen. In Österreich durchgeführte Versuche haben für den hier verwendeten Baustahl St 44 mit einer Regelstreckgrenze von 29 kg/mm² und einer Mindestzugfestigkeit von 44 kg/mm² einen Reibungsbeiwert von 0,52 ergeben, der in statistischer Auswertung zahlreicher Versuche etwa mit demselben mittleren Fehler behaftet ist wie die von STEINHARDT und MÖHLER ermittelten Werte von 0,45 für St 37 und von 0,60 für St 52. Der Wert 0,52 entspricht sehr gut einer Interpolation auf der Basis der Streckgrenze der drei Baustähle.

Aus den Versuchen kann weiters die für die Praxis wichtige Schlußfolgerung gezogen werden, daß gegen ein Lochspiel von 2 mm keine Bedenken bestehen, so daß ein Aufreiben der Löcher auf der Baustelle nicht mehr erforderlich wird.

D. Statik und Konstruktion

Die neue Verbindungsart, welche die Kräfte durch Reibung überträgt, erfordert grundsätzlich neue Überlegungen für die konstruktive Gestaltung und die statische Berechnung der Anschlüsse und Stoßverbindungen. Zunächst sei hier an die Verbindung zweier senkrecht zueinander stehender, biegefester Stäbe gedacht, wie sie z. B. im Stahlskelettbau bei Rahmenecken auszuführen ist. Fig. 10 zeigt einen Vorschlag, der in Herstellung und Montage sehr einfach ist. Der Anschluß ist in der Lage, neben Querkräften auch Biegemomente und Normalkräfte zu übertragen, da die vorgespannten Schrauben Zugkräfte, ohne wesentliche Veränderung ihrer Längsbeanspruchung aus der Vorspannung, aufnehmen können. Die statische Berechnung dieses Anschlusses hat unter der Annahme zu erfolgen, daß die Schrauben mit ihrem Spannungsquerschnitt Zugkräfte und das Stirnblech auf Kontakt Druckkräfte aufnimmt. Nimmt man zunächst die Gültigkeit der Navierschen Spannungsverteilung auch für den Anschlußquerschnitt an, so ermittelt sich die Spannungsnullinie für Biegung aus der Gleichheit der statischen Momente der zug- und druckaufnehmenden Flächen mit Hilfe der quadratischen Gleichung (Fig. 11):

$$\xi^2 + \frac{2\,\xi}{a\,b}\sum_{i=1}^{i=n} f_{sp} - \frac{2\,f_{sp}}{a^2\,b}\sum_{i=1}^{i=n} a_i = 0\,.$$

Ist die Lage der Nullinie ermittelt, so läßt sich auf bekannte Weise das Trägheitsmoment und die Spannungsverteilung auf die Schrauben infolge eines Anschlußmomentes M bestimmen. Sind vier oder mehr Schraubenreihen vorhanden, so läßt sich die Berechnung dadurch vereinfachen, daß man näherungsweise eine kontinuierliche Aufteilung des zugaufnehmenden Spannungsquerschnittes der Schrauben vornimmt (Fig. 11), der durch einen lotrechten Zugstreifen von der Breite

$$b_1 = \frac{n\,f_{sp}}{a}$$

ersetzt wird. Mit

$$\alpha = \frac{b_1}{b}$$

wird dann die Lage der Spannungsnullinie:

$$\xi = \frac{x}{a} = \alpha\left[\sqrt{\frac{1}{\alpha} + 1} - 1\right]$$

und das Trägheitsmoment des Anschlußquerschnittes:

$$J_{N-N} = \frac{b\,a^3}{3}\left[3\,\alpha\,(\tfrac{1}{2}-\xi)^2+\xi^3+\frac{\alpha}{4}\right],$$

woraus sich mit

$$W_0 = \frac{J_{N-N}}{a\,(1-\xi)}$$

die Zugbeanspruchung des obersten Schraubenpaares ermittelt zu:

$$P_z = \frac{M}{W_0} f_{sp}.$$

Bezeichnet man mit ν den Sicherheitsfaktor gegen Gleiten der Verbindung, welche den Reibungsbeiwert μ besitzt, und ist schließlich $\sum V$ die gesamte reibungserzeugende Vorspannkraft, so wird die außer dem Biegemoment M noch aufnehmbare zulässige Querkraft:

$$\text{zul}\,Q = \frac{\mu \sum V}{\nu}.$$

Es läßt sich leicht zeigen, daß die Aufnahme eines Biegemomentes keinen Verlust an reibungswirksamer Vorspannung $\sum V$ bringt, da aus Gleichgewichtsgründen die Gleichung gilt:

$$\sum V = n\,P_v + b_1 \int_0^{-(a-x)} \frac{M}{W_0}\,\frac{u}{a-x}\,d\,u - b_0 \int_0^{x} \frac{M}{W_u}\,\frac{u}{x}\,d\,u = n\,P_v.$$

Die Voraussetzung der linearen Spannungsverteilung bedeutet hier keine Einschränkung, da diese Gleichung auch für jede beliebige, vom Geradlinien-

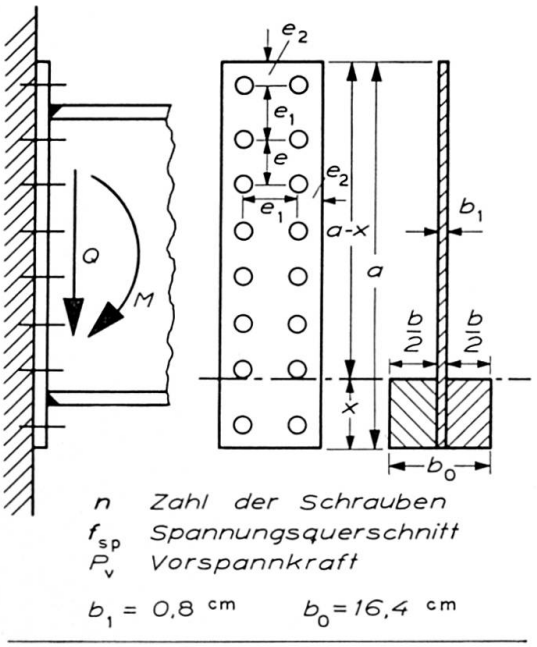


Fig. 11.

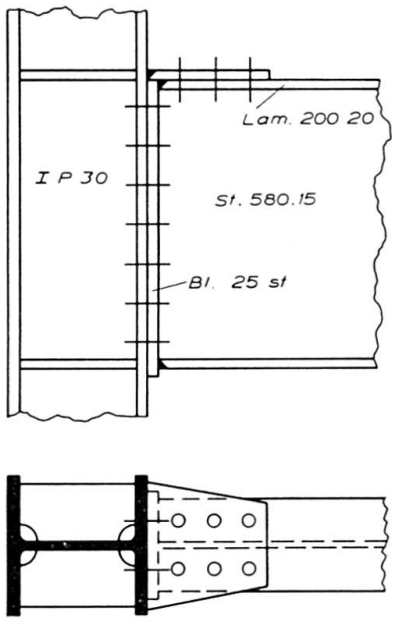


Fig. 12.

gesetz abweichende Spannungsverteilung gelten muß. Es ändert sich sodann lediglich die Längszugspannung in den einzelnen Schrauben, was jedoch in den meisten praktischen Fällen ohne Bedeutung ist, da die zulässige Zugbeanspruchung der Schrauben im allgemeinen nicht ausgenützt werden kann.

Für die in Fig. 10 eingetragenen Abmessungen wird für Baustahl St 37 mit $\mu = 0{,}45$ und $\nu = 1{,}1$ bei Anordnung von sechzehn Schrauben M 24, Materialgüte 10 K:

$$P_v = 21{,}5\,\text{t}, \quad M = 50\,\text{mt}, \quad P_z = 18{,}2\,\text{t}, \quad \text{zul}\,Q = 140\,\text{t}.$$

Der Träger selbst ist aber unter Ausnutzung der zulässigen Spannungen nur in der Lage $M = 46$ mt und $Q = 73$ t aufzunehmen. Es ist daher hier möglich, entweder die Schraubenzahl zu reduzieren oder Schrauben der Güte 8 G zu verwenden.

Besondere Aufmerksamkeit verdient die Aufnahme der Querkraft im Steg der Stütze IP 30.

Hier können bei schwächeren Stützenstegen örtliche Stegverstärkungen notwendig werden. Bei Mittelstützen wird die zu übertragende Querkraft im allgemeinen geringer sein, so daß bei den üblichen Stützenprofilen nur selten Stegverstärkungen erforderlich werden. Auch die Vergrößerung der Anschlußhöhe durch Rahmenecken ist natürlich ein Mittel zur Reduktion der Querkraft, wenn nicht andere Gesichtspunkte gegen diese Eckausbildung sprechen.

Vielfach wird im Stahlskelettbau der Anschluß des Unterzuges an die Stütze noch durch eine Durchbindelasche verstärkt (Fig. 12). Beim HV-Schraubenanschluß ist hiervon ein wesentlicher Gewinn nicht zu erwarten, da eine Vergrößerung des zulässigen Anschlußmomentes mit Rücksicht auf die Krafteinleitung in die Stütze und die Tragkraft der anzuschließenden Unterzüge nicht ausgenützt werden kann.

Man erhält in diesem Fall mit Fig. 13 und den Bezeichnungen

$$\alpha = \frac{b_1}{b}; \qquad \overline{\alpha} = \alpha + \frac{F_L}{a\,b}; \qquad \overline{\overline{\alpha}} = \alpha + \frac{2\,F_L}{a\,b}\,\frac{a_1}{a}$$

die Lage der Nullinie:

$$\xi = \frac{x}{a} = -\overline{\alpha} + \sqrt{\overline{\alpha}^2 + \overline{\overline{\alpha}}}$$

und die Querschnittswerte:

$$J_{N-N} = \frac{b\,a^3}{3}\left[3\,\alpha\,(\tfrac{1}{2} - \xi)^2 + \xi^3 + \frac{\alpha}{4} + \frac{3\,F_L}{a\,b}\,\frac{a_1^2}{a^2}\left(1 - \xi\,\frac{a}{a_1}\right)^2\right],$$

$$W_0 = \frac{J_{N-N}}{a\,(1-\xi)}, \qquad W_u = \frac{J_{N-N}}{a\,\xi}.$$

Die Summe der Vorspannkräfte beträgt:

$$\sum V = n P_v + b_1 \int_0^{-(a-x)} \frac{M}{W_0} \frac{u}{a-x} d u + b_0 \int_0^{x} \frac{M}{W_u} \frac{u}{x} d u$$

$$= n P_v - \frac{M a}{2} \left[\frac{b_1 (1-\xi)}{W_0} - \frac{b_0 \xi}{W_u} \right],$$

woraus die zulässige Querkraft wird:

$$\text{zul } Q = \frac{\mu \sum V}{\nu}.$$

Mit den Abmessungen der Fig. 12 wird für Baustahl St 52:

$$F_L = 40\,\text{cm}^2; \quad \xi = 0{,}200; \quad J_{NN} = 70700\,\text{cm}^4;$$
$$W_0 = 1403\,\text{cm}^3; \quad W_u = 5615\,\text{cm}^3.$$

Unter der Annahme eines Biegemomentes von 60 mt wird $\sum V = 344 - 86{,}2 + 110{,}5 = 368{,}3$ t und die aufnehmbare Querkraft zul $Q = 151$ t. Hier ist bemerkenswert, daß dem Verlust der Vorspannkraft in der Zugzone ein größerer Gewinn in der Druckzone gegenübersteht, so daß die aufnehmbare Querkraft vergrößert wird. Daraus folgt eine geringere Beanspruchung der oberen Randschrauben von nur $P_z = 13{,}4$ t. Das von den Schrauben im Rahmen der zulässigen Spannungen aufnehmbare Moment von 60 mt würde jedoch die Lasche überbeanspruchen. Im Hinblick auf ihre zulässige Spannung kann vom Anschluß tatsächlich nur ein Moment von 34 mt aufgenommen werden, so daß es auch hier möglich wäre, entweder ein Schraubenmaterial geringerer Festigkeit zu verwenden oder die Lasche fortzulassen. Natürlich würde eine Zuglasche aus noch hochfesterem Material (z. B. Alfortstahl) die Momentenaufnahmefähigkeit des Anschlusses verbessern.

Eine Anwendung des HV-Schraubenanschlusses mit Zuglasche bilden die

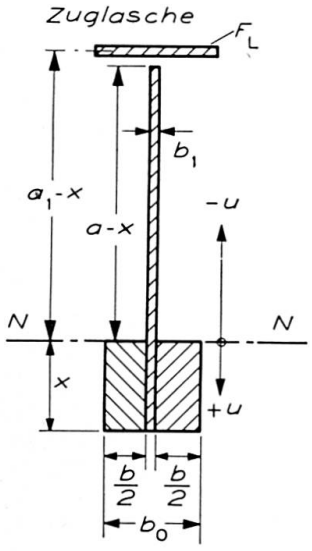


Fig. 13.

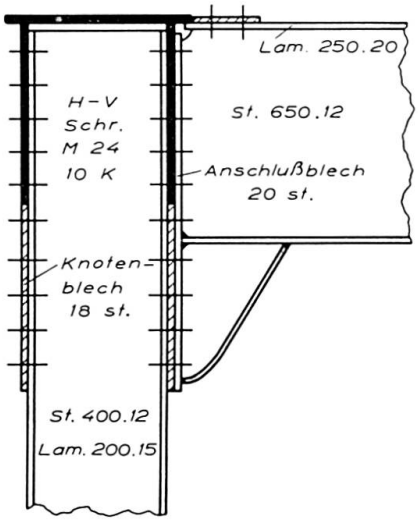


Fig. 14.

Portale von Fachwerkbrücken, und zwar sowohl die biegesteifen Rahmenecken am Querträger (unterer Portalriegel) als auch am oberen Portalriegel (Fig. 14). Man erkennt hier deutlich die Vereinfachung der Konstruktion gegenüber der bisherigen genieteten Ausführungsweise.

Auch die konstruktive Entwicklung der Knoten von Fachwerkträgern geht neue Wege (Fig. 15). Die Diagonalen aus geschweißten Kastenprofilen werden an die mit den angeschweißten Knotenblechen versehenen Gurtungen vom selben Querschnittstyp herangeführt. Zur Unterbringung der HV-Anschlußschrauben sind die beiden senkrecht zur Knotenblechebene stehenden Stege eingezogen, so daß sich die Schrauben bequem anziehen lassen. Auch der Querträgeranschluß läßt sich einfach durchführen. Die Windverbandsdiagonalen aus Kastenprofilen erhalten ein am Anschluß eingeschweißtes Knotenblech (Fig. 16 u. Fig. 17), das mit HV-Schrauben an die Gurtungen angeschlossen ist.

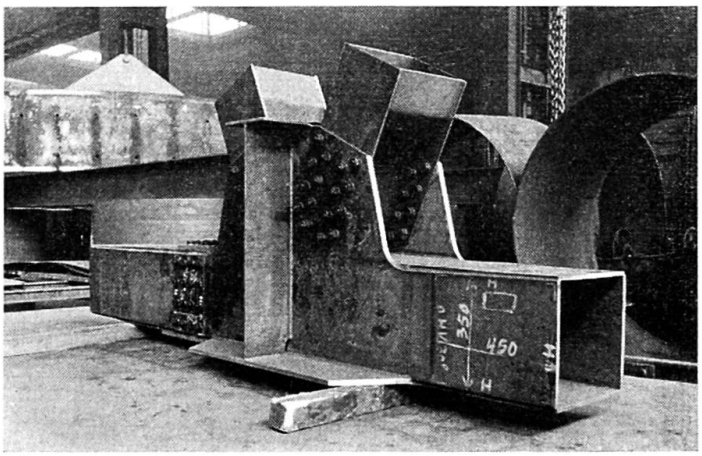


Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 17.

Zusammenfassung

In Österreich ausgeführte Abwürgeversuche zeigen, daß sich die Methode der halben Umdrehung nach Spannungssitz der Schraube als brauchbar erweist, um einerseits die notwendige Vorspannung zu erzielen und andrerseits genügende Reserven gegen das Abwürgen und gegen Spannungsverluste durch Kriechen zu erhalten. Österreichische Versuche mit zweischnittigen HV-Verbindungen bei Schwellbelastung, wobei die Oberlast in der Nähe der Gleitgrenze liegt, haben gezeigt, daß ein gegenseitiges schrittweises Gleiten («Wandern») der Kontaktflächen nicht eintritt. Die Überwindung der Reibung erfolgt auch hier plötzlich mit ruckartigem Gleiten bis zum Anliegen der Schraubenschäfte an den Lochwandungen, so daß an den Kontaktflächen eine elastische Kammwirkung angenommen werden muß. Gegen ein Lochspiel von 2 mm für HV-Verbindungen bestehen demnach keine Bedenken.

Die Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau verlangt neue konstruktive Entwicklungen für die Anschlüsse und Stoßverbindungen sowie eine sorgfältige Auswahl der Materialgüte. Der Beitrag bringt Vorschläge für die Gestaltung und Berechnung von Rahmenecken, wobei besonders die große Aufnahmefähigkeit des Stirnblechanschlusses für Biegemomente ins Auge springt. Auch die Knoten von Fachwerkbrücken erfahren eine grundsätzliche Neugestaltung im Sinne einer wesentlichen konstruktiven Vereinfachung.

Summary

In his contribution to the discussion, the author deals with tests carried out in Austria for the purpose of determining the effect of repeated cycles of loading and relieving of the load on prestressed bolted joints, in the case of loads approaching the friction limit. These tests showed no substantial reduction in the friction loads obtained during tests performed with static loads. As regards the use of the method of tightening high tensile bolts "to the turn of the nut", it is important to know the safe limit of failure through torsion of the shank of the bolts or of the threads for a given angle of rotation. Diagrams relating to the breaking load have been prepared which show that the most suitable angle of rotation after tightening home by hand is 180°.

The arrangement of high tensile bolts in the connections of truss bridges with welded box-section members involves new forms for these connections. The author gives design details relating to this problem as well to other questions.

Résumé

Des essais effectués en Autriche sur des boulons HR dont le serrage a été poussé jusqu'à la rupture, ont montré l'efficacité de la méthode «au demi-tour d'écrou» (half turn) après serrage préliminaire (snug fit); ce procédé permet en effet d'obtenir la précontrainte nécessaire tout en assurant une marge suffisante par rapport à la rupture de la tige ou des filets et aux pertes de serrage dues au fluage. D'autres essais autrichiens, effectués sur des assemblages HR travaillant au double cisaillement et soumis à des efforts répétés, ont montré qu'il ne se produit aucun cheminement graduel, au rythme des chargements et des déchargements, même lorsque la limite supérieure de la sollicitation appliquée est proche de la charge de glissement. La résistance au frottement est vaincue brusquement, avec un glissement saccadé jusqu'au contact des tiges avec les bords des trous; on doit par conséquent admettre que la friction des surfaces en contact est due à une sorte d'engrènement élastique de leurs rugosités. Le jeu de la tige dans le trou pourra donc atteindre sans danger 2 mm.

L'application des boulons à haute résistance en construction métallique requiert des développements nouveaux dans la technique des joints et des assemblages ainsi qu'un choix judicieux de la qualité du matériau. L'auteur présente quelques possibilités de réalisation et de calcul des attaches entre les traverses et les montants dans les portiques. On remarquera spécialement la grande résistance aux moments fléchissants des attaches comportant uniquement une tôle d'about. Quant aux nœuds des poutres en treillis, leur construction peut également être considérablement simplifiée grâce à une conception foncièrement nouvelle.

IIb2

Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau

Some Remarks About the Application of High-tensile Prestressed Bolts in Steel Construction

Quelques aspects dans l'emploi de boulons à haute résistance (boulons HR)

OTTO STEINHARDT
Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe

A. Einführung

Im «Vorbericht» (IVBH, 1960, IIb3, S. 351—370) wurde vom Verfasser über die in Deutschland seit 1952 durchgeführten Versuche mit HV-Schrauben berichtet. Dabei wurde u. a. bezüglich des Tragmechanismus und bezüglich der Leistungsfähigkeit von «hochfest-vorgespannten» Bolzenverbindungen (HV-Verbindungen) im Stahl- und Leichtmetallbau herausgestellt, daß zunächst Anziehmoment M_a und Reibwert μ für die Größe der «Gleitlast» von Stößen und Anschlüssen maßgebend sind, daß ferner bei Scherbeanspruchung — trotz großer «Starrheit» der einzelnen Verbindungselemente — infolge geringfügiger Setzungs-Gleitungen an den Anschlußenden sich eine sehr gleichmäßige Kraftaufnahme bei *statischer* Belastung herausbildet, und daß auch die *Dauerfestigkeit* von HV-Verbindungen i. d. R. derjenigen von Nietverbindungen deutlich überlegen ist.

Neuere Versuche in Karlsruhe wandten sich erstens spezielleren Gesichtspunkten für die Schrauben-*Formgebung* zu; zweitens wurden Regelanschlüsse für Kopfstöße mit vorwiegend *axial* beanspruchten HV-Schrauben[1]) entwickelt und versuchstechnisch erprobt.

---

[1]) Letztgenannte Versuche wurden als Gemeinschaftsarbeit der Schweizerischen T.K.S.S.V. und des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DASt) durchgeführt.

Tabelle 1. HV-Schraube mit kleiner Kopfform (Maße in mm)

Abmessungen	Schraube M							
	12	14	16	18	20	22	24	
1. Schlüsselweite (Ausführung *g* nach DIN 267)	19	22	24	27	30	32	36	*S*
2. Kopfhöhe *K*	8	9	10,5	12	13	14	15	
3. Tellerhöhe *C*	0,4	0,4	0,6	0,6	0,8	0,8	0,8	
4. Schaftdurchmesser d_1	12	14	16	18	20	22	24	
5. größter zul. Schaftdurchmesser $d_{1\,max}$	12,7	14,7	16,7	18,7	20,84	22,84	24,84	Toleranz I T 15
6. Nutzbarer Telleransatz d_2	17,5	20,5	22,5	25,5	28,5	30,5	34,5	
7. Geringster nutzbarer Telleransatz $d_{2\,min}$	17,07	19,98	21,98	24,98	27,98	29,88	33,88	Toleranz h 14
8. Ausrundungsradius unter Kopf *r*	1,2	1,3	1,3	1,8	2,0	2,0	2,5	
9. Kleinster Ausrundungsradius r_{min}	0,9	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5	2,0	
10. $d_1 + 2\,r$	14,4	16,6	18,6	21,6	24,0	26,0	29,0	
11. $(d_1 + 2\,r)_{max}$	15,1	17,3	19,3	22,3	24,84	26,84	29,84	
12. Fase an der Unterlegscheibe *h*	1,0	1,2	1,2	1,6	1,8	1,8	2,2	
13. h_{max}	1,3	1,5	1,5	1,9	2,1	2,1	2,5	
14. $h - r$	− 0,2	− 0,1	− 0,1	− 0,2	− 0,2	− 0,2	− 0,3	
15. Innerer Scheibendurchmesser D_1	12,8	14,9	16,9	18,9	21,0	23,0	25,0	

16. $D_{1\,max}$	13,3	15,4	17,4	19,4	21,6	23,6	25,6	
17. $D = D_1 + 2\,h$	14,8	17,3	19,4	22,1	24,6	26,6	29,4	
18. $D_1 - d_1$	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	Durchgang Scheibe-Schaft (Nennmaß)
19. $D_1 - d_{1\,max}$	0,1	0,2	0,2	0,2	0,16	0,16	0,16	Durchgang Scheibe-Schaft (Kleinstmaß)
20. $D_{max} = (D_1 + 2h)_{max}$	15,9	18,4	20,4	23,2	25,8	27,8	30,6	
21. $D - (d_1 + 2r)$	0,4	0,7	0,7	0,5	0,6	0,6	0,4	
22. $D - (d_1 + 2r)_{max}$	− 0,3	—	—	− 0,2	− 0,24	− 0,24	− 0,44	
23. $F_2 = (d_2^2 - D^2)\,\frac{\pi}{4}$	68,5	95,0	102	127	163	175	256	(mm²) Pressungsfläche zwischen Teller und Scheibe
24. $F_2 = (d_{2\,min}^2 - D_{max}^2)\,\frac{\pi}{4}$	30,3	47,6	52,8	67,5	92	94	161	(mm²) Pressungsfläche zwischen Teller und Scheibe
$\Delta\, 2 = d_2 - D$	2,7	3,2	2,8	3,4	3,9	3,9	5,1	
$\Delta\, 2_{min} = d_{2\,min} - D_{max}$	1,17	1,58	1,58	1,78	2,18	2,08	3,18	
25. Gewindequerschnitt $\left(\frac{d_1 + d_{Kern}}{2}\right)^2 \frac{\pi}{4}$	80,35	110,7	151,13	185,88	237,35	295,10	341,48	(mm²) Fg
26. Vorspannkraft $P_v\,[t]$	4,3	5,9	8,2	9,9	12,8	16,0	18,4	nach «VR 1956»
27. Spannung im Gewindequerschnitt σ	53,3	53,3	54,0	53,5	54	54,3	54,0	kg/mm² $\sigma = P_v/Fg$
28. Pressung zwischen Scheibe und Tellerfläche $p = P_v/F_2$	62,8	62,0	80,5	78,0	78,5	91,5	72,0	kg/mm² Nennwert
29. Pressung zwischen Scheibe und Tellerfläche $P_{max} = P_v/F_{2\,min}$	142	126	155	147	139	170	116	kg/mm² Größtwert
30. p_{max}/σ	2,66	2,36	2,89	2,76	2,60	3,15	2,16	Größtwert
31. p/σ	1,17	1,16	1,49	1,46	1,45	1,67	1,33	Nennwert

Tabelle 2. HV-Schrauben mit großer Kopfform (Maße in mm)

Abmessungen	Schraube M								
	12	14	16	18	20	22	24	27	
1. Schlüsselweite S	22 – 0,52	24 – 0,52	27 – 0,52	30 – 0,52	32 – 1,0	36 – 1,0	41 – 1,0	46 – 1,0	Ausführung nach DIN 267
2. Kopfhöhe K	8 ± 0,45	9 ± 0,45	10,5 ± 0,45	12 ± 0,9	13 ± 0,9	14 ± 0,9	15 ± 0,9	17 ± 0,9	
3. Tellerhöhe C	0,4	0,4	0,6	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	
4. Schaftdurchmesser d_1	12	14	16	18	20	22	24	27	
5. größter Schaftdurchmesser $d_{1\,max}$	12,7	14,7	16,7	18,7	20,84	22,84	24,84	27,84	Toleranz I T 15
6. nutzbarer Telleransatz d_2	20,5	22,5	25,5	28,5	30,5	34,5	39,5	44,0	
7. geringster nutzbarer Telleransatz $d_{2\,min}$	19,98	21,98	24,98	27,98	29,88	33,88	38,88	43,88	Toleranz h 14
8. Ausrundungsradius unter Kopf r	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0	2,5	nach ISO-Empfehlung
9. kleinster Ausrundungsradius r_{min}	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5	1,5	1,5	2,0	
10. $d_1 + 2\,r$	15,0	17,0	19,0	21,0	24,0	26,0	28,0	32,0	
11. $(d_1 + 2\,r)_{max}$	15,7	17,7	19,7	21,7	28,84	26,84	28,84	32,84	
12. Fase an d. Unterlegscheibe h	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0	2,5	
13. h_{max}	1,8	1,8	1,8	1,8	2,3	2,3	2,3	2,8	
14. Innerer Scheibendurchmesser D_1	13,0	15,0	17,0	19,0	21,0	23,0	25,0	28,0	DIN 125

15. $D_{1\,max}$	13,5	15,5	17,5	19,5	21,6	23,6	25,6	28,6	
16. $D_1 - d_{1\,max}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,16	0,16	0,16	0,16	Durchgang Scheibe-Schaft (Kleinstmaß)
17. $D = D_1 + 2\,h$	16	18	20	22	25	27	29	33	
18. $D_{max} = (D_1 + 2\,h)_{max}$	17,1	19,1	21,1	23,1	26,1	28,2	30,2	34,2	
19. Außendurchmesser D_2	24	28	30	34	36	40	44	50	DIN 125
20. Scheibendicke S	$3{,}0 \pm 0{,}3$	$4{,}0 \pm 0{,}3$	$4{,}0 \pm 0{,}3$	$4{,}0 \pm 0{,}3$	$4{,}0 \pm 0{,}3$	$4{,}0 \pm 0{,}3$	$5{,}0 \pm 0{,}6$	$5{,}0 \pm 0{,}6$	DIN 125
21. $D - (d_1 + 2\,r)$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	
22. $D - (d_1 + 2\,r)_{max}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,16	0,16	0,16	0,16	
23. $F_2 = (d_2^2 - D^2)\,\pi/4$ (mm²)	129,0	143	197	258	240	362	564	665	Pressungsfläche zwisch. Telleransatz und Scheibe
24. $F_{2\,min} = (d_{2\,min}^2 - D_{max}^2)\,\pi/4$ (mm²)	83,6	93	140	195	169	277	470	559	Pressungsfläche zwisch. Telleransatz und Scheibe
25. Gewindekernquerschnitt $\left(\frac{d_1 + d_{Kern}}{2}\right)^2 \frac{\pi}{4}$	80,35	110,7	151,13	185,88	237,35	295,1	341	450	(mm²)
26. Vorspannkraft $P_v\,[t]$	4,3	5,9	8,2	9,9	12,8	16,0	18,4	(24)	nach VR 1956
27. Spannung im Gewindequerschnitt σ	53,3	53,3	54,0	53,3	54,0	54,3	54,0	53,3	kg/mm²
28. Pressung zwischen Scheibe und Tellerfläche $p = P_v/F_2$	33,4	41,2	41,7	38,4	53,0	44,2	32,7	36,2	kg/mm², Nennwert
29. Pressung zwischen Scheibe u. Tellerfläche $P_{max} = P_v/F_{2\,min}$	51,0	63,5	58,6	50,8	78,5	57,8	39,2	43,0	kg/mm², Größtwert
30. P_{max}/σ	0,96	1,19	1,08	0,95	1,46	1,07	0,73	0,807	Größtwert
31. p/σ	0,624	0,775	0,765	0,72	0,99	0,815	0,605	0,675	Nennwert

B. Zur Formgebung der HV-Schrauben

Eine sehr maßgebende Voraussetzung für die einwandfreie Anwendung der HV-Verbindung im Stahlbau ist — neben der Gleichmäßigkeit und Sorgfältigkeit der Herstellung der Schrauben, die etwa innerhalb eines «Güteschutzverbandes» durch entsprechende Fertigungskontrollen überwacht werden sollte — vor allem auch die beste *Formgebung* derselben. Hierzu konnten in den letzten Jahren einige wichtige Erkenntnisse gewonnen werden, die für den mitteleuropäischen Raum ein Verlassen der sogen. «kleinen Kopfform» zugunsten der «großen Kopfform» (vgl. Fig. 1 nebst den Tabellen 1 und 2) nahelegen. Selbst wenn nämlich bei der bisher üblichen «kleinen» Form versucht würde (z. B. durch Überschneidungen zwischen der Scheibenphase und dem Ausrundungsradius r) die Pressungen gemäß Tabelle 1, Zeile 29, herabzumindern, so verblieben doch mit 126—170 kg/mm² immerhin Werte, die

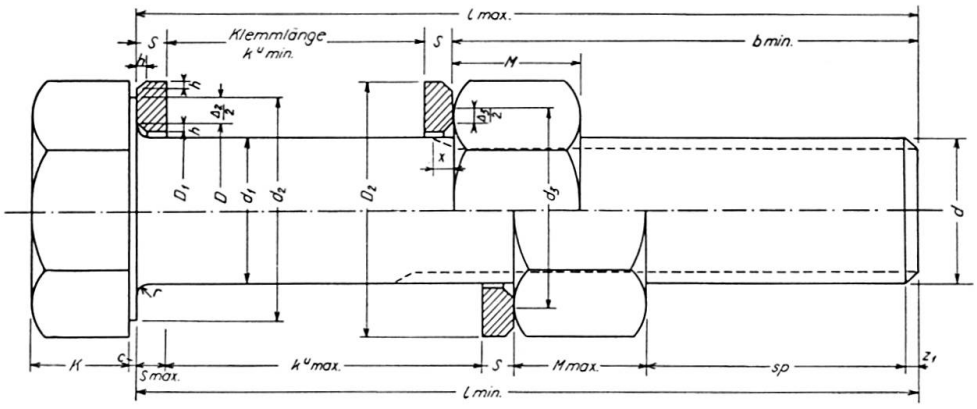


Fig. 1.

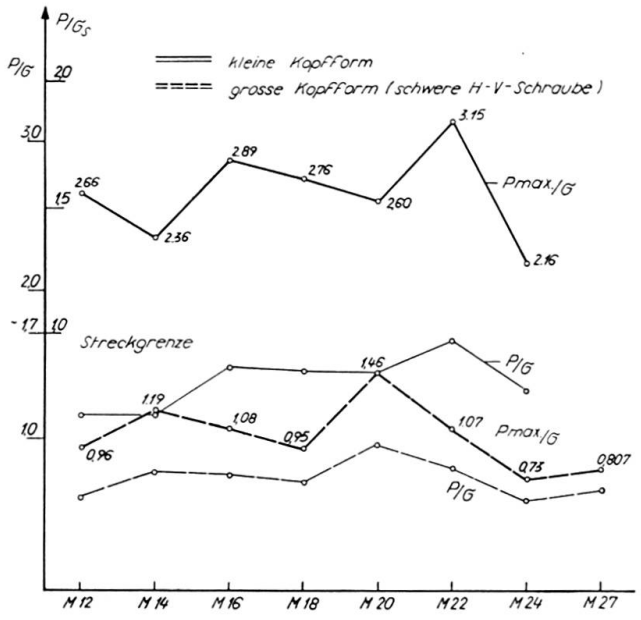


Fig. 2. Verhältnis der Flächenpressung p zwischen Scheibe und Telleransatz (Scheibe und Mutter) zur Spannung σ im Gewindequerschnitt.

erheblich über der Streckgrenze z. B. der Werkstoffgüte 10 K lägen. — Daher erscheint es zukünftig empfehlenswert, die «große Kopfform» (Fig. 1, Tab. 2) zu wählen; dies vor allem auch deshalb, weil damit gleichzeitig eine wünschenswerte Erhöhung der Vorspannkräfte um ca. 20 % gut möglich ist. Fig. 2 läßt die Verbesserung des Quotienten $p:\sigma$, die bei Wahl der neuen Form erreicht wird, deutlich erkennen (wobei speziell die Formgebung der Schraube M 20 noch ein wenig korrigiert werden könnte).

Da bei «Anziehen» der HV-Schrauben bis zum vorgeschriebenen Endwert M_a (vgl. «Vorläufige Richtlinien») eine möglichst eindeutige «Schraubenkennlinie» zu fordern ist, kommt neben dem Intaktbleiben der Auflagerfläche zwischen Schraube und Unterlegscheibe auch derjenigen zwischen Unterlegscheibe und Werkstoff Bedeutung zu. Versuche haben ergeben, daß die Erhaltung der Vorspannkraft P_v im Schraubenschaft, außer der vorbeschriebenen Verbesserung der Schraubenform, die Begrenzung der örtlichen Pressungen zwischen Unterlegscheibe und Werkstoff, z. B. bei St 37 auf 30 kg/mm² und bei St 52 auf 50 kg/mm², notwendig macht.

Zuletzt würde die Erhaltung einer einheitlichen Schraubenkennlinie durch Verminderung des Einflusses der «Gewindereibung» (die sich bei verschiedenen Fertigungsstätten z. Z. als unterschiedlich erweist) besser ermöglicht. Es wird daher empfohlen, eine Behandlung der Schraubengewinde mit Molikote (M_0S_2) o. ä. vorzusehen.

C. Kopfverbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben

1. Allgemeines

Meist werden HV-Verbindungen nur zur Übertragung von *senkrecht* zum Schraubenschaft wirkenden Scherkräften ausgebildet. Bei einer m-schnittigen Verbindung sowie bei einem Reibwert μ für die Kontaktflächen erhält man dabei die für die Bemessung maßgebende Gleitlast P_g als Funktion der Schraubenvorspannkraft P_v zu: $P_g = \mu\, m\, n\, P_v$.

Wird eine HV-Verbindung — z. B. für den Anschluß eines Rahmenriegels im Stahlskelettbau — nicht ausschließlich (infolge der Riegelquerkraft Q) auf «Abscheren», sondern gleichzeitig (infolge des Stabendmomentes M und der Riegelnormalkraft N) *in Richtung* der *Schraubenschäfte* beansprucht, so wird die Tragfähigkeit des *Scher*anschlusses für die Querkraft Q nur durch die Wirkung der (meist relativ kleinen) Normalkraft N abgemindert, falls diese eine *Zugkraft* ist gemäß: $\Delta P_g = \mu\,(n P_v - N), m = 1$. Die Momente M beeinflussen den Scheranschluß nicht, weil Gleitlast und Gesamtpressung einander in linearer Abhängigkeit bedingen (vgl. auch die Berichte des DASt, H. 18 u. 22) und letztgenannte Pressung infolge M allein weder zu- noch abnimmt.

Unter der Voraussetzung, daß bei Überschreitung des Grenzwertes $0{,}1\, n P_v$

durch die Zugkraft N diese durch einen eigenen HV-Anschluß in der Nähe der Walzprofilnullinie aufgenommen werden soll (diese Grenze läge z. B. für ein I 16 bei ca. +3,5 t), können «*Regelanschlüsse*» für sämtliche I- und IPB-Profile (bis $h = 360$ mm und bis zum HV-Schraubendurchmesser $d = 24$ mm) entwickelt werden — wie dies anhand von weiter unten mitgeteilten Versuchsergebnissen dargelegt wird.

Sind in Sonderfällen, z. B. bei schweren geschweißten Rahmenecken, *größere* Anschlüsse über Stirnbleche erforderlich, so kann man entweder einen «exakten» rechnerischen Nachweis (unter Zugrundelegung der NAVIERschen Spannungsverteilung) vornehmen, oder man berechnet getrennt einen bestimmten Anschlußteil (am besten im mittleren Stegbereich und bei evtl. dünnerem Stirnblech) für die *Scher*kraftübertragung, während weiterhin die in Druck- und Zuggurtnähe liegenden Anschlußschrauben die *axial* wirkenden Kräfte aus M und N aufzunehmen haben.

In der Karlsruher Versuchsanstalt sind im Jahre 1959 an insgesamt 10 Versuchskörpern, hergestellt aus Walzprofilen I 12, I 22, I 36 und IPB 22, Biegeversuche durchgeführt worden, wobei vor allem auch die Durchbiegungen und die Stirnblechbiegungen unter ansteigender statischer Belastung festgestellt wurden. Zunächst sollten *Vorversuche* zeigen, ob konstruktive Maßnahmen, wie beispielsweise: Anordnung von Zwischenfuttern, Ausarbeitung von linsenförmigen Hohlräumen in der Nähe des Schraubenlochs sowie Zurücksetzen der Kopfplatten Vorteile bezüglich der elastischen Verformungen ergeben. Fig. 3 zeigt die Ausbildung der ersten Versuchsstücke; Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen haben hier zusammengefaßt folgendes ergeben:

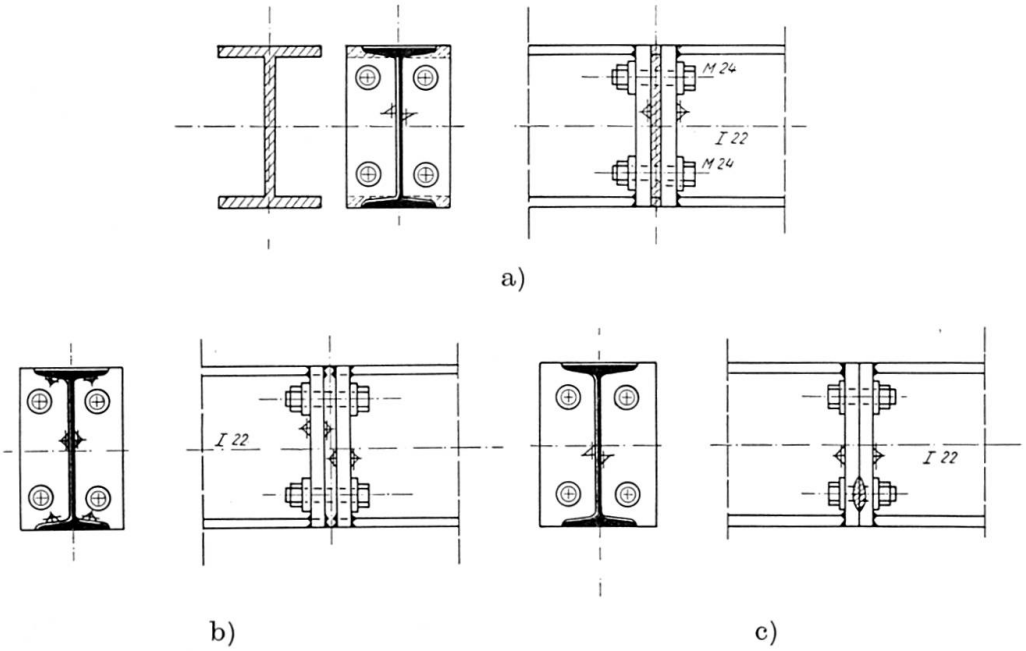


Fig. 3. Kopfverbindungen mittels HV-Schrauben (Vorversuche). Teilbild a: Stoß mit Zwischenfutter. Teilbild b: Zurückgesetzte Stirnplatten. Teilbild c: Stirnplatten linsenförmig ausgearbeitet.

a) Ausschließlich innerhalb der Querschnittshöhe angebrachte HV-Schrauben ergeben — selbst bei günstigster konstruktiver Maßnahme (Zwischenfutter im Bereich der Flansche) — keine befriedigenden Anschlüsse, weil der Kraftfluß aus dem Profilgurt über die Kopfplatten zu den Schrauben hin zu ungünstig ist.
b) Die Verlängerung der Kopfplatten über die Zugflansche hinaus bringt grundlegend günstigere Ergebnisse, weil nunmehr die Zuggurtkraft symmetrisch übertragen werden kann.
c) Auch für Dauerschwellbelastung verspricht eine Anordnung gemäß b) — insbesondere bei Zwischenfuttern für die gestoßenen Zugflansche — eine wesentlich erhöhte Lebensdauer (vgl. Bericht Nr. 22, 1959, des DASt).

Die *Hauptversuche* erstreckten sich auf Ausführungsformen gemäß Fig. 4, wobei Kopfplattenstöße, wie solche z. B. für «Rahmenecken» des Skelettbaus in Betracht kommen, u. a. auch *mit* bzw. *ohne* Verstärkungsrippe (vgl. Ver-

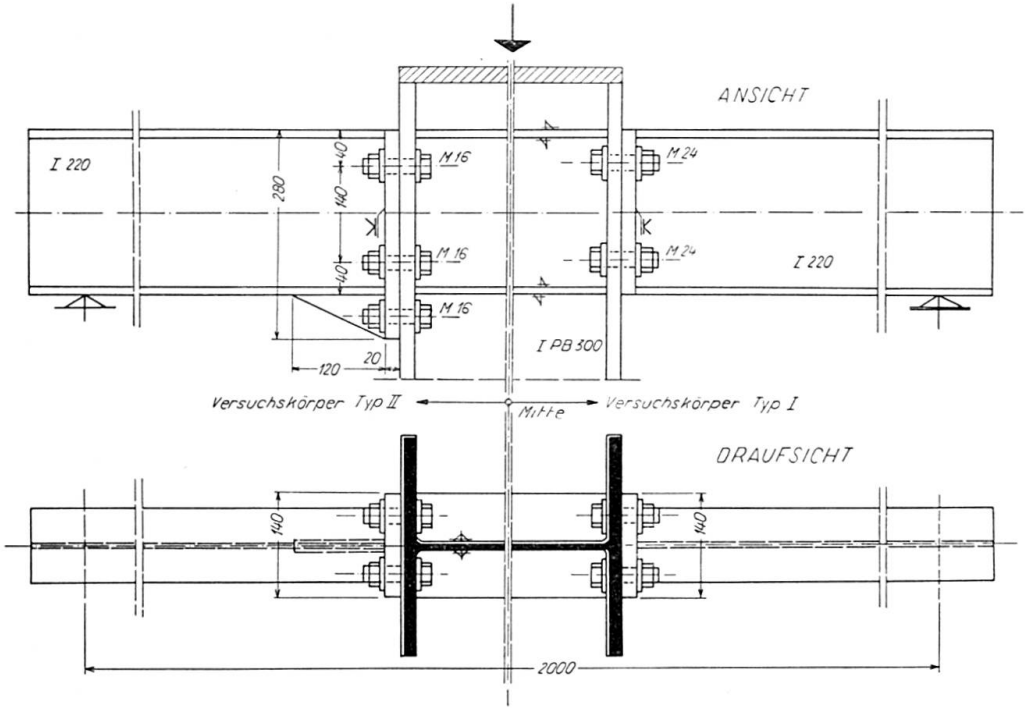


Fig. 4. Kopfverbindungen mittels HV-Schrauben. Belastungsanordnung und Versuchskörpertypen I und II.

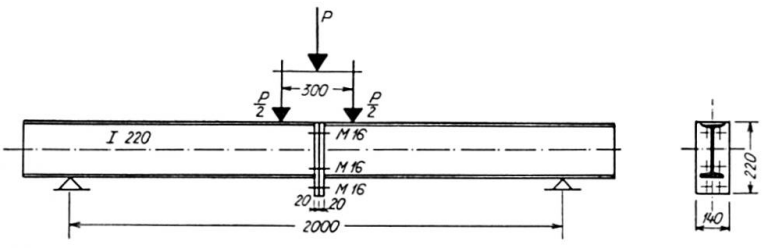


Fig. 5. Biegeträger-Kopfstöße mittels HV-Schrauben.

suchskörper-Typ II) untersucht wurden. — Während bei den «oben und unten bündig mit den Trägerflanschen abschließenden Platten» z. T. Durchbiegungen unter Gebrauchslast vom 1,5-fachen des «Rechenwertes» (d. h. des Wertes für ein festeingespanntes I-Profil) eintreten, ergaben sich für die Form mit «am Zuggurt überstehender Kopfplatte» Durchbiegungen von höchstens der 1,2-fachen Größe desjenigen Wertes, der rechnerisch für das volleingespannte Profil ermittelbar ist. — Versuche an Biegebalken (Fig. 5) bestätigten die Ergebnisse der Messungen an «Rahmenecken».

2. Durchführung der Versuche

Die Durchführung der Versuche an Kopfverbindungen mittels axial beanspruchter HV-Schrauben erfolgte unter Berücksichtigung der *Durchbiegungen* sowie der *Stirnplattendrehungen* und damit der «Federwerte» $\mathrm{tm}/\varphi = 1$ und soll im folgenden an zwei charakteristischen *Beispielen* kurz beschrieben werden:

Zwei Versuchskörper (vgl. Fig. 4) bestanden jeweis aus zwei ca. 100 cm langen Stücken aus I 220-Profilen (St 37), welche an ein IPB 300-Mittelstück (St 37) über Stirnplatten durch HV-Schrauben angeschlossen wurden. — Bei Versuchskörper I schlossen die Stirnplatten bündig mit den Trägerflanschen ab; die Verbindung wurde auf jeder Seite mit nur vier Schrauben M 24/10 k, welche *innerhalb* des Querschnittes angeordnet waren, hergestellt. Bei Versuchskörper II ragten die Stirnplatten über die *Zugflansche* der I 220 hinaus. Die Träger waren hier jeweils mit sechs Schrauben M 16/10 k angeschlossen. — Die 20 mm starken Stirnplatten wurden bei beiden Versuchskörpern durch K-Nähte stumpf an die I 220-Profile angeschweißt. Ferner wurden die Stege der IPB 300-Stücke in Höhe der Flanschen der I 220-Profile durch eingeschweißte Bleche ausgesteift. Außerdem wurden die über die Zugflansche hinausragenden Stirnbleche bei (dem *hier* beschriebenen) Versuchskörper II mit dreieckförmigen Aussteifungen versehen. Futter zwischen Stirnblech und Flansch des Mittelstückes wurden nicht angeordnet.

Die Versuche wurden auf einer 500-t-Prüfmaschine mit Biegetisch durchgeführt. Dabei wurden die Versuchskörper (bei einer Stützweite von $l = 2{,}00$ m) so belastet, daß eine Einzellast (gleichmäßig verteilt) auf das Mittelstück der Körper wirkte. Die Last wurde stufenweise zunächst bis $P_{zul} = 10$ t gesteigert, wobei die Durchbiegungen (unter Berücksichtigung der Auflagersenkung) sowie die Stirnplattenverdrehung mittels Meßuhren von $^1/_{100}$ mm Genauigkeit festgestellt wurden. Die Durchbiegungen wurden unter den Anschlüssen sowie in den Viertelspunkten der Träger, die Stirnplattenverdrehungen mittels 2×4 Kienzle-Uhren gemessen. Hierbei wurde auf jeder Seite die Spaltöffnung bzw. die «Zusammendrückung» festgestellt.

Bei P_{zul} war die Randspannung in den Trägerflanschen ca. 1600 kg/cm². Die Schrauben waren so bemessen, daß hierbei die axiale Kraft in den Schrauben etwa 80 % der Vorspannkraft (eine nach den «Richtlinien» zulässige

Belastung!) betrug, wenn man als Hebelarm für das aufzunehmende Moment den Abstand der Schrauben im Druckbereich von denen im Zugbereich einführt, wobei bei Versuchskörper II im Zugbereich der Schwerpunkt der Schraubenanschlußfläche maßgebend war. — Nach mehrmaliger Belastung der Versuchskörper bis P_{zul} wurde die Last weiterhin zunächst auf 1,25 bzw. $1{,}5 \cdot P_{zul}$ gesteigert. Bei $1{,}5 \cdot P_{zul}$ war die theoretische Fließgrenze in den Trägerflanschen bereits erreicht; sichtbare plastische Verformungen waren hierbei jedoch noch nirgends aufgetreten.

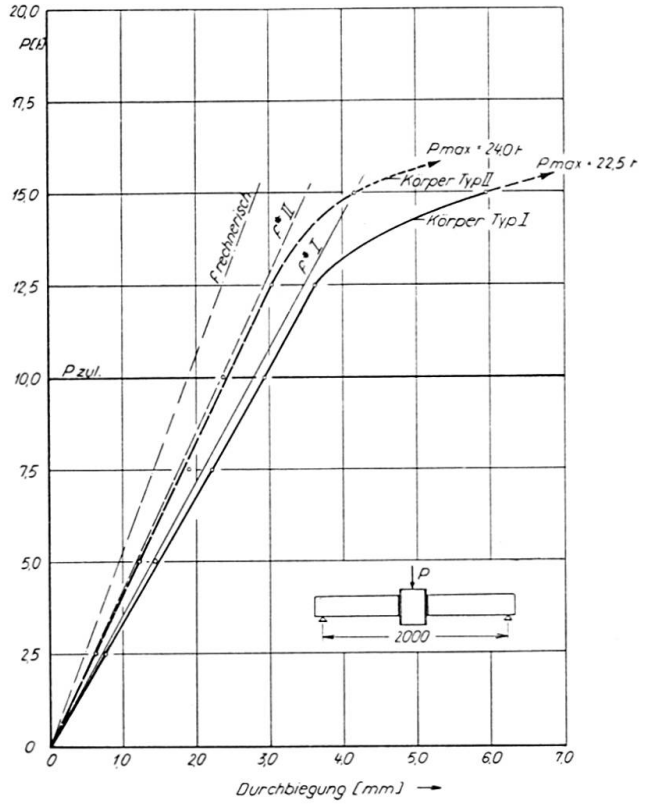


Fig. 6. Last-Durchbiegungslinien für die Versuchskörper Typ I und II. (f_{I}^{*} und f_{II}^{*} sind die rechnerischen Durchbiegungen unter Berücksichtigung des «Federwertes».)

Fig. 6 zeigt die Lastdurchbiegungslinien der beiden Versuchskörper bis $1{,}5 \cdot P_{zul}$. Es ist hier deutlich die größere Steifigkeit des Körpers II (mit verlängerten Kopfplatten) gegenüber dem Körper I zu erkennen. Die Lastdurchbiegungslinie stimmt hier annähernd mit der rechnerisch ermittelten überein, wobei für letztere die Durchbiegung eines volleingespannten Kragträgers mit der Kraglänge von 85 cm zugrunde gelegt wurde. Da es sich bei den Versuchen um relativ gedrungene Träger handelte, wurde ebenfalls die Querkraftverformung berücksichtigt.

Während nun bei Körper II der Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich erst knapp unter $1{,}5 \cdot P_{zul}$ eintritt, wurde bei Körper I dieser Punkt schon bei $1{,}25 \cdot P_{zul}$ erreicht (Knick in der Lastdurchbiegungslinie). — In Fig. 7 sind die «Spaltöffnungen» bzw. «Zusammendrückungen» festgehalten.

Auch hier erkennt man den Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich etwa bei der Belastungshöhe wie bei den Durchbiegungen. Aus den Verdrehungen der Kopfplatten bei Belastungen im elastischen Bereich wurde nun aus den gemessenen Verdrehungen bei den gegebenen Belastungen das theoretische Moment errechnet, das den Drehwinkel «1» am Stoß erzeugen würde. Dieses «Einheitsmoment» $1/c$ ermöglicht eine exakte Berechnung des Anschlusses, etwa bei Anwendung der baustatischen Drehwinkelausgleichs-Methode.

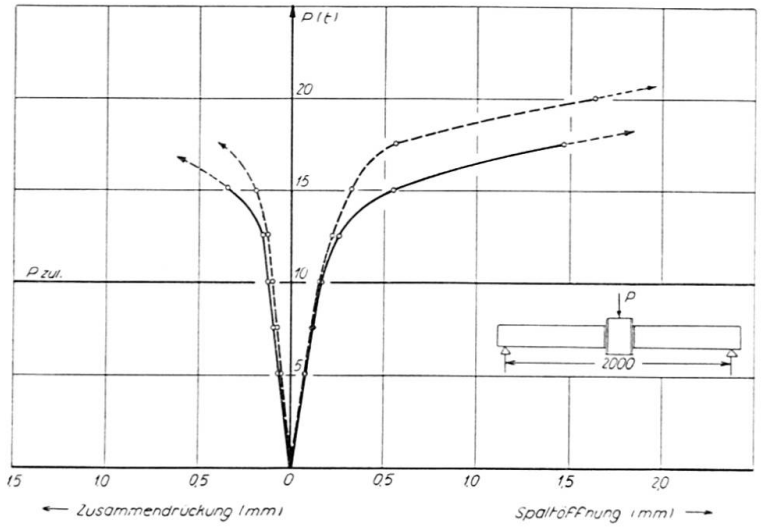


Fig. 7. Verdrehungen der Kopfplatten.

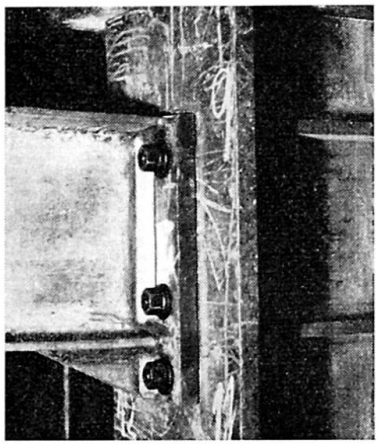


Fig. 8a. Versuchskörper Typ II nach den Belastungsversuchen.

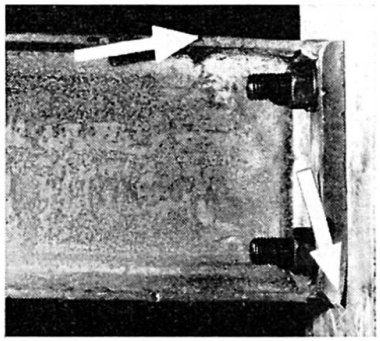


Fig. 8b. Versuchskörper Typ I nach den Belastungsversuchen.

Nach wiederholter Belastung der Versuchskörper bis $1{,}5 \cdot P_{zul}$ wurde, nachdem die Meßuhren (bis auf diejenigen zur Messung der Spaltöffnungen) abgebaut waren, stufenweise bis zur Erschöpfung der Tragkraft belastet. Das Tragvermögen war bei Körper I bei $P_{max} = 22{,}5\,\mathrm{t}$ und bei Körper II bei $P_{max} = 24\,\mathrm{t}$ erschöpft, und zwar durch das Versagen der I 220-Profile. Die Druckflansche wiesen hier erhebliche Stauchungen und die Zugflansche Fließ-

linien auf (vgl. Versuchskörper II und I *nach* der Belastung, Fig. 8). Irgendwelche Anrisse in den Schweißnähten waren nicht zu beobachten. Ebenfalls wiesen die Schrauben keine sichtbaren Beschädigungen auf, obwohl sie rechnerisch bei Erreichen von P_{max} in beiden Fällen über 90 kg/mm² (bezogen auf den Spannungsquerschnitt) beansprucht waren. Die in den Anschlüssen vorhandene Querkraft wurde hierbei zusätzlich von den Schrauben im Druckbereich des Anschlusses aufgenommen.

Die außer den beschriebenen noch durchgeführten statischen Versuche erlauben einige Angaben über wesentliche Eigenschaften von HV-*verschraubten Kopfstößen*, wobei für die im Stahlbau wichtigsten Normalprofile sowie einige Breitflanschprofile (im Bereich von 100 bis etwa 400 mm Höhe) optimale Stirnplattenabmessungen und günstige Anschlußbilder vorgeschlagen werden können. Ferner können die für die statische Berechnung wichtigen «Federwerte» c der «Stoßfugendrehwinkel» bzw. der entsprechenden «Einheitsmomente» angegeben werden. Fig. 9 zeigt derartige Regelanschlüsse einschließlich aller «Kennmaße» für die Kopfplattenausbildung, während die nachfolgenden Tabellen 3 bzw. 4 sämtliche für die Bemessung und Berechnung wichtigen Daten der einzelnen I-Profile bzw. der IPB-Profile wiedergeben. Anhand spezieller Zahlenbeispiele für Zweigelenkrahmen bzw. eingespannte Träger konnte nachgewiesen werden, daß aus den in den Tabellen angegebenen Werten, selbst in ungünstigen Fällen, Abminderungen der Eckmomente bzw. der Einspannmomente in der Größenordnung von nur etwa 10 % bis 20 %

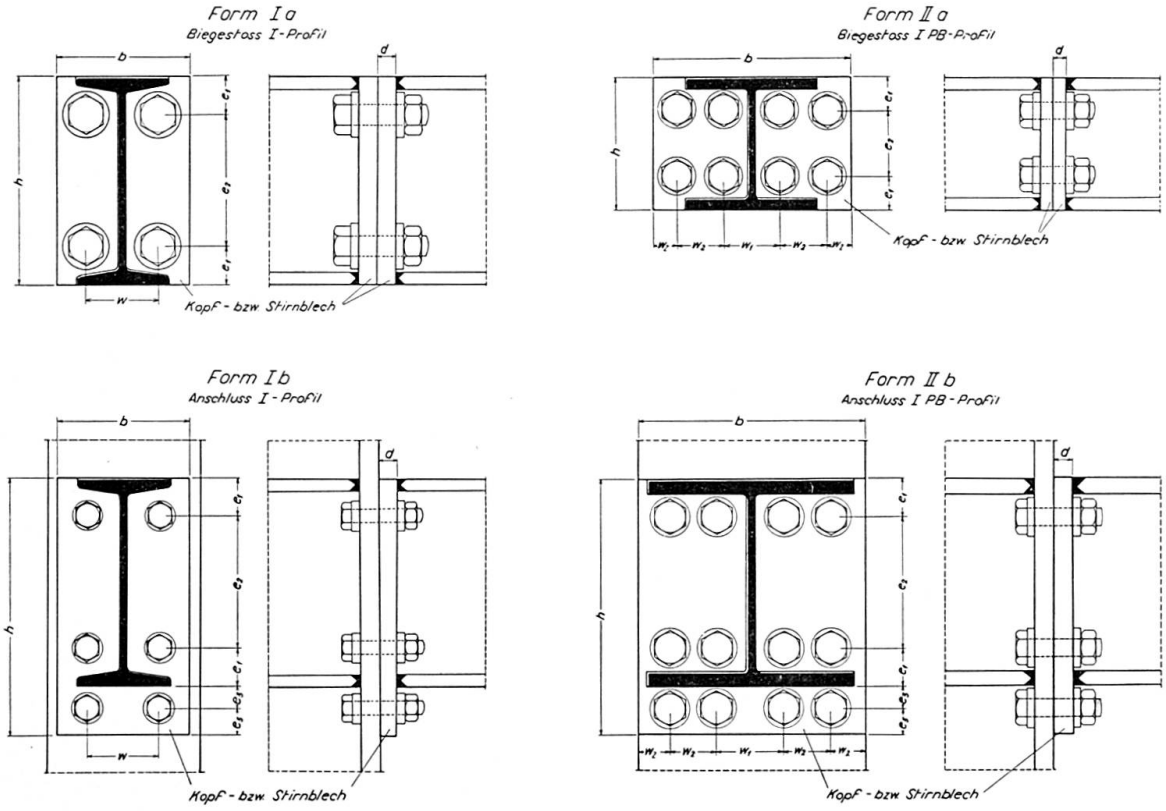


Fig. 9.

Tabelle 3. Regelanschlüsse. Form Ib. I-Profile St 37,2. Schraubenqualität: 10 K/8 G. Maße in (mm)

Profil (mm)	$M_{zul.}$ [tcm] ($\sigma_{zul.}$ = 1,6 t/cm²)	Stirnplatte			Schrauben	Anschlußbild				Sicherheitsgrade		Anschluß-federwert $M_{\psi=1}$ (tm)
		b	h	d		e_1	e_2	e_3	w	$\eta_e = \frac{M_{el.}}{M_{zul.}}$	$\eta_{Tr.} = \frac{M_{Tr.}}{M_{zul.}}$	
I 100	54,7	70	130	15	6 M 12	25	50	15	35	$\geqq$ 1,4	$\geqq$ 2,4	
I 120	87,5	80	150	15	6 M 12	25	70	15	40	1,4	$\geqq$ 2,4	$4{,}0 \cdot 10^3$
I 140	131	80	170	15	6 M 12	25	90	15	40	1,5	$\geqq$ 2,4	
I 160	188	100	200	16	6 M 14	30	100	20	50	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	
I 180	258	120	220	18	6 M 14	30	120	20	60	1,5	$\geqq$ 2,4	
I 200	342	120	250	20	6 M 16	35	130	25	70	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	
I 220	445	140	280	20	6 M 16	40	140	30	75	1,5	2,4	$6{,}0 \cdot 10^3$
I 240	566	140	300	24	6 M 18	40	160	30	75	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	
I 260	706	140	320	28	6 M 20	40	180	30	75	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	
I 280	866	160	340	28	6 M 20	40	200	30	80	1,5	$\geqq$ 2,4	
I 300	1045	160	360	30	6 M 22	45	210	30	80	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	$12{,}0 \cdot 10^3$
I 320	1250	160	380	30	6 M 22	45	230	30	80	1,5	$\geqq$ 2,4	
I 340	1475	180	400	30	6 M 24	50	240	30	90	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,4	$28{,}0 \cdot 10^3$
I 360	1745	180	420	30	6 M 24	50	260	30	90	1,5	$\geqq$ 2,4	$35{,}0 \cdot 10^3$
I 380	2020	180	440	30	6 M 27	50	280	30	90	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,31	
I 400	2340	200	460	30	6 M 27	50	300	30	100	$\geqq$ 1,5	$\geqq$ 2,31	

Tabelle 4. Regelanschlüsse. Form II b. IPB-Profile St 37,2. Schraubenqualität: 10 K/8 G. Maße in (mm)

Profil (mm)	$M_{zul.}$ [tcm] ($\sigma_{zul.} =$ 1,6 t/cm²)	Stirnplatte			Schrauben	Anschlußbild					Sicherheitsgrade		Anschlußfederwert $M_{\psi=1}$ (tm)
		b	h	d		e_1	e_2	e_3	w_1	w_2	$\eta_e = \frac{M_{el.}}{M_{zul.}}$	$\eta_{Tr.} = \frac{M_{Tr.}}{M_{zul.}}$	
IPB 100	142	100	140	15	6 M 16	30	40	20	50		1,5	$\geqq 2{,}4$	
IPB 120	230	120	170	15	6 M 18	31	58	25	50		1,5	$\geqq 2{,}4$	
IPB 140	347	140	190	15	6 M 20	35	70	25	55		1,5	$\geqq 2{,}4$	$1{,}55 \cdot 10^3$
IPB 160	526	160	220	16	6 M 22	40	80	30	60		$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 180	681	180	240	18	6 M 22	40	100	30	65		1,5	$\geqq 2{,}4$	
IPB 200	952	200	250	20	12 M 18	40	120	25	60	40	1,5	$\geqq 2{,}4$	
IPB 220	1171	220	270	20	12 M 20	40	140	25	65	45	1,5	2,4	$16{,}5 \cdot 10^3$
IPB 240	1558	240	300	24	12 M 22	45	150	30	70	50	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 260	1855	260	320	28	12 M 22	45	170	30	70	55	1,5	$\geqq 2{,}4$	$13{,}5 \cdot 10^3$
IPB 280	2370	280	340	28	12 M 24	50	180	30	80	60	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 300	2750	300	360	30	12 M 24	50	200	30	80	65	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	$17{,}5 \cdot 10^3$
IPB 320	3230	300	380	30	12 M 24	55	210	30	80	65	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 340	3470	300	400	30	12 M 24	55	230	30	80	65	1,5	$\geqq 2{,}4$	
IPB 360	4020	300	420	30	18 M 22	55	250	30	80	40	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 380	4290	300	440	30	18 M 22	55	270	30	80	40	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	
IPB 400	4850	300	460	30	18 M 22	60	280	30	80	40	$\geqq 1{,}5$	$\geqq 2{,}4$	

resultieren, so daß erst bei sehr gedrungenen Konstruktionen eine Vergrößerung der Rahmenecken durch Konsole notwendig würde.

3. Ergebnisse der Versuche

Kopfverbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben können in wirtschaftlicher Weise konstruktiv so gestaltet werden, daß sie die Tragfähigkeit eines Walzprofils (I oder IPB von $h = 100$ mm bis $h = 360$ mm) voll zu ersetzen vermögen. Es können also «Regelanschlüsse» für den Konstrukteur entworfen werden (vgl. Tabellen 3 und 4), die keinen weiteren rechnerischen Nachweis erforderlich machen, solange die Tragfähigkeit des Profils selbst in Anschlußnähe nicht erschöpft ist. — Für statisch unbestimmte Systeme und für Verformungsnachweise ist jedoch zu beachten, daß die in genannten Tafeln angegebenen «Anschluß-Federwerte» [tm] berücksichtigt werden müssen.

Kopfverbindungen kommen z. B. für den Stahlskelett- oder Rahmenbau in Betracht. Die Kopfplattendicke kann nach der Faustregel gewählt werden: Plattendicke in mm sei etwa gleich der Profilhöhe in cm, jedoch nicht geringer als 15 mm und nicht größer als 30 mm. Oft empfiehlt es sich, bei einer Konstruktion aus St 37 die Kopfplatte aus St 52 zu wählen, damit plastische Verformungen hier restlos ausgeschaltet werden.

Bei Anwendung von HV-Schrauben für Kopfverbindungen ist mehr noch als für die Anwendung genannter Schrauben für Scherverbindungen auf die Ausführungen unter B. dieser Abhandlung zu achten, d. h. es sind nur qualitativ beste Schrauben mit richtiger Formgebung für den allgemeinen Stahlbau zu verwenden.

Zusammenfassung

Neuere deutsche Untersuchungen über die beste *Formgebung* von HV-Schrauben haben ergeben, daß eine wesentliche Verbesserung des Quotienten $p : \sigma$, d. h. des Verhältnisses der Pressung zwischen Schraubenkopf und Unterlegscheibe zur Spannung im Gewindequerschnitt des Schraubenschaftes, durch einige Änderungen der Schraubenabmessungen erreicht werden kann; dabei wird gleichzeitig eine Steigerung der Vorspannkräfte um ca. 20 % — und damit eine höhere Beanspruchbarkeit — ermöglicht.

Untersuchungen an HV-verschraubten Kopfstößen für Träger und für biegefeste Anschlüsse in Rahmentragwerken haben ergeben, daß sehr wirtschaftliche und technisch einwandfreie *Regelanschlüsse* für die üblichen Walzprofile vorgeschlagen werden können. Diese Regelanschlüsse betreffen sowohl Anordnung und Anzahl der HV-Schrauben, als auch Größe und Dicke der zu verwendenden Kopfplatten. Zudem kann für jeden «Regelstoß» ein «Federwert c» $\mathrm{tm}/\varphi = 1$ ermittelt werden, der zurexakten Ermittlung von Verformungen benötigt wird.

Summary

Tests recently carried out in Germany in order to determine the best *design* for high-strength bolts have demonstrated that an essential improvement in the ratio of the pressure, p, between the bolt-head and the washer, to the stress, σ, in the sectional area at the bottom of the thread on the bolt shaft can be achieved by certain changes in the dimension of the bolts. This makes it possible, at the same time, to increase the pre-tension force by about 20%, which allows greater stresses to be applied.

Tests carried out on the joints of girders with head plates and rigid joints of portal frame structures, in which high-strength bolts were used, have proved that very economical and technically unobjectionable *standardised joints* can be established for normal steel sections. Suggestions for these standardised joints include the arrangement and number of high-strength bolts as well as the size and thickness of the head plates to be used. In addition, for each "standardised joint" a "spring factor c" (in $\mathrm{tm}/\varphi = 1$) can be determined which is essential for the exact calculation of deformations.

Résumé

On a effectué récemment en Allemagne des essais pour déterminer la meilleure *forme* à donner aux boulons précontraints à haute résistance; il s'est avéré que l'on peut obtenir, grâce à quelques modifications dans les dimensions des boulons, une diminution sensible du quotient $p : \sigma$, exprimant le rapport de la pression p entre la tête du boulon et sa rondelle, à la contrainte σ à fond de filet. De plus, il est ainsi possible d'augmenter d'environ 20 % les efforts de préserrage et par là, la résistance de l'assemblage.

On a également entrepris des recherches sur des joints de poutres comportant des plaques frontales et sur des attaches rigides dans des ossatures à portique, tous ces assemblages étant réalisés à l'aide de boulons à haute résistance. Ces essais ont permis d'établir, pour les profilés courants, des *attaches normalisées* très économiques et irréprochables du point de vue technique. On indique pour chaque attache l'arrangement et le nombre des boulons ainsi que la grandeur et l'épaisseur des plaques frontales. En outre, on peut déterminer pour chaque attache normalisée une «constante de ressort c» (en $\mathrm{tm}/\varphi = 1$) dont on se sert pour le calcul exact des déformations.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb3

Research on Large Compact Joints with High Strength Steel Bolts

Essais de traction statique sur des assemblages compacts par boulons à haute résistance

Statische Zugversuche an kompakten Verbindungen mit hochfesten Schrauben

BRUNO THÜRLIMANN
Prof. Dr., Zürich

Introduction

The first US Specifications for Assembly of Structural Joints using ASTM-A 325 High Strength Steel Bolts[1]) were approved by the Research Council on Riveted and Bolted Joints in January of 1951. This specification essentially permitted the substitution of a high strength steel bolt (A 325) for a hot-driven rivet (A 141) of the same diameter. Whereas it was originally required that all contact surfaces within the joint be free paint, a revision in February of 1954 specified that the omission of paint was only required for cases "where stress redistribution due to joint slippage would be undesirable". Hence it was recognized that in a great many cases movement of the connecting parts that will bring the bolts into bearing is in no way detrimental.

Since 1954 extensive studies have been conducted in order to determine the actual strength of bolted joints. Together with improvements in the installation practice the results of these investigations have lead to the revision of the specification [1][2]) in 1960. Part of these studies were conducted at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. with the objectives [1] to determine the slip characteristic and the ultimate strength of large compact joints and [2] to check the installation practice of high tensile

---

[1]) This and subsequent designations refer to the Standards of the American Society for Testing Materials.

[2]) Refers to list of references.

bolts by the so-called "turn-of-nut method". Since the oral presentation of the results at the Congress in Stockholm a comprehensive paper has been published [2]. Hence this report presents only a short summary of the results with emphasis on certain aspects reflected in the revised specification.

Tension-Elongation Curves of High Strength Steel Bolts

The structurally significant property of a high strength steel bolt is best illustrated in a Tension-Elongation plot. Fig. 1 shows a representative curve for a $^7/_8$ inch diameter bolt (A 325) with a grip length of 4 inches. The threaded part of the bolt extends $^1/_2$ inch into the grip length. It is significant to notice that the application of direct tension to the bolt produces a higher ultimate

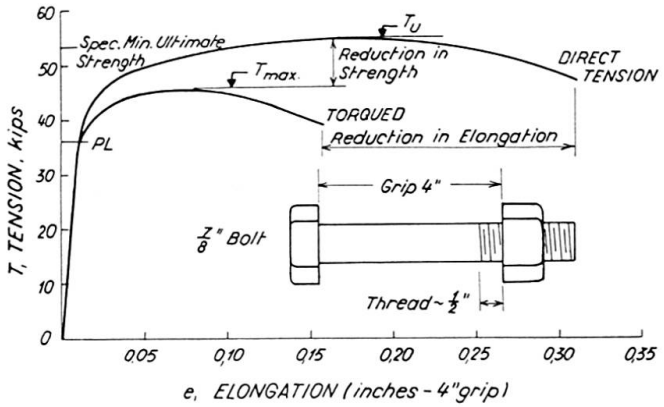


Fig. 1. Tension-Elongation Curve.

load as well as a greater total elongation at failure than the case of tension induced by torque. The differences may range from 5 to 25% for the load and from 20 to 60% for the elongation. They result from the different stress conditions when the bolt is tensioned by turning the nut. Frictional resistance transforms part of the applied torque into shear stresses that change the tension-elongation curve.

In standard erection practice the turn-of-nut method is already widely used as an economical and reliable method of inducing a high bolt tension. Fig. 2 shows on a tension-elongation curve for a $^7/_8$ inch diameter bolt with 4 inch grip length the tension obtained by rotating the nut $^1/_2$, 1 and $1^1/_2$ turn starting from the so-called "snug" position. The latter expression describes the tightness of a bolt before beginning the turn-of-nut. It is indicated by an impact wrench when impacting begins and corresponds to approximately 8000 pounds tension (8 kips). The scatter of the results is indicated by the cross-hatched zones. It should be especially noted that a $^1/_2$ turn produces a tension

equal to about 90% of the ultimate load and considerably in excess of the Proof Load (PL)[3]). On the other hand the corresponding elongation is less than $^1/_5$ of the elongation at rupture.

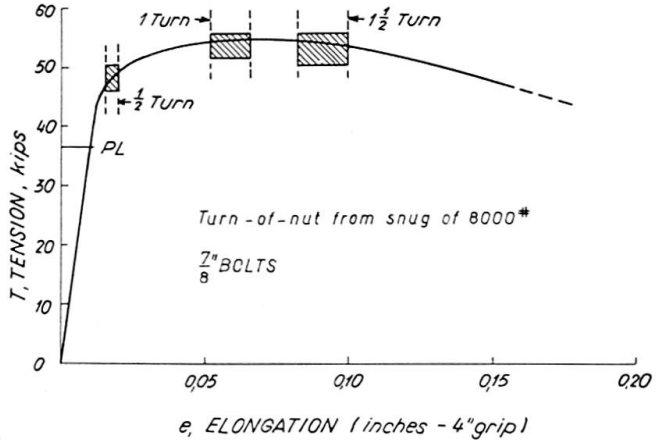


Fig. 2. Bolt Tension and Elongation in Function of Turn-of-Nut.

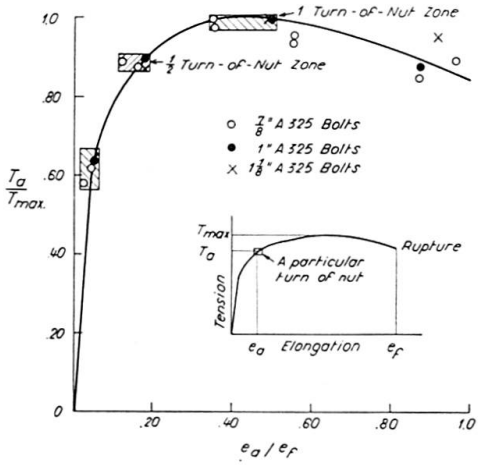


Fig. 3. Efficiency of Turn-of-Nut Method.

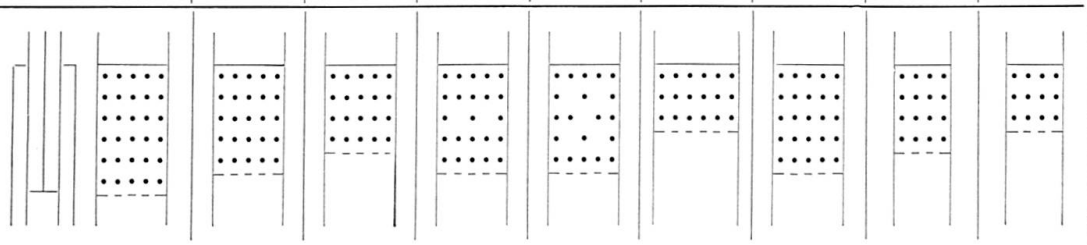
The results for the $^7/_8$ inch bolts are generalized for other bolt sizes in a non-dimensional plot in Fig. 3. Here a particular bolt tension T_a is divided by the ultimate tensile strength T_{max} and a particular bolt elongation e_a by the elongation at rupture e_f. It can be seen that the three sizes of bolts, namely $^7/_8$, 1 and $1^1/_8$ inch diameter, show completely similar behavior.

Tests of Large Compact Joints

A total of 8 bolted joints were fabricated and bolted up using the turn-of-nut method. The pertinent information of these joints, including an additional riveted joint BR 2 for comparison purposes, is summarized in Table 1. Gage

[3]) The 1951 Specification required a minimum tension equal to 0.9 PL.

Table 1. Description of Test Joints

	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	BR 2	A 3	G 1
									
Plate Material	Main Plate: 2 PLs 18″ × 1″ ASTM – A 7 Lap Plates: 2 PLs 18″ × 1″ ASTM – A 7								
Number of $^7/_8$″ A 325 Bolts	30	25	20	23	20	18	25–$^7/_8$″ A 141 Rivets	16–1″	12–1$^1/_8$″
T:S Ratio	1:0.74	1:0.89	1:1.11	1:0.96	1:1.11	1:1.15	1:0.89	1:1.10	1:1.11
Gage, g	3 $^5/_8$″	3 $^5/_8$″	3 $^5/_8$″	3 $^5/_8$″	3 $^5/_8$″	3″	3 $^5/_8$″	4 $^1/_2$″	4 $^1/_2$″
g/d	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	3.20	3.87	4.24	3.79
Pitch, p	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	3 $^1/_2$″	4″	4″
p/d	3.73	3.73	3.73	3.73	3.73	3.73	3.73	3.76	3.37

"d" is the diameter of the drilled holes

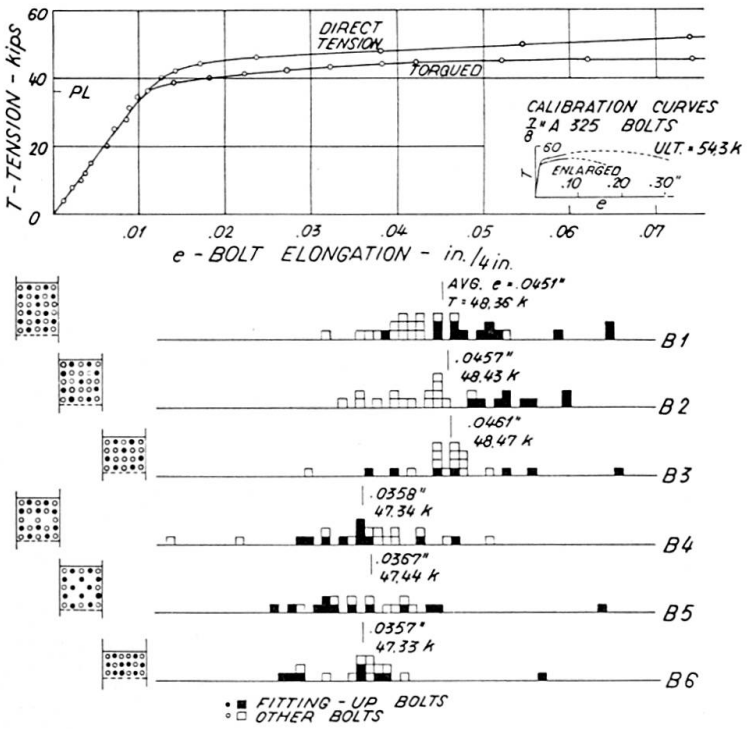


Fig. 4. Bolt Tension Distribution.

and pitch specify the distances between the bolt holes. The holes were $^1/_{16}$ inch larger than the bolt diameters. The plate material was A 7 Structural Carbon Steel with an average static yield stress level of 36.6 ksi and an average ultimate tensile strength of 65.5 ksi (1 ksi = 1000 pounds/square inch). In assembling the joints the contact surfaces were cleaned of loose mill scale and burrs, but no other preparations were applied. The bolts were installed by a field crew using the current field procedure of $^1/_2$ turn-of-nut from the "snug" position. For all joints the bolt elongation was measured. The corresponding results for the joints with $^7/_8$ inch bolts are represented in Fig. 4 in the form of a histogram. Entering with the elongation of a particular bolt, represented by a square in the figure, the corresponding bolt tension can be determined from the tension-elongation curve on top of the figure. Despite the fact that the bolt elongations show a scatter between about 0.012 to 0.067 inches the induced tension is rather uniform due to the fact that the bolts were stressed beyond the elastic limit into the plastic range. Even the few extreme values of $e \geqq 0.06$ have still a margin of safety of over 2 against rupture as may be seen from Fig. 1. Using the average bolt elongation of each joint the average bolt tension T was determined using the direct tension calibration curve. The values are also listed in Fig. 4.

The problem of relaxation of the bolt tension with time has not been studied specifically in this program. However it is well known that even if the absolute amount of relaxation of a bolt stressed into the plastic range is greater than the relaxation of a bolt stressed to a lower initial value, its final tension will still be larger. Hence it follows that a higher initial tension of a bolt will always lead to a higher final tension after relaxation. This fact should be fully recognized in order to appreciate the turn-of-nut method.

All joints were loaded in direct tension up to failure. The results are summarized in Table 2 giving the slip as well as the ultimate load and the type

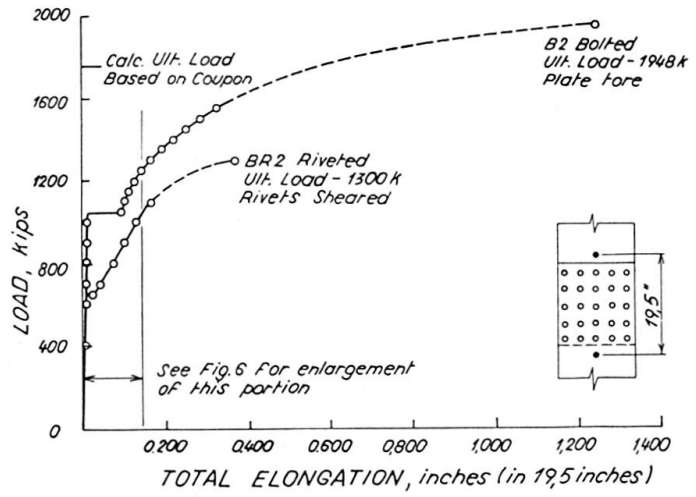
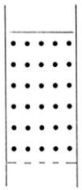
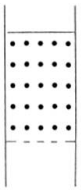
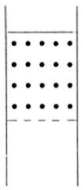
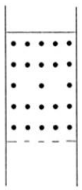
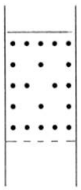
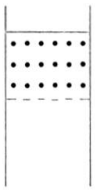
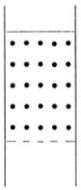
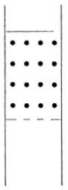
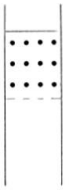


Fig. 5. Loads vs. Total Elongation for Joints B 2 and BR 2.

Table 2. Results of Joint Tests

	Units	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6	BR 2	A 3	G 1
Pattern										
Number of $^7/_8''$ A 325 Bolts		30	25	20	23	20	18	$25–^7/_8''$ A 141 Rivets	$16–1''$	$12–1^1/_8''$
Nominal Gross Area	sq in	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0
Nominal Net Area	sq in	26.6	26.6	26.6	26.6	26.6	24.8	26.6	27.5	26.5
Nominal Shear Area	sq in	36.1	30.0	24.0	27.7	24.0	21.6	30.0	25.1	23.9
Tension-Shear Ratio		1:0.74	1:0.89	1:1.11	1:0.96	1:1.11	1:1.15	1:0.89	1:1.10	1:1.11
Slip Load	kips	1238	1047	911	850	609	673	654	843	920
Nominal Bolt Shear	ksi	34.3	34.9	38.0	30.7	25.4	31.2	21.8	33.6	38.5
Tension on Net Section	ksi	46.5	39.4	34.2	32.0	22.9	27.1	24.6	30.7	34.7
Avg. Extension of Bolts	in	0.0451	0.0457	0.0461	0.0358	0.0367	0.0357		0.0317	0.0519
Initial Clamping Force	kips	1451	1211	970	1089	949	852		968	936
Coefficient of Slip		0.427	0.432	0.469	0.390	0.321	0.395		0.435	0.491
Ultimate Load	kips	1956	1948	1750	1786	1680	1550	1300	1820	1798
Nominal Bolt Shear	ksi	54.2	64.9	72.9	64.5	70.0	71.8	43.3	72.5	75.2
Tension on Net Section	ksi	73.5	73.2	65.8	67.1	63.2	62.5	48.9	66.2	67.8
Type of Failure		Tear at net section main plate	Tear at net section one lap plate	Shear of bolts	Tear at net section one lap plate	Shear of bolt	Shear of bolt	Shear of rivets	Shear of bolts	Shear of bolts

of failure. For the two comparable joints B 2 and BR 2 with the same number of high tensile bolts and rivets respectively the load-elongation curves are shown in Fig. 5 and 6. The bolted joint B 2 was somewhat stiffer. Major slip occurred suddenly with a resounding "bang" at a considerably higher load than for the riveted joint. Despite the fact that the slip of B 2 was $^{8}/_{100}$ of an inch as compared to $^{2}/_{100}$ for the riveted joint BR 2 the latter always showed a larger elongation. This indicates that if slip can be tolerated in a riveted joint it should have no more adverse effects in a bolted joint. Finally it should be pointed out that the riveted connection failed at a much lower load. These two tests demonstrated clearly the superior behavior of the bolted joint.

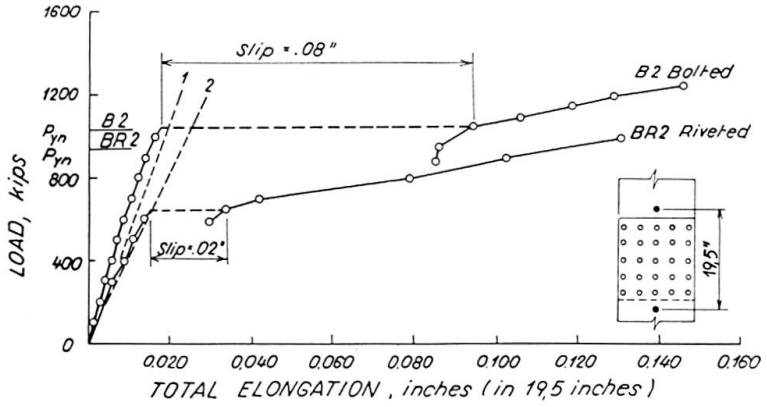


Fig. 6. Load vs. Total Elongation for Joints B 2 and BR 2 (Enlarged).
(1) Theor. Curve using Gross Area. (2) Theor. Curve using Net Area.

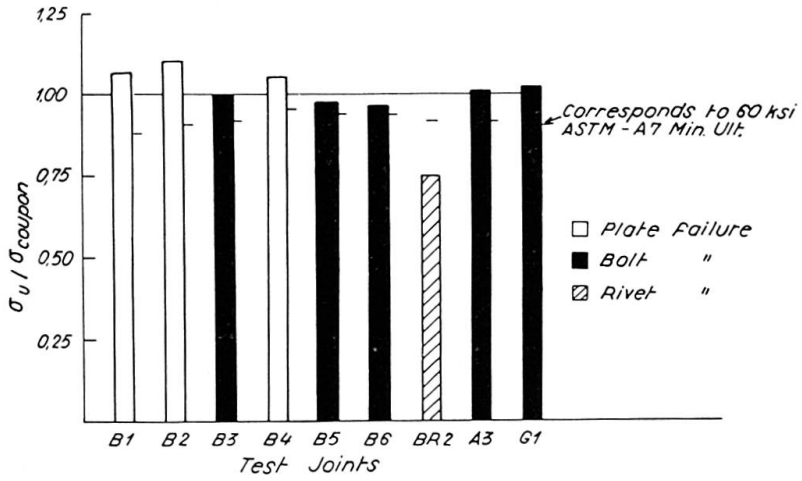


Fig. 7. Efficiency of Compact Joints,

Another presentation of the test results is shown in Fig. 7 giving the ratio of the tensile stress in the net section at ultimate load, σ_u, to the ultimate tensile strength of the plate material, σ_{coupon}, determined on a standard tensile coupon of the material. This ratio is a measure of the efficiency of the joint or the degree to which each joint developed its corresponding coupon strength.

It is interesting to note that in all cases of plate failure the ratio exceeds unity indicating the beneficial effect of lateral restraint of the material within the net section. Bolt failure occurred for a Tension/Shear ratio, T/S = 1.00/1.10 to 1.00/1.15, i.e. for an average shear stress on the bolts slightly higher than the average tensile stress on the net section of the joint. For comparison it may be mentioned that the corresponding ratio for a riveted joint is about T/S = 1.00/0.75. Hence it follows that 2 high strength steel bolts (A 325) exhibit about the same shear strength as 3 rivets (A 141) of the same diameter.

In Table 2 the coefficient of slip $K = P_s/T_i$ is also recorded where P_s is half of the slip load (because the joints presented two slip planes) and T_i the initial clamping force of all fasteners. Because it is based on the clamping force existing before any load was applied and not on the actual clamping force at the moment of slip it is termed "slip coefficient" rather than coefficient of friction [4]). Two slip coefficients may be determined depending on the calibration curve used for calculating the clamping force (see Fig. 4). In order to make the slip coefficients reported here comparable to previously reported values the curve for direct tension has been used. The values listed in Table 2 show a scatter from $K = 0.321$ for joint B 5 with a rather open bolt pattern to $K = 0.491$ for joint G 1 with a compact pattern. Comparing the other joints it follows that the joints with compact patterns, B 1, B 3, A 3 and G 1 developed consistently higher slip coefficients than the joints with open patterns, B 4 and B 5. In the average a coefficient of slip of $K = 0.40$ was determined for joints whose contact surfaces were covered with dry mill scale. Loose mill scale and burrs were removed but otherwise no surface preparation was used.

Use of Calibrated Impact Wrench for Inducing High Initial Bolt Tension

In the course of this investigation a study has also been made of using the calibrated impact wrench for obtaining a high bolt tension similar to the one induced by the turn-of-nut method, i.e. about 90% of the ultimate load. Presently this method is used with a cut-off setting of the wrench at about 15% above the minimum required bolt tension prescribed by the specification. The turn-of-nut method on the other hand produces a considerably higher tension about 40% above this minimum. Looking at the tension-elongation curve of Fig. 4 it becomes quite obvious that for high bolt tensions in the inelastic range an elongation criterion as provided by the turn-of-nut method is more appropriate than a torque criterion inherent to the use of a calibrated impact wrench. Actual use of the calibrated wrench showed a much wider

---

[4]) Previous investigations have not made this distinction using the term coefficient of friction indiscriminately.

scatter in tension and especially in bolt elongation than for the turn-of-nut method. In a few instances it even lead to fracturing the bolts. This should not be surprising when the different influences such as variation in bolt friction, variation in air pressure, inaccuracy in the cut-off device, etc. are considered. Hence it may be concluded that the turn-of-nut method presents a simpler and also more reliable method of tightening bolts to a high initial tension of about 90% of the ulimate load.

New Trends in the 1960 American Specifications

The research work just described and extensive investigations at other Universities[5]) are reflected in the new "Specifications for Structural Joints Using ASTM A 325 Bolts". Here only two important aspects will be pointed out, namely [1] the distinction of two classes of shear joints, the friction-type and the bearing-type connections and [2] a consequent adherence to a simple and at the same time reliable installation practice.

"Shear connections subjected to stress reversal, severe stress fluctuation, impact or vibration, or where slippage would be undesirable, shall be friction-type." Bolts in such joints are designed on the "substitution rule" permitting the replacement of a hot-driven rivet (A 141) by a bolt (A 325) of the same diameter in accordance with the old specifications. In bearing-type connections however, the allowable shear stress on bolts where threads are excluded from the shearing plane shall be equal to 1.1 times the basic design stress of the applicable code or specification for A 7 Structural Carbon Steel. This basic design stress being 20 ksi for the specification of the American Institute of Steel Construction leads to an allowable shear stress of 22 ksi on the bolts. Comparison of this value with the computed nominal bolt shear for the tested connections listed in Table 2 shows that the latter values are considerably greater. Hence even in a bearing type connection slip will not occur under normal conditions. However the margin of safety against slip is much lower than for the friction-type connection.

Since their first adoption the American Specifications have not required any elaborate preparation of the contact surfaces. "They shall be free of dirt, loose scale, burrs, and other defects that would prevent solid seating of the parts. Contact surfaces within friction-type joints shall be free of oil, paint, lacquer or galvanizing."

The new specification allows the use of three bolt styles and two types of nuts. Considerable simplification in installation may follow from the use of special heavy semifinished hexagon bolts and heavy semifinished hexagon

---

[5]) See further references listed in the Commentary to reference [1].

nuts. The bolt head has same width across flats as the nut. Hence the same size socket for the impact wrench can be used for turning either the bolt head or the nut. Furthermore the iron worker needs to carry only one spud wrench. A further benefit from the use of the above bolt and nut type follows because the washer may be omitted under the bolt head or the nut when these are not the turned elements.

Tightening of the bolts can be done by either calibrated wrenches or the turn-of-nut method. For the former method the specification requires that both torque and impact wrenches be calibrated frequently using not less than three typical bolts from the lot to be installed. For the turn-of-nut method a rotation of $^1/_2$ to $^3/_4$ turns from the so-called "snug" position is required depending on the size of the bolt and the grip length. It is interesting to note that the permissible tolerance is $^1/_4$ turn over nothing under in order to be assured of a high clamping force. It also indicates that a small amount of overturning does not damage the bolt. The turn-of-nut method has been used in the United States and Canada very extensively over a number of years.

Acknowledgement

The experimental work reported in this paper has been conducted at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. It is part of an investigation sponsored by the Pennsylvania Department of Highways, the U.S. Bureau of Public Roads and the Research Council on Riveted and Bolted Joints. Dr. LYNN S. BEEDLE is serving as Director of the project. Dr. J. L. RUMPF was in direct charge of the part reported here. The author expresses his sincere thanks to his former collegues for the permission to present these results.

List of References

1. Specifications for Assembly of Structural Joints Using High Strength Steel Bolts. Research Council on Riveted and Bolted Joints, 1960.
2. FOREMAN, R. T. and RUMPF, J. L. Static Tension Tests on Compact Bolted Joints. Proceedings ASCE, Vol. 86, ST6, June 1960, p. 73.

Summary

Static tension tests on large compact bolted shear connections are described. Information on bolt tension induced by the turn-of-nut method proves the reliability of this method in furnishing a consistently high and rather uniform tension in the bolts. New trends in the American Specifications of 1960, namely

the distinction between friction-type and bearing type shear connections and simplifications in the installation practice of the bolts are reviewed in the light of these tests.

Résumé

L'auteur décrit des essais de traction statique effectués sur des assemblages boulonnés, compacts et de grandes dimensions. Le contrôle de l'effort de préserrage introduit dans le boulon par la méthode «au tour d'écrou» montre que ce procédé permet d'obtenir avec sûreté un préserrage élevé et assez uniforme. Analysant ces essais, l'auteur décrit les tendances nouvelles des prescriptions américaines de 1960, spécialement la différence faite entre les assemblages agissant au frottement et ceux travaillant au cisaillement, ainsi que les simplifications dans l'exécution des assemblages.

Zusammenfassung

Statische Zugversuche an großen, kompakten geschraubten Verbindungen werden beschrieben. Die Information über die Klemmkraft von Schrauben, welche durch ein «Verdrehungskriterium» (turn-of-nut method) erzeugt wird, zeigt, daß diese Methode mit Zuverlässigkeit zu einer hohen und gleichmäßigen Klemmkraft führt. Die neuen Richtungen in den amerikanischen Vorschriften von 1960, nämlich die Unterscheidung von Verbindungen auf Reibung und auf Abscheren, sowie Vereinfachungen in der Ausführung von Schraubenverbindungen werden an Hand dieser Versuchsresultate besprochen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

III
Ossature métallique
Stahlskelettbauweise
Steel Skeleton

III a
Calcul, dimensionnement et réalisation
Berechnung, Bemessung und Ausbildung
Design and Execution

III b
Dalles et parois planes
Decken und Wände
Slabs and Walls

III c
Procédés de montage et sécurité du personnel
Montage und Unfallverhütung
Erection and Safety of the Workmen

General Report

GEORGE WINTER
Prof., Ph. D., Ithaca, N.Y.

The diversity of contributions to the Theme of Steel Framed Buildings is a reflection of the diversity of engineering requirements and skills which must combine to produce efficient structures of this type. Among this diversity, the structural design is only one facet. It is fitting that at least some of the other facets are reflected in the discussion, such as: the functional and economic (in contrast to structural) features of wall, floor, and roof construction, the manner in which erection procedures affect the economy of the structure, the problem of fire proofing, and others.

I. Structural Design

In the Preliminary General Report it has been emphasized in some detail that the question of frame instability (side-sway buckling) is becoming increasingly important. This is so because of two simultaneous tendencies. On the one hand, the reduction in dead loads achieved with modern wall and floor construction, as well as improved methods of design, analysis, and construction have resulted in much lighter steel frames than were current, say, in the 1930. The resulting greater slenderness of the columns makes buckling phenomena more important than before. It can be predicted that this tendency will be further accentuated by the forthcoming use of higher strength steels for ordinary construction. This development is just now making its appearance in the U.S.A. with the recent introduction of several new structural steels covering a considerable range of strengths. On the other hand, the present-day light curtain walls and partitions contribute little, if anything, toward the lateral stability of the structure, in contrast to the much greater rigidity of the older types of heavy walls. It is evident that the simultaneous development toward more slender columns and toward reduced wall bracing greatly accentuates the problem of lateral buckling.

Prof. GOLDBERG's discussion represents a further contribution to this topic. Its urgency is illustrated by the following significant quotation from that contribution: "Calculations made upon some recently designed building frames for the sidesway mode of buckling show that the equivalent or effective column length may be as much as three story heights. This is far from the one-story assumption which, in the past, has been a convenient and apparently adequate basis of design." This information is consistent with that provided by W. MERCHANT and A. H. SALEM in the Preliminary Publication, and described in the General Report. It represents a definite warning to the effect that conventional methods of column design, which used to disregard the possibility of lateral displacement, must be supplanted by more refined and realistic methods of analysis, or else decidedly unsafe situations may result.

The substance of Prof. GOLDBERG's contribution is concerned with structures which are braced against side-sway not by the stiffness of the frame itself, but by shear walls, truss bracing, or other special vertical bracing systems. Methods are shown for calculating the minimum stiffness so that such bracing systems will prevent side-sway buckling. Once such lateral instability is prevented, the only remaining buckling mode is that in which the two ends of each column do not move laterally with respect to one another; this mode results in much larger buckling loads than the side-sway mode.

In contemplating the design significance of Mr. GOLDBERG's contribution, two observations should be made which are both based on a recent paper by the present reporter on similar problems of lateral bracing [1][1]). In that paper

[1]) References p. 211.

the type of bracing required to prevent side-sway buckling, and analyzed by Mr. GOLDBERG, has been called "full bracing". The rigidity required for full bracing of an ideally aligned frame subject to vertical loads only can be designated by k_{id}. It is this value which is analyzed by Mr. GOLDBERG. On the other hand, any real member or frame is affected by inevitable defects of alignment, straightness, etc., and by the further possibility of transverse loads from wind and other sources. It is shown in [1] that the actual rigidity k_{req} which is required to prevent sidesway buckling in the presence of these inevitable factors, is larger than k_{id} and can be computed if these factors are known or reasonably assumed. It follows from this that Mr. GOLDBERG's criteria actually represent lower limits for the required shear rigidity of the bracing systems and that for actual structures larger rigidities must be provided.

On the other hand, it should not be forgotten that it is the primary function of these bracing systems to resist definite horizontal forces, chiefly wind loads, and it is for these loads that such bracing is chiefly designed. It seems likely for most buildings of significant height that a bracing system adequate to resist wind and other horizontal forces will be more than adequate to resist side-sway buckling, provided that the individual frames are connected to the shear walls by the customary, rigid floor diaphragms. However, should there be a case where the actual rigidity of the bracing system is not greatly in excess of the value k_{id} obtained from Mr. GOLDBERG's and similar calculations, then it becomes necessary to enter upon a second order analysis for determining that actual rigidity which is required to prevent side-sway failure due to the combined action of the buckling tendency from vertical loads plus the lateral deflections produced by wind and other horizontal loads. It will then be found that k_{req} for these actual conditions exceeds k_{id} by very considerable amounts.

Mr. H. BECK elaborates on Mr. P. DUBAS' investigation of the effect of axial shortening on moments in tier building frames. He analyzes a cantilever Vierendeel frame as representing the action of a building frame under wind load and shows that the influence of axial deformation increases with increasing ratio of girder stiffness to column stiffness and with the number of stories. Since the influence is particularly significant for slender columns one wonders whether another factor, mostly neglected in design, would not be found of equal or greater consequence. This is the loss in effective rigidity of the columns caused by their axial loads, and the corresponding increase of wind deflections and moments over those calculated by neglecting this factor.

Mr. BÖHMER deals with a problem of considerable practical interest, namely with the strength of a column which has been reinforced by means of added plates of a steel of higher strength than that of the original member. The problem, however, is not restricted to this situation. With the above mentioned wider availability of structural steels of a variety of strengths, structures are now being erected where several steels are used in combination,

depending on the functions of the particular member or element. Evidently, for a member where rigidity is the primary requirement, such as in columns of considerable slenderness, an inexpensive low-strength steel is the most economical material. On the other hand, where yield strength is the primary requirement, higher strength steels are appropriate. Along this line of thought, long-span plate girders for bridges have recently been built where, within the same main girder, a variety of steels have been used, i. e. lower strength steels in the lowly stressed portions near inflection points, and higher strength steels, particularly for the flanges, in high-moment regions. By analogy it is possible that Mr. BÖHMER's idea of obtaining a higher strength column by reinforcing I or WF section with high strength flange plates could prove to be economical not only for subsequent strengthening of existing structures, but also in the original design of new structures, particularly if the columns are also subject to bending moments.

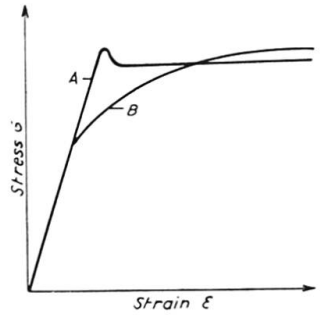


Fig. 1. Types of stress-strain diagrams.

A: Sharp-yielding (annealed steel)
B: Gradual-yielding (with residual stresses)

Mr. BÖHMER's contribution is a convincing example of a situation where elastic calculations would be entirely misleading, and where a rational and realistic analysis can be achieved only by including the effects of the plastic properties of steel. The writer would merely like to add the following observations to Mr. BÖHMER's ingenious method. It is assumed in this method that the column strength curve σ_{cr} vs. λ is of a type determinded by presumptive initial curvature, such as in DUTHEIL's method, among several others. From this it would follow that strengthening with higher strength steel would change the ordinates, but not the shape of this column curve. However, it has been shown in recent years by very extensive research [2], [3], [4], [5], [6] that the shape of column curves in the range of low and medium slendernesses depends not on fictitious or presumptive initial eccentricities, but on the influence of very real and measurable residual stresses. In rolled shapes these are caused by the cooling process, in welded members by the residual temperature stresses, and in cold-formed members by the localized effects of cold working. The main effect of these factors is to change the effective stress-strain curve of the material in the member from the sharp yielding character of annealed steel (Fig. 1, curve A) to the gradual yielding type of curve B. The corresponding reduction of the effective modulus is the reason for the departure of the column curve from the elastic Euler curve in the region of low and medium

slendernesses. THÜRLIMANN [2], from tests carried out at Lehigh University, reports the following ratios for σ_{cr}/σ_y for columns with slenderness ratio $\lambda = 90$, made of standard mild structural steel: annealed WF shapes -0.9, riveted I-section -0.85, as-rolled WF shape -0.75, welded I-section -0.60. This is a dramatic illustration of the influence of the magnitude of residual stresses and cannot be explained by any of the column theories based on presumed initial curvature or eccentricity. Now, if the strengthening process envisaged by Mr. BÖHMER is carried out by welding, it is practically certain that the resulting cooling stresses will affect the effective stress-strain curve of both materials, the I-shaped core as well as the reinforcing plates in a manner similar to the quoted figures. This remark by no means invalidates the basic concept of Mr. BÖHMER's analysis. It only emphasizes an additional factor which may significantly affect the real buckling strength of such reinforced columns.

In addition to simple connections whose moment resistance is negligible, and to fully rigid connections which are utilized where complete continuity, elastic or plastic, is desired, semi-rigid connections have at times been intensively investigated. They do not provide full continuity, but do develop moments which are sufficiently large to make their utilization economically attractive. This method of design has not found wide application, primarily for two reasons: On the one hand, each type and size of connection has its own moment-rotation characteristics which must be known in order to be incorporated in design; this requires a large amount of experimental information to be available. On the other hand, the complications in analysis produced by partial continuity are quite considerable and time consuming. Prof. MAUGH proposes a simple test method for obtaining the moment-rotation relation of any particular connection for use in the given design. He then linearizes the strongly non-linear relationship and incorporates it in a modification of the slope deflection method of analysis. It might be desirable to establish by full scale frame testing whether the analysis so obtained gives results which are adequately realistic.

II. Erection

Mr. SCHMID describes French developments toward lightweight, prefabricated floors and curtain walls similar to, but not entirely identical with those in the U.S.A., which were discussed in the Preliminary General Report and described in detail in the Preliminary Publication by Mr. KRAPFENBAUER and Mr. STETINA. Mr. SCHMID's process of casting a stack of concrete floor slabs on the ground and then lifting them into place is similar to the "lift slab" procedure which has been long and successfully used in the United States. Differences, however, exist. In the American procedure slabs of much larger area, often covering the entire floor area of the building and supported on any

number of columns, are cast and then lifted in one piece. This requires free standing columns and high precision in the lifting process, which is carried out by the simultaneous action of a number of jacks, one each for every column. As a consequence, this method has been found practical mostly for structures only a few stories high. In contrast, in Mr. SCHMID's procedure the individual slabs are of smaller size, each supported only by four columns at the corners. This makes possible the relatively simple lifting and mounting procedure described by the contributor, and apparently enables this type of construction to be used for buildings as high as twelve stories. It might be added that under favorable conditions the American lift slab method has been used for apartment buildings up to 12 and 14 stories high. Each concrete slab covered the entire floor area as one monolithic unit, 215×69 ft. in the latest structure of this kind in Ann Arbor, Michigan [7], and was lifted by 36 electronically controlled, simultaneously acting jacks.

The assembly of entire multi-story frames on the ground and their final placement by tipping them up as described by Mr. SCHMID, is certainly unusual and requires skillful erection procedures and careful checking of erection stresses. While space limitations will generally prevent this method from being used in crowded city conditions, it seems to have considerable possibilities where no such restrictions exist. In the erection of the initial bents, the single mast which alternatively serves as boom and as pole has certain features in common with the jumping guy derrick described by Mr. RAPP and illustrated in his splendid photographs. The latter is probably simpler in operation and capable of greater precision, which is appropriate since the entire erection is carried out by means of this derrick. Mr. SCHMID's single boom, on the other hand, is used only for mounting the initial bents, and in view of this modest task this simpler, but somewhat more cumbersome tool is probably economically appropriate.

The problems and methods of wind bracing described by Mr. SCHMID also parallel those discussed in the Preliminary Publication. Clearly, regardless of country, the same problems arise and similar solutions present themselves for structures of similar type.

III. Fire Protection

Conceptually, the problem of fire protection has much in common with the problem of structural safety. This similarity becomes very apparent when one examines the contributions to this theme by Dr. KOLLBRUNNER and Mr. BOUÉ in the Preliminary and the Final Publication.

Both in the field of structural safety and in that of fire protection, there exists certain objective information of a basic nature. Thus if a structure is made precisely to the design drawings, and of materials of precisely known

properties, and is acted upon precisely by the design loads then, at least in simpler cases, it is possible to calculate with considerable precision the actual strength of the structure and to determine the so-called safety factor inherent in the design. Likewise, from numerous fire tests and other information, for a structure with precisely known fire resistance, precisely known combustible content, and precisely known time-temperature curve, the fire performance becomes highly predictable and the degree of fire safety can be expressed in definite terms.

On the other hand, in regard to structural safety, a large number of decisive factors are of an uncertain and, at best, statistical nature. Materials properties vary over considerable ranges, actual loads are different in magnitude and even in nature from assumed design loads, humanly inevitable construction inaccuracies affect internal stresses, design calculations are only approximate since they are based on certain idealizing assumptions, and consequences of structural failures, in terms of loss of life and property, vary over a wide range. Some of these influences can be evaluated statistically and their results incorporated in a probabilistic concept of structural safety. For others, engineering judgement must be used because either the necessary data for statistical treatment are not available or because the factors themselves are of a non-statistical nature. — In a similar manner, in regard to fire safety, analogous factors exist which are also of an uncertain and, at best, statistical nature. As Mr. KOLLBRUNNER points out, in actual fires the time-temperature curves vary widely and differ from those standardized in fire tests; actual combustible contents also vary and only statistical data, if any, are available; the actual efficacy of fire protection measures depends on a number of random influences which may not be reflected in fire tests; and the consequences of fire damage vary over a similarly wide range as those of structural failures.

It would seem, therefore, that a probabilistic approach, tempered by engineering judgement applied to the non-statistical features of the problem, is equally appropriate in the field of fire safety as it is in the field of structural safety. It is no accident that the point system of evaluating fire protection, as proposed in the contributions by Mr. BOUÉ and Mr. KOLLBRUNNER, is somewhat analogous to the rating system for structural safety advanced by the Institution of Structural Engineers in London [8]. It is the undoubted advantage of such point or rating systems that they reduce the influence of subjectivity and tend to produce greater uniformity. They result in definite numbers which characterize the given situation. One should not forget, however, that these numbers do not have the same degree of validity as have objectively measurable quantities, such as stresses, deformations, etc. Nor do they have the same probabilistic significance as have quantities of known statistical distribution, such as certain materials properties, load intensities, etc. Point or rating systems are basically numerical codifications of engineering judgement based on so-called common sense. When this limitation is

kept in mind, and when they are not regarded as objective truth, they are of undoubted advantage and represent valuable developments toward more realistic and uniform procedures.

IV. Conclusions and Recommendations

The economic and social conditions which promote the need for high multi-story tier buildings are the same in all industrial countries. They have developed somewhat earlier in the U.S.A. where the tall building, from 15 to 40 stories and more, has been the normal metropolitan structure for decades, but similar developments are now found almost everywhere. At the same time this structural type, since World War II, has undergone a minor revolution in functional and structural aspects; again with some differences in speed of development, the features of this revolution are similar in the various countries.

For one thing, the functional nature of these structures has changed and continues to change. While formerly their primary function was that of shelters, and their shape and layout were practically permanent throughout the life of the structure, they are now becoming increasingly complex machines, highly adapted to their individual purposes and at the same time endowed with maximum internal flexibility and adaptability.

Structurally, the demand for economy and speed of erection has resulted in the preponderant use of prefabrication, not only of the elements of structural framing, but also of floors, walls, partitions, and other units. In the course of these developments, lightweight construction has replaced the traditional, heavy installations, with corresponding savings in time, and in cost of framing and foundations. New connection methods, welding and high strength bolting, have all but eliminated riveting. New approaches to fire protection have further intensified the trend toward weight reduction. Demands for internal flexibility have led to large column spacings and often to complete elimination of interior columns.

Reduction in dead load, lightening of the frame, and lack of rigidity of flexible curtain walls and partitions are imparting decisive importance to the manner in which such structures are made to resist horizontal loads from wind, earthquake and other causes. In regard to stability, the side-sway mode of buckling, which used to be disregarded in conventional column design, takes on increasing importance. Other new departures in methods of design and analysis place increasing emphasis on actual strength and actual structural performance under load, as distinct from formal, purely elastic stress analysis.

Many of these developments were possible only on the basis of extensive and systematic research efforts on a large scale. This refers to the behaviour of welded and of high strength bolted connections, to the development of

thin-walled, coldformed steel members, to research on frame stability and on the ultimate strength of steel structures (often somewhat mistakenly designated as "plastic design"), to methods and effects of fire protection, and others. In this respect, two recommendations come to mind:

1. With the radical reduction in dead loads, the influence of live loads, both vertical and horizontal, becomes of increasing importance. The degree of safety of a structure is intimately related to the degree of certainty with which the loads are known. It would seem that a concerted effort should be made to investigate, by actual measurement and statistical evaluation, the intensity and distribution of live loads, including wind loads, which act on tall, multi-story structures. The large efforts which have been expended in research on stress, strain, and strength, to be made fully effective, must be supplemented by corresponding investigations on conditions of loading.

2. The immediate effects of the above mentioned, large-scale research undertakings have all too often been limited to the countries where the research was done. This has retarded development and led to superfluous duplication of effort. It is realized that traditions as well as specific conditions often make it impossible to transfer without change technical developments of one country to another. Yet, more complete knowledge of such developments is advantageous to all. Thus, the U.S.A. has greatly profited from a systematic study of European developments in prestressed concrete prior to embarking on its own evolution in this field. All too often, however, such cross fertilization is absent.

Here is an area in which the I.A.B.S.E. could provide increased service. This would consist in the systematic publication of summary articles, that is, of papers which review and summarize in a systematic manner new developments in a specific country and field. Precedents for this are the papers by Mr. STETINA and by Mr. RAPP which were written on the specific request of President STÜSSI. Other examples are those of [2] and [5]. In this manner the Congresses as well as the annual Publications could be of increased assistance to the openminded and unprejudiced reader who wishes to utilize new technological developments regardless of national origin.

References

1. WINTER, G., "Lateral Bracing of Columns and Beams". Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., March 1958, p. 1561–1 (also Trans. ASCE, 1960, p. 807).
2. THÜRLIMANN, B., "New Aspects Concerning Inelastic Instability of Steel Structures". Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., Jan. 1960, p. 99.
3. THÜRLIMANN, B., «Der Einfluß von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen», Schweizer Archiv 23 (12), 1957, p. 388.
4. WINTER, G., "Properties of Steel and Concrete and the Behaviour of Structures", Proc. ASCE. Jour. Struct. Div., Feb. 1960, p. 33.

5. WINTER, G., "Cold-Formed, Light-Gage Steel Construction", Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., Nov. 1959, p. 151.
6. "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", Column Research Council of the Engineering Foundation, 1960.
7. "Automatic Jacks Raise Record Lift-Slabs", Engineering News-Record, Aug. 25, 1960, p. 144.
8. "Report on Structural Safety", Structural Engineer, vol. 34, 1955, p. 567.

Rapport général

La diversité des contributions au thème III, concernant les ossatures métalliques, reflète bien la diversité des exigences et des connaissances techniques dont seule la combinaison permet de réaliser des ossatures satisfaisantes. De cette diversité, l'étude statique n'est que l'un des aspects. Il convient que quelques autres aspects au moins du problème apparaissent dans la discussion, par exemple les particularités fonctionnelles et économiques (par opposition au point de vue statique) des parois, planchers et toitures, l'influence des procédés de montage sur le coût d'un ouvrage, le problème de la protection contre l'incendie et d'autres encore.

I. Etude et calcul des ossatures

Dans la «Publication Préliminaire», j'ai souligné à diverses reprises l'importance croissante du problème de l'instabilité des portiques (flambage par déplacement latéral). Deux tendances simultanées sont ici en cause. La diminution du poids mort, due à l'utilisation de parois et de planchers modernes, ainsi que des méthodes améliorées d'étude, de calcul et de construction, d'une part, permettent de réaliser des ossatures métalliques bien plus légères que celles courantes vers 1930, par exemple. Il en résulte un plus grand élancement des poteaux, ce qui accroît l'importance des phénomènes de flambage. Il est à prévoir que cette tendance s'accentuera lorsque l'on utilisera de l'acier à haute résistance pour des ossatures même peu importantes. Aux Etats-Unis, cette évolution vient de se manifester avec la récente introduction de plusieurs nouvelles nuances d'acier, couvrant un important domaine de résistance. Les cloisons et murs-rideaux légers actuels, d'autre part, comparés aux anciens types de murs lourds très rigides, ne contribuent que peu, ou pas du tout, à augmenter la stabilité latérale de l'ossature. Cette évolution simultanée vers des poteaux plus élancés et une diminution de l'effet de contreventement des parois ne peut qu'augmenter considérablement l'importance du problème du flambement latéral.

Le mémoire de M. le professeur GOLDBERG apporte une nouvelle contribution à l'étude de ce problème. L'urgence en est illustrée par la citation suivante, extraite de l'article en question: «Le calcul au flambement par déplacement latéral de quelques ossatures récemment projetées a montré que la longueur de flambement d'un poteau pouvait atteindre la hauteur de trois étages. Ce résultat diffère totalement de l'hypothèse de l'étage unique qui a été, jusqu'à présent, une base de dimensionnement commode et, semble-t-il, appropriée.» Dans leur mémoire paru dans la «Publication Préliminaire» et cité dans le rapport général, MM. W. MERCHANT et A. H. SALEM avaient donné des indications semblables. De toute évidence, il est donc indispensable de remplacer les procédés usuels de dimensionnement des poteaux, procédés qui n'envisageaient pas la possibilité d'un déplacement des nœuds, par des méthodes de calcul plus poussées et tenant mieux compte des données réelles; sinon, la sécurité pourra être nettement insuffisante dans certains cas.

En substance, l'article de M. GOLDBERG traite d'ossatures dont la stabilité latérale est assurée, non par la rigidité propre des portiques, mais par des voiles verticaux, des contreventements triangulés ou d'autres contreventements spéciaux, disposés dans des plans verticaux. Pour ces systèmes de contreventement, l'auteur expose des procédés permettant de calculer la rigidité minimum apte à prévenir un flambement par déplacement latéral. Ce danger une fois écarté, la seule forme de flambage à craindre est celle pour laquelle les têtes des poteaux ne se déplacent pas latéralement l'une par rapport à l'autre, forme de flambage à laquelle correspondent des charges critiques bien plus élevées que pour un flambage latéral.

En réfléchissant à l'importance du mémoire de M. GOLDBERG pour le dimensionnement, deux remarques s'imposent, fondées sur un récent article du rapporteur traitant de problèmes similaires relatifs au contreventement latéral des ossatures (réf. 1)[1]). Dans cet article, le type de contreventement apte à prévenir un flambement latéral et analysé par M. GOLDBERG était appelé «contreventement total» (full bracing). Désignons par k_{id} la rigidité minimum qui assure le «contreventement total» d'un portique idéalement parfait et soumis uniquement à des efforts verticaux: c'est la valeur déterminée par M. GOLDBERG. En réalité toute pièce, ou portique, présente inévitablement des imperfections géométriques et de structure; de plus, elle peut être sollicitée par des charges transversales dues au vent ou à d'autres causes. L'article précité (réf. 1) montre que la rigidité k_{req} effective, apte à prévenir un flambage latéral lorsque l'on tient compte de ces facteurs inévitables, est plus grande que k_{id}; elle peut être calculée pour autant que ces facteurs soient connus ou estimés de façon plausible. Les critères de M. GOLDBERG représentent donc des limites inférieures quant à la rigidité au cisaillement nécessaire de ces contreventements et il faut prévoir des rigidités supérieures dans nos ouvrages.

---

[1]) Voir à la fin du texte anglais, p. 211.

N'oublions pas, d'autre part, qu'un contreventement est essentiellement destiné à reprendre des efforts horizontaux bien définis, spécialement ceux dus au vent, et que ce sont surtout ces efforts qui en déterminent le dimensionnement. Pour la plupart des immeubles élevés, il est probable qu'un contreventement capable de reprendre les efforts dus au vent et aux autres charges horizontales assurera sans autre la stabilité latérale de l'ossature, pour autant que chaque portique soit lié aux voiles de contreventement par les planchers habituels, formant des plans rigides. Toutefois, pour un contreventement présentant une rigidité effective ne dépassant que peu la valeur k_{id} calculée d'après M. GOLDBERG ou des théories analogues, c'est par un calcul du second ordre qu'il conviendra de déterminer la rigidité effective minimum apte à prévenir une instabilité latérale sous l'influence combinée d'une tendance au flambage, due aux efforts verticaux, et des déplacements latéraux provoqués par le vent et les autres charges horizontales. Dans ce cas, la valeur de k_{req} dépassera considérablement celle de k_{id}.

M. H. BECK, partant du mémoire de M. P. DUBAS relatif à l'influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations des portiques étagés multiples, étudie une poutre en console *Vierendeel*, système représentant un portique d'immeuble soumis aux charges du vent; il montre que l'influence des déformations axiales est d'autant plus marquée que le rapport de la rigidité de la traverse à celle des poteaux est plus élevé et que l'immeuble comprend plus d'étages. Puisque cette influence est particulièrement sensible pour les poteaux élancés, il faut se demander si un autre facteur, généralement négligé, ne joue pas un rôle aussi grand ou même plus important: il s'agit de la perte de rigidité effective des poteaux due à leurs efforts axiaux et de l'augmentation des déformations et des moments sous l'effet du vent qui en résulte, par rapport aux valeurs calculées en négligeant ce facteur.

M. BÖHMER traite un problème d'un intérêt pratique considérable, celui de la résistance d'un poteau renforcé par des semelles dont le matériau présente une résistance supérieure à celle du poteau primitif. Le problème, à vrai dire, ne se limite pas à ce seul cas. Comme on dispose maintenant, ainsi que nous l'avons déjà indiqué, d'aciers présentant des résistances plus variées, on construit actuellement des ossatures comportant plusieurs nuances d'acier, déterminées selon les fonctions de la pièce considérée. Pour des éléments qui doivent être avant tout rigides, par exemple des poteaux très élancés, le matériau le plus économique est évidemment un acier doux peu coûteux. Lorsque la limite élastique est déterminante, par contre, un acier à haute résistance sera indiqué. Dans ce même ordre d'idée, on a réalisé dernièrement des poutres à âme pleine pour des ponts de grande portée en utilisant une gamme de différents aciers dans la même poutre maîtresse, c'est-à-dire des aciers doux dans les régions peu sollicitées proches des points d'inflexion et des aciers à plus haute résistance, spécialement pour les membrures, dans les régions très sollicitées. Par analogie, il est donc possible que l'idée de M. BÖHMER, qui consiste à augmenter

la résistance d'un poteau en renforçant des profilés I ou à larges ailes par des semelles réalisées en acier à haute résistance, s'avère économique non seulement lorsqu'il s'agit de renforcer après coup des ossatures existantes, mais aussi pour l'étude d'ossatures nouvelles, spécialement lorsque les poteaux sont également soumis à des moments de flexion.

Le mémoire de M. BÖHMER est un exemple convaincant d'un cas pour lequel le calcul élastique conduirait à un résultat erroné; une étude rationnelle et réaliste doit dans ce cas tenir compte des propriétés plastiques de l'acier. En ce qui concerne la méthode ingénieuse présentée par M. BÖHMER, le rapporteur aimerait ajouter les remarques suivantes. On admet dans cette méthode que la courbe de flambage $\sigma_{cr} = f(\lambda)$ est du type déterminé en supposant des imperfections initiales, comme le fait la méthode DUTHEIL et d'autres encore. Il s'ensuit que le renforcement d'un poteau à l'aide d'éléments en acier à haute résistance changerait les ordonnées mais non l'allure de la courbe de flambement. Des recherches de grande envergure (réf. 2, 3, 4, 5, 6) entreprises ces dernières années ont cependant montré que l'allure des diagrammes de flambement, dans le domaine des élancements moyens et petits, ne dépend pas d'excentricités initiales fictives ou admises mais bien de l'influence des tensions résiduelles, réelles et mesurables. Dans les poutrelles laminées, elles sont dues au processus de refroidissement; dans les pièces soudées, aux contraintes de retrait et dans les profilés formés à froid, aux effets locaux de l'écrouissage. Ces facteurs ont pour effet principal de modifier le diagramme effectif contrainte-allongement du matériau de l'élément; ce diagramme ne présente plus un raccordement brusque entre le domaine de HOOKE et le palier d'écoulement comme l'acier recuit (fig. 1, diagramme A)[2]), mais un raccordement progressif du type B. Il en résulte une diminution du module effectif et, en conséquence, la courbe de flambage s'écarte de l'hyperbole d'EULER dans le domaine des élancements moyens et petits. M. THÜRLIMANN, lors d'essais effectués à l'Université de Lehigh, a trouvé, pour des poteaux en acier doux présentant un élancement $\lambda = 90$, les rapports suivants entre la contrainte critique σ_{cr} et la limite élastique: poutrelles laminées à larges ailes, après recuit $-0{,}9$; poteau I, composé rivé $-0{,}85$; poutrelles laminées à larges ailes, non traitées $-0{,}75$; poteau I, composé soudé $-0{,}60$. Cela montre bien l'influence de l'intensité des tensions résiduelles et ne saurait être expliqué par l'une quelconque des théories admettant des flèches ou des excentricités initiales. Si donc le renforcement envisagé par M. BÖHMER est réalisé par soudure, il est presque certain que les contraintes de retrait modifieront comme indiqué à la figure 1 le diagramme effectif contrainte-allongement des deux matériaux, c'est-à-dire du profilé I et des semelles de renfort. Cela n'infirme en aucune façon la conception fondamentale de l'étude de M. BÖHMER. Il s'agit simplement de souligner l'importance d'un facteur supplémentaire qui peut influencer sensible-

---

[2]) Voir page 206,

ment la résistance au flambement réelle de poteaux renforcés de cette manière.

En plus des attaches courantes, sans résistance appréciable à la flexion, et des attaches parfaitement rigides, utilisées lorsque l'on désire obtenir une continuité totale, élastique ou plastique, les attaches semi-rigides ont fait l'objet, ces derniers temps, d'importantes recherches. Elles ne permettent pas de réaliser une continuité totale mais elles peuvent supporter un moment assez grand pour que leur utilisation s'avère économique. Ce procédé n'a guère été utilisé en pratique, principalement pour deux raisons: d'une part, chaque type et modèle d'attache a ses propres caractéristiques moment-rotation, que l'on est obligé de connaître pour en tenir compte dans le calcul; il faut donc disposer d'un grand nombre de résultats expérimentaux. Les complications dans le calcul résultant de cette continuité partielle, d'autre part, sont importantes et prennent du temps. Le professeur L. C. Maugh propose un procédé expérimental simple permettant de déterminer la relation moment-rotation de tous les types d'attache qu'il est prévu d'utiliser dans un ouvrage. Il rend ensuite linéaire cette relation en réalité fortement non linéaire et l'introduit dans une méthode des déformations modifiée. Il serait souhaitable que l'on contrôle, à l'aide d'essais en vraie grandeur, si les résultats de ce calcul correspondent à la réalité.

II. Montage

M. Schmid décrit l'évolution qui s'est produite en France dans le domaine des planchers préfabriqués légers et des murs-rideaux; il s'agit d'éléments semblables, mais non identiques aux réalisations américaines discutées dans le Rapport Général préliminaire et traitées en détail par M. Krapfenbauer et M. Stetina dans la «Publication Préliminaire». Le principe décrit par M. Schmid, qui consiste à couler au sol une pile de dalles puis à les monter au niveau voulu, ressemble au procédé «lift slab», utilisé avec succès aux Etats-Unis durant de longues années. Il existe cependant des différences. Selon la méthode américaine, on coule et on lève en une pièce des dalles de beaucoup plus grandes dimensions, couvrant souvent toute la surface de l'immeuble et supportées par un nombre quelconque de poteaux. Ceci demande des poteaux autostables et une grande précision dans les opérations de levage, exécutées à l'aide de vérins disposés dans chaque poteau et agissant simultanément. Aussi cette méthode ne s'est avérée pratique que pour des immeubles peu élevés. Le procédé décrit par M. Schmid, par contre, comporte des éléments de plancher de dimensions réduites, reposant uniquement sur quatre poteaux, un à chaque angle. Cela permet le levage et le montage relativement simples décrits par l'auteur; on peut ainsi employer cette méthode pour des immeubles allant jusqu'à douze étages. Ajoutons cependant que, dans des conditions favorables, le procédé «lift slab» a été utilisé pour des immeubles d'habitation comportant jus-

qu'à 12 et 14 étages. Dans le dernier bâtiment de ce type (réf. 7), à Ann Arbor (Michigan), chaque dalle couvrait toute la surface de plancher (65,5 m × 21 m), en une pièce; elle a été levée à l'aide de 36 vérins agissant simultanément et contrôlés électroniquement.

L'assemblage au sol des palées de l'ossature sur toute leur hauteur puis leur mise en place par dressage, comme le décrit M. SCHMID, est un procédé certainement peu commun, qui demande un montage bien mené et un contrôle soigneux des contraintes de montage. Dans nos centres urbains encombrés, le manque de place empêchera généralement de recourir à cette méthode; elle pourra par contre trouver de nombreuses applications quand ces restrictions n'existent pas. Lors du montage des deux premières palées, le mât inclinable qui sert alternativement de flèche et de mât présente quelques ressemblances avec le «derrick haubané grimpant» («jumping guy derrick») décrit par M. RAPP et qui est représenté dans ses remarquables photographies. Ce derrick est probablement plus simple à manœuvrer et permet une plus grande précision, ce qui est indiqué lorsque tout le montage est réalisé à l'aide de cet engin. Le mât décrit par M. SCHMID, par contre, ne sert qu'à monter les deux premières palées et, pour cet emploi restreint, cet engin simple mais relativement peu commode est probablement économique.

Les problèmes et les procédés de contreventement décrits par M. SCHMID sont analogues à ceux qui ont déjà été discutés dans la «Publication Préliminaire». Ceci montre bien que, dans tous les pays, les mêmes problèmes se posent et sont résolus de façon semblable pour des types d'ossature similaires.

III. Protection contre l'incendie

Dans sa conception, le problème de la protection contre l'incendie a bien des points en commun avec le problème de la sécurité des ouvrages. Ces similitudes apparaissent très nettement lorsque l'on examine les contributions de M. C. F. KOLLBRUNNER et de M. P. BOUÉ dans la «Publication Préliminaire» et dans le «Rapport Final».

Dans les deux cas, qu'il s'agisse de la sécurité des ouvrages ou de la protection contre l'incendie, il existe certaines données objectives de base. Il est ainsi possible, au moins dans les cas simples, de calculer avec une précision remarquable la résistance effective d'un ouvrage et de déterminer le facteur dit de sécurité inhérent au projet, cela pour autant que l'ouvrage soit réalisé conformément aux plans d'exécution, en utilisant un matériau dont les propriétés exactes sont connues, et qu'il soit soumis effectivement aux charges admises dans le calcul. De façon analogue, en se fondant sur les résultats de nombreux essais au feu et d'autres données, on peut prévoir assez justement le comportement au feu d'un ouvrage et exprimer de façon définie sa sécurité à l'incendie, cela pour un ouvrage présentant une résistance au feu bien déter-

minée et pour lequel on connaît exactement le pourcentage des matières combustibles et le diagramme temps-température.

D'autre part, en ce qui concerne la sécurité des ouvrages, un grand nombre de facteurs importants sont de caractère incertain et au mieux statistique. Les propriétés des matériaux présentent une dispersion considérable; les charges effectives diffèrent en grandeur et même en nature de celles admises dans le calcul; des imprécisions dans la construction, humainement inévitables, influent sur les tensions internes; les calculs ne sont qu'approchés, puisqu'ils sont fondés sur certaines hypothèses simplificatrices; la ruine d'un ouvrage enfin entraîne, en ce qui concerne les pertes en vies humaines et en biens matériels, des conséquences fort variables. Certaines influences peuvent être évaluées de façon statistique et on peut tenir compte de ces résultats par une conception probabiliste de la sécurité. Pour d'autres facteurs, c'est au bon sens de l'ingénieur à intervenir lorsqu'il n'existe pas de données permettant d'établir une statistique ou que les facteurs eux-mêmes ne sont pas de caractère statistique. — De façon analogue, en ce qui concerne le problème de la sécurité au feu, il existe des facteurs semblables qui, eux aussi, sont de caractère incertain et au mieux statistique. Comme le fait remarquer M. KOLLBRUNNER, dans les incendies réels les diagrammes temps-température varient fortement et ne correspondent pas aux diagrammes-types, tirés des essais; le pourcentage effectif de matières combustibles varie également et seules des données statistiques sont disponibles, lorsqu'il en existe; l'efficacité réelle des mesures de protection contre l'incendie dépend de nombreux facteurs aléatoires dont l'influence ne ressort pas des essais au feu; enfin, les dommages résultant d'un incendie varient dans un domaine aussi grand que ceux dus à l'effondrement d'un ouvrage.

Il semblerait donc qu'une méthode probabiliste, tempérée — en ce qui concerne les facteurs de caractère non-statistique — par le bon sens de l'ingénieur, soit aussi bien indiquée dans le domaine de la sécurité aux incendies que dans celui de la sécurité des ouvrages. Ce n'est pas par hasard que le système de classification par points, proposé par M. BOUÉ et M. KOLLBRUNNER pour servir à l'évaluation du danger d'incendie, est apparenté au système de taxation, servant à déterminer la sécurité des ouvrages, préconisé par l'«Institution of Structural Engineers» de Londres (réf. 8). Ces systèmes de classification par points ou de taxation présentent un avantage incontesté: réduire les influences subjectives et tendre à réaliser une uniformité plus grande. On obtient des chiffres bien définis qui caractérisent la situation donnée. Il ne faut cependant pas oublier que ces chiffres n'ont ni le même degré de validité que des grandeurs objectivement mesurables, comme les contraintes, les déformations, etc., ni la même importance, du point de vue probabiliste, que des grandeurs dont on connaît la répartition statistique, comme certaines propriétés des matériaux, certaines intensités de charge, etc. Ces systèmes de classification par points ou de taxation sont au fond une codification numérique du bon sens de l'ingénieur,

fondé lui-même sur le sens commun. Pour autant que l'on tienne compte de cette restriction et que l'on ne considère pas ces systèmes comme la vérité objective, ils sont d'un avantage incontestable et représentent une étape valable dans la recherche de méthodes plus réalistes et plus uniformes.

IV. Conclusions et recommandations

Les conditions sociales et économiques qui poussent à construire des ossatures étagées multiples sont les mêmes dans tous les pays industriels. Elles sont apparues plus tôt aux Etats-Unis, pays où les immeubles élevés, comportant de 15 à 40 étages et plus, sont le type métropolitain normal depuis des décennies, mais une évolution semblable se manifeste maintenant presque partout. En même temps, depuis la seconde guerre mondiale, ce type de bâtiment a subi une révolution mineure du point de vue fonctionnel et constructif; les caractéristiques de cette révolution, à part la rapidité de sa propagation, ont été les mêmes dans les divers pays.

D'un point de vue, la nature fonctionnelle de ces bâtiments a changé et continue d'évoluer. Alors qu'auparavant ils servaient essentiellement à fournir un abri et que leur forme et leur disposition restaient pratiquement les mêmes durant toute leur vie, ces immeubles deviennent maintenant des machines de plus en plus compliquées, largement adaptées à leurs fonctions individuelles et présentant une élasticité et des possibilités d'adaptation maxima.

Du point de vue constructif, les exigences économiques et la nécessité d'un montage rapide se sont traduites par une utilisation prépondérante de la préfabrication, non seulement pour les éléments de l'ossature mais aussi pour les planchers, les parois, les cloisons et autres éléments. Au cours de cette évolution, la construction légère a remplacé les installations lourdes traditionnelles, ce qui a permis de gagner du temps et de réduire le coût des fondations et de l'ossature. De nouveaux moyens d'assemblage, la soudure et les boulons à haute résistance, ont pratiquement éliminé le rivetage. De nouveaux développements dans le domaine de la protection contre l'incendie ont encore intensifié cette évolution vers une réduction du poids mort. L'exigence d'une grande élasticité intérieure a conduit à augmenter l'espacement des poteaux et, souvent, à supprimer les poteaux intérieurs.

Cette diminution du poids mort, l'allégement des cadres et la faible rigidité des murs-rideaux et des cloisons flexibles ont accru l'importance du problème de la reprise des efforts horizontaux dus au vent, aux tremblements de terre, etc. En ce qui concerne la stabilité de ces immeubles, le flambage par déplacement latéral prend une importance toujours croissante, alors qu'il était d'usage de ne pas en tenir compte dans le calcul classique des poteaux. D'autres procédés d'étude et de calcul mettent l'accent sur la résistance effective et le comportement véritable de l'ouvrage chargé, par opposition au calcul formel, purement élastique.

En bonne partie, ces progrès n'ont été rendus possibles que grâce à des recherches étendues et systématiques, à grande échelle. Pensons au comportement des assemblages réalisés par soudure ou par des boulons à haute résistance, au développement d'éléments métalliques minces, formés à froid, aux recherches relatives à l'instabilité des cadres et à la résistance limite des ouvrages métalliques (souvent assez faussement appelé «calcul en plasticité»), aux procédés de protection contre l'incendie et à leurs effets, etc. A cet égard, deux recommandations s'imposent:

1. La diminution spectaculaire du poids mort a augmenté l'importance des surcharges, tant verticales qu'horizontales. Le degré de sécurité d'un ouvrage dépend intimement du degré d'exactitude de notre connaissance des charges. A mon avis, il est nécessaire d'entreprendre un effort concerté afin de déterminer, par des mesures directes et un dépouillement statistique, l'intensité et la répartition des surcharges, y compris les efforts du vent, qui agissent sur les immeubles élevés. Les grands efforts déployés dans le domaine de la détermination des contraintes, des déformations et de la résistance des ouvrages ne porteront tous leurs fruits que lorsqu'ils seront complétés par des recherches correspondantes dans le domaine des conditions de charge.

2. Les recherches entreprises à grande échelle dont nous venons de parler n'ont trop souvent été suivies de résultats effectifs que dans les pays où elles avaient été effectuées. Cela a retardé l'évolution et a conduit à des répétitions superflues. Il est certain que la tradition et les conditions spécifiques empêchent souvent de transplanter sans changement des progrès techniques d'un pays à l'autre. Cependant, une connaissance plus complète de ces progrès est dans l'intérêt de tous. C'est ainsi que les Etats-Unis, avant d'amorcer leur propre évolution, ont tiré grand profit des recherches systématiques entreprises en Europe dans le domaine du béton précontraint. Trop souvent, toutefois, cet enrichissement réciproque ne se produit pas.

C'est là un domaine dans lequel l'AIPC pourrait rendre de plus grands services encore. Il s'agirait de publier régulièrement des articles condensés, c'est-à-dire des communications qui analysent et résument systématiquement les progrès nouveaux réalisés dans un certain pays et dans un domaine déterminé. Les contributions de M. Stetina et M. Rapp, écrites à la demande expresse de Monsieur le Président Stüssi, en sont un précédent; d'autres exemples, les articles 2 et 5 en référence. De cette façon, les congrès et les publications annuelles pourraient rendre de plus grands services au lecteur, sans préjugés et d'un esprit ouvert, qui désire tirer profit des récents progrès techniques, sans se soucier de leur pays d'origine.

Generalbericht

Die Verschiedenheit der Beiträge zum Thema der Stahlskelettbauweise ist ein direkter Widerschein der Verschiedenheit der bautechnischen Bedürfnisse und Kenntnisse, die für ein befriedigendes Bauwerk dieses Typs kombiniert werden müssen. Bei dieser Vielfalt umfaßt der statische Entwurf nur einen beschränkten Bereich. Es ist nur natürlich, daß mindestens einige der anderen Bereiche in diese Diskussion eingreifen, wie z. B. die funktionellen und wirtschaftlichen (im Gegensatz zu den statischen) Aspekte von Wand-, Boden- und Dachkonstruktionen, die Auswirkung von Montagemethoden auf die Wirtschaftlichkeit des Bauwerkes, das Problem der Feuerverhütung und anderes mehr.

I. Statischer Entwurf

Im Generalreferat des «Vorberichtes» wurde in einigen Punkten betont, daß das Problem der Rahmeninstabilität (seitliches Ausknicken) immer wichtiger wird. Dies ergibt sich aus zwei gleichzeitig auftretenden Tendenzen. Einerseits führt die Verminderung des Eigengewichts, die sich aus modernen Wand- und Bodenkonstruktionen ergibt, wie auch die verbesserten Verfahren in Entwurf, Berechnung und Konstruktion zu bedeutend leichteren Stahlskeletten, als solche, wie sie zum Beispiel in den dreißiger Jahren erstellt wurden. Dadurch, daß die Stützen so viel schlanker werden, spielen Knickerscheinungen eine immer entscheidendere Rolle. Es läßt sich voraussehen, daß diese Tendenz noch durch die Verwendung von Stählen höherer Festigkeit für normale Konstruktionen eine Beschleunigung erfahren wird. Diese Entwicklung hat jetzt eben in den USA begonnen mit der vor kurzem erfolgten Einführung von verschiedenen Baustählen mit einem beachtlichen Festigkeitsbereich. Andererseits tragen die heutigen leichten Vorhang- und Trennwände wenig oder gar nichts für die seitliche Stabilität eines Bauwerkes bei, im Gegensatz zu der viel höheren Steifigkeit der älteren, schwereren Wandtypen. Eindeutig ergibt sich aus dieser gleichzeitigen Entwicklung zu schlankeren Stützen und verminderter Wandversteifung ein starkes Hervortreten des Problems der seitlichen Steifigkeit.

Der Diskussionsbeitrag von Prof. Goldbebg behandelt ebenso diesen Gegenstand, dessen Wichtigkeit veranschaulicht wird durch folgende Aussage in dieser Abhandlung: «Berechnungen für die seitliche Knickform an einigen vor kurzem entworfenen Gebäuderahmen zeigen, daß die Knicklänge bis zu drei Stockwerken hoch sein kann. Dies weicht weit ab von der 1-Stockwerk-Annahme, die bis anhin eine bequeme und scheinbar berechtigte Entwurfsgrundlage war.» Diese Angabe stimmt voll überein mit derjenigen von W. Merchant und A. H. Salem im «Vorbericht», die auch im Generalreferat Ein-

gang gefunden hat. Es ist dies eine klare Warnung, daß die üblichen Methoden der Stützenberechnung, die die Möglichkeit einer seitlichen Bewegung vernachlässigten, durch verfeinerte und der Wirklichkeit besser angepaßte Berechnungsmethoden ersetzt werden müssen, wenn nicht eindeutig gefährliche Situationen entstehen sollen.

In seinem Beitrag behandelt Prof. GOLDBERG Tragsysteme, die gegen seitliches Ausknicken nicht durch die eigene Rahmensteifigkeit, sondern durch schubfeste Wände, Fachwerkverbände oder andere besondere senkrechte Verbände gesichert sind. Es werden einige Methoden erläutert zur Berechnung der minimalen Steifigkeit, damit ein solches Versteifungssystem das seitliche Ausknicken verhindert. Wenn die Gefahr der seitlichen Instabilität gebannt ist, bleibt nur diejenige Knickform, bei welcher die beiden Enden jeder Stütze sich nicht gegenseitig verschieben; diese Knickform ergibt aber viel höhere kritische Lasten als das seitliche Ausweichen.

Bei der Betrachtung der Bedeutung des Beitrags von J. E. GOLDBERG für die Entwurfspraxis sind noch zwei Bemerkungen anzubringen, die beide von einer kürzlich erschienenen Publikation des Verfassers über ähnliche Probleme der seitlichen Aussteifung ausgehen [1][1]). In dieser Publikation wurde der Aussteifungstyp, der das seitliche Ausknicken verhindern soll und von GOLDBERG untersucht wurde, «volle Aussteifung» (full bracing) genannt. Die notwendige Steifigkeit für die volle Aussteifung eines Rahmens mit idealer Achsenzentrierung unter alleinigen Vertikallasten kann mit k_{id} bezeichnet werden. Dies ist der von GOLDBERG untersuchte Wert. Andererseits muß berücksichtigt werden, daß jedes wirkliche Tragglied und jeder reelle Rahmen mit unvermeidbaren Fehlern in Ausrichtung, Geradheit usw. behaftet ist und daß mit der weiteren Möglichkeit von Querbelastungen aus Wind- und anderen Gründen zu rechnen ist. In der erwähnten Schrift [1] wird gezeigt, daß die effektiv notwendige Steifigkeit k_{req}, die zur Vermeidung von seitlichem Ausknicken bei Berücksichtigung dieser unvermeidbaren Faktoren erforderlich ist, größer ist als k_{id} und auch berechnet werden kann, wenn diese Einflüsse bekannt sind oder in vernünftigen Grenzen vorausgesetzt werden. Aus dem Gesagten ergibt sich, daß die von GOLDBERG aufgestellten Kriterien effektiv untere Grenzwerte für die Schubfestigkeit des Verbandes darstellen und daß für wirkliche Tragwerke höhere Steifigkeiten vorgesehen werden müssen.

Andererseits muß nicht vergessen werden, daß es die primäre Funktion dieser Verbände ist, bestimmte horizontale Lasten, hauptsächlich Windlasten, aufzunehmen und diese auch im wesentlichen für diese Kraftaufnahme entworfen werden. Für die meisten Gebäude mit einer bedeutenden Höhe ist es sehr wahrscheinlich, daß die Verbände, die für Wind- und andere Kräfte entworfen wurden, weitaus genügen, um ein seitliches Ausknicken zu verhindern, selbstverständlich unter der Voraussetzung, daß die einzelnen Rahmen mit

---

[1]) Literaturangaben s. S. 112.

den schubfesten Wänden durch die üblichen steifen Deckenscheiben verbunden sind. Immerhin, sollte ein Fall auftreten, wo die effektive Steifigkeit des Versteifungssystems nicht viel größer ist als der Wert k_{id} von GOLDBERG oder von ähnlichen Berechnungen, dann wird es notwendig, auf eine Untersuchung 2. Ordnung einzugehen zur Bestimmung der wirklichen Steifigkeit, die erforderlich ist, um das seitliche Ausweichen unter der Zusammenwirkung der Knicktendenz aus den vertikalen Lasten und der seitlichen Verschiebungen, die durch Wind und andere horizontale Lasten entstehen, zu verhindern. Der Wert k_{req}, den man unter diesen tatsächlichen Bedingungen bestimmt, wird k_{id} um ein beträchtliches übersteigen.

Herr BECK bearbeitet die Untersuchung von P. DUBAS über die Auswirkung der Axialverkürzung auf die Momente in Stockwerkrahmen. Er untersucht einen auskragenden Vierendeelrahmen als idealisierten Gebäuderahmen unter Windlast und zeigt, daß der Einfluß der axialen Formänderung größer wird mit steigendem Verhältnis von Riegelsteifigkeit zu Pfostensteifigkeit und mit der Stockwerkzahl. Da der Einfluß besonders für schlanke Stützen bedeutend wird, wäre es interessant zu wissen, ob nicht ein anderer, im Entwurf meistens vernachlässigter Faktor nicht von gleicher, wenn nicht größerer Bedeutung wäre. Dies ist der effektive Steifigkeitsverlust in den Stützen auf Grund ihrer Axiallasten und die entsprechende Erhöhung der Windmomente und Durchbiegungen über die Werte, die man bei Vernachlässigung dieses Faktors errechnet.

J. F. BÖHMER behandelt ein Problem von bedeutendem praktischem Interesse, nämlich die Festigkeit einer Stütze, die mit Zusatzlamellen aus einem Stahl mit höherer Festigkeit als diejenige des Originalelements verstärkt wird. Tatsächlich ist dieses Problem nicht nur auf diesen Fall beschränkt. Mit der weiter oben erwähnten Verbreitung von Baustählen mit verschiedenen Festigkeiten können nun Bauten errichtet werden, wo verschiedene Stähle kombiniert Verwendung finden je nach der Funktion, die ein bestimmtes Tragglied oder Element erfüllen soll. Natürlich ist für ein Element, dessen primäres Erfordernis die Steifigkeit ist, wie zum Beispiel in sehr schlanken Stützen, ein billiger Stahl mit niedriger Festigkeit die wirtschaftlichste Lösung. Andererseits, wo die Streckgrenze die primäre Bedeutung einnimmt, sind Stähle höherer Festigkeit angebracht. In diesem Sinne wurden kürzlich weitgespannte Vollwandträger für Brücken gebaut, bei welchen, im gleichen Hauptträger, eine ganze Reihe Stähle Verwendung fanden, d. h. Stähle niedriger Festigkeit in den schwach beanspruchten Bereichen in der Nähe der Wendepunkte und hochwertigere Stähle, hauptsächlich für die Flanschen, in den Bereichen mit hohen Momentengrenzwerten. Aus Analogie ist es möglich, daß BÖHMERS Idee der Konstruktion einer Stütze mit höherer Tragfähigkeit durch Verstärkung eines Normal- oder Breitflanschprofils mit hochwertigen Stahllamellen sich als wirtschaftlich erweisen dürfte, nicht nur zur nachträglichen Verstärkung von vorhandenen Bauten, sondern auch im Entwurf von

neuen Konstruktionen, besonders wenn die Stützen auch Biegemomente aufnehmen müssen.

Der Beitrag von J. F. Böhmer ist ein überzeugendes Beispiel für einen Fall, wo eine elastische Berechnung absolut in die Irre führen kann und wo eine vernünftige und realistische Untersuchung nur durch Berücksichtigung der plastischen Stahleigenschaften möglich ist. Der Verfasser möchte zur originellen Methode von Böhmer nur noch folgende Bemerkungen hinzufügen. Die diesem Verfahren zu Grunde gelegte Kurve der Knickspannung σ_{kr} in Funktion von λ ergibt sich durch Annahme einer mutmaßlichen Anfangsausbiegung, wie z. B. Dutheil und andere vorgegangen sind. Daraus würde sich ergeben, daß die Verstärkung mit hochwertigeren Stählen nur die Ordinaten, aber nicht die Form der Kurven ändern würde. Es ergibt sich jedoch aus umfangreichen Versuchen der letzten Jahre [2], [3], [4], [5], [6], daß die Form der Knickkurven im Bereich von kleinen und mittleren Schlankheiten nicht von gedachten oder angenommenen Anfangsexzentrizitäten abhängt, sondern sich aus tatsächlichen und meßbaren Eigenspannungen ergibt. In Walzprofilen sind diese durch den Abkühlungsvorgang, in geschweißten Gliedern durch die bleibenden Temperaturspannungen und in kaltgeformten Elementen durch die lokalen Auswirkungen der Kaltverformung bedingt. Die Hauptauswirkung dieser Faktoren zeigt sich in der Veränderung der tatsächlichen Spannungsdehnungskurve des Werkstoffes im Tragelement, die den scharfen Fließübergang des geglühten Stahles (Fig. 1 [2]), Kurve A) verliert und in eine gleichmäßige Fließkurve (Kurve B) übergeht. Die entsprechende Reduktion des vorhandenen Moduls liegt dem Abweichen der Knickkurve der Stütze von der elastischen Eulerkurve im Bereiche der kleinen und mittleren Schlankheiten zu Grunde. B. Thürlimann [2] gibt aus Versuchen, die an der Lehigh University ausgeführt wurden, folgende Verhältnisse für σ_{kr}/σ_F für Stützen aus normalem Baustahl mit einem Schlankheitsgrad $\lambda = 90$ an: geglühte WF-Profile $-0{,}9$, genietete I-Profile $-0{,}85$, gewalzte WF-Profile ohne Behandlung $-0{,}75$, geschweißte I-Querschnitte $-0{,}60$. Dies ergibt ein dramatisches Bild des Einflusses der Größe der Eigenspannungen und kann sicher nicht durch irgendwelche Knicktheorie, basierend auf einer angenommenen Anfangskrümmung oder auf einer Exzentrizität, erklärt werden. Wenn nun die von Böhmer vorgesehene Verstärkung mittels Schweißung ausgeführt wird, kann als praktisch sicher angenommen werden, daß die daraus hervorgehenden Schrumpfspannungen die Spannungsdehnungsdiagramme beider Werkstoffe, des I-förmigen Kerns wie auch der verstärkenden Lamellen, analog den vorstehenden Figuren, beeinflussen werden. Diese Bemerkung soll auf keinen Fall die Grundidee der Böhmerschen Untersuchung abwerten, sondern nur einen weiteren Faktor betonen, der sicher wesentlich die tatsächliche Knickfestigkeit solcher Stützen mitbestimmen wird.

---

[2]) S. S. 206.

Zusätzlich zu den einfachen Anschlüssen, deren Biegewiderstand vernachlässigbar ist, und zu den absolut steifen Anschlüssen, die dort verwendet werden, wo volle elastische oder plastische Kontinuität erwünscht ist, wurden neuerdings halbsteife Verbindungen intensiv untersucht. Sie bringen nicht volle Kontinuität; ihr Biegewiderstand ist aber so groß, daß ihre Verwendung wirtschaftlich interessant werden kann. Diese Entwurfsmöglichkeit hat keine weite Verbreitung gefunden, hauptsächlich aus zwei Gründen: Einerseits hat jede Art und Größe einer solchen Verbindung ihre eigene Biegemoment-Drehwinkel-Beziehung, die bekannt sein muß, um im Entwurf berücksichtigt werden zu können; dies bedeutet, daß eine große Menge Versuchswerte zur Verfügung stehen muß. Andererseits ist die Komplikation, die in der Berechnung durch die teilweise vorhandene Kontinuität eintritt, ziemlich groß und zeitraubend. Prof. MAUGH schlägt eine einfache Versuchsmethode vor, um die Moment-Drehwinkel-Beziehung irgendeiner besonderen Verbindung für einen bestimmten Entwurf zu erhalten. Dann linearisiert er die stark von der Linearität abweichende Beziehung und führt sie in eine Abwandlung der Deformationsmethode ein. Es wäre wünschenswert, durch Versuche in wahrer Größe herauszufinden, ob die so geführte theoretische Untersuchung hinreichend realistische Ergebnisse zeitigt.

II. Montage

A. SCHMID beschreibt die französische Entwicklung zu leichten, vorfabrizierten Decken und Vorhangwänden hin, die denjenigen in den USA, wie sie im Generalreferat des «Vorberichtes» behandelt und im «Vorbericht» selber durch R. KRAPFENBAUER und H. J. STETINA im Detail beschrieben wurden, bis zu einem gewissen Grade ähnlich sind. SCHMIDS Verfahren, einen Stoß Betonplatten am Boden aufeinanderzubetonieren, um sie dann an ihren Bestimmungsort heraufzuziehen, ist dem "lift-slab"-Verfahren ähnlich, das seit langem und erfolgreich in den Vereinigten Staaten Verwendung findet. Jedoch bestehen einige Unterschiede. Im amerikanischen Verfahren werden Platten mit viel größeren Abmessungen, die oft die ganze Deckenfläche eines Gebäudes erfassen und durch eine beliebige Anzahl Stützen getragen werden, betoniert und dann in einem Stück heraufgezogen. Dies verlangt freistehende Stützen und eine sehr hohe Genauigkeit während des Aufzugvorganges, der durch die gleichzeitige Arbeit einer Reihe von Pressen, je eine auf jeder Stütze, bewerkstelligt wird. Diese Methode hat sich darum auch meistens nur für wenige Stockwerke hohe Gebäude als praktisch erwiesen. Im Gegensatz dazu sind die Plattenelemente in SCHMIDS Verfahren bedeutend kleiner und jede nur von 4 Stützen getragen, so daß die im genannten Beitrag beschriebene relativ einfache Aufzugs- und Montagemethode möglich wird und sich sogar Höhen bis zu 12 Stockwerken damit erreichen lassen. Man kann noch hinzu-

fügen, daß unter günstigen Umständen die amerikanische "lift-slab"-Methode für Großwohnbauten bis zu 12 und 14 Stockwerke eingesetzt wurde. Im letzten in dieser Art ausgeführten Gebäude in Ann Arbor (Michigan) überdeckte jede Betonplatte den ganzen Grundriß als monolithische, $65{,}5 \times 21{,}0$ messende Einheit [7]. Der Aufzugmechanismus bestand aus 36 parallel arbeitenden Pressen mit elektronischer Steuerung.

Der Zusammenbau von mehrstöckigen Rahmen am Boden und deren definitive Montage durch Aufziehung in die Senkrechte, wie es SCHMID beschreibt, ist sicher außergewöhnlich und verlangt geschickte Montageverfahren wie auch sorgfältige Überprüfung der Montagespannungen. Im Gedränge der heutigen Stadtkerne kommt dieses Verfahren wegen der Raumnot sicher nicht in Frage; wo aber keine solche Einschränkung vorhanden ist, dürfte sich ein breites Anwendungsgebiet ergeben. Bei der Aufstellung der ersten Joche hat der alleinige Pylon, der abwechselnd als Ausleger und als Mast dient, verschiedene Züge gemeinsam mit dem springenden Trossenderrick (jumping guy derrick), den RAPP beschrieben und durch seine glänzenden Photographien illustriert hat. Der letztere ist wahrscheinlich einfacher und genauer zu handhaben, wie es auch angebracht ist, wenn die ganze Montage durch diesen Derrick ausgeführt wird. Hingegen für die Aufstellung der wenigen ersten Joche mag der einfachere, aber etwas unhandlichere alleinige Pylon von SCHMID sich als wirtschaftlich interessant erweisen.

Die Probleme und Verfahren der Windversteifung, die SCHMID beschreibt, sind denjenigen, die im «Vorbericht» behandelt wurden, ebenso analog. Eindeutig ergeben sich bei ähnlichen Bauten in allen Ländern ähnliche Probleme, die auch auf parallele Lösungswege führen.

III. Feuerschutz

Konzeptionsmäßig ist das Problem des Feuerschutzes stark mit der Tragwerkssicherheit verwandt. Diese Ähnlichkeit tritt erst recht hervor, wenn man die Beiträge von C. F. KOLLBRUNNER und P. BOUÉ im «Vor- und Schlußbericht» betrachtet.

In beiden Gebieten, demjenigen der Tragwerkssicherheit wie in demjenigen des Feuerschutzes, existieren gewisse objektive Angaben mit grundlegendem Charakter. So ist es möglich, wenn ein Tragwerk genau nach den Entwurfsplänen und aus Werkstoffen mit genau bekannten Eigenschaften gebaut ist und auch genau von den in Rechnung geführten Lasten beansprucht wird, wenigstens in einfacheren Fällen mit großer Genauigkeit die effektive Tragfähigkeit der Konstruktion zu berechnen und den sogenannten, dem Entwurf innewohnenden Sicherheitsfaktor zu bestimmen. Analog kann man, ausgehend von einer Vielzahl von Brandversuchen und anderen Angaben, für ein Gebäude mit genau bekanntem Feuerwiderstand, mit genau bekannter Brennstoff-

menge und ebenso genau festgelegter Zeit-Temperaturkurve das Verhalten im Feuer sehr gut voraussagen und es läßt sich mit eindeutigen Angaben die Brandsicherheit ausdrücken.

Andererseits sind, was die Tragwerkssicherheit betrifft, eine große Anzahl von entscheidenden Faktoren von ungewisser und, im besten Fall, statistischer Natur. Die Werkstoffeigenschaften variieren über beträchtliche Bereiche, die tatsächlich auftretenden Lasten sind in Größe und sogar ihrer Art nach von den Entwurfsannahmen verschieden, menschlich bedingte unvermeidbare Unsorgfältigkeiten in der Konstruktion beeinflussen die inneren Spannungen, die Berechnungen sind nur Näherungen, da sie auf gewissen idealisierenden Grundlagen fußen, und die Folgen von Tragwerksversagen, ausgedrückt in Verlustzahlen an Leib und Gut, variieren über einen sehr breiten Bereich. Einige dieser Einflüsse können statistisch erfaßt werden und die Ergebnisse können in eine wahrscheinlichkeitstheoretische Konzeption der Tragwerkssicherheit eingebaut werden. Für andere muß das Urteilsvermögen des Ingenieurs einspringen, da entweder die erforderlichen Angaben für eine statistische Behandlung fehlen, oder die Faktoren selber keiner statistischen Erfassung zugänglich sind. In ähnlicher Weise, in bezug auf Feuersicherheit, existieren analoge Faktoren, die ebenso unsicher sind und im besten Fall statistischen Charakter haben. Wie KOLLBRUNNER feststellt, variiert bei tatsächlichen Bränden die Zeit-Temperaturkurve sehr stark und weicht von der in Brandversuchen aufgenommenen Standardkurve ab; die tatsächlichen Brennstoffmengen variieren ebenso und man kann, wenn überhaupt, nur statistische Angaben zusammenstellen; die tatsächliche Wirksamkeit von Feuerschutzmaßnahmen hängt von einer ganzen Anzahl von zufälligen Einflüssen ab, die in Brandversuchen gar nicht zur Geltung kommen; und über einen ebenso weiten Bereich wie beim Tragwerksversagen variieren hier die Folgen eines Brandes.

Mit diesen Überlegungen scheint es, daß ein probabilistisches Verfahren, mit dem Urteil des Ingenieurs für die statistisch nicht erfaßbaren Seiten des Problems ergänzt, ebenso angebracht ist im Gebiet des Feuerschutzes wie in demjenigen der Tragwerkssicherheit. Es ist kein Zufall, daß das Punktsystem zur Erfassung der Brandgefahr, wie es von BOUÉ und KOLLBRUNNER in ihren Beiträgen vorgeschlagen wird, gewissermaßen analog aussieht wie das Taxierungssystem für Tragwerkssicherheit, das von der Institution of Structural Engineers in London [8] aufgestellt wurde. Die Verminderung des subjektiven Einflusses und die Tendenz zu einer stärkeren Ausgeglichenheit ist der sichere Vorteil eines solchen Punkt- oder Taxierungssystems. Es ergibt eine klare numerische Charakterisierung des vorhandenen Falles. Immerhin darf nicht vergessen werden, daß solche Zahlen nicht den gleichen Wert haben wie objektiv meßbare Größen, wie z. B. Spannungen, Formänderungen usw. Auch haben sie nicht das gleiche wahrscheinlichkeitstheoretische Gewicht, wie es Größen mit bekannten statistischen Verteilungs-

gesetzen wie z. B. gewisse Werkstoffeigenschaften, Belastungsintensitäten usw. haben. Punkt- oder Taxierungssysteme basieren auf einer numerischen Kodifizierung der ingenieurmäßigen Einschätzung, die sich auf den sogenannten gesunden Menschenverstand stützen soll. Wenn man diese Einschränkung nicht vergißt und wenn diese Systeme nicht als objektive Tatsachen entgegengenommen werden, dann sind sie von eindeutigem Vorteil und stellen eine wertvolle Entwicklung zu realistischeren und einheitlicheren Verfahren dar.

IV. Schlußfolgerungen und Empfehlungen

Die wirtschaftlichen und sozialen Bedingungen, die zu hohen Stockwerkbauten führen, sind in allen Ländern gleich. Sie sind etwas früher in den USA entstanden, wo das hohe Gebäude mit 15 bis 40 und mehr Stockwerken seit Jahrzehnten die übliche großstädtische Bauform darstellte, aber fast überall kann man nun die gleiche Entwicklung beobachten. Gleichzeitig hat diese Bauform seit dem zweiten Weltkrieg eine Umwälzung in funktioneller und konstruktiver Hinsicht erfahren; wiederum zeigt sich mit verschiedener Geschwindigkeit ein ähnlicher Umwälzungsvorgang in verschiedenen Ländern.

In einer Hinsicht hat sich die funktionelle Natur dieser Bauten geändert und verändert sich immer noch. Während früher die primäre Funktion diejenige des Obdaches war und Form und Grundriß praktisch während der ganzen Lebensdauer des Gebäudes konstant blieben, werden diese Hochhäuser heute immer kompliziertere Maschinen, die zu einem sehr hohen Grade den individuellen Zwecken angepaßt sind, die aber gleichzeitig die maximale innere Flexibilität und Anpassung aufweisen.

Konstruktiv führte das Erfordernis von Wirtschaftlichkeit und rascher Montage zu einer überragenden Verwendung der Vorfabrikation, nicht nur für die Tragsystemelemente, sondern auch für Böden, Wände, Trennwände und andere Einheiten. Im Laufe dieser Entwicklung hat die Leichtbauweise die klassischen, schweren Einrichtungen verdrängt mit entsprechender Verkürzung der Arbeitszeiten und Einsparungen an Rahmen- und Fundationskosten. Neue Verbindungsmethoden, Schweißen und HV-Verschraubung, haben die Nietung fast vollständig verdrängt. Neue Wege in der Brandverhütung haben die Tendenz zur Gewichtseinsparung noch verstärkt. Die Forderung der neueren Flexibilität führt zu großen Stützenabständen und oft sogar zur vollständigen Elimination der inneren Stützen.

Die Verminderung des Eigengewichts, die leichteren Rahmen und die ungenügende Steifigkeit der flexiblen Vorhang- und Zwischenwände geben der Art, wie solche Gebäude zur Aufnahme von Windlasten, Erdbeben und anderes ausgerüstet werden, eine entscheidende Bedeutung. Was die Stabilität betrifft, wird das seitliche Ausknicken, das in der konventionellen Stützenentwurfspraxis vernachlässigt wurde, immer wichtiger. Neue Ansätze in Ent-

wurf und Berechnung betonen die effektive Festigkeit und das tatsächliche Verhalten des Tragwerkes unter der Last im Gegensatz zur formellen, rein elastischen Spannungsberechnung.

Der Weg für all diese Entwicklungen wurde durch umfassende und systematische Forschung auf breiter Basis geebnet. Dies betrifft das Verhalten von geschweißten und hochfest verschraubten Verbindungen, die Entwicklung von dünnwandigen, kaltgeformten Stahlelementen, die Forschung über Rahmenstabilität und Traglast von Stahlkonstruktionen (oft irrtümlicherweise «plastisches Bemessungsverfahren» genannt), die Verfahren und Wirkungen der Feuerverhütung usw. In diesem Zusammenhang kommen einem zwei Empfehlungen in den Sinn:

1. Mit der radikalen Verminderung der Eigengewichtslasten steigt die Bedeutung der Nutzlast, ob sie nun horizontal oder vertikal sei. Der Sicherheitsgrad eines Bauwerkes ist eng verbunden mit der Genauigkeit, mit welcher die Lasten bekannt sind. Es scheint, daß eine allgemeine Anstrengung gemacht werden sollte, um durch direkte Messung und statistische Auswertung die Größe und Verteilung von Nutzlasten inkl. Windlasten, die auf hohe vielstöckige Gebäude wirken, zu bestimmen. Die riesigen Bemühungen, die in der Erforschung von Spannung, Dehnung und Festigkeit verausgabt wurden, müssen, um ihre volle Wirkung zeitigen zu können, durch eine entsprechende Untersuchung der Belastungsbedingungen ergänzt werden.

2. Die direkten Auswirkungen der obgenannten großangelegten Forschungsprogramme sind allzu oft auf die ausführenden Länder beschränkt geblieben. Dies hat die Entwicklung gebremst und verschiedentlich zu Doppelspurigkeiten geführt. Es ist natürlich klar, daß die Tradition wie auch besondere Bedingungen oft die unveränderte Übertragung von technischen Entwicklungen von einem Land in das andere verunmöglichen. Immerhin wäre eine vertiefte Kenntnis solcher Entwicklungen für jedermann von Vorteil. So haben die USA, bevor sie sich selbst damit befaßten, weitgehenden Profit aus dem systematischen Studium der europäischen Entwicklung im Vorspannbeton gezogen. Allzu oft fehlt aber eine solche gegenseitige Befruchtung total.

Dieses ist ein Gebiet, in welchem die IVBH einen noch größeren Dienst erweisen könnte. Sehr wertvoll wäre die regelmäßige Veröffentlichung von zusammenfassenden Artikeln, d. h. Schriften, die in systematischer Weise einen umfassenden Überblick über die neueren Entwicklungen in bestimmten Ländern und auf bestimmten Gebieten ermöglichten. Richtungweisend sind z. B. die Beiträge von Stetina und Rapp, die auf besonderen Wunsch von Prof. Stüssi geschrieben wurden. Weitere solche Beispiele sind die Beiträge [2] und [5]. Auf diese Art könnten die Kongresse wie auch die jährlichen «Abhandlungen» eine größere Unterstützung demjenigen Leser bieten, der aufgeschlossen und unvoreingenommen die neuen technischen Entwicklungen, ungeachtet aus welchem Herkunftsland, verwenden will.

Leere Seite
Blank page
Page vide

III a 1

On the Lateral Buckling of Multi-Story Building Frames with Shear Bracing

Sur le flambage latéral des portiques étagés multiples munis de contreventements (shear bracing)

Über das seitliche Ausknicken eines mehrstöckigen Gebäudes mit Windverbänden (shear bracing)

JOHN E. GOLDBERG
Ph. D., Professor of Structural Engineering, Purdue University, Lafayette, Indiana

Introduction

With the trends which seem to be developing in the architectural design of tall buildings, it is likely that questions of general instability will assume greater importance than they have had in the past. In particular, the lurching, sidesway or translational mode of buckling of tall buildings may demand greater attention than it has been given in the past.

In the past, skeleton-type tall building frames have been sheathed by rather substantial walls or wall panels of masonry construction and it is quite likely that these were sufficiently stiff to brace the frame against a lurching mode of buckling. In place of the masonry envelope which, in the past, obviated or at least minimized the necessity for considering the translational mode of buckling, the present architectural trend seems to be toward the use of light and often prefabricated panels having considerably reduced shear stiffness and hence much less effective in bracing the frame against buckling in a sidesway mode. Calculations made upon some recently designed bulding frames for the sidesway mode show that the equivalent or effective column length may be as much as three stories. This is far from the one story assumption which, in the past, has been a convenient and apparently adequate basis of design.

Unbraced symmetrical frames under symmetrical loads may buckle in either the symmetrical mode, which does not involve translation of the joints, or in the anti-symmetrical mode involving lateral displacement or lurching.

However, by considering the limiting cases of unbraced frames with infinitely stiff girders and with infinitely flexible girders, it can be shown that the lurching mode will always occur at lower loads than the symmetrical case. Unbraced unsymmetrical frames will, in general, buckle in a mode involving some lateral displacement of the joints.

When bracing is provided against lateral displacement, either in the form of shear panels or supplementary bracing members, the critical loads for the lurching mode of buckling are, naturally, increased over the corresponding loads for the unbraced frame. As the stiffness of this bracing is increased continuously, the critical loads for the lurching mode will increase until, in the symmetrical case, these loads become greater than those associated with a mode which does not involve translation of the joints.

The present paper contains some results which have been obtained during a preliminary and exploratory study of the general problem.

Limiting Cases

It is of interest to determine the stiffness required in the lateral bracing to preclude the lurching mode of buckling. For our immediate purpose it is sufficient to consider a single column and, in order to establish the requirement under the most severe condition, we shall first take the case corresponding to infinitely rigid girders.

We consider a single story and we assume that the bracing force is applied in a horizontal direction at the top of the column. This corresponds essentially to a situation in which the bracing is in the form of a broad shear-resistant panel in the plane of buckling, the panel being attached to the frame only at its upper and lower edges. The equivalent arrangement is indicated in Fig. 1. The critical load of a single column in the lurching mode may be determined

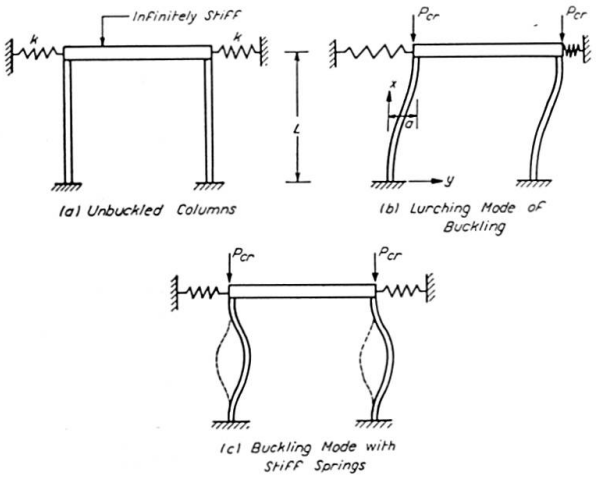


Fig. 1. Buckling Modes of Laterally Braced Columns with Infinite Rotational Restraint.

by the energy method. We take the deflections of the column as

$$y = \frac{a}{2}\left(1 - \cos\frac{\pi x}{L}\right),$$

where a is the arbitrary amplitude. Setting the bending strain energy of the column plus the extensional strain energy of the spring equal to the work done by the critical load during the buckling process leads to the stability criterion. This may be written in the form

$$\frac{P_{cr}}{P_e} = 1 + \frac{8\,k\,L}{\pi^2\,P_e}, \tag{1}$$

where

P_{cr} = critical load
P_e = Euler load $= \pi^2\,E\,I/L^2$
k = spring rate of bracing

and E is the appropriate modulus.

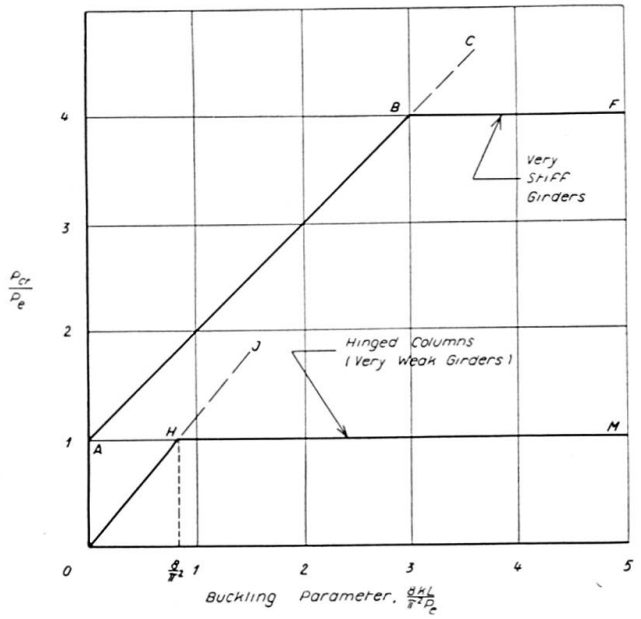


Fig. 2. Relation of Critical Load to Buckling Parameter for Limiting Cases.

Eq. (1) is plotted in Fig. 2 as the line ABC. It would appear from Eq. (1) that the critical load will increase without limit as the stiffness, k, of the lateral bracing is increased. This, however, does not follow since, under any circumstances if the column is not braced at intermediate points, the critical load cannot exceed the magnitude corresponding to the buckling mode shown in Fig. 1 c. The criterion for the latter mode is shown in Fig. 2 as the line BF. It is thus seen that, in the case of very stiff girders, the column will buckle in the lurching mode when the buckling parameter has a value less than three, and will buckle without lateral displacement of its ends when the value of the buckling parameter exceeds three. That is to say, the column which is restrained by very stiff girders will not buckle in the lurching mode if

$$k > \frac{3\pi^2}{8L} P_e. \tag{2}$$

The complete criterion for the case of very stiff girders is represented in Fig. 2 as the curve ABF.

The foregoing analysis was developed for an individual column. However, certain conclusions can be drawn for the case of several columns in a given story and for complete frames. Clearly, for the collection of columns in any one story of a frame with very stiff girders laterally supported by ideal shear panels which are connected at the top and bottom of the story, the required stiffness of the lateral supports is the sum of the stiffnesses required for each of the columns, provided that each element of lateral stiffness is directly available to each column. In particular, a lurching or translational mode cannot develop in that story if

$$\sum k > \frac{3\pi^2}{8L} \sum P_e \qquad \text{(very stiff girders)} \tag{3}$$

provided that the condition on availability is satisfied. One may infer further that if the lateral support is an *ideal* (but not necessarily uniform) shear beam for the entire height of the building frame and attached only at the top and bottom of each story, the lurching mode of buckling will not develop if the total stiffness at each story satisfies Inequality (3).

In the foregoing analysis, we have considered the limiting case of a frame with very stiff girders. For comparison, we may consider the lower limiting case of a frame having girders with negligible flexural stiffness. For simplicity, we shall assume that each story segment of the multi-story column under consideration is precisely in the same state relative to the possibility of buckling; that is, the relation between axial load on each story segment and its critical load is such that no story segment either tends to support or to be supported by its neighbouring segments. This is equivalent to assuming that each story segment may be treated as hinged at each end.

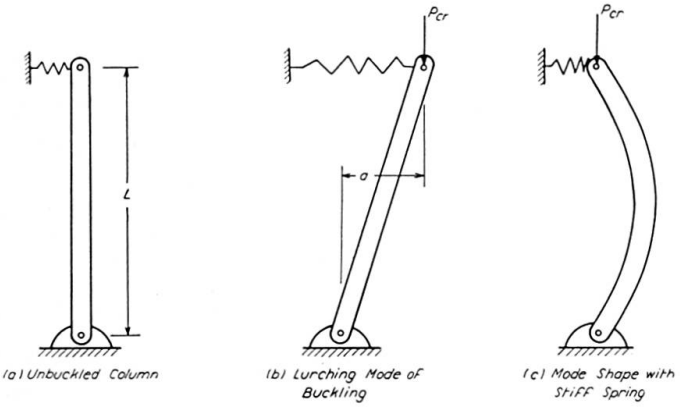


Fig. 3. Buckling Modes of a Laterally Supported Column with Negligible Rotational Restraint.

In the lurching mode of buckling shown in Fig. 3b, no bending occurs and it can be shown that the stability criterion for this mode is

$$P_{cr} = k\,L$$

or

$$\frac{P_{cr}}{P_e} = \frac{k\,L}{P_e}. \tag{4}$$

Eq. (4) is plotted in Fig. 2 as the line OHJ. As in the case of extremely stiff girders, this equation implies that the critical load increases with increasing stiffness of the lateral support. However, when the critical load reaches or exceeds the magnitude of the Euler load computed with the appropriate modulus, the column will buckle in the mode shown in Fig. 3c. Thus, the line $P_{cr}/P_e = 1$ is an upper limit to the buckling strength of the column and is shown as AHM in Fig. 2. Hence, the complete criterion for the case of very flexible girders is represented in that figure as the curve OHM.

As in the previous case, the stiffness which is required in the lateral supports for the collection of columns in any one story of a frame is the sum of the stiffnesses required for each column. In particular, a lurching mode cannot develop in that story if the spring rates of the lateral supports are such that

$$\sum k > \frac{1}{L}\sum P_e \qquad \text{(hinged columns)} \tag{5}$$

provided again that each element of lateral stiffness is directly available to each column.

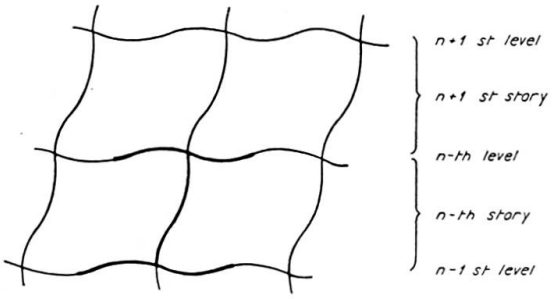


Fig. 4. Portion of Frame in Lurching Mode.

If the premises or assumptions upon which the foregoing analyses were based valid, the critical loads for each column segment in an actual frame would fall in the region MHOABF of Fig. 2. However, while the curve ABF is a reliable upper bound on the critical loads, it cannot be said that the curve OHM is an equally reliable lower bound. The assumption of very stiff girders in the first case prevented propagation of buckling deformation from story to story without violating continuity. An analogous uncoupling was assumed in the second case so that the column segments could again be treated individually. Instead of merely assuming that the girders are infinitely weak in flexure, the second case corresponds to assuming that the column segments

are hinged at the joints. In real structures, however, the columns are continuous and the segments cannot be treated on this individual basis. Curve OHM is not an entirely dependable lower bound on the critical loads.

In the case of frames with infinitely stiff girders, we were able to establish a value for the stiffness of the lateral bracing at which bifurcation of the buckling modes is possible. When, in such frames, the stiffness of the bracing is less than this value, the frame will buckle in the lurching mode; and when the stiffness of the bracing exceeds this value, the stories will tend to buckle in a "symmetrical" mode not involving translation. Although the development postulated infinitely stiff girders, this case is of more than academic interest since the results which have been obtained might serve as a basis for approximate design in cases where the girders are relatively, but somewhat less than infinitely, stiff. Furthermore, it is clear that the critical or bifurcation value of the shear stiffness, $k = 3\pi^2 P_e/8L$, for the case of infinitely stiff girders is also an upper bound to the critical value of the *stiffness* for a case in which the girders are less than infinitely stiff. Thus, when the stiffness of the shear bracing exceeds the stated value, $3\pi^2 P_e/8L$, at each story but the girders are less than infinitely rigid, the frame will tend to buckle in a "symmetrical" mode and the lurching mode generally will not have to be considered.

One additional point is in order and may be discussed at this time. The *line* OA includes all frames, broadly speaking, for which no lateral bracing is provided. To neglect any appreciable lateral bracing which actually may exist is to restrict the design to the *line* OA when, in fact, the design may lie anywhere in the area MHOABF. In such cases, if general instability is a consideration, the design may be seriously penalized as a result of neglecting the lateral bracing.

General Method of Analysis

For more accurate determination of the critical loads in cases of moderate stiffness of the girders, a more comprehensive approach must be employed. The generalized slope deflection theory may be taken as the basis for this approach. We consider a single column, continuous through the entire height of the frame and rigidly connected to the intersecting girders at each story. We may think of this column as one of the two columns of a symmetrical plane frame, and the results will be as exact as one wishes. The results will be equally exact if the column is one of a set of identical, identically loaded and identically restrained columns of a multi-bay frame; and thus, without further generalization or refinement, this approach may be used in determining approximately the critical loads of such a frame.

The displacements and loads acting upon a column segment are shown in Fig. 5. The bending moments at the top and bottom of this column segment are

$$M^C_{n,n-1} = -K^C_n \left[A_n \theta_n + B_n \theta_{n-1} - (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} \right],$$
$$M^C_{n-1,n} = -K^C_n \left[A_n \theta_{n-1} + B_n \theta_n - (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} \right], \tag{6}$$

where

$$K^C_n = E I / L_n,$$
$$A_n = \frac{\sin p L - p L \cos p L}{\frac{2}{p L}(1 - \cos p L) - \sin p L},$$
$$B_n = \frac{p L - \sin p L}{\frac{2}{p L}(1 - \cos p L) - \sin p L},$$
$$p L = \pi \sqrt{\rho},$$
$$\rho = \frac{P}{\pi^2 E I / L_n^2}.$$

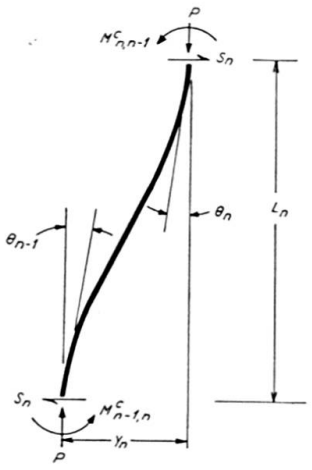


Fig. 5. Column Buckled in Lurching Mode.

Combining pertinent expressions for column moments with expressions for girder moments into a rotational equilibrium equation for a typical joint yields

$$K^C_n B_n \theta_{n-1} + [K^C_n A_n + K^C_{n+1} A_{n+1} + 6(1+\delta) K^G_n] \theta_n + K^C_{n+1} B_{n+1} \theta_{n+1}$$
$$- K^C_n (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} - K^C_{n+1} (A_{n+1} + B_{n+1}) \frac{y_{n+1}}{L_{n+1}} = 0, \tag{7}$$

where K^G_n is the stiffness of the girder at the top of the n-th story column, the $n+1$st story is above this girder and

$$\delta = \begin{cases} 0 \text{ when number of bays} = 1 \\ 1 \text{ when number of bays is large.} \end{cases}$$

Taking moments about one end of the column shown in Fig. 5 leads to an expression for the transverse shear

$$S_n = \frac{1}{L_n} K^C_n (A_n + B_n) \left(2 \frac{y_n}{L_n} - \theta_n - \theta_{n-1} \right) - P_n \frac{y_n}{L_n}. \tag{8}$$

The shearing force in the lateral bracing system may be taken as

$$H_n = k_n y_n \tag{9}$$

where k_n is the spring rate of the shear panel at the n-th story.

Since the total shear at each story must be zero, or

$$S_n + H_n = 0,$$

the substitution of Eqs. (8) and (9) yields

$$K_n^C (A_n + B_n)(\theta_n + \theta_{n-1}) - [2 K_n^C (A_n + B_n) - P_n L_n + k_n L_n^2] \frac{y_n}{L_n} = 0. \tag{10}$$

Eliminating the y's in Eq. (7) by means of Eq. (10) yields the recursion formula

$$\begin{aligned} &K_n^C (B_n - C_n F_n)\theta_{n-1} + [K_n^C A_n + K_{n+1}^C A_{n+1} - K_n^C C_n F_n \\ &\quad - K_{n+1}^C C_{n+1} F_{n+1} + 6(1+\delta) K_n^G]\theta_n + K_{n+1}^C (B_{n+1} - C_{n+1} F_{n+1})\theta_{n+1} = 0, \end{aligned} \tag{11}$$

where

$$\begin{aligned} C_n &= A_n + B_n, \\ D_n &= k_n L_n^2 / K_n^C C_n = \pi^2 k_n L_n / P_e C_n, \\ F_n &= \frac{1}{2 - \frac{\pi^2 \rho_n}{C_n} + D_n}. \end{aligned}$$

It may be noted that the dimensionless term D_n should be computed with the true value of $K_n^C = E I / L_n$, but all other K's may be taken as *relative* values.

Eqs. (7) and (10) or Eq. (11), written for each story, are a homogeneous set of linear algebraic equations in the lateral and angular displacements of the joints. These equations, together with the boundary conditions at the base form an eigenvalue problem in which the appropriate multiple of a prescribed pattern of column loads may be treated as the eigenvalue to be determined. There will be a number of such multiples or eigenvalues which satisfy the equilibrium equations and boundary conditions. However, only the lowest of the non-zero eigenvalues is of engineering interest.

In the case of low shear stiffness of the bracing, the frame will buckle in a lurching mode. When sufficient shear bracing is provided, the critical loads for the lurching mode may be greater than those for a "symmetrical" mode which does not involve translation of the joints. This mode involves a different bending configuration of the girders and leads to the single recursion formula

$$K_n^C B_n \theta_{n-1} + [K_n^C A_n + K_{n+1}^C A_{n+1} + 2(1+\delta) K_n^G]\theta_n + K_{n+1}^C B_{n+1} \theta_{n+1} = 0, \tag{12}$$

when the symmetrical mode is being investigated. Eq. (12) is to be written for every story. The lowest eigenvalue for this set defines the critical loads for the symmetrical mode, and comparison with the results for the lurching mode will show whether the frame will buckle with or without lurching.

Remarks on Method of Solution

Because of the highly transcendental manner in which the loads enter into the equations, ordinarily it is not feasible to extract the eigenvalues directly from the sets of equations. In rare cases, the coefficients of the displacements may have the regular character which would permit solution by difference equation methods. In other cases, a small adjustment of these coefficients may put these equations in regular form and thus permit at least an approximate solution by difference equation methods.

In the usual case, the most practical method for either desk or electronic computer will be a trial-and-error procedure in which the magnitudes of the loads are assumed. The corresponding values of A_n and B_n are then substituted into Eqs. (7) and (10) or (11) or into Eq. (12) and it is determined whether or not these equations and the base condition can be satisfied.

The solution of the equations for trial values of the loads can be obtained by any of several techniques. For example, we observe that Eq. (11) for the top level contains two unknowns, the rotation at that level and at the next lower level. We may solve this equation for the rotation at the top level in terms of the rotation at the next lower level. We use this result to eliminate the topmost rotation from the next lower equation and solve this equation for the second rotation in terms of the third from the top. We proceed in this manner, eliminating unknowns in the successive equations down to θ_2 in terms of θ_1. The rotation, θ_0, at the base is defined by a stated boundary condition and we may therefore dispose of θ_0 as an unknown in the equation for the first level above the base. With the sequential substitution and elimination of rotations, Eq. (11) for the first level above the base becomes homogeneous in θ_1. Now, the left-hand side of Eq. (11) is in fact equal to the external moment required to maintain equilibrium at the joint. Therefore, in view of the homogeneous form, if the coefficient of θ_1 vanishes, the loads form an eigenvalue set; if the coefficient is positive the frame is stable in the configuration which has been developed; if the coefficient is negative, the frame is unstable in this configuration.

Other procedures are, of course, available for effecting a solution of the set of equations. However, space does not permit a more general discussion at this time.

It may be remarked that, if an electronic computer is available, it becomes feasible to handle the exact problem of a multi-story frame having several spans. To formulate the larger problem, Eqs. (7), (10), (11) and (12) are generalized in a straightforward manner to include different rotations at each joint of each level. The resulting equations can be solved, with the aid of the computer, by relatively simple partitioning of the set and an external moment can again be computed as a criterion of stability or instability for a trial set of loads.

References

1. JOHN E. GOLDBERG, "Wind Stresses by Slope Deflection and Converging Approximations". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, May, 1933, and Transactions ASCE, Vol. 99, 1934, p. 962.
2. JOHN E. GOLDBERG, "Stiffness Charts for Gusseted Members Under Axial Load". Separate No. 179, ASCE, March, 1953, and Transactions ASCE, Vol. 119, 1955, p. 43.
3. JOHN E. GOLDBERG, "General Instability of Low Framed Buildings". "Publications" of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 18, 1958. p. 15.

Summary

The effect of shear bracing upon the critical loads of a multi-story building frame is discussed and formulas are presented for the critical loads of column segments in the two limiting cases of infinite girder bending stiffness and negligible girder stiffness. Equations for a more comprehensive theory founded upon the slope-deflection method are presented and comments are made upon methods of solution.

Résumé

L'auteur décrit tout d'abord l'influence des voiles de contreventement sur les charges critiques d'un portique étagé multiple. Pour les deux cas limites — rigidité de la traverse infinie et pratiquement négligeable —, l'auteur indique les formules permettant de déterminer les charges critiques des éléments de montants. De plus, il présente des équations découlant d'une théorie plus complète, basée sur la méthode des déformations et il commente quelques procédés de résolution de ces équations.

Zusammenfassung

Zunächst wird der Einfluß von schubfesten Tafeln auf die kritischen Lasten eines mehrstöckigen Rahmens besprochen. Für die beiden Grenzfälle des Trägers mit unendlich großer und mit vernachlässigbarer Steifigkeit werden die Formeln für die kritischen Lasten von Stützenabschnitten angegeben. Ebenso wurden Gleichungen für eine umfassendere Theorie, basierend auf der Deformationsmethode, dargestellt und dazu einige Lösungsmethoden besprochen.

III a 2

Über den Einfluß der Normalkraftverformungen bei Stockwerkrahmen

The Effect of the Deformations Due to Axial Forces in the Design of Multi-Storey Portal Frames

L'influence des déformations dues aux efforts axiaux dans l'étude des portiques étagés multiples

H. BECK

Privatdozent, Dr.-Ing., beratender Ingenieur VBI, Frankfurt am Main

Der Einfluß der Normalkraftverformungen der Rahmenstiele auf die Beanspruchungsgrößen mehrgeschossiger Rahmen ist nicht nur um so ausgeprägter je schlanker die Rahmen sind [1], sondern er wächst auch mit zunehmendem Steifigkeitsverhältnis der Riegel zu den Stielen. Diesen Sachverhalt zeigen die nachstehend mitgeteilten Ergebnisse, die aus einer ausführlichen Untersuchung des Einflusses der Normalkraftverformungen auf die inneren Kräfte eines zweistieligen, symmetrischen Vierendeelträgers resultieren, wie er zur Aufnahme von Windkräften im Stahlbetonskelettbau häufig vorkommt [2].

Bei der Untersuchung des an seinem Fuße fest eingespannten Vierendeelträgers gemäß Fig. 1 habe ich von einem bereits früher veröffentlichten Verfahren Gebrauch gemacht, wonach die Einzelbiegesteifigkeiten der diskreten Verbindungsriegel durch die Biegesteifigkeiten kontinuierlich angeordneter Lamellen ersetzt werden [3], [4]. Die mit Hilfe eines solchen Ersatzsystems ermittelten inneren Kräfte ergeben sich in Abhängigkeit eines Systemparameters α und eines weiteren Parameters γ, der die Berücksichtigung der Normalkraftverformungen in den beiden Stielen beinhaltet.

Im Systemparameter α tritt neben den Abmessungen l_1 (Länge der Stiele), l_2 (verformbare Länge der Riegel), a_1 (Systemlinienabstand der Stiele) und a_2 (Systemlinienabstand der Riegel) auch das Verhältnis I_2/I_1 der Steifigkeiten von Riegeln und Stielen auf. Wir erkennen aus dem Aufbau von α, daß der Wert dieses Parameters sowohl mit wachsender Stiellänge l_1 als auch mit

wachsendem Steifigkeitsverhältnis I_2/I_1 zunimmt. Wachsende Stiellänge l_1 bedeutet unter Beibehaltung aller übrigen Abmessungen Schlankerwerden des Rahmens, wachsendes Steifigkeitsverhältnis I_2/I_1 bedeutet den allmählichen Übergang vom einfachen Balken zur geschlossenen Scheibe. Der Balken ist nämlich durch den unteren Grenzwert $I_2 = 0$ gekennzeichnet, der mechanisch das Fehlen von Verbindungsriegeln beinhaltet, d. h. die Stiele wirken als einzelne Kragträger. Die Scheibe ist durch den oberen Grenzwert $I_2 = \infty$ gekennzeichnet, der mechanisch eine starre Verdübelung der beiden Stiele beinhaltet, d. h. die Verformungen des auskragenden Gesamtsystems genügen dem Bernoulli-Navierschen Geradliniengesetz.

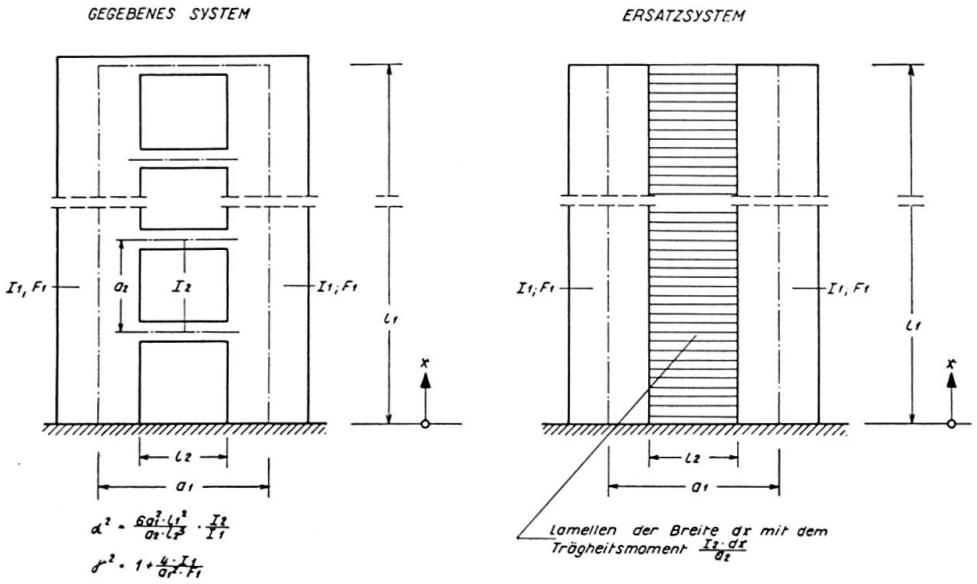


Fig. 1.

Die Berücksichtigung der Normalkraftverformungen liefert einen Wert $\gamma > 1$, ihre Vernachlässigung den Wert $\gamma = 1$, wie sich aus dem Aufbau dieses Parameters sofort ergibt, wenn die Stielquerschnittsfläche $F_1 = \infty$ gesetzt wird.

Wir wollen nun den Einfluß der Normalkraftverformungen auf die inneren Kräfte an einem symmetrischen Vierendeelträger aufzeigen, an dessen beiden Stielen eine gleich große, konstante, horizontalgerichtete Linienlast wirkt. Aus der Vielzahl der auftretenden Beanspruchungsgrößen greifen wir das Einspannmoment der beiden Stiele heraus und bezeichnen es mit

M_E bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen,

$M_{E,\infty}$ bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen und starrer Verdübelung ($\alpha = \infty$),

M_E^* ohne Berücksichtigung der Normalkraftverformungen.

Fig. 2 zeigt in Abhängigkeit von dem Systemparameter α und für verschiedene γ-Werte den Unterschied zwischen dem Einspannmoment mit und

demjenigen ohne Berücksichtigung der Normalkraftverformungen, bezogen auf das Einspannmoment mit Berücksichtigung der Normalkraftverformungen, d. h. also $(M_E - M_E^*)/M_E$. Wir erkennen, daß dieser Unterschied mit wachsendem α zunimmt. Die drei angegebenen Kurven haben die gemeinsame Asymptote 1, da $M_E^*(\alpha = \infty) = 0$ ist.

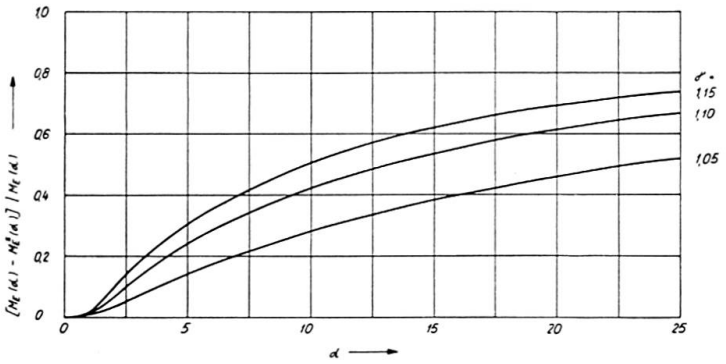


Fig. 2.

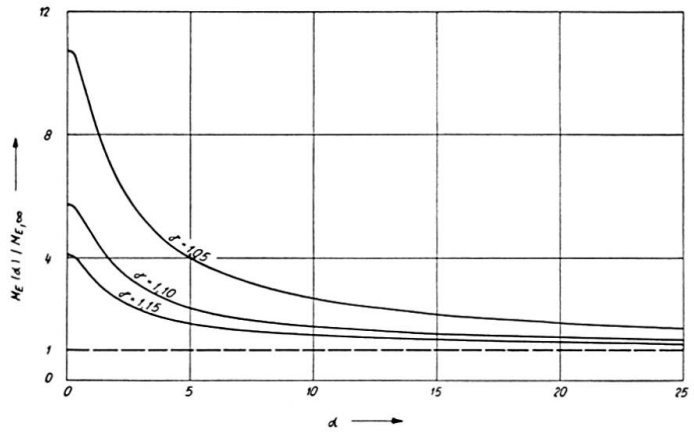


Fig. 3.

Fig. 3 zeigt in Abhängigkeit von α und für verschiedene γ-Werte das Verhältnis des Einspannmomentes bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen zu seinem Grenzwert für $\alpha = \infty$, d. h. also $M_E/M_{E,\infty}$. Wir erkennen aus dem Anschmiegen der drei Kurven an ihre gemeinsame Asymptote 1, wie schnell sich die Verhältnisse mit wachsendem α denjenigen des starr verdübelten Balkens, d. h. also der geschlossenen Scheibe annähern.

Fig. 4 zeigt für verschiedene Werte von α die Spannungsverteilung über die beiden Stielquerschnitte an der Einspannstelle, und zwar für den linken Querschnitt mit Berücksichtigung der Normalkraftverformungen (am Beispiel $\gamma = 1{,}05$) und für den rechten Querschnitt ohne Berücksichtigung derselben ($\gamma = 1$). Für $\alpha = 0$ ist die Spannungsverteilung in beiden Fällen gleich. Für $\alpha \neq 0$ ist ein Unterschied vorhanden, der sich mit wachsendem α vergrößert. Für $\alpha = \infty$ schließlich entspricht das linke Spannungsbild jenem der Scheibe,

während das rechte den mechanisch gegenstandslosen Verlauf zeigt, wonach das gesamte äußere Moment durch ein Kräftepaar aufgenommen wird.

Mit wachsendem α wird also der Einfluß der Normalkraftverformungen größer. Auf Grund eingehender numerischer Untersuchungen kann bei dem hier als Beispiel gezeigten Rahmensystem für $\alpha \lessapprox 5$ der Einfluß der Normalkraftverformungen vernachlässigt werden, während er für $\alpha \gtrapprox 5$ zu berücksichtigen ist. Wenn $\alpha \gtrapprox 20$ ist, so kann die Spannungsverteilung der geschlossenen Scheibe als gute Näherung benutzt werden.

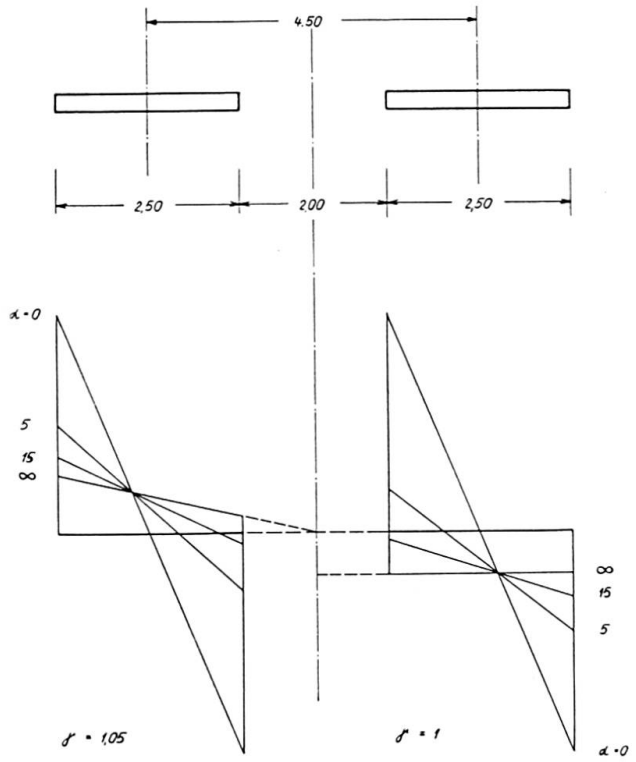


Fig. 4.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß für mehrstielige Stockwerkrahmen analoge Verhältnisse vorliegen; dies ist ohne weiteres schon daraus zu ersehen, daß die mechanischen Grenzfälle des einfachen Balkens ($I_2 = 0$) und der geschlossenen Scheibe ($I_2 = \infty$) die gleichen sind.

Literatur

[1] P. Dubas: «Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen». Sechster Kongreß IVBH, Stockholm 1960, Vorbericht III a 2.

[2] H. Beck: «Ein Beitrag zur Berücksichtigung der Dehnungsverformungen bei Rahmen mit schlanken und gedrungenen Konstruktionsgliedern». Die Bautechnik 36 (1959), Seite 178—184.

[3] H. Beck: «Ein Beitrag zur Berechnung regelmäßig gegliederter Scheiben». Ingenieur-Archiv 26 (1958), Seite 343—357.

[4] H. Beck: «Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers». Der Bauingenieur 31 (1956), Seite 436—443.

Zusammenfassung

Der Einfluß der Normalkraftverformung auf die inneren Kräfte eines Stockwerkrahmens wächst sowohl mit dessen Schlankheit als auch mit dem Steifigkeitsverhältnis der Riegel zu den Stielen. Dies wird für den zweistieligen, symmetrischen und am Fuße fest eingespannten Stockwerkrahmen aufgezeigt. Hierbei ist von einer vom Verfasser bereits früher veröffentlichten Berechnungsmethode Gebrauch gemacht.

Summary

The effect of the deformations due to axial forces on the stresses in a multi-storey portal frame grows with increasing slenderness and increasing ratio between the moments of inertia of the cross-members and the uprights. This is demonstrated by the calculations for a symmetrical portal frame with two uprights completely fixed at the base. These calculations were made by means of a method which the author has already described in a previous paper.

Résumé

L'influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations d'un portique étagé multiple est d'autant plus grande que le portique est plus élancé et que le rapport entre moments d'inertie des traverses et des montants est plus grand. C'est ce que démontrent les calculs d'un portique symétrique, à deux montants totalement encastrés à leur base. Les calculs ont été effectués à l'aide d'une méthode que l'auteur avait déjà exposée lors d'une publication précédente.

Leere Seite
Blank page
Page vide

III a 3

Comments on Semi-rigid Connections in Steel Frames

Commentaires sur l'utilisation d'attaches semi-rigides dans les ossatures métalliques

Einige Bemerkungen zu halbsteifen Verbindungen bei Stahlrahmen

L. C. MAUGH
Professor of Civil Engineering, University of Michigan

Notation

P	Total load on the specimen.
E	Modulus of elasticity.
I	Moment of inertia of beam.
a	Assumed length of elastic portion.
b	Assumed length of inelastic portion.
L	$^1/_2$ span of specimen.
d	$^1/_2$ column width.
Δ	Measured vertical displacement at center.
Δ_e	Theoretical displacement at center due to deformation over elastic range.
ϕ	Angle change over one-half of inelastic range (assumed at face of column).
M	Bending moment at face of column.
Ψ	Slope of $M-\phi$ curve (assumed constant over working range).
M_{ab}, M_{ba}	End moments.
M_{Fab}, M_{Fba}	Fixed-end moments for $\Psi=\infty$.
M'_{Fab}, M'_{Fba}	Fixed-end moments for $\Psi\neq\infty$.
l	Span length of any beam.
K	$\frac{EI}{l}$.
A	$1+\frac{3K}{\Psi}$.
C_1, C_2	Coefficients of slope deflection equations.
θ_a, θ_b	End rotations.

Test Procedure for Measuring Beam Connection Properties

The following laboratory procedures and interpretation of the data has been found to be convenient and sufficiently accurate for measuring the rotational restraint of beam connections.

1. The elastic portion a of a typical test specimen as shown in Fig. 1 is assumed to extend within three inches of the edge of the connection. Strain

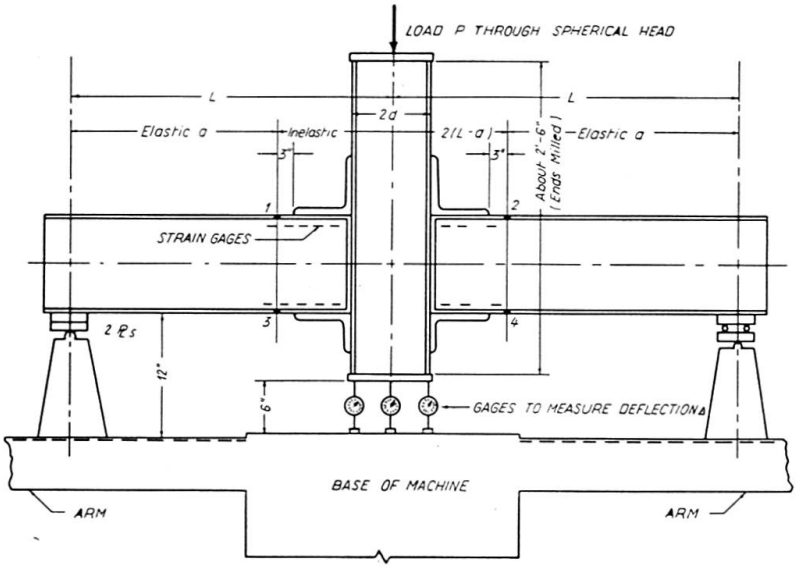


Fig. 1. Arrangement of Specimens in Testing Machine.

gage measurements have shown that between this section and the face of the column, the strain distribution across any transverse section is non-linear. This region is called inelastic although such a description is open to question.

2. The resultant angle changes ϕ, Fig. 2, for the inelastic range is assumed to occur at each face of the column for purposes of reference.

3. A laboratory test specimen as shown in Fig. 1 is therefore divided into two elastic zones a and inelastic zones $L-a$ which contain the connecting elements and column section.

4. The specimen is loaded as shown in Fig. 1 and the only measurement needed besides the central load P is the displacement Δ at the center of the span. This displacement can be measured with ordinary dial gages.

5. The numerical value of the rotation ϕ for the inelastic zone can now be determined by substracting the calculated displacement Δ_e at the center due to the strain in the elastic portions a from the total measured deflection Δ. Thus, from Fig. 2, the following relations can be established.

$$\phi\,(L-d) = \Delta - \Delta_e = \Delta - \frac{P\,a^3}{6\,E\,I}$$

or

$$\phi = \frac{\Delta - \dfrac{P\,a^3}{6\,E\,I}}{L-d}, \tag{1}$$

where

P = total load on the specimen,
E = modulus of elasticity,
I = moment of inertia,
a = length of elastic portion,
L = $^1/_2$ span of specimen,
d = $^1/_2$ width of column.

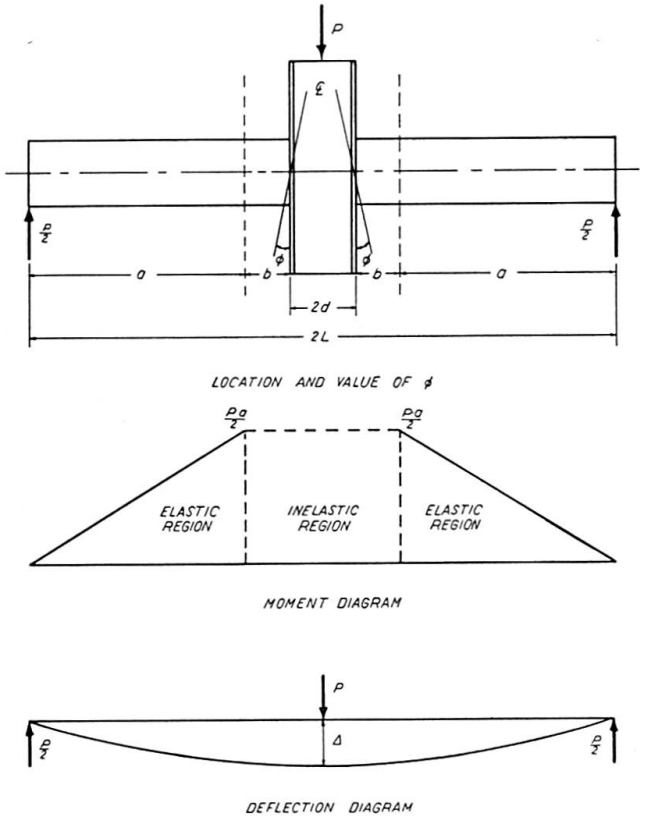


Fig. 2. Location of Angle ϕ and Displacement Δ.

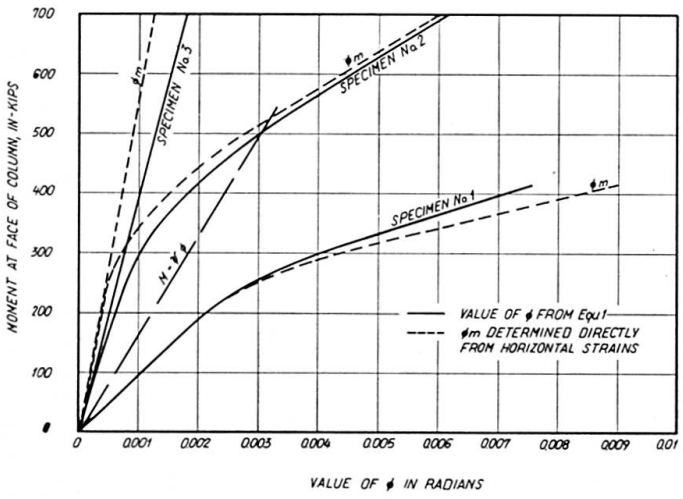


Fig. 3. $M-\phi$ Diagram Determined from Displacement Δ.

6. The values of ϕ that are determined from the measured value of Δ by means of Eq. (1), when plotted as abscissae against the moment at the face of the column as ordinate, provide typical moment-rotation (M, ϕ) curves as shown in Fig. 3. In the diagrams are also shown corresponding rotations ϕ (see broken lines) which are obtained from the horizontal movement between two reference points that were established in each flange at the edges of the inelastic zone. These gage distances are shown by points 1, 2, 3, and 4 in Fig. 1. The sum of the horizontal displacements between points 1 and 2 and between 3 and 4 divided by the vertical distance between the points was used to check the value of ϕ.

Results of Typical Tests

The test procedure as described above was used on three different specimens but, due to lack of space, only one (Fig. 4) is shown. An initial load was applied through a movable head with a spherical bearing and removed several times before the final measurements were made.

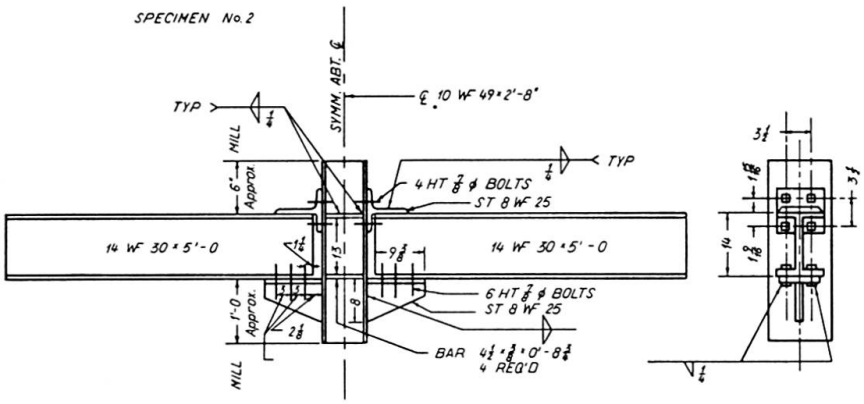


Fig. 4. Connection Details of Specimen No. 2.

The load-deflection curves for each specimen were drawn from the measured values of Δ. From such diagrams the angle change ϕ in the inelastic zone was calculated for each specimen by means of Eq. (1). The values of ϕ are shown in Fig. 3. The magnitude of the inelastic portions a is 46, 43, and 46 inches for specimens 1, 2, and 3, respectively. L is equal to 60 inches and d is 5 inches for all specimens.

Use of M, ϕ Curves in Design

If the actual M, ϕ curves in Fig. 3 are approximated by a straight line the moment M can be expressed in terms of the rotation ϕ by the relation

$$M = \Psi\phi,$$

where Ψ is the slope of the M, ϕ diagram. The quantity M/Ψ is therefore equivalent to $\frac{M\,dx}{EI}$ in a beam and can be treated as such in the calculations. In any frame where the steel girders support a reinforced concrete floor, the actual flexural rigidity EI of the beam is uncertain. However, when only steel members of constant cross-section are considered in determining the beam coefficients, the following assumptions are recommended for design calculations:

a) Consider the beam as a member with constant EI except at the ends where a concentrated angle change of M/Ψ occurs.

b) When the connection stiffness Ψ is the same for both ends of the beam, the coefficients 4 and 2, and the fixed-end moments M_{Fab} and M_{Fba} in the slope-deflection equations

$$M_{ab} = \frac{EI}{l}(4\,\theta_a + 2\,\theta_b) + M_{Fab}, \tag{3a}$$

$$M_{ba} = \frac{EI}{l}(2\,\theta_a + 4\,\theta_b) + M_{Fba} \tag{3b}$$

can be replaced by

$$M_{ab} = \frac{EI}{l}(C_1\,\theta_a + C_2\,\theta_b) + M'_{Fab}, \tag{4a}$$

$$M_{ba} = \frac{EI}{l}(C_2\,\theta_a + C_1\,\theta_b) + M'_{Fba}, \tag{4b}$$

in which, assuming that $\Psi_a = \Psi_b = \Psi$

$$C_1 = \frac{12\,A}{4\,A^2 - 1}, \tag{5a}$$

$$C_2 = \frac{6}{4\,A^2 - 1}, \tag{5b}$$

where

$$A = 1 + \frac{3\,EI}{l\,\Psi} = 1 + \frac{3\,K}{\Psi}, \tag{5c}$$

$$K = \frac{EI}{l},$$

in which l = distance center to center of columns.

Also,

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_1 - C_2) + M_{Fba}(2\,C_2 - C_1)], \tag{6a}$$

$$M'_{Fba} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_2 - C_1) + M_{Fba}(2\,C_1 - C_2)], \tag{6b}$$

where M_{Fab} and M_{Fba} are the usual fixed-end moments in Eqs. (3a) and (3b) that is for Ψ equals infinity and A equal to one. For a symmetrical loading such that

$$M_{Fab} = -M_{Fba},$$

then

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_1 - C_2 - 2\,C_2 + C_1)]$$

or

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{2}(C_1 - C_2)\,M_{Fab}.$$

Important Features of Semi-Rigid Connections

As variations in the coefficients C_1, C_2, M'_{Fab}, and M'_{Fba} are important factors in a structural design, it is interesting to note that a particular end connection may provide considerable restraint for a beam with a small K/Ψ value, but relatively little if the beam has a large K/Ψ value. The variation of the coefficients C_1 and C_2 with respect to K/Ψ are shown in Fig. 5. A disturbing feature

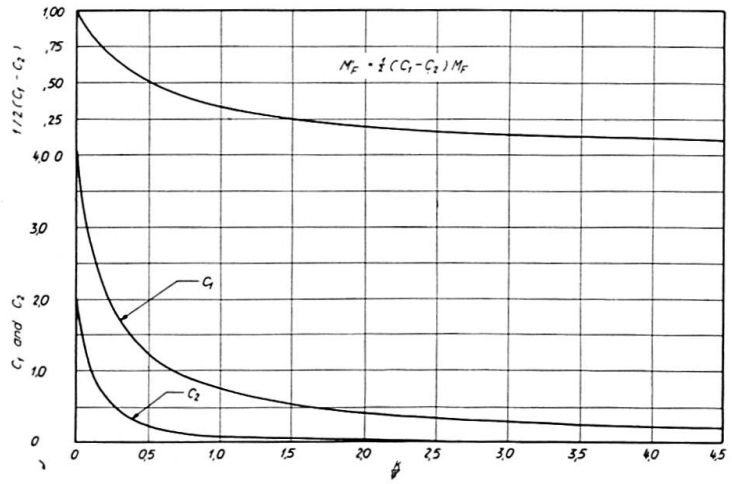


Fig. 5. Values of C_1, C_2 and M'_F.

of these diagrams is the rapid change that may occur in the values of C_1, C_2, and M'_F for small changes in K/Ψ. The changes in the fixed-end moments M'_F are indicated in Fig. 5 for a uniform load over the entire span. It is apparent that the fixed-end moments may change rapidly for even small changes in the K/Ψ values.

If a semi-rigid connection such as in specimen 3 (Fig. 3) is used instead of a rigid connection then a constant value of Ψ of 385×10^6 in-lbs is obtained from the slope of the M, ϕ curve. When this connection is used on a 12 WF 36 beam of 17 feet length the value of K/Ψ is

$$\frac{K}{\Psi} = \frac{E\,I}{l} = \frac{29 \cdot 10^6 \cdot 280.8}{17 \cdot 12 \cdot 385 \cdot 10^6} = 0.104.$$

From Fig. 5 or from Eqs. (5a, 5b, 5c) we obtain,

$$C_1 = 2.68, \qquad C_2 = 1.02,$$

$$M'_F = \tfrac{1}{2}(2.68 - 1.02)\,M_F = (0.83)\left(\frac{w\,L^2}{12}\right) = 0.069\,w\,L^2.$$

Summary

In this paper the importance of considering the deformation of beam connections in the design of steel frames has been emphasized. A laboratory procedure for determining the M, ϕ diagram for any type of beam connection has been discussed.

Analytical methods for incorporating the properties of the connections into the slope-deflection equations are presented. It has been shown that the stiffness of the beam and the magnitude of the end couples may be modified considerably by the rotational restraint factor Ψ of the connections. Therefore the actual beam coefficients and fixed-end moments, for the particular beam and connection, should be determined from test results and used in the structural analysis.

Résumé

L'auteur montre qu'il est important de tenir compte des déformations des attaches des traverses dans le calcul et l'étude des cadres métalliques. Pour des attaches quelconques, l'auteur présente une méthode qui permet de déterminer le diagramme de M en fonction de ϕ, au laboratoire.

L'auteur indique des méthodes analytiques permettant de tenir compte des propriétés des attaches dans les équations de la méthode des déformations. Il montre aussi que le facteur Ψ de l'attache (angle d'inclinaison de la courbe $M - \varphi$) influence fortement la rigidité et les moments d'encastrement total de la traverse. Les coefficients caractéristiques et les moments d'encastrement total de la traverse, nécessaires au calcul du système, devraient donc être déterminés par des essais pour la poutre considérée et le type d'attache utilisé.

Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird die Bedeutung der Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von Trägerverbindungen im Entwurf von Stahlrahmen betont. Für die Bestimmung des M-ϕ-Diagramms für jeden möglichen Trägeranschluß wird ein Laboratoriumsverfahren dargestellt.

Die Eigenschaften der Stöße werden dann analytisch in den Gleichungen der Deformationsmethode berücksichtigt. Es zeigt sich, daß der Einspannungsgrad die Trägersteifigkeit und die Größe der Endmomente wesentlich beeinflußt. Somit sollten die tatsächlichen Trägerbeiwerte und die Volleinspannmomente für einen besonderen Träger und seinem Anschluß aus einem Versuch bestimmt und dann in die Tragwerksberechnung eingesetzt werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa4

Beurteilung der Feuersicherheit von Stahlhochbauten

Evaluation of the Fire Resistance of Steel Structures

Appréciation de la sécurité des ouvrages métalliques contre l'incendie

CURT F. KOLLBRUNNER
Dr. sc. techn., Ing. Direktor der A.G. Conrad Zschokke, Zürich

Dem Beamten der Feuerpolizei und dem Architekten muß ein einfaches, klares und übersichtliches *Punktsystem* in die Hand gegeben werden, aus welchem er sofort ersieht, ob die Stahlkonstruktion zu verkleiden ist oder nicht.

Das *Brandrisiko* setzt sich aus verschiedenen Faktoren zusammen: Zündquellen, Brennbarkeit, Feuerbelastung, Branddauer, Brandausbreitungsmöglichkeit, Verqualmung, Luftzutritt, Schadenanfälligkeit, Einsatz der Feuerwehr etc. — Die Feuerpolizei wehrt sich mit Recht dagegen, daß als einziges Kriterium für die Brandgefährdung die *Feuerbelastung* eingeführt wird. Dies war jedoch auch nie die Meinung, denn schon im Jahre 1950 ist durch E. Geilinger und C. F. Kollbrunner ein Punktsystem eingeführt worden, welches damals 15 Positionen umfaßte, wobei die Feuerbelastung lediglich als Position Nr. 7 aufgeführt wurde[1]).

Auch heute ist das Punktsystem noch nicht endgültig. Bis jetzt handelte es sich lediglich darum, die verschiedenen Meinungen zusammenzufassen und auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen, damit darüber diskutiert werden kann. — Was wir wollen, ist ein *vereinfachtes Punktsystem*, welches in der Praxis ohne große Arbeit angewandt werden kann, ein Punktsystem, welches der neuzeitlichen Feuerbelastung Rechnung trägt. (Schlußendlich handelt es sich beim Punktsystem um Tabellen und graphische Darstellungen, die von E. Geilinger und C. F. Kollbrunner 1950 entworfen, durch P. Boué und

---

[1]) E. Geilinger und C. F. Kollbrunner: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, I. Teil. Mitteilungen der T.K.V.S.B., Heft 3. Leemann, Zürich, Mai 1950.

W. HALPAAP erweitert und heute als Diskussionsbasis aufgestellt wurden[2]).) Die Brandversuche werden in den meisten Ländern unter ähnlichen Bedingungen ausgeführt. Prinzipiell muß jedoch zwischen den Standardkurven und der Wirklichkeit ein klarer Trennungsstrich gezogen werden.

Für Ofenversuche, d. h. für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Verkleidungsmaterialien etc., muß streng nach einer Standardkurve vorgegangen werden, denn die verschiedenen Materialien müssen unter den genau gleichen Bedingungen untersucht werden, damit ein Vergleich möglich ist. — Ein Brand entwickelt sich jedoch nie nach einer Standardkurve, sondern je nach den örtlichen Verhältnissen und Gegebenheiten, bei viel Luftzutritt rasch, bei wenig Luft langsam, eventuell auch nur mottend.

Die absoluten Temperaturen beim Naturbrand liegen im allgemeinen viel tiefer als die Normkurve. Nur ganz kurze Zeit wird dieselbe überschritten. — Zudem wissen die Feuerwehrfachleute, daß es auch bei großer Feuerbelastung nur unter besonderen Verhältnissen möglich ist, über längere Zeit hinweg Temperaturen, wie sie die Standardkurve angibt, zu erzeugen.

Die Zeit-Temperatur-Kurve verläuft in der Praxis meist so, daß nach dem *Feuersprung* ein rascher Anstieg der Temperatur mit einer über der Standard-Kurve liegenden Spitze erfolgt, worauf ein flacher, langgezogener Abfall stattfindet. Dies liegt daran, daß die idealen Lüftungs- und Feuerungsverhältnisse der «Versuchsöfen» in den wenigsten Fällen in der Praxis vorhanden sind.

Fig. 1 zeigt die EMPA-Standard-Kurve für Ofenversuche und die Temperatur-Zeit-Kurven bei «natürlichem» Brand und langsamem Brand bei

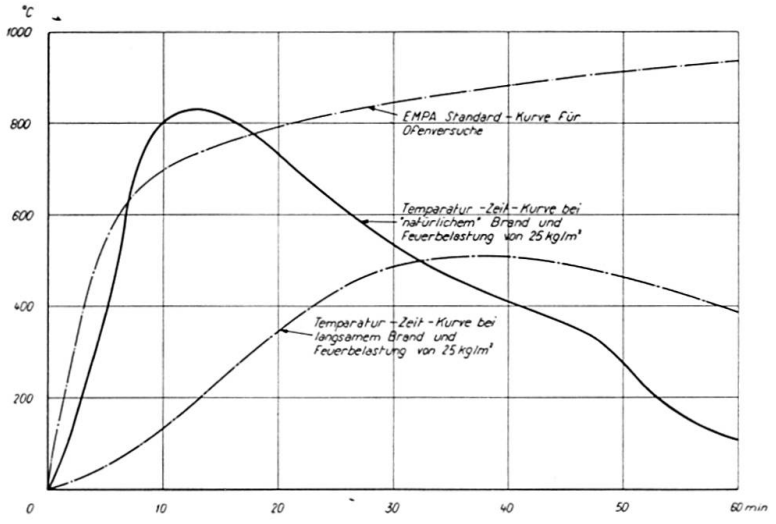


Fig. 1.

[2]) P. BOUÉ: Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 21. Stahlbau-Verlags GmbH., Köln, 1959.

W. HALPAAP: Die Bestimmung des notwendigen Schutzes wesentlicher Bauteile nach Punkten. VFDB-Zeitschrift, Heft 4, S. 124, November 1959.

Feuerbelastungen von 25 kg/m². Bei mottendem Brand verläuft die Kurve noch viel flacher.

Betreffend die neuesten publizierten Punktsysteme wird auf die Fußnote verwiesen [3]). Aus der Tabelle ersieht man die Klassifikation der Stahlhochbauten, wobei hier eindeutig angegeben ist, daß bis zu einer Feuerbelastung von 25 kg/m² die Punktzahl keine Rolle spielt.

Tabelle. Klassifikation der Stahlhochbauten

Gefahrenklasse	Feuerbelastung kg/m²	Punktzahl (minimal)	Stahlkonstruktion	Art der Gebäude
1	bis 25	spielt keine Rolle	unverkleidet	Wohnhäuser, Geschäfts- u. Bureauhäuser, kleine Hotels und Schulhäuser, Hallen
2	über 25 bis 50	über 15	unverkleidet, teilw. leicht verkleidet (Kernfüllung)	mittlere Verkaufslokale, größere Hotels und Schulhäuser, Lagerräume mit nicht sehr viel brennbarem Material
3	über 50 bis 100	über 25	leicht verkleidet	große Verkaufslokale, Warenhäuser, Spitäler, Lagerräume großer Geschäftshäuser
4	über 100 bis 150	über 35	stark verkleidet	große Hotels, Theater, Kinos, große Versammlungslokale, Großgaragen, Lagerhäuser mit viel brennbarem Material oder leicht brennbaren Stoffen

Festgehalten werden muß, daß es grundsätzlich falsch ist, nur nach Punkten zu bewerten. (Extremfall: *Viele* Punkte, jedoch *keine* Feuerbelastung.)

In den Feuerpolizeivorschriften gelten meist als «feuerbeständig» Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, die während mindestens 90 Minuten unter der Einwirkung des Feuers und des Löschwassers ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und damit ihre Tragfähigkeit und ihre Standsicherheit nicht über das zulässige Maß verlieren. — Schon ein Laie erkennt, daß es unlogisch ist, bei modernen Bureau- und Geschäftshäusern, mit einer Feuerbelastung von 8 bis maximal 25 kg/m², d. h. einer für den Einzelraum maximalen Branddauer von ca. 20 Minuten (sofern man als Branddauer die Zeit des Erreichens und

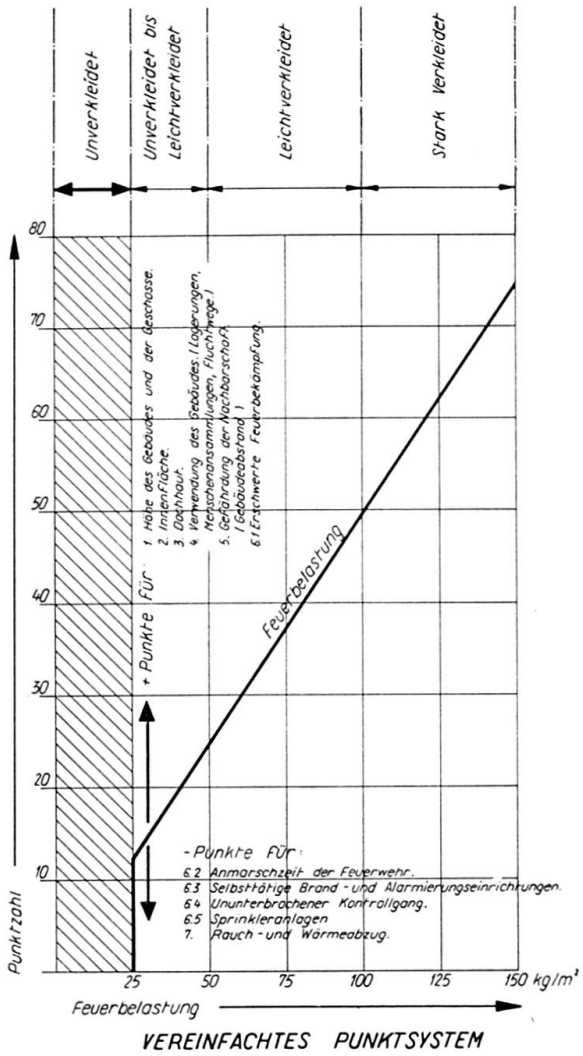
---

[3]) C. F. Kollbrunner: Bewertung des Feuerschutzes des Stahlkonstruktionen nach dem Punktsystem. Schweiz. Bauzeitung, Heft 9, S. 142, 3. März 1960.

P. Boué: Beitrag zur Frage des Feuerschutzes von Stahlhochbauten. I.V.B.H., sechster Kongreß, Stockholm 1960, Vorbericht, S. 421.

teilweise Überschreitens der maximalen Temperaturen in der Höhe der Standardkurve annimmt), eine Brandsicherheit für 90 Minuten zu verlangen. Eine so lange Branddauer kann in modernen Bureau- und Geschäftshäusern überhaupt nicht mehr auftreten.

Fig. 2 zeigt ein vereinfachtes Punktsystem. (Einfache graphische Darstellung, wobei über die Größe der + - und − -Punkte noch verhandelt werden kann.)



VEREINFACHTES PUNKTSYSTEM

Fig. 2.

Wichtig ist, daß aus diesem vereinfachten Punktsystem abgelesen werden kann, daß bis zu 25 kg/m² Feuerbelastung die Stahlkonstruktionen *unverkleidet* ausgeführt werden können. (Alle Stahlkonstruktionen, Außenstützen, Innenstützen etc.)

Wir stehen heute vor der Verwirklichung eines einfachen Punktsystems. In Zukunft müssen viel weniger Stahlkonstruktionen verkleidet werden als bisher.

Zusammenfassung

Ergänzungen zu den Artikeln III a 1 (Paul Boué) und III a 3 (C. F. Kollbrunner) des «Vorberichtes».

Bewertung der Stahlhochbauten nach einem vereinfachten, für die Praxis entwickelten Punktsystem, welches gestattet, sofort anzugeben, ob die Stahlkonstruktion unverkleidet ausgeführt oder verkleidet werden muß.

Summary

Complements to the contributions III a 1 (Paul Boué) and III a 3 (C. F. Kollbrunner) in the "Preliminary Publication".

Evaluation of steel structures according to a simplified point method developed for practical use, indicating immediately whether the steel construction can be executed uncased or if casing should be provided.

Résumé

Compléments à l'article III a 1 (Paul Boué) et III a 3 (C. F. Kollbrunner) de la «Publication Préliminaire».

Appréciation des ouvrages métalliques d'après un système simplifié développé pour la pratique et permettant d'indiquer immédiatement si la construction métallique doit être revêtue ou non.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa5

Discussion on theme IIIa[1])

Remarques concernant le thème IIIa[1])

Diskussionsbeitrag zu Thema IIIa[1])

DONOVAN H. LEE
London

The paper by Mr. PICKWORTH on American practice with steel framed tier buildings is a valuable summary of current practice there, especially taken in conjunction with the paper by Mr. STETINA covering American practice with floor constructions. Possibly however, the remark that the saving of weight in high buildings is important for economy although true can be misleading as the cost of carrying extra weight even for fairly high buildings is seldom sufficient to pay for much increase in the cost of a floor construction.

The writer has shown the cost of carrying weight in the form of a chart, which can be prepared for any particular design stresses for columns and beams, on the assumption that the designer will work closely to the permissible stresses, and the extra cost of the steel per ton of extra weight carried can be read directly in cost per ton. On the whole, comparisons in this way tend to show that American practice is based to a large extent on speed of construction. It is true of course that long span floors of light construction increase the need for other ways to obtain the necessary resistance to the transmission of sound, but the general use of false ceilings helps. It seems important to reduce the reflection of sound in offices and the widespread use of acoustic tile ceilings in America will, the writer suggests, have to be copied more in the United Kingdom, where generally speaking the building owners are not easily persuaded to incur the extra cost.

With regard to the paper by SPARKES, CHAPMAN and CASSEL, the valuable data on stresses measured in this particular steel framed structure is an excellent supplement to the stresses found by the British Building Research

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», p. 433, 467, 479, 493.

Station with the Government offices in Whitehall a few years back. In both cases the stresses found are on the whole lower than would have been expected by ordinary calculations, particularly so as regards the live load. However, it would be of interest if the authors could explain the comparatively large initial stress mentioned of 3 tons per square inch caused in erection and by welding.

Referring to the paper by Messrs. WRIGHT and GOODERHAM and in particular to the various types of welded connections used in recent tier building frames in Canada, there would seem much to favour the type of detail shown by Fig. 5, not only for the advantages mentioned by the authors on page 499, but also because excessively large negative moments can be prevented, which might for example be due to relative settlement of foundations or to increased stiffness of some parts of the structure by composite action or even by relative axial strains in columns. The writer dealt briefly with this matter from the point of view of safety in connections in "Engineering News Record" May 14th 1959. Nevertheless on foundations in which relative settlement is not to be expected as in the case of the tower frame shown by Fig. 7 on page 501, such objections might not be of much consequence.

The writer would like to know if the authors agree that the ideal steel structure would be one in which a beam can be lowered into position and be immediately safe against being hit accidentally. It is assumed that the long web cleats shown on Fig. 8 is the alternative needed in that case because of desire to avoid a landing cleat and a safety clip near the top of the beam connection which would have only needed one bolt.

Summary

The author gives some remarks on the papers III a 2, 5, 6, 7. (Prelim. Publ.)

Résumé

L'auteur fait quelques remarques concernant les contributions III a 2, 5, 6, 7. (Publ. Prél.)

Zusammenfassung

Dieser kurze Diskussionsbeitrag enthält Bemerkungen zu den Arbeiten III a 2, 5, 6, 7. (Vorbericht.)

III a 6

Discussion - Discussion - Diskussion

Two Problems Relating to the Design of Framed Tier Buildings (Pierre Dubas, III a 2) [1])

Deux problèmes relatifs à l'étude des portiques étagés multiples (Pierre Dubas, III a 2) [1])

Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen (Pierre Dubas, III a 2) [1])

DONOVAN H. LEE
London

The author has reminded us of the effect of change of length due to axial forces on the moments in the members of a steel framed tier building; in this case the lower 6 storeys of a future 26 storey structure.

While wind moments are one cause of differential axial strain in columns, variation in superimposed load is another and generally affects internal columns more than external. For steel frames with conventional external walls it seems unlikely the full axial strains occur in columns due to wind; the walls take some, even most, of the compression. With curtain walling however, this is not to be expected.

As the author mentions, the effect on moments in external columns due to axial strain is greatest at the top when caused by wind force, however in the case of internal columns moment due to incidence of the superimposed loading can be greatest at the top and will never be the least there.

The columns of the authors example would shorten under full load about 30 mm so with no load on the floors the internal columns might shorten only some fraction of that. The writer has never seen cracks from either cause of axial strain, and it seems reasonable to believe the floor constructions tend to

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», p. 433.

equalise the column strains, so that the authors moment diagrams Figs. 2 and 3 will be modified for cases of stiff floors.

Of course, variable settlement of foundations could have more effect on the moments than the strain due to either wind or incidence of loading, but it is assumed the building referred to is founded on rock.

Summary

The author reminds us of the effect in steel framed tier buildings of conventional walls, curtain walls, stiff floors and foundation-settlements.

Résumé

Pour les portiques étagés multiples, l'auteur rappelle l'influence des parois traditionnelles, des murs-rideaux, des dalles rigides et des tassements des fondations.

Zusammenfassung

Der Autor erinnert an die Auswirkung in Stahlstockwerkrahmen von konventionellen Wänden, Vorhangwänden, steifen Decken und Fundamentssetzungen.

IIIb1

Procédés modernes dans les ossatures métalliques

Moderne Verfahren im Stahlskelettbau

Modern Procedure in Steel Skeletons

A. SCHMID
Paris

Les immeubles hauts (10/15 étages) ou très hauts (15/20 étages) se développent soit pour les immeubles administratifs à cause du prix du terrain soit dans les immeubles d'habitations afin de permettre de ménager des espaces verts et des parcs à voitures entre les immeubles tout en gardant une densité de population à l'hectare compatible avec l'économie générale du projet.

Dans ces immeubles, l'ossature métallique se justifie mais toutefois pour lutter efficacement contre la concurrence du béton armé elle doit évoluer.

La préfabrication est un des moyens permettant de réaliser des économies de prix de revient tout en diminuant les délais de chantier, par contre elle demande généralement des engins de manutention plus puissants, car elle conduit à réaliser au sol avec le maximum d'outillage et de facilités des éléments de plus en plus importants tels que: palée métallique transversale de

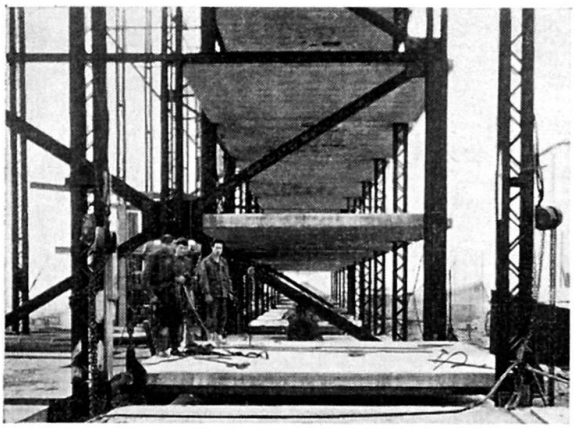


Fig. 1.

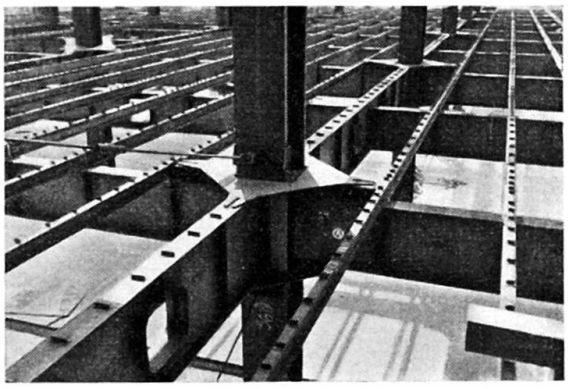


Fig. 2.

toute la hauteur d'un bâtiment, façade, mur de refend ou plancher complètement terminés y compris leur enduit sur les 2 faces, le travail à la pose se limitant à un dispositif d'attache soudé ou boulonné et à un remplissage de béton autour de ce dispositif d'accrochage.

Dans ces immeubles hauts et principalement dans ceux d'habitation où la double orientation d'un logement est généralement exigée, l'épaisseur, une dizaine de mètres au plus, est faible par rapport à sa hauteur, les effets du vent transversal sont très importants et nécessitent un dispositif de contreventement bien étudié.

Dans ces immeubles, l'Architecte ménage généralement une possibilité de triangulation dans les plans séparatifs des logements; les contreventements triangulés sont les plus économiques et les plus rigides, ils nécessitent évidemment que le plancher de chaque étage constitue une poutre horizontale transmettant les efforts horizontaux aux plans verticaux contreventés.

Dans les immeubles administratifs où il faut admettre une possibilité de modification des distributions de cloisons, ces plans triangulés ne peuvent se trouver qu'en certaines parties particulières telles que: locaux sanitaires, cages d'escaliers, gaines d'ascenseurs.

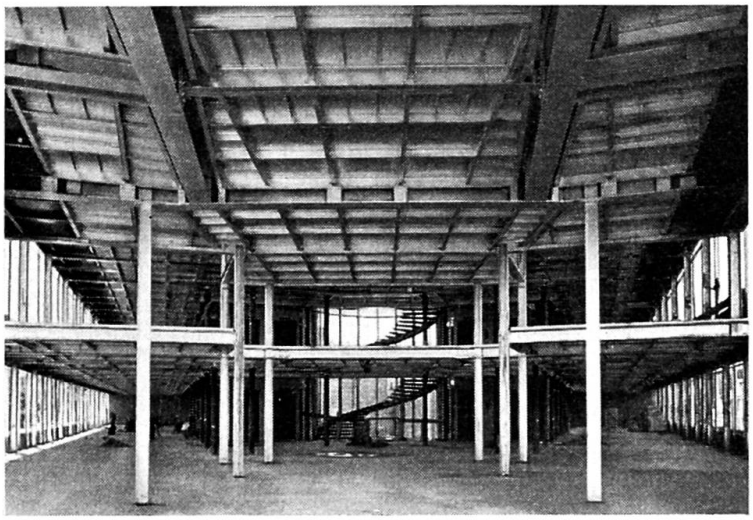


Fig. 3.

En conséquence, on voit souvent apparaître la superposition de cadres rigides.

La technique du plancher est également influencée par la destination de l'immeuble.

Pour l'immeuble d'habitation, l'insonorité et la modicité du prix de revient étant primordiales, la solution la plus simple paraît alors être celle du plancher en béton plein d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur ou plus épais allégé par des blocs inertes, lourds, insonores, et économiques, les éléments de tels

planchers pouvant être préfabriqués au sol par empilage à l'aplomb de leur emplacement de pose ou dans un atelier voisin.

Dans les immeubles d'habitation ne comportant qu'un sous-sol au plus, le poids de ces planchers n'est pas très défavorable car localement, il limite les efforts de soulèvement dans les plans contreventés.

Par contre, dans les bâtiments administratifs, il est généralement demandé au plancher de servir de passage de gaines pour divers usages, il augmente alors d'épaisseur et sa composition se complique, souvent il est plus léger, généralement constitué à partir d'une tôle pliée ou emboutie.

Fig. 4.

La technique du mur-rideau qui recherche l'allègement et la rapidité de montage des façades est venue influencer la conception des ossatures, jusqu'ici ces façades qui sont généralement plus onéreuses ont été surtout appliquées aux bâtiments administratifs; quand ils sont complètement indépendants de l'ossature, les Architectes ont été conduits à écarter les poteaux de la façade donc à laisser aux planchers des porte-à-faux importants; dans ce cas, des encastrements entre poteaux et poutres sont recherchés pour réaliser la continuité des uns et des autres.

Le mur-rideau par sa légèreté évite alors de trop surcharger l'extrémité des consoles de planchers; au contraire, si le mur-rideau est fixé aux poteaux de façade, ceux-ci y sont alors incorporés et leur écartement est celui du module de la façade.

Résumé

Le développement des immeubles hauts ou très hauts et celui des murs-rideaux influent sur la conception des ossatures, l'auteur en montre quelques exemples.

Zusammenfassung

Die Entwicklung von hohen und überhohen Gebäuden und der Vorhangwände beeinflußt den Entwurf der Tragskelette. Der Autor zeigt dazu einige Beispiele.

Summary

The development of tall and even very tall buildings and of the curtain walls affects the conception of the structures. The author shows some examples.

IIIc1

La sécurité dans le montage des immeubles hauts

Die Sicherheit bei der Montage von hohen Gebäuden (10 bis 12 Stöcke)

Safety During the Erection of Tall Buildings (10 to 12 Stories)

A. SCHMID
Paris

Pour ces immeubles de 10 ou 12 étages, il apparaît du point de vue économique qu'il y a intérêt à réaliser au sol le maximum possible de travail ainsi les pertes de temps, fatigue et risques d'accidents sont pour une partie évités.

L'ossature métallique est constituée par des palées transversales de la largeur du bâtiment, comportant chacune 3 ou 4 poteaux en profil H avec entretoises et triangulation définitive ou provisoire; ces palées sont assemblées au sol sur toute leur hauteur puis dressées verticalement et assemblées à celles précédemment montées (fig. 1).

Pour les planchers, le même principe conduit à les réaliser en dalles de béton armé par élément correspondant à la maille du bâtiment, mais en coulant tous les éléments d'une même maille au sol les uns au-dessus des autres, une dalle formant fond de moule pour la dalle suivante; puis grâce à un treuil situé en haut de l'ossature à élever successivement toutes ces dalles et à les fixer à l'ossature métallique au niveau voulu et en commençant par le haut.

Ces dalles ayant été sur leur face supérieure soigneusement lissées ne nécessiteront plus aucun enduit quand elles seront montées à leur niveau définitif et en coulant les bandes transversales et longitudinales raccordant deux dalles voisines, le plancher sera terminé tant sur sa face supérieure que sur sa face inférieure.

Le même treuil de levage sert à dresser les palées et à monter les dalles. Il comporte généralement 3 tambours solidaires chacun comportant un câble amarré à chacun des poteaux de la palée à dresser; étant donné la légèreté des poteaux et les moments de flexion lors du dressage, cette attache est

réalisée par l'intermédiaire d'une élingue attachée en des points convenablement choisis, le tirage se faisant par un réa se déplaçant sur cette élingue.

Les 2 premières palées constituant le début du montage peuvent être montées par des moyens dérivés des procédés traditionnels, c'est-à-dire par éléments de 3 ou 4 étages, d'abord à l'aide d'une grue automobile roulant au sol puis à l'aide d'un mât inclinable fixé dans l'ossature.

Les premiers tronçons de poteaux montés avec la grue automobile sont munis d'échelles et leur montage ainsi que celui des entretoises et diagonales les réunissant ne présente pas de difficultés.

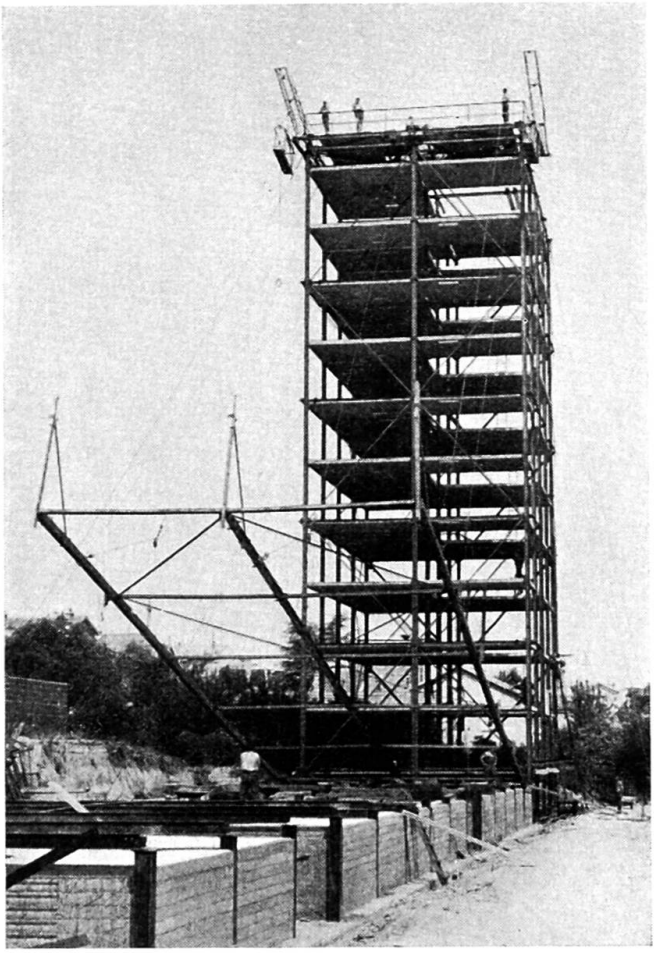


Fig. 1.

Le mât destiné au montage ultérieur est alors dressé avec ses 2 entretoises en forme de T, A et B; elles sont munies de mains courantes et sont fixées aux 3 poteaux voisins au niveau des 3e et 4e étages (fig. 2).

Au moyen du cabestan de la grue automobile et d'une poulie fixée sur l'entretoise B le mât est remonté de 3 étages en coulissant dans les entretoises A et B formant guide.

Des haubans fixés à la tête du mât sont attachés à des treuils.

Avec le crochet de service du mât, l'entretoise B est descendue pour reposer

sur l'entretoise A, le mât peut alors par le jeu des haubans être incliné dans toutes les directions et effectuer le montage de tous les éléments sur 3 ou 4 étages (fig. 3). Ces 2 premières palées sont munies de toutes les barres d'entretoisement et de triangulation nécessaires à leur stabilité, elles sont munies des échelles de chantier avec leurs paliers et garde-corps. Cette première travée

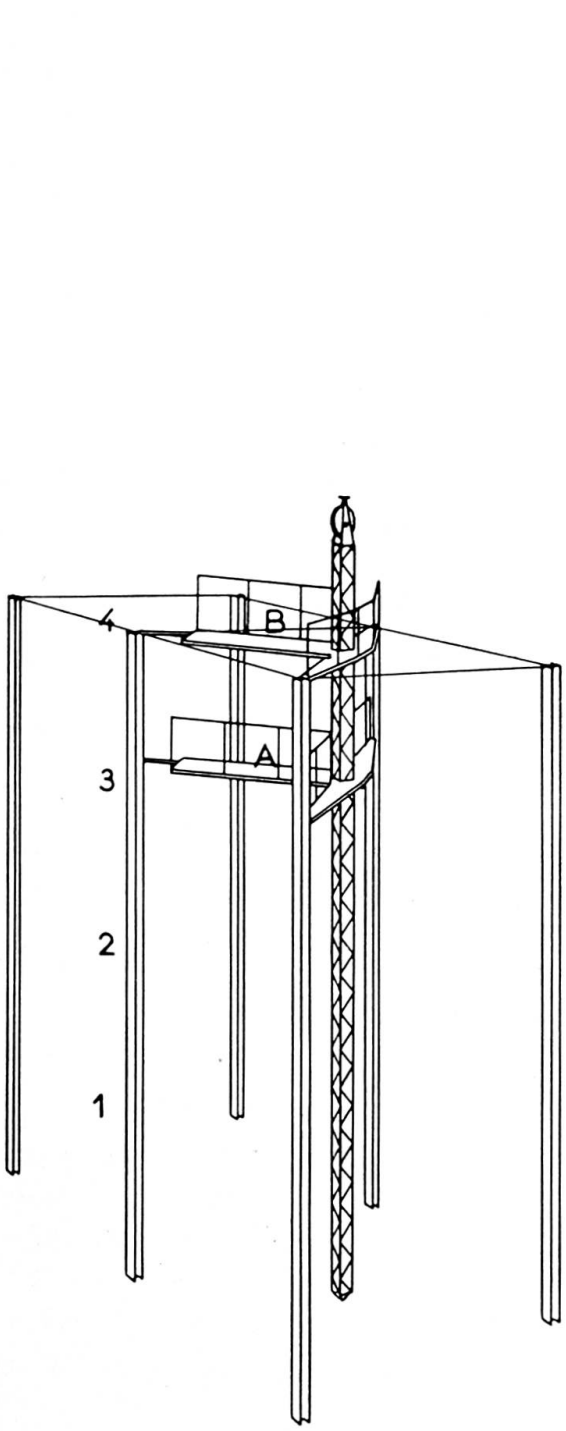


Fig. 2. Mât de montage. Position de départ.

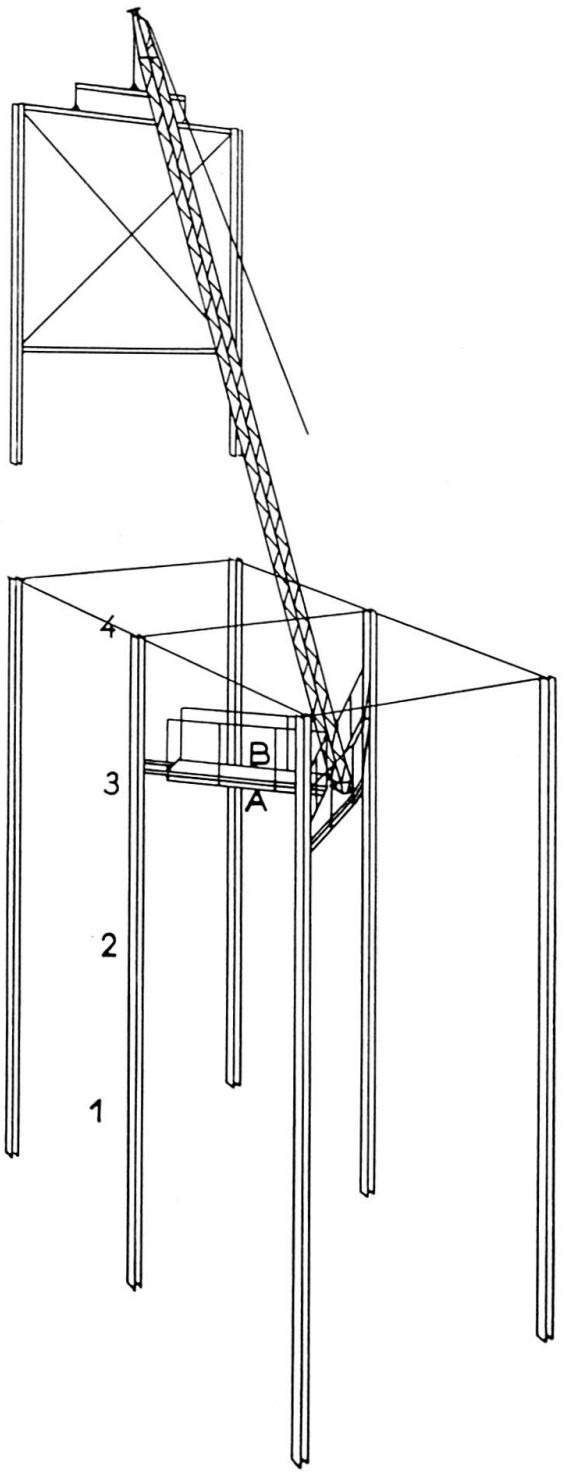


Fig. 3. Mât de montage haubané et mis en service.

contreventée sur toutes ses faces permettra le montage ultérieur des autres travées avec le minimum de haubans ou autre engin de sécurité.

Le même mât de montage, après avoir monté tous les tronçons de ces 2 palées, sert à monter sur le sommet de cette ossature, le treuil à 3 ou 4 tambours solidaires qui en premier lieu va servir à monter les dalles de plancher des premières mailles; ces dalles ont été coulées au sol par superposition, elles sont soulevées par leurs quatre angles par les pièces scellées dans ces dalles qui serviront à les fixer aux poteaux et mises en place en commençant par le niveau le plus élevé; pour éviter tout accrochage au cours de la montée, un monteur est placé à chaque angle, il surveille la montée qui se fait à une vitesse assez lente 3 cm par seconde pour une dalle pesant environ 6 tonnes (fig. 4).

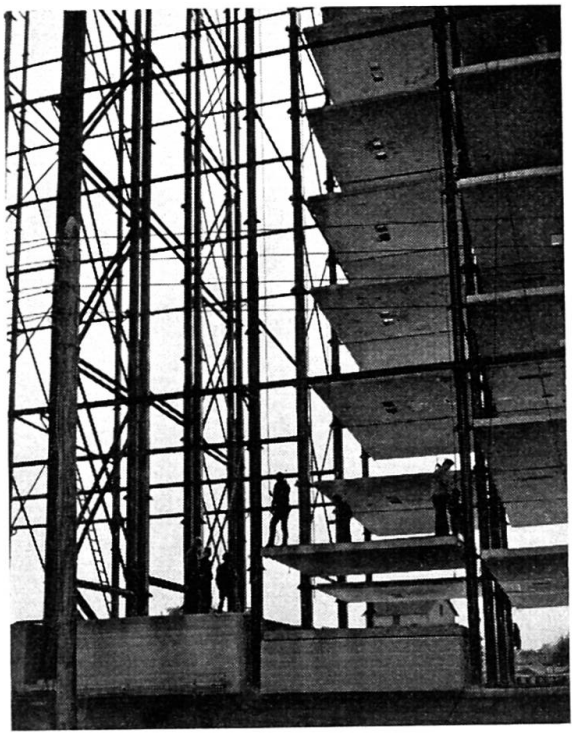


Fig. 4.

Pour assurer la sécurité de ces monteurs en cas de rupture d'un organe entraînant la chute de la dalle, ceux-ci sont par leur ceinture de sécurité attachés à un treuil à cliquet manœuvré de la plateforme du treuil au fur et à mesure de la montée de la dalle de plancher.

Toutes les dalles de la première travée étant posées, il est facile d'accéder à tous les étages, les échelles provisoires étant à proximité immédiate de ces planchers.

La 3e palée est alors préparée au sol avec ses entretoises et triangulations provisoires, elle est attachée aux câbles du treuil supérieur, et munie des pièces de liaison provisoires de la tête des poteaux.

La palée est dressée comme il a été dit précédemment, fixée par les entretoises provisoires à la tête des poteaux des travées montées précédemment, ce travail s'effectuant sans risque, l'assemblage étant à exécuter à proximité immédiate de la plateforme du treuil supérieur.

Pour permettre l'assemblage des autres entretoises, la plateforme du treuil comporte 2 potences accessibles avec échelons et mains-courantes et supportant chacune un échafaudage volant permettant à 2 monteurs d'accéder aux différents niveaux des poteaux, ces monteurs sont bien placés pour détacher les câbles ayant servi à dresser les palées (fig. 5).

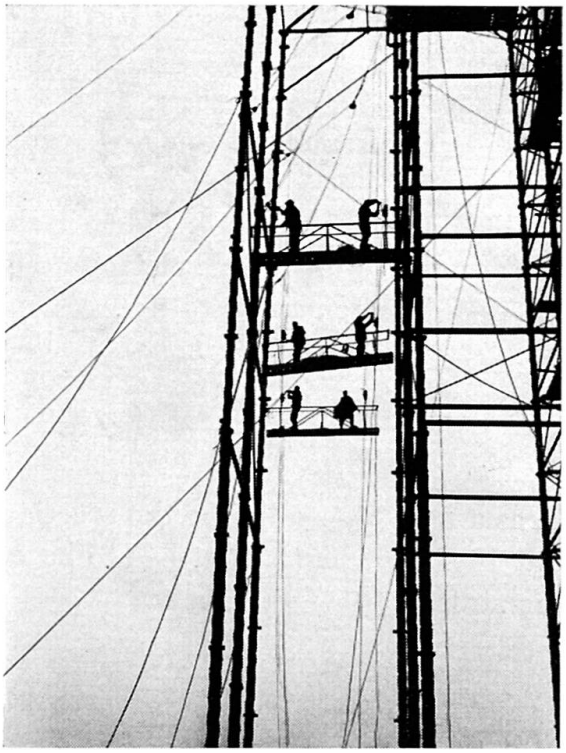


Fig. 5.

Toutes les liaisons étant établies, le treuil supérieur qui est muni de galets est déplacé d'une travée, il roule sur les entretoises supérieures de la charpente, il est amené en position de levage des dalles et les dalles sont montées comme nous l'avons vu précédemment et le montage continue avec la palée suivante et ainsi de suite.

Les pièces d'appui scellées dans les dalles sont soudées sur les supports fixés aux poteaux afin de constituer avec l'ensemble des dalles un plan rigide, qui sera consolidé par le coulage en béton des bandes existantes entre les dalles.

Afin de réduire le délai de construction, les piles de dalles sont coulées pendant l'usinage de la charpente métallique. A cet effet, un premier tronçon de poteau d'une hauteur de 2 à 3 m (un peu plus que la hauteur de l'empilage de dalles à constituer) est mis préalablement en place et c'est sur ce premier

élément et après coulage des dalles que la palée sera dressée. Pour que la rotation s'effectue correctement, un dispositif de charnière est fixé aux poteaux, il évite tout risque de déplacement au cours du levage de la palée.

Dès le montage des premières dalles, l'accès des ouvriers est en tous points facile et sans danger malgré la hauteur de tels immeubles (30 à 40 m).

Résumé

Dans les immeubles hauts (10 étages environ) le montage de la charpente doit être économique et exempt de danger pour le personnel; l'auteur décrit un procédé employé.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt ein beim Bau von hohen Gebäuden (ca. 10 Stockwerken) angewendetes Verfahren, um die Skelettmontage wirtschaftlich, aber auch gefahrlos für die Ausführenden zu gestalten.

Summary

The author describes a new procedure for the erection of the steel skeleton of tall buildings (about 10 stories high), that has to be economic and without danger for the erecting staff.

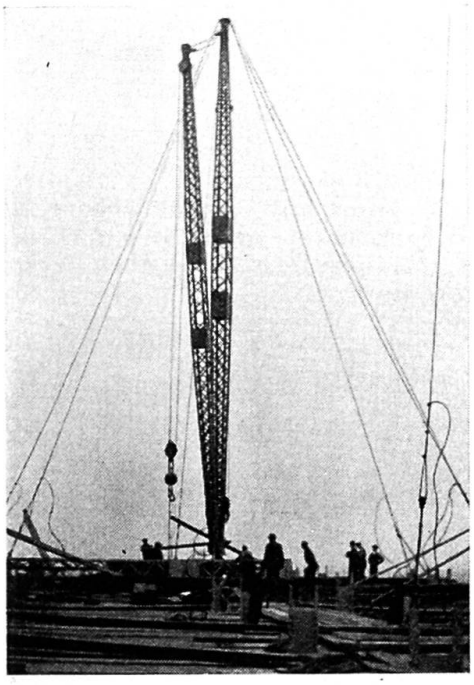
III c 2

Erection and Accident Prevention on Tier Buildings *)

Méthodes de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples

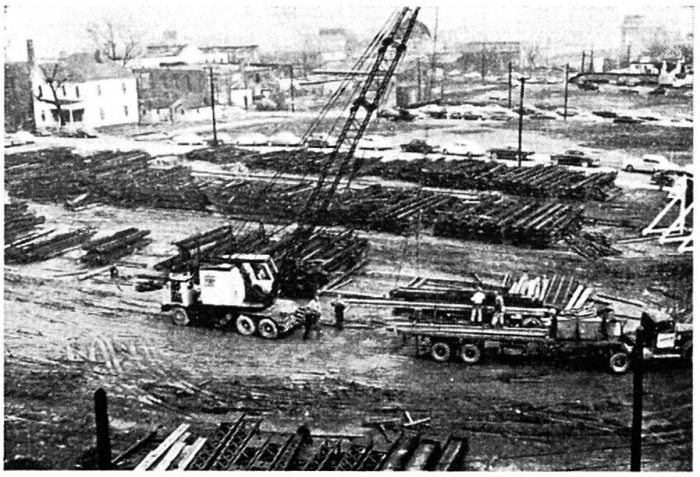
Montage-Verfahren bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl

WILLIAM G. RAPP
Asst. to General Manager of Erection, Bethlehem Steel Company, Bethlehem Pa., U.S.A.



1

Fig. 1. Guy derrick consists essentially of boom, mast, falls for raising or lowering boom and load, and guys to hold mast upright.



2

Fig. 2. An unloading or sorting yard is necessary for most efficient tier building erection.

3

Fig. 3. A ramp is often needed at the site when foundation is considerably below ground level.

*) Supplement to "Preliminary Publication" III c 1, page 539.

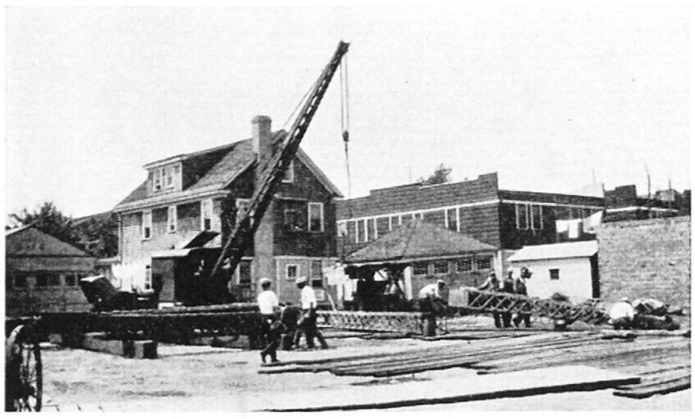


Fig. 4. Use of a crane is advisable to unload tools and equipment, and then to assemble and set up guy derrick.

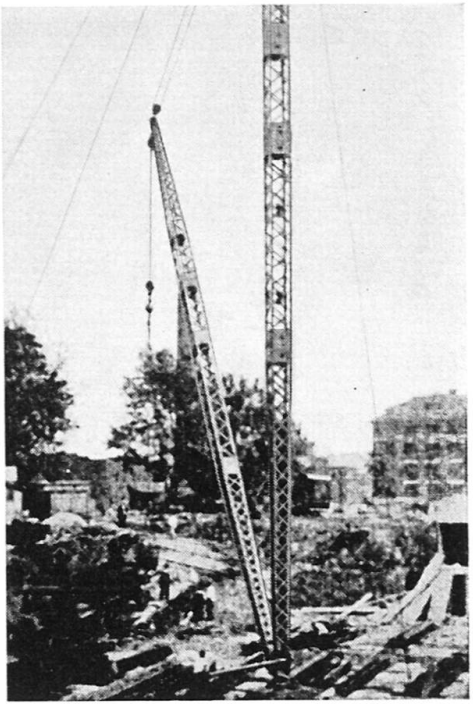


Fig. 5. As steel is delivered, derricks distribute the individual pieces safely about the area, beneath their final locations in the structure.

Fig. 6. Tiers are usually two floors but the top tier can be three floors to eliminate one derrick jump.

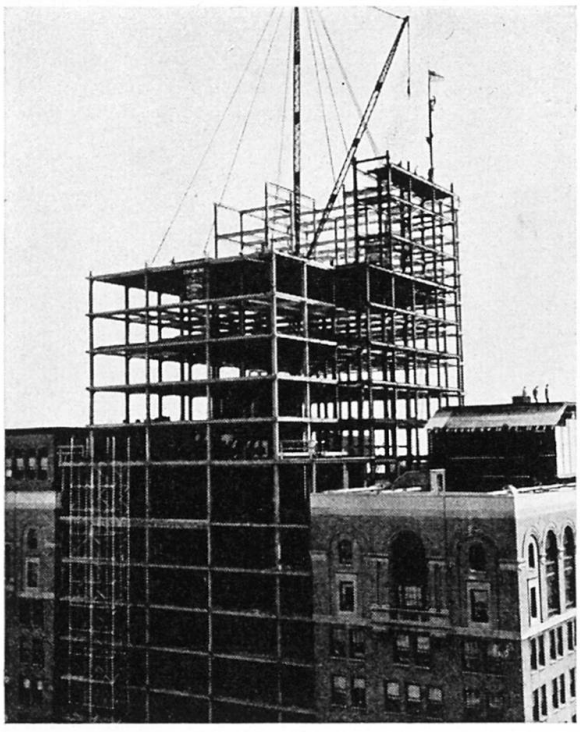
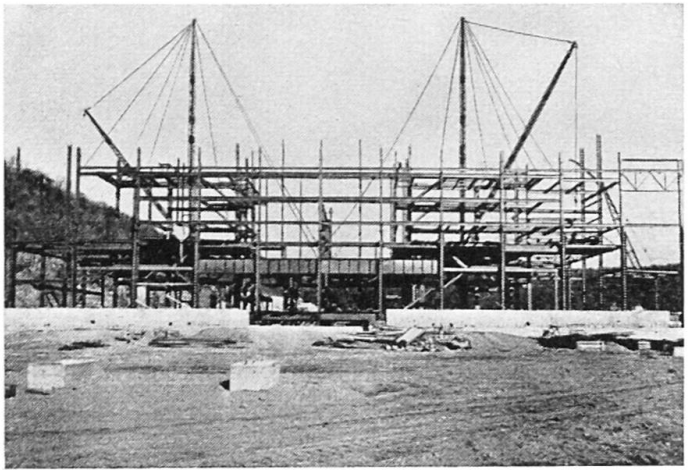
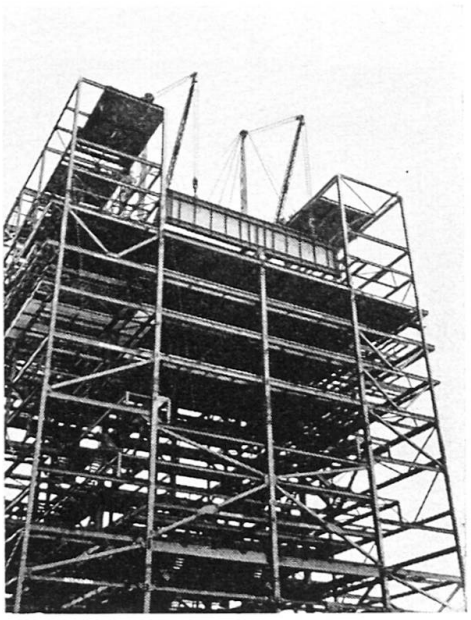


Fig. 7. To jump guy derrick, boom is separated from mast, guyed as a pole to lift mast to upper floor. Mast then picks boom up to itself.



8



9

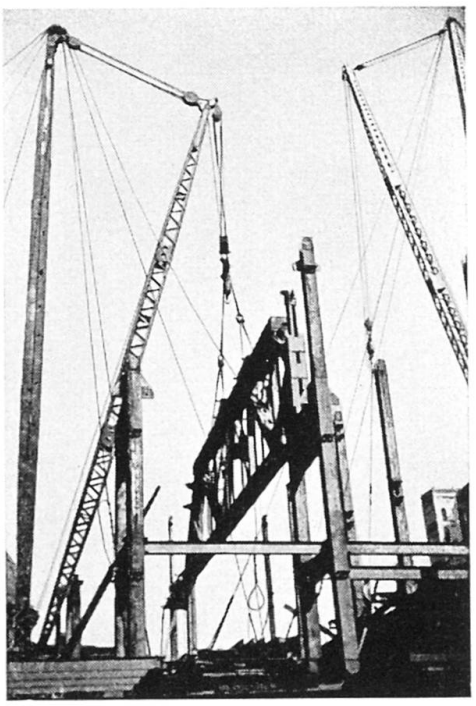
Fig. 8. Two smaller guy derricks are often more efficient for a large area than one derrick with longer boom and mast.

Fig. 9. Two lighter capacity derricks together can pick a few heavy pieces and erect the balance of the structure more efficiently than one, heavy rig.

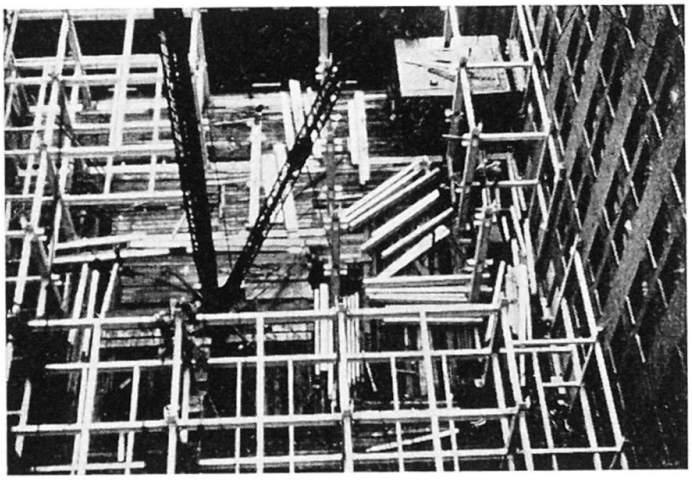
Fig. 10. Erecting trusses completely assembled on the working floor, eliminates falsework.

Fig. 11. Steel is erected from the perimeter in towards the derrick which is then jumped to the top of the last steel erected.

10



11



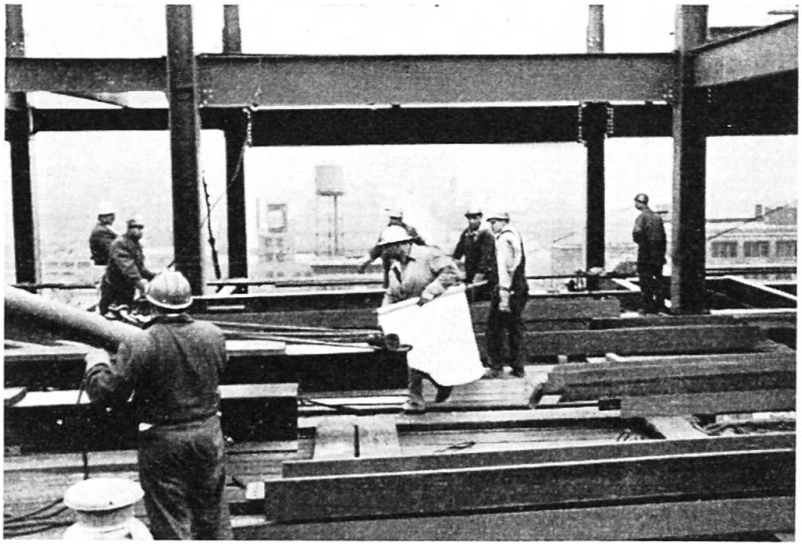


Fig. 12. A clearly drawn, uncomplicated erection diagram aids in safe, efficient, economical erection.

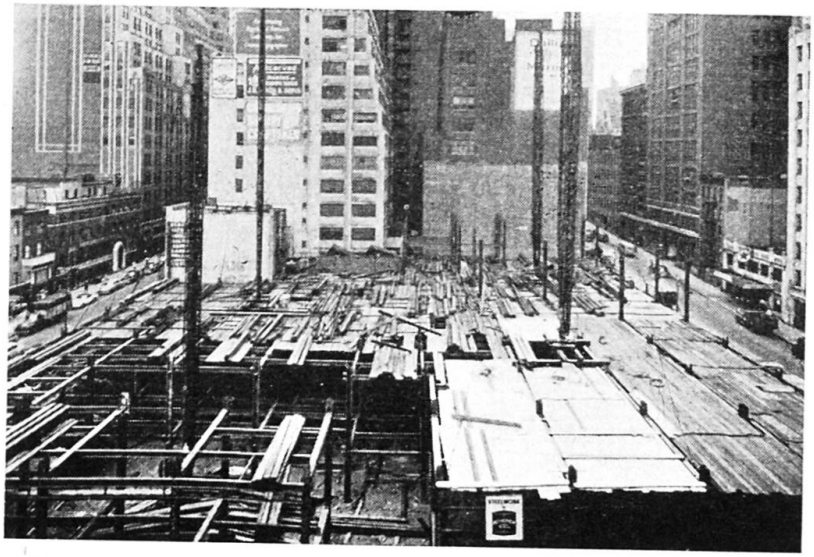


Fig. 13. With several derricks erecting, staggering the time of jumping results in better delivery of steel. Working floors should be completely planked for safety.

Fig. 14. Stiffleg derricks are sometimes used as travelers to erect heavy steel below street level, then setting up guy derricks for the upper, lighter structure.

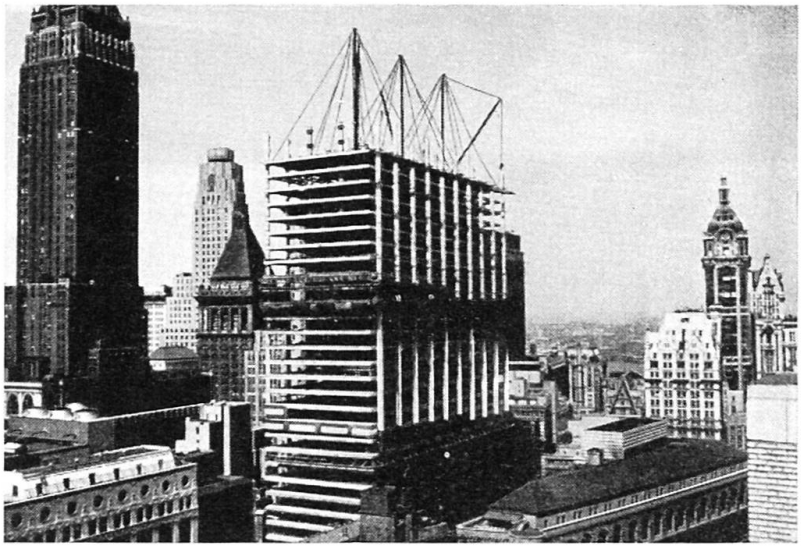


Fig. 15. With guy derricks, entire floors are available for constructing walls and floors close behind the erectors.

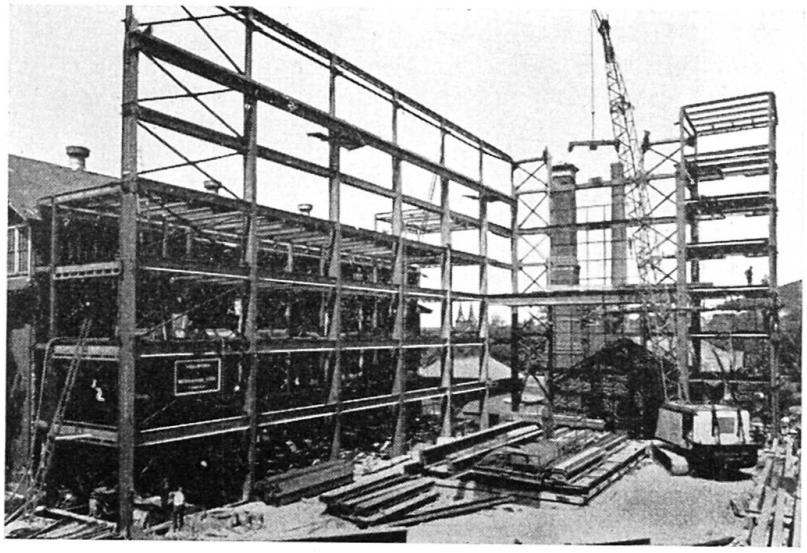


Fig. 16. Low tier-buildings are sometimes erected with crawler cranes or truck cranes.

Fig. 17. Safety meetings should be held regularly, and safe operations result in efficient and economical production.

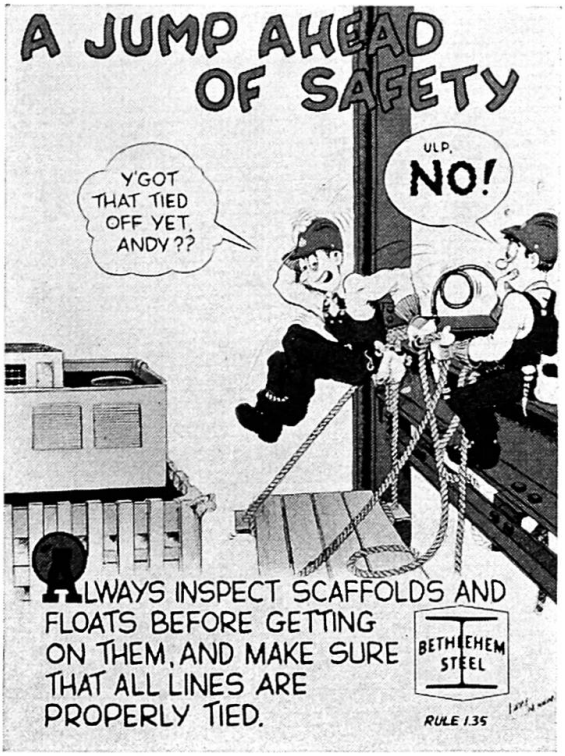


Fig. 18. Safety Codes and posters — serious or humorous — remind the men to work safely.

Summary

Photographs are presented to illustrate and clarify original paper to show erection practices on large steel-framed tier buildings.

Résumé

Les présentes photographies illustrent la contribution parue dans la «Publication préliminaire»; elles montrent des procédés de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples.

Zusammenfassung

Die vorgelegten Photographien, die den ursprünglichen Beitrag illustrieren und veranschaulichen sollen, zeigen Montage-Verfahren bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

Strengthening a Steel Column with Initial Stress (σ_0) by Means of Steel of a Superior Grade

Renforcement d'une colonne métallique, sollicitée par des contraintes initiales (σ_0), à l'aide d'un acier de résistance plus élevée

Verstärkung einer durch eine Grundspannung (σ_0) beanspruchten Stahlstütze mit einem Stahl höherer Festigkeit

JOHAN F. BÖHMER
tekn. lic., Kjessler & Mannerstråle AB, Bridge department, Stockholm, Sweden

The usual design practice on allowable stresses can hardly be used in this case and may give rise to uneconomical dimensions because of the initial stress. The computation is therefore based on the theory of plasticity considering directly the safety of the structure.

Primary yielding of the initially stressed steel is unimportant, and the safety factor must be related either to *repeated yielding or complete failure.*

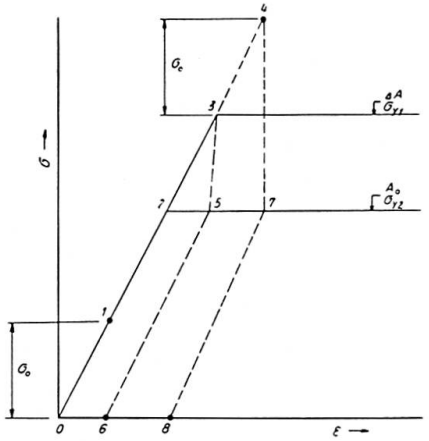


Fig. 1.

Three factors make the problem complicated: Initial stress, the difference in steel grade and buckling.

We first ignore buckling and regard the column as being in tension. See the stress-strain diagram Fig. 1.

When loaded up to the ultimate carrying capacity and then unloaded, the stress for ΔA will follow 0–3–0; for A_0 with initial stress σ_0 it will follow 1–2–7–8 and for no initial stress 0–2–5–6. After primary yielding the initial stress has vanished.

The safety factors are:

$$\text{against primary yielding:} \quad s_1 = \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{y2}}\right) \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}, \tag{1a}$$

$$\text{against repeated yielding:} \quad s_2 = \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}, \tag{1b}$$

$$\text{against complete failure:} \quad s_3 = \frac{1 + \frac{\Delta A}{A_0} \frac{\sigma_{y1}}{\sigma_{y2}}}{1 + \frac{\Delta A}{A_0}} \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}. \tag{1c}$$

Eq. (1c) gives the relation between the two safety factors S_2 and S_3. The question which of them that is to be taken as the nominal safety factor is not important for this discussion, and in any case the difference is not great.

For the Swedish steel grade SIS 1310 ($\sigma_{y2} = 2200$) reinforced by SIS 1510 ($\sigma_{y1} = 3100$) and $\frac{\Delta A}{A_0} = 1$, $s_2/s_3 = 0{,}83$.

The Exact Method

For the combined section $(A_0 + \Delta A)$ we introduce the "*average yield stress*"

$$\bar{\sigma}_y = \frac{A_0 \sigma_{y2} + \Delta A \sigma_{y1}}{A_0 + \Delta A}. \tag{2}$$

buckling is now taken into account. The critical stress is determined partly by the pure elastic buckling stress σ_e and partly by the yield stress σ_y. Purely elastic buckling is independent of the steel grade and is determined by the slenderness ratio.

The effect of varying σ_y while the section remains constant is seen in Fig. 2.

The connection between σ_e, σ_y and σ_{cr} is given by among others AAS-JAKOBSEN and DUTHEIL. According to DUTHEIL we have [1]:

$$\sigma_{cr}^2 - \sigma_{cr}\left[\sigma_y + \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} + \frac{4.8\,\pi^2 E}{10^5}\right] = -\sigma_y \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \tag{3}$$

---

[1]) DUTHEIL's Eq. (3) is based on assumptions as to initial curvature of the column, and the nominal safety factor can therefore be chosen a constant independent of slenderness ratio.

By inserting σ_y from (2) in (3) we get the corresponding critical stress (the indexes ($^-$) have been ommitted) and the critical load is given by:

$$P_{cr} = \sigma_{cr}(A_0 + \Delta A). \tag{4}$$

The exact method is not very practical because of the quadratic Eq. (3).

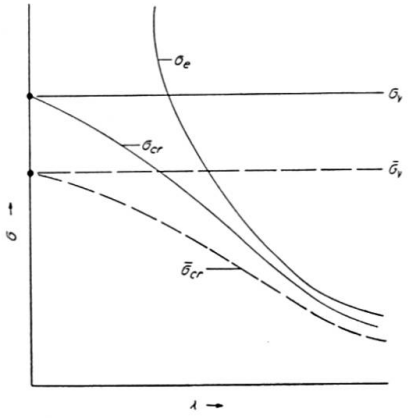


Fig. 2.

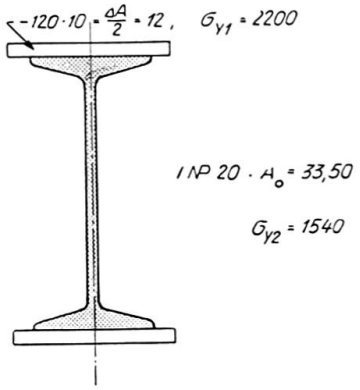


Fig. 3.

The Approximate Method

For the total section in yielding we have

$$P_y = A_0 \sigma_{y2} + \Delta A \sigma_{y1} = (A_0' + \Delta A)\sigma_{y1}, \tag{5}$$

where

$$A_0' = A_0 \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} \quad \text{and} \quad (A_0' + \Delta A)$$

is the *reduced area*. Consequently the critical stress for the higher grade can be used.

This stress is taken from some curve or specification based on Eq. (3) for the actual steel grade and the critical load is given by:

$$P_{cr} = (A_0' + \Delta A)\sigma_{cr1}. \tag{6}$$

In order to compare the two methods, a numerical example is given below.

Numerical Example

A rolled steel joist INP 20 is reinforced with 2 plates — 120.10 as shown Fig. 3. The original section is assumed to have a very low yield stress and is to be reinforced by steel SIS 1310.

a) Exact method

Slenderness ratio $\lambda = 60$

$$\frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} = 0.7, \qquad A_0' = 33.5 \cdot 0.7 = 23.5$$

the reduced area: $A_0' + \Delta A = 23.5 + 24.0 = 47.5$; the average yield stress

$$\bar{\sigma}_y = \frac{A_0' + \Delta A}{A_0 + \Delta A} \sigma_{y1} = \frac{47.5}{57.5} \cdot 2200 = 1819.$$

DUTHEIL's Eq. (3) gives with $\sigma_y = 1819$ and $\lambda = 60$

$$\sigma_{cr} = 1575$$

and

$$P_{cr} = 1575 \cdot 57.5 = 90562.$$

b) Approximate method

$$A_0' + \Delta A = 47.5.$$

According to the appropriate curve based on DUTHEIL's Eq. (3) we have for

$$\sigma_{y1} = 2200 \text{ and } \lambda = 60$$
$$\sigma_{cr} = 1762$$
$$P_{cr} = 1762 \cdot 47.5 = 83695,$$

the difference is 6867 kg i. e. 7,6 % on the safe side.

In Table 1 below, P_{cr} has been calculated also for $\lambda = 100$ and 140. When $\lambda \to 0$ the methods give the same result; when $\lambda \to \infty$, $\sigma_{cr} \to \sigma_e$ and the error in $P_{cr}^{appr.} \to \sigma_e (A_0 - A_0')$.

Table 1. P_{cr} according to exact and approximate method.

Slenderness ratio λ	Exact method			Approx. method			Difference	
	σ_{cr}	$A_0 + \Delta A$	P_{cr}	σ_{cr}	$A_0' + \Delta A$	P_{cr}	Δ kg	Δ %
60	1575	57,5	90562	1762	47,5	83695	6867	7,6
100	960	57,5	55200	1091	47,5	51823	3377	6,1
140	593	57,5	34098	645	47,5	30638	3460	10,2

Notations

A_0 original cross section of steel column (with the lower steel grade),

A_0' reduced original cross section $\left(= A_0 \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}}\right)$,

ΔA additional reinforcing cross section (with the higher steel grade),

S_1, S_2, S_3 safety factors against primary yielding, repeated yielding and complete failure,
P_{cr} ultimate (critical) load in compression,
P_y ultimate tensile load,
σ_0 initial stress of steel column (stress in A_0),
σ_y yield stress,
σ_{y1} yield stress of ΔA,
σ_{y2} yield stress of A_0,
σ_{nom} allowable stress for the combined section $(A_0 + \Delta A)$,
$\bar{\sigma}_y$ average yield stress for the combined section,
σ_e purely elastic buckling stress $\left(= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\right)$,
σ_{cr} ultimate (critical) stress in compression (e. g. $\bar{\sigma}_{cr}$),
σ_{cr1} ultimate (critical) stress in compression; the higher steel grade,
λ slenderness ratio $\left(= \frac{l_t}{i}\right)$.

Summary

Using the theory of plasticity as a bases, formulæ are developed for the safety factors against repeated yielding and complete failure. Two methods for calculating the carrying capacity of a reinforced column are developed, one exact and one approximate. The approximate method gives values always on the safe side as demonstrated in a numerical example.

Résumé

En se basant sur la théorie de la plasticité, l'auteur développe des formules servant à déterminer le coefficient de sécurité pour des sollicitations répétées dépassant la limite élastique et le coefficient de sécurité à la rupture.

Il s'agit de deux méthodes: l'une exacte, l'autre approximative, qui permettent de calculer la charge de rupture d'une colonne renforcée. L'exemple numérique montre que la méthode approximative donne des valeurs approchées par défaut; la sécurité réelle est donc supérieure.

Zusammenfassung

Mittels der Plastizitätstheorie wurden die Sicherheitsfaktoren für wiederholtes Fließen und für die Tragfähigkeit gefunden. Es wurden zwei Verfahren, ein exaktes und ein angenähertes, für die Traglastberechnung einer verstärkten Säule entwickelt. Das Näherungsverfahren gibt Werte auf der sicheren Seite, wie aus dem Zahlenbeispiel hervorgeht.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Zum Traglastverfahren

On the Plastic Design

Sur la méthode de l'équilibre plastique

F. STÜSSI
Prof. Dr., Präsident der IVBH, ETH, Zürich

Herr Prof. Dr. G. WINTER weist in seinem Generalreferat eingehend auf die zunehmende Bedeutung hin, die dem Traglastverfahren heute in Amerika und England beigemessen wird; in diesen Ländern ist für gewisse Bauteile eine Bemessung nach dem Traglastverfahren erlaubt.

Analoge Tendenzen zeigten sich vor etwa dreißig Jahren auch in Mitteleuropa, besonders im deutschen Sprachgebiet und die Fragen der plastischen Bemessungsmethoden fanden damals allgemeinstes Interesse. Es sei mir gestattet, hier auf Untersuchungen und Versuche hinzuweisen, die Dr. C. F. KOLLBRUNNER und ich vor etwa einem Vierteljahrhundert ausgeführt haben[1]). Untersucht wurden durchlaufende Balken über drei Felder, bei denen das Mittelfeld l_2 durch eine Einzellast P belastet wurde (Fig. 1). Variiert wurde die Spannweite l_1 der Seitenfelder; als Vergleichsgrundlage wurden auch einfache Balken der Spannweite l_2 unter der Einzellast P untersucht.

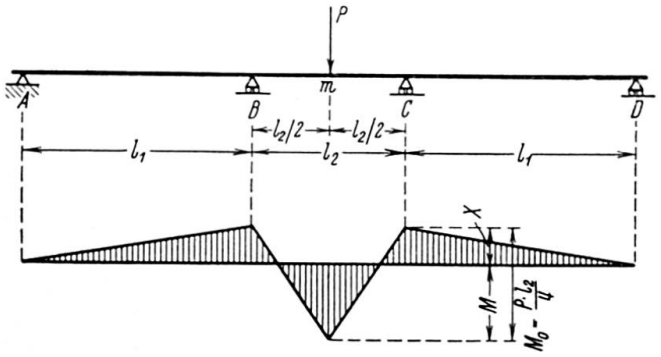


Fig. 1.

[1]) F. STÜSSI und C. F. KOLLBRUNNER: Beitrag zum Traglastverfahren. «Die Bautechnik» 1935, H. 21.

Nach der elastischen Theorie statisch unbestimmter Systeme betragen die Stützenmomente X des durchlaufenden Balkens nach Fig. 1 (unter Vernachlässigung von Schubverformung und Stützensenkungen):

$$X = -\frac{3\,l_2}{4\,l_1 + 6\,l_2} M_0 = -\alpha\, M_0;$$

da hier das Feldmoment M,

$$M = (1-\alpha)\, M_0 = (1-\alpha)\frac{P\,l_2}{4},$$

maßgebend ist, beträgt somit die Tragfähigkeit P des durchlaufenden Balkens

$$P = \frac{1}{1-\alpha} P_0,$$

wenn wir mit P_0 die Tragfähigkeit des einfachen Balkens bezeichnen. Nach der Theorie des Momentenausgleichs (Traglastverfahren) müßte dagegen

$$P = 2\,P_0$$

sein. Fig. 2 zeigt die damals gefundenen Versuchsergebnisse; die Traglast des

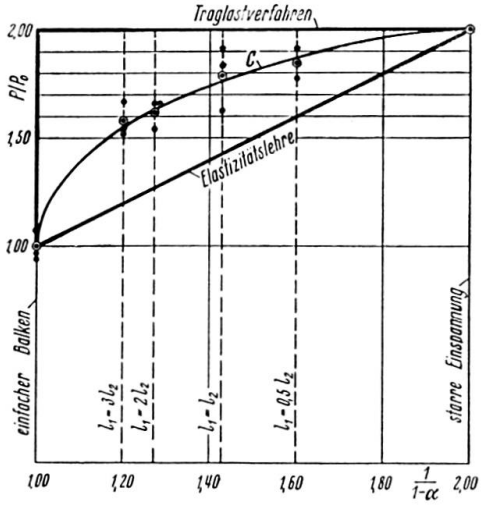


Fig. 2.

durchlaufenden Trägers erreicht niemals den doppelten Wert der Traglast des einfachen Balkens; dies ist auch aus Stetigkeitsgründen zu erwarten, denn die Traglast kann bei langen Seitenfeldern l_1, $\alpha \to 0$, nicht plötzlich von $2\,P_0$ auf P_0 absinken. Der Momentenausgleich ist nicht vollständig; wohl zeigt sich nach Erreichen der Fließgrenze unter der Last P eine deutliche Tendenz gegen diesen Ausgleich hin, aber nur solange, als die Stützenquerschnitte noch nicht bis zur Fließgrenze beansprucht sind (Fig. 3).

Unsere Versuche wurden anschließend von Prof. Maier-Leibnitz in

Stuttgart in größerem Maßstab wiederholt[2]) und das wesentliche Ergebnis, daß kein vollständiger Momentenausgleich eintrete, ist dabei eindeutig bestätigt worden.

Über diese Ergebnisse wurde am Berliner Kongreß 1936 der IVBH eingehend diskutiert, auch außerhalb der offiziellen Arbeitssitzungen. Man hat damals erkannt, daß statisch unbestimmte Tragwerke bei einer Bemessung nach dem Traglastverfahren eine kleinere Sicherheit aufweisen als statisch bestimmte Vergleichstragwerke, und diese Verkleinerung der Sicherheit muß, bei der großen Verantwortung für Menschenleben und Sachwerte, die der Konstrukteur zu tragen hat, abgelehnt werden. Es ist denn auch nach 1936 mindestens im deutschen Sprachgebiet rasch recht still geworden um diese Bemühungen um eine «plastische Bemessung» im Stahlbau.

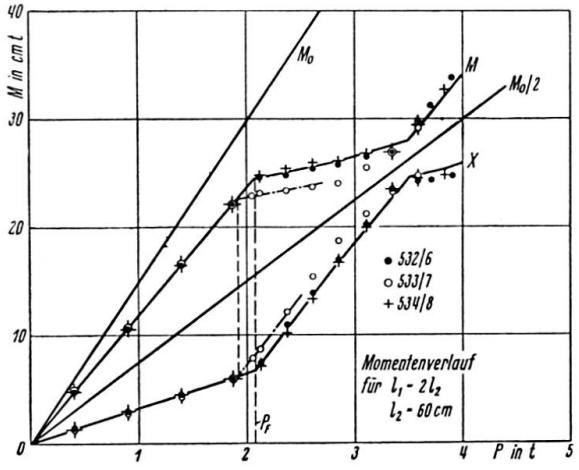


Fig. 3.

Ich habe vor einigen Jahren unsere früheren Versuche wieder aufgenommen und auch auf wiederholte Belastung (Ursprungsbelastung) ausgedehnt[3]). Dabei zeigte sich zwischen 10^4 und 10^5 Lastwechseln eine rasche Angleichung an die nach der Elastizitätstheorie zu erwartenden Werte der Bruchlasten (Fig. 4).

Seit dem zweiten Weltkrieg wird das Traglastverfahren wieder erneut propagiert, und zwar vor allem in England und Amerika, aber auch in den Ländern des Ostblocks. Soweit ich feststellen kann, kommen diese Vorschläge jedoch diesmal nicht aus den Kreisen der Konstruktionspraxis, sondern vielmehr von Vertretern der theoretischen Mechanik. Es ist wahrscheinlich nützlich, die Standpunkte von mechanischer Theorie und Konstruktionspraxis im Gebiet der allgemeinen Plastizitätstheorie einander gegenüberzustellen: die

---

[2]) H. Maier-Leibnitz: Versuche zur weiteren Klärung der Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit durchlaufender Träger aus Baustahl. «Der Stahlbau» 1936, H. 20.

[3]) F. Stüssi: Theorie und Praxis im Stahlbau. Zweite Schweiz. Stahlbautagung, Zürich 1956. Mitteilungen der TKVSB, H. 16.

theoretische Mechanik führt hier als eine der grundlegenden Voraussetzungen die Volumenkonstanz unter plastischen Formänderungsanteilen ein. Unsere eingehenden Versuche an Prüfkörpern aus Stahl und Leichtmetall zeigen eindeutig, daß die auf Grund der Volumenkonstanz berechneten Querdehnungen $\epsilon_{y\,theor.}$ für Beanspruchungen σ_x deutlich von den gemessenen Werten ϵ_y abweichen (Fig. 5).

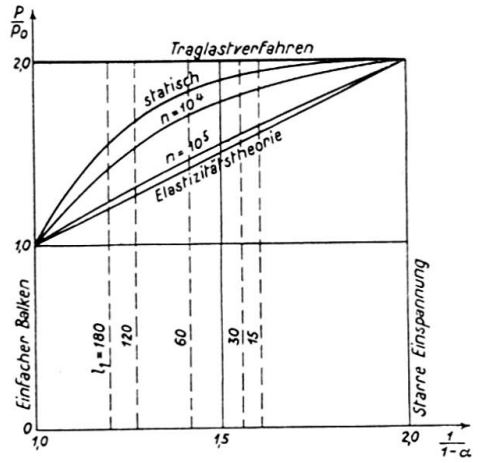


Fig. 4.

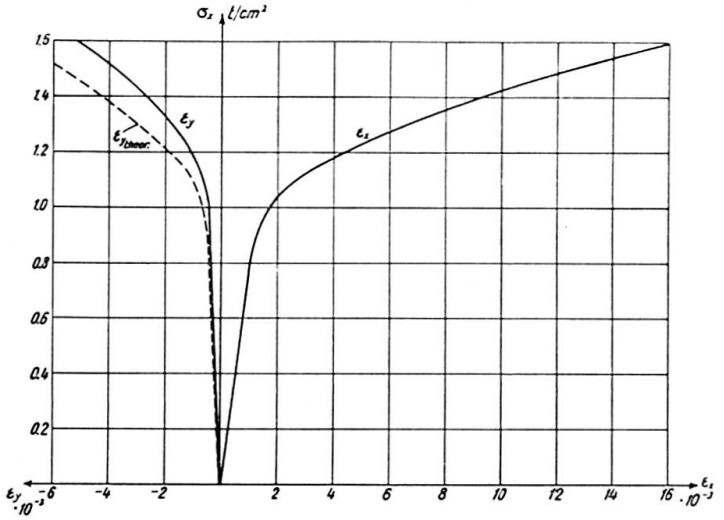


Fig. 5.

Die theoretische Mechanik hat selbstverständlich das Recht, sich durch Definition (z. B. Volumenkonstanz, voller Momentenausgleich u. a.) idealisierte Werkstoffe und Bauelemente zu schaffen und theoretisch zu untersuchen. Sie hat aber nicht das Recht, die Folgerungen aus solchen idealisierten Untersuchungen der Konstruktionspraxis als Bemessungsregeln vorzuschreiben. Der Konstrukteur ist gezwungen, mit den wirklichen Baustoffen zu arbeiten und er hat auch die volle Verantwortung für seine Bauwerke zu übernehmen. Von dieser Verantwortung kann ihn niemand entlasten, auch die theoretische Mechanik nicht.

Die Einführung des Traglastverfahrens in die Bemessungspraxis würde nicht nur eine Überschätzung der Sicherheit in bezug auf Festigkeit und Stabilität bedeuten, sondern auch einen wesentlichen Rückschritt gegenüber der glücklicherweise heute vorherrschenden Tendenz, der Beurteilung unserer durch zeitlich veränderliche Belastungen beanspruchten Tragwerke nicht die Ergebnisse eines einmaligen statischen Versuchs, sondern das wirkliche Dauerverhalten der Baustoffe zu Grunde zu legen. Erfreulicherweise mehren sich heute doch wieder die Stimmen erfahrener Fachleute, die vor der Anwendung des Traglastverfahrens warnen, wie etwa Herr Prof. Dr. L. STABILINI,[4]) und Herr Prof. Dr. K. SATTLER[5]) hat kürzlich gezeigt, daß, mindestens für unsere Verhältnisse, die Anwendung des Traglastverfahrens auch häufig nicht auf die wirtschaftlichsten Lösungen führt.

Zusammenfassung

Es wird auf frühere Versuche hingewiesen, die zeigen, daß der beim Traglastverfahren vorausgesetzte Momentenausgleich nur teilweise eintritt. Das Traglastverfahren überschätzt somit die Sicherheit und ist deshalb als Bemessungsgrundlage im Stahlbau abzulehnen.

Summary

Tests carried out several years ago show that the moments in a continuous beam do not become completely equalised, contrary to the assumption made in the method of plastic equilibrium. Consequently, this procedure overestimates the degree of safety and should therefore not be used as a basis for determining dimensions.

Résumé

Des essais, exécutés il y a déjà plusieurs années, montrent que les moments dans une poutre continue ne s'égalisent pas complètement, contrairement à ce que suppose la méthode de l'équilibre plastique. Ce procédé surestime par conséquent la sécurité et ne devrait donc pas être utilisé comme base du dimensionnement.

---

[4]) L. STABILINI: Die Plastizität und der Bauingenieur. «Der Bauingenieur» 1960, H. 6.

[5]) K. SATTLER: Über die sinnvolle Berechnung zur Konstruktion. «Stahlbautagung Berlin 1960», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbauverbandes, H. 14.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Nouvelles règles pour le calcul en plasticité des ossatures en acier doux en Belgique

Einführung von Normen für die plastische Berechnung von Stahlstabwerken in Belgien

New Belgian Standards for Plastic Design in Steel Frameworks

CH. MASSONNET
Liège

Dans son Rapport général, le Professeur WINTER a noté comme développement important depuis le dernier Congrès de l'AIPC que la Grande-Bretagne et les Etats-Unis avaient adopté le calcul en plasticité des ossatures en acier doux.

Puis-je ajouter que cette méthode est également sur le point d'être adoptée en Belgique. Une Commission Nationale dont l'auteur était le rapporteur a élaboré des règles qui ont été transmises à l'Institut Belge de Normalisation. Ce projet est à l'enquête publique depuis de 1er octobre 1960, et a été adopté, moyennant quelques modifications, le 31 décembre 1960.

Les règles belges font de très larges emprunts aux règles de l'American Institute of Steel Construction, mais en diffèrent par deux modifications importantes. La première se rapporte aux déformations prises par la structure dans le stade de ruine. Au cours de la discussion libre, Monsieur le Président STÜSSI a rappelé les résultats de ses expériences entreprises avec Monsieur KOLLBRUNNER sur des poutres continues et montré que dans certains cas exceptionnels, la charge-limite d'une structure ne pourrait pas être effectivement atteinte.

Pour se prémunir contre ce danger très réel, les règles belges stipulent que les flèches de la structure à la ruine ne peuvent pas dépasser deux pour cent de la portée des éléments correspondants. Si cette condition n'est pas remplie, on doit adopter comme charge de ruine la valeur (réduite) pour laquelle la condition de flèche ci-dessus est strictement atteinte.

L'opinion des techniciens belges est que cette précaution, jointe aux règles

qui prémunissent contre le danger de déversement, suffisent pour se mettre à l'abri des cas exceptionnels mis en évidence par MM. STÜSSI et KOLLBRUNNER. Cette même limitation de la flèche à la ruine a pour résultat d'éviter, dans les structures courantes, que des rotules plastiques ne se forment sous des charges de service et garantit par conséquent un comportement de la construction parfaitement élastique en service.

Le second point sur lequel les règles belges diffèrent des règles américaines est le dimensionnement des barres soumises au flambement. Nous avons trouvé nécessaire de tenir compte du danger de flambement latéral par flexion et torsion, alors que le Règlement américain ne considère que le flambement par excès de flexion dans le plan de sollicitation.

Le Professeur WINTER a également mentionné, dans son rapport général, que de grands progrès avaient été réalisés dans le domaine des phénomènes d'instabilité et que le «Column Research Council» avait élaboré, en vue d'aider les praticiens, un «Design Guide» contenant un résumé des développements récents dans ce domaine. Les développements majeurs ont été récemment résumés par le professeur B. G. JOHNSTON dans les Proceedings A.S.C.E., Journal of the Structural Division, avril 1960. L'un des plus importants se rapporte à l'influence très considérable que les tensions résiduelles ont sur la stabilité des barres courtes comprimées centriquement, à tel point que l'intensité de ces tensions et leur mode de répartition dans la section droite sont en fait le principal facteur agissant sur la forme de la courbe $\sigma_{cr} = f(\lambda)$ qui donne la variation de la tension critique de flambement avec l'élancement de la barre. Puis-je, à cette occasion, attirer votre attention sur le Colloque qui s'est tenu à Liège le 17 juin 1960, dans le cadre du Congrès de l'Institut International de la Soudure. Les mémoires présentés à ce Colloque ont tous mis en évidence l'effet considérable des tensions résiduelles.

En particulier, une étude signée du Professeur LOUIS, de l'auteur et de trois de leurs assistants a montré qu'en modifiant la répartition des tensions résiduelles dans une poutrelle laminée ou composée soudée en déposant des cordons de soudure sur les bords des ailes ou simplement en chauffant ces bords au chalumeau, on peut faire varier la charge critique d'une même barre d'élancement 80 entre 95 tonnes et 155 tonnes.

La Commission 8 de la Convention Européenne des Associations de la Construction métallique a organisé un programme international de recherches statistiques sur le comportement au flambement des barres chargées centriquement auquel participent l'Allemagne, la Belgique, la France et la Yougoslavie. Les résultats de ces recherches permettront de préciser l'effet des tensions résiduelles sur la charge critique et de définir éventuellement les moyens pratiques d'en tenir compte dans le dimensionnement des pièces.

Résumé

L'auteur signale que la Belgique est sur le point d'admettre le calcul en plasticité des ossatures métalliques et donne des renseignements sur le contenu des nouvelles Règles Belges correspondantes.

Par ailleurs, il attire l'attention sur l'influence considérable des tensions résiduelles sur la charge critique de flambement centrique et mentionne à ce sujet quelques résultats de recherches non encore publiées.

Zusammenfassung

Der Verfasser macht darauf aufmerksam, daß in Belgien in Kürze die plastische Berechnung von Stahlstabwerken angenommen wird und gibt einige Angaben über den Inhalt der entsprechenden neuen belgischen Normen.

Weiterhin weist der Verfasser anhand einiger noch nicht veröffentlichter Versuchsergebnisse auf den bedeutenden Einfluß von Restspannungen auf die kritische Last bei zentrischem Knicken hin.

Summary

The author points out that Belgium is about to adopt the calculation of steel frameworks on the basis of their plastic behaviour and gives some information regarding the content of the corresponding new Belgian Regulations.

He also draws attention to the marked effect of residual stresses on the critical buckling load and indicates some of the results of researches on this subject that have not yet been published.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

IV
Développements nouveaux dans la construction des ponts
Neue Entwicklungen im Brückenbau
New Developments in Bridge Building

IV a
Progrès et échecs dans la construction
Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion
Progress and Failures in Bridge Building

IV b
La sécurité
Sicherheit
Safety

Rapport général

H. LOUIS
Professeur, Liège (Belgique)

IV a. Progrès et échecs dans la construction

Le caractère non homogène des communications de la publication préliminaire s'est trouvé confirmé dans les travaux présentés à la séance de travail du Congrès. Ceux-ci consistent pour la plupart dans la description d'ouvrages remarquables par leurs dimensions, par un ou plusieurs éléments de leur conception ou par leur mode d'exécution. Un mémoire traite d'une méthode de calcul des ponts basée sur les états limites.

Le pont Narrow, en béton précontraint, construit en Australie occidentale est décrit par MM. Baxter, Birkett et Gifford; indépendamment de ses grandes dimensions, il se caractérise par une épaisseur d'âme assez faible, 20 centimètres pour une hauteur maximum de poutres de 3,75 mètres environ.

Les longerons constitués par des poutres en I de hauteur variable, préfabriquées par tronçons de 3,04 mètres comportant diaphragme et massifs d'ancrage, sont des poutres doublement cantilever sous poids mort; elles sont rendues continues sur six appuis au moyen de câbles courts précontraints reliant les blocs d'extrémité adjacents à chaque articulation provisoire.

Les câbles principaux de précontrainte sont nécessairement extérieurs aux âmes en raison de la faible épaisseur de celles-ci et de l'importance de l'effort de précontrainte (2120 tonnes par poutre). Sur une certaine distance à partir des appuis, les âmes sont soumises à une précontrainte verticale par des câbles intérieurs. La sollicitation simultanée de l'âme par moment fléchissant et par effort tranchant semble avoir posé un problème dont la réalisation n'a pas été aisée selon les auteurs. Il s'agit effectivement d'une question difficile; si plusieurs chercheurs se sont penchés sur elle, il n'en reste pas moins vrai que, en dépit de slogans dangereux généralisant l'influence favorable de la composante verticale de l'effort des câbles relevés, le domaine de la résistance à l'effort tranchant du béton précontraint est encore inexploré pour une large part.

Les auteurs du pont Narrow ont déterminé l'effort de précontrainte verticale en réduisant à une valeur admissible, la tension principale de traction d'effort tranchant, celui-ci étant diminué d'une part par l'action des câbles relevés et d'autre part par l'inclinaison de la membrure inférieure des maîtresses poutres. Cette analyse de la tension principale de traction faite dans le domaine élastique et appliquée à la section entière de la poutre est évidemment en défaut lors de la fissuration de la poutre par flexion. La précontrainte verticale ainsi calculée est en effet insuffisante dans ce stade et, selon les auteurs du projet, à défaut d'informations suffisantes sur la question, l'action de la précontrainte a été complétée par des étriers verticaux en acier doux déterminés de la manière usuellement employée pour le béton armé.

Un essai sur modèle a montré que la résistance de la poutre ainsi armée était considérablement sous-estimée car quand la fissuration sous flexion apparaît, la contrainte des étriers est toujours inférieure à la limite élastique.

Nous pensons que ce cas pratique rencontré à propos de la construction de nombreux ouvrages méritait d'être signalé. En effet, si actuellement on peut conclure à la nécessité de ne pas considérer séparément la rupture par effort tranchant et la rupture par flexion, le problème réel est très complexe surtout si des charges localisées agissent soit sur la face supérieure des poutres, soit sur leur face inférieure.

Il s'agit d'un domaine où de nombreuses théories ont déjà été proposées, sans d'ailleurs qu'elles confirment les résultats d'expériences. A cet égard, il nous paraît utile de citer M. le Professeur RÜSCH qui, dans son rapport général sur l'évolution des méthodes de calcul (F.I.P. Berlin 1958) écrivait: «Pour arriver à une théorie satisfaisante de la rupture à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint, on devra continuer les recherches sur les différents facteurs qui influencent cette rupture comme la section, la précontrainte, la

portée d'effort tranchant, le mode d'action de la charge et la forme des appuis, les armatures longitudinale et transversale, la résistance du béton et la résistance à une sollicitation composée, pour se limiter aux plus importants.»

M. B. Žeželj décrit deux ponts importants en béton armé et en béton précontraint réalisés en Yougoslavie.

Le pont sur la Tisa, d'une longueur totale de 400 mètres, comprend dans sa partie centrale trois travées de 50, 154, 50 mètres; les poutres précontraintes sont raidies dans la travée médiane par des arcs en béton armé, de surbaissement 1 : 6,4.

Les deux maîtresses poutres écartées de 8,80 mètres, de 3,15 mètres de hauteur, ont une forme en I dont l'épaisseur de l'âme est de 16 centimètres.

La précontrainte des poutres a été faite en plusieurs phases au moyen de câbles extérieurs dont le tracé réglable était adapté à chaque stade d'exécution de l'ouvrage. Il a été tenu compte du retrait et du fluage en maintenant les arcs sous des vérins placés en clef pendant un délai de quelques mois; cependant cette compensation n'a pu être que partielle, le tablier n'étant pas réalisé à ce moment en raison de la faible section de clef, l'arc a en effet des dimensions réduites, la tension admise dans le béton armé étant de 150 kg/cm^2.

Les pièces de ponts, les suspentes et les contreventements préfabriqués sont en béton précontraint. Le système des trois travées extérieurement isostatique sous poids mort est rendu continu par blocage de deux articulations réalisées dans les travées latérales. Il s'agit là d'une belle et importante réalisation dont le programme d'exécution complexe mais conforme à tout moment aux hypothèses de calcul permet de considérer avec maîtrise, efficience et sécurité, des systèmes élémentaires successifs qui éliminent l'intervention de phénomènes dits secondaires mais dont l'influence dans un tel ouvrage est importante.

Le second pont décrit par M. Žeželj enjambera le Danube à Novi Sad au moyen de deux arcs encastrés en béton armé, d'ouvertures respectivement égales à 211 et à 166 mètres et de surbaissement égal à 1/6,5.

La fondation des supports est réalisée à l'aide de caissons en béton armé pour les culées et en béton précontraint pour la pile; derrière les culées, la butée des terres a été rendue active progressivement à l'aide de voiles en béton armé prenant appui sur les supports par l'intermédiaire de vérins.

Cet ouvrage comporte plusieurs éléments d'intérêt tant dans sa conception que dans son exécution.

Le cintre de la grande arche a seulement une ouverture de 108 mètres; sa poussée a été transmise par des poutres aux culées; il a été monté par tronçons articulés entre eux dont le blocage après réglage a été fait au moyen de mortier vibré et de boulons.

Le cintre ne supporte que 40% du poids de l'arc: celui-ci étant en caisson, le premier rouleau constitué par la membrure inférieure du caisson a été bétonné, décintré et maintenu sous vérins. Le second rouleau formé par la

membrure supérieure du caisson a été bétonné sans liaison avec le premier; les voiles longitudinaux ont ensuite été réalisés quelque temps après le décintrement des deux rouleaux, leur liaison avec ces derniers a été assurée par précontrainte.

L'ensemble restera soumis à l'action des vérins en clef pendant un délai de six mois pour compenser les effets du retrait, du fluage et des déplacements d'appuis, du moins partiellement car à ce stade le tablier n'est pas réalisé, à l'exception des suspentes et des entretoises principales qui comme les contreventements sont en béton précontraint et préfabriquées.

M. FINSTERWALDER envisage des développements nouveaux de la construction des ponts en béton précontraint qui doivent retenir l'attention car ils marquent une tendance. Ce serait une erreur en effet de croire, malgré les progrès réels qui ont été faits depuis une quinzaine d'années, que la conception des ouvrages restera figée. Des formes nouvelles peuvent encore être trouvées, qui grâce à des applications judicieuses de la précontrainte, conduiront à un affinement plus grand et à une esthétique meilleure sans contrevenir aux lois de la sécurité et de l'économie.

Ces formes ne pourront pas toujours être justifiées par une méthode de calcul rigoureuse, mais la technique expérimentale sera plus que jamais, pour le constructeur, le guide sûr de son choix et du contrôle de ses idées. Cependant ce mode de dimensionnement n'en est pas rendu plus aisé car il exige le respect le plus strict des lois de la statique et de la stabilité. En outre, les applications de ces lois au fonctionnement d'un modèle et à son extrapolation au comportement de l'ouvrage réel sont souvent difficiles à découvrir et causent plus de soucis que la déduction de conclusions à partir d'un calcul approfondi que l'on postule rigoureux.

M. FINSTERWALDER considère que pour des routes urbaines surélevées, que l'on conçoit comme un pont route, des piliers centraux présentent de nombreux avantages quant à l'utilisation de l'espace situé sous la route.

Il donne un exemple, réalisé, d'un ouvrage en forme de dalle-champignon carrée de 32 mètres de côté, qui se raccorde suivant les diagonales à un pilier central. La dalle est précontrainte dans deux directions; la résistance à l'effort tranchant à la jonction des deux dalles est assurée par une appropriation du système d'ancrage Dywidag utilisé par l'auteur.

Cette solution nous paraît effectivement heureuse; elle peut être généralisée pour des ponts routes situés hors des villes et il n'est pas exclu de penser qu'elle est susceptible d'une évolution.

D'une manière générale, le principe de la dalle champignon continue a plusieurs fois été adopté pour plusieurs ponts routes qui se distinguent par leur légèreté d'aspect et leur économie. On se heurte toutefois à des difficultés dans le calcul; encore une fois des expériences sont indispensables et nous sommes heureux de signaler les importantes recherches entreprises sur ce sujet par le Professeur NYLANDER dont les participants au Congrès de Stock-

holm ont pu visiter les laboratoires et se rendre compte des résultats obtenus par des essais faits sur des modèles en vraie grandeur.

M. FINSTERWALDER décrit ensuite un pont en treillis, précontraint, continu en trois travées de 90, 108 et 90 mètres, construit à 60 mètres de hauteur au dessus de la vallée de Mangfall. Le treillis en croix de St-André fut présenté en raison de sa grande légèreté et de son aspect. Beaucoup mieux que le béton armé qui exige de grandes longueurs d'ancrages des armatures en vue de la transmission des efforts aux nœuds, le béton précontraint se prête bien à ce type de construction car les efforts dans les barres sont directement concentrés aux nœuds par les ancrages localisés des armatures de précontrainte. L'ouvrage a été monté en encorbellement; les supports ont été solidarisés avec les maîtresses poutres en treillis de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un portique.

En terminant, M. FINSTERWALDER présente l'avant-projet d'un ouvrage au dessus du Bosphore, qu'à juste titre il considère comme une nouvelle forme de pont suspendu rendue possible grâce à l'idée du béton précontraint. Il s'agit d'une construction de 1200 mètres de longueur totale, continue en trois travées quasi égales. L'avant-projet prévoit quatre supports intermédiaires d'une hauteur de 53,30 mètres comportant un ou deux porte-à-faux précontraints de 100 mètres de longueur. A ces porte-à-faux est fixé un tirant-dalle, servant de tablier et ayant 200 mètres de longueur et 30 centimètres d'épaisseur; sa flèche est de 1,45 mètre sous poids mort et de 1,85 mètre sous charge totale et une élévation de température de 15°.

Un tel type d'ouvrage est une préfiguration de nouvelles conceptions possibles que nous évoquions ci-dessus; n'est-il pas d'ailleurs une sorte d'extrapolation des solutions adoptées par M. FINSTERWALDER pour des routes surélevées? Il présente une grande simplicité de forme, de conception et de «fonctionnement», c'est-à-dire trois qualités auxquelles la précontrainte permet le plus souvent de tendre sinon d'aboutir. M. le Professeur SMITKA donne le résultat d'une étude de classification et de normalisation des ponts reconstruits en Tchécoslovaquie. Cette étude a déterminé la conception à prévoir pour ces ouvrages en fonction de leur portée et de l'économie; la plupart d'entre eux sont construits à partir de poutres préfabriquées en béton armé ou en béton précontraint, dont la forme rectangulaire, en I, en caisson ouvert ou fermé dépend de la portée.

Il décrit ensuite*) les culées comportant des amorces de retombée en béton et les piliers d'extrémité d'un arc en acier de 330 mètres d'ouverture. Par après, il commente le projet de deux ponts en béton précontraint d'une longueur de 252 mètres à quatre travées inégales réalisés en poutres consoles. Le pont est en caisson à deux cellules, de hauteur variable. La particularité est l'ancrage des câbles et leur protection; ceux-ci sont directement bétonnés à partir de la dalle supérieure du caisson avec laquelle le bétonnage de protection semble donc former monolithe.

*) Paraîtra dans un prochain numéro du «Bulletin».

En terminant, le Professeur SMITKA décrit par le détail un nouvel appareillage mis au point dans son pays en vue de réaliser des câbles de précontrainte d'une force de 100 tonnes et composés de 24 fils dont le diamètre peut atteindre 7 millimètres. Il ne mentionne pas l'intérêt technique pour les ouvrages de l'utilisation de ces câbles de grande puissance.

Il me paraît utile de signaler que M. DUMAS, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées de France a conçu et fabriqué des câbles et des vérins permettant d'atteindre un effort de 180 tonnes en groupant trente fils de 7 millimètres dans une gaine de 62 mm de diamètre[1]). Le principal avantage de ces câbles selon M. DUMAS réside dans le gain de place considérable qu'ils permettent de réaliser par rapport aux groupements de fils habituels. Ces câbles, qui sont associés à d'autres de plus faible section, absorbent la majeure partie des moments fléchissants; ils se trouvent à la partie inférieure des poutres et sont pratiquement rectilignes. Leur faible section a pour effet d'augmenter le bras de levier ce qui permet, à taux de travail égal, une réduction de la hauteur des poutres.

En outre, employant la méthode de l'écrouissage préalable des fils avant la mise en tension, M. DUMAS a montré que l'emploi des câbles de trente fils lui permet de réaliser un gain de 30% sur les tensions subsistantes par rapport aux tensions subsistantes qui existent dans une poutre dont les fils ont été tendus à 120 kg/mm² sans écrouissage préalable et avec les procédés classiques de blocage.

M. MÜLLERSDORF considère surtout dans sa communication les moyens pratiques de réduire les effets défavorables du fluage et du retrait dans les ouvrages continus.

Dans un premier ouvrage de 330 mètres de longueur comportant des travées de 26 mètres, les poutres principales ont été préfabriquées à cette longueur de 26 mètres et précontraintes par le système Hoyer: à leur extrémité était réalisé un biseautage de la partie supérieure en vue de la liaison sur chantier avec les poutres adjacentes. Une première précaution fut prise en vue de réduire l'influence défavorable de la forme droite des armatures de précontrainte, elle a consisté dans le placement d'une armature de précontrainte complémentaire placée à la partie supérieure des poutres. La deuxième précaution était de prévoir un programme d'exécution comportant entre chaque phase, des délais tels que la continuité n'était réalisée qu'après qu'une partie importante du fluage se soit produite. Le rapporteur donne les diagrammes de sollicitation à mi-portée d'une travée et sur un appui aux différentes phases d'exécution et de sollicitation. Par ce procédé, les effets du fluage résiduel sont défavorables à mi-distance entre les appuis et améliorent l'état de tension sur l'appui.

Dans un second ouvrage, les travées ont une longueur de 17 à 18 mètres;

[1]) F. DUMAS: Câbles de grande puissance. Association Scientifique de la Précontrainte, 4e session d'études, 10 et 11 mars 1960, Paris.

le tablier formé de quatre âmes-longerons recouvertes par une dalle, comporte une forte entretoise sur les appuis.

Les longerons en béton armé préfabriqués ont été déposés sur les piles contre les entretoises; la dalle supérieure a été bétonnée au droit des piles sur une certaine longueur de part et d'autre et ensuite en travée. Une précontrainte a ensuite été appliquée sur les appuis. Le fluage a cette fois pour effet d'aggraver l'état de tension à l'appui et de l'améliorer en travée.

Ce réglage des sollicitations par le mode d'exécution vu du point de vue de la redistribution des efforts sous les effets du retrait et du fluage a été fait d'une manière particulièrement approfondie par M. MÜLLERSDORF. Certes la plupart des constructeurs de ponts sont habitués à faire, dans le principe, une exécution fractionnée en vue de réduire ces effets, mais c'est seulement en tentant, comme l'a fait M. MÜLLERSDORF, de caractériser l'état de tension propre à chaque phase de l'exécution que des connaissances nouvelles seront acquises et que les ouvrages pourront bénéficier des méthodes raisonnées mises en œuvre lors de leur réalisation.

Lors de la discussion libre tenue à Stockholm, M. WITTFOHT a relaté les différentes phases d'exécution d'un pont d'autoroute construit sur le Main près Bettingen. Indépendamment de ses grandes dimensions: 310 mètres en trois travées continues de 85, 140 et 85 mètres, cet ouvrage a en plan une forme courbe et est biais. En coupe transversale, il est formé par deux caissons indépendants, de section rectangulaire à hauteur variable, comportant des encorbellements importants. Le pont a été construit par tronçons partant des piles et reposant sur des échafaudages mobiles. L'armature principale de précontrainte est constituée par des câbles de 100 tonnes enfilés dans les tronçons et ensuite tendus.

M. le Professeur EVGRAFOFF résume dans sa communication, quelques particularités du calcul des ponts par la méthode des états limites qui est adoptée en U.R.S.S. depuis 1955. Les états limites sont déterminés par la résistance de la construction, les déformations d'ensemble et les déformations locales.

La méthode repose sur la connaissance statistique des facteurs susceptibles d'influencer, dans le sens le plus large du mot, le comportement des ouvrages.

Ces facteurs concernent en ordre principal la variabilité des charges, des propriétés des matériaux, des conditions de travail.

La variation possible des charges est prise en considération en adoptant un coefficient qui varie de 1,15 à 1,4 pour les charges mobiles selon la portée et le type de pont, il est pris égal à 1,1 pour les charges permanentes.

La variabilité de propriétés des matériaux est caractérisée par un coefficient d'uniformité égal au quotient de la valeur minimale de la résistance du matériau — elle-même égale à la valeur moyenne, déterminée par des essais de la propriété considérée, diminuée systématiquement de la valeur de trois écarts quadratiques — et de la valeur normalisée de cette propriété.

La valeur de k est évidemment d'autant plus faible que la dispersion de la caractéristique mécanique du matériau est élevée; k est de l'ordre de 0,6 pour le béton et de 0,85 pour la limite élastique de l'acier.

La variabilité des conditions de travail intervient sous la forme d'un coefficient, souvent pris égal à 0,9 qui tient compte à la fois des tolérances sur les dimensions et de la méthode de calcul adoptée.

La condition à réaliser est évidemment que la valeur de la fonction déterminant l'action des sollicitations soit inférieure à la valeur de la fonction caractérisant la résistance de la construction, les éléments de sollicitation ou de résistance intervenant dans ces deux fonctions étant affectés des coefficients mentionnés ci-dessus qui caractérisent les variations possibles de ces éléments.

La méthode de calcul par la considération des états limites est surtout appliquée aux ponts en béton armé.

Dans la suite de son mémoire, M. le Professeur Evgrafoff résume la méthode de calcul à la rupture, déjà bien connue, utilisée en U.R.S.S. pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé. Les principes de cette méthode se trouvent en défaut s'il s'agit d'un calcul à la fatigue; le rapporteur signale qu'on utilise alors d'autres formules qu'il ne mentionne pas.

Quoi qu'il en soit, l'utilisation de la méthode des états limites pour le calcul des ponts est généralisée dans le pays du rapporteur et se trouve justifiée par des résultats favorables d'essais sur les poutres de grande portée conduisant à des ruptures par flexion ou par effort tranchant et d'essais de fatigue.

Il eût été intéressant de connaître les idées du rapporteur sur plusieurs questions:

— la méthode de calcul qu'il préconise est-elle appliquée aux systèmes hyperstatiques; existe-t-il des informations sur les effets des redistributions des sollicitations dues au retrait et au fluage?
— de quelles informations dispose-t-on à l'heure actuelle pour les ouvrages ainsi calculés, quant aux effets des charges de longue durée (charges permanentes) et des charges répétées.
— quelles sont les limites imposées pour les déformations d'ensemble et pour les déformations locales (fissures).

IVb. La sécurité

La seule communication présentée au Congrès et pouvant se rattacher à la sécurité des ouvrages est de M. le Dr Abeles; elle traite des tensions de traction à admettre dans les ponts en béton précontraint sur la base des effets cumulatifs et de la grandeur des sollicitations réelles par fatigue.

Le rapporteur, se basant sur des résultats d'essais en cours en Grande-Bretagne, montre que l'on peut envisager des tensions de traction plus élevées

que celles généralement admises à l'heure actuelle sous la charge utile maximale de calcul, celle-ci n'étant appliquée que très rarement dans la vie du pont.

Les essais de fatigue montrent qu'aucune fissuration visible n'apparaît pour une valeur limitée de la tension de traction, telle qu'elle résulte de l'application des charges utiles courantes, même après que des fissures se soient produites, ouvertes et refermées lors de l'application préalable de plusieurs millions de mises en charge et sous l'effet de tensions de traction plus élevées. Le rapporteur relate par le détail les résultats d'essais nombreux et particulièrement intéressants non seulement en fonction du but poursuivi mais aussi du point de vue des techniques expérimentales utilisées. Bien qu'aucune grandeur des tensions de traction à admettre ne soit donnée, la proposition de principe faite par M. le Dr ABELES paraît raisonnable à la condition que ces tensions puissent toujours être déterminées exactement par le calcul, ce qui semble contesté, du moins dans certains cas de poutres continues, si l'on se réfère aux travaux de MM. GUYON et LEBELLE.

* * *

En conclusion et malgré le caractère assez hétérogène des mémoires de ce thème IV, présentés lors du Congrès ou déjà parus dans la publication préliminaire, malgré aussi leur caractère trop descriptif qui résulte peut-être des limitations de temps et de texte imposées aux auteurs, mais qu'il y aurait lieu d'assouplir, il apparaît que des préoccupations très apparentées se font jour dans la plupart des pays. Chacun tente de résoudre les questions qui en résultent par des moyens personnels orientés selon ses connaissances et sa compétence personnelles. Il en résulte certes des progrès mais ceux-ci sont nécessairement disparates et lents.

Nous pensons au contraire qu'une évolution vraiment fructueuse dans les domaines de la conception, du dimensionnement et de l'analyse du comportement des ponts et des charpentes pourra seulement résulter d'un travail orienté dont le programme soigneusement mis au point comporterait précisément les questions difficiles que chacun se pose à propos des difficultés rencontrées par tous ou en vue de nouveaux pas à franchir.

Dans notre rapport général paru dans la publication préliminaire, lors de la présentation de ce rapport à la séance du Congrès et dans le présent rapport postérieur au Congrès, nous avons évoqué de nombreux problèmes signalés ou non par les différents rapporteurs: fissuration du béton, adhérence des armatures, armaturage à l'effort tranchant du béton armé à l'aide d'étriers inclinés en acier mi-dur, déformations différées du béton sous l'effet de charges répétées, effets des charges répétées dans les ouvrages en béton armé, méthode de calcul à la rupture pour les ponts, phénomènes d'instabilité dans les âmes des poutres en béton précontraint, armaturage à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint, notamment en I, sollicitées simultanément par flexion, etc. ...

Nous rappelons en la confirmant la déclaration que nous nous sommes permis de faire lors de la séance du Congrès, à savoir que la plupart de ces questions difficiles font l'objet des plus sérieuses préoccupations des Associations sœurs que sont l'A.I.P.C., le C.E.B., la F.I.P. et la R.I.L.E.M. Elles pourraient être étudiées progressivement, en commun c'est-à-dire en étroite et confiante collaboration suivant des programmes rigoureusement détaillés, établis par des délégués des Commissions compétentes des différentes associations. Il n'est pas utopique de penser que ces délégations pourraient aboutir à des études expérimentales réalisées et financées en commun par plusieurs pays et portant sur des ouvrages d'art ou sur certains de leurs éléments.

Generalbericht

IVa. Fortschritte und Rückschläge in der Konstruktion

Auch die an der Arbeitssitzung des Kongresses vorgelegten Beiträge zeigten den gleichen inhomogenen Charakter wie diejenigen des «Vorberichtes». Die neuen Beiträge bestehen zum großen Teil aus Beschreibungen von Bauwerken, die auf Grund ihrer Abmessungen, der Konzeption eines oder mehrerer Elemente oder des Bauvorganges bemerkenswert sind. Ein Beitrag behandelt die Berechnung von Brücken nach einem auf den Grenzzuständen aufgebauten Verfahren.

Die Narrow-Brücke, ein vorgespanntes Bauwerk in Ostaustralien, wird von Baxter, Birkett und Gifford beschrieben; abgesehen von ihren großen Abmessungen zeichnet sie sich durch sehr schlanke Stege aus, die bei einer Höhe von ca. 3,75 m nur 20 cm stark sind. Die Längsträger, die als I-Träger mit veränderlicher Höhe in Abschnitten von 3,04 m inkl. Querträger und Ankerblöcke vorfabriziert wurden, bilden unter Eigengewicht beidseitig auskragende Balken. Über 6 Stützen wurde die Durchlaufwirkung mittels kurzer Vorspannkabel, die die beiden aneinanderliegenden Ankerblöcke bei einem provisorischen Gelenk zusammenpressen, hergestellt.

Die Kabel der Hauptvorspannung sind gezwungenermaßen außerhalb der Stege angeordnet, da diese zu dünn sind und die Vorspannkraft sehr hoch ist (2120 t je Träger). Auf eine gewisse Strecke von den Auflagern aus sind die Stege durch innenliegende Kabel vertikal vorgespannt. Die gleichzeitige Beanspruchung des Stegs durch Biegung und Schub scheint nach den Verfassern ein ziemlich heikles Problem gestellt zu haben. Tatsächlich ist dies eine schwierige Aufgabe; obgleich mehrere Untersuchungen sich damit befaßt haben, ist trotz den gefährlichen Slogans, die den günstigen Einfluß der Vertikalkompo-

nente der aufsteigenden Kabel verallgemeinern, das Gebiet der Schubfestigkeit im vorgespannten Beton zum größten Teil noch unerforscht.

Die Erbauer der Narrow-Brücke haben die vertikale Vorspannkraft durch Verminderung der schrägen Hauptzugspannungen, die sich aus dem Schub ergeben, auf einem annehmbaren Wert bestimmt. Die Querkraft selbst wurde durch die Einwirkung der aufsteigenden Kabel und die Neigung der Trägerunterkante vermindert. Diese Untersuchung der Hauptzugspannung, die im elastischen Bereich und am totalen Querschnitt durchgeführt wurde, ist im Augenblick der Rissebildung infolge Biegungsbeanspruchung offensichtlich ungenügend. Die so errechnete Vertikalvorspannung ist in diesem Zustand ungenügend und die Projektverfasser ergänzten, mangels genügender Angaben auf diesem Gebiet, die Wirkung der Vorspannung durch vertikale Bügel in Flußstahl, die nach dem im Eisenbeton üblichen Verfahren bestimmt wurden.

Ein Modellversuch zeigte, daß man die Festigkeit des in dieser Art bewehrten Trägers wesentlich unterschätzt hatte, da im Moment der Rissebildung unter Biegung die Spannung in den Bügeln noch immer unter der Elastizitätsgrenze lag.

Wir glauben, daß ein Hinweis auf dieses Ausführungsproblem, das bei einer großen Zahl von Bauwerken auftritt, angebracht war. In Wirklichkeit, wenn man heute auch soweit ist, nicht mehr Biegungs- und Schubbruch getrennt zu untersuchen, ist das tatsächliche Problem sehr komplex, besonders, wenn konzentrierte Einzellasten auf die obere oder untere Kante der Träger wirken. Es handelt sich dabei um ein Gebiet, in dem schon verschiedene Theorien vorgeschlagen wurden, ohne aber je die Versuchsergebnisse zu befriedigen. In diesem Zusammenhang scheint es uns angebracht, Prof. Rüsch zu zitieren, der in seinem Generalreferat über die Entwicklung der Berechnungsmethoden (F.I.P. Berlin 1958) schrieb: «Um zu einer befriedigenden Theorie über den Schubbruch der Spannbetonträger zu kommen, muß man die Forschung auf die verschiedenen Faktoren, die diesen Bruch beeinflussen wie Querschnitt, Vorspannung, Schubspannungsbereich, Art der Belastungseinwirkung und Auflagerform, Längs- und Querbewehrung, Betonfestigkeit und Festigkeit einer mehrachsigen Beanspruchung gegenüber, nur um die wichtigsten zu nennen, weitertreiben.»

B. Žeželj beschreibt zwei große, in Jugoslawien ausgeführte Brücken in Eisenbeton und Vorspannbeton.

Die Brücke über die Tisa mit einer totalen Länge von 400 m besteht im mittleren Bereiche aus drei Feldern zu 50, 154, 50 m; die vorgespannten Träger der Mittelöffnung sind durch Eisenbetonbogen mit einem Pfeilverhältnis von 1 : 6,4 versteift.

Die beiden Hauptträger im gegenseitigen Abstand von 8,80 m sind I-Träger mit 3,15 m Höhe und 16 cm Stegstärke. Die Vorspannung wurde in mehreren Etappen mit freiliegenden Kabeln, deren Achsführung den verschiedenen Baustadien angepaßt werden konnte, durchgeführt. Schwinden und Kriechen

wurde berücksichtigt, indem in den Bogenscheiteln Pressen für einige Monate eingebaut waren; trotzdem war dies nur ein teilweiser Ausgleich, da zu diesem Zeitpunkt wegen des sehr kleinen Scheitelquerschnittes die Fahrbahn noch nicht ausgeführt war. Der Bogen hat einen sehr schlanken Querschnitt, da Betonspannungen bis zu 150 kg/cm² zulässig waren.

Die Fahrbahnelemente, die Aufhängungen und die Verbände sind vorgespannt und vorfabriziert. Das 3-feldrige unter Eigengewicht statisch bestimmte System wurde nachträglich durch Blockierung der Gelenke in den Seitenfeldern zum Durchlaufträger. Es handelt sich hier um ein schönes und großes Bauwerk mit einem sehr komplexen, aber in jedem Zeitpunkt den Berechnungsannahmen entsprechenden Ausführungsprogramm, das gestattete, mit Überlegenheit und Sicherheit elementare Systeme nacheinander zu behandeln, so daß die sogenannten Nebeneinflüsse, deren Einwirkungen aber bei einem solchen Bauwerk wichtig sein können, eliminiert wurden.

Die zweite Brücke, die Žeželj beschreibt, überspannt die Donau bei Novi Sad mit zwei eingespannten Eisenbetonbogen mit 211 m und 166 m respektiv und einem Pfeilverhältnis 1/6,5. Die Widerlagergründung wurde mit Eisenbetoncaissons bewerkstelligt, während für die Pfeilergründung ein vorgespannter Caisson verwendet wurde. Hinter den Widerlagern wurde der Erddruck mit Eisenbetonwänden, die sich über Pressen auf die Lager abstützten, zur Mitwirkung herangezogen.

Dieses Bauwerk umfaßt mehrere interessante Gesichtspunkte, sei es in der Gesamtkonzeption wie auch in der Ausführung. Das Lehrgerüst des großen Bogens hat nur eine Spannweite von 108 m und sein Horizontalschub wurde über besondere Träger in die Widerlager abgeleitet. Dieses Gerüst wurde in untereinander gelenkigen Abschnitten montiert, die nach der Solleinstellung mit vibriertem Mörtel und Bolzen blockiert wurden. Das Lehrgerüst trägt nur 40% des Bogeneigengewichts. Da der Bogen als Kastenträger ausgebildet ist, wurde zuerst der Untergurt dieses Kastens betoniert, ausgerüstet und unter dem Druck von Pressen belassen. Die zweite Etappe bestand in der Ausführung des Obergurts, der ohne Verbindung zum Untergurt betoniert wurde. Die Längsstege wurden einige Zeit nach der Ausrüstung der beiden Gurten gegossen und mit diesen durch Vorspannung verbunden. Das gesamte Gebilde bleibt unter der Einwirkung der im Scheitel eingebauten Pressen für 6 Monate, um die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Auflagerverschiebung zu kompensieren, ein Ziel, das nur teilweise erreicht werden kann, da in diesem Bauzustand die Fahrbahn, ausgenommen die Aufhängung, die Hauptquerträger und den Windverband, die alle vorfabriziert und vorgespannt sind, noch nicht eingebaut ist.

Finsterwalder faßt neue Entwicklungen des Brückenbaus in Spannbeton ins Auge, Entwicklungen, die die Aufmerksamkeit beanspruchen, da sie die neue Tendenz aufzeigen. Es ist nämlich ein Irrtum, zu glauben, daß trotz der effektiven Fortschritte, die in den letzten 15 Jahren gemacht wurden, die

Konzeption der Bauwerke erstarrt bleibe. Neue Formen können sicher noch gefunden werden, die, dank vernünftiger Anwendung der Vorspannung, zu größerer Schlankheit und besserer Ästhetik, ohne jedoch Sicherheit und Wirtschaftlichkeit in Frage zu stellen, führen werden. Das Erfassen dieser Formen durch eine zwingende Berechnungsmethode wird nicht immer möglich sein; die Versuchstechnik aber wird mehr als je vorher dem Konstrukteur eine Bestätigung seiner Wahl und eine Überprüfung seiner Ideen gestatten. Immerhin ist deswegen diese Art der Bemessung nicht einfacher, da die genaueste Einhaltung der statischen und der Stabilitäts-Gesetze erforderlich ist. Weiterhin ist es oft schwierig, die Anwendung dieser Gesetze auf das Funktionieren des Modells und auf die Extrapolation auf das Verhalten des wirklichen Bauwerkes zu finden, und es können mehr Schwierigkeiten auftreten als bei Schlußfolgerungen, die aus einer vertieften rechnerischen Untersuchung, die streng richtig sein will, hervorgehen.

Nach der Auffassung von FINSTERWALDER haben für städtische Hochstraßen, die man wie eine Straßenbrücke betrachtet, Mittelpfeiler verschiedene Vorteile, was die Verwendung des überbrückten Raumes betrifft. Er zeigt ein ausgeführtes Beispiel in der Form einer quadratischen Pilzplatte mit 32 m Seitenmaß, die mit Betonung der Diagonalen auf einem Mittelpfeiler steht. Die Platte ist in zwei Richtungen vorgespannt; die Schubaufnahme an der Stoßstelle der zwei Platten ist durch eine Anpassung der Verankerung des von FINSTERWALDER verwendeten Dywidag-Systems gesichert. Es scheint uns eine gelungene Lösung zu sein, die auch für Straßenbrücken außerhalb der Städte verallgemeinert werden kann, und es ist nicht unmöglich, daß sich hier noch eine Weiterentwicklung anschließen wird.

Allgemein kann man feststellen, daß das Prinzip der durchlaufenden Pilzdecken verschiedentlich für Straßenbrücken, die sich durch ihre leichte Ansicht und ihre Wirtschaftlichkeit hervorheben, angenommen wurde. Unangenehm bleiben aber die Berechnungsschwierigkeiten; einmal mehr sind Versuche unerläßlich und wir sind glücklich, auf die wichtigen Forschungen in dieser Frage von Prof. NYLANDER hinweisen zu können, dessen Laboratorien die Teilnehmer am Stockholmer Kongreß besuchen konnten, wo ihnen Ergebnisse aus Versuchen in wahrer Größe vorgeführt wurden.

FINSTERWALDER beschreibt anschließend eine vorgespannte Fachwerkbrücke, durchlaufend über drei Felder von 90, 108 und 90 m, die 60 m über dem Boden des Mangfall-Tales erbaut wurde. Das Rautenfachwerk ist sehr leicht und sieht angenehm aus. Viel besser als der Eisenbeton mit seinen langen Verankerungsbereichen in den Knoten, für die Kraftübertragung aus der Bewehrung, eignet sich der Spannbeton für diesen Konstruktionstyp, da die Stabkräfte direkt in den Knoten durch die Verankerung der Spannbewehrung konzentriert auftreten. Das Bauwerk wurde frei vorgebaut; die Stützen wurden mit den Fachwerkhauptträgern verbunden, so daß im gesamten eine Rahmenwirkung entsteht.

Als Abschluß zeigt FINSTERWALDER das Vorprojekt einer Bosporus-Überbrückung, das er als durch den Spannbeton ermöglichten neuen Type einer Hängebrücke auffaßt. Die Gesamtlänge dieses Bauwerks mißt 1200 m und ist über drei gleiche Felder durchlaufend. Das Vorprojekt sieht vier Zwischenunterstützungen vor, die eine Höhe von 53,30 m erreichen und einen oder zwei vorgespannte Kragarme mit 100 m Auskragung besitzen. An diese Kragarme ist eine Platte in Form eines Spannbandes fixiert, die als Fahrbahn dienen soll und 200 m weit bei einer Stärke von nur 30 cm gespannt ist; die Durchbiegung unter Eigengewicht beträgt 1,45 m und unter Vollast und 15° Temperatursteigerung 1,85 m.

Ein solches Bauwerk ist eine Vorausschau auf neue mögliche Ideen, wie wir das oben angaben; andererseits ist es nicht gewissermaßen eine Extrapolation der Lösung, die FINSTERWALDER für Hochstraßen angenommen hat? Dieses Projekt trägt eine große Einfachheit der Form, der Konzeption und des «Funktionierens» in sich, d. h. drei Tugenden, die mit dem Vorspannen oft teilweise, wenn nicht sogar ganz, erfüllt werden.

Prof. SMITKA bringt die Ergebnisse einer Klassifizierung und Standardisierung der wieder aufgebauten Brücken in der Tschechoslowakei vor. Diese Untersuchung gestattete, die Konzeption solcher Bauwerke in Funktion ihrer Spannweiten und ihrer Wirtschaftlichkeit festzulegen; die meisten davon werden mit vorfabrizierten Elementen aus Eisenbeton oder Vorspannbeton, deren Querschnitt rechteckig, I-förmig, als offener oder geschlossener Kasten je nach der Spannweite ausgebildet ist, aufgebaut.

Anschließend beschreibt*) der Verfasser die Widerlager mit angeschlossenem Kämpferansatz und Endpfeilern einer stählernen Bogenbrücke von 330 m Spannweite. Weiterhin behandelt er noch zwei Projekte vorgespannter Gerberträger mit 252 m Spannweite in vier ungleichen Feldern. Das Besondere daran ist die Kabelverankerung und deren Schutz; diese sind direkt von der oberen Platte des Kastenträgers aus betoniert, so daß die Platte und der Schutzbeton monolithisch erscheinen. Prof. SMITKA beschreibt abschließend im Detail in seinem Land neu entwickelte Einrichtungen zu Herstellung von 100-t-Vorspannkabeln, bestehend aus 24 Drähten mit bis zu 7 mm reichendem Durchmesser. Hingegen weist er nicht auf die große technische Bedeutung solcher Kabel mit hoher Vorspannkraft für die Bauwerke hin. Es scheint mir hier angebracht, darauf aufmerksam zu machen, daß DUMAS, Chefingenieur des Ponts et Chaussées aus Frankreich, Kabel und Pressen für 180 t Vorspannung mit 30 Drähten ⌀ 7 mm in einer 62-mm-Hülle entwickelt und hergestellt hat[1]). Der Hauptvorteil solcher Kabel besteht nach DUMAS in der beträchtlichen Platzeinsparung, die gegenüber den üblichen Drahtgruppierungen mög-

---

*) Wird in einer nächsten Nummer der «Mitteilungen» erscheinen,

[1]) F. DUMAS: Câbles de grande puissance, Association Scientifique de la Précontrainte. 4e session d'études, 10 et 11 mars 1960, Paris.

lich ist. Diese Kabel, die mit anderen mit kleinerem Querschnitt verbunden sind, nehmen den größten Teil der Biegemomente auf; sie befinden sich im unteren Teil der Träger und sind praktisch geradlinig. Ihr kleiner Querschnitt hat auch noch den Vorteil, daß der Hebelarm vergrößert wird, was bei gleichen Arbeitsspannungen eine Reduktion der Trägerhöhe gestattet.

Dazu hat DUMAS gezeigt, daß er, bei der Verwendung des Verfahrens des Vorreckens der Drähte vor der Vorspannung, mit seinen Kabeln mit 30 Drähten einen Gewinn von 30% auf den verbleibenden Spannungen herausholt im Vergleich zu den verbleibenden Spannungen, die in einem Träger vorhanden sind, dessen Drähte ohne Vorrechnung und mit den klassischen Blockierungsmethoden auf 120 kg/mm² gezogen werden.

MÜLLERSDORF betrachtet in seinem Beitrag die praktisch vorhandenen Möglichkeiten, die ungünstigen Auswirkungen von Schwinden und Kriechen bei durchlaufenden Tragwerken zu vermindern.

In einem ersten Fall, eine Brücke von 330 m Länge, bestehend aus 26 m Feldern, waren die Hauptträger in dieser Länge vorfabriziert und nach dem System Hoyer vorgespannt: an ihrem Ende war eine Abschrägung des oberen Teiles vorhanden in Hinblick auf die Baustellenverbindung mit den anliegenden Trägern. Eine erste Maßnahme wurde gefaßt, um den ungünstigen Einfluß der geraden Kabelführung zu vermindern; man hat zu diesem Zweck eine zusätzliche Vorspannbewehrung in den oberen Teil der Träger gelegt. Die zweite Vorsichtsmaßnahme bestand darin, ein solches Ausführungsprogramm festzulegen, daß zwischen den einzelnen Etappen solche Zeiträume lagen, daß die Durchlaufwirkung erst hergestellt wurde nachdem ein wesentlicher Teil des Kriechens abgeklungen war. Der Referent gibt die Spannungsdiagramme in Mitte eines Feldes und über einer Stütze während den verschiedenen Ausführungs- und Beanspruchungsstadien an. Durch dieses Vorgehen sind die Auswirkungen des verbleibenden Kriechens ungünstig in Feldmitte, aber verbessern den Spannungszustand über der Stütze.

Im zweiten besprochenen Tragwerk weisen die Felder eine Spannweite von 17 bis 18 m auf; der Querschnitt besteht aus vier Stegen und einer Platte und über den Stützen ist ein schwerer Querträger vorhanden. Die vorfabrizierten Längsträger in Eisenbeton wurden auf den Pfeilern an die Querträger gelegt; die Platte wurde dann im Bereiche der Pfeiler und nachträglich im Felde gegossen. Abschließend wurde eine Vorspannung über den Stützen angebracht. Das Kriechen wirkt sich diesmal günstig im Felde aus und verschlimmert das Spannungsbild über den Stützen.

Diese Beeinflussung der Spannungen durch geeignete Wahl der Ausführung, von der Spannungsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden aus gesehen, wurde von MÜLLERSDORF besonders gründlich bearbeitet. Natürlich ist die Mehrzahl der Brückenbauer gewohnt, im gleichen Sinne eine abschnittsweise Ausführung vorzusehen, um diese Auswirkungen zu vermindern; aber nur in der von MÜLLERSDORF versuchten Art, den Spannungszustand jeder Etappe

des Baufortschrittes zu charakterisieren, gelingt es, neue Kenntnisse zu gewinnen und für die Bauwerke Vorteile aus überlegten Verfahren bei ihrer Ausführung zu ziehen.

Anläßlich der freien Diskussion in Stockholm beschrieb WITTFOHT die verschiedenen Bauetappen einer Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen. Abgesehen von ihren großen Abmessungen: 310 m in drei Feldern von 85, 140 und 85 m, ist diese Brücke im Grundriß gekrümmt und schief. Im Querschnitt sind zwei unabhängige rechteckige Kästen mit bedeutenden Auskragungen vorhanden. Die Brücke wurde auf beweglichen Rüstungen abschnittsweise von den Pfeilern aus vorgebaut. Die Hauptspannbewehrung besteht aus 100-t-Kabeln, die in diese Abschnitte eingefädelt und dann vorgespannt wurden.

Prof. EVGRAFOFF faßt in seinem Beitrag einige Besonderheiten der Brückenberechnung nach dem Verfahren der Bruchzustände, wie es seit 1955 in der UdSSR eingeführt ist, zusammen. Die Bruchzustände sind bestimmt durch die Bruchlast des Tragwerks, die gesamten und die lokalen Formänderungen. Das Verfahren beruht auf der statistischen Kenntnis der Faktoren, die im allgemeinsten Sinne das Verhalten des Tragwerks beeinflussen können. Diese Faktoren umfassen in erster Linie die Veränderlichkeiten der Belastungen, der Materialeigenschaften und der Arbeitsbedingungen. Die mögliche Variation der Lasten wird mit einem Koeffizienten berücksichtigt, der zwischen 1,15 und 1,4 für die beweglichen Lasten je nach Spannweite und Brückentyp schwankt, während derjenige für ständige Lasten 1,1 beträgt. Die Veränderlichkeit der Materialeigenschaften wird erfaßt mittels eines Gleichförmigkeitskoeffizienten, der festgelegt ist als das Verhältnis zwischen dem Minimalwert der Materialfestigkeit und dem genormten Wert dieser Eigenschaft. Der hier eingesetzte Minimalwert der Festigkeit ist gleich deren Mittelwert wie er aus Versuchen hervorgeht, minus 3mal die quadratische Abweichung.

Dieser Wert k ist offensichtlich um so geringer je größer die Streuung der Festigkeitseigenschaft des betreffenden Materials ist; k hat die Größenordnung 0,6 für den Beton und 0,85 für die Elastizitätsgrenze des Stahles.

Die Veränderlichkeit der Arbeitsbedingungen kommt in der Form eines Koeffizienten vor, der meistens mit 0,9 angenommen wird und der einerseits die Toleranzen in den Abmessungen und andererseits das verwendete Berechnungsverfahren berücksichtigen soll.

Nun muß der Wert der Funktion, die die Wirkung der Beanspruchungen bestimmt, kleiner sein als der Wert der Funktion, die den Tragwerkwiderstand beschreibt, wobei die Berechnungselemente aus den Beanspruchungen und Festigkeiten, wie sie in diesen beiden Funktionen auftreten, mit den obgenannten Koeffizienten, die die Veränderlichkeit dieser Elemente charakterisieren, behaftet werden.

Das Berechnungsverfahren mit den Grenzzuständen wird hauptsächlich auf Eisenbetonbrücken angewendet.

Im weiteren Verlauf seines Beitrages faßt Prof. EVGRAFOFF die schon allge-

mein bekannte Bruchberechnungsmethode zusammen, wie sie in der UdSSR für die Bemessung von Eisenbetontragwerken verwendet wird. Die Grundlagen dieses Verfahrens sind, wo es sich um Ermüdungsbeanspruchung handelt, ungenügend; der Referent weist darauf hin, daß in diesem Falle andere Gleichungen, die er allerdings nicht angibt, herbeigezogen werden. Wie es auch sei, ist die Verwendung der Bruchzustandsberechnung im Lande des Referenten allgemein verbreitet und wird gerechtfertigt durch günstige Ergebnisse von Versuchen an weitgespannten Trägern, die bis zum Biegungs- oder Schubbruch geführt wurden und von Ermüdungsversuchen.

Es wäre interessant gewesen, die Ideen des Referenten zu folgenden Fragen zu erfahren:

— Wird die von ihm vertretene Berechnungsmethode auch auf statisch unbestimmte Systeme angewendet und bestehen Angaben über die Auswirkung von Spannungsumlagerung infolge Schwinden und Kriechen?
— Welche Angaben sind heute verfügbar für solchermaßen berechnete Tragwerke, was die Wirkung von langdauernden Belastungen (ständige Lasten) und wiederholten Belastungen betrifft?
— Welches sind die notwendigen Grenzen für Gesamt- und Lokalformänderungen (Risse)?

IVb. Die Sicherheit

Der einzige Beitrag zu diesem Kongreß, der mit diesem Thema im Zusammenhang steht, ist derjenige von Dr. ABELES, der von den Zugspannungen spricht, die in vorgespannten Brücken zugelassen werden können auf Grund der sich summierenden Auswirkungen und der Intensität der tatsächlich auftretenden Ermüdungsbeanspruchungen.

Anhand von Ergebnissen aus Versuchen, die augenblicklich in Großbritannien laufen, zeigt der Referent, daß man unter der maximalen Berechnungslast, die während dem Bestehen einer Brücke nur äußerst selten auftritt, höhere Zugspannungen als die heutzutags gültigen Vorschriften angeben, zulassen kann.

Die Ermüdungsversuche zeigen, daß für begrenzte Werte der Zugspannungen, wie sie sich aus der Anwendung der üblichen Lasten ergeben, keine Rissebildung festgestellt werden kann. Dies sogar, wenn sich bei vorherigen, mehrere Millionen Lastwechsel umfassenden Belastungen und unter dem Einfluß von noch höheren Zugspannungen Risse gebildet, sich geöffnet und wieder geschlossen haben. Der Referent gibt uns detaillierte Angaben der Ergebnisse von zahlreichen, nicht nur vom untersuchten Standpunkt aus gesehenen, sondern auch wegen den verwendeten experimentellen Verfahren besonders interessanten Versuchen an. Obgleich für die anzunehmenden Zugspannungen keine Grenze angegeben wird, scheint der Vorschlag von Dr. ABELES vernünftig zu

sein, vorausgesetzt, daß es möglich ist, diese Zugspannungen genau zu berechnen, was umstritten ist, wenigstens in gewissen Fällen von Durchlaufträgern, wie dies aus den Arbeiten von GUYON und LEBELLE hervorgehen soll.

Trotz dem ziemlich heterogenen Charakter der Abhandlungen zu diesem Thema IV, wie sie anläßlich des Kongresses vorgebracht wurden oder schon vorher im «Vorbericht» erschienen sind und trotz ihrer eher zu stark beschreibenden Natur, die aus dem den Autoren auferlegten Zeit- und Raummangel — was aber behoben werden könnte — hervorgegangen sein mag, scheint es abschließend, daß sehr stark verwandte Sorgen in den meisten Ländern zutage kommen. Jeder versucht, die daraus entstehenden Probleme auf eigene Faust zu lösen mit Mitteln, die sich nach seinen persönlichen Sachkenntnissen richten. Eindeutig ergeben sich daraus Fortschritte, die aber notgedrungenermaßen unterschiedlich und langsam sind.

Wir denken hingegen, daß eine wirklich fruchtbare Entwicklung in den Bereichen des Entwurfs, der Bemessung und der Verhaltensanalysen von Brücken und Hochbauten einzig aus einer zielstrebigen Arbeit entstehen kann. Dafür müßte ein sorgfältig ausgearbeitetes Programm aufgestellt werden, das genau die ungeklärten Fragen enthält, die sich jedermann bei auftretenden Schwierigkeiten oder bei Neuentwicklungen stellt.

In unserem Vorberichtsreferat, beim Vortrag dieses Referats an der Kongreßsitzung und in dem vorliegenden, nach dem Kongreß zusammengestellten Beitrag haben wir auf eine ganze Reihe Fragen hingewiesen, die teils von den Referenten, teilweise aber auch gar nicht erwähnt wurden: Rissebildung im Beton, Haftung der Armierungen, Schubbewehrung im Eisenbeton mittels schiefer Bügel aus halbhartem Stahl, Verzögerung der Formänderung im Beton unter der Einwirkung wiederholter Lasten, allgemeine Auswirkung von Wechselbelastungen in Eisenbetontragwerken, Bruchberechnungsverfahren für Brücken, Instabilitätserscheinungen in Trägerstegen bei vorgespannten Balken, Schubbewehrung von vorgespannten Trägern, hauptsächlich solche in I-Form und unter gleichzeitiger Biegungsbeanspruchung usw.

Wir wiederholen zur Bestätigung die Erklärung, die wir uns an der Kongreßsitzung zu machen erlaubten, und zwar, daß der größte Teil dieser schwierigen Probleme gleichzeitig Gegenstand von intensiver Bearbeitung bei den verschiedenen verwandten Vereinigungen, wie es die IVBH, das CEB, die FIP und die RILEM darstellen, sind.

Die Forschungen könnten schrittweise in enger und vertrauter Zusammenarbeit nach äußerst genau detaillierten Programmen, wie sie durch zuständige Kommissionen der verschiedenen Vereinigungen ausgearbeitet werden könnten, durchgeführt werden. Es ist gar nicht utopisch, zu denken, daß die Arbeit solcher Delegationen zu versuchstechnischen Forschungen führen könnten, die gemeinsam durch verschiedene Länder realisiert und finanziert würden und die ganze Bauwerke oder gewisse Tragwerkselemente erfassen würden.

General Report

IVa) Progress and set-backs in construction

The dissimilar nature of the contributions to the preliminary publication was maintained in the papers presented at the working session of the Congress. The majority of these consisted of descriptions of structures that were remarkable on account of their size, one or more features of their design or the method employed in their construction. One paper dealt with a method for calculating bridges based on limiting states.

The Narrow bridge, constructed of prestressed concrete in Western Australia, was described by MM. Baxter, Birkett and Gifford; quite apart from its large size, it is characterised by a limited web thickness of 20 centimetres for a maximum depth of beams of about 3.75 metres. The longitudinal members, consisting of I beams of varying depth, pre-cast in sections 3.05 metres in length comprising diaphragm and anchorage blocks, are beams of the double-cantilever type under dead load; they are made continuous over six supports by means of short prestressed cables connecting the adjacent end blocks at each temporary hinge.

The main prestressing cables are of necessity external to the webs on account of the limited thickness of the latter and the magnitude of the prestressing force (2120 tons per beam). Over a certain distance, commencing from the supports, the webs are subjected to vertical prestress by internal cables. The fact that the web is subjected simultaneously to stresses due to the bending moment and to the shearing force seems to have raised a problem for which, according to the authors of the paper, it was not easy to find a solution. The problem in question is indeed difficult; and although several research workers have investigated it, nevertheless it is true to say that, in spite of dangerous slogans generalising the favourable effect of the vertical component of the stress in raising cables, the field of the resistance of prestressed concrete to shearing forces remains, to a large extent, unexplored.

The designers of the Narrow bridge determined the vertical prestressing force by reducing to an acceptable value the principal tensile stress arising from the shear stress, the latter being reduced, firstly, by the action of the raised cables and, secondly, by the slope of the lower flange of the main beams. This analysis of the principal tensile stress, made in the elastic range and applied to the entire section of the beam, is obviously at fault in the case of cracking of the beam caused by bending. The vertical prestressing calculated in this manner is, in fact, insufficient in this stage and, according to the authors of the design, in default of adequate information on the subject, the effect of the prestressing was completed by vertical stirrups of mild steel calculated in the manner usually employed for reinforced concrete.

A test on a model showed that the strength of the beam reinforced in this

way had been considerably under-estimated because when cracking under bending appears, the stress in the stirrups is always less than the elastic limit.

We consider that this practical case encountered in connection with the construction of many bridges is deserving of attention. Indeed, although at present it may be concluded that it is necessary not to consider rupture through shear stress and rupture through bending separately, the actual problem is very complicated, especially if localised loads act either on the upper face of the beams, or on their lower face. The field is one in which many theories have been advanced, without, however, such theories confirming the experimental results. In this connection, it seems to us to be of interest to quote Professor RÜSCH who in his general report on the development of methods of calculation (F.I.P. Berlin 1958) wrote: "In order to achieve a satisfactory theory of the rupture under shearing stress of prestressed concrete beams, investigations should be continued into the various factors affecting this rupture, such as the cross-sectional area, the prestressing, the range of shearing stress, the mode of action of the load and the form of the supports, the longitudinal and transverse reinforcements, the strength of the concrete and the resistance to compound stresses, to mention only the most important factors."

Mr. B. ŽEŽELJ described two large bridges in reinforced concrete and prestressed concrete constructed in Yugoslavia.

The bridge over the Tisa, with a total length of 400 metres, comprises in its central portion three spans of 50, 154 and 50 metres; the prestressed girders are stiffened in the central span by reinforced concrete arches, with a surbasement of 1 : 6.4.

The two main beams, 8.80 metre apart, with a depth of 3.15 metres, have a I shape and the web has a thickness of 16 centimetres.

The pretensioning of the beams was carried out in several stages by means of external cables. The adjustable alignment of these cables was adapted to each construction stage of the bridge. Allowance was made for shrinkage and creep by maintaining the arches by jacks placed at the crown for a period of several months; this compensation, however, could only be partial, because the deck had not been constructed at that time on account of the small section at the crown. The arch is, in fact, of reduced dimensions and the stress permitted in the reinforced concrete was 150 kg/cm^2.

The deck-elements, the hangers and the pre-cast wind-bracing are of prestressed concrete. The system of three spans externally isostatic under dead load is made continuous by blocking two hinges provided in the side spans. The bridge in question is a fine and important structure and the programme of execution of the work — complicated, but in conformity throughout with the design hypotheses — made it possible to consider, with mastery, efficiency and safety, successive elementary systems which eliminated the occurrence of phenomena termed secondary, but which have a considerable influence in such a structure.

The second bridge described by Mr. Žeželj will cross the Danube at Novi Sad by means of two fixed arches of reinforced concrete having spans of 211 and 166 metres respectively, and a surbasement equal to 1/6.5.

The foundations for the supports are constructed with reinforced concrete caissons for the abutments and in prestressed concrete for the pier; behind the abutments, the thrust of the earth was made gradually active by means of reinforced concrete walls bearing on the supports by means of jacks.

This structure presents several interesting features both in regard to design and to the method of construction.

The centering of the large arch has a span of only 108 metres; its thrust was transmitted by beams to the abutments; it was erected in sections hinged together and blocked, after adjustment, by means of vibrated mortar and bolts.

The centering supports only 40% of the weight of the arch; since the arch has a box-section the lower flange was first concreted, the centering was removed, and the beam maintained by jacks. Then the upper flange of the box-section was concreted without bonding to the first part; the longitudinal shells were then constructed shortly after the centering had been removed from both flanges and were bonded to them by prestressing.

The structure is to remain subjected to the action of the jacks at the crown for a period of six months in order to compensate for the effects of shrinkage, creep and displacements of the supports, at least partially, because at this stage the deck has not been constructed with the exception of the hangers and the main cross-members which, like the wind-bracings, are prefabricated in prestressed concrete.

Mr. Finsterwalder considered some new developments in the construction of prestressed concrete bridges which must command attention because they indicate a tendency. It would, indeed, be a mistake to believe, in spite of the real progress achieved during the past fifteen years, that the design of structures will remain fixed. New forms can still be found which, by judicious application of prestressing, will result in increased refinement and a more æsthetic appearance, without contravening the rules of safety and economy.

It will not always be possible to justify these forms by rigorous methods of calculation, but experimental technique will, more than ever, be a reliable guide for the designer in his choice and in the control of his ideas. This method of dimensioning is not thereby made easier, because it necessitates a stricter regard for the laws of statics and stability. Moreover, the applications of these laws to the functioning of a model and to its extrapolation to the behaviour of the actual structure are often difficult to discover and cause greater trouble than the deduction of conclusions on the basis of a thorough calculation which is assumed to be rigorous.

Mr. Finsterwalder was of the opinion that for elevated urban roads, which are considerated as road bridges, central pillars offer many advantages in regard to the use of the space beneath the roadway.

He gives as an example an actual structure in the form of a square mushroom-shaped slab of 32 metres side, which is connected along the diagonals to a central pillar. The slab is prestressed in two directions; the resistance to the shearing force at the junction of two slabs is provided by an adaptation of the Dywidag anchorage system employed by the author.

This solution seems to be particularly felicitous; it can be extended to road bridges located outside urban areas and we are not debarred from thinking that it is capable of further development.

Generally speaking, the principle of a continuous mushroom slab has been adopted on several occasions for road bridges characterised by the lightness of their appearance and their economy. However, certain difficulties are encountered in the calculation; here again experimental work is essential and we are happy to draw attention to the important researches undertaken on this subject by Professor NYLANDER. Members who attended the Stockholm Congress were able to visit his laboratories and appreciate the results obtained by tests made on full-size models.

Mr. FINSTERWALDER then described a prestressed lattice bridge, continuous over three spans of 90, 108 and 90 metres, built at a height of 60 metres above the Mangfall valley. The lattice was designed in the shape of a St. Andrew's cross on account of its lightness and its appearance. Prestressed concrete is greatly to be preferred to reinforced concrete — which necessitates anchorages of considerable length for the reinforcements in order to transmit the tension forces at the junctions — and readily lends itself to this type of construction because the stresses in the bars are directly concentrated at the junctions by the localised anchorages of the prestressing cables. The bridge was erected by cantilevering out; the piers were made integral with the main lattice beams in such a manner that the structure behaves as a portal frame.

In conclusion, Mr. FINSTERWALDER gave a report on the preliminary plans for a structure over the Bosphorus, which he rightly regards as a new type of suspension bridge made possible by the conception of prestressed concrete. The bridge in question has a total length of 1200 metres and is continuous over three spans of almost equal length. The preliminary plans provide for four intermediate supports having a height of 53.3 metres and comprising one or two prestressed cantilevers 100 metres in length. A tie beam-slab, serving as a deck and having a length of 200 metres and a thickness of 30 centimetres, is fastened to these cantilevers; the deflection of this slab is 1.45 metre under dead load, and 1. 85 metre under total load and a rise in temperature of 15° C.

A structure of this type foreshadows possible new designs to which we made reference earlier; is it not, in fact a sort of extrapolation of the solutions adopted by Mr. FINSTERWALDER for elevated roads? It exhibits a great simplicity of form, design and "function", that is to say, three qualities towards which prestressing makes it possible in most cases to tend, if not to achieve.

Professor SMITKA gave the result of a study of the classification and

standardisation of reconstructed bridges in Czechoslovakia. This study determined the design to be provided for these structures in relation to their size and to economy; the majority of the bridges are constructed with prefabricated beams of reinforced or prestressed concrete, the rectangular I-shaped or open or closed box-beam form of these beams being dependent on the span of the bridge.

He then described[1]) the abutments, comprising the initial portions of the springing in concrete, and the end pillars of a steel arch with a span of 330 metres. He also commented on the plans for two prestressed concrete bridges, 252 metres in length, having four unequal spans constructed with cantilever girders. Each bridge is in the form of a box beam with two compartments of varying depth. A special feature is the anchoring of the cables and their protection; they are concreted directly from the upper slab of the box beam, with which the protective concrete therefore appears to form a monolithic structure.

In conclusion, Professor SMITKA gave a detailed description of a new device developed in his country for the fabrication of prestressing cables with a force of 100 tons and consisting of 24 wires having a diameter of up to 7 millimetres. He did not indicate the technical advantages of the use of these high strength cables in structures.

It seems to me advisable to draw attention to the fact that Mr. DUMAS, Chief Engineer, Highways and Bridges, France, has designed and fabricated cables and jacks capable of reaching a force of 180 tons comprising 30 wires, 7 millimetres in diameter, in a duct 62 mm in diameter[2]). The chief advantage of these cables according to Mr. DUMAS is the considerable saving in space which they make it possible to achieve as compared with the usual bundles of wires. These cables, which are associated with others of smaller section, absorb the greater part of the bending moments; they are located in the lower portion of the beams and are practically rectilinear. Their small section has the effect of increasing the leverage, which, for the same working load, enables a reduction to be made in the depth of the beams.

Furthermore, using the method of prior cold-working of the wires before tensioning, Mr. DUMAS has demonstrated that the use of cables comprising thirty wires enabled him to obtain a gain of 30% on the subsisting tensions as compared with the subsisting tensions which exist in a beam where the wires were tensioned at 120 kg/mm^2 without previous cold-working and with the standard blocking processes.

In his paper, Mr. MULLERSDORF was mainly concerned with practical means for reducing the unfavourable effects of creep and shrinkage in continuous structures.

---

[1]) Will appear in one of the next numbers of the "Bulletin".

[2]) F. DUMAS: High strength cables. Association Scientifique de la Précontrainte. 4th Study Session, 10th and 11th March 1960, Paris.

In one structure 330 metres in length, with spans of 26 metres, the main beams were pre-cast to this length of 26 metres and prestressed by the Hoyer system; at the ends of the beams the upper part was bevelled for the purpose of bonding on site with the adjacent beams.

An initial precaution was taken for the purpose of reducing the unfavourable effect of the straight shape of the prestressing reinforcement, and consisted of the provision of a complementary prestressing reinforcement located in the upper part of the beams.

The second precaution was to arrange a construction programme comprising intervals between successive stages such that continuity was only achieved after a considerable proportion of the creep had already taken place. The author gave diagrams showing the stresses at the central point of a span and on a support, at the various stages in the construction of the bridge. By this procedure, the effects of residual creep are unfavourable at the mid-point between the supports and improve the state of tension on the support.

In a second bridge, the spans had a length of 17 to 18 metres; the deck, consisting of four rib-longitudinal girders covered by a slab, comprised a stout cross-member on the supports.

The longitudinal girders of pre-cast reinforced concrete were placed on the piers against the cross-members; the upper slab was concreted for a certain distance on either side of the piers and subsequently in the span. Prestressing was then applied at the supports. In this case, creep had the effect of aggravating the state of tension at the support and improve it in the span.

This adjustment of the stresses by means of the method of construction regarded from the point of view of the redistribution of the stresses as a result of the effects of shrinkage and creep was carried out in a particularly thorough manner by Mr. MULLERSDORF. Undoubtedly, the majority of bridge constructors are accustomed, in principle, to undertaking the execution of the work in stages, in order to reduce these effects, but it is only by attempting, as Mr. MULLERSDORF has done, to characterise the state of tension proper to each stage in the construction that fresh knowledge will be acquired and that structures will be able to benefit from the rational methods employed in their construction.

During the open discussion held in Stockholm, Mr. WITTFOHT described the various stages in the construction of a motorway bridge built over the Main, near Bettingen. In addition to its large size: 310 metres with three continuous spans of 85, 140 and 85 metres, this structure has a curved shape in plan and is a skew bridge. In cross-section it consists of two independent box-beams, of rectangular section, with a variable depth, comprising cantilevers of considerable size. The bridge was built in sections starting from the piers and resting on movable scaffolding.

The main prestressing reinforcement is provided by 100-ton cables passed through the sections and subsequently tensioned.

Professor EVGRAFOFF, in his paper, summarised certain of the special features of the calculation of bridges by the method of limiting states which has been adopted in the U.S.S.R. since 1955. The limiting states are determined by the strength of the construction, the deformations of the whole structure and the localised deformations.

The method is based on the statistical knowledge of the factors capable of exerting an influence, in the widest meaning of the word, on the behaviour of the structures.

The most important of these factors relate to the variability of the loads, of the properties of the materials, and of the working conditions.

The possible variation in the loads is taken into consideration by adopting a coefficient which varies from 1.15 to 1.4 for moving loads, depending on the size and type of the bridges, and is taken as being equal to 1.1 for the permanent loads.

The variability of the properties of the materials is characterised by a coefficient of uniformity equal to the quotient of the minimum value of the strength of the material — which is itself equal to the mean value, determined by tests on the material in question, reduced systematically by the value of three root-mean-square deviations — and the standardised value of this property.

The value of k is obviously lower, the greater is the scatter of the mechanical property of the material; k is of the order of 0.6 for concrete and 0.85 for the elastic limit of steel.

Allowance for the variability of the working conditions assumes the form of a coefficient, frequently taken as 0.9, which takes into account both the tolerances on the dimensions and the method of calculation adopted.

The condition to be achieved is obviously that the value of the function determining the stresses should be less than the value of the function characterising the strength of the construction, the elements of stress or resistance occurring in both these functions being affected by the above-mentioned coefficients which characterise the possible variations in these elements.

The method of calculation by a consideration of the limiting states is mainly applied to reinforced concrete bridges.

In the subsequent portion of his paper, Professor EVGRAFOFF summarised the method of calculation to failure, already well known, which is employed in the U.S.S.R. for dimensioning reinforced concrete structures. The principles of this method are at fault where a fatigue calculation is concerned; the author of the paper pointed out that in such cases other formulas were employed, but he did not indicate what they were.

However that may be, the method of limiting states is widely employed in the author's country for the calculation of bridges and is justified by the favourable results of tests on wide-span beams, resulting in rupture through bending or shear stress, and of fatigue tests.

It would have been interesting to learn the ideas of the author in regard to several questions:

— Is the method of calculation he advocates applied to hyperstatic systems; is there any information as to the effects of redistributions of stresses due to shrinkage and to creep?
— What information is available at present for structures, calculated in this manner, in regard to the effects of loads of long duration (permanent loads) and of repeated loads?
— What are the limits prescribed for general deformations and local deformations (cracking)?

IVb) Safety

The only paper presented at the Congress which can be regarded as dealing with the safety of structures is that by Dr. ABELES on the subject of the permissible tensile stresses in prestressed concrete bridges, based on the cumulative effects and the magnitude of actual stresses through fatigue.

The author, on the basis of the results of tests now being conducted in Great Britain, showed that it is possible to envisage greater tensile stresses than those generally accepted at the present time under the maximum live load assumed in the calculation, since this load is very seldom applied during the life of the bridge.

Fatigue tests show that no visible crack makes its appearance for a limited value of the tensile stress, such as results from the application of ordinary live loads, even after fissures have occurred, opened and closed again during the previous application of several million loadings and under the action of higher tensile stresses. The author gave a detailed description of the results of a large number of tests which are of interest not only in relation to the aim that was pursued, but also from the point of view of the experimental procedures employed. Although no magnitude is indicated for the permissible tensile stresses, the general suggestion put forward by Dr. ABELES seems to be reasonable provided that these stresses can always be accurately determined by calculation, which appears to be disputable, at least in certain cases of continuous beams, if reference is made to the work of MM. GUYON and LEBELLE.

* * *

In conclusion, and in spite of the rather heterogeneous nature of the papers on Theme IV submitted at the Congress or which had already appeared in the preliminary publication, and in spite of their excessively descriptive character which results perhaps, from the limitations of time and of text imposed on the authors, but which it would be advisable to ameliorate, it does appear that

closely related considerations are becoming a matter of concern in most countries. Everyone attempts to solve the problems that arise by means of his own, governed by his personal knowledge and ability. Progress undoubtedly results, but it is necessarily slow and lacks conformity.

We consider, on the contrary, that a really fruitful development in the fields of the design, dimensioning and analysis of the behaviour of bridges and engineering structures can only result from work directed to definite ends and with a carefully designed programme which would cover precisely those difficult questions which each of us propounds to himself in connection with the difficulties we all have to face or for the purpose of making fresh advances.

In our general report, which appeared in the preliminary publication, when presenting that report at the session of the Congress, and in the present report subsequent to the Congress, we have drawn attention to many problems whether or not they were mentioned by the various reporting members: cracking of concrete, adherence of the reinforcements, reinforcement against the shearing stress in reinforced concrete by means of inclined stirrups of half-hard steel, time-lag in the deformations of concrete brought about by repeated loads, effects of repeated loads on reinforced concrete structures, method of calculation to failure for bridges, instability phenomena in the webs of prestressed concrete beams, reinforcement to counteract the shearing stress in prestressed concrete beams, particularly I beams, simultaneously affected by bending, etc.

We recall and confirm the statement we ventured to make during the meeting of the Congress to the effect that the majority of these difficult questions are the subject of most serious concern to the sister Associations, namely I.A.B.S.E., C.E.B., F.I.P and R.I.L.E.M. They could be studied progressively in common, that is to say in close and confident collaboration in accordance with strictly defined and detailed programmes drawn up by delegates from competent Commissions from the various Associations. It is not utopian to think that the work of these delegations could lead to experimental investigations conducted and financed jointly by several countries and dealing with engineering structures or with certain of their elements.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa1

The Narrows Bridge Over the Swan River, Perth, Western Australia

Le pont des «Narrows», Perth, Australie occidentale

Die Narrows-Brücke über den Schwan-Fluß, Perth, West-Australien

J. W. BAXTER
B. Sc., M.I.C.E.

E. M. BIRKETT
B. Sc., A.M.I.C.E., A.M.I.E. (Aust.),
Partners — G. Maunsell and Partners —
Consulting Engineers

E. W. H. GIFFORD
B. Sc., M.I.C.E. Senior Partner —
E. W. H. Gifford and Partners —
Consulting Engineers

The City of Perth, Western Australia, lies in a delightful situation on the North bank of the Swan River estuary. Suburban development has also taken place on the South bank of the river; communication had mainly depended on a ferry, but eventually a new bridge became essential for the proper development of the city. The site chosen was Mill Point, opposite the beautiful Kings Park, a prominent hill covered with mainly natural bush. The scheme for a new bridge here also envisaged the extension by filling of the banks on both sides and consequent narrowing of the river passage, and offered great possibilities for a bridge worthy of its beautiful setting (Fig. 1).

The consulting engineers were G. Maunsell & Partners; the design consultant for the deck structure was E. W. H. Gifford of Southampton; the consulting architects were William Holford & Partners. The general contractors were Christiani & Nielsen of Copenhagen in association with J. O. Clough & Son Pty. Ltd. of Perth.

The Government of Western Australia had originally proposed a crossing having a skew of about 30°. The Consulting Engineers, by means of adjustments to the shape of the filled approach banks, were able to avoid this skew completely, thus improving the appearance of the bridge and reducing its cost. They also obtained the Government's agreement to the use of B.S. 153 Highway Loading with a reduction factor of 80% instead of the Australian Standard. The latter is derived from the A.A.S.H.O. standard, in use in

North America, which is a somewhat arbitrary loading not dependent upon span, whereas the British Standard is a more logical interpretation of probable actual conditions and can be applied in proportion to local requirements. The design was also checked for a special vehicle weighing 75 tons.

The records of the borings show a layer of soft organic mud between 50 and 80 ft. thick overlying sands and clays which extend down to limestone bedrock 120 to 130 ft. below datum. The lower strata above bedrock provided a reliable founding layer and all the bridge piles reached their set in this stratum.

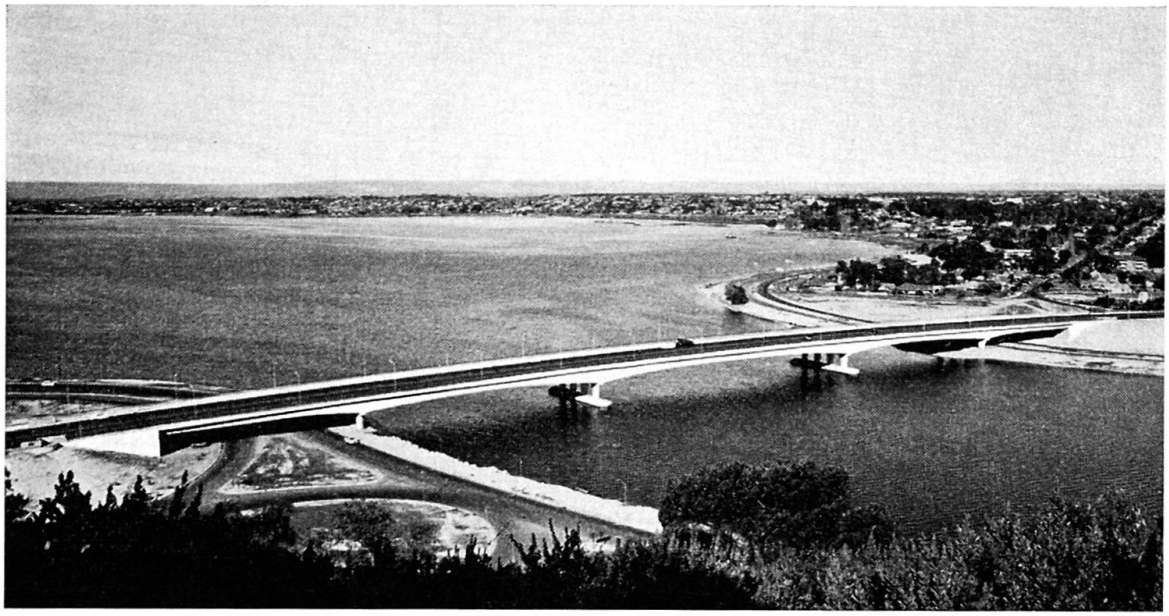


Fig. 1. View of Bridge.

It was necessary to provide for a six lane carriageway 70 ft. between kerbs with 8 ft. paths separated from a carriageway by 2 ft. kerbs and fences, and for a number of services. No median strip is used, so that the bridge may be operated on a four/two lanes basis as necessary. Navigation requirements were a height under the central span of 26 ft. above mean water level for a width of 230 ft. Tidal range is small and current low.

Several alternative designs, including one in steel, were considered; but a prestressed concrete design having five spans — of 160, 230, 320, 230 and 160 ft. — total 1,100 ft. — was finally chosen. The bridge, of deck girders, was built on formwork, and is fully continuous under live load, Fig. 2. It is anchored at the North abutment, all expansion movement being provided for at the South abutment by means of rocker bearings and a carriageway Demag joint. The columns, which are of reinforced concrete strengthened by means of cast steel double cantilever pieces, are arranged to rock, with stainless steel bearing plates top and bottom; and possible transverse movement is allowed

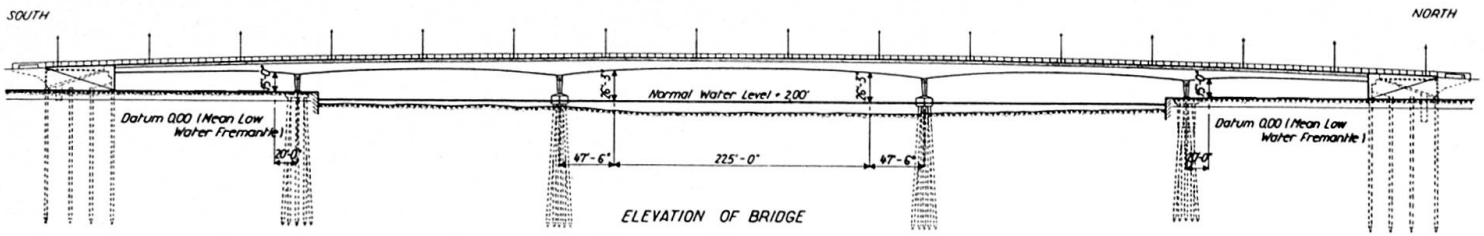


Fig. 2. Elevation.

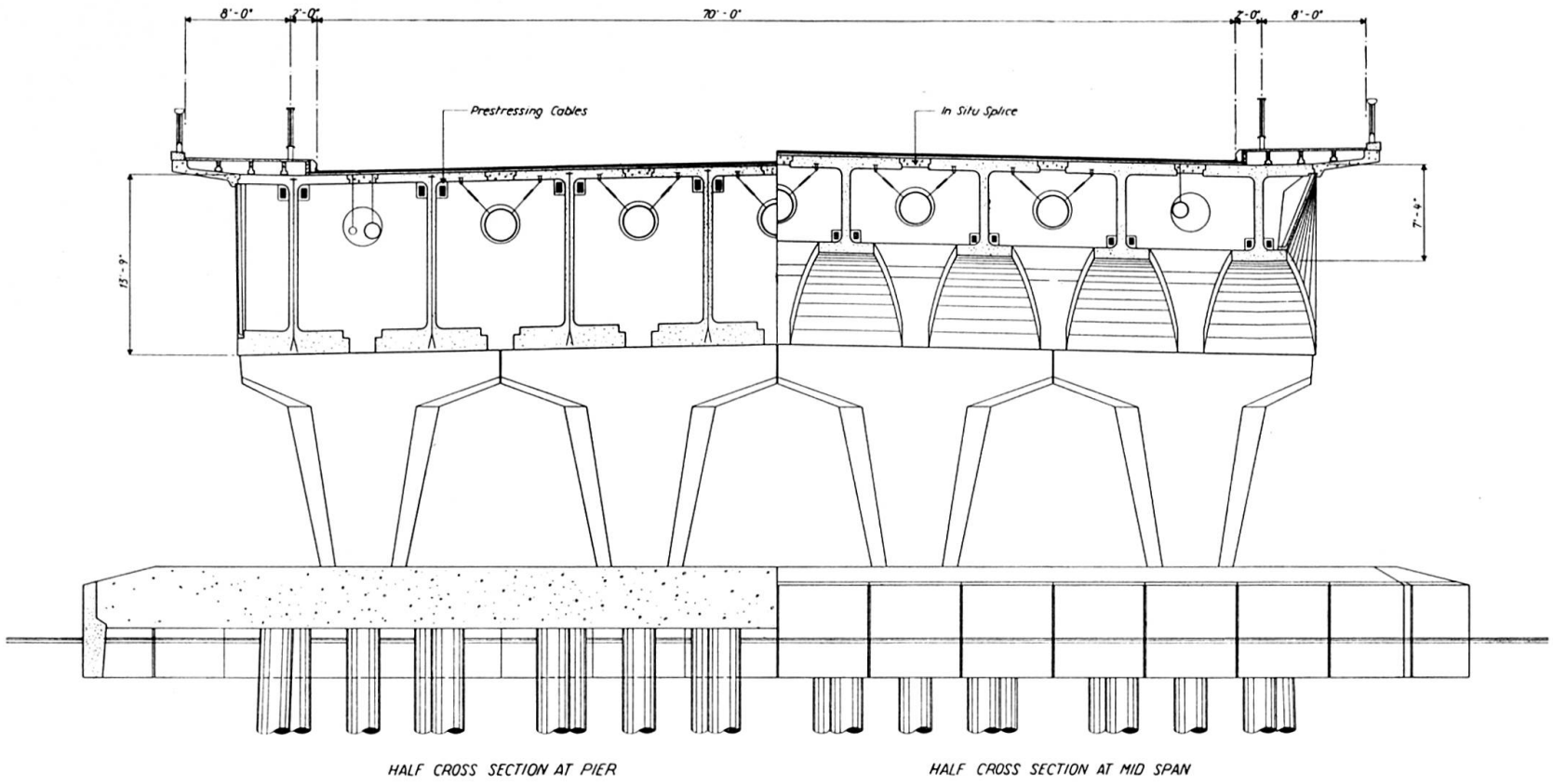


Fig. 3. Cross Section.

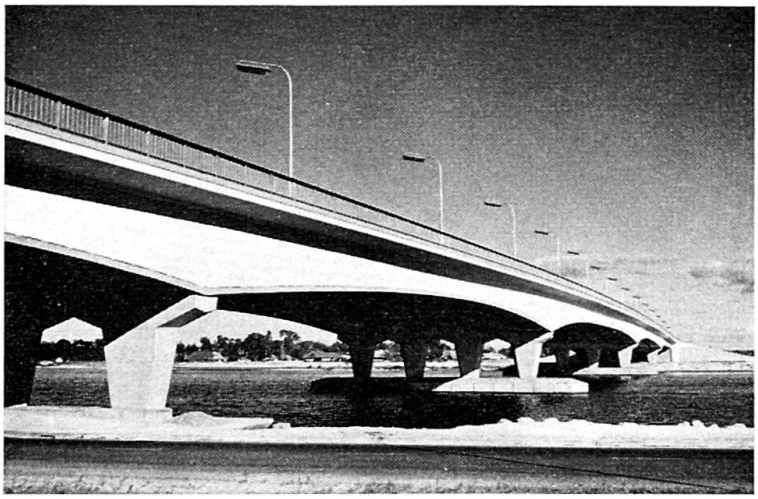


Fig. 4. Side View.

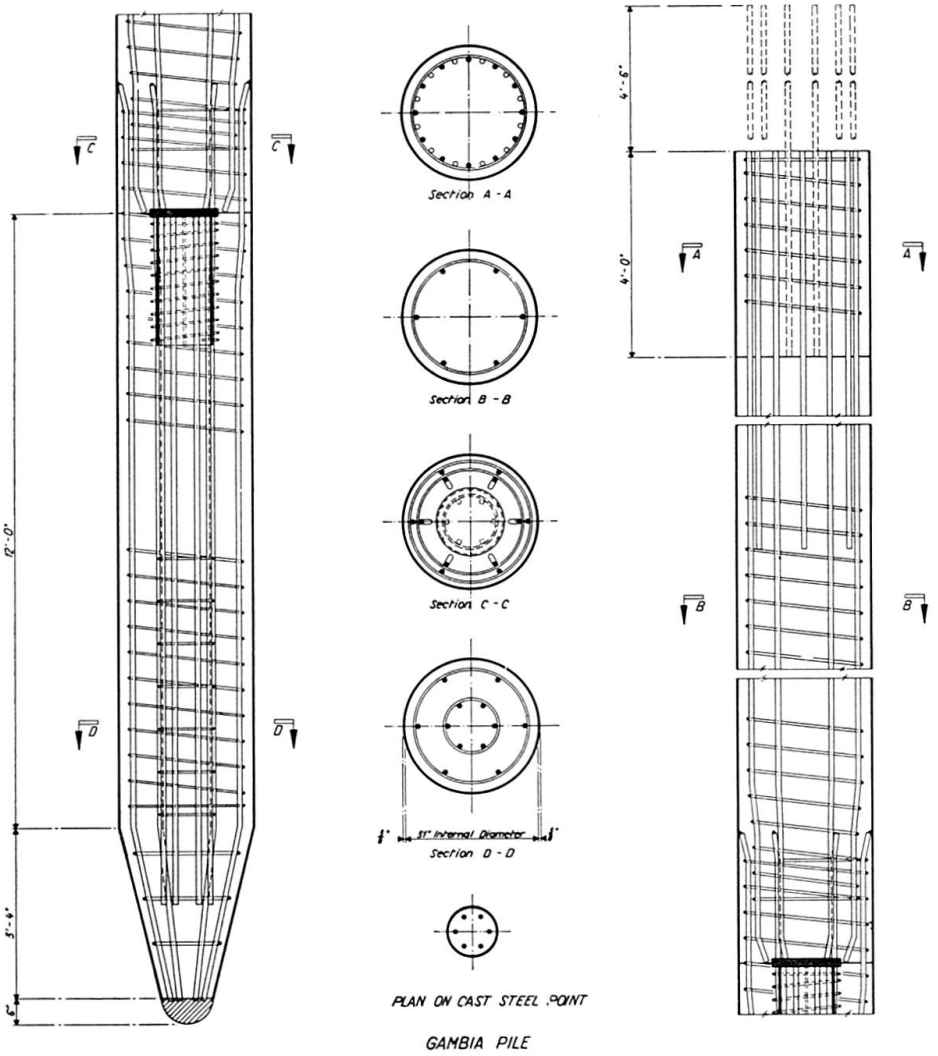


Fig. 5. Gambia Pile.

for by roller bearings. Bearing boxes are filled with "30 Equivalent Viscosity Temperature" tar to B.S. 76 type A or type B. The deck structure is of prestressed concrete, Fig. 3, and columns, piles and abutments of reinforced concrete; fences and lighting standards are of aluminium. The depth of filling material in the abutment is tapered from nil at the end of the bridge deck to the full height of the embankment at rear by means of a sloping slab.

Great care was taken over the appearance of the bridge; precast facing panels were used for the fascia beams, and for these and the footpath cantilevers white cement, white sand and crushed quartzite were used, Fig. 4. Similar materials were used for the abutments; all other concrete was made of normal Portland cement, river sand and crushed granodiorite to contrast with the white finish elsewhere.

Piling

The piles are of a type known as Gambia, Fig. 5. They consist of steel tubes of 31 in. inside diameter with conical steel points; the lowest 15 ft. of their length is filled with reinforced concrete. Driving was by a 10 or 12 ton cylindrical drop hammer on a coir packed anvil embedded in the top of this 15 ft. of reinforced concrete and the tube was lengthened as necessary during driving by welding on further lengths of tube. Hammer drops were limited to 4 ft. and were varied in proportion to the ease of driving. Finally cages or reinforcement were introduced and the pile filled with concrete. The lengths of the piles varied between 90 and 125 ft. Test piles were loaded to 400 tons but working loads do not exceed 250 tons.

The upper part of each pile was strengthened by the addition of extra reinforcement to cater for the bending moments to which this part of the pile was subject. The strength of the steel tube was ignored in design so that the structure would not be vulnerable to corrosion.

North Shore Problem

Prior to the letting of the Contract an extensive reclamation scheme was begun by pumping sand from the river bed, and this continued throughout the job. It was intended that this sand should replace the mud and that the North shore should ultimately consist of sand only down to the firm lower strata.

This was in fact generally achieved; but movement of temporary piles showed that a wedge of mud had been trapped near the North shore pier. To prevent future slips the area near the bridge was loaded temporarily with spoil while the approach banks were being built, and during this time many piles were driven. There was also considerable danger of sideways movement; and to meet this the local piles were specially designed. The lower part was

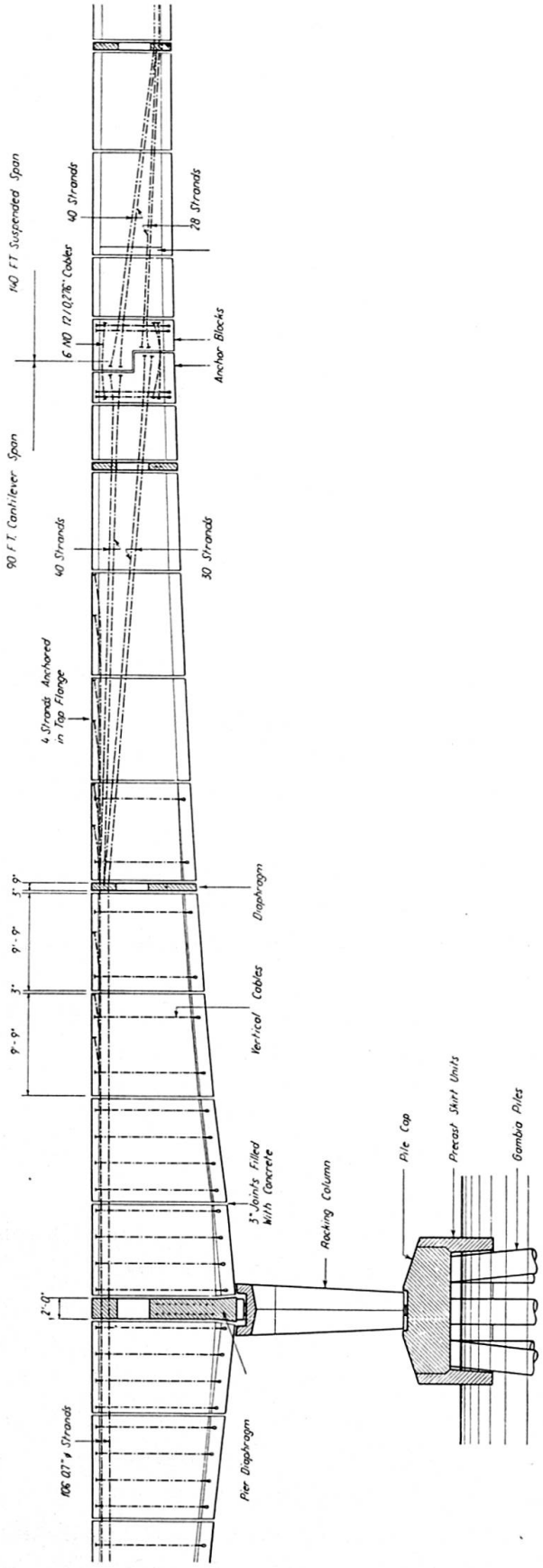


Fig. 6. Sectional Elevation of Main. Beam at River Pier.

standard; but the upper tube was swaged out in two stages to 37 and 42 inches diameter. The upper part of the pile column was precast and set in position touching the South side of the tube. By this means there was sufficient tolerance to allow for considerable movement of the soil and the tube without affecting the pile itself.

Deck Structure

The structural depths at certain points were limited by the necessary clearance gradients and road levels; within these limits span lengths and proportions were so chosen as to present the best appearance. The main beams were designed for self weight as a system of double cantilevers and suspended spans. A more satisfactory dead load bending moment distribution could be obtained in this way, with a shallower mid-span construction depth, than could have been achieved had the design been on the basis of simple continuity. The bridge was made continuous for live load by clamping together the anchorage blocks of the temporary hinges with short cables (Fig. 6).

The search for strength weight efficiency led to the evolution of exceptionally thin I beam sections, which are a particular feature of the structure. As the thicknesses of web and flanges are reduced this efficiency rises, but it was thought desirable to impose a minimum thickness of 8″. The beams were precast in 10 ft. long segments (Fig. 7) with separate diaphragms and anchor blocks.

It was not possible to accommodate within this thin section a cable big enough to carry the very large prestressing force, which was of the order of 2120 tons per beam. Internal ducts lead to the distortion of such a section and this greatly reduces efficiency. External cables were used chiefly to obviate this, though simpler casting and low cable friction were other reasons for their adoption.

In spite of the relief in shear force resulting from the slope of the bottom flange of the beam the thin webs needed vertical prestressing near the piers; and the vertical cables could be placed in ducts without difficulty because of the absence of internal main cables.

The problem of combined bending and shear at the piers was by no means an easy one. Elastic analysis was simple, because the vertical prestressing component could be adjusted sufficiently to keep the allowable principal tensile stress from shear below the chosen limit of 150 p.s.i. The principal tensile stress analysis of the whole section was, however, applicable to the elastic condition only, as the tensile cracks from bending which occur beyond the elastic range invalidated it. Since no published information on the ultimate behaviour of prestressed concrete beams subject to combined bending and shear appeared to exist, though many continuous and cantilever bridges had been built, a design procedure similar to that for normal reinforced con-

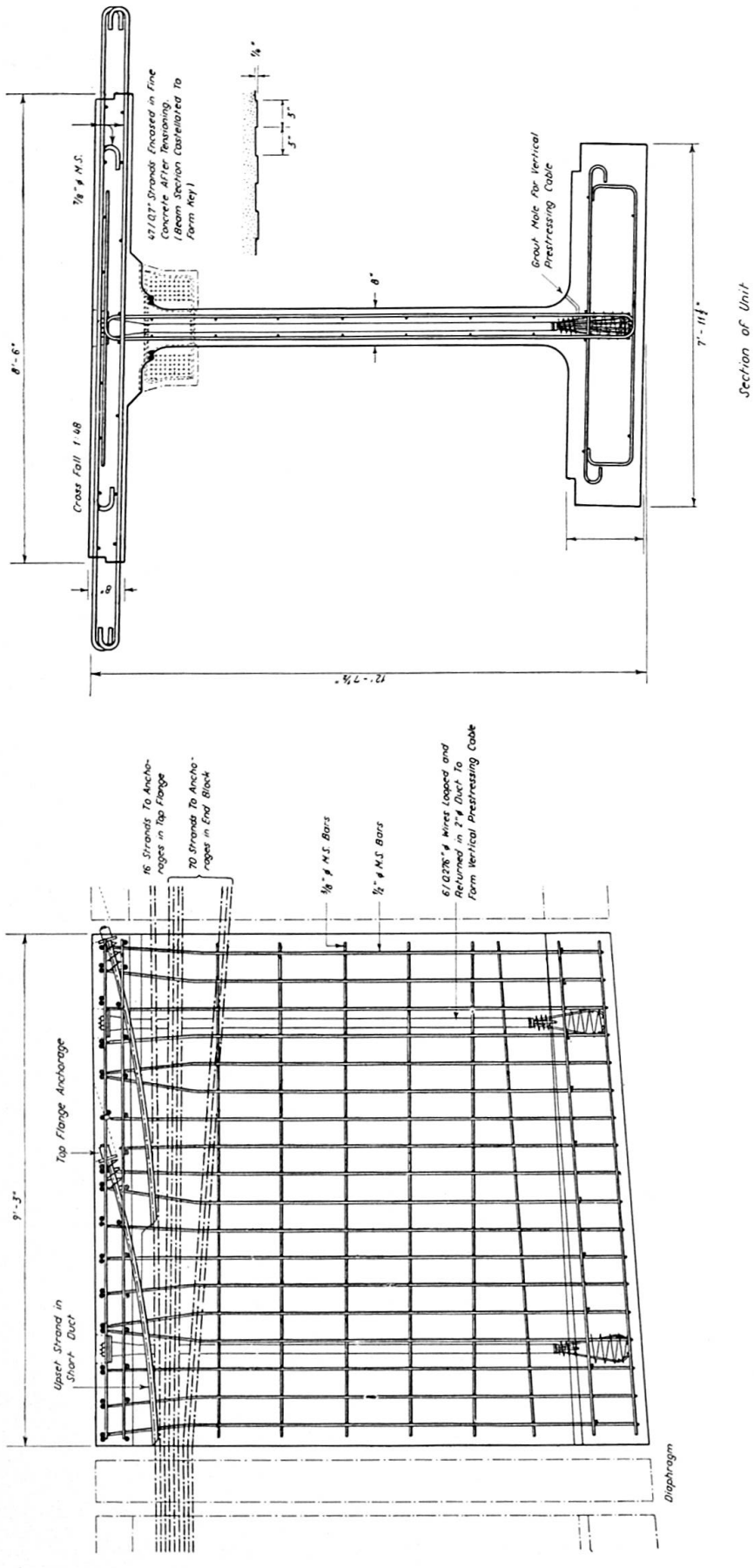


Fig. 7. Detail of Typical Beam Unit.

crete was used. A lattice system of compression in the concrete acting at an angle of 45°, and vertical tensile reinforcement, was assumed to act within the web. The vertical prestressing cables did not provide enough resistance at ultimate load, and they were therefore supplemented by normal mild steel stirrups. The net shear force acting on the beam was found by deducting from the total reaction the vertical components of the main cable force and the compression in the bottom flange resulting from the inclination of cables and flange to the beam axis.

It was decided to check design assumptions by testing a scale model, as little information appeared to exist on this subject. Such a test would also cover the validity of the assumptions made concerning bond in the main cable design. The model test not only showed that the assumptions made were on the safe side, but also that shear reinforcement was considerably overestimated, since when the beam failed by simple bending the stirrups appeared still to be working within the elastic range. The test also showed, however, that the adoption of the principal tensile stress analysis only would have led to premature shear failure.

Summary

The Narrows Bridge, the largest continuous prestressed precast bridge in the world, was completed in 1959. It was designed by British engineers using a type of pile and methods of prestressing and equipment developed in Great Britain. It has five spans of 160 ft., 230 ft., 320 ft., 230 ft., and 160 ft. giving an overall length of 1,100 ft. between abutments. It carries a six lane highway 70 ft. wide with footpaths on each side and joins the main part of the City of Perth to the extensive suburban development on the south bank of the Swan River which has hitherto been served by a single bridge, a considerable distance upstream.

Construction in prestressed concrete was decided upon after comparison between the prestressed concrete design and a second design in structural steel had shown that the bridge would be cheaper to build in prestressed concrete in the first place and would also cost less to maintain in the future.

Since the bridge occupies a prominent place in one of the country's beauty spots great attention was devoted to its appearance and British architects were engaged as consultants to ensure that the design would enhance the fine view provided by the City of Perth and its surrounding countryside.

The cost of the bridge was approximately £ 1,250,000 sterling.

Résumé

Le Pont des Narrows, le plus grand pont continu précontraint et préfabriqué du monde, a été terminé en 1959. Il a été conçu par des ingénieurs bri-

tanniques qui utilisèrent un genre de pieux, des procédés de précontrainte et du matériel développés en Grande-Bretagne. L'ouvrage comporte cinq travées de 49, 70, 98, 70 et de 49 mètres; la longueur totale est donc de 336 m entre culées. Le pont supporte une route à six voies large de 21,4 m, avec banquettes de chaque côté. Il réunit la partie principale de la ville de Perth à la banlieue en plein développement sur la rive sud de la rivière Swan; cette région était desservie auparavant par un seul pont, situé en amont à une distance appréciable.

On décida de construire l'ouvrage en béton précontraint après avoir fait une comparaison entre un projet en béton précontraint et un autre projet en acier, comparaison indiquant qu'il serait plus économique de construire le pont en béton précontraint et que l'entretien serait bien moins onéreux dans l'avenir.

Comme le pont occupe une place très en vue dans une des régions pittoresques du pays, on a apporté beaucoup de soin à son aspect et des architectes britanniques ont été engagés à titre de conseils afin de garantir que l'ouvrage rehausse le beau paysage que représente la ville de Perth et la campagne voisine.

Le coût du pont s'est élevé à environ £ 1 250 000 sterling.

Zusammenfassung

Der Bau der Narrows-Brücke, die z. Z. größte durchlaufende, vorfabrizierte Spannbetonbrücke der Welt, wurde 1959 vollendet.

Die für den Entwurf verantwortlichen britischen Ingenieure verwendeten Spannverfahren und Ausrüstungen sowie einen Pfahltyp, die in England entwickelt wurden. Die 5 Felder von 49, 70, 98, 70 und 49 m geben der Brücke eine Gesamtlänge von 336 m zwischen den Widerlagern. Die überführte Straße mit einem Gehweg auf jeder Seite hat 6 Fahrbahnen mit einer Gesamtbreite von 21,4 m und verbindet den Hauptteil der Stadt Perth mit den weitausgedehnten Vororten am Südufer des Swan-Flusses, die bis anhin nur eine weit flußaufwärts liegende Brücke zur Verfügung hatten.

Die Ausführung in Spannbeton wurde beschlossen, nachdem ein Vergleich zwischen dem Spannbetonentwurf und einer Ausführung in Stahl gezeigt hatte, daß für die Spannbetonlösung 1. die Baukosten niedriger waren und 2. mit weniger Unterhaltskosten für die Zukunft zu rechnen ist.

Da die Brücke einen wichtigen Platz in einer außerordentlich schönen Landschaft einnimmt, waren die ästhetischen Belange von großer Bedeutung, so daß man englische Architekten als Berater zuzog, um sicherzustellen, daß der Entwurf das schöne Bild der City von Perth und ihrer Umgebung noch verbessern würde.

Die Kosten der Brücke beliefen sich auf ca. £ 1,25 Millionen.

IVa2

Développements nouveaux dans la construction des ponts en Yougoslavie

Neue Entwicklungen im Brückenbau in Jugoslawien

New Developments in Bridge Building in Yugoslavia

B. ŽEŽELJ
Belgrade

Au Congrès, l'auteur a montré deux des plus importantes réalisations dans la technique yougoslave du béton armé et précontraint.

Le pont sur la Tisa, terminé en mai 1959, avec sa travée centrale de 154 m et un système de poutre rigide précontrainte et renforcée par un arc souple, est un exemple unique de l'application du béton précontraint dans la construction des ponts. Cette construction hardie et complexe a été réalisée par l'application de solutions nouvelles et originales dans la construction, surtout en ce qui concerne l'économie du cintre, les nouvelles méthodes de précontrainte et la réduction d'influences secondaires sur cette construction sensible.

Le pont de Novi Sad, encore en cours de construction et qui sera terminé vers le milieu de 1961, est le plus grand pont de chemin de fer du monde et se classe au deuxième rang de tous les ponts en béton. Cet ouvrage, de dimensions gigantesques, se distingue par sa haute conception technique et par plusieurs innovations techniques utilisées au cours de la construction. C'est un exemple intéressant d'un pont en arc en béton de grandes dimensions réalisé dans la plaine du Danube et fondé sur un terrain d'une résistance moyenne. Le cintre a été construit économiquement, calculé pour 40% du poids des arcs, ce qui impliquait un procédé original de bétonnage. Le cintre au-dessus de la voie navigable a été réalisé par un arc à deux articulations de 108 m de portée, composé d'éléments préfabriqués construits en encorbellement. La partie suspendue du tablier est exécutée par montage, ainsi que les contreventements.

Ces deux ponts ont été exécutés selon les études et projets de l'auteur.

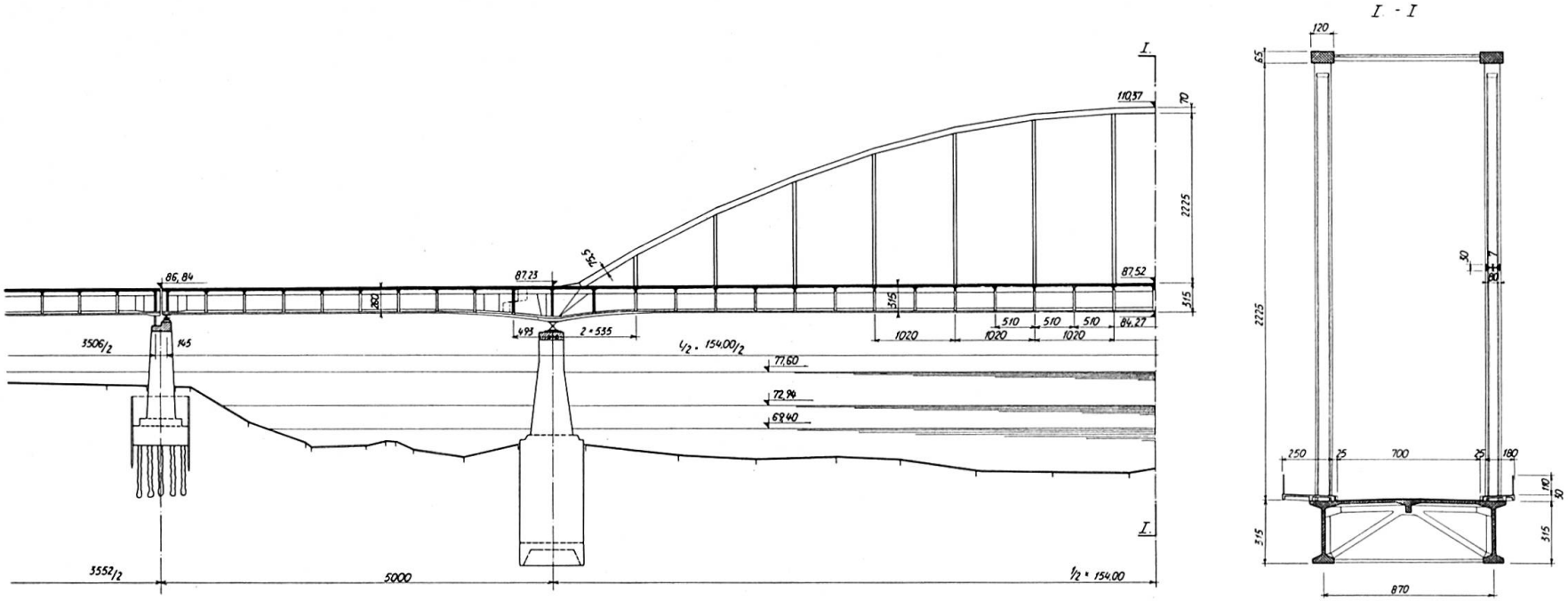

I - I
110,37
87,52
84,27
86,84
87,23
3506/2
145
2 × 535
1/2 · 154,00/2
77,60
72,94
69,40
3552/2
5000
1/2 × 154,00
2225
315
1020
510
870
700
250
25
180
120
65
80
110
30

Fig. 1.

I. Le pont sur la Tisa à Titel

Le nouvel ouvrage, situé sur les piles de l'ancien pont, est composé de deux constructions parallèles — routière et ferroviaire; le pont-route, dont nous parlons, est en béton précontraint et présente une longueur totale de 400 m (fig. 1 et 2). De toute la construction c'est la partie centrale, avec ses trois travées de 50 + 154 + 50 m, qui est la plus intéressante. La travée centrale, de 154 m, est une poutre rigide précontrainte et renforcée par un arc souple. La poutre est continue sur les trois travées. Au cours de l'exécution, on a prévu des joints de montage dans les travées latérales, à 5 m des piles médianes. De cette façon, l'ouvrage n'est continu que pour la charge mobile.

Le tablier a une largeur utile de 10 m, soit 7 m pour la chaussée et 2,50 m pour chaque trottoir.

Dans le projet, on a tâché d'obtenir le minimum de poids propre, en employant un béton de haute qualité — dans les arcs 600 kg/cm^2, avec des contraintes admissibles atteignant 150 kg/cm^2. La poutre principale de rigidité

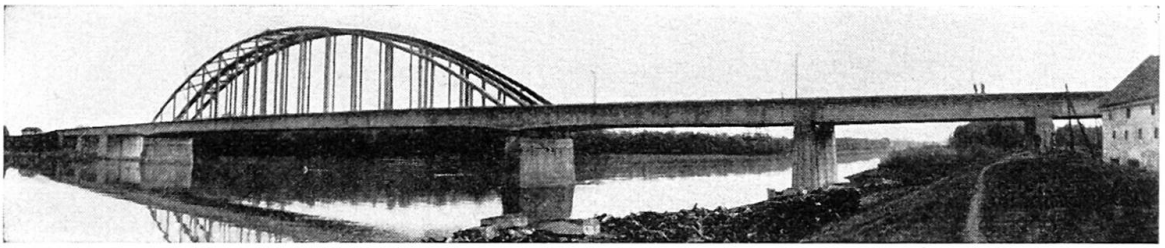


Fig. 2.

a une section en forme de double T, avec une âme mince; les entretoises sont en forme de treillis. L'épaisseur de la dalle du tablier est réduite au minimum.

La directrice de l'arc a une forme polygonale avec un surbaissement de 1 : 6,4. Les arcs sont écartés de 8,80 m; leur hauteur varie de 65 cm à la clef à 75 cm aux naissances avec une largeur constante de 1,20 m.

Les arcs sont contreventés par des treillis composés d'éléments préfabriqués en béton précontraint et ils sont reliés par trois raidisseurs transversaux disposés au-dessous du tablier.

Les suspentes, de section en double T, sont aussi préfabriquées et espacées de 10,20 m. Les câbles sont disposés à l'extérieur des âmes des suspentes et protégés par du gunite.

Les deux poutres principales ont une hauteur de 3,15 m, avec des membrures de 1,10 m et 1,30 m de large: l'épaisseur de l'âme est de 16 cm. Les câbles sont disposés à l'extérieur des âmes.

Le tablier est composé de dalles à armature croisée s'appuyant sur les poutres principales, le longeron et les entretoises. Les entretoises et la dalle

sont précontraintes transversalement, ce qui assure une liaison parfaite entre les deux poutres principales.

Comme le système statique est très sensible aux influences provenant du retrait et du fluage, il était nécessaire de soutenir pendant quelques mois les arcs par des vérins, disposés à la clef et qui compensaient ainsi la majeure partie de ces influences. Comme la section de l'arc à la clef était restreinte, on ne pouvait pas relever toute la construction par les vérins, mais seulement les poutres et les arcs, sans dalle et sans entretoises.

Ce sont ces principes qui inspirèrent toute la conception du projet et même de l'exécution.

Le calcul de l'ouvrage a été divisé en 7 cas de charge, ce qui a provoqué le changement du système élémentaire de la construction même.

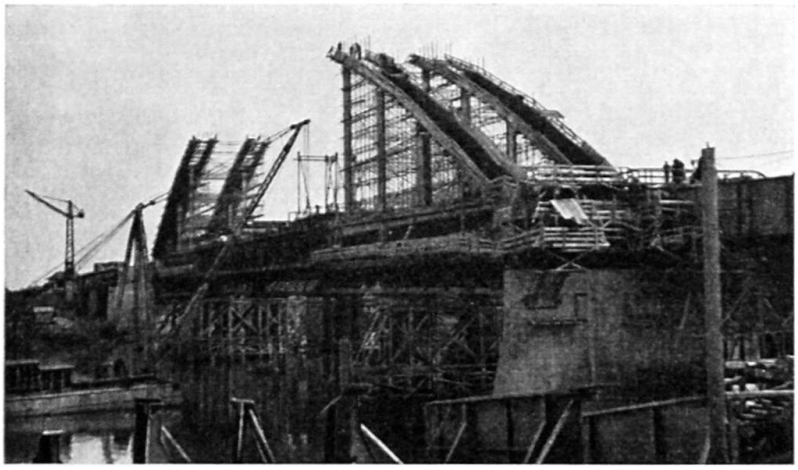


Fig. 3.

On a bétonné d'abord les poutres de rigidité. Après leur mise en précontrainte, elles continuèrent de s'appuyer sur les quatre piles d'échafaudage. On a ainsi obtenu — dans cette phase — deux poutres continues, précontraintes par 1100 t chacune, supportant au cours de l'exécution, le poids de l'échafaudage tubulaire et le poids du béton des suspentes, des arcs et des contreventements.

Pour la réalisation de la précontrainte des poutres (voir fig. 3) on a utilisé des câbles de 6 fils de 5 mm disposés en deux couches et placés à l'extérieur de l'âme de la poutre — 50 câbles dans chaque couche — disposés librement le long de la poutre. On a obtenu la position verticale désirée de chaque couche de câbles en tirant le faisceau de 50 câbles aux endroits prévus. La position des couches des câbles changeait au cours de différentes phases d'exécution. La protection a été obtenue par gunitage de chaque couche de câbles séparément.

L'application de vérins aux clefs des arcs permit le décintrement. La clef n'était bloquée qu'après 4 mois. Après blocage des arcs aux clefs, on a procédé

au montage des éléments préfabriqués des entretoises et au bétonnage de la dalle. On a effectué en même temps le reste de la précontrainte des poutres, par une nouvelle force de 1100 t, ce qui fait au total 2200 t pour chaque poutre.

Enfin on a monté les poutres dans les travées latérales sans la dalle du tablier. Ces poutres ont été bétonnées sur les ouvrages des travées d'inondation. La mise en place a été exécutée par ripage longitudinal à l'aide d'un chaland.

Fig. 4.

A la fin, on a bloqué les joints provisoires dans les travées latérales.

L'essai de charge du pont a été réalisé à l'aide de trois paires de camions lourds avec leurs remorques. Le comportement du pont s'avéra conforme aux hypothèses du calcul et presque totalement élastique.

II. Pont sur le Danube à Novi Sad

Le pont traverse le Danube dans le port de Novi Sad à l'endroit où le lit du fleuve présente une courbure très accentuée. Le gabarit de navigation de 190 m était exigé sur la rive gauche. Le pont est prévu pour la circulation routière et ferroviaire.

L'ouvrage, d'une longueur totale de 466 m (fig. 5 et 6), est exécuté en béton armé et en béton précontraint. La grande travée a une portée de 211 m et une flèche de 32 m, la petite travée une portée de 166 m.

La largeur totale du tablier est de 20,15 m avec une bande ferroviaire de 4,40 m, une chaussée de 9 m et deux trottoirs d'une largeur totale de 6 m.

Les deux arcs sont construits d'après le même principe: encastrés, surbaissés au 1 : 6,5, section en caisson, avec moments d'inertie variables. L'écarte-

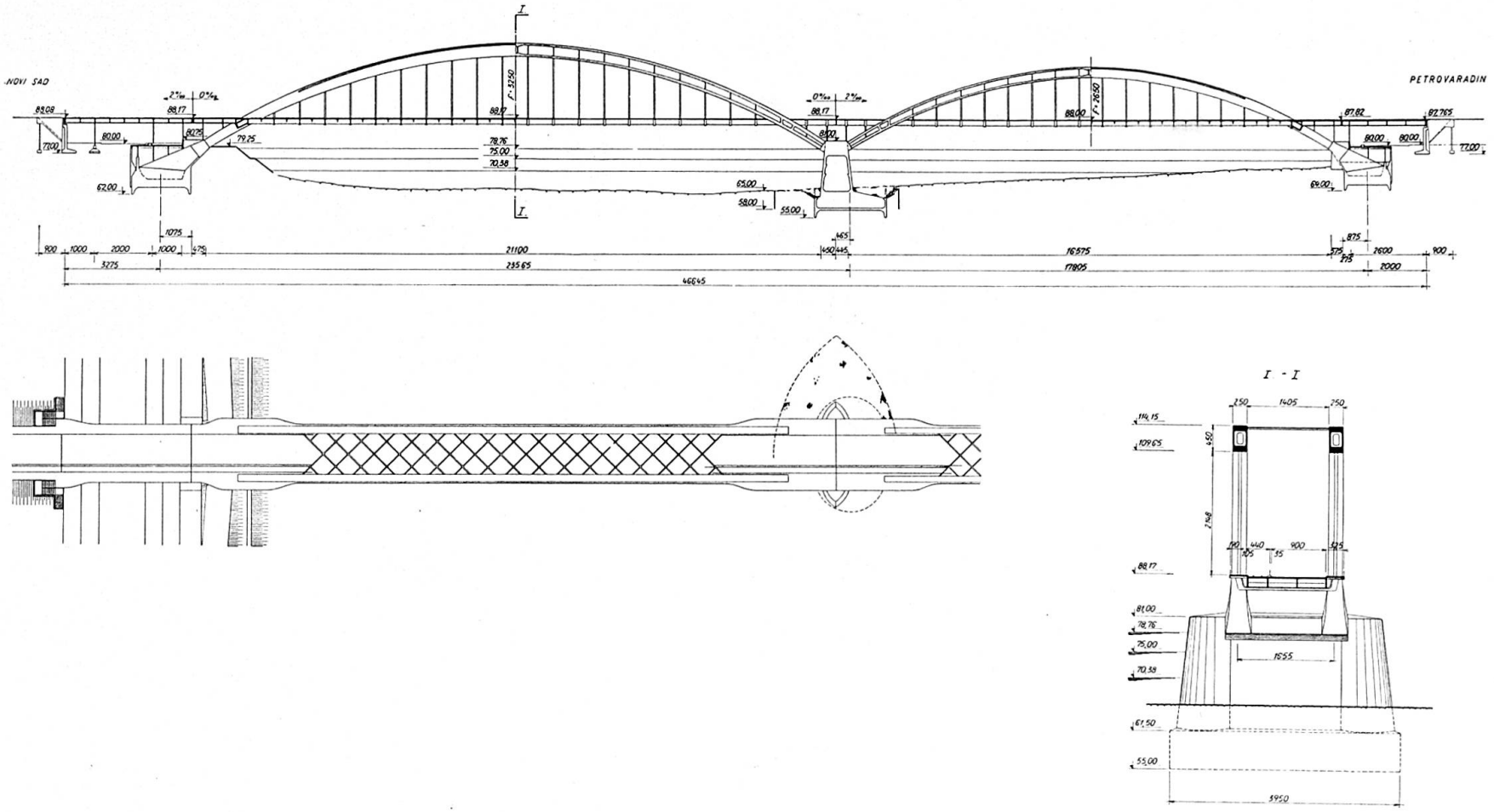

NOVI SAD
PETROVARADIN
I
I
I - I
f = 32,50
f = 26,50
88,08
88,17
80,00
79,25
78,76
75,00
70,38
65,00
58,00
55,00
87,82
87,765
77,00
64,00
1075
100
1000
2000
1000
475
3275
21100
23565
465
450
445
16575
17805
875
575
275
2600
900
2000
46645
114,15
109,65
450
2168
150
440
105
35
900
425
88,17
81,00
78,76
75,00
70,38
61,50
55,00
1655
5950

Fig. 5.

ment des arcs est de 16,55 m. La hauteur du caisson dans la grande travée varie de 4,40 m à la clef à 3,20 m aux naissances. Sa largeur est de 2,50 m, mais — au-dessous du tablier — elle augmente jusqu'à 4,70 m. L'épaisseur des dalles est en moyenne de 80 cm. Les voiles longitudinaux ont une épaisseur constante de 25 cm.

Les arcs sont contreventés par des treillis composés d'éléments préfabriqués en béton précontraint. Au-dessous du tablier, les arcs sont liés entre eux par une entretoise en caisson et forment ainsi un cadre rigide capable de résister aux forces horizontales agissant sur le tablier.

Les suspentes, écartées de 8,70 m, sont préfabriquées, en béton précontraint et ancrées dans les entretoises principales, également préfabriquées et

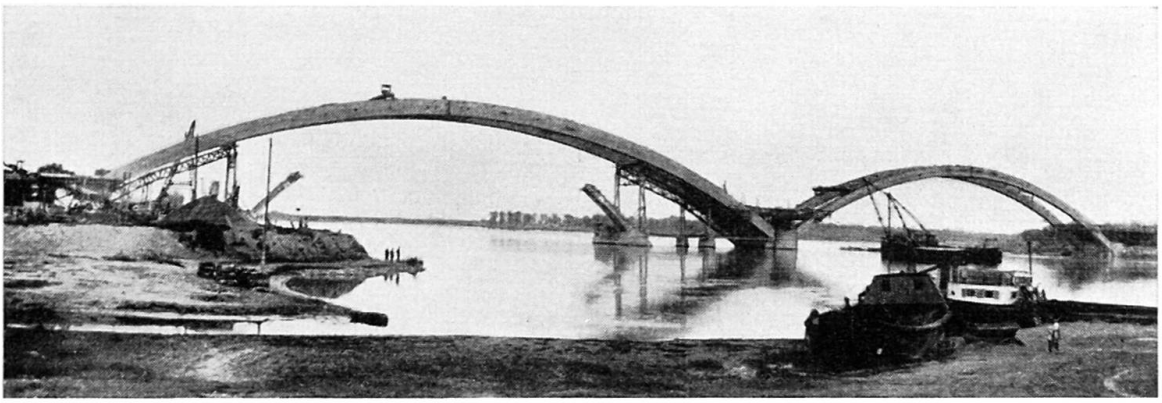


Fig. 6.

en béton précontraint. Le tablier est composé de dalles à armature croisée, s'appuyant sur les quatre longerons, les entretoises principales et les entretoises secondaires.

Le tablier est divisé par des joints de dilatation prévus au dessus des poteaux et au milieu de chaque portée.

La fondation des trois piles principales est effectuée à l'aide de caissons à air comprimé.

Les piles extrêmes sont sollicitées par des forces horizontales de 8700 et de 5600 t. Elles sont en béton armé de dimensions 25/20 m et de 24/16 m. Derrière ces piles, on a prévu des voiles en béton armé, s'appuyant aux piles par intermédiaire de neuf vérins hydrauliques. On obtient ainsi la possibilité d'activer la butée derrière les culées — jusqu'à 4000 t, avec une compression du terrain sablonneux en trois phases, avant de claver les arcs.

La pile intermédiaire est sollicitée par des forces horizontales inégales. Le caisson de dimensions 39/24 m et d'une surface de 833 m^2, est exécuté en béton précontraint. Le caisson et la pile ont la forme d'une caisse renforcée par des voiles verticaux. Les vides du caisson sont remplis de béton, tandis que la pile est restée vide.

Le couteau, la dalle inférieure et les parois extérieures, prolongées jusqu'à 9,80 m, ont été exécutés sur la rive gauche.

Le caisson, d'un poids de 3200 t, a été noyé pneumatiquement jusqu'à la profondeur de flottage, après que l'on eût creusé la rive, le caisson a ensuite été remorqué jusqu'à son emplacement définitif et fondé sur une couche de gravier, à 15 m sous l'étiage.

Pendant les travaux, on devait maintenir la navigation sur une passe de 100 m. — Dans la grande travée, le cintre (fig. 7) a été réalisé par un arc à

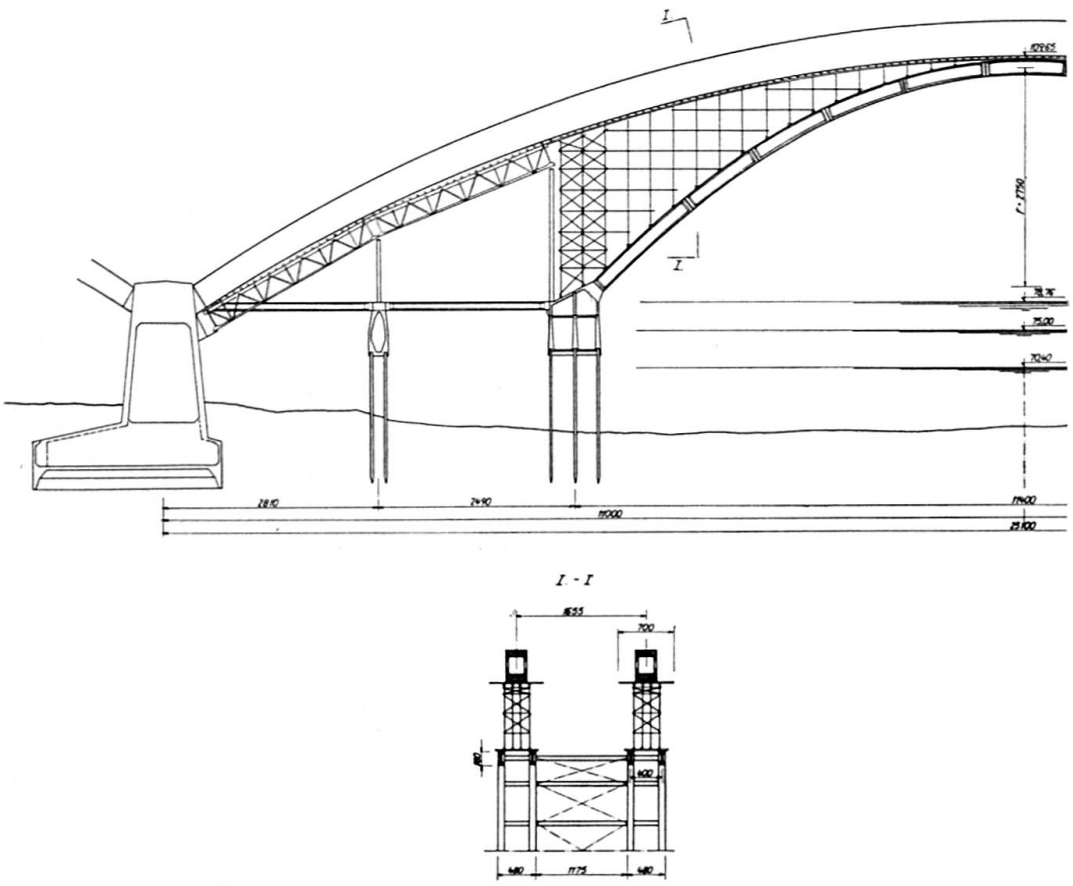


Fig. 7.

deux articulations de 108 m de portée — composé par des éléments préfabriqués. Les poussées de ces arcs sont transmises aux culées du pont par l'intermédiaire de poutres en béton armé. Les quatre arcs sont liés entre eux par des poutrelles préfabriquées et par des diagonales croisées, formées de câbles mis en tension.

L'assemblage de ces arcs a été effectué par montage en porte à faux (voir fig. 8). Chaque élément — d'un poids de 16 t — s'appuie à l'aide d'une articulation sur l'élément précédent, et est accroché aux câbles à son extrémité supérieure. Quand le montage du dernier élément à la clef est terminé, tous les joints entre les éléments sont articulés, pour que l'on puisse régler le poly-

gone funiculaire à l'aide des tirants en acier. Après le réglage, on bloque les joints par du mortier vibré et par des boulons en acier.

Dans la travée de 166 m et dans les parties latérales de la grande travée, on a utilisé des anciens treillis du génie, appuyés sur des poteaux en béton armé fondés sur pieux.

La partie supérieure du cintre était constituée de tubes d'acier.

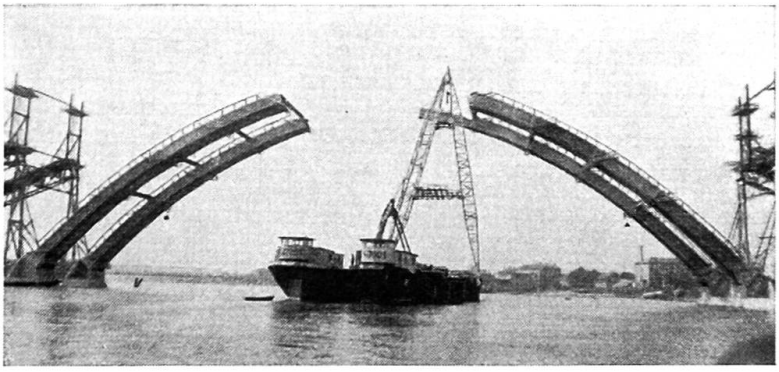


Fig. 8.

Fig. 9.

Le cintre n'a été calculé que pour 40% du poids des arcs. Cette économie de cintre a exigé un procédé spécial de bétonnage des arcs. Après le bétonnage du premier anneau — on a appliqué à la clef, par des vérins, une force égale à la poussée horizontale due au poids du premier anneau.

La force appliquée à la clef provoqua des déformations élastiques et plastiques dans le premier anneau. Pour cette raison, le hourdis supérieur a dû être bétonné sans liaison avec le hourdis inférieur, pour que le second anneau ait la possibilité d'effectuer les déformations correspondantes, sans nuire à la

liaison entre les anneaux. C'est pour cela qu'on a bétonné les voiles longitudinaux en troisième phase, après que le béton du premier et du deuxième anneau eût subi la majeure partie des effets du retrait et du fluage.

Pour mieux assurer la liaison entre les trois phases, on a mis les voiles longitudinaux en précontrainte.

Après le décintrement, les arcs resteront en charge pendant six mois. Il est possible de compenser dans cette période la majeure partie des déformations dues au retrait, au fluage et au déplacement des appuis. On n'a prévu de vérins que pour le poids des arcs, des suspentes et des entretoises principales — mais non celui des dalles.

Les arcs terminés, on procède au décintrement et à la libération du lit du fleuve. Les suspentes et la chaussée doivent être exécutées au montage.

Les suspentes et les entretoises sont préfabriquées sur la rive avant le transport. Les suspentes sont mises en précontrainte partielle, tandis que la mise en précontrainte des entretoises principales est effectuée complètement sur la rive. La partie préfabriquée des entretoises est construite de manière à servir d'appui aux coffrages des dalles et des longerons du tablier.

Le montage du contreventement, des suspentes et des entretoises s'effectue à l'aide de deux grues improvisées (fig. 9), se mouvant sur des rails posés sur la face supérieure des arcs.

Résumé

L'auteur décrit deux ouvrages importants, caractérisés par l'utilisation de nouvelles méthodes de construction en béton armé et en béton précontraint.

Il s'agit du pont sur le Tisa, une poutre précontrainte de 154 m de portée renforcée par un arc souple, et du pont de Novi Sad avec deux arcs de 211 et 166 m en béton armé.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt zwei wichtige Bauwerke, zu deren Herstellung man neue Methoden des Eisenbeton- und Spannbetonbaues benützte.

Es handelt sich um die Brücke über die Tisa, ein Langerscher Balken aus Spannbeton mit einer Mittelöffnung von 154 m und um die Novi-Sad-Brücke, eine zweifeldrige Eisenbetonbogenbrücke mit 211 und 166 m Spannweite.

Summary

The author gives a description of two important structures in which new methods in reinforced and prestressed concrete are employed.

The bridge over the river Tisa, a prestressed bow-string arch structure with a span of 154 and the Novi Sad bridge in reinforced concrete with two arches spanning 211 and 166 m.

IVa3

Entwicklungen im Massivbrückenbau

Developments in the Construction of Concrete Bridges

Développements dans la construction des ponts en béton

ULRICH FINSTERWALDER
München

Mit meinen Ausführungen schließe ich an meine Vorträge auf den Tagungen der IVBH 1936 in Berlin, 1952 in Cambridge und 1956 in Lissabon an und berichte über die weitere Ausgestaltung des bekannten DYWIDAG-Spannbetons sowie über neue, nach dieser Bauweise entwickelte Konstruktionsformen.

Die Erfahrungen mit dem durch einen Reckvorgang mit anschließendem Anlassen auf 80 kg/mm² Streckgrenze gebrachten naturharten Stahl St 105 sind weiterhin günstig. Insbesondere haben sich in der Praxis keinerlei Sprödbrüche ergeben.

Um die Schwingungsfestigkeit des Spannstabes zu verbessern, wurde das

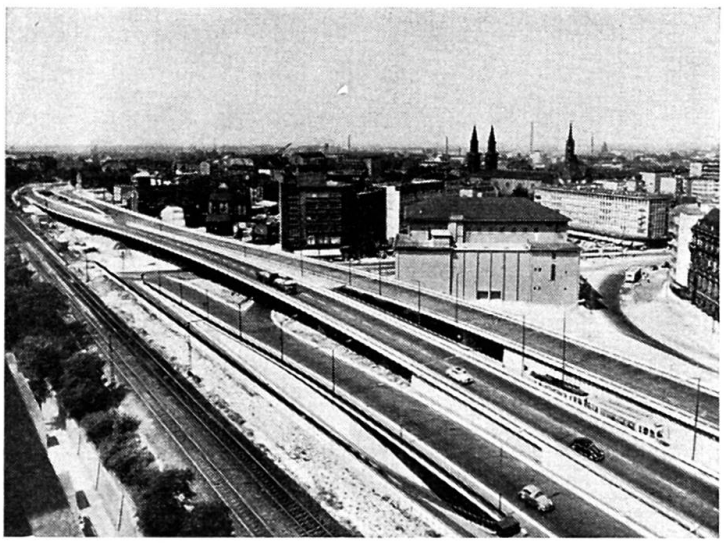


Fig. 1. Hochstraße Ludwigshafen.

metrische Rollgewinde durch ein Sondergewinde mit größerem Ausrundungshalbmesser im Gewindegrund ersetzt. Die Schwingungsfestigkeit konnte hierdurch um 30% auf 1400 kg/cm gesteigert werden.

Eine neue Konstruktionsform verlangt die Projektierung von Hochstraßen.

Unter Hochstraßen werden im neuzeitlichen Straßenbau Brückenstraßen verstanden, die im allgemeinen unmittelbar über dem Verkehrsraum der normalen Straßenebene liegen und beliebig lang sein können. Das Bauwerk «Hochstraße» muß der normalen Straßenebene weitgehend Planungsfreiheit belassen, d. h. möglichst an allen Stellen und in beliebigen Winkeln Kreuzungen ermöglichen. Der Raum unter der Hochstraße muß als Fahrbahn in Längsrichtung, zur Ausbildung der Anschlüsse an Stadtstraßen, als Parkplatz

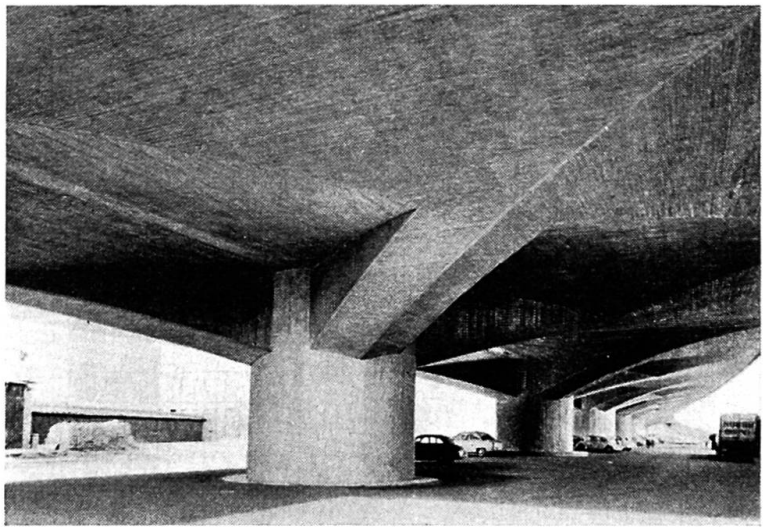


Fig. 2. Hochstraße Ludwigshafen (Untersicht).

und generell als überdeckter Raum verwendet werden können. Dazu sind mittig angeordnete Pfeiler vorteilhaft, die als Ordnungsprinzip dienen und den Raum unter der Straße in bestmöglicher Weise verfügbar machen. Das als Hochstraße ausgeführte Rampenbauwerk der Rheinbrücke in Ludwigshafen ist eine Aneinanderreihung von Platten, die jeweils aus einem Pfeiler auskragen. Das Konstruktionsprinzip am Beispiel eines Einzelpilzes einer Hochstraße von 32 m Breite ist im Bild mit Diagonalschnitt und Untersicht dargestellt. Die in der Untersichtdarstellung mit Schichtlinien gezeichnete Spannbetonplatte ist an den Rändern sowie längs der seitenparallelen Mittellinien 30 cm dick. Sie ist gegen die Viertelspunkte des Grundrisses pyramidenförmig auf 1 m verstärkt. Die Pyramidenflächen sind ganz flach zylindrisch gewölbt und setzen sich in der Unterfläche der diagonal angeordneten Kragrippen bis zum Schnitt mit der runden Mittelstütze fort. Diese Form bildet die Stützfläche für das quadratische Netz der Spannglieder, welches unter der Oberfläche der Fahrbahnplatte liegt. Die unter der Belastung auftretenden

Spannungen wurden an einem Modell 1 : 40 im Institut von Prof. RÜSCH an der Techn. Hochschule München ermittelt.

Benachbarte Pilze sind durch Fugen voneinander getrennt. Wie die Fig. 3 zeigt, sind die Endverankerungen der Spannglieder an diesen Stellen zur Aufnahme von Querkräften ausgebildet.

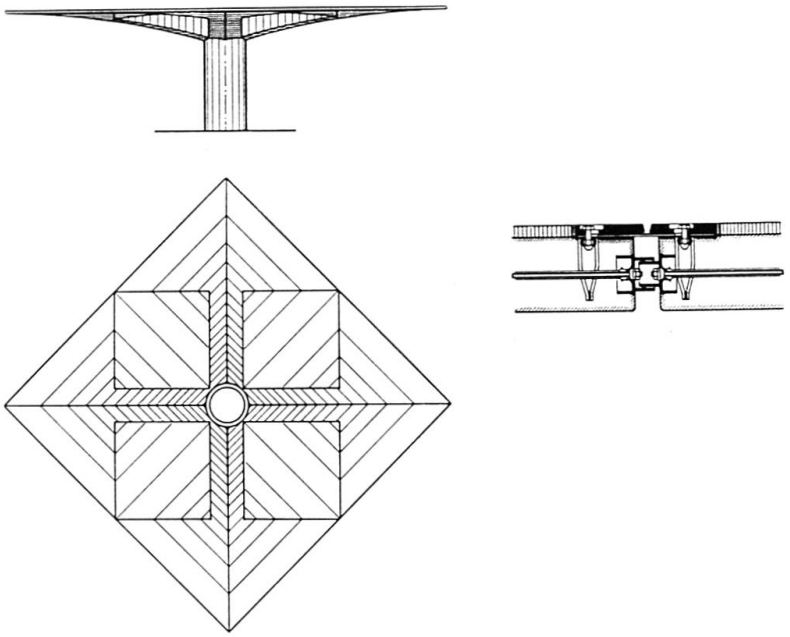


Fig. 3. Ansicht und Untersicht, Detail: Fugenkonstruktion und Endverankerung.

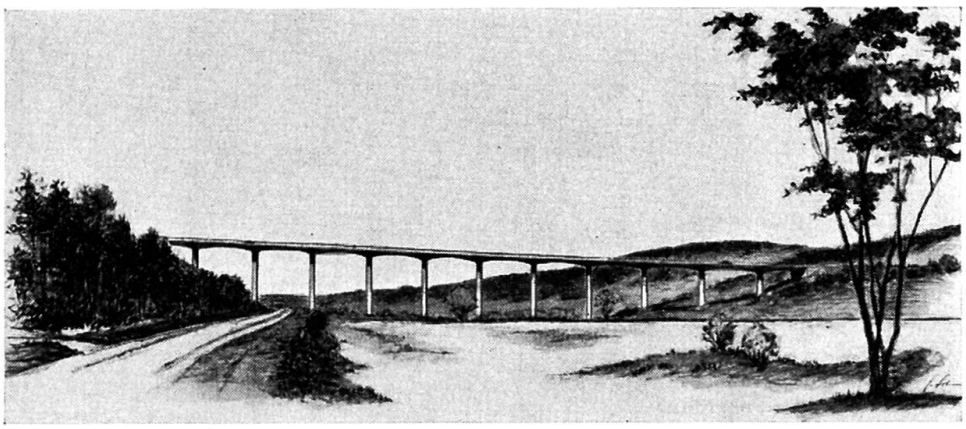


Fig. 4. Fechingertalbrücke (Projekt).

Die Anpassungsfähigkeit der Pilzlösung geht daraus hervor, daß die 28 Pilze der Ludwigshafener Hochstraße in der Breite von 12 bis 30 m variieren. Sie liegen auch im Gefälle und in der Kurve mit starker Querneigung. Aber auch bei großen Höhen und gleichmäßigen Fahrbahnbreiten ist diese Konstruktionsform insbesondere bei schrägen Talüberquerungen und Hangstraßen anwendbar und sogar eine besonders wirtschaftliche Lösung. Ihr eigener Reiz

liegt in der durch die Anordnung der Mittelstützen erreichten Eleganz der Trassierung, aber auch in der Unterstreichung des Stützenrhythmus durch die sich zu flachen Bogen ergänzenden Pilze.

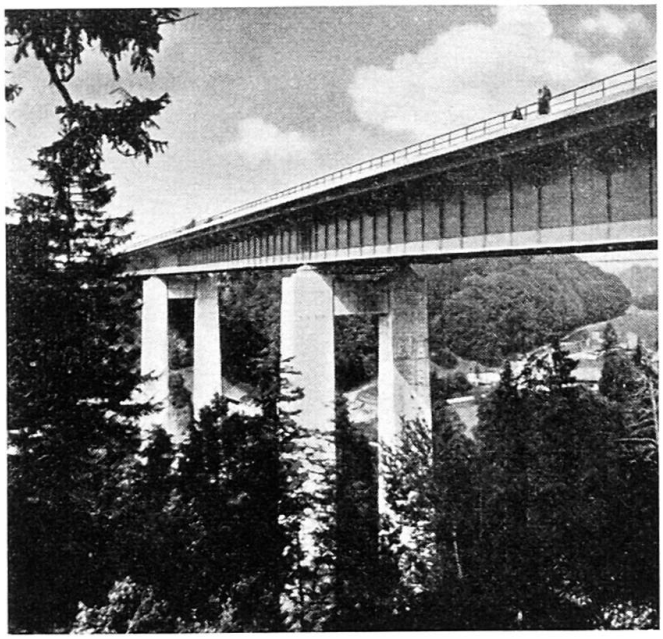


Fig. 5. Mangfallbrücke (Stahlkonstruktion).

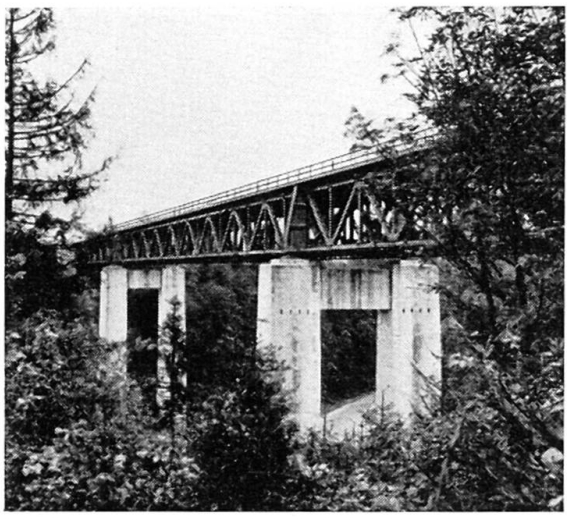


Fig. 6. Mangfallbrücke (Behelfsbrücke).

Die Figuren 5—7 zeigen die Mangfallbrücke von 1936, eine Stahlkonstruktion aus 2 Blechträgern, die Behelfsbrücke, die nach dem S.K.R.-System nach Kriegsende errichtet wurde, und die neue Spannbetonbrücke. Vorhanden waren noch die beiden Pfeilerpaare, die den Hauptträgerabstand von 12,50 m vorschrieben. Die Spannungen betrugen 90, 108 und 90 m, die Höhe über dem Mangfalltal 60 m.

Der öffentliche Wettbewerb erbrachte 7 Vorschläge in Stahl und einen in Spannbeton, der als billigste Lösung zur Ausführung kam. Für das Fachwerk sprach die Möglichkeit der Belichtung für die geforderte unten liegende Ortsfahrbahn. Ein Fachwerk mit fallenden oder steigenden Diagonalen wäre, insbesondere wegen der Nebenspannungen, einfacher gewesen. Dem Entwurf lag

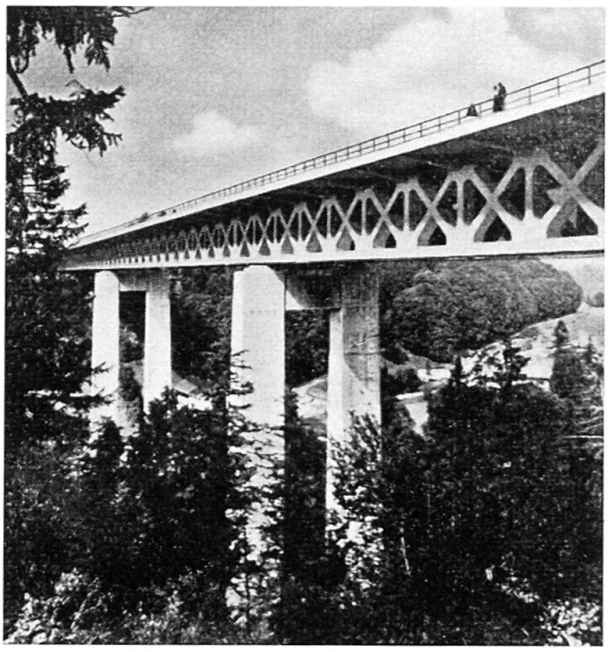


Fig. 7. Mangfallbrücke (Spannbetonbrücke).

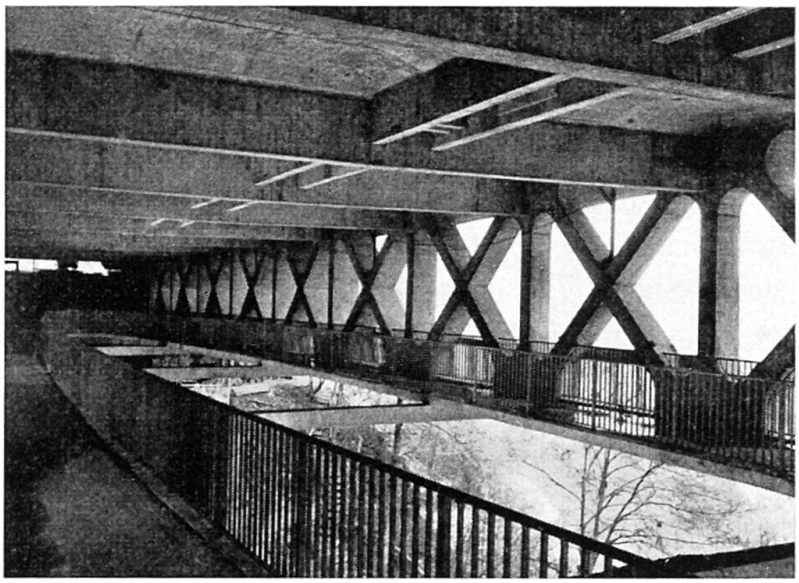


Fig. 8. Mangfallbrücke (Innenansicht).

aber die Idee zugrunde, kein rein technisches Bauwerk zu errichten, sondern ein technisches Bauwerk, bei dem auch für die Schönheit etwas getan ist. Infolgedessen wurde ein Fachwerkträger gewählt, dessen System von sich

kreuzenden Diagonalen dem Bauwerk eine im Massivbau bisher unbekannte Leichtigkeit und eine ornamentale Wirkung verleiht.

Die Breite der Diagonalstäbe liegt zwischen 66 cm in der Feldmitte und 220 cm über den Stützen, die Dicke ist konstant 44 cm. Die obere Fahrbahnplatte, die dem Autobahnverkehr dient, kragt auf jeder Seite 4,10 m vor, so daß sich eine gesamte Fahrbahnbreite von 23,50 m ergibt.

Da diese Brücke in 48 Abschnitten von einem Widerlager zum anderen in

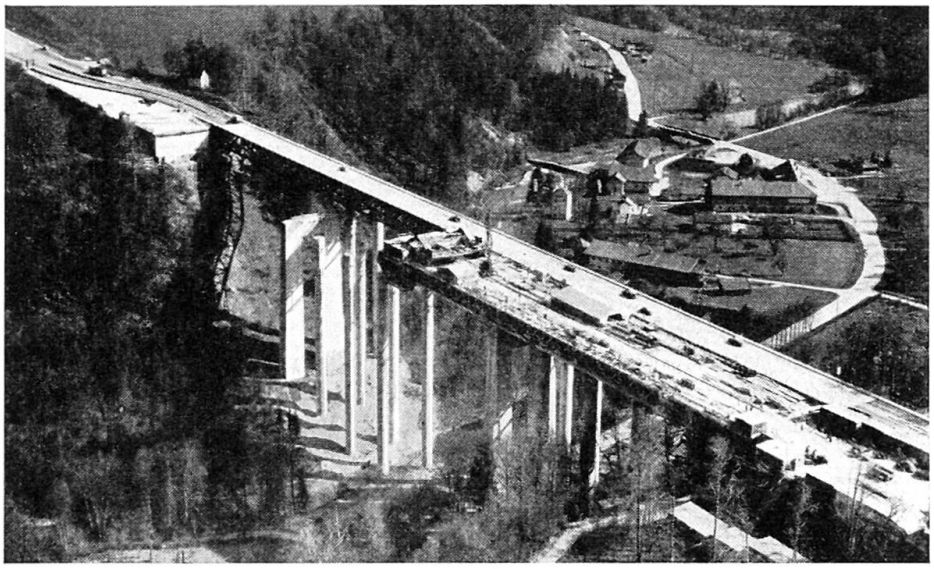


Fig. 9. Mangfallbrücke.

einer Richtung frei vorgebaut wurde, waren Zwischenstützen erforderlich, die im allgemeinen im dreifachen Felderabstand, $3 \times 6 = 18$ m, im Anschluß an die Pfeiler jedoch im 9fachen Felderabstand, $9 \times 6 = 54$ m, errichtet wurden. Die Arbeiten wurden wettergeschützt in einem Vorbauwagen ausgeführt und waren so gut aufeinander abgestimmt, daß jede Woche, auch wenn auf Grund von Feiertagen nur an 4 Tagen gearbeitet wurde, ein Feld von 6 m Länge ausgeführt werden konnte. Dieser Takt wurde ab dem achten Feld, nachdem die Kinderkrankheiten dieser Neuentwicklung überwunden waren, bei den folgenden 40 Feldern pünktlich eingehalten.

Bekanntlich tritt bei Fachwerken an den Knotenpunkten eine sprungweise Änderung der Stabkräfte ein. Schlaff bewehrter Stahlbeton kann diesem Kraftfluß nicht folgen, da der Haftverbund zwischen Stahl und Beton zu seiner Wirkung eine gewisse Länge erfordert. Da bei Spannbeton die Zugkraft der Spannglieder durch die Endverankerung konzentriert übertragen werden kann, ist die ordnungsgemäße Konstruktion eines Fachwerkes mit den Mitteln des Spannbetons möglich.

Im Untergurt eines Fachwerkträgers der Mangfallbrücke werden Stabkräfte bis zu 3000 t durch 116 $\varnothing$ 26, im Obergurt über der Stütze Stabkräfte

bis zu 6000 t durch 243 ⌀ 26 aufgenommen. Die maximalen Stabkräfte in den Diagonalen betragen 1500 t bei 60 ⌀ 26.

Die Diagonaleisen wurden jeweils durch einen Knoten mit Krümmungsradien von 4 m hindurchgeführt und am anderen Knoten mit den zugehörigen Gurteisen durch die Überdeckung gestoßen. Hierdurch konnten die Umlenkwinkel der Spannglieder auf 45° beschränkt werden.

Die Pfeiler wurden mit den Fachwerkträgern monolythisch verbunden, so daß die Brücke, abgesehen von den Rollenlagern an den Widerlagern, als gelenkloser Rahmen arbeitet.

Dieses Erstlingsbauwerk wurde erstklassig ausgeführt und ist einwandfrei gelungen. Bei eingehenden Belastungsversuchen wurde eine gute Übereinstimmung der Rechnung mit dem tatsächlichen Verhalten festgestellt.

Fig. 10. Bosporusbrücke, Projekt (Fotomontage).

Zum Schluß sei es mir gestattet, die Grundlinien eines Vorschlags für die Überbrückung des Bosporus vorzutragen, an dessen Beurteilung der Präsident unserer Vereinigung, Prof. Stüssi, im Rahmen einer internationalen Kommission mitgewirkt hat.

Vereinfacht könnte man diese Konstruktion als eine auseinandergezogene Spannbetonbrücke nach der Art der Wormser Auslegerbrücke auffassen, wobei die Zwischenräume von einem zum anderen Kragarm durch das über die ganze Länge der Brücke gezogene Spannband überbrückt werden.

Ausgangspunkt ist also der Auslegerpylon, wie er als Modell abgebildet ist. Im freien Vorbau werden die beiderseits 100 m langen Spannbetonausleger hergestellt. Das gleiche geschieht an den Widerlagern, die wegen der großen Spannkraft des Spannbandes von 80 000 t eine gute Verankerung im felsigen Untergrund besitzen müssen und deshalb den Ausleger von 100 m Länge tragen können.

Das 1200 m lange Spannband reicht von einer zur anderen Uferseite und weist eine Dicke von nur 30 cm auf. Bewehrt ist es mit 2600 Stück ∅ 26 mm aus St 80/105, die Stange für Stange von einem zum anderen Ufer gezogen werden. Fig. 12 zeigt einen Schnitt durch das Spannband. Zwischen den einzelnen Auslegern hängt das Spannband nur 1,45 m durch, so daß die für einen Schnellverkehr von 90 km/Std. ausgebildete Fahrbahn in einer sehr eleganten weichen Wellenform das Wasser überspannt. Die als Hohlkasten konstruierten Auslegerlylonen laufen spitz aus und machen die bei Belastung und Temperaturänderung eintretenden Neigungsänderungen des Spannbandes elastisch mit. Bei 400 m Spannweite ergibt die theoretische volle Verkehrslast einschließlich 15° Temperaturerhöhung nur 40 cm zusätzlichen Durchhang.

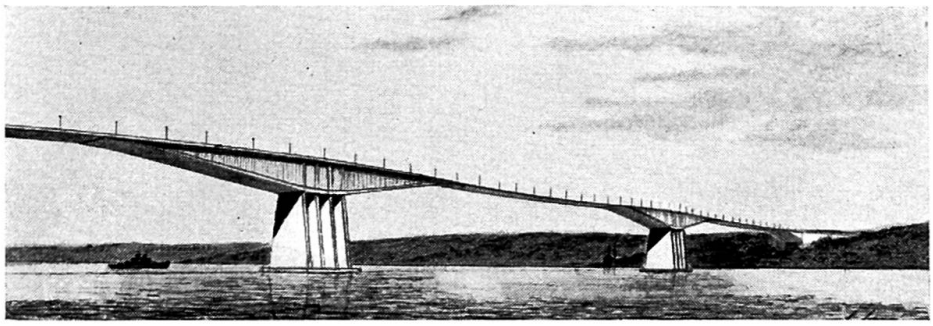


Fig. 11. Bosporusbrücke, Projekt.

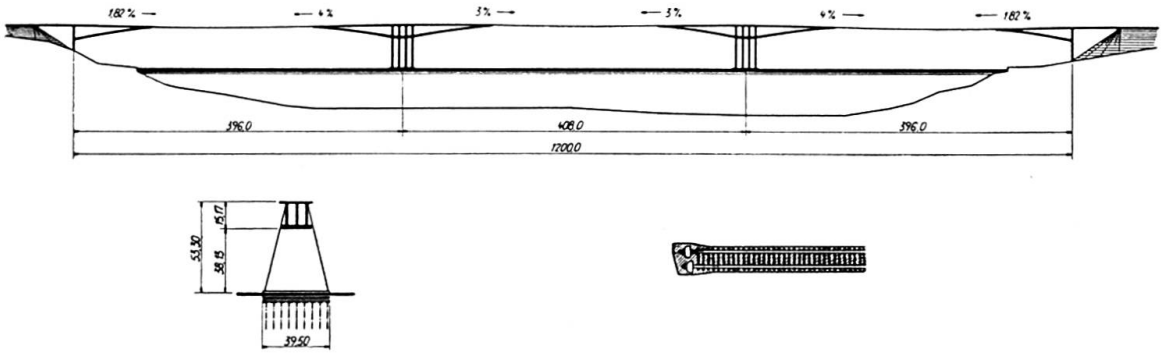


Fig. 12. Bosporusbrücke (Projekt). a) Systembild, b) Pylon, c) Detail: Spannband im Querschnitt.

Die Pylone selbst sind aufgelöst in 2 m dicke und bis OK-Ausleger 40 m hohe Scheiben, die rechtwinklig zur Brückenachse liegen. Die Durchfahrthöhe beträgt 50 m. Die Pylone haben einen leichten Anzug, um die für die Brunnengründung in der sandigen Flußsohle des 50 m tiefen Stromes notwendige Grundfläche zu gewinnen. Die Gründung kann sehr leicht ausgeführt werden, da der Pylon am Spannband in Richtung der Brückenachse und rechtwinklig zu ihr Halt findet. Leichtigkeit und Beschwingtheit sind die Kennzeichen dieser neuen Form einer Hängebrücke, die der Gedanke des Spannbetons hervorgebracht hat.

Zusammenfassung

Für die Anlage von Hochstraßen in Städten, die als Brückenstraßen ausgebildet werden, sind mittig angeordnete Pfeiler vorteilhaft, die als Ordnungsprinzip dienen und den Raum unter der Straße in der bestmöglichsten Weise verfügbar machen. Es wird eine pilzförmige Spannbetonbrücke, die für das Rampenbauwerk der Rheinbrücke in Ludwigshafen ausgeführt wurde, beschrieben, dessen maximale Breite 30 m beträgt. Diese Projektidee ist auch eine besonders wirtschaftlich und trassierungsmäßig günstige Lösung bei den im Autobahnbau häufig vorkommenden schrägen Talüberquerungen und bei Hangstraßen. Die Autobahnbrücke über das Mangfalltal, deren Hauptträger mit 90, 108 und 90 m Spannweite als Fachwerkträger aus Spannbeton im freien Vorbau ausgeführt wurden, wird ebenfalls besprochen. Des weiteren wird über den Entwurf einer 1200 m langen Brücke über den Bosporus berichtet, bei welcher die Spannweiten von 3×400 m mit einer nur 30 cm dicken Spannbetonplatte, dem sogenannten Spannband, überbrückt werden.

Summary

For structures carrying elevated urban roads, it has proved advantageous to provide only one row of columns in the centreline of the bridge. This arrangement provides an ordered construction and enables better use to be made of the space beneath the road. The author describes the approach ramps for the bridge over the Rhine at Ludwigshafen. The structures in question are of prestressed concrete with a maximum width of 30 m and constructed in the form of mushroom-shaped slabs. This arrangement is equally suitable, both from the point of view of economy and that of the requirements of the alignment, for crossing a valley on the skew — as is frequently the case for motorways — or for roads on hillsides. The author then describes the motorway bridge over the Mangfall valley, a prestressed concrete bridge constructed by cantilevering; the main girders are prestressed concrete lattice girders having spans of 90, 108 and 90 m. The author finally gives some details regarding the project for a bridge over the Bosphorus, 1200 m in length. The three spans, each 400 m long, are formed of a prestressed concrete slab 30 cm thick and termed a "prestressed strip" (Spannband).

Résumé

Pour les ouvrages supportant des routes urbaines surélevées, il s'est avéré avantageux de ne prévoir qu'une file de piliers, dans l'axe du pont. Cette disposition donne à la construction un certain ordre et permet une meilleure

utilisation de l'espace situé sous la route. L'auteur décrit les rampes d'accès au pont sur le Rhin à Ludwigshafen. Il s'agit d'ouvrages en béton précontraint, larges de 30 m au maximum et exécutés en forme de dalles champignon. Cette disposition convient également, tant du point de vue de l'économie que des exigences du tracé, pour franchir une vallée en biais — comme cela est souvent le cas dans les autoroutes — ou pour les routes à flanc de coteau. L'auteur décrit ensuite le pont autoroute sur la vallée de la Mangfall, pont en béton précontraint exécuté par encorbellement; les poutres principales, des treillis en béton précontraint, présentent des portées de 90, 108 et 90 m. L'auteur donne ensuite quelques détails sur le projet d'un pont sur le Bosphore, long de 1200 m. Les trois travées de 400 m chacune sont constituées d'une dalle en béton précontraint forte de 30 cm et appelée «tirant-dalle» (Spannband).

IVa4

Neue Elemente im Brückenbau in der Tschechoslowakei

New Factors in the Construction of Bridges in Czechoslovakia

Nouveaux éléments dans la construction des ponts en Tchécoslovaquie

VLADIMIR SMITKA
Prof. Ing. Dr. techn.

1. Typisierung von Brückenbaukonstruktionen

In den letzten 15 Jahren wurden in der Tschechoslowakei fast 4000 Brükken verschiedenartigster Konstruktion erneuert oder größtenteils neu aufgebaut. Die Ursache davon war einerseits, daß am Ende des zweiten Weltkrieges eine große Anzahl von Brücken vernichtet wurde, andernteils daß durch den heftigen Anstieg des Verkehrs die Ansprüche an die Verkehrswege enorm anwuchsen.

Die überwiegende Anzahl der neuen Brücken wurde aus Eisenbeton und eine kleinere Zahl aus vorgespanntem Beton hergestellt.

In der Tschechoslowakei sind gegenwärtig 40000 Straßen- und Eisenbahnbrücken in Verwendung. Wenn wir diese Brücken nach ihrer Spannweite einteilen wollen, können wir folgende Verhältnisse konstatieren:

a) Bei Straßenbrücken:

Spannweiten von 2 bis 10 m 62 % der gesamten Brückenzahl
Spannweiten von 10 bis 20 m 23 % der gesamten Brückenzahl
Spannweiten von über 20 m 15 % der gesamten Brückenzahl

b) Bei Eisenbahnbrücken:

Spannweiten von 2 bis 10 m 85 % der gesamten Eisenbahnbrücken
Spannweiten von 10 bis 20 m 10 % der gesamten Eisenbahnbrücken
Spannweiten von über 20 m 5 % der gesamten Eisenbahnbrücken

Dieser Stand zeigt günstige Bedingungen für die Typisierung dieser Konstruktionen.

Auf Grund langjähriger Studien wurden Entwürfe für Brückenkonstruktionen ausgearbeitet, welche drei grundlegende Reihen bilden:

1. Brücken kleinster Spannweite von 3 bis 9 m, abgestuft je einen Meter.
2. Brücken mittlerer Spannweite von 9 bis 18 m, abgestuft je 3 Meter mit Interpolation.
3. Brücken größerer Spannweite von 21 bis 30 m, abgestuft je 3 Meter mit Interpolation.

Gleichzeitig arbeitet man an den Typen bis 40 m Spannweite.

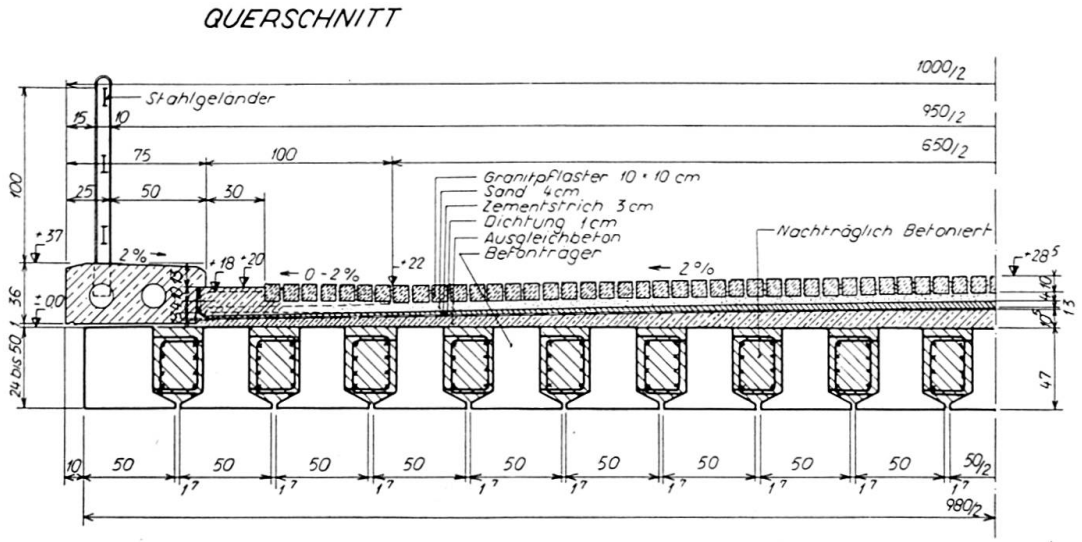


Fig. 1.

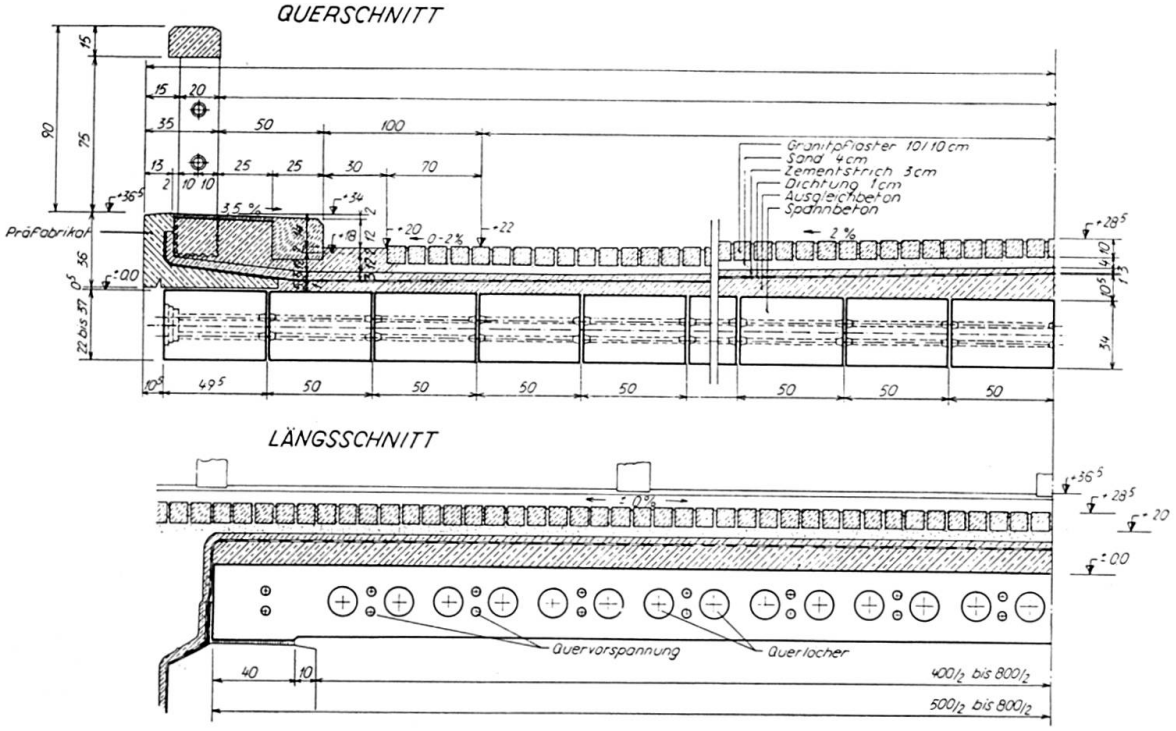


Fig. 2.

Die Typen der ersten Reihe stellen sich zusammen aus 100 oder 50 cm breiten vorgefertigten Eisenbetonteilen, welche nach der Aufstellung durch Betonstahl und Ortsbeton monolithisch verbunden werden (Fig. 1). Fertigteile aus vorgespanntem Beton sind für diese Spannweiten wesentlich teurer, und deshalb werden sie nicht für Spannweiten unter 10 Metern verwendet (Fig. 2).

In der zweiten Reihe sind zwei Ausführungsvarianten vorhanden, die eine mit gedrückter Konstruktionshöhe und geschlossener Unterfläche, die anderen mit wirtschaftlicherer Konstruktionshöhe und gegliederter Unterfläche.

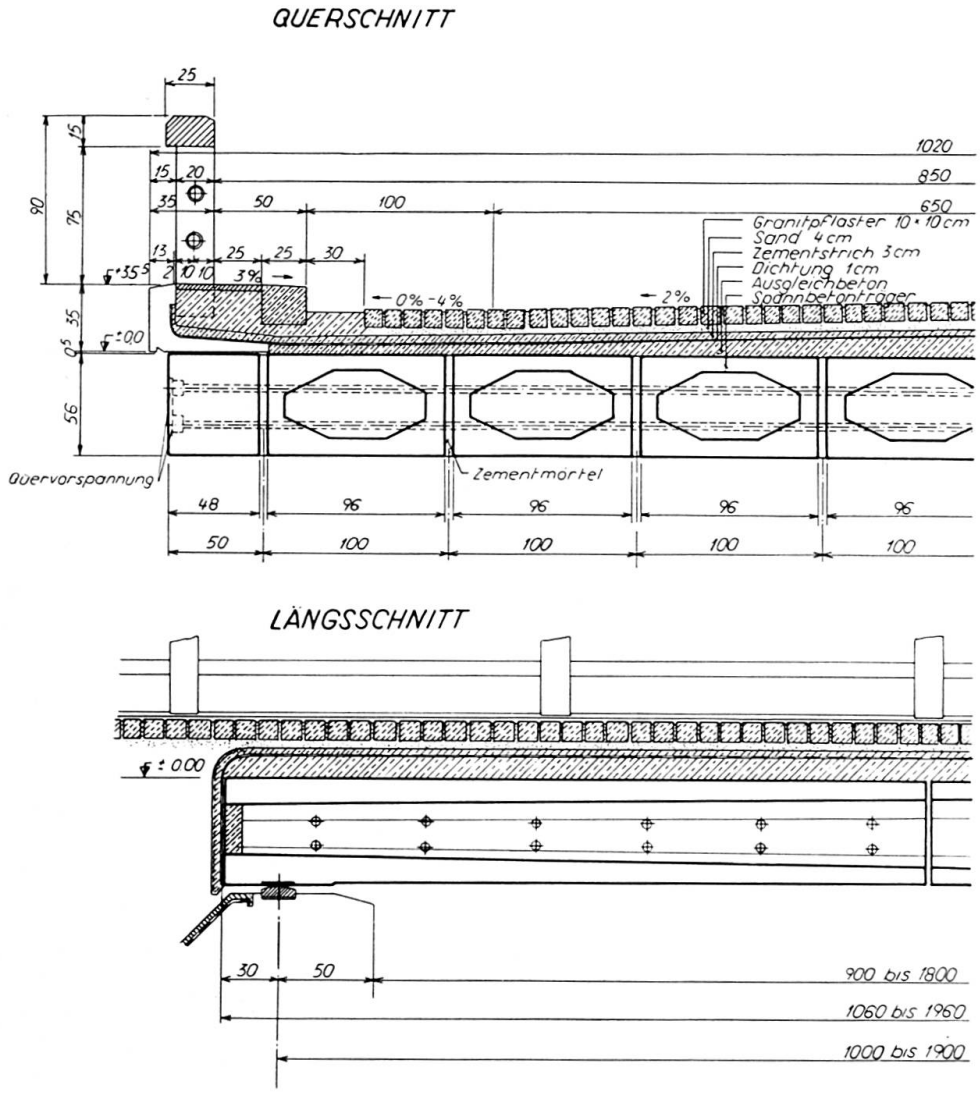


Fig. 3.

Der erste Typ besteht aus Fertigteilen mit geschlossenem Kastenquerschnitt, welche quer zusammengespannt werden (Fig. 3).

Die Entwürfe wurden für Spannweiten von 9, 12, 15 und 18 Metern mit der Möglichkeit einer Verkürzung der Mittelteile ausgearbeitet, so daß die Möglichkeit besteht, auch dazwischenliegende Spannweiten herzustellen. Durch

Verschieben der einzelnen Elemente um je 60 cm der Längsrichtung erzielen wir eine schiefe Anordnung der ganzen Brückenkonstruktion.

Der zweite Typ besteht aus Fertigteilen mit offenem Kastenquerschnitt, welche bei den Querträgern quer vorgespannt sind. Man kann sie verwenden für Grundspannweiten von 12, 15 und 18 Metern mit Möglichkeit zur Interpolation. Durch das Verschieben der Tragbalken erzielen wir verschiedene Schiefstellungen der Brücken (Fig. 4).

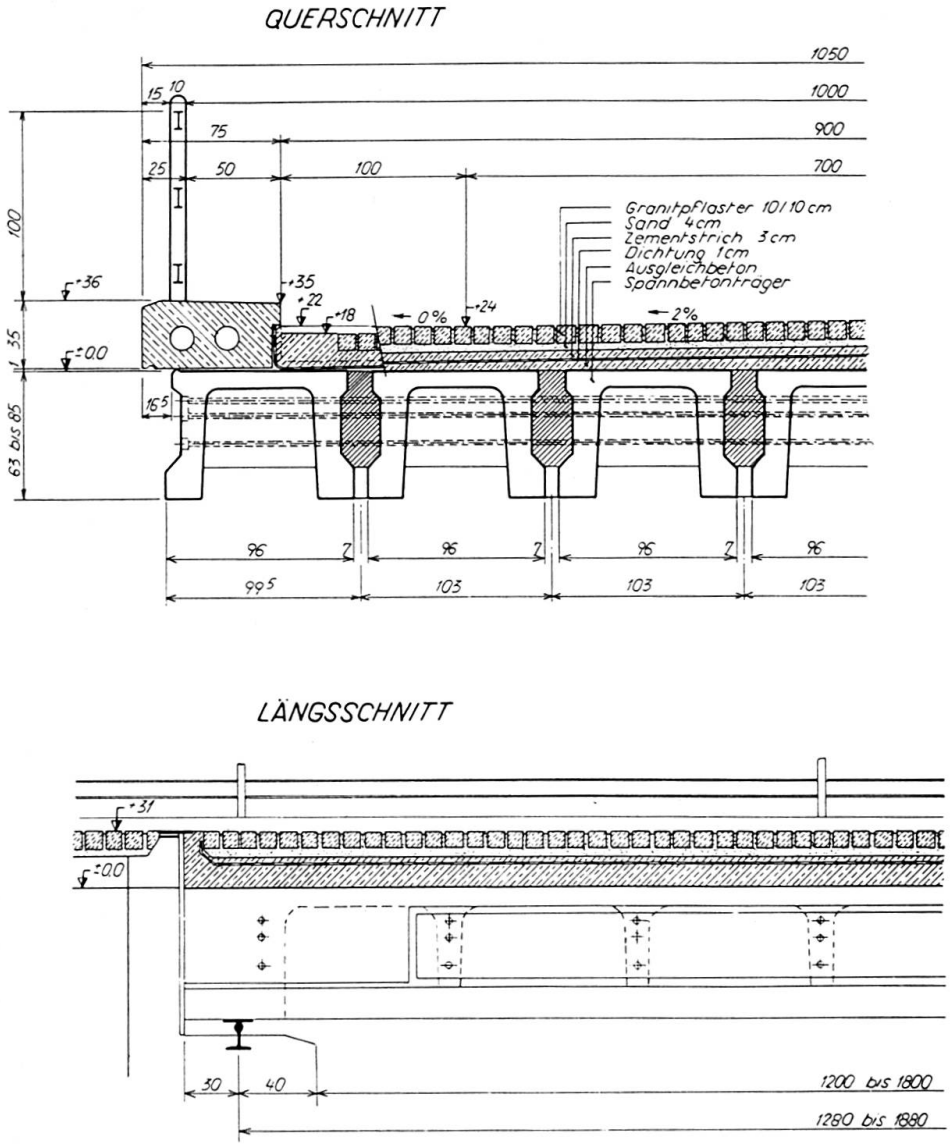


Fig. 4.

Auch bei diesen Typen sind normale Konstruktionshöhen und gedrückte Konstruktionshöhen vorgesehen.

Brücken der letzten Reihe mit Spannweiten über 21 bis 30 Metern sind in ähnlicher Weise entworfen worden (Fig. 5).

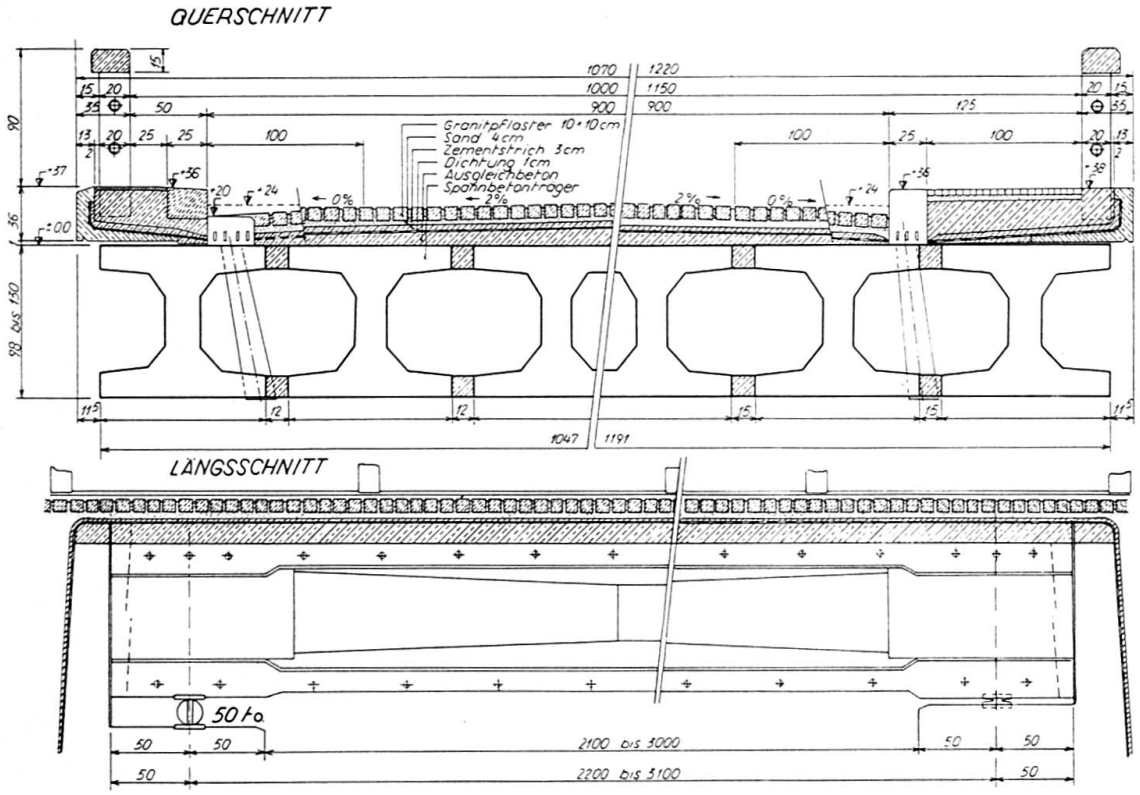


Fig. 5.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt die Entwürfe von normierten Eisenbeton-Brückenkonstruktionen mit Spannweiten bis 30 m.

Summary

The author describes the designs of standard reinforced concrete bridges with spans up to 30 m.

Résumé

L'auteur expose des projets de ponts standardisés en béton armé avec des portées allant jusqu'à 30 m.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVa5

Zwei Brücken aus vorgefertigten Elementen

Two Bridges Composed of Prefabricated Beams

Deux ponts composés de poutres préfabriquées

U. MÜLLERSDORF
Techn. lic., Stockholm

Normalerweise enthalten größere, aus vorgefertigten Elementen gebaute Konstruktionen auch recht ansehnliche Mengen Ortsbeton, durch die ein monolithisches Arbeiten des Bauwerks gesichert werden soll.

Die monolithische Bauweise hat viele große Vorteile, besonders bei Verkehrsbauten, weil teils das Gefahrenmoment verringert und teils Punkte eliminiert werden, die sich vom Gesichtspunkt des Unterhalts unangenehm zeigen. Jedoch hat sie die Schwäche, daß sie eine Überdimensionierung der Konstruktion mit sich bringt, weil man bei Festigkeitsberechnungen Spannungsumlagerungen infolge Kriechen und Schwinden beachten muß, die bei statisch unbestimmten Konstruktionen häufig bedeutende Änderungen des Momentenbildes bewirken.

Um die Wirtschaftlichkeit zu verbessern, ist es daher von großer Bedeutung, die Einwirkungen dieser Kräfteumlagerungen zu reduzieren.

Bisher sind in Schweden zwei längere Brücken aus vorgefertigten Trägern gebaut worden.

Die erste Brücke ist eine kontinuierliche, 330 m lange Balkenbrücke mit 26 m Spannweiten[1]). Die Hauptträger sind vorgefertigt und nach dem System Hoyer vorgespannt. Da das Eigengewicht der Konstruktion verhältnismäßig klein und die Spannbewehrung gerade war, entstanden hauptsächlich zwei Schwierigkeiten: teils Zugspannungen in der Trägeroberseite bei der Montage und teils die Tendenz des Trägers nach oben zu kriechen, was später in einem kontinuierlichen System positive Momente schafft und folglich den Wirkungsgrad der Bewehrung im Feldquerschnitt verringert. Auf der anderen Seite kann man keinen Nutzen aus positiven Stützenmomenten ziehen, da diese zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe der Brücke beinahe gleich Null sind.

[1]) Siehe Mitteilungen IVBH Nr. 19/20, S. 28.

Die erste Vorkehrung, die getroffen wurde, bezweckte, das Einwirken der unvorteilhaften geraden Form der Spannbewehrung zu reduzieren. Selbstredend liegt eine Spannbewehrung, die der Momentkurve folgt, viel günstiger bezüglich der durch Kriechen verursachten Stützenmomente. Daher wurde eine zusätzliche Spannbewehrung in der Trägeroberseite eingelegt. Um die angestrebte Wirkung zu erzielen, wurde die Haftung im Trägermittelteil aufgehoben. Nach dem Auflegen der Träger wurde diese Bewehrung gekappt, was eine Steigerung der Druckspannungen in der Unterkante des Feldschnittes mit sich führte. Um diese Prozedur zu ermöglichen, wurden die Spanndrähte durch einbetonierte vertikale Rohrstücke, welche die Schnittstellen zugänglich machten, gezogen (Fig. 1).

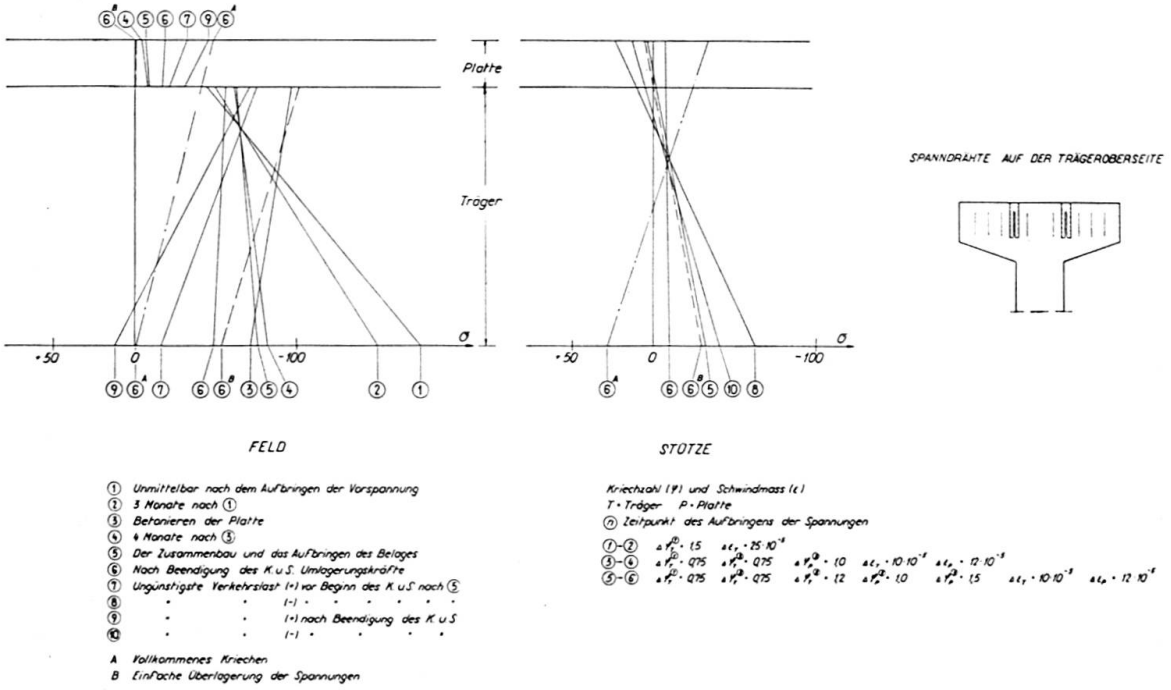


Fig. 1.

Die andere Vorkehrung war, im Bauprogramm Ruhepausen einzulegen, damit ein möglichst großer Teil des Kriechens vor sich gehen konnte, bevor die Brücke zu einem kontinuierlichen System zusammengekoppelt wurde.

Die Bauarbeit wurde in drei Hauptstadien aufgeteilt:

1. Betonieren und Vorspannen der Träger. Inklusive einer gewissen Lagerungszeit, Transport und Montage währte diese Etappe ca. 3 Monate.
2. Betonieren der Platte mit Ausnahme eines Streifens über den Stützen. Inklusive einer gewissen Wartezeit, die ohne Hindernis in das Arbeitsprogramm eingelegt werden konnte, vergingen weitere 4 Monate, bevor die Brücke kontinuierlich gemacht wurde.
3. Betonieren der Platte über den Stützen und örtliche Vorspannung bei denselben.

Betreffend Kriechen und Schwinden wurde angenommen:

1. Für den Träger
   Belastungen, die sich aus der Vorspannung ergeben Kriechzahl $\varphi = 3$
   Belastungen, die nach 3 Monaten auftreten „ $\varphi = 1{,}5$
   Belastungen, die nach 7 Monaten auftreten „ $\varphi = 1{,}2$
   Schwinden $\epsilon = 45 \cdot 10^{-5}$
2. Für die Platte
   Belastungen, die nach dem Abbinden auftreten Kriechzahl $\varphi = 2$
   Belastungen, die nach 4 Monaten auftreten „ $\varphi = 1{,}5$
   Schwinden $\epsilon = 25 \cdot 10^{-5}$

In Fig. 1 werden die Spannungszustände in den verschiedenen Baustadien gezeigt, zuerst in einem Feldquerschnitt und dann in einem Schnitt durch den Ortsbeton über der Stütze. Spannungsumlagerungen durch Kriechen und Schwinden gehen aus den Unterschieden 1 und 2, 3 und 4 sowie 5 und 6 hervor. Der letzte Spannungszustand enthält auch die Einwirkung des Kontinuitätsmomentes. Diese Spannungsbilder können dann auch mit möglichen Extremfällen A und B verglichen werden:

A. Das Kriechen wirkt sich voll aus. — Alle Lasten wirken auf die Konstruktion und den Querschnitt so, als ob sie nach Fertigstellung der Konstruktion zugeführt worden wären.
B. Alle Lasten beeinflussen das System, das im Augenblick der Lastaufgabe gilt. Folglich entstehen in diesem Falle durch die Vorspannung keine statisch unbestimmte Momente.

Fig. 2 und 3 zeigen die Brücke vor dem Betonieren der Platte und die nur 3 m langen Spannglieder über den Stützen.

Die zweite Brücke sieht man auf Fig. 4. Sie hat Spannweiten von 17 bis 18 m. In diesem Falle sind die Träger schlaff bewehrt, was sich gemäß Kostenkalkulation als vorteilhafter erwies. Das Arbeitsprogramm, das in Fig. 5 dargestellt wird, ist völlig abweichend von demjenigen, das bei der ersten Brücke angewandt wurde.

1. Betonieren der Pfeiler und erste Bauetappe des Querträgers.
2. Verstärkung des Querträgers.
3. Montage der vorgefertigten Träger.
4. und 5. Betonieren der Platte. Die erste Etappe umfaßt die Platte über der Stütze bis zu den Viertelspunkten.

Hier hat man nach Möglichkeit versucht, ein Momentenbild zu bekommen, das einem vollständigen Kriechen entspricht.

In erster Linie sollen zwei Faktoren hierzu beitragen:

1. Kontinuität wird so zeitig als möglich geschaffen. Geschieht schon vor dem Betonieren des mittleren, als Belastung dominierenden Teiles der Platte.

2. Das Stützenmoment wird durch das System mit Vouten, das beim Betonieren des mittleren Teiles der Platte gilt, akzentuiert. Demzufolge wird etwas von dem Stützenmoment kompensiert, das man dadurch verliert, daß die Platte über der Stütze und das Trägereigengewicht zunächst auf frei aufgelegten Trägern wirkt.

Die Brücke wird über den Stützen vorgespannt. Die Spannbewehrung gibt ebenfalls die erforderliche Garantie dafür, daß vorfabrizierte und ortbetonierte Teile wie eine Einheit arbeiten. Infolge des Betonierens der Platte in zwei Etappen wird teils die praktische Arbeit mit der Vorspannung einfacher und teils erhält man einen statischen Vorteil durch die Anbringung der Vorspannung an einem System mit Vouten, welches eine Reduzierung des durch die Vorspannung hervorgerufenen Kontinuitätsmomentes mit sich führt. Aller-

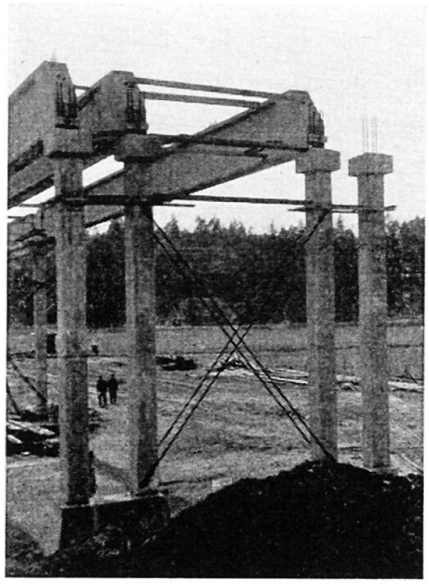


Fig. 2.

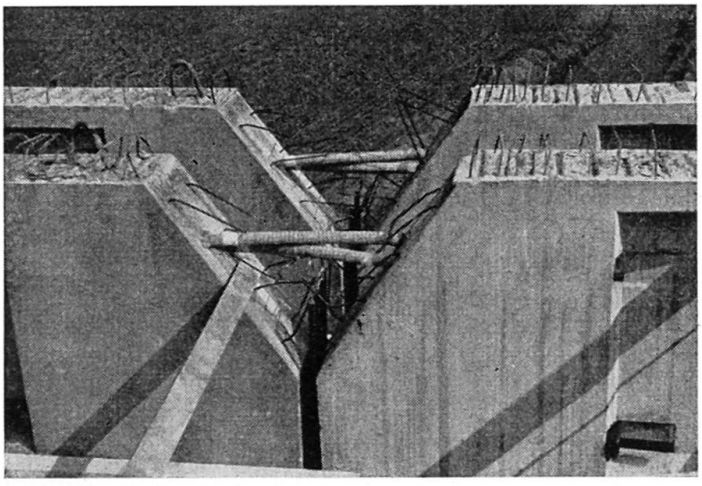


Fig. 3.

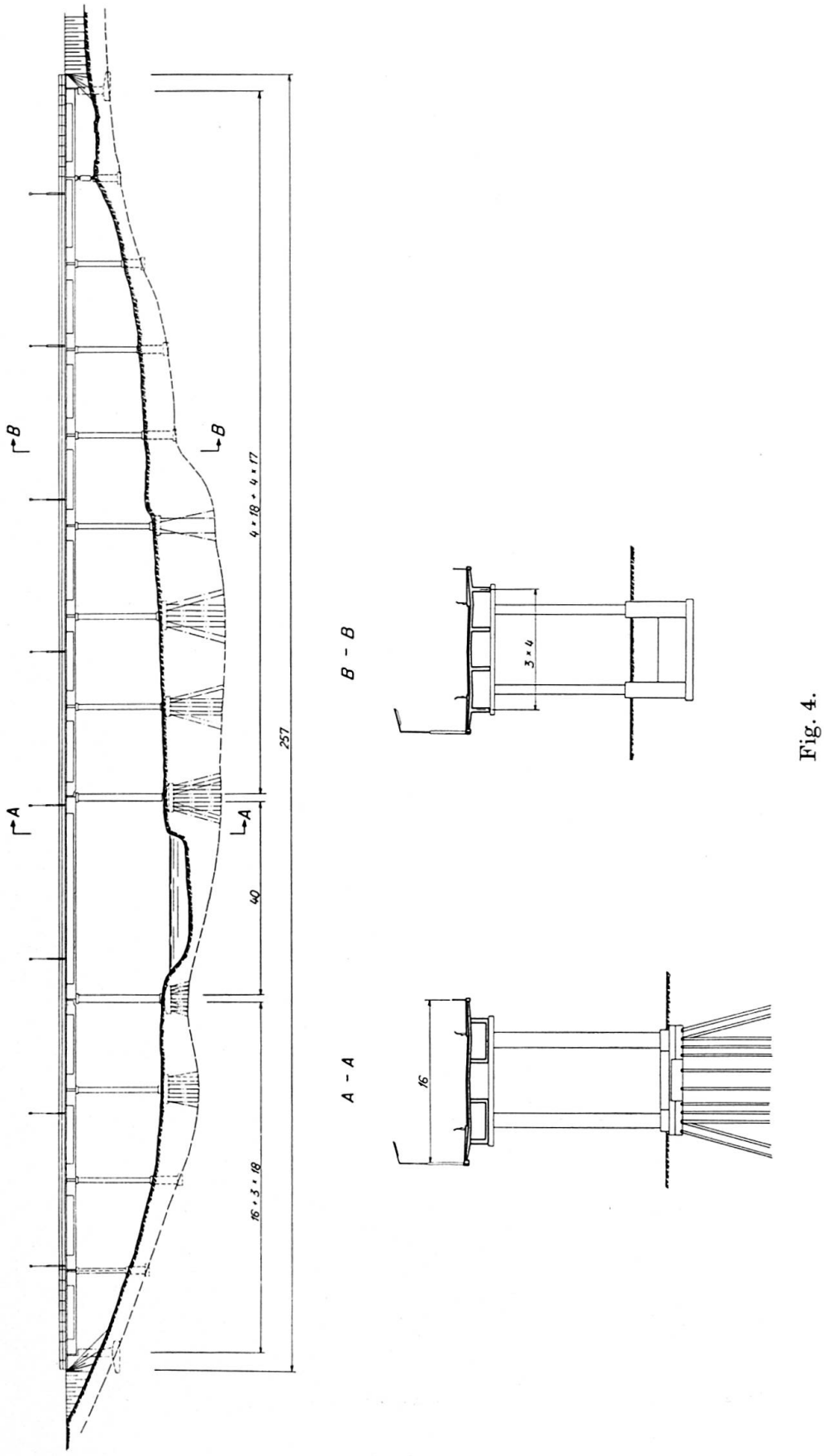


Fig. 4.

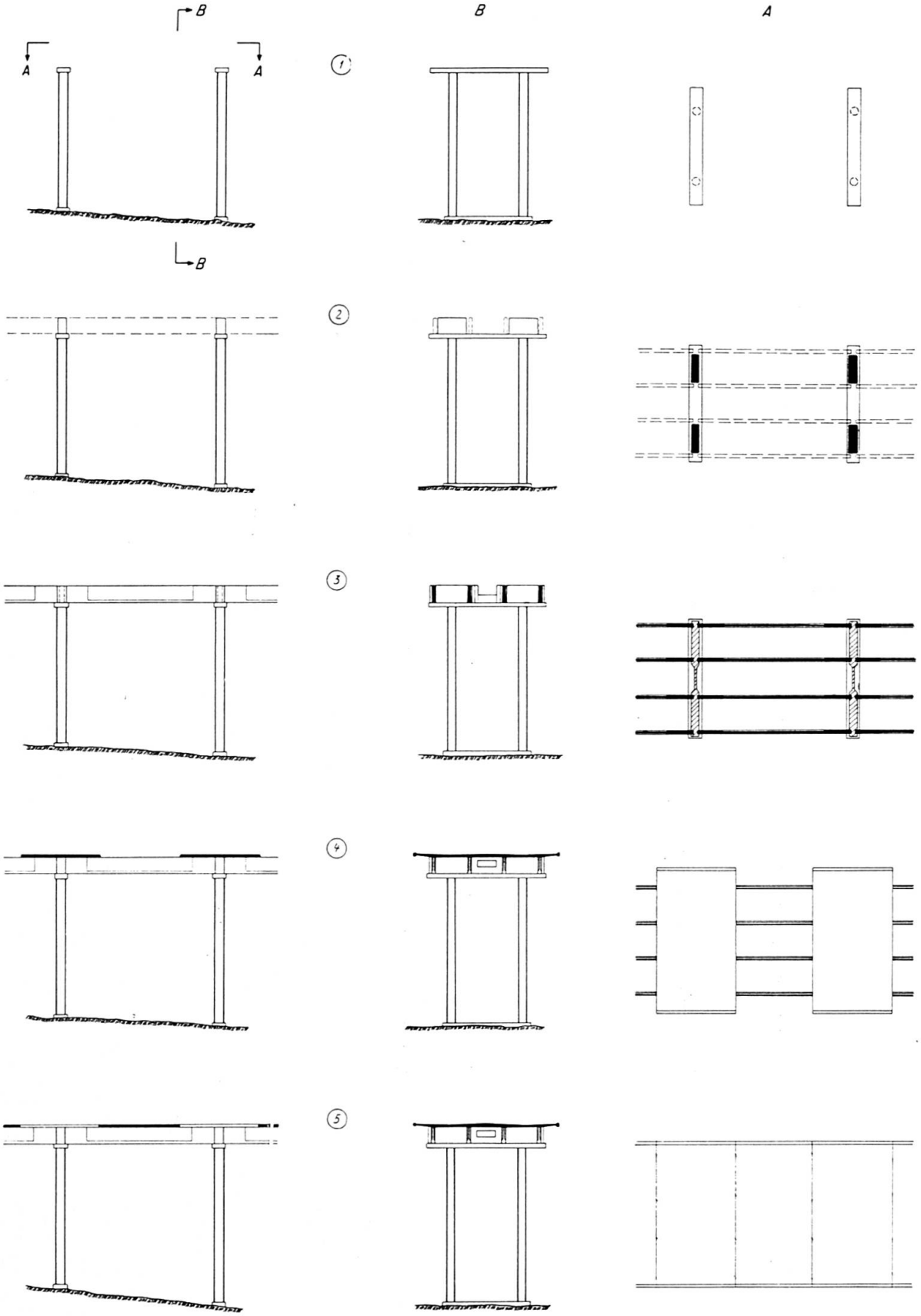


Fig. 5.

dings ist es unvermeidbar, daß sich der Verlust am Stützenmoment danach durch das Kriechen vermehrt, aber es bleibt doch immer etwas zurück. In diesem Falle führt das Kriechen also im Gegensatz zur ersten Brücke eine Verbesserung des Spannungszustandes im Feld und eine Verschlechterung über der Stütze mit sich.

Daß es einigermaßen gelungen ist, die Einwirkungen des Kriechens und Schwindens zu reduzieren, dürfte aus Fig. 6 hervorgehen, welche die Spannungen in zwei Extremfällen, gleich den bei der ersten Brücke behandelten, zeigt. Da die Brücke im Feld nicht vorgespannt ist, werden die praktischen Konsequenzen bezüglich der Bewehrung deutlicher, wenn man anstatt der

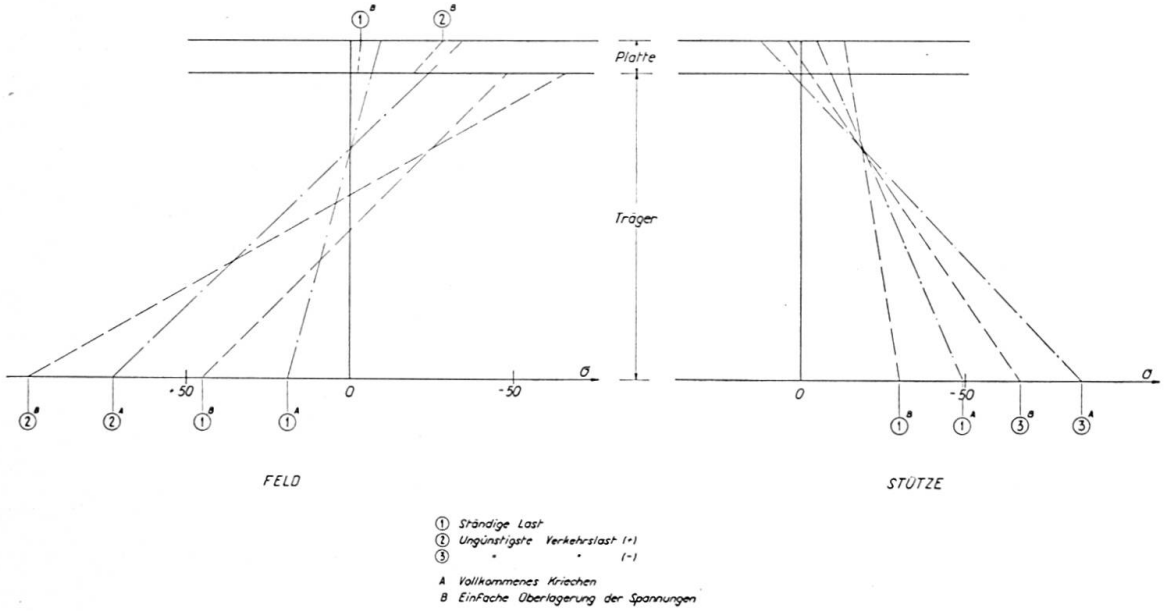


Fig. 6.

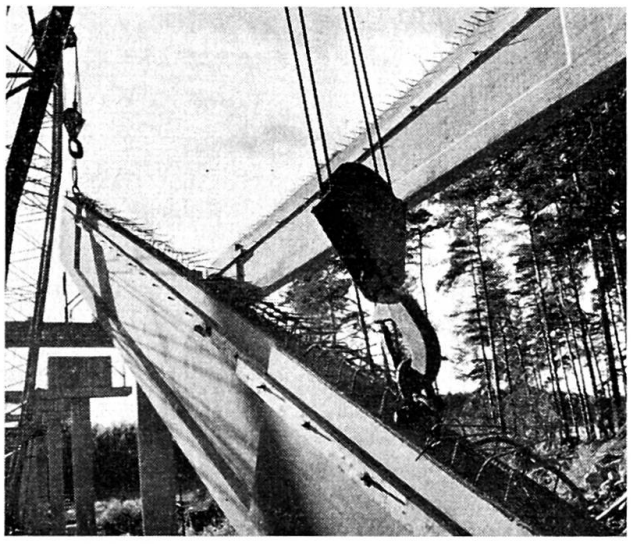


Fig. 7.

Spannungen die Zugkeile vergleicht. Bei diesem Vergleich ergibt sich, daß die augenscheinlich recht große Differenz in den Randspannungen reduziert wird, so daß das Resultat im Feld sehr befriedigend wird. Im Stützenquerschnitt wird die Differenz der Spannungen geringer, aber schlechter bezüglich der Zugkraft. In der Hauptsache beruht diese Differenz im Stützenquerschnitt auf der Tatsache, daß der Wirkungsgrad der Vorspannung bei einem aus Trägern mit schlankem Mittelteil bestehenden System besser ist als bei einem aus Trägern mit konstantem Querschnitt. Fig. 7 zeigt die Montage der zweiten Brücke [2]).

Zusammenfassung

Dieser Beitrag enthält die Beschreibung des Bauprogrammes, der Änderungen im statischen System und der Spannungsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden bei zwei kontinuierlichen Balkenbrücken aus vorgefertigten Elementen.

Die erste Brücke ist 330 m lang mit nach System Hoyer vorgespannten Trägern. Die Hauptträger der zweiten Brücke sind schlaff bewehrt, doch sind sie wie bei der ersten Brücke über den Stützen vorgespannt.

Summary

The author describes the construction programme, the changes in the statical system during assemblage and the redistribution of stresses due to creep and shrinkage of two continuous beam bridges assembled of prefabricated elements.

The first bridge with a total length of 330 m is built with beams tensioned by the Hoyer system. The second bridge has a total length of 260 m. The beams in this bridge however are reinforced with mild steel bars. Continuity over the supports is here also realised by prestressing.

Résumé

L'auteur décrit le programme de construction, les changements dans le système statique pendant le montage et la redistribution des efforts due au fluage et au retrait pour deux ponts continus composés d'éléments préfabriqués.

Le premier ayant une longueur totale de 330 m, comporte des poutres précontraintes par le système Hoyer. Le deuxième pont, long de 260 m est constitué de poutres en béton armé ordinaire. La continuité sur les supports est dans ce cas également réalisée par précontrainte.

---

[2]) Siehe auch Mitteilungen IVBH Nr. 19/20, S. 29.

IVa6

Méthode de calcul des ponts, basée sur les états limites

Eine Berechnungsmethode für Brücken auf der Grundlage des Grenztragvermögens

Method for the Calculation of Bridges Based on Limiting States

G. EVGRAFOFF
URSS

Le calcul des ponts par la méthode des états limites est basé sur les principes généraux de cette méthode, adoptée en URSS pour l'étude des bâtiments et des ouvrages en 1955.

Généralement, la méthode des états limites comprend le calcul des trois états limites, déterminés le premier par la capacité portante de la construction, le second par les déformations générales et le dernier par les déformations locales (par exemple, calcul de limitation des fissures dans les constructions en béton armé).

Les particularités les plus caractéristiques de cette nouvelle méthode sont les suivantes:

1. L'application des relations statistiques pour déterminer les coefficients différenciés de la résistance des ouvrages.
2. La détermination des états limites réels en considérant le comportement élasto-plastique des ouvrages.

L'application des méthodes de l'étude statistique consiste à définir des courbes de répartition des facteurs, tels qu'ils influencent le comportement de la construction, sa résistance, sa stabilité, son endurance et sa déformabilité. On prend comme valeurs de calcul les valeurs correspondant à un écart de trois standards des valeurs normalisées.

Les facteurs variables peuvent être ramenés à trois groupes:

1. Variabilité des charges.
2. Variabilité des propriétés des matériaux.
3. Variabilité des conditions de travail de la construction ou de ses éléments.

La variabilité des charges est caractérisée par un coefficient spécial.

Pour les ponts, le coefficient d'accroissement des charges mobiles verticales doit couvrir l'influence des facteurs fortuits et l'influence de l'augmentation éventuelle prévisible des charges par suite de l'utilisation de nouveaux types de locomotives, de wagons, de véhicules, etc.

Il en est tenu compte dans les nouvelles charges mobiles normalisées.

L'influence des facteurs fortuits est caractérisée par les coefficients d'accroissement des charges mobiles verticales (coefficients de surcharge), qui sont 1,15—1,40 selon la portée ou le type de pont.

La charge mobile verticale est introduite dans les calculs avec un coefficient dynamique.

Le coefficient de majoration des charges permanentes tient compte des facteurs accidentels; pour la plupart des cas il est égal à 1,1.

La variabilité des propriétés des matériaux est caractérisée par les coefficients d'uniformité.

L'étude statistique des résultats d'essais a permis d'établir des valeurs minimales de résistance des matériaux, correspondant à un écart de trois standards sur les courbes de répartition des résistances des matériaux:

$$R_{min} = R_0 - 3\sigma; \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_0)^2}{n-1}}.$$

Le coefficient d'uniformité est le rapport entre la valeur minimale de la résistance des matériaux et sa valeur normalisée.

La résistance des matériaux (R), dite de calcul, est obtenue en multipliant la résistance normalisée par le coefficient d'uniformité et par le coefficient des conditions de travail

$$R = m\,k\,R_n.$$

Le coefficient des conditions de travail est composé de deux parties

$$m = m_1 m_2.$$

Le premier coefficient (m_1) est caractérisé par les différences entre les dimensions de la construction et celles du projet; pour les calculs de ponts on choisit $m_1 = 0{,}9$.

Le deuxième (m_2) se rapporte aux méthodes de calculs conventionnelles; dans la plupart des cas il est égal à un.

On montre, comme exemple, sur la fig. 1 une des courbes de répartition pour la résistance du béton et sur la fig. 2 — pour la limite d'écoulement de l'acier. On voit que ces courbes correspondent assez bien à la courbe théorique de Gauss.

Des normes sur l'élaboration de projets de ponts on a tiré: pour le béton $k = 0{,}55$—$0{,}65$ et pour l'acier $k = 0{,}85$—$0{,}90$.

La capacité portante de la construction est représentée par la condition

$$F_1(n_1 N_1, n_2 N_2, \ldots) \leqq F_2(R_1, R_2, \ldots)$$

où F_1 désigne la fonction d'action des forces N_1, N_2 avec les coefficients $n_1, n_2 \ldots$ de surcharge, et

F_2, la capacité portante de la construction, qui dépend de la résistance des matériaux, dite de calcul ($R_1, R_2 \ldots$), et de facteurs géométriques (aire de section, moment d'inertie, etc.).

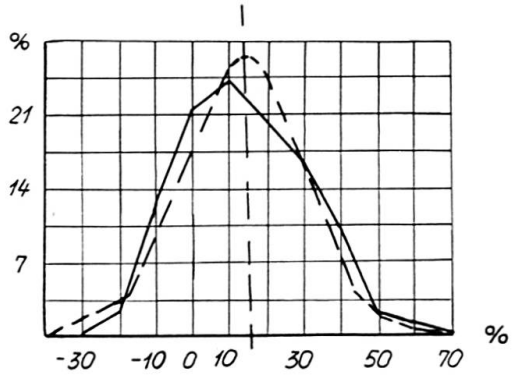


Fig. 1.

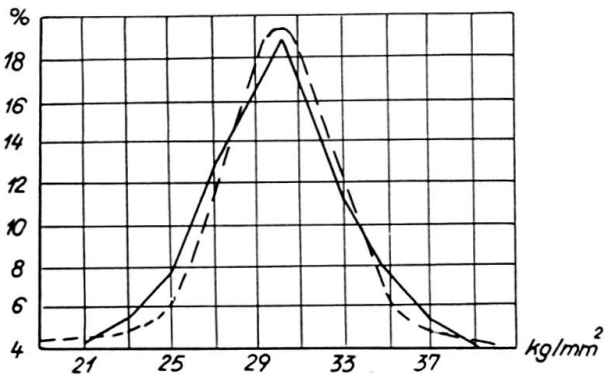


Fig. 2.

La deuxième particularité caractéristique de la nouvelle méthode de calcul — c'est à dire du calcul de l'état limite, selon la résistance des éléments de construction compte tenu des déformations plastiques — est reflétée le plus nettement dans les normes sur l'élaboration de projets de constructions en béton armé.

En URSS le calcul à la résistance des éléments en béton armé est basé sur les principes fondamentaux suivants:

a) On a admis une forme rectangulaire comme diagramme des contraintes dans la zone comprimée du béton.

b) On suppose qu'au moment de la rupture, les contraintes du béton sont égales à sa limite de résistance et celles de l'armature égales à la limite d'écoulement (dans l'armature à haute résistance des constructions précontraintes — égales à la limite de rupture).

La forme rectangulaire adoptée, qui remplace la forme réelle, étant proche de celle-ci simplifie les formules de calcul et donne des résultats d'une précision suffisante comme les essais l'ont montré.

Ces principes fondamentaux appliqués au calcul des constructions en béton armé sont valables aussi longtemps que le moment statique de la zone comprimée de la section par rapport à un point de l'armature de traction ne dépasse pas les 80 % du moment statique de la section entière. Compte tenu de tout ce qui précède on peut dire que le rapport entre la hauteur de la zone comprimée et la hauteur de poutres à section rectangulaire ne doit pas dépasser 0,55.

Si cette condition n'est pas satisfaite, le premier principe de calcul n'est pas vérifié par l'expérience.

Pourtant l'emploi des formules adoptées prend une grande ampleur en particulier dans les calculs à la résistance.

Dans les calculs à la fatigue, le premier principe fondamental de calcul ne peut pas être appliqué. Dans ce cas on utilise d'autres formules.

Les formules pour des poutres fléchies à section rectangulaire sont les suivantes (voir fig. 3):

$$x = \frac{Ra\,Fa}{k_b\,b}, \qquad M = R_b\,b\,x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right).$$

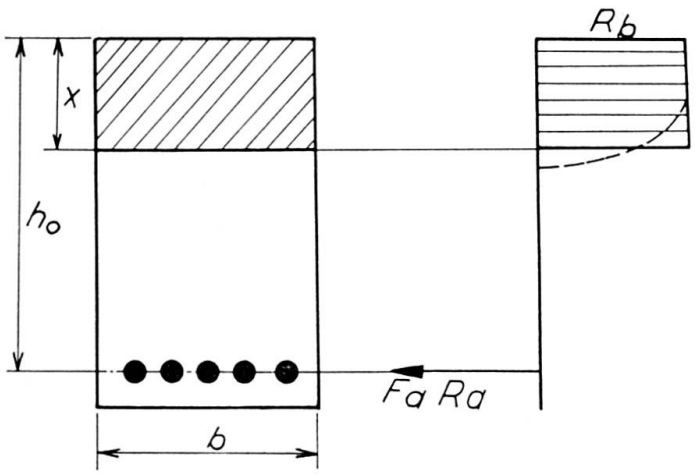


Fig. 3.

En les comparant aux formules données dans la très intéressante contribution de MM. Massonnet et Moenaert, publiée dans la «Publication Préliminaire», on voit qu'elles ne diffèrent de nos formules que par le mode de détermination de la hauteur de la zone comprimée, si l'on pose $\alpha = 1$ et $\beta = 0{,}5$.

Les résultats tirés de nombreux essais, représentés dans la contribution citée, montrent la possibilité de l'utilisation pratique de la forme rectangulaire des contraintes.

En URSS le calcul — nommé calcul à la charge de rupture — des constructions en béton armé, basé sur les thèses énoncées ci-dessus (y compris la forme

rectangulaire des contraintes) est appliqué depuis plus de vingt ans. On fixe un coefficient global de sécurité lors de l'élaboration de projets d'ouvrages industriels et de bâtiments.

La méthode de calcul selon les états limites qui introduit des coefficients différenciés de sécurité a été adoptée à partir de 1955.

Actuellement cette méthode de calcul est appliquée aux projets de ponts.

De nombreux essais faits en URSS et l'expérience de l'exploitation d'ouvrages calculés suivant ces formules ont permis à cette méthode de s'affirmer en URSS.

En URSS également une série d'essais poursuivis jusqu'à la rupture, a été effectuée en vraie grandeur sur des poutres précontraintes, préfabriquées en usine.

Les poutres d'essais avaient des portées allant de 18 à 32 m.

Les résultats obtenus ont montré que dans tous les cas les moments effectifs de rupture étaient plus grands que ceux obtenus par la méthode dont traite cet article.

Les essais de la poutre de 32 m de portée sont représentés à la fig. 4.

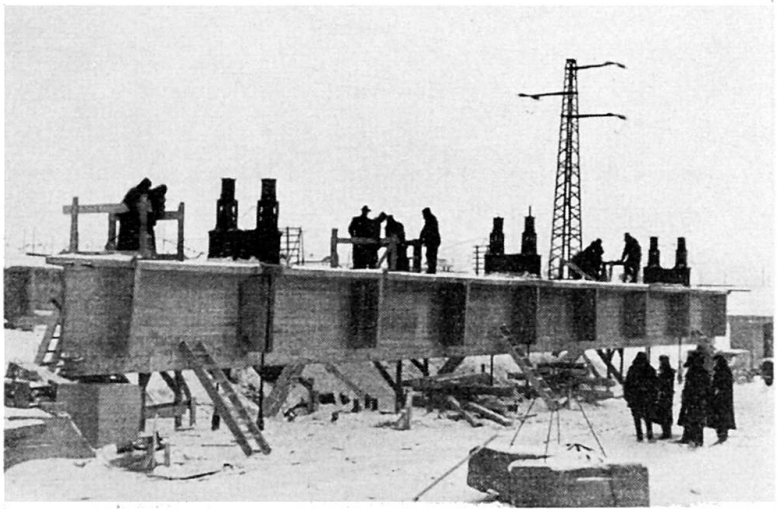


Fig. 4.

Une poutre de même portée a été sollicitée jusqu'à la rupture par cisaillement.

La poutre a été armée au moyen de fils horizontaux précontraints et de barres verticales non précontraintes.

Sans l'emploi d'armatures inclinées, la poutre a bien résisté à la fissuration et s'est rompue sous l'action d'un effort de cisaillement de 1,5 fois plus grand que le cisaillement obtenu par la formule des charges à la rupture.

Sur la fig. 5 on donne le tronçon au droit de l'appui de la poutre en cours de destruction.

De nombreuses données, y compris des essais à la fatigue, collectionnés depuis plusieurs années, permettent d'appliquer la méthode de calcul des états limites pour de grands ouvrages tels des ponts déjà réalisés en URSS.

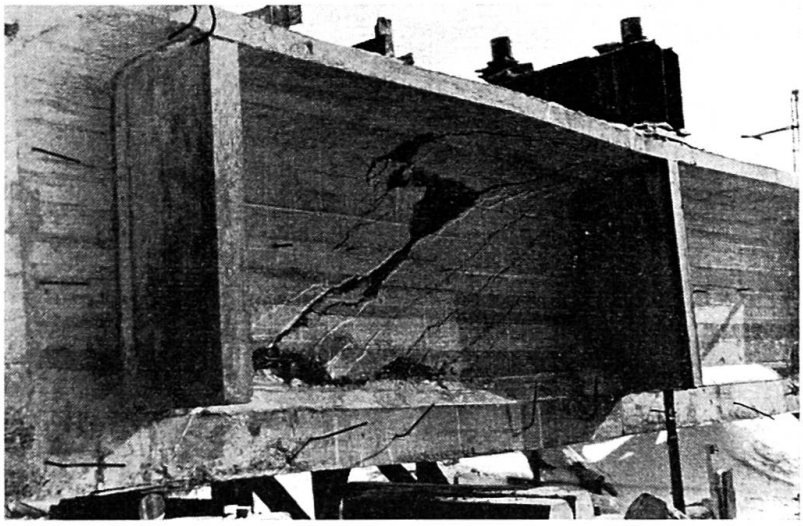


Fig. 5.

Résumé

L'auteur expose les principes de calcul des ponts par la méthode des états limites, méthode adoptée en URSS.

Le cas général envisage trois états limites: celui de la capacité portante, des déformations générales et des déformations locales.

Les particularités les plus caractéristiques de la nouvelle méthode de calcul sont les suivantes:

1. L'application des relations statistiques pour déterminer les coefficients différenciés de la résistance des ouvrages.
2. La détermination des états limites réels compte tenu du comportement élasto-plastique des structures des ouvrages.

Les charges calculées sont introduites dans le calcul avec le coefficient de la surcharge, les caractéristiques de la résistance des matériaux — avec le coefficient d'uniformité.

Ces coefficients sont établis d'après les courbes de répartition.

Les coefficients des conditions de travail sont introduits dans certains cas particuliers.

Le calcul des constructions en béton armé se fait en supposant:

1. Que le diagramme des contraintes dans la zone comprimée est rectangulaire.
2. Que le béton atteint la limite de sa résistance en même temps que l'armature atteint sa limite d'écoulement.

L'URSS a entrepris un grand nombre d'essais sur des poutres précontraintes de 18 à 32 m de portée. Ces essais ont confirmé que les méthodes de calcul adoptées sont justes. Les mêmes méthodes sont appliquées à présent au calcul des constructions des ponts.

Zusammenfassung

Die Prinzipien der Berechnung von Brücken nach dem Grenztragvermögen, wie sie in der UdSSR angenommen wurden, werden hier durch den Autor dargelegt.

Der allgemeine Fall umfaßt drei Grenzzustände: denjenigen der Tragfähigkeit, der allgemeinen und der lokalen Formänderungen.

Die charakteristischsten Merkmale des neuen Berechnungsverfahrens sind folgende:

1. Die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsbeziehungen zur Bestimmung von differenzierten Tragfähigkeitskoeffizienten der Bauwerke.
2. Die Bestimmung der wirklichen Grenzzustände mit Berücksichtigung des elasto-plastischen Verhaltens der Tragwerksglieder.

Die errechneten Belastungen werden in die Berechnung mit dem Lastkoeffizienten, die Charakteristiken der Materialfestigkeit mit dem Gleichförmigkeitskoeffizienten eingeführt.

Diese Koeffizienten werden nach Verteilungskurven bestimmt.

In besonderen Fällen werden ebenso Arbeitsbedingungskoeffizienten berücksichtigt.

Die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen wird auf folgenden Annahmen aufgebaut:

1. Das Spannungsbild im Druckbereich soll rechteckig sein.
2. Der Beton erreicht seine Grenzfestigkeit im gleichen Zeitpunkt, in welchem die Bewehrung die Fließgrenze überschreitet.

Die UdSSR hat eine große Reihe von Versuchen an vorgespannten Balken mit Spannweiten von 18 bis 32 m durchgeführt. Die Ergebnisse bestätigen die Richtigkeit der angenommenen Berechnungsmethoden, die nun auch auf Brückentragwerke angewendet werden.

Summary

The author describes the principles of the calculation of bridges by the method of limiting states which has been adopted in the U.S.S.R.

The general case takes into consideration three limiting states: that of bearing capacity, of general deformations and of localised deformations.

The most characteristic features of the new method of design are as follows:

1. The application of statistical relationships for the determination of differentiated coefficients for the strength of the structures.
2. The determination of actual limiting states having regard to the elasto-plastic behaviour of the bridge structures.

The calculated loads are introduced into the calculation with the coefficient for the imposed load, the characteristics of the strength of the materials — with the coefficient of uniformity.

These coefficients are established in accordance with the distribution curves.

Coefficients for the working conditions are introduced in certain special cases.

The calculation of reinforced concrete structures is carried out on the assumptions: 1. that the diagram of the stresses in the compression members is rectangular; 2. that the concrete reaches the limit of its strength at the same time as the reinforcement reaches the yield limit.

The U.S.S.R. has conducted a large number of tests on prestressed beams with spans ranging from 18 to 32 m. These tests have confirmed that the methods of calculation adopted are reliable. The same methods are now applied to the calculation of bridge constructions.

IVb1

Prestressed Concrete Bridges. Cumulative Effect and Range of Fatigue Loading

Ponts en béton précontraint. Effet cumulatif et domaine des sollicitations à la fatigue

Spannbetonbrücken. Kumulativer Effekt und Bereich bei Ermüdungsbelastung

P. W. ABELES
London

Bridges are normally designed for a factor of safety against failure of at least two and this is mostly based on the maximum load which occurs only intermittently. The maximum working load is thus not more than half the failure load, and hence the compressive stress ensures a sufficiently high factor of safety against fatigue, since fatigue failure load is usually in excess of 60 % of the static failure load.

With regard to the concrete tensile stresses, the conditions are different and fatigue must be taken into account. Full freedom from any concrete tensile stress is essential only where an infinite number of cycles of great loading range occurs combined with heavy vibrations, as in hammer foundations. However, with road bridges an infinite number of cycles takes place only for a limited range of stresses and heavy loadings occur only intermittently. Consequently, it seems to be feasible to allow, under infrequent loading, substantial tensile stresses and at the same time to ensure that visible cracks do not develop even after a great number of such intermittent loadings have taken place.

It has been established that micro-cracks develop in prestressed concrete as soon as the resultant concrete tensile stress reaches a value equal to the tensile strength which may be approximately 500 p.s.i. (35 kg/cm^2) with high strength concrete. At that stage the limit of extensibility of the concrete is reached and completely harmless micro-cracks develop which may have widths of 1/10,000th to 1/15,000th in. [1]. This stage is independent of the dimension, percentage and distribution of steel and magnitude of prestress. These micro-cracks later become visible to the unaided eye at a much higher stress, the

magnitude of which depends on many conditions, such as the distribution and bond of the steel and may normally vary with pre-tensioned steel between 1,000 and 1,200 p.s.i. (70 to 84 kg/cm^2), but even higher values may occur with high percentages of well distributed steel. When such cracks become visible to the unaided eye they usually have a width of 0.001 in. (0.025 mm) but they may be identified at a lesser width if their position is known from a previous loading. The limit at which cracks may still be considered as harmless from the point of view of corrosion in a dense concrete is 10 times the width mentioned above. The author showed the representative widths of such cracks at the last Congress in Lisbon [2].

Fatigue tests carried out by British Railways Research Department and Chief Civil Engineer's Department, Eastern Region, have proved that freedom from visible cracks can be obtained for a limited stress range after the development of micro-cracks for many cycles during which such cracks open and close. In a subsequent static loading test, these micro-cracks became visible at approximately the same load as that expected when no fatigue loading had previously taken place.

In a test carried out by the Research Department, British Railways, at Derby in 1954, 1 million loading cycles were first applied corresponding to a stress range between 30 p.s.i. and 650 p.s.i. tension. As soon as the range was extended by 300 p.s.i. compression without increasing the upper limit of the tensile stress, some of the micro-cracks became visible.

In the entire fatigue loading of the same beam almost 10 millions of cycles were applied with the upper limit of the range gradually increasing. In this case the beam was loaded first statically until cracks became visible and the whole dynamic loading was carried out in a cracked state. It may be noted that these cracks closed completely on removal of the load until 7 million cycles had been applied and only afterwards, at a higher range of stresses, did the cracks remain visible. Other tests were carried out at Liège in 1951 and 1957/58 on composite specimens with similar results.

In all these tests the same specimen was used for various loading stages and thus a cumulative effect was obtained and in view of the uncertainty about this effect upon the various ranges of pulsating loading, the author suggested that basic fatigue tests should be carried out to determine the influence of stress range and magnitude of the tensile stress upon the development of visible cracks. This suggestion was accepted in 1958 by the Chief Civil Engineer of the Eastern Region, British Railways, and by the Railway Research Department. Twelve beams were, therefore, manufactured for testing early in 1959 as shown in Fig. 1. They were produced in two pre-tensioning beds and have thus approximately the same prestress. One beam of each bed was loaded to failure statically and two beams are intended to be subjected to a sustained loading for the purpose of comparison with dynamic loading. Of the remaining eight beams four have already been tested by pulsating loading in

this year. From Fig. 1, the testing arrangement is seen as well as the stresses at transfer together with the effective prestress and those for zero load. They have been calculated on the one hand for probable losses of prestress to be expected at the time of testing and, on the other hand for maximum possible losses. The former were computed for two-thirds of shrinkage and creep losses, as considered in the British code, CP. 115, and a relaxation of steel of 5,000 p.s.i., whilst the maximum losses were computed for the entire shrinkage and creep and a relaxation loss of 10,000 p.s.i. according to British code. It must be

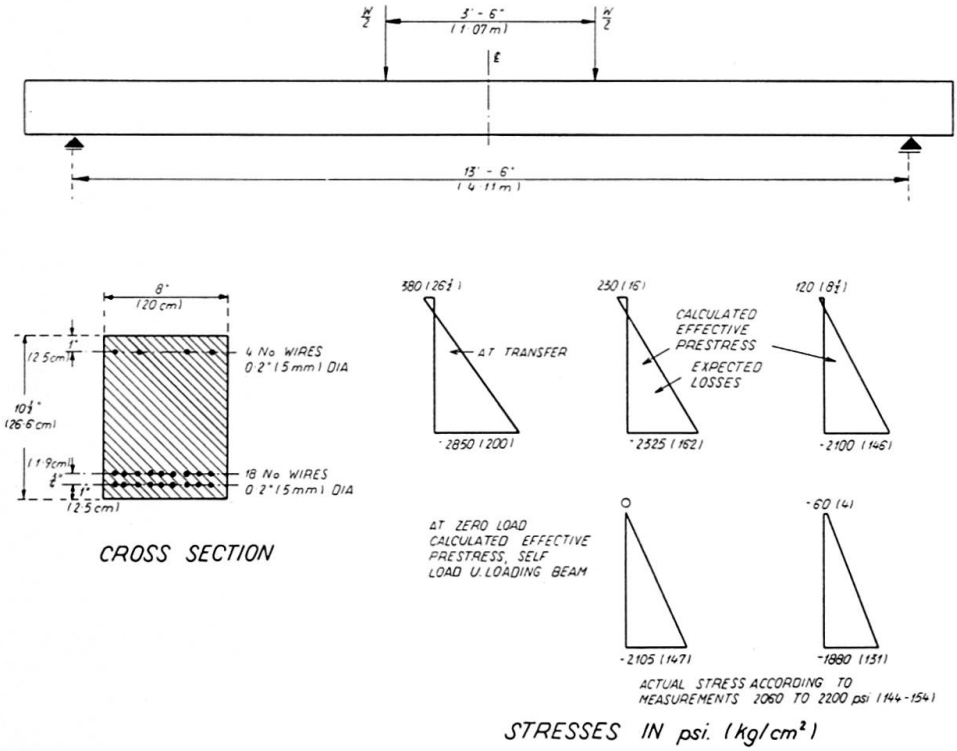


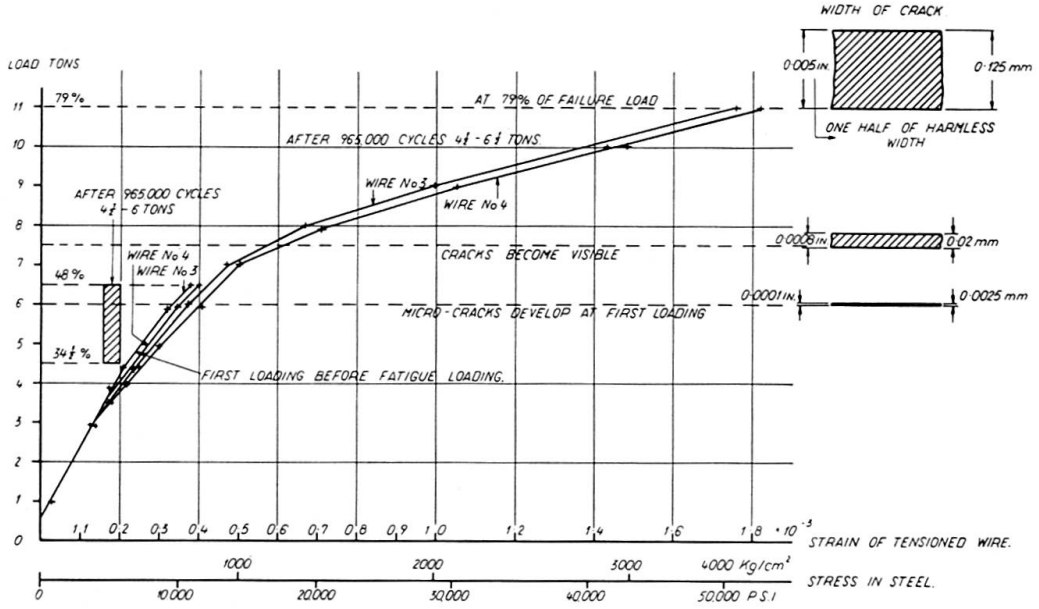
Fig. 1.

appreciated that these beams were tested at an age of more than one year and were exposed to appreciable shrinkage and creep during the hot summer of 1959. From exact strain measurements before transfer of the prestress, and at testing, stresses were obtained for each individual beam. As is seen from Fig. 1, the stresses thus computed for the bottom edge at zero load indicate very good agreement with the calculated and expected value.

It was considered permissible to separate the dynamic loading with regard to micro-cracks from that of failure, it being assumed that the dynamic loading, during which cracks are invisible, does not influence the fatigue failure resistance, and so far the tests have proved this assumption to be correct.

The Research Engineers of British Railways developed a new method of ascertaining micro-cracks during dynamic loading by the provision of thin copper wires which fractured when their elongation slightly increased. It was

thus possible by this fracture to stop the working of the pulsator by the inclusion of the copper wire in an electric circuit. However, it has not been possible to ascertain exactly how many repetitions occurred between the actual development of micro-cracks and the fracture of the wire when the pulsator stopped; but this unknown number of cycles cannot be very great. In connection with these crack detection wires it was possible also to ascertain the number of micro-cracks. The wires were fixed by means of "Durofix" adhesive to the face of the concrete, and the Research Engineers discovered that the individual micro-cracks were visible in the "Durofix" coating to the unaided eye, but in the concrete only by the use of a high-powered magnifier.



STRAIN DIAGRAM OF WIRES AT STATIC LOADING UP TO 11 TONS (79% F.L.)

Fig. 2.

Fig. 2 shows strain measurements obtained at static loading tests from electric resistance strain gauges affixed to the pre-tensioned wires of beam E. 3. The strain readings of the gauges on wires 3 and 4 at the first static loading are seen as well as those taken after 965,000 cycles between $4^1/_2$ and $6^1/_2$ tons. Micro-cracks occurred at a loading of 6 tons and in a sister beam, having similar stress conditions, these cracks became visible at a load of $7^1/_2$ tons. In the various beams micro-cracks occurred at a resultant tensile stress at the outer tensile face which, at present, may be assumed between 500 and 645 p.s.i. (35 to 45 kg/cm²) and the corresponding stress at which cracks became visible amounted to 1145 and 1290 p.s.i. (80 and 90 kg/cm²). When the micro-cracks were noticed, they had a width of 0.001 in. (0.0025 mm), but the experienced research workers, with their skilled eyes, were unable to observe them without aid when they were only 0.0007 in. (i. e. 0.0175 mm) wide although their posi-

tion was revealed in the adjacent "Durofix" coating. They were, however, just able to see them when the cracks became 0.0008 in. i. e. 0.02 mm wide. Obviously no generalisation can be made since the degree of visibility depends also on the surface conditions of the concrete and any surface damage at the cracks.

From the static loading tests a good agreement between calculated and actual failure load was obtained and it is thus possible to relate each loading to a percentage of the failure load. It will be seen that 11 tons correspond

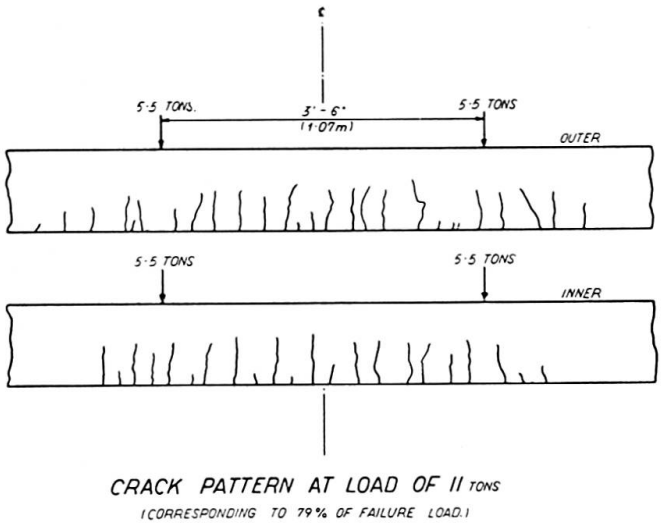


Fig. 3.

to 79 per cent of the failure load. Figure 3 shows the crack pattern of the beam E 3 at a static loading of 11 tons after 965,000 cycles between $4^1/_2$ and $6^1/_2$ tons. It is noteworthy that at a load of approximately 80 per cent of the failure load the maximum width of the cracks amounted to 0.005 in. which is approximately half the limit of width generally considered as harmless.

Fig. 4 shows some results of these tests. An attempt has been made to plot Wöhler curves or some kind of Goodman diagrams based on four beams tested so far. This cannot be considered as definite, particularly since the magnitude of the stresses are not completely certain, as the tests are not yet completed. For example, Beam E 6 stood up to 99,000 cycles over a large loading range $1^1/_2$ to $6^1/_2$ tons, i. e. between 14 % and 48 % of the failure load, corresponding to a stress range of 2,120 p.s.i. (148 kg/cm^2) with a maximum tensile stress of about 650 p.s.i. (45 kg/cm^2). The beam E. 10 was tested solely within the tensile range by applying loads between 5 and $6^1/_2$ tons, corresponding to 38 to 48 % of the failure load and sustained 2,777,000 cycles, before the cracks became visible at one side and 3,144,000 cycles before this occurred at the other one. In order to detect this loading, new crack detecting wires were placed above the position at which micro-cracks had been detected. As

soon as micro-cracks developed at this higher position, the pulsation was again automatically stopped and it was possible to investigate whether the micro-cracks had become visible during a static loading test. In this case the dynamic loading was further continued until 5×10^6 cycles had been completed.

Another example is Beam E 3, already discussed before. In this case cracks became visible after 709,000 cycles on one side and at 965,000 cycles on the

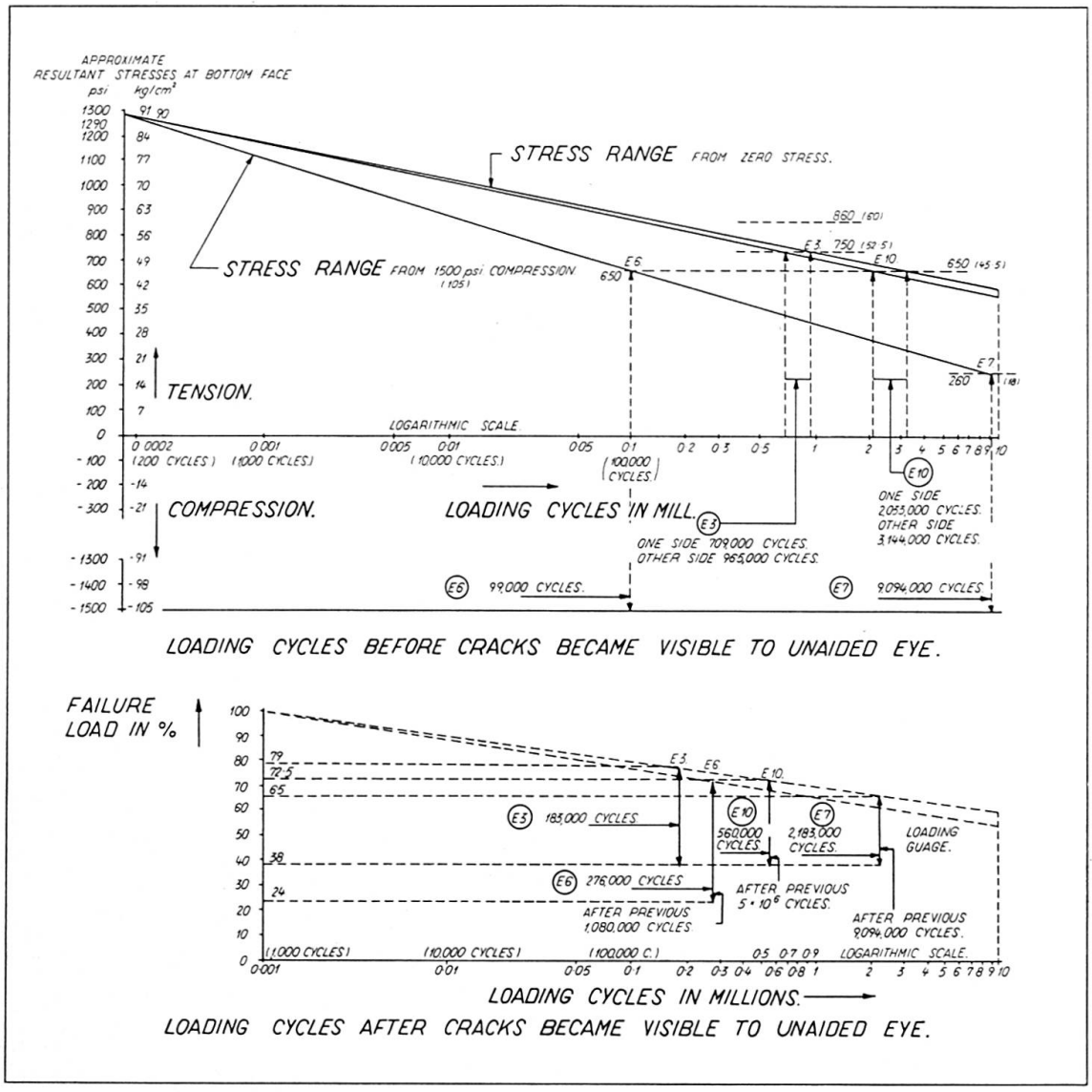


Fig. 4.

other one. The 4th beam E 7 was dynamically loaded between 1 and 5.6 tons and initially micro-cracks did not occur. However, after 30,000 cycles the crack detecting wire stopped the pulsation and micro-cracking was noticed; normally at first stopping 6—10 micro-cracks between the loading points were visible in the "Durofix". In this case, the tensile stress may have originally been only about 260 p.s.i., and it is not unlikely that it soon became much larger owing to fatigue creep, until micro-cracks developed.

In the upper graph the author has attempted to show curves, indicating the upper limit of stress related to the number of cycles at which cracks became visible and these are plotted in logarithmic scale. These curves start from a tensile stress of 1290 p.s.i., at which cracks seem to have become visible at the static loading. Two almost straight lines were obtained for the two lower limits of the different loading ranges i.e. zero stress and compressive stress of 1,500 p.s.i.

In the lower graph, curves are plotted for failure conditions. Only the cycles at the failure loading have been considered and the dynamic loading during the previous cracking examination has been disregarded. It is seen that these two loadings appear to be completely independent of each other. The maximum number of cycles has so far been reached for the same beam E 7 after 9 million previous cycles. In this case there were over 2 million cycles between 38 and $65^1/_2\,\%$ of the failure load. With the beam E 7, 560,000 cycles occurred between 38 and $72^1/_2\,\%$ of the failure load; but the number of cycles was less, when the range of loading was increased without changing the upper limit. After 276,000 cycles failure took place for a range between 24 and $72^1/_2\,\%$ of the failure load. Beam E 3 failed for a range between 38 and 79 % of the failure load after 183,000 cycles. In all these cases first one prestressed wire fractured, later a second and a third followed and sometimes up to 6 wires ruptured before sudden fatigue failure took place.

If these curves are taken to be representative it can be expected that even for an infinite number of cycles e.g. 100 million cycles there appears to be a substantial range of stresses which can be considered, without risking the development of visible cracks provided that this range is limited to tensile stresses only. Similarly for ultimate load an infinite number of million cycles seems to be permissible for an appreciable range of loading.

If time had permitted, it would have been possible to continue the pulsating loading for each range after the cracks had become visible to ascertain how many cycles can be applied before they become wider than the permissible width of 0.01 in. or before they do not close completely on removal of load. In this case a third family of curves would have been obtained for this condition. However it was not within the scope of these tests to carry out such further investigations.

Finally the author would like to thank the Chief Civil Engineer, British Railways, Eastern Region, and the Director of Research British Railways for permission to publish these test results.

References

1. R. H. Evans, "Extensibility and Modulus of rupture of concrete". Str. Eng. Dec. 1946.
2. P. W. Abeles, "Safety against cracking and permissible stresses in prestressed concrete". 5th Congress IABSE Final Report. Fig. 6.

Summary

The magnitude of the permissible concrete tensile stress at working load under fatigue conditions is of basic importance, as with bridges repetitions of maximum loading occur rarely; hence higher stresses may be allowed for this maximum loading and still freedom from visible cracking be ensured.

Basic fatigue tests are being carried out by British Railways for various loading (i.e. stress) ranges to ascertain when micro-cracks develop, when they become visible and when failure takes place. These tests have not yet been completed, but S.N. curves are shown based on intermediate results.

Résumé

La grandeur des tractions admissibles dans un béton sollicité à la fatigue par les charges de service normales est de la plus haute importance. En effet, les charges maxima ne se présentent que très rarement dans les ponts; pour ces charges, on peut donc admettre des tensions plus élevées sans avoir à craindre de fissuration visible.

Les Chemins de fer Britanniques entreprennent actuellement des essais fondamentaux de fatigue pour divers domaines de charges (ou de contraintes); il s'agit de déterminer l'instant où se forment des fissures microscopiques, à quel moment elles deviennent visibles et quand se produit la rupture. Bien que ces essais ne soient pas encore achevés, l'auteur donne des courbes de fatigue établies à l'aide de résultats intermédiaires.

Zusammenfassung

Die Größe der zulässigen Betonzugspannungen unter Gebrauchslast bei Ermüdungsbelastung ist von grundlegender Wichtigkeit, da bei Brücken die Größtlast nur selten erfolgt; daher können höhere Spannungen für dieselben zugelassen werden und trotzdem kann Freiheit von sichtbaren Rissen garantiert werden. Grundlegende Ermüdungsversuche werden derzeit von den Britischen Bahnen für verschiedene Belastungs- (d.i. Spannungs-) Bereiche durchgeführt, um festzustellen, wann mikroskopische Risse entstehen, wann dieselben sichtbar werden und wann es zum Bruche kommt. Obwohl diese Versuche noch nicht beendet sind, werden auf Grund von Zwischenresultaten Wöhlerkurven gezeigt.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

Die neue Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen

The New Motor Road Bridge Across the Main Near Bettingen

Le nouveau pont autoroute sur le Main près de Bettingen

H. WITTFOHT
Dipl.-Ing., Köln

In den Jahren 1958—1960 entstand die neue Autobahnbrücke über den Main bei Bettingen nach einem Entwurf der Firma Polensky & Zöllner (Fig. 1). Um das Flußbett frei von Einbauten zu halten, wurde eine Mittelöffnung von 140 m gewählt. Diese größte angebotene Mittelstützweite war zugleich am wirtschaftlichsten, weil sie es gestattete, die Balkenunterkante nach einer Parabel geschwungen zu führen, obgleich die Fahrbahntafel rund 20 m hoch über dem Wasserspiegel liegt.

Bemerkenswert ist neben der bisher fertiggestellten größten Spannweite für eine Spannbetonbalkenbrücke, daß die Gradiente der Brücke im Grund-

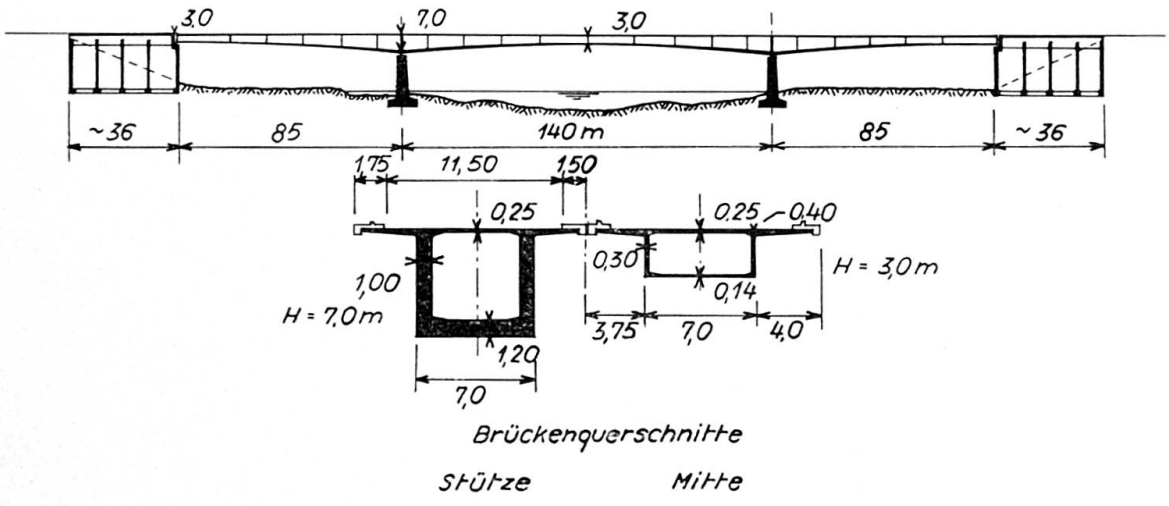


Fig. 1. Brückenübersicht.

riß gekrümmt und im Aufriß mit einer Wannenausrundung versehen ist, also eine räumliche Kurve beschreibt. Der Tiefpunkt der Wanne liegt in der Mittelöffnung der Brücke. Außerdem beträgt die Schiefe zu den Pfeilerachsen rund 72°. Um den Anforderungen aus der Krümmung und der Schiefe gerecht zu werden, wurde für jede Fahrbahn ein vollwandiger, einzelliger Hohlkasten mit beidseits weit auskragender Fahrbahnplatte gewählt. Die verhältnismäßig geringe Breite der Hohlkästen machte es möglich, für die Lagerung auf den Pfeilern die Schiefe zu vermeiden.

Der Brückenüberbau ist durch eine durchgehende Fuge im Mittelstreifen längsgeteilt. Die erste Fahrbahn wurde im Dezember 1959, die zweite im August 1960 fertiggestellt.

Durch die bemerkenswerten Probleme der Statik und Bauausführung einer großen Spannbetonbrücke und die besonderen Verhältnisse des vorliegenden Bauwerks veranlaßt, wurde für die Herstellung des Brückenüberbaus das in Fig. 2 gezeigte Bauverfahren gewählt.

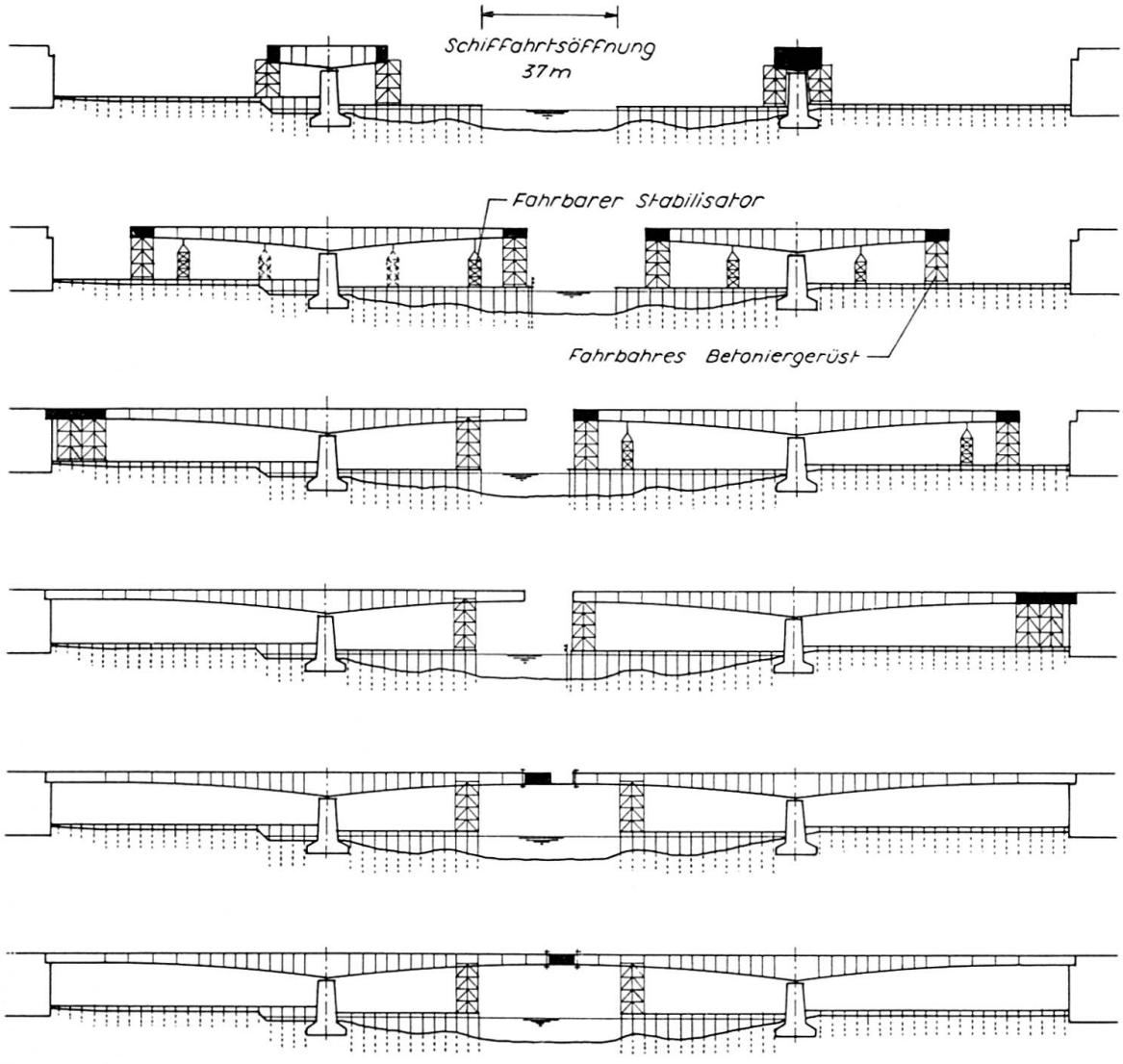


Fig. 2. Herstellungsschema.

Der Überbau wird von den Pfeilern aus fortschreitend mit fahrbaren Lehrgerüsten abschnittsweise hergestellt, wobei die einzelnen Abschnitte nach ausreichender Erhärtung unter Vorspannung gesetzt und an den bereits fertiggestellten Teil des Überbaus, welcher im Bauzustand als Kragträger wirkt, angeschlossen werden.

Nach der Fertigstellung der Pfeiler wird zunächst ein Abschnitt von 14 m Länge auf einem festen Lehrgerüst erstellt, weil bei der Pfeilerschiefe der Gerüstwagen in diesen Bereich nicht hineinfahren kann.

Von den über der Stütze im fertigen Bauwerk vorhandenen Spanngliedern wurden bei der Herstellung des Pfeilerabschnittes zunächst nur die hier, den statischen Erfordernissen entsprechend endenden eingebaut und nach einer ausreichenden Erhärtung des Betons angespannt (Fig. 3). Für die in den

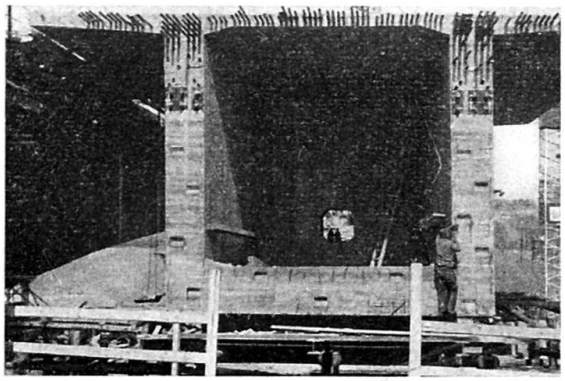


Fig. 3. Pfeilerabschnitt. Bewehrungsanordnung im Querschnitt.

späteren Betonierabschnitten endenden Spannglieder wurden nur die Gleitkanäle durch Einlegen quergewellter Hüllrohre vorbereitet.

Damit die Hüllrohre beim Einbringen des Betons in ihrer genauen Lage gehalten werden, sind sie durch Füllstäbe ausgesteift. Die Füllstäbe sind in vorliegendem Fall dünnwandige Stahlrohre.

Die Querspannglieder in der Fahrbahnplatte und die Vertikalspannglieder in den Stegen wurden sofort in der vorgesehenen Anzahl eingebaut, jedoch zunächst nur ein Teil von ihnen angespannt. Die restlichen, noch nicht angespannten Spannglieder folgten mit fortschreitendem Bauvorgang in Stufen. Alle Spannglieder wurden sofort nach dem Vorspannen mit einem Zementmörtel injiziert und dadurch der nachträgliche Verbund hergestellt.

Verwendet wurde in allen Bauteilen das Spannverfahren PZ, bei welchem durch die Wahl der Bündelung verschieden große Spannkräfte in einem Spannglied vereinigt werden können.

Die fahrbaren Gerüste werden gleichzeitig beidseits an den Pfeiler herangefahren und die Schalung für je einen Bauabschnitt aufgestellt, und zwar für den gesamten Hohlkastenquerschnitt.

Nach dem Einlegen der schlaffen Bewehrung in die untere Platte und die

Stege folgt jeweils das Verlegen derjenigen Spannglieder, die gemäß den statischen Erfordernissen in diesem Abschnitt enden. Hierzu werden die Füllstäbe aus den zugehörigen Gleitkanälen des Pfeilerabschnittes heraus und die entsprechenden Spannbündel eingezogen. Für die neu zu betonierenden Abschnitte sind die Spannbündel mit Hüllrohren versehen, die mit Muffen mit dem bereits einbetonierten Hüllrohrgleitkanal verbunden werden. Nach dem Einfädeln erhalten die Spannbündel in der Schalung die zweite Spannverankerung, während das Anbringen der ersten Spannverankerung (oder der Starrverankerung) bereits auf der Werkbank erfolgte. Die übrigen Gleitkanäle für die später benötigten Spannglieder verlängert man wieder durch Vorziehen der Füllstäbe um die Länge des neuen Bauabschnittes und Überschieben entsprechend langer Hüllrohre, welche ebenfalls an die bestehenden Gleitkanäle durch Verbindungsmuffen angeschlossen sind.

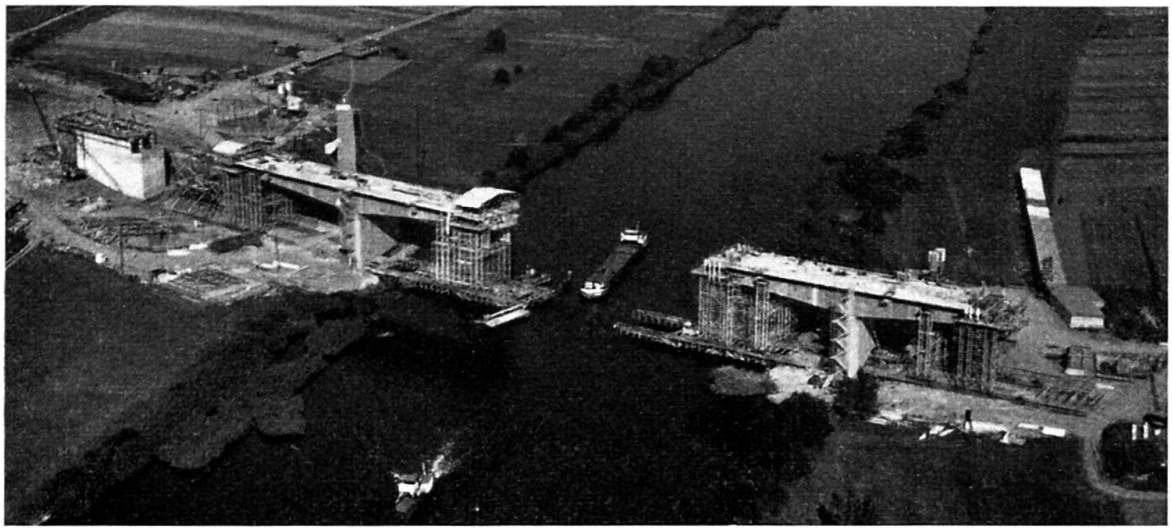


Fig. 4. Bauzustand. 1. Überbau.

Es wurden von den Pfeilern symmetrisch nach beiden Seiten fortschreitend je 9 Abschnitte von 3,50 m Länge und je vier Bauabschnitte von 7,0 m Länge hergestellt (Fig. 4). Um die geforderte Breite der Schiffahrtsrinne einzuhalten, wurde zunächst der Überbau von einem Pfeiler bis zur Mitte vorgetrieben. Nach der Umlegung der Schiffahrtsrinne folgte der Überbau von dem anderen Pfeiler. In der Brückenmitte verblieb eine Öffnung von 14,0 m, die durch Hängegerüst geschlossen wurde.

Zu diesem Zeitpunkt war die Schiffahrtsrinne bereits völlig vom Untergerüst geräumt. Die wasserseitigen Gerüstwagen waren zurückgefahren und zunächst hinter der Begrenzung als Stabilisatoren stehengelassen worden (Fig. 5). Nach dem vollen Anspannen der Spannbewehrung in den Randfeldern wurde die 7,0 m große Lücke in Brückenmitte betoniert und durch das Anspannen von Kontinuitätsspanngliedern in Brückenmitte schließlich die Durchlaufwirkung des Balkens hergestellt. Während des Bauzustandes waren

außer den Betoniergerüsten Nachlaufgerüste vorzusehen, die als Stabilisatoren eine zusätzliche Sicherheit geben und die außerdem eine Beeinflussung des Momentenverlaufs im Kragarm ermöglichten.

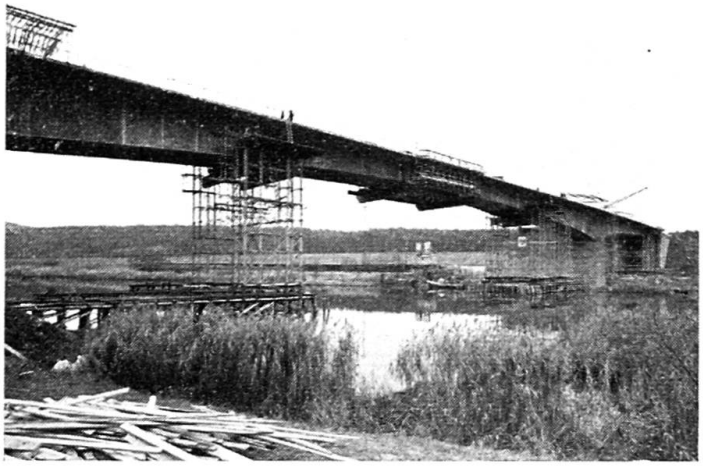


Fig. 5. Mittelöffnung vor dem Scheitelschluß.

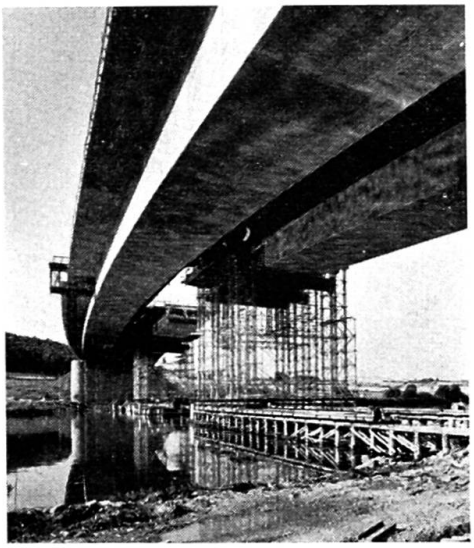


Fig. 6. Brückenuntersicht. Bauzustand. 2. Überbau.

Eine sichere Stabilisierung mit einem möglichst großen Hebelarm war dadurch zu erreichen, daß die Betonier- und Nachlaufgerüste in wechselnder Folge gelöst und verfahren wurden, so daß ein Gerüstpaar ständig den Überbau unterstützte. Da der Überbau im Endzustand ein durchlaufender Balken sein sollte, war auf einem Pfeiler ein bewegliches Lager anzuordnen, das während des Bauzustandes festgelegt wurde. Die Zwängungsmomente im Durchlaufträger nach dem Scheitelschluß sind gering, weil das gewählte Bauverfahren es ermöglichte, die Differenzmomente und die davon abhängigen Biegeverformungen in den Kragträgern während des Bauzustandes gering zu halten. Eine gute Anpassung der Längsspannbewehrung an den Momentenverlauf

durch eine möglichst zweckmäßige Bewehrungsabstufung wurde im vorliegenden Fall durch die Wahl von Spanngliedeinheiten mit 100 t Vorspannkraft erreicht. Die Spannglieder liegen über den Stützen anteilig in den Hauptträgerstegen und der Fahrbahnplatte und in Brückenmitte in den Stegen und der unteren Hohlkastenplatte.

Die Querspannglieder haben eine Nennspannkraft von 42 t. Die Vertikalspannglieder in den Stegen 42 und 23 t.

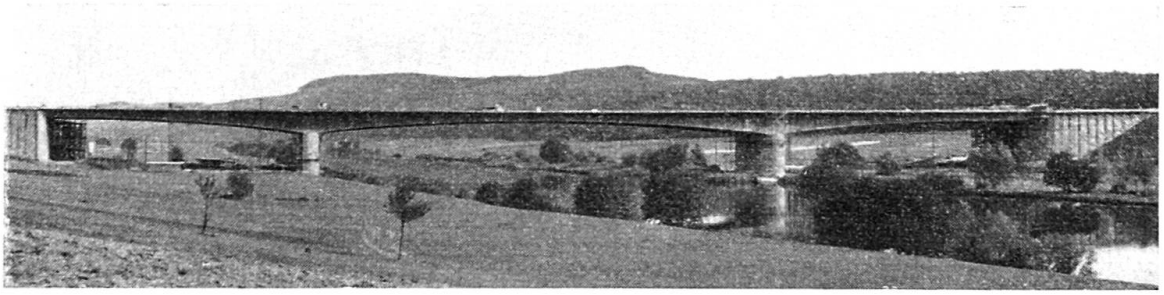


Fig. 7. Brückenansicht. Abschluß der Rohbauarbeiten.

Zusammenfassung

Der Überbau wurde im abschnittsweisen Vorbau mit fahrbaren Gerüsten als kontinuierlicher Balken mit einer maximalen Stützweite von 140 m hergestellt. Die Hauptspannbewehrung besteht aus 100-t-Spannbündeln, die abschnittsweise nachträglich eingefädelt und angespannt werden. Das einwandfreie Einfädeln wird durch das exakte Verlegen der Gleitkanäle mit Hilfsstäben ermöglicht.

Summary

The superstructure was constructed in a cantilevered method with mobile scaffolds as a continuous beam with a maximum span of 140 m. The main prestressing reinforcement consists of 100 tons cables which are threaded and restrained later in phases. The faultless threading is rendered possible by the exact shifting of the shrouding tubes by means of auxiliary members.

Résumé

L'ouvrage est une poutre continue, avec une portée maximale de 140 m; il a été construit par encorbellement, à l'aide d'échafaudages mobiles. La précontrainte principale est assurée par des câbles de 100 t, enfilés et mis en tension selon les exigences de l'avancement. Pour faciliter l'enfilage, les gaines ont été mises en place très exactement à l'aide de dispositifs auxiliaires.

Béton armé et béton précontraint
Stahlbeton und Spannbeton
Reinforced and Prestressed Concrete

V
Structures composées préfabriquées
Bauweise aus Fertigteilen
Prefabricated Structures

Va
Moyens d'assemblage
Verbindungsmittel
Connection Methods

Vb
Redistribution due au fluage des efforts intérieurs
Kräfteumlagerung durch Kriechen
Redistribution of Stresses Due to Creep

General Report

GEORG WÄSTLUND
Professor Dr., Stockholm

Va. Connection Methods

The subject under consideration has been elucidated considerably by the contributions made in connection with the Stockholm congress. The main points of the corresponding papers will be reviewed in what follows.

D. McHenry and A. H. Mattock give in their paper a most valuable report on very extensive investigations of precast prestressed constructions made at the PCA Research and Development Laboratories in USA. The tests dealt with individual girder-slab members, and included studies of continuity performance, horizontal shear, diagonal tension, flexural strength, creep and shrinkage effects, and reverse bending. Then a complete two-span, two-lane bridge was constructed on a half scale in the laboratory and tested to failure.

The test results were in every respect favourable to the pre-cast, prestressed construction system under consideration. Continuity from span to span of the precast girders was obtained by the use of diaphragms at the girder ends, together with a situ-cast deck slab in composite action with the girders. The deck contained deformed bar reinforcement to carry the negative moments at

intermediate supports. This simple connection of the precast girders gave a degree of continuity of about 90% for live load.

The authors state at the beginning of the paper that continuity between adjacent spans of bridges leads to well-recognized advantages. And finally they state that application of this type of connection to building construction as well as to bridge construction results in sounder and more economic structures than those made from precast concrete members which do not utilize continuity.

The interested reader is referred to a series of PCA Development Department Bulletins containing detailed reports on the investigations and aspects on design criteria.

D. H. NEW gives in his paper some comments on the paper by CASADO and GOÑI. He emphasizes that careful attention must be focused on the necessity of developing joints that give adequate strength and rigidity combined with economy and speed erection. He explains his points of view in discussing three cases of detailed connection joints shown in the author's paper. NEW also emphasizes a statement in the General Report that the Designer should design any unit for handling in all its stages of manufacture and erection and not merely in its final position.

C. F. CASADO gives a short answer to Mr. NEW, with some supplementary information.

H. ZEIDLER describes in his paper a system which has successfully been used in the erection of a 10-storey hospital building. In each storey, pairs of reinforced concrete members were set up as half frames opposite each other, and were supported in the middle of the structure by a latticed steel column. The steel column in the first place served as an auxiliary mounting scaffold but was later enclosed in a situ-cast concrete column then serving as reinforcement. Simultaneously the half frames became monolithically connected with the column. The author of this paper wishes to draw the attention to the possibility of combination of steel constructions with precast reinforced concrete structural units.

E. LEWICKI announces in his contribution some trends in the practice of the last four years while commenting a survey of different connection joints that the author had published at the Lisbon congress 1956. The author considers that additional arrangements to make connection joints rigid for full continuity should be restricted only to cases where this is absolutely necessary. The reason is saving in cost and in time for erection. It is seen that this attitude is somewhat contradictory to that of the authors above.

Conclusions

1. Careful attention must be focused on the necessity of arranging supports for, and connection joints of, precast concrete members that give adequate strength and rigidity combined with economy and speed of erection.

2. The Designer of precast concrete units must co-operate with the Fabricator and the Erector, and must consider fully manufacture, handling off the casting beds, transport to site, safety during lifting, and erection.
3. Continuity between adjacent spans leads to well-recognized advantages, e.g. less field moments, less deflections, less sensitivity to secondary influences, such as eccentric loadings or eccentric supports.
4. Expansion joints or shrinkage joints are in some cases necessary.
5. Supports and connection joints without continuity, but with adequate fixing and stability, are often quite satisfactory.
6. Many examples of details from precast building constructions are given and discussed from practical points of view.
7. The possibility of a combination of steel constructions (used as auxiliary mounting scaffolds later enclosed in concrete) and precast reinforced concrete structural units should be considered for special cases.
8. In a single paper, by McHENRY and MATTOCK, very extensive experimental investigations on the properties of connection joints are reported. Further studies of that kind are highly desirable.

Vb. Redistribution of Stresses due to Creep

In the paper by J. N. DISTEFANO the author treats in principle the problem of calculating the deflections of a concrete beam under loading, resting on a continuous bed of visco-elastic material. In this case there will be visco-elastic deformations both in the beam and in the bed. In particular, the author makes different assumptions regarding the influence of age of concrete on the creep function. The author is of the opinion that this influence is considerable for situ-cast constructions but that it is less pronounced for precast units long-time-stored before use. For the latter case the author has made explicit calculations and confirmed the correctness of the classical method of using a reduced elastic modulus.

It has been advisable not to formulate any conclusions regarding theme V b but only to refer to the General Report.

Note. In accordance with the proposal made in the General Report, a subcommittee of the IABSE Working Commission III was created during the Stockholm congress in order to study more systematically problems connected with prefabricated structures.

Rapport général

Va. Moyens d'assemblage

Les communications présentées au congrès de Stockholm ont largement contribué à éclaircir le problème des moyens d'assemblage. Nous allons passer en revue les points principaux des mémoires y relatifs.

MM. D. McHenry et A. H. Mattock décrivent dans leur intéressant mémoire des recherches très poussées concernant des ouvrages préfabriqués et précontraints; ces recherches ont été effectuées aux Etats-Unis, dans les Laboratoires de Recherche et de Développement de l'Association des Ciments Portland. Ces essais ont porté d'abord sur des poutres-dalles isolées; ils comprenaient des recherches relatives à la continuité, aux efforts rasants, aux contraintes principales, à la résistance à la flexion, aux effets du fluage et du retrait, ainsi qu'à un moment de flexion de signe inversé. Finalement, on réalisa en laboratoire, à l'échelle 1 : 2, un pont complet à deux voies, continu sur deux travées, et on l'essaya jusqu'à la rupture.

Les résultats des essais se sont montrés favorables sous tous les rapports pour le système préfabriqué et précontraint étudié. De travée en travée, la continuité des poutres préfabriquées était assurée par des diaphragmes disposés aux extrémités des poutres et par une dalle de tablier coulée sur place, participant à la résistance des poutres. Cette dalle était munie de fers d'armature profilés, destinés à reprendre les moments négatifs au droit des appuis intermédiaires. Ce procédé simple d'assemblage des poutres préfabriquées a permis d'obtenir un degré de continuité s'élevant à environ 90% pour les surcharges.

Au début de leur article, les auteurs constatent que la continuité entre les travées adjacentes d'un pont présente des avantages évidents. Pour terminer, ils indiquent que l'utilisation de ce type d'assemblage, aussi bien dans la construction des immeubles que dans celle des ponts, permet de réaliser des ouvrages en béton mieux adaptés et plus économiques que ceux comportant des éléments préfabriqués sans continuité.

Si l'on désire une documentation plus complète, on pourra consulter les Bulletins de la Section de Développement de l'Association des Ciments Portland, bulletins qui contiennent les rapports détaillés des recherches effectuées et quelques aspects des critères relatifs aux études.

M. D. H. New commente dans sa contribution le mémoire de MM. Casado et Goñi. Il relève particulièrement qu'il est nécessaire de développer des assemblages présentant une résistance et une rigidité suffisantes, tout en étant économiques et rapides à réaliser, et que ce point doit retenir spécialement l'attention. Il expose son point de vue en discutant les détails de trois assemblages présentés par les auteurs précités. Il souligne également une remarque émise dans le Rapport général: l'ingénieur chargé de l'étude doit tenir compte de tous les états de fabrication et de montage et ne peut se limiter à considérer les sollicitations de l'ouvrage terminé.

M. C. F. Casado répond brièvement à M. New et donne quelques indications complémentaires.

M. H. Zeidler décrit un système qui a été utilisé avec succès lors de la construction d'un hôpital comportant dix étages. A chaque étage, des éléments en béton, formant deux demi-cadres, ont été érigés l'un en face de l'autre et

soutenus au milieu de l'ossature par un poteau métallique à treillis. Ce poteau métallique servait d'abord d'échafaudage auxiliaire de montage; il venait ensuite s'incorporer dans la colonne en béton coulée sur place et y tenait lieu d'armature. En même temps, les demi-cadres étaient assemblés monolithiquement à la colonne. L'auteur veut montrer dans sa communication comment on peut combiner des parties métalliques avec des éléments préfabriqués en béton armé.

M. E. Lewicki indique dans son mémoire quelques tendances constatées dans la pratique de ces quatre dernières années et il passe en revue à cet effet les différents types d'assemblage qu'il a présentés lors du congrès de Lisbonne en 1956. Il pense qu'il faut limiter au strict minimum les dispositifs additionnels destinés à réaliser des liaisons parfaitement continues, ceci afin de réduire les dépenses et la durée du montage. Ce point de vue est quelque peu en contradiction avec celui des auteurs précédents.

Conclusions

1. Pour les éléments préfabriqués en béton, il est nécessaire de prévoir des appuis et des assemblages présentant une résistance et une rigidité suffisantes, tout en étant économiques et rapides à réaliser; ce point doit retenir spécialement l'attention.
2. L'ingénieur chargé d'étudier des éléments préfabriqués en béton doit travailler en collaboration avec le fabricant et l'entrepreneur chargé du montage; il doit considérer à la fois la fabrication, le démoulage, le transport à pied d'œuvre, la sécurité pendant le levage et le montage.
3. La continuité entre travées adjacentes présente des avantages évidents, par exemple une diminution des moments en travée, des flèches plus petites, une sensibilité moins grande aux influences secondaires, comme celles de charges ou de réactions excentriques.
4. Dans certains cas, il est nécessaire de prévoir des joints de dilatation ou de retrait.
5. Des appuis ou des assemblages sans continuité sont souvent parfaitement satisfaisants, pourvu qu'ils présentent une stabilité et un degré de fixation suffisants.
6. De nombreux exemples de détails relatifs à des ouvrages préfabriqués sont présentés et discutés du point de vue pratique.
7. Dans des cas spéciaux, on peut envisager d'utiliser des parties métalliques (servant d'échafaudages auxiliaires de montage et s'incorporant par la suite dans le béton) combinées avec des éléments préfabriqués en béton armé.
8. Un seul mémoire, celui de MM. McHenry et Mattock, décrit des recherches expérimentales très poussées relatives aux propriétés des assemblages. Il serait hautement souhaitable que l'on dispose d'autres études de ce genre.

Vb. Redistribution due au fluage des efforts intérieurs

Dans son mémoire, M. J. N. DISTEFANO traite en principe le problème de la détermination des flèches d'une poutre en béton chargée, reposant sur une fondation continue visco-élastique. On obtiendra donc des déformations visco-élastiques à la fois dans la poutre et dans sa fondation. L'auteur fait en particulier différentes hypothèses concernant l'influence de l'âge du béton sur la fonction de fluage. Il estime que cette influence est considérable pour les ouvrages coulés sur place mais qu'elle est moins marquée pour les éléments préfabriqués, qui demeurent longtemps en dépôt avant d'être utilisés. Pour ce dernier cas, l'auteur développe des calculs explicites et confirme l'exactitude de la méthode classique dans laquelle on utilise un module d'élasticité réduit.

En ce qui concerne le thème Vb, il paraît judicieux de ne pas formuler de conclusions et de se contenter de se référer au Rapport général.

Remarque: Comme nous l'avions proposé dans le Rapport général, il a été créé lors du congrès de Stockholm, au sein de la Commission de travail III de l'AIPC, une sous-commission chargée d'étudier plus systématiquement les problèmes relatifs aux ouvrages préfabriqués.

Generalbericht

Va. Verbindungsmethoden

Dieses Thema ist durch die am Stockholmer Kongreß vorgelegten Beiträge weitgehend erläutert worden. Die wichtigsten Punkte dieser Veröffentlichungen sollen nachstehend nochmals erwogen werden.

D. MCHENRY und A. H. MATTOCK geben in ihrem Beitrag einen äußerst wertvollen Bericht über sehr weitführende Untersuchungen an vorfabrizierten, vorgespannten Bauteilen, ausgeführt an den PCA Research and Development Laboratories in den USA. Die Versuche befaßten sich mit einzelnen Träger-Platten-Elementen, einschließlich Studien über Herstellung der Kontinuität, horizontale Schubspannungen, Hauptzugspannungen, Biegefestigkeit, Kriech- und Schwindeffekte sowie Vorzeichenwechsel der Momente. Im weiteren wurde im Laboratorium eine vollständige zweispurige Zweifeldbrücke im Maßstab 1 : 2 errichtet und auf Bruch untersucht.

Die Versuchsergebnisse fielen für die betrachtete, vorfabrizierte, vorgespannte Bauweise in jeder Beziehung günstig aus. Kontinuität zwischen den Feldern wurde durch Auflagerquerträger und einer Verbundplatte aus Ortsbeton erstellt. Zur Aufnahme der negativen Momente über dem Auflager wurden profilierte Stahleinlagen in der Platte verwendet. Diese einfache Ver-

bindung mit den vorfabrizierten Trägern erzielte einen Kontinuitätsgrad für Nutzlast von 90 Prozent.

Einleitend weisen die Autoren darauf hin, daß Kontinuität zwischen den Spannweiten zu offensichtlichen Vorteilen führt. Schließlich halten sie auch fest, daß durch Herstellung der Kontinuität sowohl im Hoch- wie im Brückenbau bessere und wirtschaftlichere Konstruktionen erstellt werden können, als wenn auf solche Verbindungen verzichtet wird.

Die besonders interessierten Leser werden auf eine Reihe Veröffentlichungen des PCA Development Department aufmerksam gemacht, welche detaillierte Rapporte über die Untersuchungen und Aspekte der Konstruktions-Kriterien enthalten.

D. H. New kommentiert in seinem Aufsatz die Veröffentlichung von Casado und Goñi. Er betont, daß die Entwicklung von Verbindungen, die genügend fest und steif, andererseits aber auch wirtschaftlich und schnell erstellbar sind, besonders wichtig ist. Er erläutert seine Ansicht am Beispiel dreier Verbindungen aus der Veröffentlichung der beiden Autoren. New weist erneut auf die Bemerkung im Generalbericht hin, daß der Konstrukteur jedes Element in der Weise entwerfen soll, daß alle Phasen der Herstellung und Montage berücksichtigt werden müssen und nicht allein die Endstufe.

C. F. Casado gibt eine kurze Replik zu den Ausführungen News sowie einige zusätzliche Erläuterungen.

H. Zeidler beschreibt in seinem Aufsatz ein System, das mit Erfolg beim Bau eines 10stöckigen Spitalgebäudes zur Anwendung kam. In jedem Stockwerk wurden paarweise armierte Betonelemente als Halbrahmen aneinandergesetzt und in der Mitte auf eine vergitterte Stahlstütze abgestellt. Die Stahlstütze diente in erster Linie der Montage der Halbrahmen; sie wurde jedoch später mit Ortsbeton ausbetoniert und so monolithisch mit den Rahmen verbunden. Der Autor dieser Arbeit möchte hier auf die Möglichkeit der Kombination von Stahlkonstruktionen mit vorfabrizierten Betonelementen hinweisen.

E. Lewicki verweist in seinem Beitrag auf die Entwicklungstendenzen der Praxis in den letzten vier Jahren, indem er verschiedene Verbindungen erläutert, die der Autor anläßlich des Lissaboner Kongresses im Jahre 1956 veröffentlichte. Der Verfasser ist der Ansicht, daß zusätzliche Maßnahmen zur Erreichung voller Kontinuität nur in absolut notwendigen Fällen getroffen werden sollten. Der Grund dafür liegt in der Einsparung an Kosten und Montagezeit. In dieser Auffassung läßt sich ein gewisser Gegensatz zu jener der früher genannten Autoren feststellen.

Schlußfolgerungen

1. Es ist notwendig, der Ausbildung von Auflagern und Verbindungen bei Verwendung von vorfabrizierten Elementen im Hinblick auf genügende Festigkeit und Steifigkeit sowie Wirtschaftlichkeit und Schnelligkeit bei der Montage besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

2. Der Konstrukteur von vorfabrizierten Betonelementen muß mit dem Hersteller und Unternehmer eng zusammenarbeiten. Er muß Herstellung, Ausschalen, Transport sowie Sicherheit bei der Montage berücksichtigen.
3. Kontinuität zwischen aufeinanderfolgenden Spannweiten bringt offensichtliche Vorteile mit sich, beispielsweise weniger Feldmomente, weniger Durchbiegungen, geringere Anfälligkeit gegen sekundäre Einflüsse wie exzentrische Belastung sowie exzentrische Auflager.
4. Dehnungs- und Schwindfugen sind in gewissen Fällen notwendig.
5. Auflager und Verbindungen ohne Kontinuität, jedoch mit genügender Stabilität sind des öftern absolut genügend.
6. Viele Beispiele von Einzelheiten bei vorfabrizierten Konstruktionen sind angeführt und von der praktischen Seite her erörtert.
7. Die Möglichkeit der Kombination von Stahlkonstruktionen (als zusätzliche Hilfe bei der Montage, später ausbetoniert) mit vorfabrizierten Betonelementen ist für spezielle Fälle zu untersuchen.
8. Nur in der Arbeit von McHenry und Mattock wird anhand von sehr weitgehenden Versuchen über die Eigenschaften von Verbindungen berichtet. Weitere Studien in dieser Richtung sind höchst wünschenswert.

Vb. Spannungsumlagerung infolge Kriechen

J. N. Distefano behandelt in seiner Veröffentlichung grundsätzlich das Problem der Berechnung der Durchbiegungen eines Betonbalkens auf elastisch-plastischer Bettung. In diesem Fall entstehen elastisch-plastische Deformationen im Balken und in der Unterlage. Der Verfasser geht betreffend Einfluß des Alters des Betons auf die Kriechfunktion von verschiedenen Annahmen aus. Er ist der Ansicht, daß dieser Einfluß bei Konstruktionen in Ortsbeton beträchtlich ist, hingegen bei vorfabrizierten Betonelementen, die vor der Verwendung längere Zeit gelagert wurden, weniger ins Gewicht fällt. Zu diesem letzteren Fall macht der Autor ausführliche Berechnungen. Er bestätigt dabei die Richtigkeit der klassischen Methode, die einen reduzierten Elastizitätsmodul verwendet.

Betreffend des Themas Vb scheint es ratsam, keinerlei Schlußfolgerungen zu ziehen, sondern lediglich auf den Generalbericht zu verweisen.

Bemerkung: In Übereinstimmung mit dem Vorschlag im Generalbericht wurde während des Stockholmer Kongresses ein Unterausschuß der IVBH-Arbeitsgruppe III geschaffen, um Probleme im Zusammenhang mit vorfabrizierten Konstruktionen mit größerer Systematik zu untersuchen.

Va1

Development of Continuity in Precast Prestressed Construction

Développements dans la réalisation de la continuité dans des ouvrages préfabriqués en béton précontraint

Herstellung der Durchlaufwirkung in vorfabrizierten, vorgespannten Bauwerken

DOUGLAS McHENRY
ALAN H. MATTOCK
Director of Development and Senior Development Engineer, respectively, Portland Cement Association Laboratories, 5420 Old Orchard Road, Skokie, Illinois, USA.

Continuity in Precast Bridge Construction

The precast prestressed concrete girder combined with a cast-in-place deck slab has been used extensively in highway bridge construction in recent years. The majority of these bridges have consisted of a series of simple spans. Since continuity between adjacent spans leads to well-recognized advantages, a study was made of various methods of creating continuity in precast prestressed concrete bridges. Several forms of continuity connection were considered [1], and it was decided to investigate in detail that form of connection in which continuity is created for live loads only by the embedment of deformed rein-

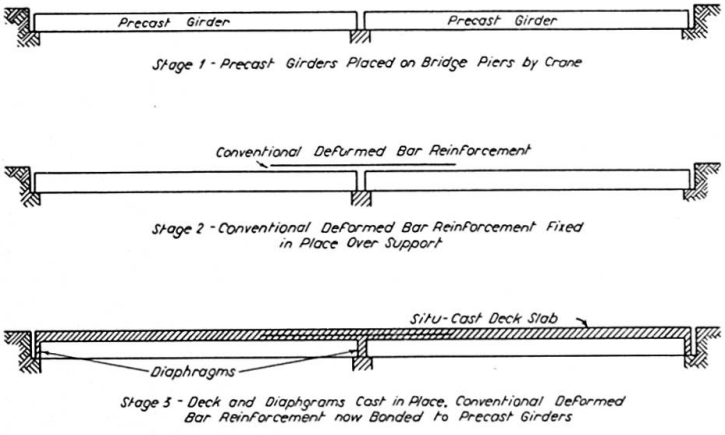


Fig. 1. Sequence of Construction of Continuous Precast Bridge.

forcing bars longitudinally in the cast-in-place deck slab over the interior supporting piers.

The sequence of construction when this form of continuity connection is used is set out in Fig. 1. The precast prestressed girders are placed on the bridge piers with the ends of girders in adjacent spans about six inches apart. The formwork for the deck slab and diaphragms is then erected, being supported by the precast girders. Conventional deformed reinforcing bars are next placed longitudinally in the deck slab over the intermediate piers. The transverse diaphragms, which enclose the ends of the girders and fill the space between them, are then concreted, together with the deck slab.

Experimental Program

The type of continuous construction described above combines precast, cast-in-place, prestressed, and normally reinforced concrete. The use of such a combination gives rise to several questions regarding the properties of structural concrete not covered by previous tests. A program of experimental work was therefore drawn up in nine stages to seek answers to these questions.

1. Girder Continuity

The first stage of the program was to check the behavior and strength of this type of connection when subject to static loading. As a case of extreme severity, a connection between girders without end blocks and without deflected strands was considered. In this case the precompression of the bottom flange at the ends of the girders is a maximum. The influence of prestress in the

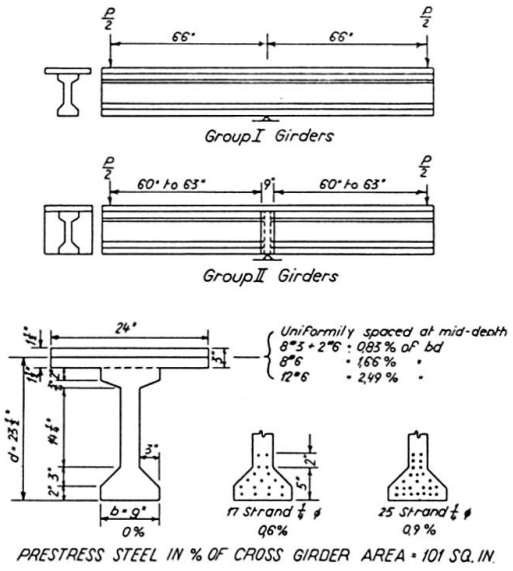


Fig. 2. Cross-Sections and Loading Arrangements of Test Specimens in Stage I.

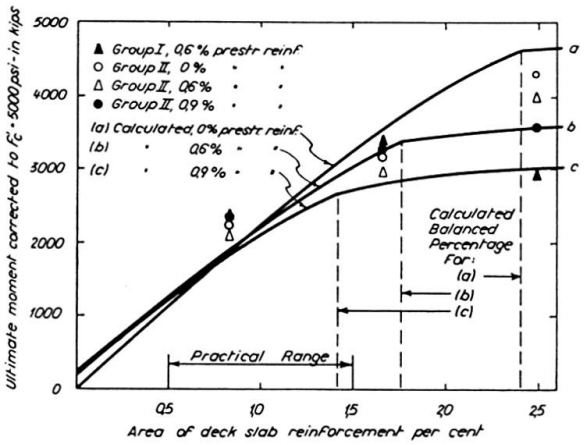


Fig. 3. Ultimate Moments for Groups I and II.

precast girders on the behavior of the connection would, therefore, be at a maximum.

In this first stage of the experimental program specimens were tested of the type shown in Fig. 2. The girders were supported at the mid-point and loaded at the two ends so as to produce negative bending. Loading was continued until failure occurred. The deck slabs contained various amounts of bar reinforcement, and three levels of prestress were used in the girders. The results of both groups of tests are shown in Fig. 3, where they are compared with the calculated relationships between ultimate strength of connection and the amount of continuity reinforcement in the deck slab. In these tests the amount of normal reinforcing bars in the deck, expressed as a percentage of (depth of girder x width of bottom flange), was 0.83, 1.66, or 2.49%. The initial precompression of the bottom flange of the precast girders was 0, 2100, or 3200 psi. The ultimate strength of each connection measured in the tests was compared with the ultimate strength calculated neglecting any influence of precompression of the bottom flange of the precast member, and also with the strength calculated taking this precompression into account. It was concluded that, for the practical range of continuity reinforcement of from 0.5 to 1.5%, the influence of precompression of the bottom flange may be neglected in the calculation of the ultimate strength of this type of connection.

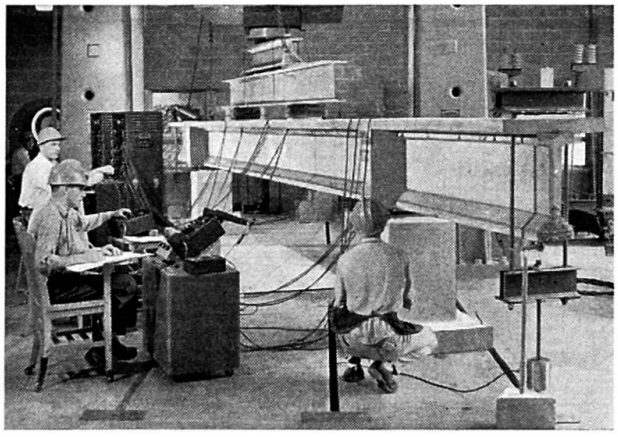


Fig. 4. Test of Continuous Girder from Group III.

Another group of specimens consisted of precast prestressed girders 22 ft. long joined to 6 ft. long precast girder stubs at their ends by deformed reinforcing bars placed in a deck slab cast on top of the precast girders. The 22-ft. spans were loaded at their third-points and loads were applied at the ends of the cantilevers so that no rotation of the ends of the 22-ft. spans occurred. A test is shown in progress in Fig. 4. The specimens behaved according to the elastic theory at service load level, and at ultimate strength redistribution of moments occurred so that ultimate strength as calculated by limit design was attained in all cases. It was therefore concluded that this type of connection

can be designed to behave satisfactorily both at service load level and at ultimate strength.

2. Horizontal Shear Connection

The transfer of horizontal shear between the precast girder and the cast-in-place deck slab is of vital importance in composite construction. The second stage of this experimental program was therefore concerned with the effectiveness of various means of horizontal shear transfer. The means considered as variables in the tests were: adhesive bond, roughness, stirrups, and shear keys.

Pilot tests were first carried out in which a short length of deck slab was pushed off a section of precast girder, as may be seen in Fig. 5. The slab was cast in a horizontal position and the specimen was rotated through 90° before test. The load was applied to the slab in a direction parallel to the joint, the

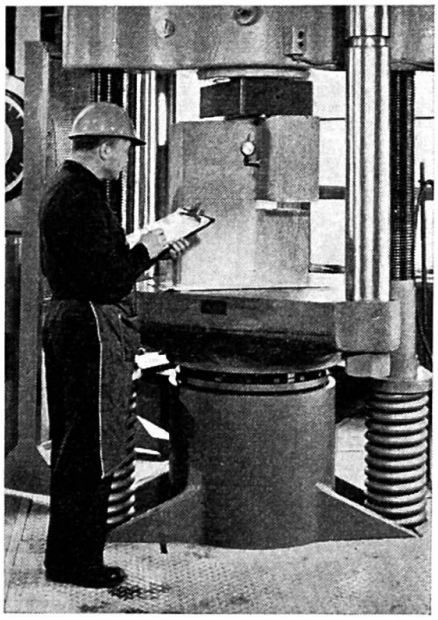


Fig. 5. Horizontal Shear Test using "Push-Off" Specimen.

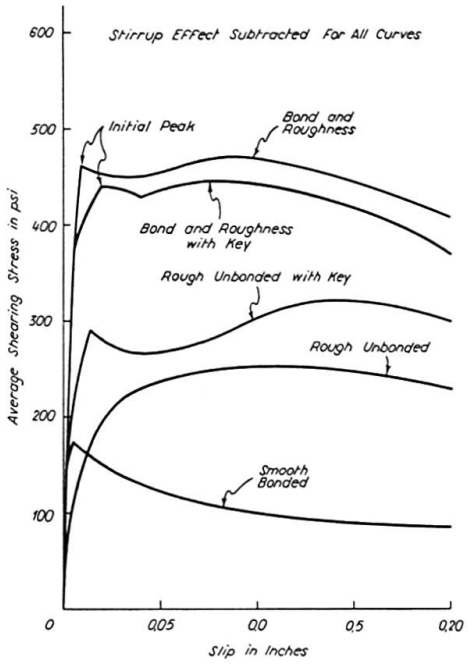


Fig. 6. Typical Shear-Slip Curves for "Push-Off" Tests.

line of action of the load being 1 in. from the contact face of the joint. The slip of the slab relative to the precast girder was measured using 0.0001 in. dial gauges. Typical shear-slip curves obtained in these tests are shown in Fig. 6.

The push-off tests were followed by tests of composite girders in which the slip of the deck slab relative to the precast girder was measured by a series of dial gauges along the length of the girders. The shear-slip curves obtained in the girder tests were found to have the same form as those obtained in the push-off tests, and to be closely related quantitatively.

From a study of the beam deflection curves, it was concluded that true composite action breaks down when the maximum slip reaches a value of about 0.005 inch. The girder tests indicate a maximum horizontal shearing stress for composite action of 500 psi for a rough bonded contact face, and 300 psi for a smooth bonded contact face. These limiting stresses correspond to concrete compressive strengths of 3000 and 5000 psi for the slab and girder respectively.

The tests demonstrated clearly that shear keys used with a rough bonded contact surface do not increase the strength of the connection. The slip required to develop the strength of the shear keys cannot occur until the bond between the precast and situ-cast concrete has been broken. On the other hand, stirrup reinforcement used in conjunction with a rough bonded contact surface was found to increase the limiting shear stress. For the half-inch diameter stirrups used, the increase in shearing stress was approximately 175 psi for each per cent of stirrup reinforcement crossing the contact surface.

The stage of the test program is described in detail in PCA Development Department Bulletin No. D 35, "Horizontal Shear Connections" [2].

3. Bridge Design Studies

At this stage, a tentative design was prepared for a two-span continuous highway bridge to carry the AASHO standard H 20-S 16 loading. This structure is shown in outline in Fig. 7. The design of the continuity connection,

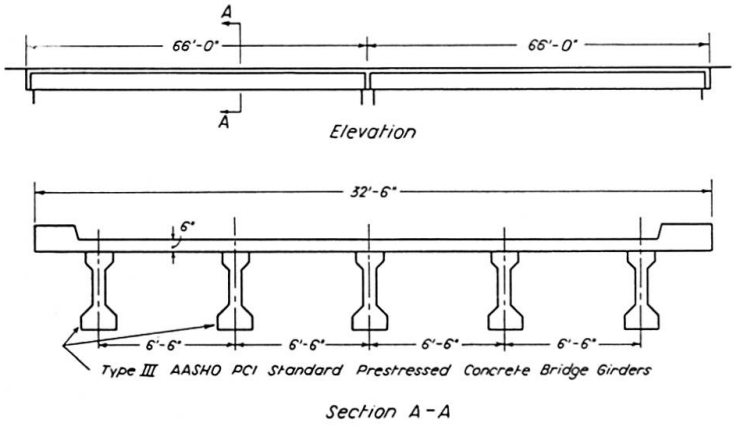


Fig. 7. Design Study Bridge.

and of the horizontal shear connection, were based on data obtained in the first two stages of this experimental program. As far as was possible, all other phases of the design were carried out in conformity with the American Association of State Highway Officials' "Specifications for Highway Bridges", or in accordance with the recommendations of the ACI-ASCE Committee on Prestressed Concrete. A two-span bridge was chosen for this study in order that it could be reproduced at half-scale on the test floor at a later stage in the

experimental program. However, certain problems were considered which are inherent in the application of this form of construction to bridges of more than two spans. These design studies brought out the need for additional test data, and further stages of the experimental program were planned. This phase of the investigation, together with stages 4, 7, and 8 of the experimental program, is described in detail in PCA Development Department Bulletin D 43 [3].

4. Flexural Strength

It was decided next to extend the work carried out in the first stage of the investigation by testing a half-scale model of a single continuous girder. The member tested represented one girder and its portion of deck slab taken from the bridge design studied in stage three. The girder was loaded by hydraulic rams in a manner designed to simulate the distribution of loads in the H 20-S 16 equivalent lane loading. The loads were arranged so as to result in the most severe bending moment conditions at the center support section of the girder. The connection behaved in a satisfactory manner, and full redistribution of bending moments was achieved in the girder at ultimate strength. The variation of center support moment with applied load throughout the test is shown in Fig. 8. The maximum load sustained by the girder was approximately seven

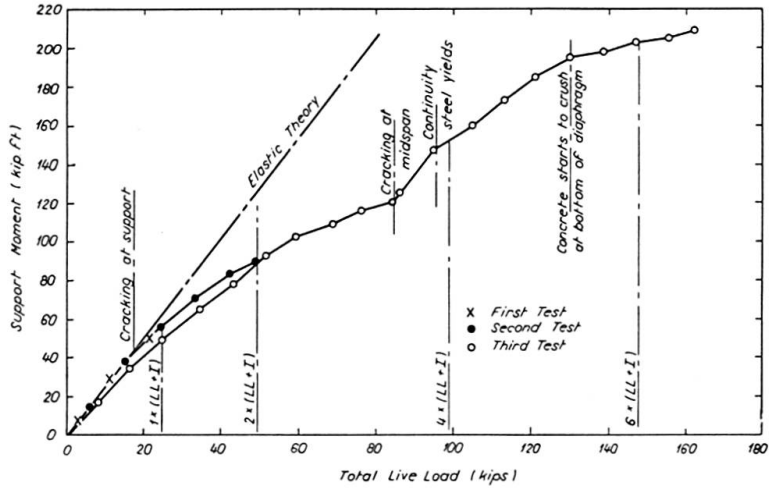


Fig. 8. Test of Continuous Composite Prestressed Bridge Girder, Variation of Center Support Moment with Increase in Load.

times the design load, plus the self-weight of the girder. It appears that substantial economies could arise from the development of a form of limit analysis suitable for use in bridge design, and also if some tension were permissible at the bottom face of a prestressed girder under design load. Further research is necessary on both these subjects before recommendations could be made which would cover all eventualities.

5. Shearing Strength

In the region of the continuity connection the girders were designed for flexure as reinforced concrete members, so the question arose as to how this same region of the girders should be designed for shear. Half-scale composite girders were loaded by a group of point loads to simulate the distribution of wheel loads of the standard H 20-S 16 design vehicle. The girders tested were single-span girders with a tied-down cantilever at one end. By suitably varying the tie-down force at the end of the cantilever independently from the vehicle loads, it was possible to simulate in the single span the conditions which would exist in one span of a two-span continuous girder, when subject to the same external loads in each span. A typical test is shown in progress in Fig. 9. The

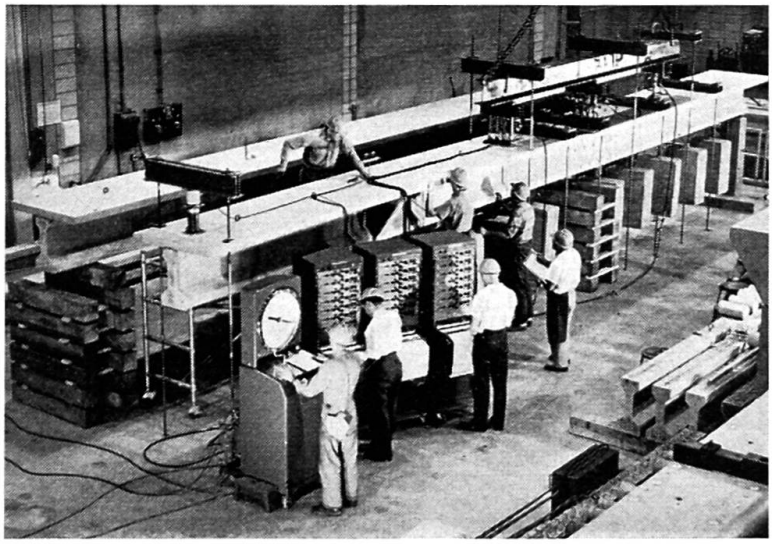


Fig. 9. Shear Test of Composite Prestressed Girder.

blocks seen hanging from the girder were used in many of the tests so that the dead-load stresses would be the same in the half-scale model as in the full-scale prototype. The variables considered in the shear tests were the amount of web reinforcement and the location of the applied loads.

Results from tests of 16 girders indicate that the presence of prestress in the precast member has a beneficial influence on the ultimate shear strength of the composite continuous girder. Flexural cracks due to negative bending at the support did not appear to accelerate the formation of the diagonal tension cracks which subsequently led to failure of the girders. This stage of the program is fully described in PCA Development Department Bulletin D 45, "Shear Tests of Continuous Girders" [4].

6. Creep and Shrinkage Studies

Two 66-ft. long continuous girders, similar to the one tested to destruction in stage (4), were subjected for approximately two years to sustained loading

which simulated dead load of the prototype. One of the girders was provided with a connection designed to resist reverse moments at the center support. Extensive measurements were made of support reactions, girder deflections, and steel and concrete strains. Periodically the continuity behavior of the girders was checked by loading them and measuring the support reactions.

At the end of two years the girders were loaded to destruction in the manner described in stage (4). The ultimate strength of the girders was not affected adversely by the creep and shrinkage effects, but from the observations made it was concluded that to ensure fully continuous behavior at service loads after an extended period of time means should be provided to resist reverse moments set up at the interior support sections due to creep deformation of the precast prestressed girders. This can be readily accomplished by the use of suitable details.

7. Repeated Loading

Earlier work in this experimental program demonstrated the capacity of this type of connection to resist static loads. This work was supplemented by a study of the behavior of a typical connection when subject to repeated loading. The specimens used simulated at half-scale that part of a girder which extends 20-ft. either side of the center support, as taken from the design study bridge. In these tests, the only variable considered was the maximum value of the pulsating load. The specimens were supported at the diaphragm, and loaded at their ends by Amsler pulsating load rams, as may be seen in Fig. 10. The connection was designed to have a static ultimate flexural strength 2.5 times the service load moment.

The number of applications of load necessary to cause failure for various values of the upper load limit are shown in Fig. 11. In all cases the lower load

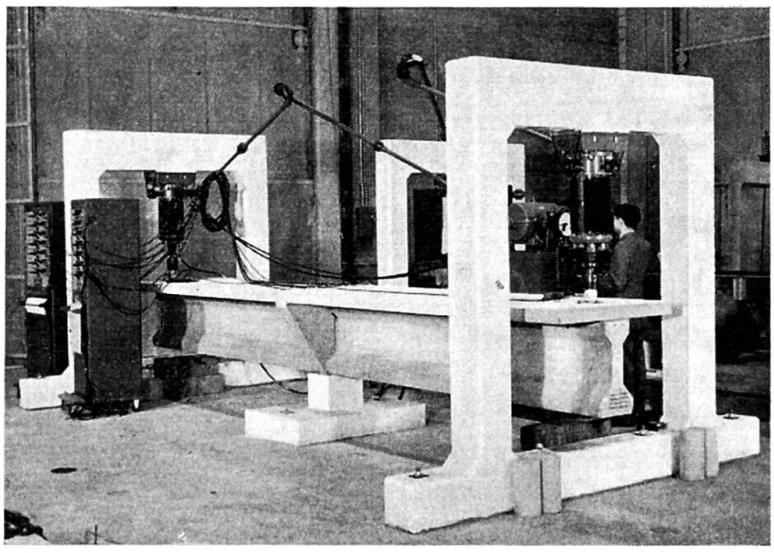


Fig. 10. Repeated Load Test of Connection between two Precast-Prestressed Girder Stubs.

limit was 0.28 times the service load moment. The failures were in every case due to fatigue failure of the continuity reinforcement. The bottom flanges of the girders remained sound despite the very high compressive stresses. It appears from these tests that repeated loading at service load level should not adversely affect the performance of this type of connection.

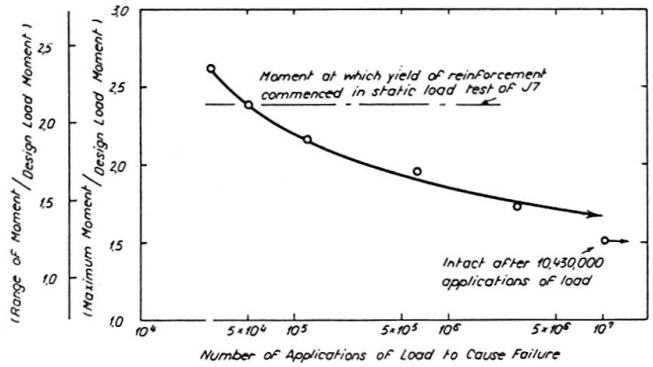


Fig. 11. Repeated Load Tests of Continuity Connection, Variation of Ultimate Moment with Number of Load Applications.

8. Reverse Bending

Continuous bridges of more than two spans, when subject to certain distributions of load, can develop positive moments at interior girder support sections. It has also been seen that positive moments can result from the effects of creep of the precast girders. Dynamic and static tests were therefore made on connections designed to resist this moment. A joint utilizing reinforcing bars embedded in the bottom flanges at the ends of the girders and welded to structural steel angle sections was found to be capable of developing the yield strength of the reinforcing bars and to have a satisfactory behavior as regards cracking.

9. Bridge Test

The final stage in this experimental program was a test of a complete half-scale model of the bridge considered in the design study. The testing of the bridge was carried out in two stages. Firstly, tests were carried out at service load level to check the continuity behavior of the structure, and also to investigate the extent of transverse distribution of concentrated loads applied to the bridge deck. A typical test is shown in Fig. 12. The 20,000-lb. dead weight loading block was placed at fifty locations on the bridge deck resting on a 12-in. square pad. Extensive measurements were made of deflections, strains, and reactions for each location of load. This type of test was carried out for three conditions of the deck slab: a) in its initial uncracked condition, b) after transverse cracks had been produced in the deck in the region of the center support, and c) after longitudinal cracks had been formed

in the deck slab between all girders. The distribution of deflections in the last test series, when the loading block was placed at midspan over various girders, is compared in Fig. 13 with the distribution of deflections calculated using the GUYON-MASSONNET [5, 6, 7] theory. It is seen that there is good agreement between the experimental points and the theoretical curve taking into account the torsional stiffness of the bridge members. The degrees of continuity measured in these three series of tests were 92.3%, 86.8%, and 91.2% of the

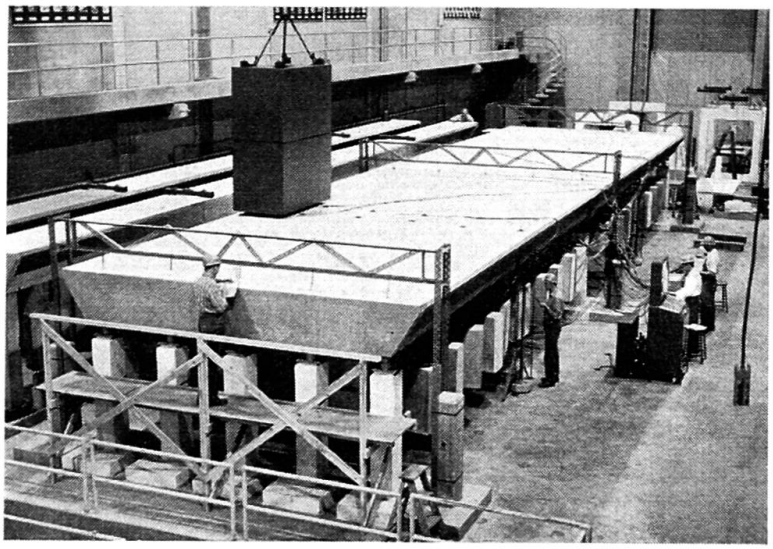


Fig. 12. Influence Surface Test of Half-Scale Highway Bridge.

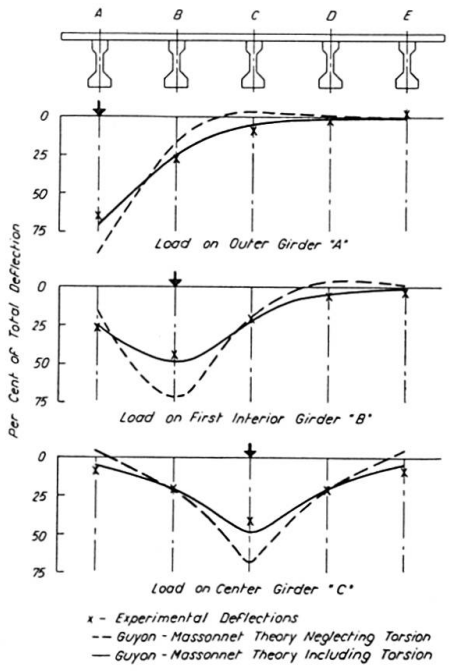


Fig. 13. Concentrated Load Tests — Series 3. Lateral Distribution of Deflections — Load at Midspan.

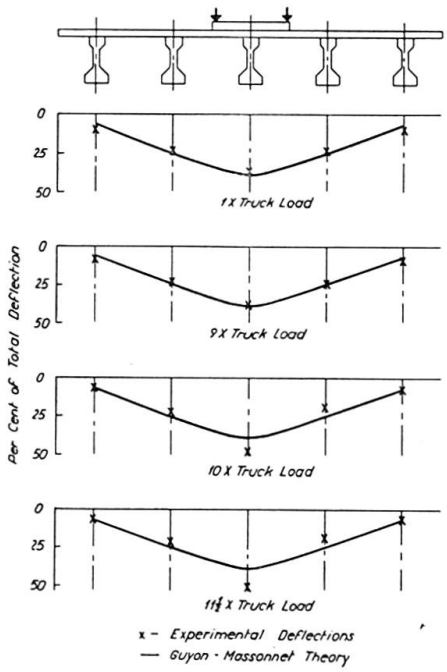


Fig. 14. Final Test, Lateral Distribution of Deflections.

theoretical continuity assuming constant stiffness of the structure over its entire length.

The second stage in the testing of the bridge involved a series of overload tests, culminating in a test to destruction by applying a group of four point loads centrally in one span. The grouping of loads used in this test was intended to simulate the grouping of loads in the equivalent military vehicle loading used in bridges on the Interstate Highway System. This loading system was chosen so that the lateral distribution of heavy loads could be examined, not to check the overall load factor for the structure. In these tests also, extensive measurements were made of strains, deflections, and reactions. The distribution of deflections for various levels of loading in the final test are shown in Fig. 14. The measured deflections are compared with the distribution of deflections calculated using the GUYON-MASSONNET theory including the effect of torsional stiffness. Excellent agreement was observed until the load reached 10 times the equivalent vehicle load, at which time a diagonal tension crack appeared in the slab around the loading heads. Further increase in load led to punching shear failure of the deck slab, which in turn resulted in a local failure of the precast girder below the punched-through zone, at a load of 11.5 times the equivalent vehicle load.

Concluding Remarks, Bridge Project

The soundness has been demonstrated, by extensive experimental investigation of that form of bridge construction in which continuity is created between precast prestressed girders by placing deformed bar reinforcement longitudinally in the deck slab across the intermediate piers. Results obtained during the tests are being studied to the end that design criteria may be evolved for the various aspects of the design of such a structure. The test program, and the conclusions drawn from it, are being reported in a series of Portland Cement Association Development Department Bulletins. The title of the series is, "Precast-Prestressed Concrete Bridges". Parts 1, 2, 3, and 4 have been published as Bulletins D 34 [1], D 35 [2], D 43 [3], and D 45 [4]. Other parts will be published in the near future.

Application to Building Construction

Continuous construction is fully as desirable in building construction as in bridge construction. A project has been initiated, therefore, to examine the applicability of this type of continuity connection to a construction consisting of precast prestressed double-tee members combined with a cast-in-place topping.

The first specimens tested consist of two short double-tee members joined together by a cast-in-place diaphragm around their abutting ends, and with

conventional deformed reinforcing bars over the joint in the cast-in-place topping. These specimens were supported under the diaphragm, and were loaded at each end. Specimens so far tested indicate that the conclusions drawn from the tests of the connections of I-shaped girders are equally applicable to connection between the double-tee type of member.

The continuity behavior of this form of construction at various levels of loading is also being investigated using specimens consisting of two 27-ft. spans continuous with 6-ft. tied down cantilevers at each of the outer ends. Conditions in the 27-ft. spans simulate those existing in the center two spans of a six span continuous system loaded over the two center spans only. Testing of these specimens is only now commencing. The variables to be investigated are the design support moment for a given total load to be carried by the system, and use of various degrees of prestress in the double-tee members. In all cases the continuous members will be designed to give a constant over-all load factor, by the adjustment of the midspan design moment according to the principles of limit design.

Application of this type of connection to building construction results in sounder and more economic structures than those made from precast concrete members which do not utilize continuity.

References

1. Kaar, P. H., Kriz, L. B., and Hognestad, E., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 1 — Pilot Tests of Continuous Girders". Portland Cement Association, Development Department Bulletin D 34.
2. Hanson, N. W., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 2 — Horizontal Shear Connections". Portland Cement Association, Development Department Bulletin D 35.
3. Mattock, A. H., and Kaar, P. H., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 3 — Further Tests of Continuous Girders". Portland Cement Association, Development Department Bulletin D 43.
4. Mattock, A. H., and Kaar, P. H., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 4 — Shear Tests of Continuous Girders". Portland Cement Association, Development Department Bulletin D 45.
5. Guyon, Y., «Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises». Annales des Ponts et Chaussées. Paris 1946, September-October, pp. 553—612.
6. Massonnet, C., «Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion». Publications, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich 1950, Vol. 10, pp. 147—182.
7. Massonnet, C., «Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples». Offset Delporte, Mons.

Note: Since preparation of this paper was completed the following additional Bulletins have been published, which describe the final phases of the investigation.

8. Mattock, A. H., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 5 — Creep and Shrinkage Studies". Portland Cement Association, Developement Department Bulletin D 46.
9. Mattock, A. H., and Kaar, P. H., "Precast-Prestressed Concrete Bridges, Part 6 — Test of a Half-Scale Highway Bridge Continuous Over Two Spans". Portland Cement Association, Development Department Bulletin D 51.

Summary

The Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association have conducted a comprehensive laboratory investigation of a simple method of developing continuity for live loads in precast prestressed concrete bridge construction. The type of bridge selected for study includes precast I-shaped girders, pretensioned with straight 7-wire strands without the use of end blocks. Continuity from span to span is obtained by the use of diaphragms at the girder ends together with a situ-cast deck slab which contains deformed bar reinforcement to carry the moments at intermediate supports. Tests of individual girder-slab members included studies of continuity performance, horizontal shear, diagonal tension, flexural strength, creep and shrinkage effects, fatigue effects, and reverse bending. Finally, a complete two-span, two-lane bridge was constructed at half scale in the laboratory and was tested to failure.

The findings of the bridge project have constituted a starting point for application of the same principles to building construction. A similar laboratory study of rather broad scope is now under way to investigate composite construction and continuity in the assembling of precast prestressed building elements.

Résumé

Le Laboratoire de Recherche et Développement de l'Association des Ciments Portland a entrepris de vastes recherches ayant pour but de trouver une méthode simple permettant de réaliser la continuité, pour les charges utiles, dans des ponts constitués d'éléments préfabriqués et précontraints. Ces recherches ont porté sur un type de pont comprenant des poutres en forme de I, précontraintes par des câbles comportant sept fils rectilignes sans tête d'ancrage. De travée en travée, la continuité est obtenue à l'aide de diaphragmes disposés aux extrémités des poutres et par une dalle de tablier, coulée sur place et munie de fers d'armature profilés servant à la reprise du moment de flexion au droit des appuis intermédiaires. Les essais sur des «poutres-dalles» isolées comprenaient des recherches sur la continuité, les efforts rasants, les tensions principales, la résistance à la flexion, le retrait et le fluage, la résistance à la fatigue et l'influence d'une flexion de signe inverse. Finalement, un pont entier à deux travées et deux voies, exécuté à l'échelle 1 : 2, fut sollicité jusqu'à la rupture, en laboratoire.

Les résultats obtenus ont constitué le point de départ pour l'application des mêmes principes à la construction des bâtiments. Des recherches similaires de grande envergure sont actuellement entreprises afin d'étudier la réalisation de la liaison avec des éléments coulés sur place et de la continuité dans les assemblages entre éléments de bâtiments précontraints et préfabriqués.

Zusammenfassung

Das Forschungslaboratorium des Portland-Zementkonzerns hat umfassende Untersuchungen in seinen Laboratorien ausgeführt, um eine einfache Methode zur Herstellung der Durchlaufwirkung für die Nutzlast in vorfabrizierten, vorgespannten Konstruktionen zu entwickeln. Untersucht wurde ein Brückentyp, dessen I-förmige Hauptträger mit 7-drahtigen Litzen ohne Ankerköpfe vorgespannt waren. Zur Herstellung der Durchlaufwirkung dienten an den Trägerenden angeordnete Scheiben sowie eine mit normalen Betoneisen bewehrte Ortsbetonfahrbahn, deren Armierung die Momente über den Zwischenstützen aufzunehmen hatte. Die an den einzelnen Plattenbalken, bestehend aus Hauptträger und Ortsbetonfahrbahn, ausgeführten Versuche umfaßten die Untersuchungen über die Güte der Durchlaufwirkung, die horizontale Scherbeanspruchung, die Hauptspannungen, die Biegefestigkeit, das Schwinden und Kriechen, die Ermüdungsfestigkeit und den Einfluß positiver Momente über den Stützen. Schlußendlich wurde eine vollständige zweifeldrige, zweispurige Brücke im halben Maßstab im Labor aufgebaut und bis zum Bruch untersucht.

Die aus diesen Versuchen gezogenen Folgerungen erlaubten, die gleichen Konstruktionsgrundsätze auf Hochbauten anzuwenden. Eine umfangreiche entsprechende Untersuchung wird nun unternommen, um die Verbundwirkung mit Ortsbetonelementen und die Durchlaufwirkung in den Anschlüssen von vorfabrizierten, vorgespannten Hochbauelementen zu ermitteln.

Va2

Discussion - Diskussion - Discussion

Assemblages des éléments dans les constructions composées préfabriquées (C. Fernandez Casado, L. Huarte Goñi, Va1) [1])

Verbindung der Konstruktionsteile bei zusammengesetzten vorfabrizierten Bauten (C. Fernandez Casado, L. Huarte Goñi, Va1) [1])

The Joining of Structural Members in Composite Prefabricated Structures (C. Fernandez Casado, L. Huarte Goñi, Va1) [1])

D. H. NEW
London, Great Britain

The Paper by Casado and Goñi is of particular interest as it gives an opportunity to discuss in detail some basic principles relating to the formation of joints between pre-cast concrete members. To those closely concerned with the development of this type of construction careful attention must be focused on the necessity for developing joints that give adequate strength and rigidity combined with economy and speed of erection.

The Paper states that the left-hand joint shown in Fig. 4 is made monolithic by welding and grout injection. While I would agree with grouting, preferably in the form of fine concrete, for the top part of the joint, the tension zone, I would not recommend this procedure for the bottom part, the compression zone. My proposal would be that having positioned the beam on its bearing on suitable packers and carried out the welding, grout-tight formwork should be fixed to cover the bottom of the vertical joint and vertically on each side an inch or so, to the top of the steel only, the void thus formed being filled with a stiff grout. The remainder of the lower vertical joint and the horizontal bearing can then be formed by means of dry packing and the workman will be able to see the efficiency of his work at all stages. My proposals

---

[1]) Voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication", p. 731.

would, of course, apply if high compression were expected, if not, grouting would be quite adequate.

Presumably the Authors' intention is to make the joint shown in Fig. 9 fully rigid. Rigidity of joint can only be obtained by tightening the bolts sufficiently to give good contact between the concrete surfaces but as there must be adequate clearance to allow the beam to enter the forked end, this tightening would tend to crack the forks unless the clearance space had been taken up by grouting or packing. Furthermore, for complete rigidity it would be necessary to grout up the bolt hole clearance spaces unless high tensile bolts tightened by means of a torque wrench were used. There do, therefore, appear to be site expenses which might well bring the cost of the joint up to that which would be obtained if the joint were made by reinforcing bars from the ends of the joint-members projecting into a gap filled with a rapid-setting and hardening concrete mixture. Perhaps the Authors could give some information on their site experience with these joints and their views on the economy of their use.

It is gratifying to note that the example of a freely-supported joint shown in Fig. 13 indicates that the space between the main beam and the end of the supported beam is left entirely void. Any tendency towards filling voids of this description should be strongly resisted as not only is it entirely unnecessary but can be dangerous and might well act against the development of this form of construction. Several examples have come to my notice where this type of joint has been filled and the mortar has eventually dropped out, in some cases I trust, on the head of the Designer responsible.

To obtain continuity, frequent use is made by the Authors of butt welding of reinforcing bars projecting from individual pre-cast members. While this is obviously a most convenient method on the Drawing Board, considerable cost can be incurred on site if the precast members with their protruding steel are not jig made to very close tolerances. Some notes would be helpful on the order of the precision which the Authors have obtained in practice and the means used, together with the steps taken on site on the occasions when the distances between the butting ends of reinforcing rods were too great for straightforward welding.

Professor WÄSTLUND makes an early mention in his General Report of the full duties of a Designer of pre-cast concrete structural members. It must be appreciated that it is not good enough for the Designer merely to design a structural element in its final position and entirely ignore fabrication, lifting off the beds, transport and erection. There have been too many examples where manufacturers have had to re-design units before they could be safely cast and handled. As we tend to construct pre-cast units of ever increasing size, it cannot be over-emphasised that if the Designer is carrying out his proper function, he must consider fully, manufacture, handling off the casting beds, transport to site and erection, in addition to the often comparatively

simple matter of the design of the unit in its functional position. Full liaison between the Designer, the Fabricator and the Erector is essential if proper economy is to be assured.

Summary

Mr. NEW commented on various details of the joints between pre-cast elements shown in the Paper by CASADO and GOÑI. He emphasised the point made by Professor WÄSTLUND that the Designer should design any unit for handling in all its stages of manufacture and erection and not merely in its final position.

Résumé

L'auteur discute divers détails relatifs aux assemblages entre éléments préfabriqués, problèmes dont traite le rapport de MM. CASADO et GOÑI. Il insiste tout spécialement sur le fait, déjà relevé par M. le Professeur WÄSTLUND, que l'ingénieur doit tenir compte de tous les états de fabrication et de montage et ne peut se limiter à considérer les sollicitations de l'ouvrage terminé.

Zusammenfassung

Herr NEW behandelt verschiedene Einzelheiten von Stößen vorfabrizierter Elemente, die im Beitrage der Herren CASADO und GOÑI gezeigt werden. Wie Herr Professor WÄSTLUND, betont er nachdrücklich, wie wichtig es sei, daß der projektierende Ingenieur nicht nur den Endzustand eines Elementes vor Augen habe, sondern auch sämtliche Fabrikations- und Montagezustände erfasse.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vb1

Redistribution of Stresses in a Continuously Supported Beam, due to Creep

Redistribution due au fluage des contraintes dans une poutre sur appui continu

Kräfteumlagerungen in einem Balken auf durchgehender Bettung infolge Kriechen

J. N. DISTEFANO
Rep. Argentina

I. Introduction

In a so-called "foundation beam", the deformations due to creep will produce a variation of the reaction of the support, and consequently a redistribution of the stresses in the beam will take place.

In the present paper, this redistribution has been studied, taking into account not only the creep of the beam, but also a possible creep of the support. We shall assume linear behaviour of creep, i. e., the case in which creep strains are proportional at any instant to the applied stress.

Generally, linear or non-linear creep behaviour are studied by means of standard creep tests at constant stress; but it is important to note that such tests are not sufficient to assure linear behaviour at different rates of stress.

To admit linear behaviour is the same as to admit the generalized principle of superposition in BOLTZMANN's sense. So, it will be possible to investigate linear behaviour by means of superposition.

For materials like synthetic plastics, many papers, and our own experiences [1] show that the creep of these materials follows very closely the principle of superposition.

For concrete, MCHENRY[1]), ROSS, BLACKSTON etc., [2] [3] [4] have shown

---

[1]) MCHENRY was the first — according to our opinion — to realize that the creep recovery curves could be interpreted like the superposition of the separated effects of

that the superposition method gives excellent results. In Russia, GWOSDEW[2]) and others [5] used this method of work successfully.

In this order of ideas, the theory of creep effects can be deduced from VOLTERRA's theory of hereditary phenomena [6] which naturally implies the BOLTZMANN principle of superposition.

II. General Formulation

According to the previous considerations, it is easy to show that in those kinds of materials the effect of a certain solicitation can be expressed by means of VOLTERRA's mentioned theory. In our particular case it is easy to show [7] that the curvature of a bent beam at the instant t, subject to a variable bending moment $M(t)$ applied at the instant τ_0, can be expressed by

$$\mu = -\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M(t)}{E I} + \int_{\tau_0}^{t} M(\tau) f_1(t,\tau)\, d\tau, \tag{1}$$

where E is the elastic modulus of the material of the beam, and I the inertia moment of the cross section.

The function $f_1(t,\tau)$ is called the creep function. It can be easily connected with the curves that we obtain experimentally performing creep tests at different ages of the material, by means of

$$f_1(t,\tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau}\bar{\epsilon}_0(t,\tau), \tag{2}$$

where $\bar{\epsilon}_0(t,\tau)$ is the specific creep strain at the time t, obtained when a unit stress was applied at the age τ.

We shall consider also, a linear viscoelastic behaviour of the support. The deflections which will take place when a pressure $q(x,t)$ is applied at the instant τ_0 will be expressed by means of

$$y(x,t) = \frac{q(x,t)}{k} + \int_{\tau_0}^{t} q(x,\tau) f_2(t,\tau)\, d\tau, \tag{3}$$

where $f_2(t,\tau)$ is the creep coefficient of the support, and k the classical coefficient of elastic reaction.

If we call $p(x,t)$ the external load acting on the beam, we can write the following fundamental relation between bending, external loads, and reaction of the support

---

an initial load and a negative one of the same intensity, applied at the instant of unload. In such a way — and many experiments confirm the criterion — it is proved that creep in concrete obeys the same law, for increasing and decreasing stresses.

[2]) The very importance of the paper of this author in 1943 is to show that FREYSSINET's ideas about deformation of concrete are congruent with the linear-integral formulation of VOLTERRA's theory of hereditary phenomena.

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -p(x,t) - q(x,t). \tag{4}$$

Eliminating $y(x,t)$ and $M(x,t)$ between eqs. (1), (3), and (4), we obtain the following integral equation

$$\begin{aligned} E I \int_{\tau_0}^{t} \frac{\partial^4 q}{\partial x^4} f_2(t,\tau)\, d\tau + \frac{E I}{k} \frac{\partial^4 q}{\partial x^4} + E \int_{\tau_0}^{t} q(x,\tau) f_1(t,\tau)\, d\tau + q(x,t) = \\ - p(x,t) - E \int_{\tau_0}^{t} p(x,\tau) f_1(t,\tau)\, d\tau . \end{aligned} \tag{5}$$

To solve this equation we can imagine that functions $p(x,t)$ and $q(x,t)$ are expressed by the following expansions of orthogonal functions

$$\begin{aligned} p(x,t) &= \sum_{1}^{\infty} a_i(t)\, \varphi_i(x), \\ q(x,t) &= \sum_{1}^{\infty} b_i(t)\, \varphi_i(x), \end{aligned} \tag{6}$$

where $\varphi_i(x)$ are the Eigen-functions of the following differential equation

$$\frac{d^4 \varphi_i}{d x^4} - k_i \varphi_i = 0. \tag{7}$$

It is noted that the φ_i-functions are orthogonal functions, when conditions of free, or hinged or built-in ends are satisfied. Then, the coefficients $a_i(t)$ can be immediately calculated as follows

$$a_i(t) = \frac{1}{D} \int_0^l p(x,t)\, \varphi_i(x)\, d x; \qquad D = \int_0^l \varphi_i^2(x)\, d x. \tag{8}$$

Concerning the $b_i(t)$-coefficients, substituting eqs. (6) into (5) and taking into account (7), the following integral equation for the $b_i(t)$-coefficients can be written

$$b_i(t) + \lambda_i \int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau) [f_1(t,\tau) + I k_i f_2(t,\tau)]\, d\tau = g_i(t), \tag{9}$$

where $\lambda_i = \dfrac{E}{1 + \dfrac{E I}{k} k_i}$ and $g_i(t) = -\dfrac{1}{1 + \dfrac{E I}{k} k_i} [a_i(t) + E \int_{\tau_0}^{t} a_i(\tau) f_1(t,\tau)\, d\tau]$.

To solve the preceeding integral equation we shall apply some restrictions to the functions $f_1(t,\tau)$ and $f_2(t,\tau)$ which correspond to two important cases of practical applications.

III. Case of Invariable Creep

We consider the case in which the creep of the materials is independent of the age of loading, that is to say that the creep functions $f_1(t,\tau)$ and $f_2(t,\tau)$ will depend only on the difference of the parameters $(t-\tau)$. In this way the

integral eq. (9) has an elegant solution [1] by means of the Laplace transformation, as follows

$$b_i(t) = -\frac{1}{1+\frac{EI}{k}k_i} L^{-1} \frac{L\,a_i(t)\,[1+E\,L f_1(t)]}{1+\lambda_i\,L[f_1(t)+I\,k_i f_2(t)]}, \tag{10}$$

where L represents the Laplace transformations defined by

$$L f(t) = \int_0^\infty e^{-st} f(t)\,dt$$

and L^{-1} represents the inverse transformation.

The problem is formally solved in a very general way. If the law of variation of external loads, and the analytical expressions of the creep coefficients are given, we are able to calculate the $b_i(t)$ coefficients, using tables or direct inverting methods, by means of expression (10).

However, the most practical interest is to know the convergence of deflections, contact-pressures, etc., when $t \to \infty$ that is to say the asymptotic behaviour. In order to do this we have to investigate the asymptotic behaviour of the functions $b_i(t)$. A theorem of PALEY and WIENER on the VOLTERRA integral equation [8] affirms that the $b_i(t)$ coefficients given by eq. (9) will converge to the limit

$$b_i(\infty) = \frac{\lim\limits_{t\to\infty} g_i(t)}{1+\lambda_i \int\limits_0^\infty [f_1(t)+I\,k_i f_2(t)]\,dt}, \tag{11}$$

if and only if

$$\lambda_i \int_0^\infty [f_1(t)+I\,k_i f_2(t)]\,e^{-st}\,dt \neq -1\,; \quad s \geqq 0\,.$$

This condition is always fulfilled because λ_i and the integrand are positive. Morover $b_i(\infty)$ will tend to a finite limit, only if $g_i(t)$ tends to a finite one. This last condition is naturally dependant on the convergence of the external loads $p(x,t)$. If we suppose that the external forces tend to the finite limit

$$\lim_{t\to\infty} p(x,t) = p_\infty(x) \tag{12}$$

the $a_i(t)$ coefficients given by eq. (8) will also tend to a finite limit $a_i(\infty)$. Consequently the limit

$$\lim_{t\to\infty} g_i(t)$$

may be obtained by means of the mentioned theorem of PALEY and WIENER, using the expressions of $g_i(t)$ given in (9),

$$\lim_{t\to\infty} g_i(t) = -\frac{a_i(\infty)}{1+\frac{EI}{k}k_i}\left[1+E\int_0^\infty f_1(t)\,dt\right]. \tag{13}$$

Substituting (13) into (11) we obtain the following expression for the $b_i(\infty)$ coefficients

$$b_i(\infty) = -\frac{a_i(\infty)}{1+\frac{EI}{k}k_i\frac{1+k\gamma_2}{1+E\gamma_1}}, \tag{14}$$

where γ_1 and γ_2 are

$$\gamma_1 = \int_0^\infty f_1(t)\,dt; \qquad \gamma_2 = \int_0^\infty f_2(t)\,d\tau.$$

If we substitute $b_i(\infty)$ given by (14) in the expression (6) we obtain

$$q(x,\infty) = -\sum_1^\infty \frac{a_i(\infty)}{1+\frac{EI}{k}k_i\frac{1+k\gamma_2}{1+E\gamma_1}}\varphi_i(x). \tag{15}$$

If we solve the purely elastic (classical) problem of the foundation by means of the orthogonal functions (6) we obtain the following expansion

$$q(x,0) = -\sum_1^\infty \frac{a_i(0)}{1+\frac{EI}{k}k_i}\varphi_i(x). \tag{16}$$

Comparing (15) and (16) we find that the asymptotic solution of the visco-elastic problem is coincident with the solution of the purely elastic problem, in which the elastic modulus E and the coefficient of reaction of the support are substituted by the following effective values:

$$E^* = \frac{E}{1+E\gamma_1}; \qquad k^* = \frac{k}{1+k\gamma_2} \tag{17}$$

and the asymptotic values of the external loads, instead of its initial values is used.

Hence, to investigate asymptotic behaviour, when the creep of a material is independent of the age (invariable creep) the so-called method of "effective modulus" is perfectly correct.

IV. Concrete Beam on an Elastic Support

We shall study only the case in which the support is an elastic one, and the loads remain constant after application. The integral eq. (9) will be reduced to

$$b_i(t)+\lambda_i\int_{\tau_0}^t b_i(\tau)f_1(t,\tau)\,d\tau = -\frac{a_i}{1+\frac{EI}{k}k_i}[1+E\bar{\epsilon}_0(t,\tau_0)]. \tag{18}$$

It is known that creep in concrete depends on the age; generally this influence of age is studied by means of standard creep tests at constant stress and different ages of the concrete. We shall have a certain number of tests

that will give us the specific creep curves $\bar{\epsilon}_0(t,\tau)$ obtained at different ages τ. Experience shows that diminution of creep with the age is an asymptotic phenomenon.

Many authors have proposed formulas in order to represent analytically the specific creep $\bar{\epsilon}_0(t,\tau)$. Among the most important we shall mention the Dischinger formula [9] which considers the age dependence in the following form. The specific creep of the concrete at the age of loading is represented by means of the following function

$$\theta(t) = \gamma_0(1-e^{-\delta t}). \tag{19}$$

Then, it is assumed that creep of concrete, when the load is introduced at a certain time τ, can be represented by means of

$$\bar{\epsilon}_0(t,\tau) = \theta(t)-\theta(\tau). \tag{20}$$

That is to say, as we can see in Fig. 1, the creep produced by a load introduced at the instant τ can be obtained by translating vertically the creep curve given for the reference age $\tau=\tau_0$.

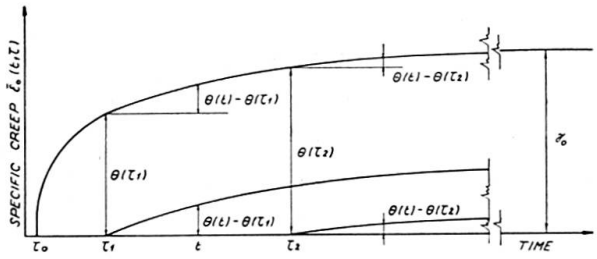


Fig. 1.

This assumption has one inconvenience, namely, the intensity of creep tends to zero when the age of concrete τ tends to infinite. Generally concrete always presents creep, and the experiments show that the intensity of creep is lower when age increases, but tending asymptotically to a limit when $\tau \to \infty$. In other words, function $\bar{\epsilon}_0(t,\tau)$ will tend asymptotically towards a not null function of the type $F(t-\tau)$ when $\tau \to \infty$.

For this reason the DISCHINGER formula gives always a pessimistic evaluation of the creep effects, when new loads are introduced in the structures at different ages [10].

In order to represent more closely the dependance of creep on age, the following function was proposed [11]

$$\bar{\epsilon}_0(t,\tau) = \psi(\tau)\,F(t-\tau), \tag{21}$$

where ψ is an always positive function that decreases monotonously towards the finite limit $\psi(\infty)=\gamma_0$ and represents the gradual diminution of creep due to age. Function $F(t-\tau)$ is also positive and monotonously growing towards an upper limit equal to unity, for great values of the parameter $(t-\tau)$. Taking

$$\psi(\tau) = \gamma_0 + \frac{C}{\tau}, \qquad F(t-\tau) = 1 - e^{-\delta(t-\tau)} \tag{22}$$

and choosing convenient constants γ_0, c, δ it is possible to follow as closely as desired the creep of concrete and its dependence on the age. In Fig. 2 this situation is shown. It is noted that γ_0 represents the asymptotic value of the specific creep of an aged concrete, i.e., of a concrete loaded when $\tau \to \infty$.

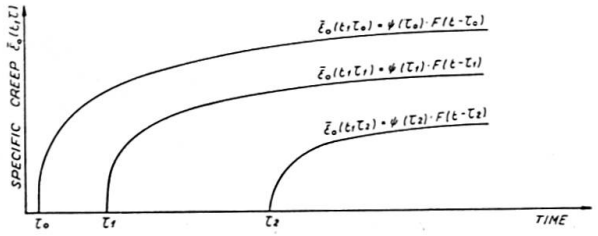


Fig. 2.

The creep function $f_1(t,\tau)$ can be calculated by means of eq. (2) and its values is

$$f_1(t,\tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau}[\psi(\tau)(1 - e^{-\delta(t-\tau)})]. \tag{23}$$

Substituting (23) in (18) eventually leads to

$$b_i(t) - \lambda_i \int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau)\,\psi'(\tau)\,d\tau + \lambda_i \int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau)(\psi' + \delta\psi) e^{-\delta(t-\tau)} d\tau = h_i(t,\tau_0), \tag{24}$$

where h_i is the second member of (18).

Differentiating the preceeding equation with respect to t,

$$b_i'(t) + \lambda_i \psi(t) b_i(t) - \delta\lambda_i \int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau)(\psi' + \delta\psi) e^{-\delta(t-\tau)} d\tau = h_i'(t,\tau_0). \tag{25}$$

Eliminating the integral

$$\int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau)(\psi' + \delta\psi) e^{-\delta(t-\tau)} d\tau$$

between (24) and (25), and differentiating once again with respect to t, the following differential equation is obtained

$$b_i''(t) + \delta[1 + \lambda_i \psi(t)] b_i'(t) = 0 \tag{26}$$

with the following boundary conditions

$$b_i(\tau_0) = \frac{a_i}{1 + \frac{EI}{k} k_i}, \tag{27}$$

$$b_i'(\tau_0) = \frac{\frac{EI}{k} k_i}{\left(1 + \frac{EI}{k} k_i\right)^2} a_i E \delta \psi(\tau_0). \tag{28}$$

The general solution of eq. (26) is obtained by means of two integrations

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b_i'(\tau_0) \int_{\tau_0}^{t} e^{-J_i(\xi)}\, d\xi, \tag{29}$$

where $$J_i(t) = \delta \int_{\tau_0}^{t} [1 + \lambda_i \psi(\tau)]\, d\tau.$$

Substituting $\psi(\tau)$ by its equivalent (22), the preceeding integral is transformed into

$$J_i(t) = \delta(1 + \lambda_i \gamma_0)(t - \tau_0) + \ln\left(\frac{t}{\tau_0}\right)^{\lambda_i C \delta},$$

which substituted in (29) gives

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b_i'(\tau_0)\, e^{\delta(1+\lambda_i\gamma_0)\tau_0}\, \tau_0^{\lambda_i C\delta} \int_{\tau_0}^{t} e^{-\delta(1+\lambda_i\gamma_0)\tau}\, \tau^{-\lambda_i C\delta}\, d\tau. \tag{30}$$

Introducing the incomplete gamma function $\phi(\alpha, t)$ defined by

$$\phi(\alpha, t) = \int_0^t e^{-\tau} \tau^{\alpha-1}\, d\tau,$$

eq. (30) can be written

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b_i'(\tau_0)\, e^{r_i\tau_0}\, \tau_0^{1-\alpha_i}\, r_i^{-\alpha_i} [\phi(\alpha_i, r_i t) - \phi(\alpha_i, r_i \tau_0)], \tag{31}$$

where $$\alpha_i = 1 - \lambda_i C\delta; \qquad r_i = \delta(1 + \lambda_i \gamma_0).$$

The integral that appears in eq. (30) is convergent if and only if

a) $1 + \lambda_i \gamma_0 > 0$,

b) $1 - \lambda_i C\delta > 0$.

Condition a) is always satisfied because λ_i and γ_0 are positive. Condition b) is satisfied when

$$E C \delta < 1 + \frac{E I}{k} k_{min},$$

this inequality is generally fulfilled, because $E C \delta$ does not exceed in practical cases 0,5.

Now, if we substitute the value of the $b_i(t)$ coefficients given by eq. (31) in the second expansion (6) and substitute also the boundary values (27) and (28), we shall obtain

$$q(x, t) = q(x, \tau_0) - E\delta\psi(\tau_0) \sum_1^{\infty} \frac{a_i \frac{E I}{k} k_i}{\left(1 + \frac{E I}{k} k_i\right)^2} H_i(t)\, \varphi_i(x), \tag{32}$$

where $$H_i(t) = e^{r_i\tau_0}\, \tau_0^{1-\alpha_i}\, r_i^{-\alpha_i} [\phi(\alpha_i, r_i t) - \phi(\alpha_i, r_i \tau_0)]$$

and $q(x, \tau_0)$ is the instantaneous contact pressure.

V. Comparison with the Dischinger Formula of Creep

At the beginning of the last section we have seen that, following DISCHINGER, we can write the specific creep by means of the following function

$$\bar{\epsilon}_0(t,\tau) = \theta(t) - \theta(\tau), \tag{33}$$

where $\theta(t)$ represents the creep curve obtained at the initial age. Function $\theta(t)$ can be represented by means of

$$\theta(t) = \gamma_0(1 - e^{-\delta t}). \tag{34}$$

It follows that the creep function defined in (2) will be

$$f_1(t,\tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau}\bar{\epsilon}_0(t,\tau) = \frac{d\theta(\tau)}{d\tau}. \tag{35}$$

Hence the creep function depends only on the variable τ.

Substituting expression (35) in the general integral eq. (18) we obtain

$$b_i(t) + \lambda_i \int_{\tau_0}^{t} b_i(\tau)\frac{d\theta(\tau)}{d\tau}d\tau = -\frac{a_i}{1+\frac{EI}{k}k_i}[1 + E\theta(t)].$$

Differentiating the preceeding equation with respect to the upper limit we shall obtain the following differential equation

$$b_i'(t) + \lambda_i b_i(t)\theta'(t) = -\frac{a_i}{1+\frac{EI}{k}k_i}E\theta'(t) \tag{36}$$

the solution of which is immediately obtained as follows

$$b_i(t) = -\left[1 - \frac{\frac{EI}{k}k_i}{1+\frac{EI}{k}k_i}e^{-\lambda_i\theta(t)}\right]a_i.$$

Substituting the preceeding expression in (6) we obtain the following expression for the contact pressure

$$q(x,t) = -\sum_1^\infty \left[1 - \frac{\frac{EI}{k}k_i}{1+\frac{EI}{k}k_i}e^{-\lambda_i\theta_i(t)}\right]\alpha_i\varphi_i(x). \tag{37}$$

In order to compare this solution with formula (32), we have solved a particular case represented in Fig. 3. A concrete beam, hinged at the ends and continuously supported on an elastic foundation, is loaded with a uniformly distributed load p_0 at $\tau_0 = 7$ days. It remains constant during three months. Then it is doubled, remaining thereafter constant during the following three months.

The specific creep was assumed to be

$$\bar{\epsilon}_0(t,\tau) = \left(0{,}9 + \frac{4.82}{\tau}\right)[1 - e^{-0.026(t-\tau)}]\cdot 10^{-5}.$$

so at 7 days it will be $\bar{\epsilon}_0(t,7) = 1{,}588\,[1 - e^{-0.026(t-7)}]\cdot 10^{-5}$.

In order to calculate with DISCHINGER's formula, creep at 7 days was assumed to be equal, that is to say, function $\theta(t)$ considered at 7 days will be

$$\theta(t) = 1.588\,[1 - e^{-0.026\,(t-7)}] \cdot 10^{-5}.$$

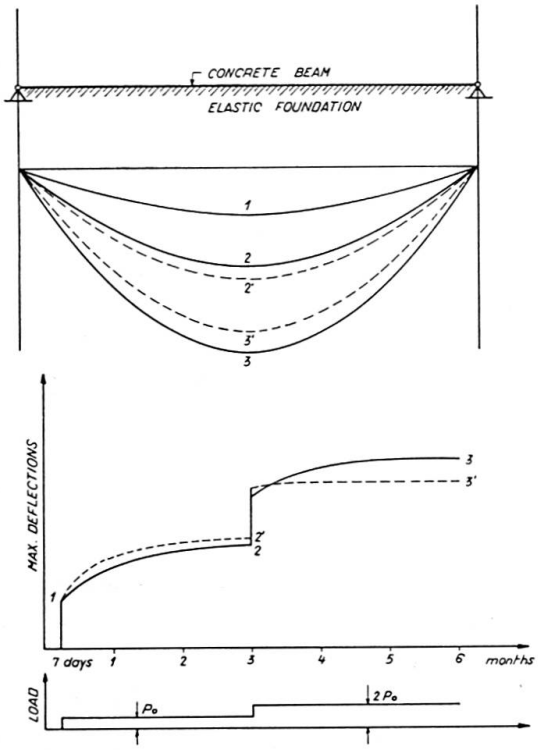


Fig. 3.

VI. Conclusion

In the third section we have seen that — to investigate asimptotic behaviour — the method of the effective modulus can be rigourously applied to structures the creep of which does not vary with the age of the materials. This conclusion [3]) is not only important for the more and more extended use of modern plastics, but also for the aged concrete, in which the specific creep, after a certain period of time — practically 4 or 5 months — tends to repeat at any age of loading the same creep curve. This observation is important when the structure is formed by pre-cast parts, long-time stored before use.

For young concrete, we think that the criterion used to represent the specific creep in Section IV permits us to evaluate more accurately creep effects than the DISCHINGER formula, which can only represent in one way the diminution of creep intensity due to age.

---

[3]) This conclusion is valid for any non-homogenous structure — if the creep of each component material is invariable — (see the paper of the author "Sul comportamento asintotico di corpi viscoelastici a ereditarietà invariabile" in the "Atti dell'Accademia delle Scienze di Torino", Nov. 1960, Vol. 95).

List of Notations

M Bending moment [kg cm].
μ Curvature of the beam.
y Deflection of the beam [cm].
E Elastic modulus of concrete [kg cm^{-2}].
I Inertia moment of the cross section of the beam [cm^4].
t Time.
τ Age of the viscoelastic materials.
$\bar{\epsilon}_0(t,\tau)$ Specific creep of concrete [cm^2 kg^{-1}].
$f_1(t,\tau)$ Creep function of concrete [cm^2 kg^{-1}/day].
$f_2(t,\tau)$ Creep function of the support [cm^2 kg^{-1}/day].
k Coefficient of elastic reaction of the support [kg cm^{-2}].
k_i Eigenvalues [cm^{-4}].
$p(x,t)$ External loads acting on the beam [kg cm^{-1}].
$-q(x,t)$ Reaction of the support [kg cm^{-1}].
E^* Effective modulus [kg cm^{-2}].
k^* Effective coefficient of reaction of the support [kg cm^{-2}].
γ_1 Asimptotic creep strain in aged concrete produced by a stress equal to 1 kg cm^{-2} [cm^2 kg^{-1}].
γ_2 Asimptotic creep deflection in the support produced by a distributed load equal to 1 kg cm^{-1} [cm^2 kg^{-1}].
$\phi(\alpha,t)$ Incomplete Gamma function.

Bibliography

1. J. N. Distefano, «Base Sperimentale per una Teoria sul Comportamento di Strutture Visco-elastiche lineare». La Ricerca Scientifica, Anno 30, No. 1, January 1960.
3. D. McHenry, "A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design". Proc. of the American Society for Testing Materials, Vol. 43, 1943.
3. A. D. Ross, "Creep of Concrete under Variable Stress". Journal of the American Concrete Institute, March 1958, Pg. 738—758.
4. S. Backston, "Creep and Creep Recovery of Cement Mortar". 5th Congress I.A.B.S.E. Preliminary Publ., 1956.
5. A. A. Gwozdew, «Expériences sur la théorie du fluage du béton». Academy of Sciences, U.S.S.R., 1943. (Translation No. 272 of the «Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics».)
6. V. Volterra, «Leçon sur les fonctions des lignes». Paris, 1913.
7. J. N. Distefano, «Sulla Stabilità in Regime Visco-elastico a Comportamento Lineare». Note 1, Rendiconti Accademia Nazionale dei Lincei, Fasc. 5, Serie VIII, Vol. XXVII, Nov. 1959.
8. Paley and Wiener, "Transactions of the American Mathematical Society". Vol. 35.
9. F. Dischinger, «Untersuchung über die Knicksicherheit und das Kriechen bei Bogenbrüchen». Bauing. (1937).
10. F. Levi, «Effet du fluage dans les constructions hyperstatiques en béton soumises à différents régimes de contrainte». Bulletin Rilem n° 5, Nouvelle Série, Dic. 1959.
11. N. Kh. Aroutiounian, «Applications de la théorie du fluage». Ed. Eyrolle, Paris, 1957.

Summary

In the present paper the redistribution of stresses, due to creep in a foundation beam, is studied, considering not only the creep of the beam but also a possible creep of the foundation. Linear behaviour of creep is assumed, and the general integral-differential equation of deflections is solved for the most important cases of applications. Particularly, it is shown that when creep of materials composing the beam and foundation are independent of the age of loading, the problem is immediately solved by means of the classical (elastic) methods.

Finally, the case of materials, the creep of which varies with age, is studied, and a discussion of the Dischinger criterion of creep of concrete is made.

Résumé

L'auteur étudie la redistribution des contraintes dans une poutre de fondation, les matériaux de la poutre et de sa fondation étant considérés comme visco-élastiques. On a admis un comportement linéaire du fluage, conformément à la théorie des phénomènes héréditaires de VOLTERRA. L'équation intégrale-différentielle régissant les déformations est résolue pour les cas d'application pratique les plus importants. L'étude a montré que, pour le calcul des déformations finales, la méthode du module effectif est parfaitement correcte quand le fluage du matériau n'est pas variable avec le temps.

Finalement, l'auteur étudie le cas du fluage variable avec l'âge du matériau et il discute le critère de fluage du béton proposé par DISCHINGER.

Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel befaßt sich mit den durch das Kriechen bedingten Kräfteumlagerungen eines Fundationsträgers, wobei nicht nur das Kriechen des Trägers, sondern auch dasjenige des Untergrundes berücksichtigt werden. Zur Lösung der die Deformationen beherrschenden, allgemeinen Integral-Differential-Gleichung wurde ein linearer Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Kriechen angenommen, wobei die Resultate für die wichtigsten Anwendungsfälle angegeben werden. Haben Träger und Untergrund ein vom Alter des Materials im Moment der Belastung unabhängiges Kriechmaß, so kann das Problem sofort mit Hilfe der klassischen (elastischen) Theorie gelöst werden. Zum Schluß wird der Fall des vom Alter des Materials abhängigen Kriechens untersucht sowie das Dischingersche Betonkriechkriterium diskutiert.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

Réponse à la communication de Mr. New [1])

Antwort auf die Mitteilung von Mr. New [1])

Reply to the Communication of Mr. New [1])

FERNANDEZ CASADO
Madrid

Nous remercions vivement Mr. New de l'attention prêtée à notre travail, et nous nous permettons de répondre aux trois observations faites dans sa communication.

La première concerne l'assemblage entre une poutre préfabriquée lourdement chargée et des consoles coulées sur place (voies de roulement des ponts-roulants du hall de laminage d'Ensides à Avilès). La partie supérieure du joint est remplie par des injections de mortier ou plutôt de béton à petits agrégats, puisque la largeur est d'environ 10 cm. On injecta ensuite du mortier jusqu'à mi-hauteur de la poutre afin de remplir tous les vides.

La deuxième observation concerne l'assemblage de poutres et de piliers préfabriqués par des boulons transversaux métalliques (fig. 9). L'assemblage fut terminé en injectant de la laitance afin de remplir les vides, de protéger le fer de l'oxydation et d'obtenir une bonne adhérence par contact entre les deux éléments.

Dans l'assemblage entre pannes et cadres (tous deux préfabriqués) (fig. 13) le remplissage a pour but, dans certains cas, de protéger les éléments métalliques et d'empêcher un déplacement longitudinal des pannes. Normalement, l'élément principal était surélevé à l'aide de béton coulé sur place, afin d'entretoiser les pannes puisque l'ouvrage ne comporte pas de dalle de couverture.

Nous sommes également d'avis de réduire au minimum la soudure au montage car elle revient chère; mais c'est le procédé le plus efficace et le plus

---

[1]) Voir page 413 — siehe Seite 413 — see page 413.

rapide pour obtenir une solidarité des éléments lorsqu'on dispose d'armatures en saillies ou de petites plaques métalliques enrobées.

Nous sommes d'accord avec Mr. NEW ainsi qu'avec le Rapporteur, Monsieur le Professeur WÄSTLUND, sur la grande responsabilité du constructeur d'ouvrages préfabriqués, qui doit prendre toutes les précautions nécessaires à la solidarité d'ensemble de la construction.

Résumé

En réponse aux questions de Mr. NEW, l'auteur discute trois détails relatifs aux systèmes d'assemblage des éléments préfabriqués.

Zusammenfassung

Drei Verbindungsdetails für den Zusammenschluß von vorfabrizierten Teilen werden als Antwort zu den von Mr. NEW aufgeworfenen Fragen behandelt.

Summary

As answer to Mr. NEW's questions, three details on the assembly of prefabricated elements are discussed.

Montage von Stahlbetonfertigteilen in Geschoßbauten

Mounting of Pre-Cast Reinforced Concrete Structural Units in Multy-storey Buildings

Montage des éléments préfabriqués en béton armé dans les immeubles à étages

HEINZ ZEIDLER
Professor Dipl.-Ing., Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar

Im Hinblick darauf, daß besonders bei Stockwerksbauten in Stahlbeton-Montagebauweise jede Verbindung eine schwache Stelle der Konstruktion darstellt und die Horizontallasten entweder durch Wandscheiben oder steife Ecken aufgenommen werden müssen, ist es erstrebenswert, Rahmenkonstruktionen auszuführen.

Vollrahmen in Geschoßhöhe und mit mehreren Stielen werden meist sehr schwer. Es wird daher oft zu der Notmaßnahme gegriffen, Rahmen aufzuschneiden, in einzelnen Elementen zu montieren und diese nachträglich wieder biegesteif zu verbinden. Das ist nur durch Schweißen oder Überdeckungsstöße möglich. Bis zur Kraftschlüssigkeit dieser Verbindungsstellen erfordern diese Konstruktionen bei der Aufstellung des Skelettes, bevor durch die Deckenplatte eine Längssteifigkeit eintritt, oft umfangreiche Absteifungshilfsgerüste.

Ich möchte daher die Aufmerksamkeit auf die Verbindung von Stahlkonstruktionen mit Stahlbetonelementen bei der Montage von Stahlbetonfertigteilen hinlenken. Diese Mischbauweise wird deshalb wohl bisher etwas vernachlässigt, weil die meisten Ingenieure der Stahlbeton-Montagebauweise eben aus dem Stahlbetonbau kommen und sich mit Stahlkonstruktionen nicht gern befassen.

Man kann bei Kombination von Stahlkonstruktionen mit Stahlbetonfertigteilen die Absteifungsgerüste als bleibende Konstruktionsglieder benutzen oder als Bewehrung später auszubetonierender Teile zur Tragkonstruktion werden lassen.

Bei einem 10stöckigen Krankenhaus wurde diese Mischbauweise — Stahlbeton mit Stahl — erfolgreich angewandt, indem auf eine Mittelstütze aus

Stahl zwei Halbrahmen aus Stahlbetonfertigteilen aufgelegt wurden. Die Stahlkonstruktion bildet somit für die Montage ein Hilfsgerüst und nimmt die Eigengewichte der Halbrahmen und der Deckenplatten eines Geschosses auf, so daß die Hebezeuge sofort nach Absetzen der Halbrahmen zur fortschreitenden Montage frei werden. Nach Abdecken des Rahmenskelettes mit vorgefertigten Deckenplatten ist es leicht, auf dieser Hilfskonstruktion einen

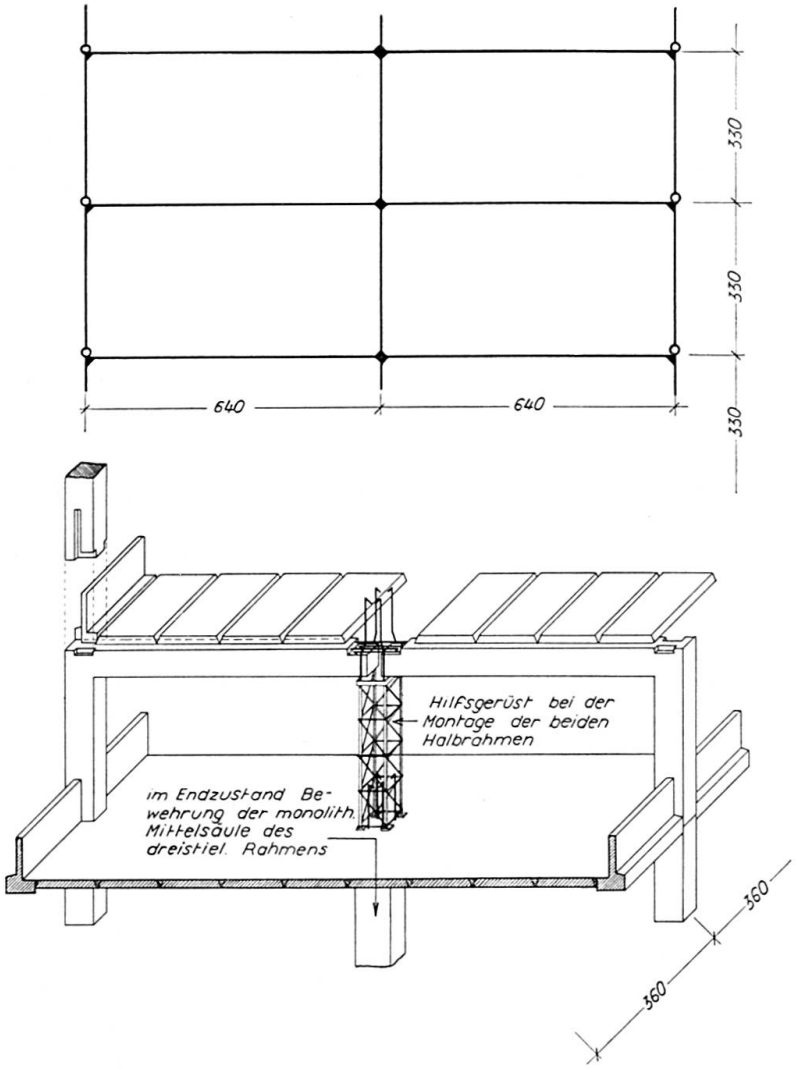


Fig. 1.

Überdeckungsstoß der beiden Halbrahmen auszuführen und die Stahlkonstruktion für alle zukünftigen Lasten zur Bewehrung einer monolithischen Stahlbeton-Mittelsäule werden zu lassen. Durch Ausgießen einer versetzbaren Schalung mit Ortbeton wird die Endkonstruktion ein dreistieliger Rahmen. Dadurch entfallen alle kostspieligen Absteifungen, die die Montage aufhalten, weil sie vor Kraftschlüssigkeit der Verbindungen nicht versetzt werden dürfen.

Selbstverständlich muß das Schwinden und Kriechen dieser Zusammenwirkung eines vorgefertigten und damit abgebundenen Teiles mit der mono-

lithischen Säule in dieser berechnet und die Zusatzspannung, die sehr gering ist, aufgenommen werden.

Dieses soll nur ein Beispiel für das Zusammenwirken von Stahl und Stahlbetonelementen in der Montagebauweise sein und als Anregung dienen, solche Mischbauweisen zu entwickeln, die unnötige Hilfskonstruktionen vermeiden und die Zerlegung komplizierter und sehr schwerer Fertigteile in einfache Formen ermöglicht, die sich leicht herstellen und montieren lassen.

Zusammenfassung

Der Autor lenkt die Aufmerksamkeit der Fachwelt auf die Kombination von Stahlkonstruktionen mit Stahlbeton-Fertigteilen in der Montagebauweise bei mehrgeschossigen Bauwerken, wobei darauf hingewiesen wird, daß *Stahl*-Konstruktionen, die zunächst Hilfsgerüste für die Montage darstellen, später zu bleibenden Konstruktionen als Bewehrung monolithischer Bauteile werden.

Summary

The author directs the attention to the combination of steel elements with pre-cast reinforced concrete structural units in the "assembly" method of construction of multi-storey buildings, at the same time mentioning that the *steel* elements, which in the first place are auxiliary erection scaffolds, subsequently become permanent constructions as the reinforcement of monolithic structural parts.

Résumé

L'auteur montre comment on peut combiner, dans la construction en série des immeubles à étages, des parties métalliques avec des éléments préfabriqués en béton armé: les parties métalliques, servant d'abord d'échafaudages auxiliaires de montage, sont ensuite incorporées dans la construction définitive, en qualité d'armature des éléments monolithiques.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen in der Montagebauweise

Assembly on Erection of Precast Units of Reinforced Concrete

Assemblage au montage d'éléments préfabriqués en béton armé

E. LEWICKI
Prof., Dresden

Freier Diskussionsbeitrag zum VI. Kongreß der IVBH (vorgetragen von Dr.-Ing. H. Rühle, Dresden)

Die von mir auf dem V. Kongreß in Lissabon 1956 vorgetragenen Verbindungsarten vorgefertigter Stahlbetonelemente in der Montagebauweise sind — bis auf eine — noch mehr oder weniger aktuell. Bezüglich ihrer Anwendung hat sich in den letzten 4 Jahren folgendes ergeben:

Mehr und mehr kommt man aus Gründen der Kostenersparnis und Verkürzung der Montagezeit besonders bei Hallen- und Stockwerkbauten davon ab, um jeden Preis durch geeignete nachträgliche Verbindungen der Fertigteile kontinuierliche oder Rahmentragwerke herzustellen, besonders bei Tragwerken, die eine im Verhältnis zur Eigenlast nur geringe Verkehrslast zu tragen haben, wie z. B. Dachpfetten, Deckenträger in Wohnungsbauten. Hier wirkt sich die erstrebte Abminderung der Feldmomente aus Verkehrslast gegenüber den Feldmomenten aus Eigengewicht nur wenig aus.

Bei Hallenbauten legt man die Binderriegel auf die Köpfe der im Boden fest eingespannten Stützen auf — entweder beiderseits gelenkig gelagert oder auch als Balken auf 2 Stützen. Bei Stockwerk-Skelettbauten werden sämtliche Stützen als Pendelstützen behandelt, und die Stabilität des Bauwerks wird durch starre senkrechte Scheiben in geeigneten Achsen erzielt. Für derartige Bauten verwendet man immer mehr Dollen oder Verschraubung mittels Stahlbolzen (Verbindungen 2 und 3 meiner damals angegebenen Systematik)[1]).

Allerdings gibt es noch viele Tragwerksarten, bei denen die Durchlaufwirkung erforderlich — zumindest wünschenswert — ist, wie Kranbahnen,

[1]) Schlußbericht des V. Kongresses, Beitrag VI a 6, S. 637—642.

Silos, Brücken u. a. mehr. Von den hierfür in meiner Systematik aufgeführten Verbindungen 4—10 hat sich nicht bewährt die «Keilverbindung» (9).

Am beliebtesten ist noch immer die Verbindung durch Überdeckung herausstehender Bewehrungsstäbe mit nachträglichem Einbetonieren derselben (6), da sie verhältnismäßig einfach auszuführen ist. Die relativ lange Zeitdauer für ihre Kraftschlüssigkeit bemüht man sich durch Verwendung eines schnellerhärtenden Betons abzukürzen.

Die Anwendung der Verschweißung herausstehender Stahlteile (7) hat sich wegen der sofort zu erzielenden Kraftschlüssigkeit in den sozialistischen Ländern sehr stark ausgeweitet. Vorbedingung ist die Knicksicherheit der geschweißten, zunächst freiliegenden Stahlstäbe auf der Druckseite der Stoßlücke durch Beschränkung der Länge der Stoßlücke im Beton und Verstärkung der Stabquerschnitte an der Schweißstelle. Bezüglich der Schweißung verweise ich auf meinen zusammen mit H. Löser geschriebenen Aufsatz in der Wissenschaftlichen Zeitschrift der Technischen Hochschule Dresden 7 (1957/58), H. 3, S. 479—486.

Die Verbindung durch Zusammenspannen nimmt an Beliebtheit stark zu. Viele Ausführungen sind bekannt geworden. Einfachheit und Wirtschaftlichkeit haben sich hierbei besonders bei weitspannenden Tragteilen erwiesen.

Die in Ungarn entwickelte und von W. Herrmann (Dresden) systematisch untersuchte Verbindung durch Stahlbolzen (4) hat sich bisher nicht eingeführt, obwohl sich bei einigen Bauausführungen keine Nachteile gezeigt haben. Vielleicht fehlt es an einer genügenden Propagierung.

Auch die Verbindungen 5 (Bewehrungsschleifen) und 3 (Verschraubung herausstehender Stahlteile) sind weniger beliebt.

Zusammenfassende Empfehlung

1. Nachträgliche Herstellung einer Kontinuitätswirkung soll auf die unbedingt notwendigen Fälle beschränkt werden.
2. Hierdurch ist die Anwendung einfacher Verbindungen (2 und 3) möglich.
3. Als biegesteife Verbindungen sind zu empfehlen: Schweißung (7) — Zusammenspannung (10) — Überdeckung der Bewehrungsstabenden (6).

Zusammenfassung

Es wird die Beliebtheit der Anwendung der verschiedenen Verbindungen vorgefertigter Stahlbetonteile besprochen. Nachträgliche Herstellung einer Kontinuitätswirkung soll auf die unbedingt notwendigen Fälle beschränkt werden, um einfache Verbindungen (Dollen und Verschraubung) zu erhalten. Als biegesteife Verbindungen sind zu empfehlen: Schweißung — Zusammenspannung — Überdeckung der Bewehrungsstab-Enden.

Summary

The author recalls the most suitable processes for the assembly of precast units of reinforced concrete. He recommends that continuous joints constructed in situ should be kept strictly to a minimum in order to enable simple means of assembly (pins and bolts) to be used. For constructing assemblies which remain rigid under bending stresses the following processes may be recommended: welding — connection by prestressing — overlapping of projecting reinforcement bars.

Résumé

L'auteur rappelle quels procédés sont les plus appréciés pour l'assemblage des éléments préfabriqués en béton armé. Il recommande de limiter au strict minimum les liaisons continues réalisées sur place, afin de pouvoir utiliser les moyens d'assemblage simples (goujons et boulons). Pour réaliser des assemblages rigides à la flexion, on peut recommander: la soudure — la liaison par précontrainte — le recouvrement des barres d'armature en saillie.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Contributions libres sur des développements nouveaux importants
Freie Beiträge zu wichtigen neuen Entwicklungen
Free Contributions to Important New Developments

VI

Progrès importants de l'art de l'ingénieur. Constructions mixtes
Bedeutende Fortschritte der Baukunst. Verbundbauten
Important Progress in Bridge and Constructional Engineering
Composite Structures

General Report

O. A. KERENSKY
B. Sc., M. I. C. E., M. I. Struct. E., London

In addition to the original eight papers dealt with in the Preliminary Publication, eighteen people made further written or oral contributions, some commenting on the original papers and others covering new ground. This makes the task of the reporter for this general theme even more difficult, and the allotted space will permit only a brief appreciation of the more important points made in the new contributions.

Professor G. WÄSTLUND reported on fatigue tests of composite beams conducted at the Stockholm Royal Institute of Technology. In a joint paper with B. BERGVALL he gives details of these tests. Each beam was subjected to 250,000 pulsating loadings between repeated static load tests. In 3 out of 4 cases the ultimate failure occurred in the connectors near the welds. The connectors were of the U-shaped round bar type and the results of the tests confirmed the allowable loads for this type of connector suggested in a paper by G. WÄSTLUND and L. OESTLUND published in the 1952 Cambridge Congress Report, although the pulsating loads markedly influenced the ultimate static strength of the beams by quickly destroying the bond between concrete and the flange of the beam. Nevertheless, even in the worst case, after 1.3 million pulsations the connector breaking load was 30 % higher than the allowable. The tests have shown that more than one million repetitions of loadings which produce

up to and slightly over the design forces on the connectors do not change the elastic behaviour of the composite beam. They also clearly showed that concrete slabs must not be assumed to take any tension.

Dr. P. W. ABELES described some fatigue tests carried out by the Eastern Region of British Railways on composite prestressed concrete bridge decks. In his well documented paper it is shown that in the tests the added cast in-situ concrete slab satisfactorily co-operated with the precast prestressed beams, without visible cracking. Three types of interconnections between beams and slab were examined:

1. Beams with rough surfaces.
2. Beams with smooth, but castillated surfaces.
3. Beams with smooth surfaces and steel stirrups.

It was found that all three types were satisfactory as regards ultimate load even after millions of pulsating loadings but 1. was the best and 2. was the worst as regards cracking.

The tests showed that sufficient shear reinforcement must be provided to resist the high principal tensile stresses in the added non-stressed concrete due to shear and bending caused by point loads. The stirrup reinforcement is required solely in the added concrete.

Mr. J. A. FORRESTER submitted a paper describing new application of gamma-radiography to non-destructive testing of concrete, and in particular to examination of grouting in the prestressing cable ducts. The method can also be used to locate and identify reinforcement in members for which detailed data is not available.

The principle of gamma-radiography is to record on photographic film the intensity of radiation transmitted through the material under examination. The apparatus is more portable and less costly than that required for X-radiography, while the power of penetration is greater. The benefits of non-destructive testing are obvious and it would seem that this new method of examining concrete may become popular. During the discussion, Professor E. GIBSCHMANN of the U.S.S.R. gave some details of composite construction of steel beams with precast slabs in bridge-work. He stated that for repeated loadings precast units are not as satisfactory as cast in-situ and M. FOUGNIES described a very interesting new type of prestressed combined action construction used in bridges over the Albert Canal and the Meuse in Belgium. In this form of construction no shear connectors are used, the steel girders project into the concrete slab which is made to grip the steel by lateral prestressing to about 30 kg/cm^2. Mr. FOUGNIES estimated that ordinary steel or reinforced concrete bridges could not compete with laterally prestressed composite steel and concrete ones for spans up to about 40 metres.

A paper by M. LORENTSEN is an important contribution describing tests that have been carried out at the Royal Institute of Technology, Stockholm,

to investigate the bond characteristics of prestressing cables. The tests showed that as a crack distributor the cable is inferior to ordinary reinforcement. Plexiglass model tests indicated the trend in the distribution of maximum compressive strain between cracks, the ratio of average to maximum strain decreasing with increase in distance between consecutive cracks.

Referring to Table 2, several points are noteworthy:

A 100 per cent efficiency of bond was assumed for grouted beams; in the ungrouted Tee-beam the inclusion of deformed bars of smaller cross-sectional area than that of prestressing tendons was sufficient to give a distribution of cracks as good as in the grouted beam, although the ultimate strength was reduced by 7.5 %. The rectangular beams were much less sensitive to grouting than the Tee-beams, the reduction in ultimate strength being $12^1/_2$ per cent and 36 per cent respectively without deformed bar reinforcement. Although the 3.5 per cent ultimate compressive strain in the concrete recommended by the European Concrete Committee was in no case achieved, it would appear that existing ultimate load formulæ are satisfactory even with imperfect grouting.

Professor H. Louis describes an investigation carried out at the University of Liege, of the bond between concrete and high tensile steel wires of different diameters and surface conditions. The bond was determined by pull-out tests and by testing model beams. Smooth and ribbed wires, both clean and rusted, of diameters of 3, 5 and 7 millimeters have been tested, each time, measuring the load at the commencement of slipping. Bond-strain diagrams for all the above kinds of wire were obtained and the inferiority of the smooth clean wire clearly established.

Professor B. Thürlimann and K. Basler, comment on the results of the tests on welded plate girders with slender webs, subjected to bending or shear carried out by Lehigh University, Bethlehem, U.S.A. The tests conclusively show that web buckling produces a gradual redistribution of the internal stresses. The post buckling strength is contributed by the web plate itself and by the boundary elements, i. e. stiffeners and flanges. The authors discuss the possible modes of failure of the compression flange and point out that in a welded girder the thin flanges have little vertical rigidity, and therefore, cannot effectively serve as anchors for a tension field in a buckled web, which therefore must be provided by transverse stiffeners. Based on these considerations they develop a formula for the ultimate shear which fairly represents the observed strength of the girders.

Professor I. A. El-Demirdash of Cairo University, regrets that no information is given by the authors on the stress distribution in the cases of shear, and of bending and shear, and suggests that strains should be measured in three directions in order to get a complete picture. It is understood that further publication by the Lehigh University giving the theoretical studies associated with the tests is in preparation. The development of theory and

of rules for the design of plate girders, taking into account the post buckled strength of the thin web, should prove of the utmost importance.

A paper by S. W. Brykin of U.S.S.R. describes tests on carrying capacity of axially loaded concrete struts prestressed by tensioned helical wire wound around the specimen. The quality of concrete and the amount of tension were varied and the tests showed that under certain conditions the ultimate strength of such struts can be approximately 50 per cent greater than the ultimate strength of similar struts with untensioned wire. The research in this field continues. Further tests are planned to deal with hollow cylindrical struts and it is hoped that mathematical analysis will be developed to deal with elements subjected to triaxial compression, both of solid and hollow cylindrical form, and eventually design formulæ or charts produced.

A short paper by C. Schaub reports on the development in Sweden of a reinforcing steel with a high yield, good ductility, weldability and high resistance to brittle fracture — the C. D. (Cold Ductile) steel. The author points out that the cold working of steel, usually adopted for producing high tensile reinforcement increases the risk of fatigue and brittle failure. After more than five years of research a weldable high strength non-brittle steel bar has been successfully produced.

F. Lederer of Czechoslovakia, describes the design of a spherical dome with a central lantern. The dome is of 93.5 metre span with a rise of 19.7 metres and was designed by applying the membrane theory, although it actually consisted of a lattice assembly of continuous steel tubes arranged in three intersecting systems, forming a network of curved triangles, able to transmit forces from all directions.

R. Dąbrowski makes a contribution regarding the design of Tankarville Bridge by drawing the attention to the importance of horizontal components of the forces in the hangers and deduces equations for the effect of these forces on the vertical bending moments.

Several other speakers contributed to the oral discussion, but their written contributions will be published elsewhere, namely: A. Schmid's in Theme III; K. Kondo, K. Ito and M. Naruoka, on bridges in Japan, and Professor E. Billig on the construction of Atomic Power Stations, shell roofs and other structures — in the "Bulletins"; F. Faltus on a 327 metre arch bridge in Czechoslovakia; D. T. Wright on Highway Bridges in Canada and M. Novak on foundations for vibrating machinery — in the "Publications".

As so many subjects have been discussed under Theme VI no general conclusions are possible. It can, however, be said that composite action construction, both of steel beams with concrete and of prestressed concrete beams with concrete has made considerable progress in recent years and that reasonably satisfactory methods of design, supported by many static and fatigue tests, have been developed in several countries, although, as yet, there is no finality or uniformity in the recommended procedures.

Rapport général

En complément aux huit premiers mémoires qui ont été discutés dans la «Publication Préliminaire», dix-huit auteurs ont présenté des contributions écrites ou orales; certaines d'entre elles sont des commentaires aux mémoires déjà parus tandis que d'autres traitent des problèmes nouveaux. Cela rend plus difficile encore la tâche du rapporteur de ce thème général et la place accordée ne permettra que de donner un aperçu succinct des points les plus importants traités dans les nouvelles contributions.

M. le professeur G. Wästlund a présenté au congrès un rapport relatif à des essais de fatigue réalisés sur des poutres mixtes à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm. Dans le mémoire correspondant, rédigé avec M. Bergvall, il donne les détails de ces essais. Chaque poutre a été soumise à des phases de sollicitations pulsatoires comprenant chacune 250 000 alternances, phases précédées et suivies de mises en charge statiques. Dans trois cas sur quatre, la rupture s'est produite dans les chevilles de liaison, près de la soudure d'attache. Ces chevilles étaient formées de fers ronds recourbés en U. Les résultats des essais ont confirmé les charges admissibles pour ce type de cheville, telles qu'elles avaient été proposées par MM. Wästlund et Östlund dans le rapport du congrès de Cambridge, en 1952, cela bien que la résistance statique des poutres à la rupture soit nettement influencée par les sollicitations pulsatoires qui détruisent rapidement l'adhérence entre le béton et l'aile de la poutre. Toutefois, même dans le cas le plus défavorable, la charge de rupture de la cheville, après 1 300 000 alternances, était de 30% supérieure à la charge admissible. Les essais ont montré que plus d'un million de sollicitations pulsatoires, provoquant dans les chevilles des efforts qui atteignaient et même dépassaient les efforts de calcul, ne modifient pas le comportement élastique de la poutre. De plus, les essais ont montré clairement que la dalle ne reprend aucune traction.

M. P. W. Abeles décrit quelques essais de fatigue effectués par les Chemins de fer Britanniques (Eastern Region) sur des tabliers en béton précontraint de construction composée. Son mémoire bien étayé montre que la dalle de béton coulée sur place participe de manière satisfaisante, sans fissures visibles, à la résistance des poutrelles précontraintes préfabriquées. Trois types de liaison poutrelles-dalle ont été étudiés:

1. Poutrelles à surface de contact rugueuse.
2. Poutrelles à surface lisse, mais présentant des crénelures.
3. Poutrelles à surface lisse, munies d'étriers métalliques.

Les essais ont montré que les trois types sont satisfaisants en ce qui concerne la rupture, même après des millions d'alternances, mais le type 1 est le meilleur et le 2 le moins bon si l'on juge d'après la fissuration.

De plus, il s'est avéré nécessaire de prévoir une armature de cisaillement suffisante pour reprendre les contraintes principales de traction élevées dans le béton non précontraint, tensions provoquées par le cisaillement et la flexion dus à des charges concentrées. Il n'est nécessaire de prévoir des étriers que dans le béton coulé sur place.

M. J. A. FORRESTER décrit dans son mémoire une nouvelle application de la gammagraphie: le contrôle non-destructif du béton, en particulier des injections dans les gaines des câbles de précontrainte. Ce procédé peut également servir à déterminer l'emplacement et la grandeur des armatures dans les éléments porteurs dont on ignore les caractéristiques exactes.

La méthode gammagraphique consiste à enregistrer sur un film l'intensité du rayonnement traversant le matériau étudié. L'appareillage nécessaire est plus maniable et moins coûteux que celui nécessité par les rayons X, alors que le pouvoir de pénétration est supérieur. Les avantages de la méthode non-destructive sont manifestes et on peut penser que ce nouveau procédé de contrôle du béton se répandra.

Au cours de la discussion, M. le professeur E. GIBSCHMANN (URSS) donna quelques détails relatifs aux ponts mixtes comportant des poutres métalliques et des dalles préfabriquées. Il indiqua que, à la fatigue, les éléments préfabriqués sont moins satisfaisants que les dalles coulées sur place. M. FOUGNIES décrivit un nouveau type très intéressant de construction mixte précontrainte, utilisée en Belgique pour des ponts sur le Canal Albert et la Meuse. Ces ouvrages ne comportent pas de chevilles car les poutres métalliques pénètrent dans la dalle et la liaison est obtenue par frottement, à l'aide d'une précontrainte transversale s'élevant à environ 30 kg/cm^2. M. FOUGNIES estime que, pour les portées inférieures à 40 m environ, les ponts usuels en acier ou en béton armé ne peuvent guère concurrencer ce système mixte acier-béton avec précontrainte transversale.

Dans son intéressante communication, M. M. LORENTSEN décrit les essais, effectués à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm, qui visaient à déterminer les propriétés d'adhérence des câbles de précontrainte. Ces essais ont montré que les câbles répartissent moins bien les fissures que les armatures ordinaires. Des essais sur modèles en plexiglas ont indiqué comment les déformations maxima dues à la compression tendent à se répartir entre les fissures: le rapport du raccourcissement moyen au raccourcissement maximum diminue lorsque l'écartement des fissures augmente.

En ce qui concerne le tableau 2, il vaut la peine de relever les points suivants:

On a admis une efficacité d'adhérence de 100% pour les poutres injectées; pour les poutres en té non injectées, il suffit d'ajouter des fers d'armature profilés présentant une section inférieure à celle des câbles pour obtenir une répartition des fissures aussi favorable que celle des poutres injectées, bien que la résistance à la rupture soit de 7,5% inférieure. Les poutres à section

rectangulaire se sont montrées beaucoup moins sensibles aux injections; sans armatures complémentaires, la diminution de la charge de rupture ne s'élevait qu'à 12,5% contre 36% pour les poutres en té. Bien que le raccourcissement unitaire du béton au moment de la rupture n'ait atteint en aucun cas la valeur de 3,5‰ proposée par le Comité Européen du Béton, les méthodes actuelles de calcul à la rupture semblent satisfaisantes même si l'injection n'est pas parfaite.

M. le professeur H. Louis décrit une recherche faite à l'Université de Liège et consacrée à l'étude de l'adhérence au béton de fils en acier à haute résistance, de diamètres différents et d'états de surface variés. L'adhérence a été déterminée par des essais d'arrachement (pull-out test) et par des essais d'adhérence par effort tranchant (beam test). Le programme comportait des fils lisses et à empreintes à l'état de livraison, lisses et à empreintes rouillés, avec des diamètres de 3, 5 et 7 mm. L'étude a porté sur la mesure de l'effort total au moment de l'apparition du glissement. Les diagrammes force-déplacement obtenus pour les divers types de fil précités montrent clairement l'infériorité du fil lisse à l'état de livraison.

M. le professeur B. Thürlimann et M. K. Basler commentent les résultats d'essais entrepris à l'Université de Lehigh, Bethlehem, USA, sur des poutres soudées à âme mince, sollicitées à la flexion ou au cisaillement. Ces essais montrent de manière convaincante que le voilement de l'âme provoque une redistribution progressive des contraintes. Dans le domaine post-critique, la résistance est assurée par l'âme elle-même et par les éléments du contour, c'est-à-dire les raidisseurs et les membrures. Les auteurs considèrent les diverses possibilités de ruine de la membrure comprimée et font remarquer que les membrures des poutres soudées sont minces, présentent donc peu de rigidité dans le sens vertical et, pour cette raison, ne peuvent guère servir d'ancrage pour un champ de tractions dans l'âme voilée; ces tractions doivent être reprises par les raidisseurs verticaux. Se fondant sur ces considérations, les auteurs développent une formule pour le cisaillement limite qui correspond bien à la résistance observée.

M. le professeur I. A. El-Demirdash, de l'Université du Caire, regrette que les auteurs ne donnent aucune indication sur la répartition des contraintes dans les poutres soumises au cisaillement et à la flexion accompagnée de cisaillement; il propose de mesurer les allongements dans trois directions afin d'obtenir une image complète du phénomène. Remarquons ici qu'une publication complémentaire de l'Université de Lehigh est en préparation; elle présentera des recherches théoriques en rapport avec des essais. Il est de la plus haute importance que se développent des théories et des règles de dimensionnement tenant compte du comportement post-critique des âmes minces.

M. W. S. Brykin (URSS) décrit des essais sur la résistance des éléments en béton soumis à des charges centrées et précontraints par des armatures en spirale. En faisant varier la qualité du béton et la valeur de la précontrainte,

on a établi que, dans des conditions bien déterminées, la résistance de ces éléments pouvait être de 50% supérieure à celle d'éléments semblables armés par des spirales non-précontraintes. Les recherches dans ce domaine se poursuivent. Il est prévu d'entreprendre des essais sur des éléments cylindriques creux et il faut espérer qu'il sera mis au point une théorie mathématique s'appliquant aux éléments de forme cylindrique, creux ou pleins, soumis à des sollicitations triaxiales, et qu'il sera possible d'établir des formules ou des diagrammes pour le dimensionnement.

Dans un bref rapport, M. C. Schaub parle de la mise au point en Suède d'un acier d'armature présentant une limite d'écoulement élevée, ductile, soudable et résistant aux ruptures fragiles — l'acier C.D. (Cold Ductile). L'auteur indique que l'étirage à froid de l'acier, habituellement utilisé pour obtenir des fers d'armature à haute résistance, augmente le danger de rupture due à la fatigue et de rupture fragile. Après plus de cinq ans de recherches, on a mis au point un fer rond soudable, de haute résistance et ne présentant aucun danger de rupture fragile.

M. F. Lederer (Tchécoslovaquie) décrit l'étude et l'exécution d'une coupole sphérique surmontée d'un lanterneau central. Cette coupole a une portée de 93,5 m et une flèche de 19,7 m; elle a été calculée à l'aide de la théorie des membranes bien qu'elle soit formée en réalité d'un treillis composé de tubes métalliques continus disposés en trois couches. Le réseau curviligne triangulé ainsi réalisé peut supporter des efforts de directions quelconques.

M. R. Dąbrowski présente une contribution relative à l'étude du pont de Tancarville; il rend attentif à l'importance des composantes horizontales des efforts dans les suspentes et établit les équations exprimant l'influence de ces efforts sur les moments de flexion verticaux.

Plusieurs autres personnes ont pris part à la discussion lors du congrès mais leurs contributions écrites paraîtront ailleurs:

Thème III: M. A. Schmid; «Bulletin»: MM. K. Kondo, M. Ito et M. Naruoka, qui ont parlé de ponts japonais, et M. le professeur K. Billig, qui a traité de la construction de centrales atomiques, de couvertures en voiles et d'autres ouvrages; «Mémoires»: M. F. Faltus, qui a décrit un pont en arc tchécoslovaque de 327 m; M. D. T. Wright qui a parlé des ponts canadiens pour autoroutes et M. M. Novak qui a étudié les fondations des machines soumises à des vibrations.

La diversité des problèmes traités dans ce thème VI ne permet pas de tirer des conclusions générales. On peut toutefois affirmer que la construction mixte, qu'il s'agisse de poutres métalliques ou de poutres en béton précontraint renforcées par une dalle en béton, a fait ces dernières années des progrès considérables; dans divers pays, on a développé des procédés de calcul satisfaisants, fondés sur de nombreux essais tant statiques qu'à la fatigue. Les méthodes proposées ne sont cependant pas encore définitives et elles diffèrent considérablement entre elles.

Generalbericht

Zusätzlich zu den ursprünglichen acht Abhandlungen, die im «Vorbericht» erschienen sind, wurden 18 weitere Beiträge teils mündlich, teils schriftlich gemacht, von denen einige Kommentare zu den ursprünglichen Abhandlungen enthalten, während andere neue Gebiete berühren. Dies ergibt eine noch schwerere Aufgabe für den Generalreferenten dieses allgemeinen Themas, und der zugeteilte Raum wird nur eine kurze, kritische Würdigung der wichtigsten in diesen neuen Beiträgen behandelten Punkte gestatten.

Prof. G. WÄSTLUND berichtete über Ermüdungsversuche an Verbundträgern, die an der Königl. Techn. Hochschule in Stockholm durchgeführt wurden. Im entsprechenden Beitrag mit B. BERGVALL gibt WÄSTLUND Einzelheiten dieser Versuche. Jeder Träger wurde 250000 Lastwechseln zwischen wiederholten statischen Belastungsversuchen unterworfen. In drei von vier Fällen trat der Bruch in den Dübeln in der Nähe der Schweißnaht ein. Die Dübel wurden durch U-förmig gebogene Rundeisen gebildet. Die Versuchsergebnisse bestätigten die zulässigen Lasten für diesen Dübeltyp, wie sie von G. WÄSTLUND und L. ÖSTLUND im Kongreßbericht von Cambridge 1952 veröffentlicht wurden, obgleich die Wechselbeanspruchung die statische Bruchfestigkeit der Träger durch schnelle Zerstörung der Haftung zwischen Beton und Trägerflansch merklich herabsetzte. Trotzdem war auch im schlimmsten Falle nach 1,3 Millionen Lastwechseln die Bruchlast des Dübels 30% höher als die zulässige Last. Die Versuche zeigten, daß mehr als eine Million Lastwechsel, die bis zu den Entwurfsspannungen der Dübel und etwas darüber reichen, das elastische Verhalten des Verbundträgers nicht ändern. Ebenso klar zeigte sich, daß den Betonplatten keine Zugspannungen zugeordnet werden können.

Dr. P. W. ABELES beschrieb einige Ermüdungsversuche, die durch die Eastern Region of British Railways an Fahrbahnplatten von vorgespannten Verbundbrücken in Beton ausgeführt wurden. In seinem ausführlich belegten Beitrag zeigt sich, daß in diesen Versuchen die aufgebrachte Ortsbetonplatte in befriedigender Weise mit den vorfabrizierten, vorgespannten Trägern ohne jeglichen sichtbaren Riß zusammenarbeitete. Die Untersuchung umfaßte drei mögliche Ausführungen der Verbindung zwischen Trägern und Platte:

1. Träger mit rauhen Oberflächen,
2. Träger mit glatten aber gezahnten Oberflächen.
3. Träger mit glatten Oberflächen und Stahlbügeln.

Man hat dabei herausgefunden, daß alle drei Möglichkeiten befriedigend waren, was die Tragfähigkeit auch nach Millionen von Lastwechseln betrifft, hingegen war 1. die beste und 2. die schlechteste Lösung, wenn man nach der Rissebildung urteilte.

Die Versuche ergaben, daß genügend Schubbewehrung vorgesehen werden

muß, um die hohen Hauptzugspannungen im aufgegossenen, nicht vorgespannten Beton infolge Schub und Biegung aus Einzellasten aufzunehmen. Die Bügelbewehrung ist nur im nachträglich eingebrachten, nicht vorgespannten Beton notwendig.

Der Beitrag von J. A. FORRESTER behandelt die neuartige Verwendung der γ-Strahlen zur zerstörungsfreien Prüfung des Betons und im besonderen zur Untersuchung des Injektionsgutes in den Gleitkanälen der Vorspannkabel. Das Verfahren kann auch verwendet werden bei der Bestimmung von Lage und Größe von Armierungen in Traggliedern, für die genauere Angaben nicht erhältlich sind. Das Verfahren beruht darauf, auf photographischem Film die Intensität der durch das untersuchte Material durchgehenden Strahlung zu registrieren. Die notwendige Apparatur ist handlicher und billiger als diejenige für Röntgenographie, während die Eindringtiefe größer ist. Die Vorteile einer zerstörungsfreien Prüfung sind offensichtlich und es könnte sich geben, daß mit der Zeit dieses neue Betonprüfverfahren sich weit verbreitet.

Anläßlich der Diskussion wurden von Prof. GIBSCHMANN aus der UdSSR einige Details über Verbundkonstruktionen mit Stahlträgern und vorfabrizierten Platten im Brückenbau gegeben. Wie er feststellte, sind für wiederholte Belastungen vorfabrizierte Einheiten weniger befriedigend als Ortsbetonplatten. M. FOUGNIES beschrieb einen sehr interessanten neuen Typ einer vorgespannten Verbundkonstruktion, die bei Brücken über den Albert-Kanal und die Maas in Belgien Anwendung fand. In dieser Ausführungsart werden keine Schubdübel verwendet, da die Stahlträger in die Betonplatte hineinreichen, wo die Haftung durch eine Quervorspannung von ca. 30 kg/cm² erreicht wird. FOUGNIES schätzt, daß bis zu einer Spannweite von 40 m übliche Stahl- oder Eisenbetonbrücken nicht mit diesen quervorgespannten Stahl-Beton-Verbundbrücken konkurrieren können.

Ein wichtiger Beitrag bildet derjenige von M. LORENTSEN, der sich mit an der Königl. Techn. Hochschule in Stockholm durchgeführten Versuchen zur Bestimmung der Hafteigenschaften von Vorspannkabeln befaßt. Die Versuche zeigen, daß ein Kabel der gewöhnlichen Armierung als Risseverteiler unterlegen ist. Versuche an Plexiglasmodellen ergaben die Tendenz in der Verteilung der größten Druckdehnungen zwischen den Rissen, wobei das Verhältnis von mittlerer zu maximaler Dehnung abnimmt bei zunehmendem Abstand zwischen aufeinanderfolgenden Rissen. Bezugnehmend auf Tabelle 2 sind verschiedene Punkte beachtenswert: Es wurde für ausinjizierte Träger eine 100%ige Haftung angenommen; bei den nicht ausinjizierten T-Trägern war die Beifügung von Rippenstählen von kleinerem Querschnitt als derjenige der Vorspannkabel genügend um eine ebenso gute Risseverteilung wie in den ausgepreßten Trägern zu erreichen, obgleich die Bruchlast um 7,5% vermindert wurde. Für Träger mit rechteckigem Querschnitt war die Ausinjizierung viel weniger wirksam. Ohne Injizierung war die Bruchlast nur um 12½% geringer, wo der Abfall bei T-Trägern 36% betrug (Träger ohne Zusatzarmierung).

Obgleich die $3{,}5\,^0/_{00}$ Bruchdehnung im Betondruckbereich, wie sie das Europäische Beton-Komitee vorschlägt, in keinem Fall erreicht wurde, scheinen die bestehenden Bruchlastformeln auch bei ungenügender Injizierung zu befriedigen.

Prof. H. Louis behandelt eine an der Universität von Lüttich bearbeitete Versuchsreihe über die Haftung zwischen Beton und hochwertigen Stahldrähten mit verschiedenen Durchmessern und Oberflächenbeschaffenheiten. Die Haftung wurde durch Ausreißversuche und durch Untersuchung von Modellträgern bestimmt. Das Programm umfaßte glatte und gerippte Drähte in sauberem und rostigem Zustand mit den Nenndurchmessern 3,5 und 7 mm, wobei jeweils die Last bei Gleitbeginn gemessen wurde. Die erhaltenen Haft-Verschiebungsdiagramme für alle obgenannten Drahtarten zeigen eindeutig die Unterlegenheit des glatten sauberen Drahtes.

Prof. B. Thürlimann und Dr. K. Basler besprechen die Ergebnisse der an der Lehigh University, Bethlehem, USA, ausgeführten Versuche an geschweißten Trägern mit dünnen Stegblechen, die Schub oder Biegung unterworfen wurden. Diese Versuche zeigen überzeugend, daß die Ausbeulung des Stegbleches eine graduelle Spannungsumlagerung zur Folge hat. Die überkritische Festigkeit ergibt sich aus dem Stegblech selber und aus den umgebenden Elementen, d. h. Aussteifungen und Flanschen. Die möglichen Arten des Versagens des Druckflansches werden ebenso besprochen, wobei die Verfasser feststellen, daß in einem geschweißten Träger die dünnen Flanschen sehr wenig vertikale Steifigkeit aufweisen und daß sie deswegen kaum als Verankerung für ein Zugspannungsfeld im ausgebeulten Stegblech dienen können. Diese Verankerung muß vielmehr durch Queraussteifungen gebildet werden. Auf diesen Folgerungen aufbauend geben die Verfasser eine Gleichung für die Grenzschubspannung an, die ziemlich gut die beobachtete Festigkeit der Träger wiedergibt.

Prof. I. A. El-Demirdash der Universität von Kairo bedauert, daß die Verfasser keine Angaben über die Spannungsverteilung bei Schub und Schub mit Biegung geben und schlägt vor, die Dehnungen in drei Richtungen zu messen um ein vollständiges Bild zu erhalten. Eine weitere Veröffentlichung der Lehigh University, die die theoretischen Untersuchungen im Zusammenhang mit den Versuchen darstellt, ist in Vorbereitung. Die Entwicklung von Theorie und Bemessungsregeln für Blechträger, wobei die überkritische Festigkeit des dünnen Steges in Rechnung gesetzt wird, ist von äußerster Wichtigkeit.

Im Beitrag von S. W. Brykin aus der UdSSR sind Versuche beschrieben über die Tragfähigkeit von zentrisch belasteten Betonstützen mit einer um das Probestück gewundenen vorgespannten Spiralarmierung. Durch Variation der Betonqualität und der Vorspannung ergab die Versuchsreihe, daß unter bestimmten Bedingungen die Tragfähigkeit solcher Stützen 50% höher sein kann als diejenige ähnlicher Stützen mit nicht gespannten Drähten. Die

Forschung auf diesem Gebiet ist nicht beendet. Weitere geplante Versuche sollen hohle zylindrische Stützen behandeln, und man hofft, daß eine mathematische Erfassung von Elementen in Form von Voll- und Hohlzylindern unter triaxialem Druck zustande kommen wird und daß dazu möglicherweise Entwurfsformeln oder Diagramme angegeben werden können.

In einem kurzen Beitrag berichtet C. SCHAUB über die in Schweden durchgeführte Entwicklung eines Armierungsstahles mit hoher Fließgrenze, guter Dehnbarkeit und hohem Widerstand gegen Sprödbruch, des sogenannten C.D. (Cold Ductile)-Stahls. Der Verfasser weist darauf hin, daß die Kaltreckung von Stählen, die üblicherweise zur Erreichung hochwertiger Armierung verwendet wird, die Ermüdungs- und Sprödbruchgefahr erhöhe. Nach mehr als fünfjähriger Forschung wurde ein schweißbares, hochfestes, nicht sprödbruchgefährdetes Rundeisen erfolgreich hergestellt.

F. LEDERER aus der Tschechoslowakei erläutert den Entwurf einer sphärischen Kuppel mit einer zentralen Oberlichtöffnung. Die Kuppel hat 93,5 m Spannweite, eine Pfeilhöhe von 19,7 m und wurde nach der Membrantheorie berechnet, obgleich ihr Aufbau tatsächlich in einem Stabnetz besteht, zusammengesetzt aus durchlaufenden Stahlrohren in drei sich überschneidenden Systemen. Das sich daraus ergebende Netz von gekrümmten Dreiecken kann Kräfte in allen Richtungen übertragen.

Mit dem Entwurf der Tancarville-Brücke befaßt sich R. DĄBROWSKI, wobei er auf die Wichtigkeit der horizontalen Komponenten in den Hängegliedern aufmerksam macht und die Gleichungen für die Auswirkung dieser Kräfte auf die vertikalen Biegemomente ableitet.

Verschiedene andere Vortragende nehmen an der mündlichen Diskussion teil; ihre schriftlich eingereichten Beiträge werden aber nicht hier, sondern wie folgt veröffentlicht: Im Thema III: A. SCHMID; im «Bulletin»: K. KONDO, K. ITO und M. NARUOKA über Brücken in Japan; Prof. K. BILLIG über den Bau von Atomkraftwerken, Schalendächer und andere Bauwerke; in den «Abhandlungen»: F. FALTUS über eine 327 m lange Bogenbrücke in der Tschechoslowakei; D. T. WRIGHT über Autobahnbrücken in Kanada und M. NOVAK über Fundationen für vibrierende Maschinen.

Da so manches Problem im Thema VI behandelt wurde, können keine allgemeinen Schlußfolgerungen gegeben werden. Immerhin kann gesagt werden, daß die Verbundbauweise, seien es in der Ausführung Stahlträger und Beton oder in der anderen Ausführung vorgespannte Betonträger mit Beton, in den letzten Jahren einen bedeutenden Fortschritt gemacht hat und daß einigermaßen befriedigende Entwurfsverfahren basierend auf vielen statischen und Ermüdungsversuchen in verschiedenen Ländern entwickelt wurden, obgleich bis jetzt kein Abschluß und keine Gleichmäßigkeiten in den vorgeschlagenen Verfahren erreicht wurden.

VI1

Fatigue Tests on Composite Beams

Essais de fatigue sur poutres mixtes

Ermüdungsversuche an Verbundträgern

BENGT BERGVALL
Assistant at the Division of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm

GEORG WÄSTLUND
Dr. Dr. h. c., Professor of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm

At the International Bridge Congress in Cambridge, 1952, a paper on "Studies of composite beams" was published by L. ÖSTLUND and G. WÄSTLUND[1]). This paper reviewed some results of *statical* tests on composite beams, i. e. a steel beam in composite action with a concrete slab.

To begin with, different types of shear connectors had been investigated in small "push-out" tests. A type of connector consisting of a round steel bar, 12 mm, 16 mm, or 20 mm in diameter, bow-shaped and welded to the steel beam, had been found to be the best.

Then this type of connector had been specially investigated on real composite beams. Some of them were subjected to positive moments, others to negative moments. The steel in the connectors 1952 had a yield point stress of 3.500 kg/cm² (50.000 psi).

The test results indicated an allowable transferred load of about 9 metric tons on each connector consisting of a 16 mm round steel bar and a somewhat higher allowable load for a 20 mm round steel bar connector.

In the general report, Preliminary Publication, 1952, which reviewed that paper, among others, and at the congress itself, the question was raised how those connectors behaved under *repeated loadings* or fatigue.

Until recently such tests could not be performed owing to lack of suitable equipment. Since the Division of Structural Engineering and Bridge Building has now got installations for repeated loadings, some complementary tests on

---

[1]) "Preliminary Publication" (1952), p. 557. Final Publication (1953), Discussions, p. 277.

composite beams have been made by the Authors. This time, the investigation comprised statical tests and repeated loadings. The composite beams were similar to those used in 1952, Fig. 1.

The connectors were of the same type as those mentioned above. They consisted of 19 mm round steel bars. The "allowable load" on each connector was assumed to be about 11 metric tons, and corresponded to a nominal safety factor of 1,6 referred to the yield point stress. See Fig. 2.

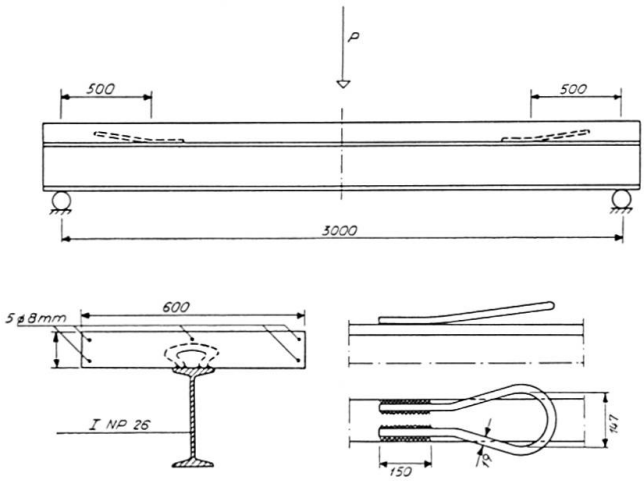


Fig. 1. Test Beams No. 1 and 2, Subjected to Positive Moment. Dimensions in mm.

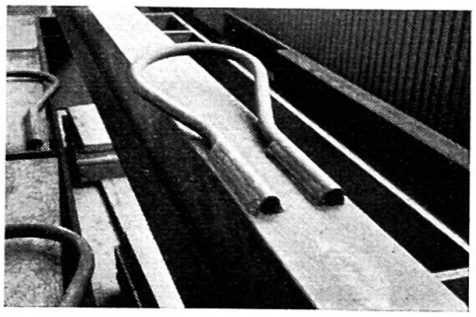


Fig. 2. The Connector, Welded to the Steel Beam Flange.

Each test beam was built up of an INP 26 steel beam and a concrete slab, 10×60 cm, cast on, and connected to, the top flange. The length of the test beam was somewhat more than 300 cm. On each half of the beam there was only one shear connector. The beams were supported at the ends and loaded with one concentrated load at the middle section, two beams, Nos. 1 and 2, with positive moments (concrete slab compressed) and the other two, Nos. 3 and 4, with negative moments. On all beams the connectors were orientated so as to be in tension.

The properties of the materials were as follows:

Yield point stress of the 19 mm round steel bars 3.180 kg/cm^2 (45.000 psi), ultimate strength 5.070 kg/cm^2.

Cube strength of the concrete in the beams Nos. 1 and 2, 422 and 413 kg/cm^2, respectively. Bending strength 36,1 and 36,6 kg/cm^2 respectively. These strength values were obtained from tests on samples of the same age at testing as the large beams.

Fig. 3 shows quite schematically the loading programme. First a normal statical test was performed up to a load giving a force in the connector = $P_{allowable}$, i.e. 11 metric tons. Then followed a period of repeated loadings, which comprised 250.000 cycles, up to the same load. The whole procedure was then carried out once again, i.e. the same statical test and the same 250.000 cycles. Then a third statical test was performed up to a load corresponding

to a force in the connectors = $1{,}3 \cdot P_{allowable}$, and was followed by 250.000 cycles of repeated loadings. A fourth statical test was made up to $1{,}3 \cdot P_{allowable}$, and was followed by 250.000 cycles. After that a fifth statical test was performed up to a load corresponding to $1{,}6 \cdot P_{allowable}$, followed by 250.000 cycles, and so forth.

The force in the shear connector was calculated on the assumption of no bond, elastic behaviour of the connector, and $n = E_{steel}/E_{concrete} = 15$.

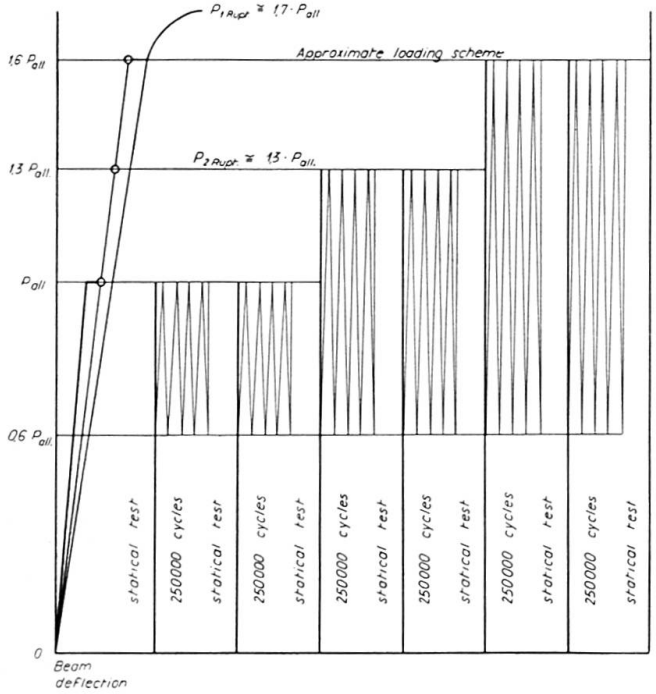


Fig. 3. The Loading Program, Schematically Shown. The Relation Between Load and Beam Deflection Schematically Shown.

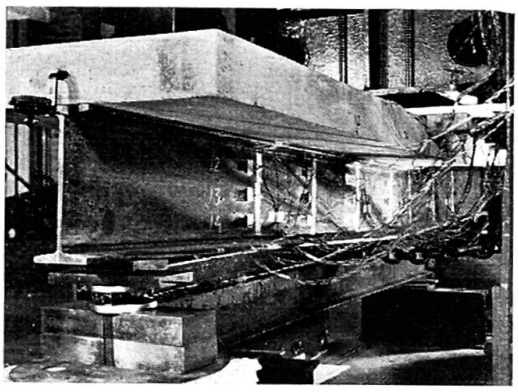


Fig. 4. The Test Beam No. 1 After Failure.

During each statical test measurements were made at different load levels. The measurements were as follows: beam deflection, steel strain in the connectors, strain distribution over several beam sections comprising steel and concrete members, and slip between steel and concrete members at the beam ends. The strains were measured by means of strain gauges. During the statical tests and the repeated loadings the forces were measured by special force indicators. The frequency of repeated loadings was 200 cycles per minute. See Fig. 4.

This combination of statical tests and repeated loadings proved to give ample information about the structural body under investigation. The periods of repeated loadings unveil clearly all beginning defects of the structure. We can hear crackling sounds, notice falling flakes, feel opening joints with the fingers, etc. Statical tests after such cycles reveal permanent deflections and possible changes in structural behaviour.

Fig. 3 also shows schematically the relation between load and beam deflection. This relation indicates three stages in structural behaviour.

The *stage 1* is characterized by undestroyed bond between the steel beam and the concrete slab. Thus the composite action is complete.

The *stage 2* is characterized by destroyed bond but elastic action of the connectors. During this stage the elastic behaviour of the whole composite body is good.

In the *stage 3* this elastic behaviour does not exist, the structural body begins to be worn out. This ends in collapse.

The test results showed a marked influence of the repeated loadings in comparison with the results of statical tests, yet the allowable load per connector proposed in 1952 seems to be well founded.

In the 1952 tests the bond or friction between steel beam and concrete slab considerably contributed to an increase of the ultimate load, in fact to such an extent that if all the shear was assumed to be taken by the connectors, one connector should have taken up to about 44 metric tons, or about 5 times the allowable connector force.

Fig. 5. The Fatigue Rupture of the Connector. The Picture Shows the Concrete Slab, Upside Down, with the Connector Ends, After Failure.

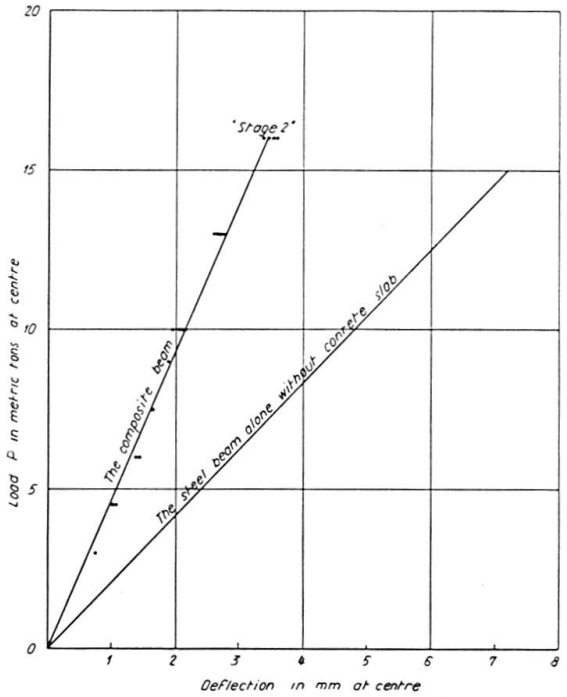


Fig. 6. The Deflection Measurements Made at All Statical Tests on the Beam No. 1 During its "Stage 2".

The new tests gave results which were in certain respects similar to those obtained in 1952. However, the repeated loadings destroyed very soon the bond and decreased the friction between steel beam and concrete slab. Thus the shear had mainly to be taken by the connectors, and therefore, in both beams Nos. 1 and 2 the ultimate load was determined by a *fatigue failure* in the connectors near the weld, see Fig. 5.

The three stages in the action of the beams were noticed in several ways.

Fig. 6 shows the deflection measurements made in all statical tests on the beam No. 1. As has been said, the statical tests were all interfoliated with a period of 250.000 loadings. It is obvious that the structure has behaved elastically, and has been intact after all repeated loadings. In this case the stage 1 fell out, see below. The curves thus show the stage 2, when the com-

posite action is ensured only by means of the shear connectors. The deflection of the steel beam alone is about 2,4 times as great.

Fig. 7 shows the deflection measurements made on the same beam, now in stage 3. The beam does not behave elastically any longer, the composite action has been destroyed.

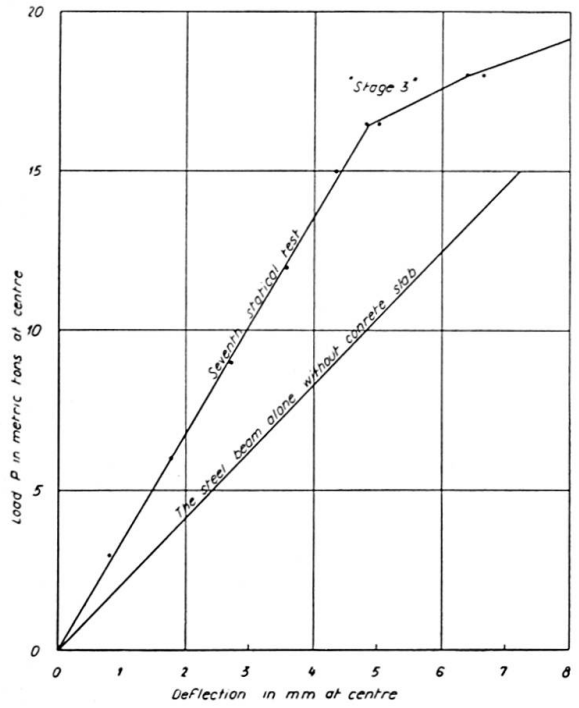


Fig. 7. The Deflections of Beam No. 1 During its "Stage 3".

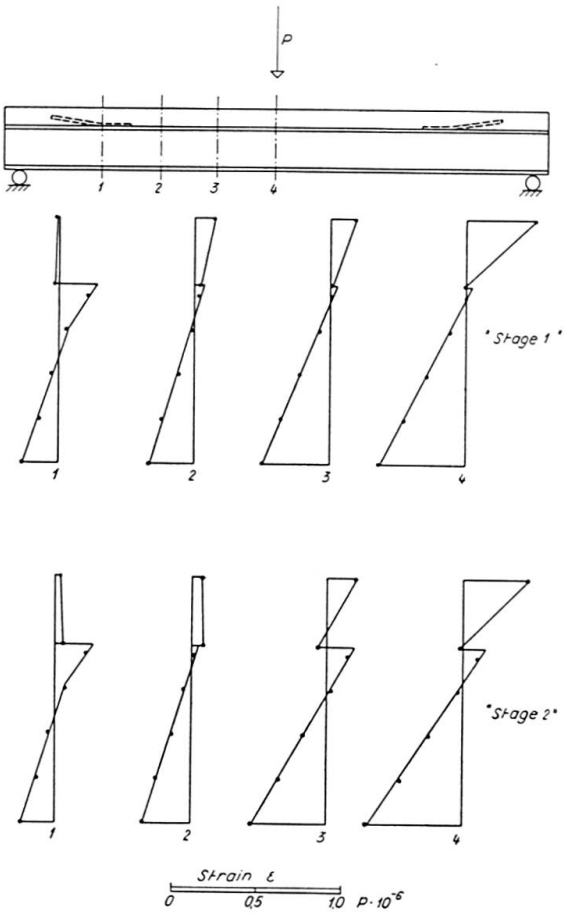


Fig. 8. The Strain Distributions Over Four Sections of Beam No. 2.

Fig. 8 shows the strain distributions over four sections of the beam No. 2. The first row represents the stage 1, when there is still bond between steel beam and concrete slab. The second row represents the stage 2, when the bond has been destroyed. The neutral axis of the steel beam has moved down a little in the second row in comparison with the first row, and there is a more marked jump in the strain diagrams in the second row.

The beam No. 1 acted elastically and remained intact up to a load corresponding to a force in the connectors 60 % higher than allowed after a total number of 1.500.000 repeated loadings. The beam No. 2 remained intact up to a load corresponding to a connector force 30 % higher than the allowed after a total number of 1.300.000 repeated loadings. These results seem to be quite satisfactory.

The beam No. 1 was about 90 days at testing, and after such a long time the shrinkage of the concrete had been great enough to destroy the bond

without any loading. In the beam No. 2 the bond was destroyed during the first period of repeated loadings.

More than one million of loadings up to, and slightly more than that which corresponds to the allowable connector force does not change the elastic behaviour of the beam during the stage 2.

In the 1952 statical tests only the first and third stages were clearly to be observed.

The results relating to the beams subjected *to negative moments* showed, among other things that the concrete slab did not take any tension stresses. This confirmed the results obtained in 1952.

Summary

Composite beams with connectors consisting of round steel bars, which were bow-shaped and welded to the steel beam, had earlier been statically investigated, and were found to be better than several other types. A new investigation of similar composite beams has been performed, with a loading program comprising a series of statical tests and periods of about 250.000 repeated loadings each. The test results showed a marked influence of the repeated loadings, yet the allowable load per connector proposed in the earlier publication seems to be well founded.

Résumé

Des poutres mixtes, munies de chevilles formées de fers ronds recourbés en boucle et soudés à la poutre métalliques, avaient été soumises précédemment à des essais statiques. Ces essais ont montré que la liaison acier-béton ainsi réalisée est supérieure à plusieurs autres types. De nouvelles recherches sur des poutres mixtes semblables ont été effectuées suivant un programme de mise en charge qui comprenait une série d'essais statiques et des phases de sollicitations pulsatoires d'environ 250 000 cycles chacune. Les résultats de ces essais ont montré une influence marquée des mises en charge répétées; la charge admissible par cheville, qui a été proposée dans une publication antérieure, paraît cependant justifiée.

Zusammenfassung

An Verbundträgern mit Dübeln, die aus bogenförmigen, an den Stahlträger angeschweißten Rundeisen bestanden, waren früher statische Versuche ausgeführt worden, bei denen diese Träger sich mehreren anderen Verbundlösungen überlegen erwiesen. Eine neue Untersuchung wurde an ähnlichen Verbundträgern ausgeführt, und zwar bei einer Belastungsfolge, die eine Reihe von statischen Belastungen sowie Perioden von je etwa 250 000 Lastwechseln umfaßte. Die Versuchsergebnisse zeigten einen ausgeprägten Einfluß der wiederholten Belastungen, aber die zulässige Last je Dübel, die in einer früheren Veröffentlichung vorgeschlagen wurde, scheint gut begründet zu sein.

VI2

Restraint and Stress Redistribution in Composite Prestressed Concrete Beams

Redistribution des efforts intérieurs dans les constructions précontraintes composées

Spannungsumlagerung in vorgespannten Verbundkonstruktionen

P. W. ABELES
Dr., London

In composite construction with a highly stressed skin, a redistribution of stresses must take place, as can be concluded from numerous static and fatigue tests carried out between 1949 and 1960 by the Chief Civil Engineer's Department, Eastern Region, in conjunction with the Research Department, British Railways. The added concrete is restrained by the prestressed component from excessive deformation, although micro-cracks develop as soon as the tensile strength of the added concrete, and thus the limit of its extensibility, is reached, these micro-cracks remain invisible to the unaided eye and fit later into other cracks which develop in the restraining part. This may be illustrated by the example of the so called «wafer» deck slab, which is a composite construction, cast and prestressed in two stages. As is seen from Fig. 1, there is a great difference in effective prestress between parts, which are prestressed in both stages and those which are stressed only at the second stage. This applies, for example, to the joints between the prefabricated units. Under loading there appears a nominal tensile stress of more than 2,000 p.s.i (140 kg/cm^2) at the joints during a stage at which in the adjacent parts of the prefabricated joists compressive stresses still occur. Numerous micro-cracks must have occurred, but they did not become visible, before cracks developed at the tensile face of the highly prestressed parts and afterwards the cracks were not wider within the small strips (which were under excessively high tension) than in the remaining parts, as can be seen from a photograph of a slab tested at Liège in 1958 (see p. 9, Third Congress F.I.P. Berlin 1958, Discussion).

As already mentioned, in consequence of the restraining effect of adjacent

prestressed portions, a stress redistribution must take place. This is indicated in the diagram, Fig. 2, for a composite beam with a highly prestressed plank at the outer tensile skin.

In order to investigate this problem, some fatigue tests were carried out last year by British Railways in accordance with the programme shown in Fig. 3. Different types of connection were investigated with regard to their

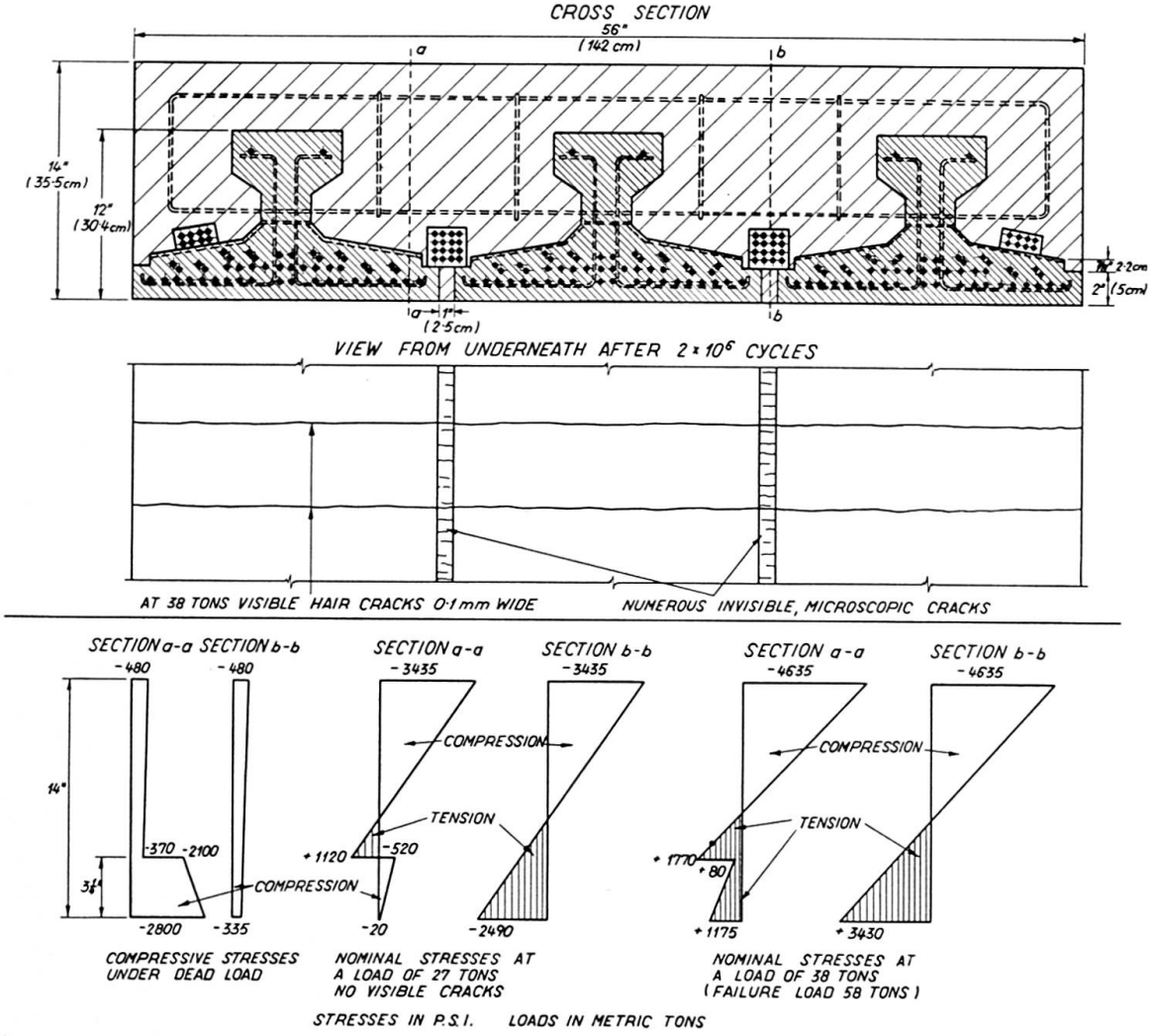


Fig. 1.

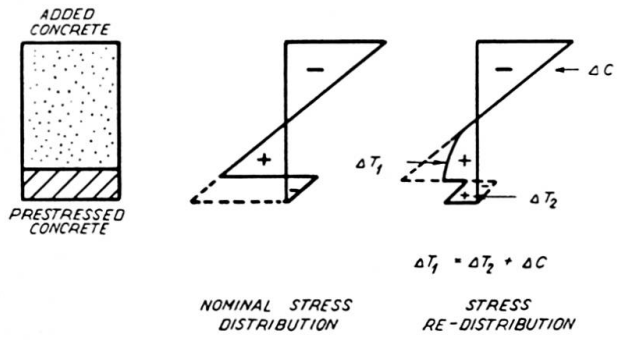


Fig. 2. Stress Re-distribution in Prestressed Composite Beams.

influence upon the development of cracking and failure. Three kinds of connection were examined: 1. rough surface of the precast planks; 2. smooth surface with alternating castellations, and 3. stirrups and smooth surface of the concrete.

With regard to failure, all three types proved to be satisfactory, even after millions previous pulsating loadings. However, so far as cracking was concerned, the rough surface proved to be a much better interlocking medium than either castellations or stirrups with smooth concrete surface. When the two latter types of connections are compared, stirrups proved to be better than castellations, as can be concluded from these tests. It would, however, require more tests to state this on a broader basis.

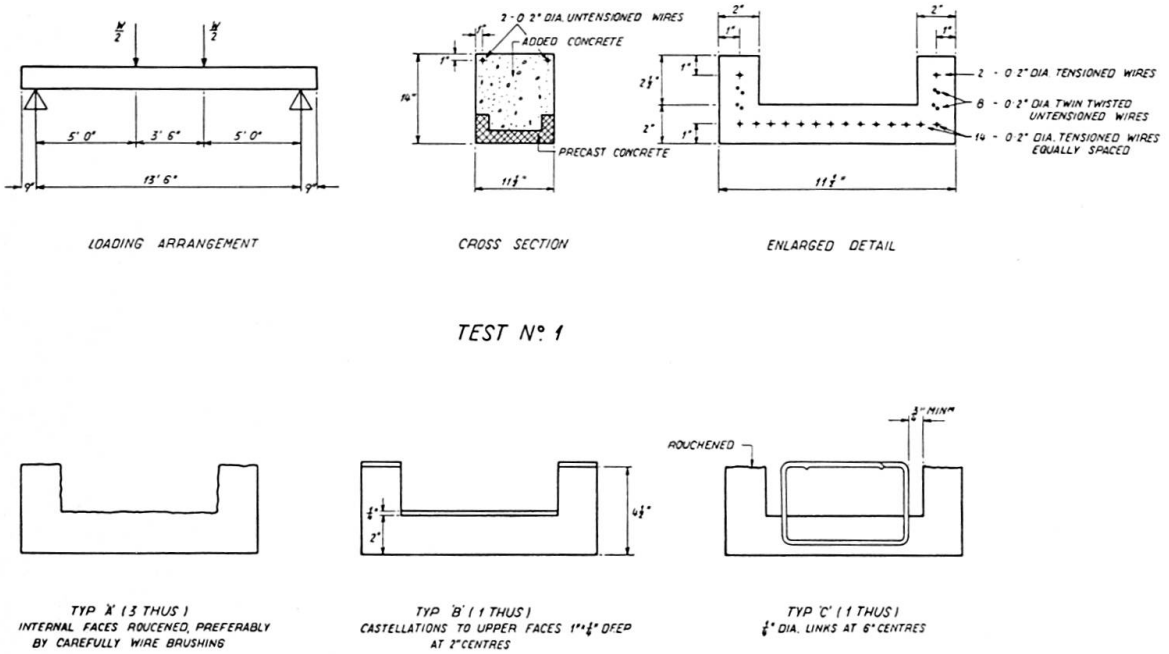


Fig. 3. Cube Strength at Transfer 7500 lbs./Squ. in. Initial Tensioning Force 2.2 Tons/Wire.

One point must be emphasized, i. e. the need for sufficient shear reinforcement to resist the high principal tensile stresses in the added non-stressed concrete which occur as a combination of shear and bending due to point-loads. These stirrups are required solely in the added concrete and are unnecessary as shear connections between the precast and added concrete, provided that satisfactory co-operation is obtained by roughening, castellations or separate short stirrups.

The stress conditions in such composite constructions are, unfortunately, very obscure in view of the effect of differential shrinkage and creep. Their theoretical effect is illustrated by three examples in Fig. 4 for a differential shrinkage strain. It is seen that only in composite constructions, example 1, additional tensile stresses occur at the tensile edge of the prestressed component caused by differential shrinkage of the added concrete.

In both other examples additional compressive stresses appear in the tensile zone of the prestressed component, whilst additional tensile stresses occur in the added concrete. This means that another stress redistribution will take place and most likely the influence of such differential shrinkage stresses can be safely ignored except perhaps in certain cases according to example 1.

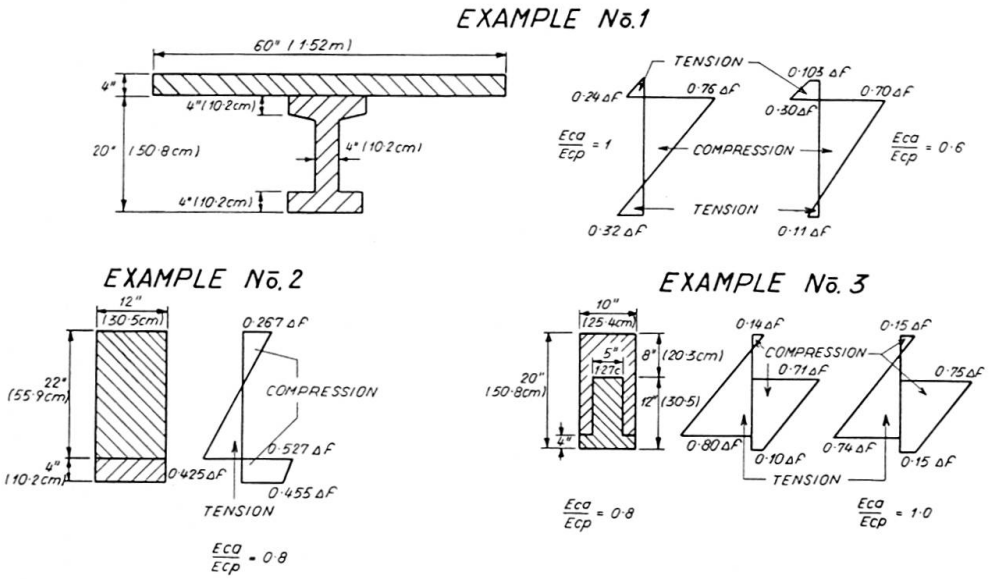


Fig. 4. Examples. Stresses Due to Differential Shrinkage and Creep in Composite Sections

Stress $\Delta fs = \Delta\delta \times E_C$. For Example:

($\Delta\epsilon = 0.0001$ $E_C = 5 \times 10^6$ psi. $\Delta fs = 500$ psi.)

($\Delta\epsilon = 0.0001$ $E_C = 3.5 \times 10^5$ kg/cm² $\Delta fs = 35$ kg/cm²)

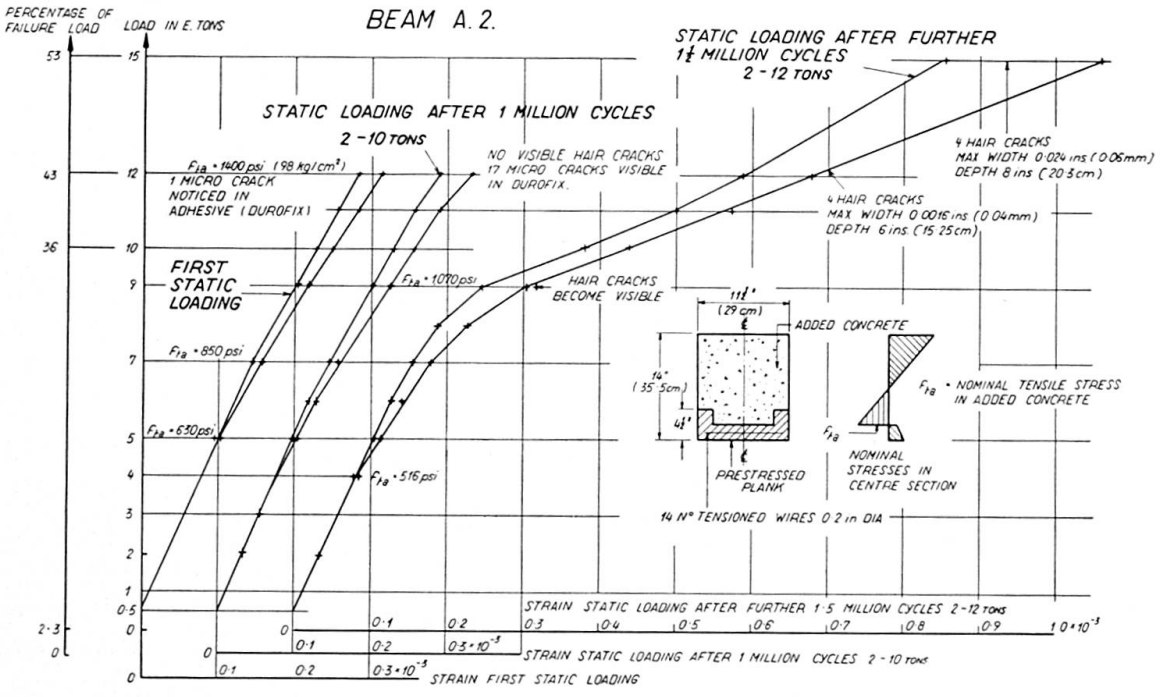


Fig. 5. Strain in Tensioned Wires.

It has not yet been possible to clarify the stress conditions of the last British Railway tests and additional investigations are planned to examine the strain and stress conditions due to differential shrinkage and creep. However, two interesting part results of these fatigue tests may be seen in the following.

Fig. 5 shows measurements taken by electrical resistance strain gauges fixed to the wires before tensioning; the first two curves relate to the first static test up to the loading at which micro-cracks develop. The second set of curves shows again maximum and minimum strain after one million repetitions between 2 and 10 tons. Instead of one micro-crack 17 micro-cracks were now visible, but there is hardly any difference in the shape of the curves and the maximum strain amounted to approximately 0.3×10^{-3}, corresponding to a steel stress of 9000 p.s.i. After a further two million cycles between 2 and 12 tons, visible cracks developed, as can clearly be seen from the change in the strain curves and they became visible at a load of 9 tons.

Fig. 6 shows the behaviour of a sister beam which was loaded statically until cracks became visible though none had developed during 1.5 million cycles between 2.4 and 9.4 tons. Afterwards, a further static loading was carried out up to 15 tons and cracks became visible at a load of 13.4 tons, corresponding to a nominal tensile stress of 1780 p.s.i. (125 kg/cm²). The

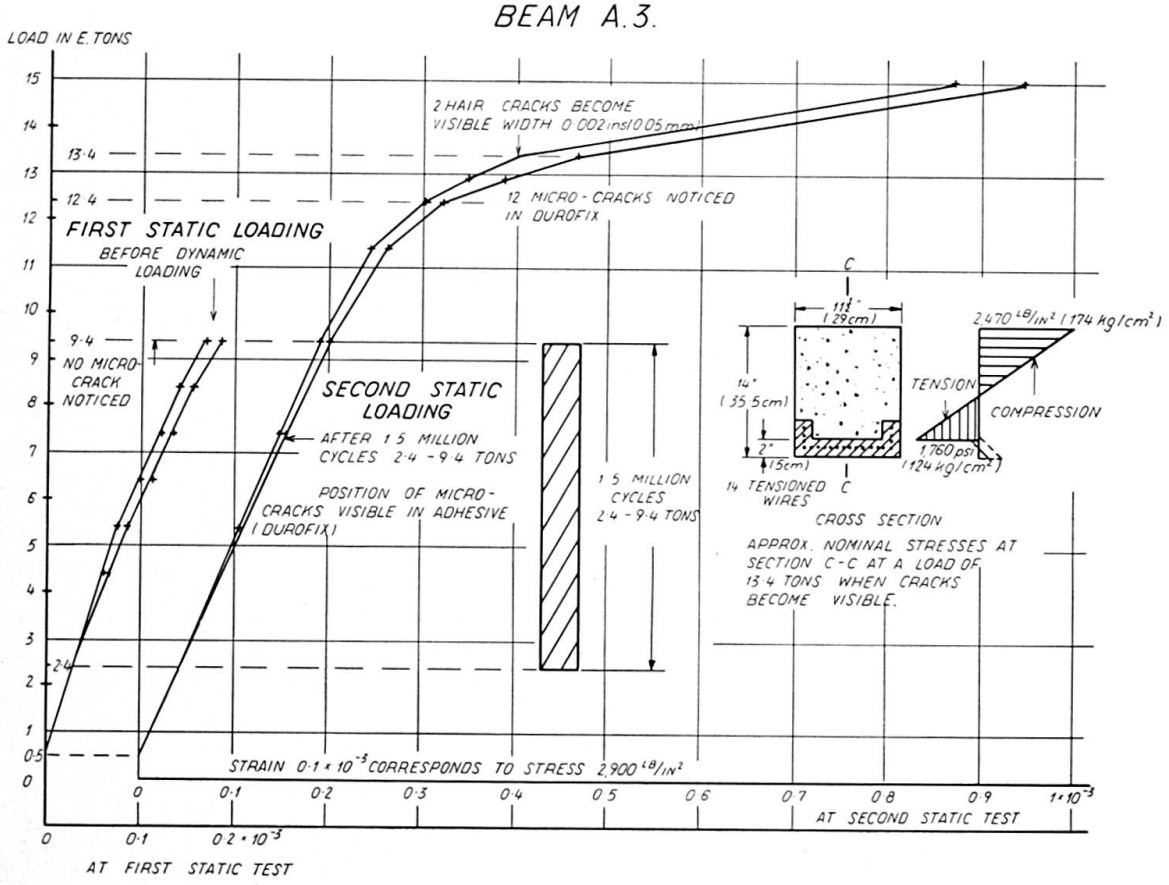


Fig. 6. Strain in Tensioned Wires.

maximum strain in the steel at that load was 0.4×10^{-3} corresponding to a steel stress of 12,000 p.s.i. (840 kg/cm^2). We may remember that in the previous case these cracks became visible at 9 tons after a previous 2 million cycles between 2 and 12 tons.

Finally, the author would like to thank the Chief Civil Engineer, British Railways, Eastern Region, and the Director of Research for permission to publish these test results.

Summary

The Chief Civil Engineer's Department, British Railways, Eastern Region, has successfully employed a composite prestressed concrete bridge deck for more than 10 years. The added concrete fully co-operates with the prestressed component and is restrained by the latter from visible cracking; apparently a stress redestribution takes places. Recently fatigue tests were carried out by British Railways to investigate this problem, and 3 types of connection were examined: 1. rough surface, 2. smooth surface with castellations, and 3. smooth surface with stirrups. All 3 types were satisfactory at failure, but the type with rough surface was superior at cracking. It is, however, difficult to determine the resultant stresses, because of the stress redistributions due to stress difference in prestressed and added components and those due to differential shrinkage and creep.

Résumé

Depuis plus de 10 ans, la division des ouvrages d'art des chemins de fer britanniques (Eastern Region) utilise avec succès un tablier précontraint de construction composée. Le béton normal participe à la résistance d'ensemble et le béton précontraint empêche l'apparition de fissures visibles; il doit donc se produire une redistribution des contraintes. Afin d'étudier ce problème, les chemins de fer ont effectué une série d'essais à l'endurance. Trois types de liaison ont été examinés: surface de contact rugueuse, surface lisse munie de crénelures, surface lisse munie d'étriers. Les trois types se sont avérés satisfaisants lors de la rupture, mais le premier (surface rugueuse) était supérieur aux autres en ce qui concerne la fissuration. Il est difficile de déterminer les tensions résultantes; il se produit en effet une redistribution des contraintes due d'une part à la différence des contraintes entre le béton précontraint et le béton normal et, d'autre part, à la différence du fluage et du retrait des deux matériaux.

Zusammenfassung

Das Chefingenieurdepartement der Britischen Bahnen (Eastern Region) hat seit mehr als 10 Jahren eine Brückenfahrban in vorgespannter Verbundkonstruktion erfolgreich verwendet. Der nichtvorgespannte Beton wirkt mit dem vorgespannten Teil voll zusammen und der letztere behindert das Auftreten von sichtbaren Rissen; dabei muß eine Spannungsumlagerung stattfinden. Kürzlich wurden Ermüdungsversuche von den Britischen Bahnen durchgeführt, um dieses Problem zu untersuchen, wobei 3 Ausführungen von Verbindungen verwendet wurden: 1. rauhe Oberfläche, 2. glatte Oberfläche mit Verdübelungen und 3. glatte Oberfläche mit Bügeln. Alle 3 Arten erwiesen sich beim Bruch als zufriedenstellend, aber die Ausführung mit rauher Oberfläche war bei der Rißbildung überlegen. Es ist schwierig, die resultierenden Spannungen zu bestimmen, da einerseits eine Spannungsumlagerung infolge der Spannungsdifferenz zwischen vorgespanntem und zusätzlichem Beton entsteht und überdies eine solche infolge verschiedenen Schwindens und Kriechens erfolgt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI3

Gamma Radiography of Structural Concrete

La gammagraphie du béton

Röntgenographische Prüfung von Bauwerksbeton mit Gammastrahlen

J. A. FORRESTER
B. Sc., Cement and Concrete Association, Slough, England

Gamma rays are like X-rays and have the ability to penetrate material which is opaque to light. The principle of gamma radiography is to record on a photographic film the intensity of radiation transmitted through the material being examined. The attenuation of radiation is almost proportional to the apparent density of the material, therefore, any internal feature which is of a different density to the bulk of the material can be seen on the film. In practice a radioactive isotope generating gamma rays is exposed on one side of a specimen and a film in a light tight cassette is positioned on the opposite side. Areas of high and low density in the material produce light and heavy blackening of the film respectively.

Gamma radiography of metal castings and welds is well established, but only recently has use been made of this means of non-destructive testing for examining concrete [1], [2].

The advantages of gamma radiography over X-radiography for structural

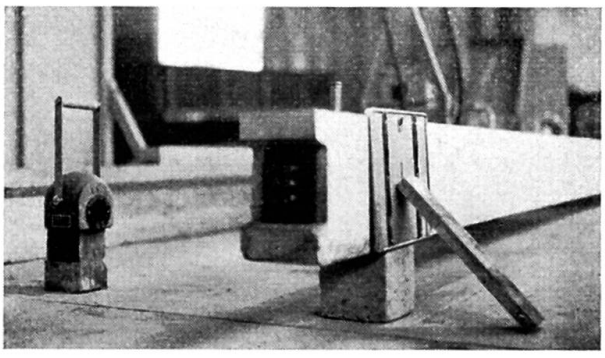


Fig. 1.

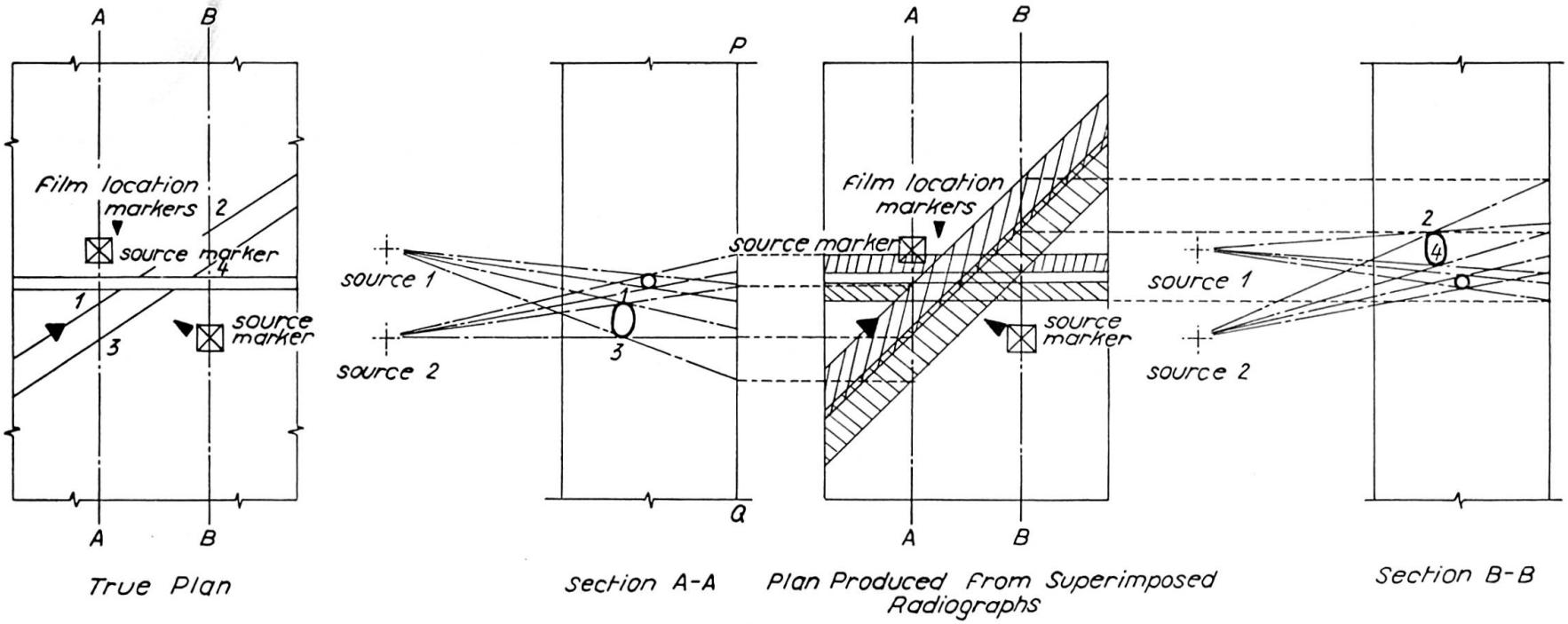

A
B
Film location markers
2
source marker
4
1
3
source marker
A
B
True Plan
P
source 1
source 2
1
3
Q
Section A-A
A
B
Film location markers
source marker
source marker
A
B
Plan Produced From Superimposed Radiographs
source 1
source 2
2
4
Section B-B

Fig. 2.

concrete examination are greater portability and initial cheapness of the apparatus, negligible running costs and the ability to penetrate thicker sections of concrete with the higher energies of radiation available from isotopes such as Cobalt 60.

The simplicity of the arrangement can be seen in Fig. 1 which shows the radiography of a prestressed beam. The radioactive source, which here is 275 millicuries of Cobalt 60, is in the container on the left and the film is in the cassette to the right of the beam.

Description of Some Radiographs and Radiographic Investigations

Radiography can be used to locate and identify steel reinforcement and voids in concrete as the presence of either of these results in a local variation in density in the concrete.

Over a period of time a fairly extensive library of radiographs has been prepared and collected at the Cement and Concrete Association showing concealed features and faults in concrete and some of these, together with their interpretation are described here.

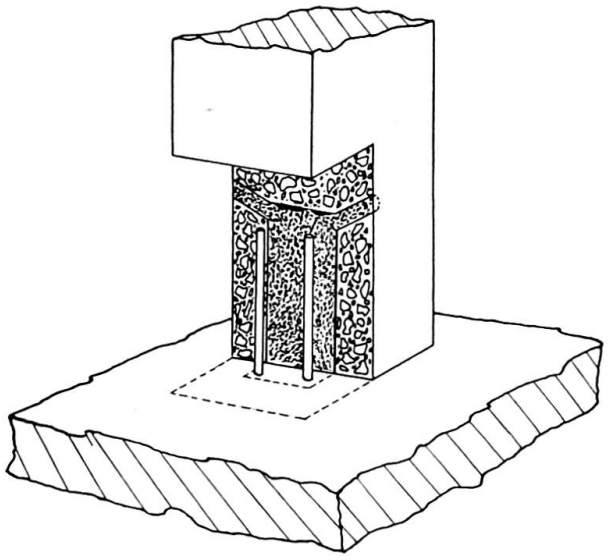


Fig. 3.

An indication of the presence of reinforcement bars is simple with radiography, but an identification of bar size and three dimensional spacing requires that stereo radiographs be taken. A simple photogrammetric technique illustrated in Fig. 2 enables orthographic drawings to be prepared from the stereo radiographs.

Radiography has been used for investigations into the efficiency of mortar jointing. Fig. 3 shows a familiar method of jointing used in a multi-storey

building. Here a column with a rectangular cavity at the base is dropped on to a spigot of reinforcement bars and the chamber is subsequently grouted with mortar. It was suspected that on a particular site where this joint was being used, the chamber was not being filled completely and that subsequent stress transmission down the column would result in movement. A sample

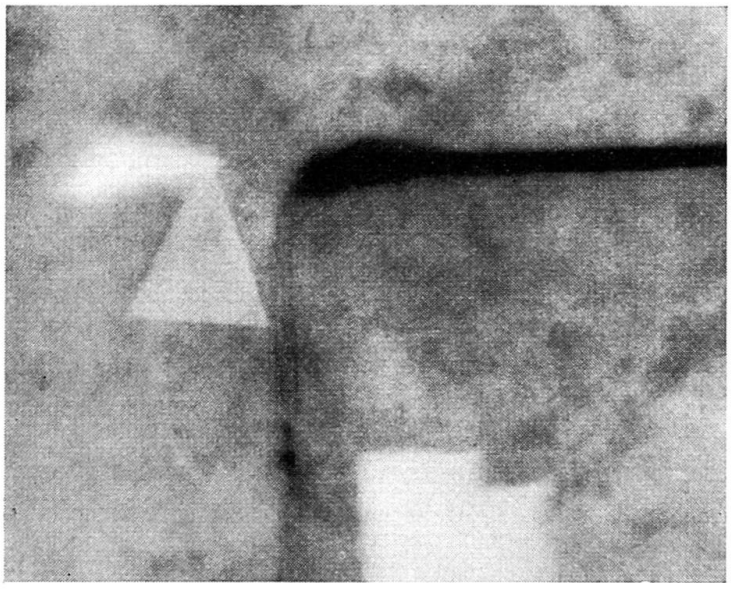


Fig. 4.

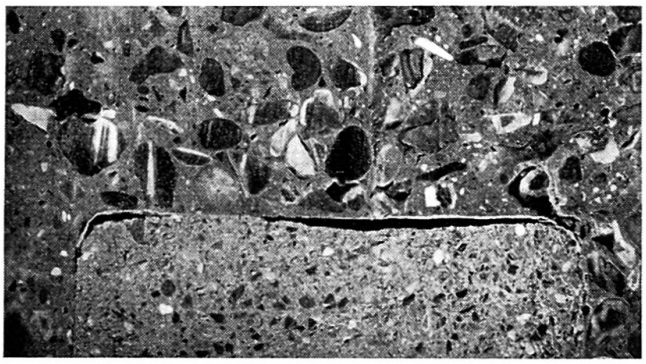


Fig. 5.

joint was made, radiographed, and afterwards cut open to confirm the findings of the radiograph. Fig. 4 shows one of the radiographs taken through this joint and the voids at the top and the side can be seen as dark areas. A cut section of this sample joint shown in Fig. 5 shows the voids at the top of the chamber and the presence of building paper accounts for the slight voidage at the side of the chamber. As the result of this investigation the design of the chamber was modified to ensure complete filling.

Identification of grouting flaws in post tensioned prestressed concrete is very important and Fig. 6 shows a radiograph of such a flaw in a prestressed

beam. In Fig. 6 voids due to water trapped in the duct during grouting are shown. This beam was subsequently cut open in order to expose the flaws and the section radiographed is shown in Fig. 7.

A recent gamma radiographic investigation in Great Britain was conducted at the new Dungeness lighthouse[1]), shown during construction in

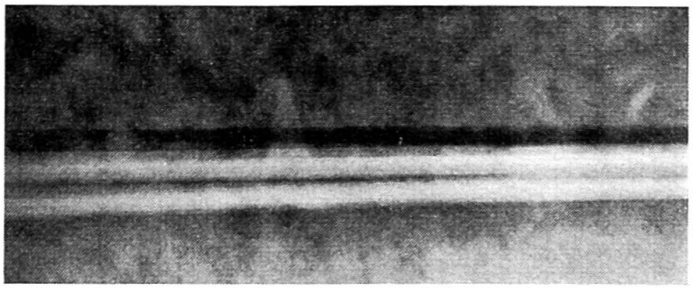


Fig. 6.

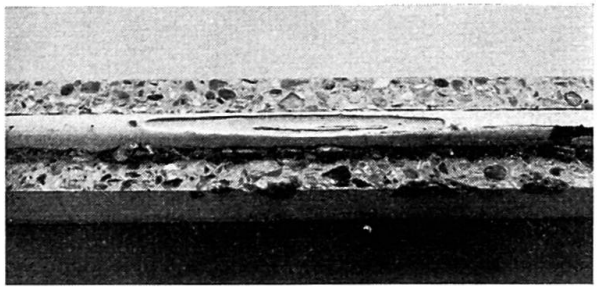


Fig. 7.

Fig. 8. The lighthouse is constructed of cylindrical drums of precast concrete and is prestressed vertically through the walls of the drums. The prestressing wires fall off in number up the height of the tower and to check on the grouting efficiency it was decided to radiograph the top anchorages in each duct. This job was carried out by commercial radiographers[2]) using techniques developed at the Cement and Concrete Association. A $7\,^1/_2$ curie Cobalt 60 source in a source holder weighing 6 cwts. was lowered down the vertical axis of the tower and held at a level coincident with the ring of anchorages (Fig. 9). Cassettes containing film were strapped to the outside of the tower adjacent to the anchorages (Fig. 10) and the source was withdrawn from the holder by remote control. The source radiates in all directions and a panoramic exposure was obtained on all anchorages at this level. The source was then lowered to each ring of anchorages in turn and the process repeated. Voids found by radiography on this job were later filled by drilling into the duct and injecting further grout.

---

[1]) Contractors: Taylor Woodrow Construction Ltd., Southall.

[2]) Radiographers: Pantak Ltd., Slough.

It has been the intention of this paper to demonstrate the effectiveness of gamma radiography in showing defects in structural concrete.

There are now commercial radiographers who will carry out examination of concrete in Great Britain and abroad at a charge which is reasonable considering the value of some preformed units and the cost of any repair work which may subsequently have to be carried out in the event of a failure.

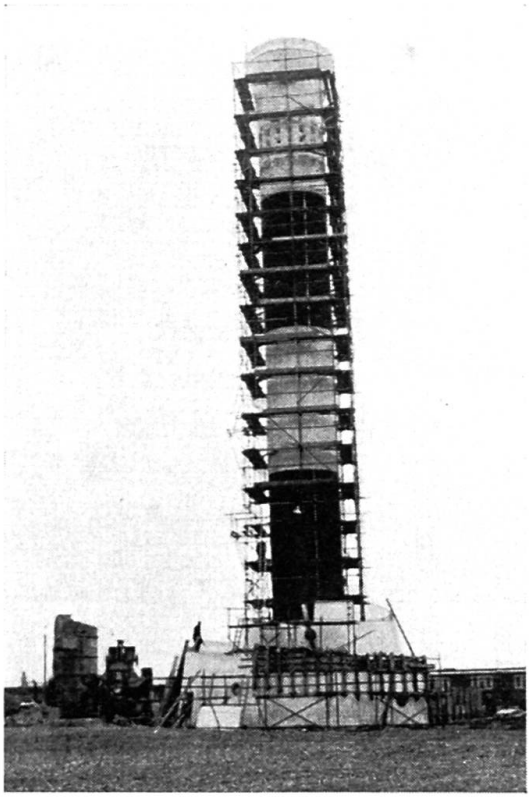


Fig. 8.

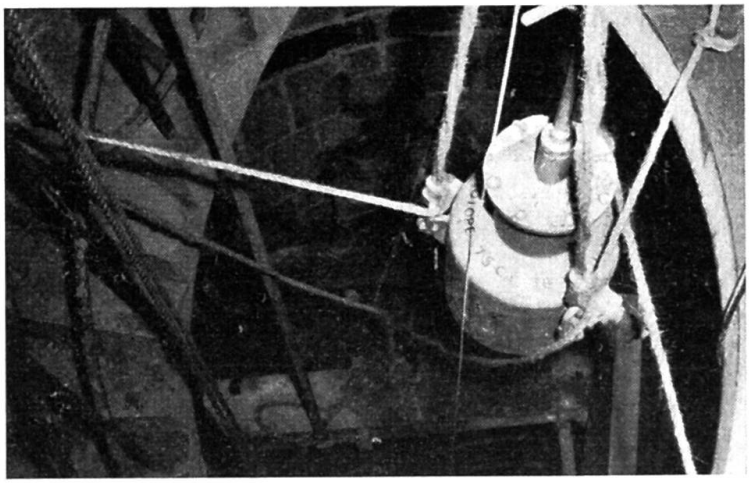


Fig. 9.

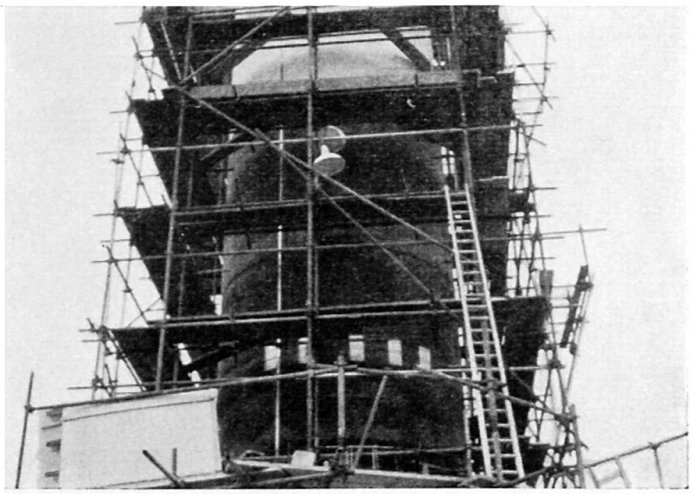


Fig. 10.

References

1. Forrester, J. A. Application of gamma radiography to concrete. The Engineer, Vol. 205, No. 5327, 28th February, 1958, pp. 314—315.
2. Forrester, J. A. The use of gamma radiography to detect faults in grouting, Magazine of Concrete Research, Vol. 11, No. 32, July, 1959, pp. 93—96.

Summary

The use of gamma radiography to study concealed features in structural units is described. Some examples are given of work done on identifying reinforcement, grouting efficiency and efficiencies of compaction of concrete and mortar joints between concrete units.

Résumé

L'auteur décrit l'emploi de la gammagraphie pour l'étude des caractéristiques cachées d'éléments d'ouvrage. Il donne quelques exemples de recherches effectuées pour repérer des armatures et pour observer la qualité des injections et l'efficacité du compactage des joints de mortier ou de béton entre éléments.

Zusammenfassung

Es wird die Anwendung der röntgenographischen Prüfung mit Gammastrahlen als zerstörungsfreies Verfahren zur Feststellung verborgener Eigenschaften von Bauwerksbeton beschrieben. An Hand von Beispielen wird gezeigt, wie mit der Methode die Lage von Armierungseisen festgestellt und verbliebene Hohlräume bei Injektonsarbeiten aufgedeckt wurden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 4

The Influence of Bond Slip in Post-tensioned Prestressed Concrete Beams

Influence du glissement de l'armature des poutres en béton précontraint

Einfluß der Stahlgleitung in Spannbetonbalken

MOGENS LORENTSEN
Stockholm

Introduction

At the ultimate design of a prestressed concrete beam it is generally assumed that sections remain plane during bending. This implies that the following formula shall hold good

$$\frac{x}{h} = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_b + \epsilon_{ba}}.$$

In this formula x means the depth of the compression zone, h the effective depth of the beam, ϵ_b the ultimate concrete strain at the top of the compression zone and ϵ_{ba} the concrete strain at the level of the reinforcement.

Now both the values ϵ_b and ϵ_{ba} are affected by the efficiency of the bond. If the bond is good, the value of ϵ_b will be about $4\,{}^0/_{00}$ — the European concrete committee recommends $3{,}5\,{}^0/_{00}$ — and ϵ_{ba} will be equal to $\Delta\,\epsilon_a$, i. e. the increase in steel strain counted from the moment when the surrounding concrete has zero strain. If the bond is bad that will not be the case — ϵ_b will decrease and ϵ_{ba} will be greater than $\Delta\,\epsilon_a$.

Pull-out Tests

To study the character of the bond around a Freyssinet prestressing cable, pull-out tests were performed with 18 concrete prisms with square section 25×25 cm and a length of 80 cm. The Freyssinet-cable consisted of 12×5 mm

wires (ultimate strength 150 kg/mm²) enclosed in a corrugated sheetiron tube 0,2 mm thick. Several grout mixes were used. Further details may be found in [1], where these tests — with the authors permission — were first presented by FRITZELL. The mix that showed the best properties as to fluidity and slip consisted of cement + water + intrusion aid. The wct ratio was 0,4 and the intrusion aid amounted to 1 per cent of the cement weight. A typical result of the pull-out tests is shown in Fig. 1. The charge was effected by an ordinary

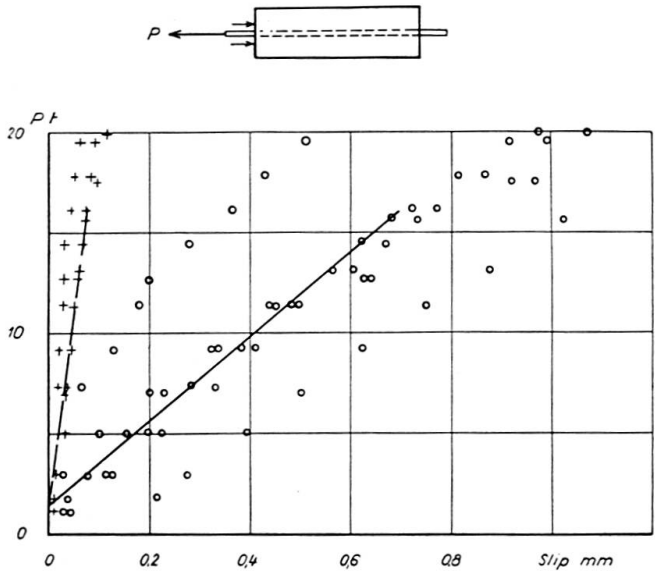


Fig. 1. Typical Result of the Pull-out Tests.

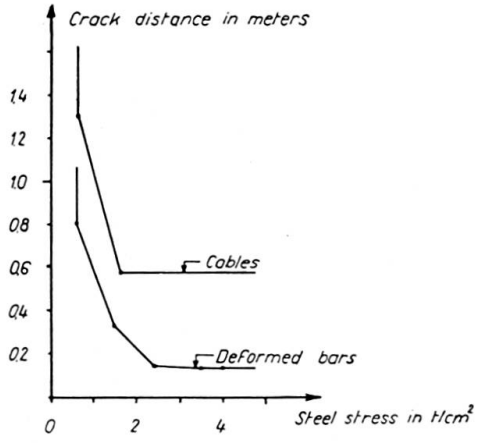


Fig. 2. Crack Distances

Freyssinet jack. The slips were measured in both ends of the test specimen, u_0 designating the slip in the pulled end and u_l the slip in the free end. As can be seen from the straight lines, the test result can be fairly well described by the simple theory that the bond stress is proportional to the slip. The slip "modulus" e. g. the relation between bond stress and slip, as calculated from

the tests amounts to about 600 kg/cm³, which is only about one tenth of the value attained with deformed bars (as measured by K. G. BERNANDER [2]. Rupture was obtained at a slip of about 1 mm, and was accompanied by splitting of the concrete whereupon the whole cable — including the tube — could be pulled out of the concrete. The bond must therefore be characterized as rather loose, which means that a prestressing cable of this type is not well suited to distribute cracks in comparison with ordinary mild steel. To give an impression of this, Fig. 2 shows crack distances as measured in two of the beam tests described below, one being reinforced with Freyssinet cables only and the other supplemented with deformed bars. To make the results comparable the crack distance in the latter beam have been corrected so as to give the same ratio of circumference to steel area in both cases. The crack formula used for this correction is due to WÄSTLUND, JOHNSSON and OSTERMAN (cf. [3]). The steel stress in the diagram is the increment above the prestress.

In this case the cable diameter was 32 mm. With larger cables the crack distribution would be more unfavorable.

Model Test

As mentioned, the concrete strain ϵ_b will decrease if the bond is bad, and that is due to the bad crack distribution caused by the bond slip. See Fig. 3.

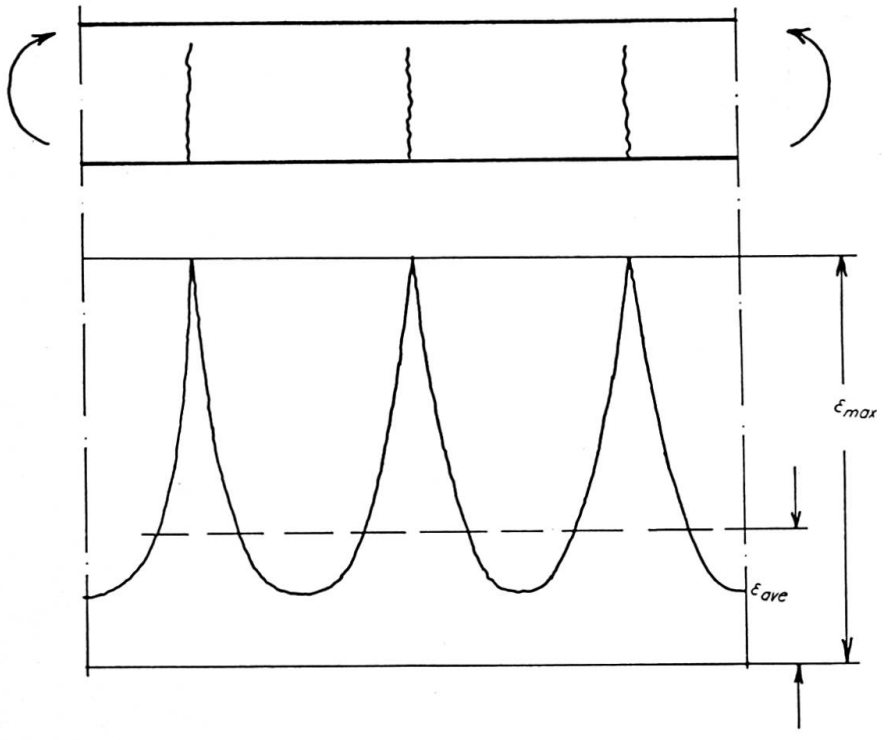


Fig. 3. Strain Distribution Along the Compression Side of a Beam Subject to Bending Only.

If the crack distances are large and the compression zone is small the average value of the concrete strain will be much smaller than the peak values. To study this effect tests were performed with a plexiglass model that was to represent the concrete lamella between two consecutive cracks, Fig. 4. The model was 16 mm thick, 100 mm wide and 250 mm long. The load was applied by means of steel prisms of different lengths, and the strain was measured with seven strain gages along the upper side of the lamella. The diagram shows the strain distribution at different ratios between the depth of the compression zone and the crack width. In Fig. 5 the ratio of the average strain to the maximum strain is reproduced versus the ratio x/s. Of course the results from this model test cannot be directly applied to concrete — for several reasons — but it shows the tendency.

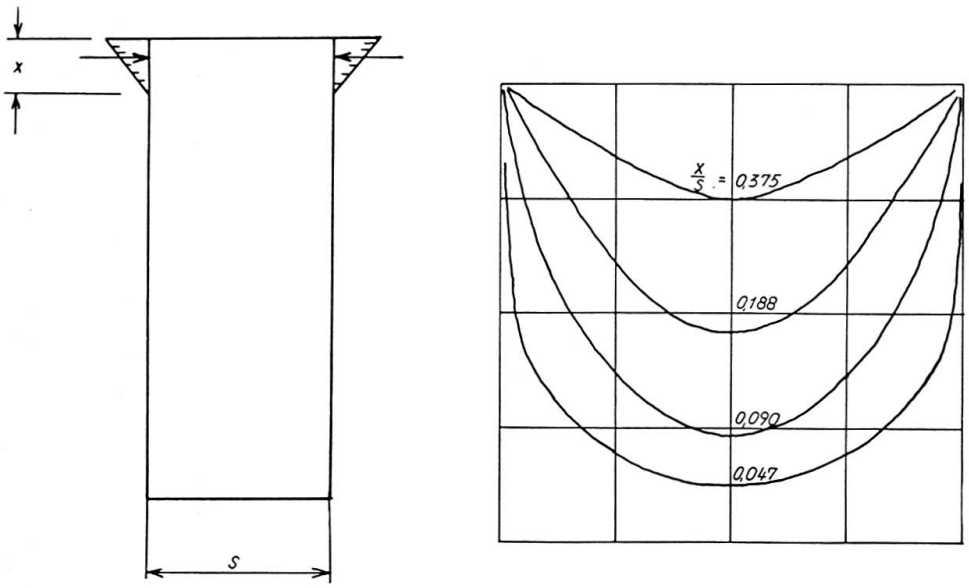


Fig. 4. Plexiglass Model and Strain Distribution Along the Compression Side.

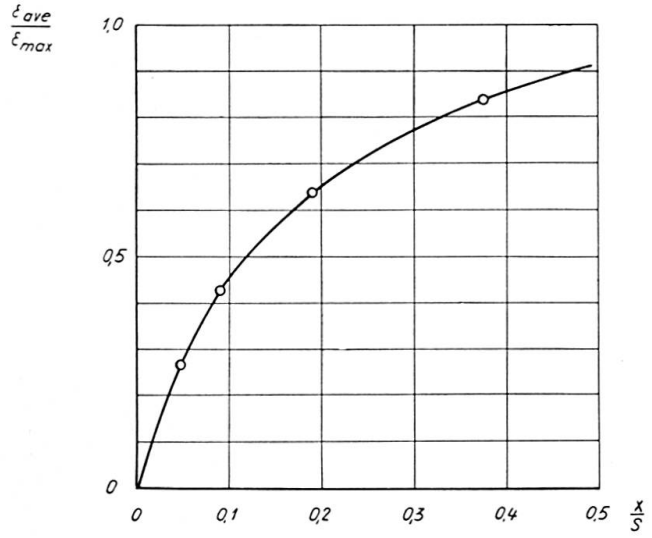


Fig. 5. Ratio of Average Strain to Maximum Strain in the Model Test.

Beam Tests

Beside the above mentioned effect concerning crack distribution the bond slip causes a detachement of the reinforcement towards the ends of a beam. In the extreme case that there is no bond at all, the strain distribution will have the form shown in Fig. 6. The beam is in this example assumed to be loaded by two symmetrically placed concentrated loads. The steel strain $\Delta \epsilon_a$

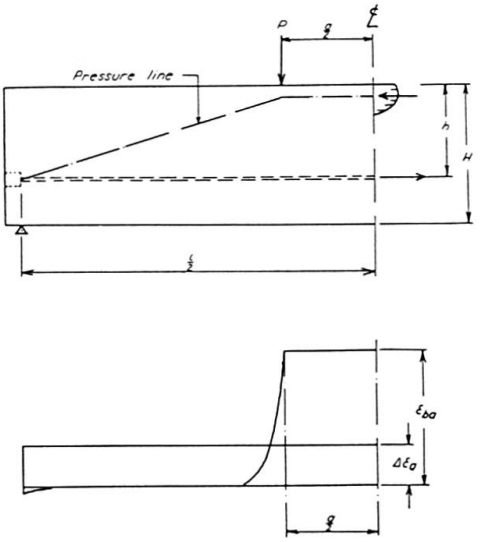


Fig. 6. Approximate Strain Distribution in the Tendon ($\Delta \epsilon_a$) and in the Surrounding Concrete (ϵ_{ba}). Two Concentrated Loads.

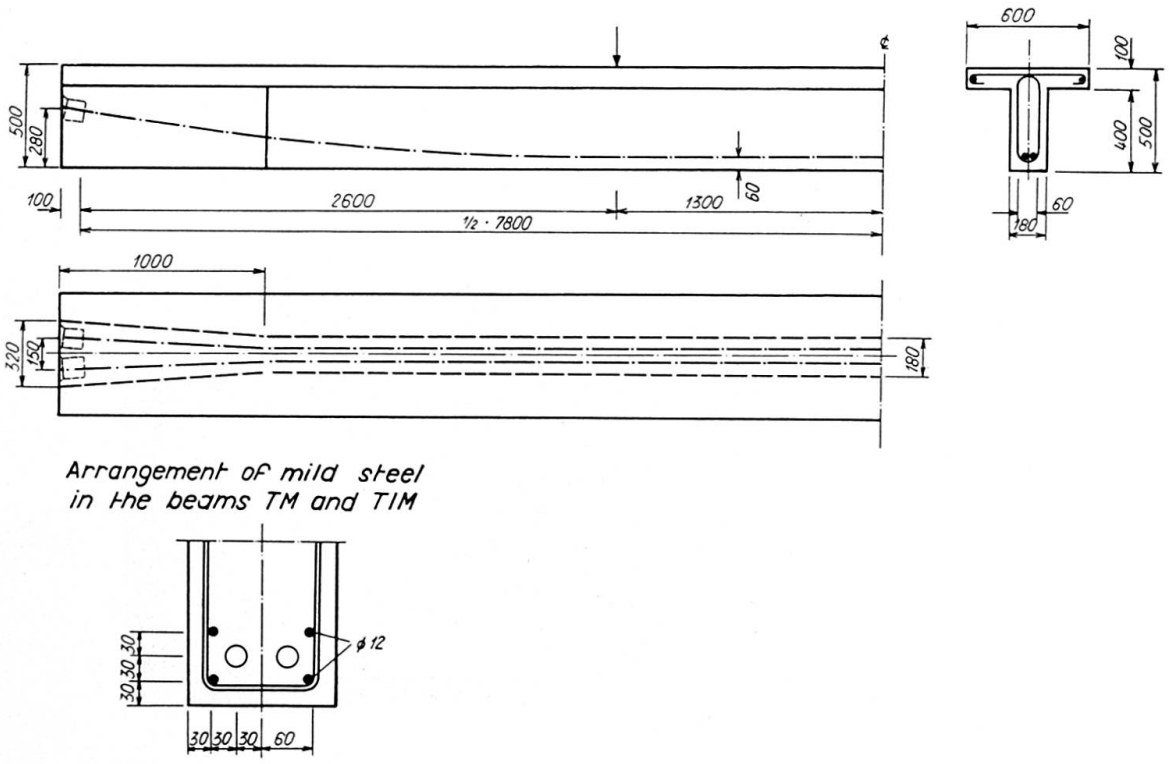


Fig. 7. Test Beams of T-Section.

is constant from anchorage to anchorage. The concrete strain at the level of the reinforcement is principally concentrated to the part between the loads and is practically zero outside this part. Since the total extension must be the same for the reinforcement as for the concrete, the areas under the diagrams must be equal, which means that the steel strain must be smaller than the concrete strain. In this case the ratio of steel strain to concrete strain, a ratio that may be called bond coefficient, since it expresses the efficiency of the bond, will be approximately a/l.

In this way the bond slip problem can be divided into two partial problems, one concerning the influence of the crack distribution on the compressive concrete strain and another concerning the bond coefficient. This way to attack the problem seemed to be appropriate in the beam tests shown in Fig. 7 and 8. The beams were of two kinds i.e. T-beams and rectangular beams. They were 8 m long and 0,5 m deep. The tendons were of the Freyssinet type and consisted of 12×5 mm wires each. (Ultimate strength 150—184 kg/mm^2.) Each beam was furnished with two tendons. Two of the T-beams were supplemented with ordinary reinforcement consisting of 4×12 mm

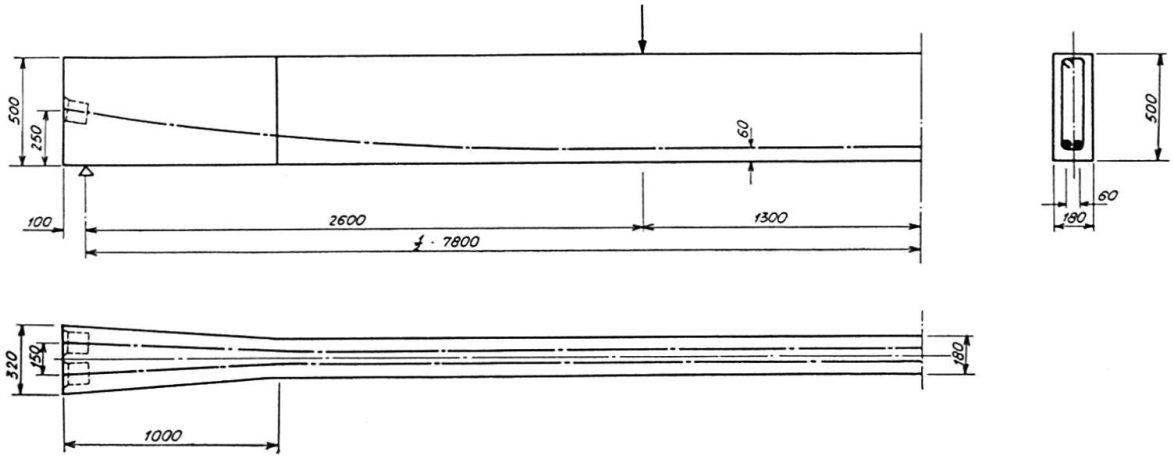


Fig. 8. Test Beams of Rectangular Section.

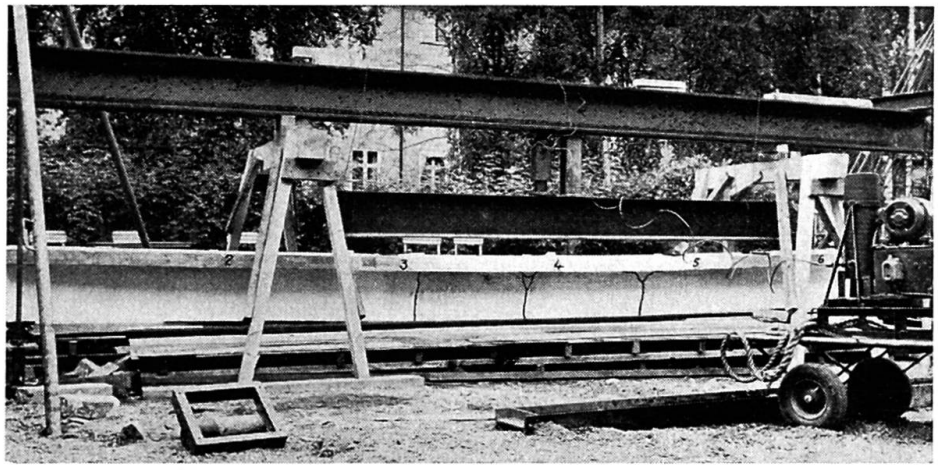


Fig. 9. Crack Distribution in the Non-Grouted T-Beam (T).

deformed bars (yield limit 40 kg/mm²). The concrete strength was about 400 kg/cm². Half the number of beams were injected with the kind of grout mentioned above, and half the number were left ungrouted. Beam characteristics are given in Table 1.

The load was applied in the thirdpoints. Fig. 9, 10 and 11 show the crack distribution in the non-grouted beams; T-beam, rectangular beam and T-beam supplemented with deformed bars. Fig. 12, 13 and 14 show the crack distribution in the grouted beams; T-beam, rectangular beam and T-beam with deformed bars. Table 2 gives the test results in a concentrated form. The ratios x/s were obtained from the test beams by measuring the depth of the compres-

Table 1

Beam	Cube strength of concrete kg/cm²	Steel percentage		Steel qual. kg/mm² $\sigma_{0,2}/\sigma_{rupt.}$	Prestress kg/mm²	
		Tendon	Suppl. Reinf.			
T	394	0,186	—	128/152	70	ungrouted
R	406	0,615	—	124/150	69	ungrouted
TM	450	0,184	0,168	128/152	75	ungrouted
TI	374	0,178	—	164/184	77	grouted
RI	402	0,625	—	134/150	71	grouted
TIM	428	0,183	0,168	128/152	72	grouted

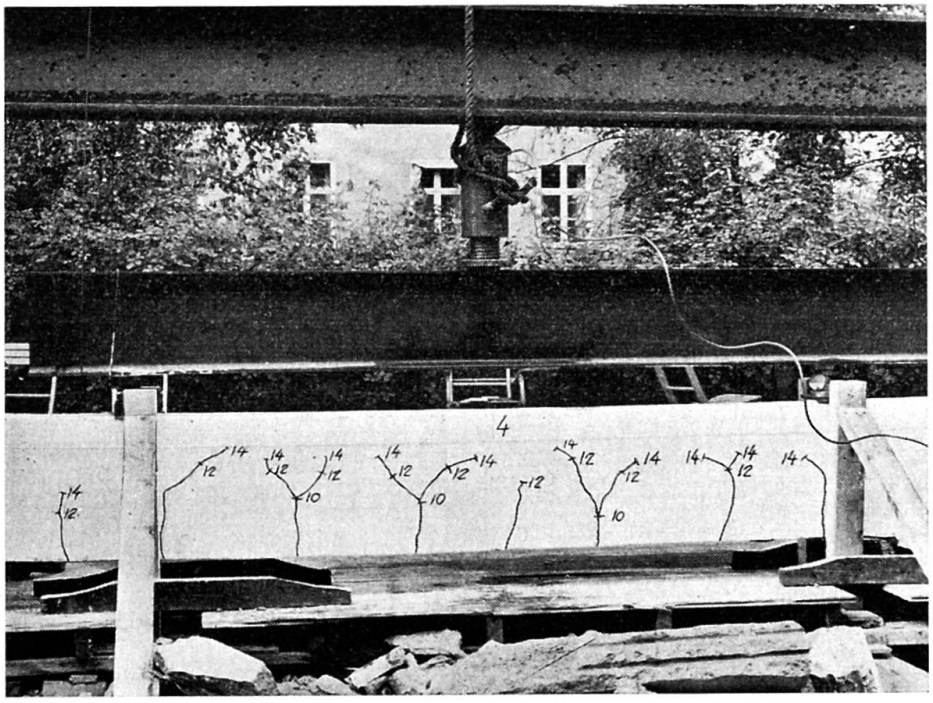


Fig. 10. Crack Distribution in the Non-Grouted R-Beam (R).

Table 2. Moments Are Given in mt

Beam	T	TI	TM	TIM	R	RI
x/s	0,04	0,18	0,25	0,26	0,26	0,35
F	1/3	1	1/3	1	1/3	1
$F\,\epsilon_{ave}$	0,2	2,2	0,8	2,5	0,8	2,8
calc. $M_{rupt.}$	23,5	36,4	36,7	40,0	21,5	25,3
obs. $M_{rupt.}$	23,6	37,0	37,0	36,6	21,5	24,6
$\frac{\text{obs.}}{\text{calc.}}$	1,00	1,02	1,00	0,92	1,00	0,97

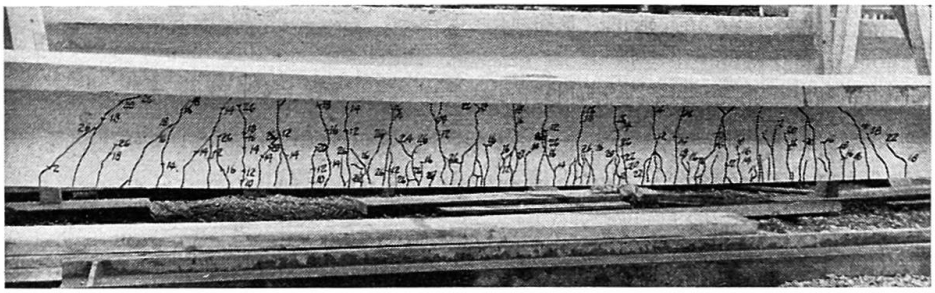


Fig. 11. Crack Distribution in the Non-Grouted T-Beam with Supplementary Mild Steel (TM).

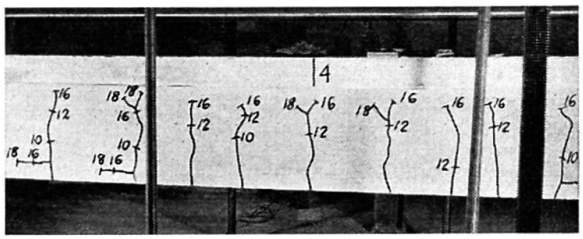


Fig. 12. Crack-Distribution in the Grouted T-Beam (TJ).

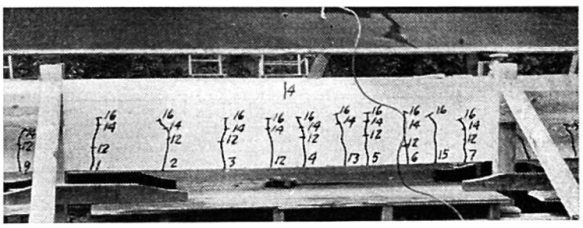


Fig. 13. Crack Distribution in the Grouted R-Beam (RI).

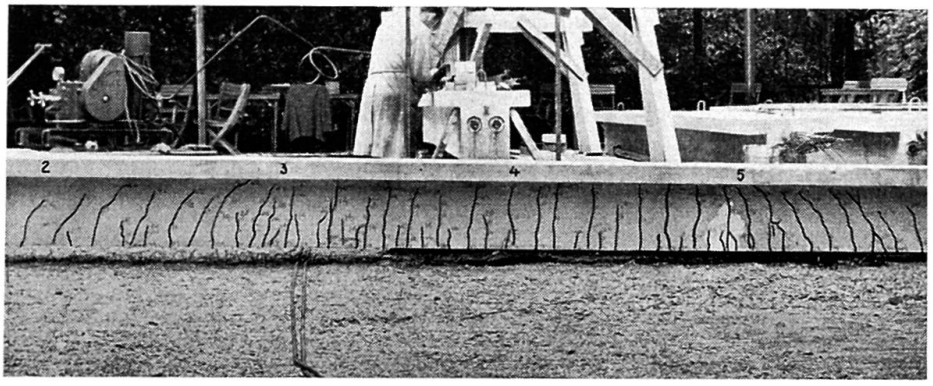


Fig. 14. Crack Distribution in the Grouted T-Beam with Supplementary Mild Steel (TIM).

sion zone at rupture, and by taking the average crack distance between the loads.

The bond coefficient F was chosen to $^1/_3$ in the non-grouted beams and to 1 in the grouted beams. The next row shows that instead of using the ultimate strain value of the order of $3{,}5\,^0/_{00}$ it is necessary to use smaller values, expecially in beam T, which is ungrouted and has a very unfavourable crack distribution. The values of ϵ_{ave} were taken from the curve in Fig. 5 that resulted from the model test with $\epsilon_{max} = 3{,}5\,^0/_{00}$. The ultimate bending moments were calculated according to a STÜSSI stress distribution with $\alpha = 0{,}72$ and $\beta = 0{,}42$. Cf. [4]. As can be seen the test results conform quite well with the theory. TIM is an exception which is due to the fact that the test set-up used for that beam did not allow it to be ruptured completely.

Bibliography

1. FRITZELL, G., Discussion Session Ia, Second Congress of the Fédération Internationale de la Précontrainte 1955.
2. BERNANDER, K. G., The Influence of Cam Area and Cam Distances on Bond of Reinforcement Bars (in Swedish), the Journal Betong, Vol. 1, Stockholm 1952.
3. LORENTSEN, M., The Influence of Bond on the Structural Behaviour of a Prestressed Beam (in Swedish), Stockholm 1958.
4. HABERSTOCK, K. B., Die n-freien Berechnungsweisen des einfach bewehrten, rechteckigen Stahlbetonbalkens, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 103, Berlin 1951.

Summary

The contribution describes tests that have been carried out at the institution of structural engineering and bridge building at the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. The tests comprise pull-out tests, plexiglass model tests and beam tests. The Freyssinet post-tensioning system with cables of 12×5 mm wires was used. It is shown that the cable as a crack distributor is inferior to ordinary reinforcement, and that the crack distribution may have a marked influence on the rupture load of a prestressed beam.

Résumé

La contribution décrit des recherches effectuées à l'Ecole Royale Polytechnique Supérieure de Stockholm (section des ponts et charpentes). Il s'agit d'essais d'arrachement (pull-out tests), d'essais sur modèles en plexiglas et d'essais d'adhérence par effort tranchant (beam tests). On utilisa des câbles Freyssinet comprenant 12 fils de $\varnothing$ 5 mm.

Ces essais ont montré que les câbles de précontrainte répartissent moins bien les fissures que les armatures ordinaires et que cette répartition peut exercer une influence marquée sur la charge de rupture d'une poutre précontrainte.

Zusammenfassung

Der Aufsatz beschreibt Versuche, die in der Abteilung für Brücken- und Hochbau der Kgl. Technischen Hochschule Stockholms durchgeführt worden sind. Die Versuche umfassen Ausziehversuche, Plexiglas-Modellversuche und Balkenversuche. Das Freyssinet-Spannbetonsystem mit Kabeln aus 12×5-mm-Drähten wurde benutzt. Es wird gezeigt, daß das Kabel als Risseverteiler der gewöhnlichen schlaffen Bewehrung unterlegen ist, und daß die Risseverteilung einen deutlichen Einfluß auf die Bruchlast eines Spannbetonbalkens haben kann.

VI5

L'adhérence au béton des fils d'armatures de précontrainte

Haftfestigkeit von Vorspanndrähten

Bond to Concrete of Steel Wires for Prestressed Concrete

H. LOUIS
Liège

Une importante recherche faite dans les Laboratoires des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège, à la demande du Comité Belge pour l'étude des armatures de précontrainte a été consacrée à l'étude de l'adhérence au béton de fils en acier à haute résistance, de différents diamètres 3, 5 et 7 millimètres, d'états de surface variés: lisse à l'état de livraison, lisse après exposition pendant six mois dans une atmosphère industrielle, à empreintes à l'état de livraison, à empreintes et rouillé.

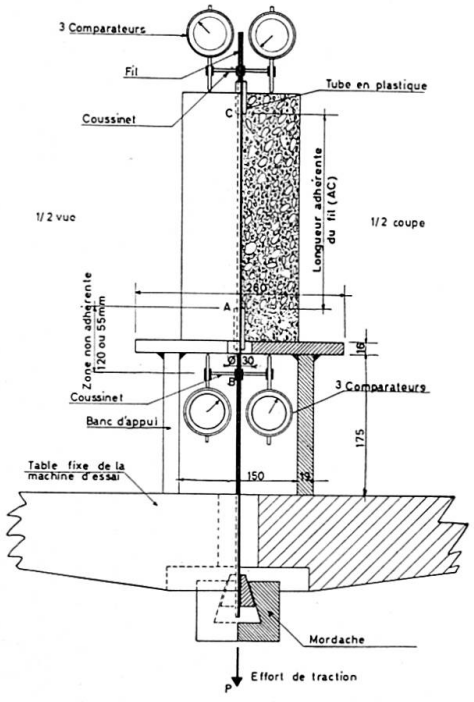


Fig. 1. Schéma du pull-out test.

L'adhérence a été déterminée d'une part par arrachement du fil hors d'un prisme en béton (pull-out test, fig. 1) et d'autre part par flexion d'une poutre armée du seul fil étudié (beam-test, fig. 2) — cet essai est aussi appelé essai d'adhérence par effort tranchant.

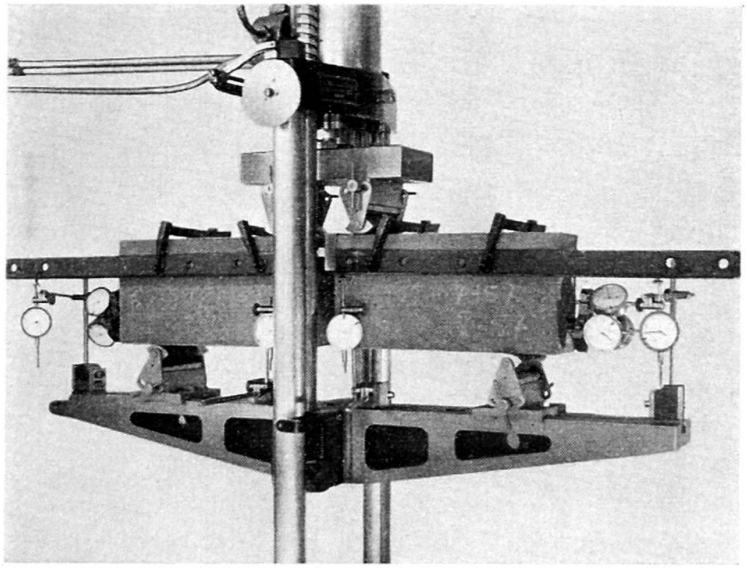


Fig. 2. Beam-test.

Les essais auxquels il a été procédé ne permettent que la détermination de la résistance de rupture d'adhérence ou mieux, ils ne donnent que des résultats globaux.

Le but étant de procéder à une étude comparative, la répartition des tensions d'adhérence le long de l'armature n'a pas été étudiée. Les résultats obtenus ne permettent donc pas de faire la distinction entre les phases successives qui interviennent dans la transmission au béton de l'effort du fil.

Ils se situent dans la phase où il y a rupture de la couche de béton solidaire de l'armature, la rupture de cette couche se propageant à partir de l'extrémité sollicitée du fil.

Quand la gaine est rompue sur toute la longueur de l'enrobage, l'acier glisse, l'adhérence résulte alors uniquement de l'intervention du frottement entre les deux matériaux.

On est d'ailleurs en droit de se demander si, pour des fils lisses notamment, il y a lieu d'envisager d'autres phases que celle du frottement. L'intervention de phases élastique, élasto-plastique ou plastique semble en effet discutable pour cet état de surface du fil ne serait-ce qu'en raison des effets de retrait du béton.

Même dans le cas de fils à forte adhérence, les efforts que nous avons relevés dès qu'un glissement a été observé à l'extrémité non sollicitée du fil, ont été appelés «efforts de rupture d'adhérence». Il n'est guère possible de distinguer dans ces effets, sauf peut-être pour le fil lisse, la part prise par

l'adhérence proprement dite qui existe avant le commencement de tout glissement et qui résulte de forces d'attractions moléculaires s'exerçant à la surface de contact entre l'acier et le béton.

Pour chaque fil lisse à l'état de livraison, quelle que soit la longueur d'adhérence, les points expérimentaux des diagrammes de la charge appliquée en fonction du déplacement relatif acier-béton, se situent à l'origine sur une courbe à grand rayon de courbure, de faible développement et qui se continue pratiquement par une droite (fig. 3 courbe supérieure).

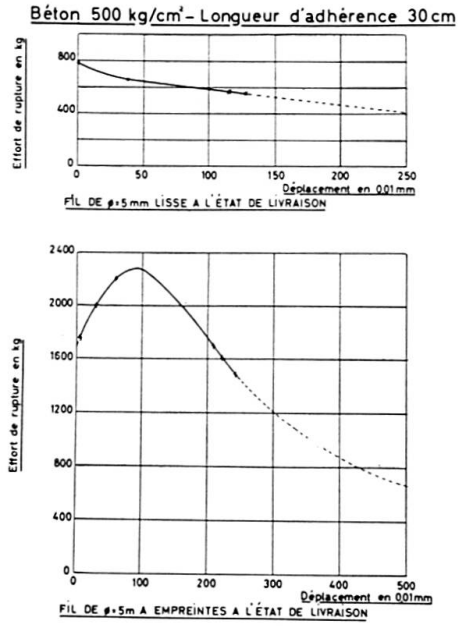


Fig. 3. Essai de rupture d'adhérence: variation de l'effort en fonction du déplacement de l'extrémité non sollicitée du fil.

Le point correspondant à la charge pour laquelle se produit le premier glissement d'un fil lisse est toujours situé au dessus de l'ordonnée à l'origine de la droite terminant le diagramme.

Il est peut-être possible de distinguer dans la charge provoquant le premier glissement, la part correspondant à l'adhérence propre du fil; celle-ci serait la différence entre les ordonnées à l'origine de la courbe et de la droite, la droite étant manifestement relative à la phase de frottement.

Le caractère linéaire de la partie finale du diagramme est commun à tous les fils lisses à l'état de livraison quels que soient leur diamètre et leur longueur d'adhérence; dans la phase étudiée, l'effort est une fonction décroissante du déplacement, par rapport au béton, de l'extrémité libre non sollicitée du fil. L'équation de cette droite est $F = a - K\Delta_s$ où

— F est l'effort existant à un moment donné de la phase de glissement;
— a est l'effort maximum correspondant dans la phase de glissement à $\Delta_s = 0$, cet effort ne comprenant pas l'adhérence propre;

— k est un coefficient qui dépend vraisemblablement de plusieurs variables: nature et diamètre du fil, dressage du fil, caractéristiques du béton, vitesse de sollicitation etc.;
— Δ_s est le déplacement par rapport au béton de l'extrémité non sollicitée du fil.

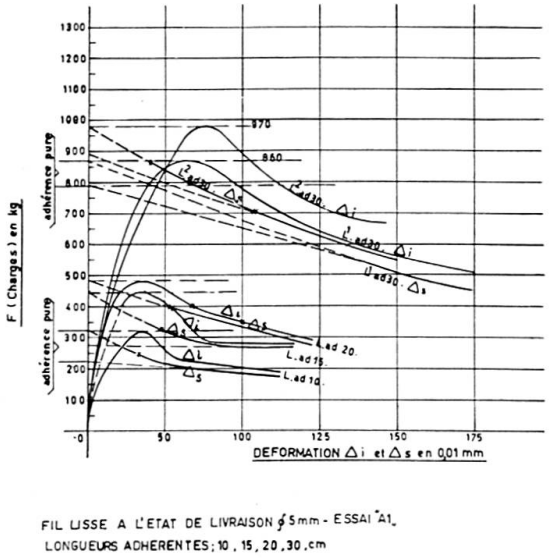


Fig. 4. Fil lisse: variation de l'effort d'extraction du fil en fonction du déplacement pour différentes longueurs adhérentes.

La figure 4 donne les diagrammes d'un fil lisse à l'état de livraison de 5 millimètres de diamètre, mis en œuvre dans le pull out test sous quatre longueurs d'adhérence; sur la figure ont été aussi dessinés les diagrammes de l'effort d'extraction en fonction du déplacement (Δ_i) par rapport au béton de l'extrémité inférieure de la partie enrobée du fil, c'est-à-dire l'extrémité sollicitée.

Pour les fils rouillés et pour les fils à empreintes à l'état de livraison ou rouillés, le diagramme de l'effort appliqué en fonction du déplacement (Δ_s) par rapport au béton de l'extrémité non sollicitée a une allure fondamentalement différente de celle observée à propos des fils lisses.

La charge augmente initialement avec le déplacement du fil, elle passe par un maximum pour décroître ensuite lorsque le glissement croît (fig. 3 courbe inférieure et fig. 5).

Dans la partie ascendante de la courbe, la résistance est due à une sorte d'effet d'engrenage qui prend naissance au commencement du glissement et augmente avec le déplacement. Cet effet met en jeu la résistance à l'écrasement et au cisaillement de la gaine de béton entourant le fil.

Les déplacements du fil dans cette région résultent des déformations du béton de la gaine le long de la surface enrobée du fil.

La charge maximum correspond à l'état qui précède immédiatement la

rupture par cisaillement de la gaine en béton; cette rupture est accompagnée d'un glissement brusque.

Dans la partie descendante du diagramme, seul le frottement s'oppose au déplacement du fil mais si, dans le cas du fil lisse, la résistance offerte dépend du coefficient de frottement de l'acier lisse sur le béton lisse, dans le cas de fils rouillés et à empreintes, le frottement résulte du contact entre surfaces rugueuses de béton cisaillé.

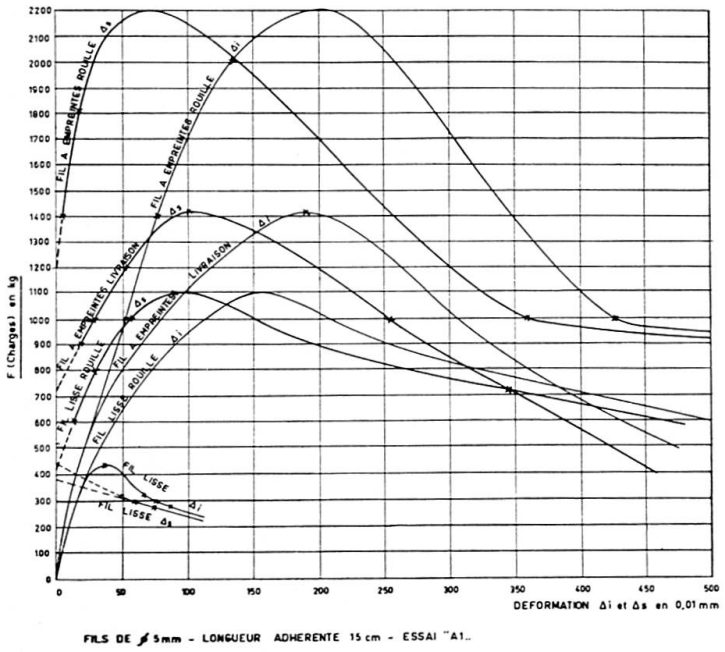


Fig. 5. Diagrammes de la variation de l'effort d'extraction du fil en fonction du déplacement pour différents états de surface (fil de 5 mm) longueur adhérente 15 cm.

Cette région du diagramme a une allure comparable à celle du diagramme entier obtenu pour les fils lisses à l'état de livraison; dans sa majeure partie cette allure est souvent linéaire.

La valeur de l'effort correspondant au *premier* glissement de toute la longueur enrobée des fils rouillés et à empreintes est, dans de nombreux cas, le double de la valeur obtenue pour les fils lisses à l'état de livraison, de même diamètre et de même longueur adhérente (fig. 5).

L'écart est donc dû au fait que dans le cas du fil lisse, cet effort dépend du frottement acier-béton éventuellement majoré, au début, par l'adhérence proprement dite de l'acier au béton et que dans le cas des fils rouillés et à empreintes, l'effort extérieur appliqué au fil entraîne immédiatement la résistance par compression du béton engagé dans les irrégularités ou empreintes du fil et la résistance au cisaillement de la gaine en béton, avant que n'intervienne la phase de frottement.

Pour les fils rouillés et à empreintes, cette résistance à la rupture du béton sur toute la longueur adhérente est de l'ordre du double de l'effort correspondant au premier glissement apparent mesuré à l'extrémité non sollicitée.

La valeur de l'effort du rupture d'adhérence maximum de ces fils est le plus souvent de trois à quatre supérieure à celle des fils lisses de même diamètre et de même longueur adhérente.

La même figure 5 donne les diagrammes F, Δ_s de fils lisse, lisse rouillé, à empreintes, à empreintes rouillé, de 5 mm de diamètre, d'une longueur adhérente de 15 cm et soumis au pull out test.

Sur cette figure sont également représentés les diagrammes de l'effort en fonction du déplacement Δ_i de l'extrémité inférieure de la partie enrobée du fils.

Comme il n'est pas toujours aisé de déceler l'apparition du premier glissement Δ_s de l'extrémité supérieure non sollicitée, on remarque que l'intersection de l'axe des efforts et de la tangente à l'origine de la courbe F, Δ_s peut donner avec une approximation suffisante, par suite de la régularité du diagramme, l'effort correspondant au premier glissement.

Les diagrammes obtenus pour le pull out test et pour le beam test ont des allures absolument identiques; les résistances de rupture d'adhérence sont cependant légèrement inférieures pour le beam test, où le béton entourant le fil est sollicité en traction pendant l'essai.

Le comportement des fils suivant leur état de surface, permet, suite aux diagrammes caractéristiques obtenus, d'apprécier, au vu de l'allure de la courbe, la qualité d'un fil du point de vue de l'adhérence.

L'analyse faite ci-dessus conduit à trois conclusions:

1. La rupture d'adhérence du fil lisse est une rupture brusque ou brutale; elle se produit ainsi d'une manière imprévisible et dès l'apparition du premier glissement à l'extrémité libre du fil, la résistance offerte par le frottement diminue avec le déplacement.
2. La rupture d'adhérence du fil lisse rouillé et du fil à empreintes est précédée d'une déformation probablement élasto-plastique du béton entourant le fil au cours de laquelle l'effort sollicitant met en jeu la résistance à la compression du béton en contact avec les irrégularités du fil et la résistance au cisaillement de la gaine de béton entourant le fil. Après rupture de la gaine, le fil rouillé ou à empreintes se comporte comme un fil lisse, son déplacement n'est entravé que par la résistance au frottement, elle-même décroissante avec le déplacement.

   L'emploi du fil rouillé et à empreintes offre donc du point de vue de l'adhérence une importante sécurité supplémentaire.

   L'intérêt du fil à empreintes, réserve faite de la résistance à la fatigue, est évidemment d'autant plus grand que la saillie constituée par l'empreinte est importante, ce qui accroît à la fois la surface transversale de l'empreinte

qui sollicite le béton par compression et la surface latérale hors du tout du fil, c'est-à-dire la surface résistant au cisaillement du béton.

3. L'adhérence des fils rouillés et à empreintes dépend de la qualité du béton.

Dans notre recherche, l'interprétation et la comparaison des résultats obtenus à propos de l'intervention de nombreux facteurs est basée sur la notion de valeur moyenne de la tension d'adhérence.

Par convention, la tension moyenne d'adhérence, pour une longueur adhérente donnée du fil, est déterminée, quel que soit le type d'essai, par le quotient de l'effort maximum ayant provoqué la rupture d'adhérence par la surface du fil adhérente au béton.

Physiquement parlant et tenant compte des diagrammes que nous avons obtenus, cette notion conventionnelle n'est pas caractéristique du comportement du fil; seule et exclusivement la nature de la courbe effort-déformation caractérise ce comportement et permet donc d'apprécier la qualité d'un fil du point de vue de l'adhérence.

La forme même de la courbe des fils rouillés et à empreintes est éloquente à cet égard; l'effort maximum obtenu avant glissement est conditionné par les déformations du béton sur lequel s'appuient les aspérités du fil tandis qu'après avoir atteint ce maximum la courbe traduit l'apparition de la phase de frottement. La notion de tension moyenne d'adhérence ne traduit donc pas le phénomène physique. Cependant il est justifié, dans notre cas, d'y faire appel, car l'effort maximum qui provoque le déplacement d'ensemble du fil par rapport au béton est une caractéristique mesurable et pratiquement reproductible.

De plus, la tension moyenne d'adhérence est une valeur conventionnelle directement applicable en pratique, moyennant la réserve importante, que cette tension moyenne diminue quand la longueur adhérente au fil augmente.

On remarque une certaine analogie entre le diagramme force-déplacement du fil lisse et le diagramme tension-déformation d'un métal fragile comme la fonte d'une part et les diagrammes analogues du fil rouillé ou à empreintes et d'un métal ductile comme l'acier doux d'autre part. Cette constatation n'est pas fortuite vu les phénomènes constatés systématiquement lors des essais; elle peut justifier le fait d'apprécier le résultat d'un essai *global* d'adhérence par la charge maximum atteinte avant tout glissement d'ensemble du fil ou par la tension moyenne d'adhérence, cependant que seul le diagramme permet de caractériser le comportement à l'adhérence.

Résumé

Une recherche faite à l'Université de Liège a été consacrée à l'étude de l'adhérence au béton, de fils en acier à haute résistance, de diamètres différents et d'états de surface variés: lisse et à empreintes à l'état de livraison, lisse et

à empreintes rouillés. L'adhérence a été déterminée par des essais d'arrachement (pull-out test) et par des essais d'adhérence par effort tranchant (beam test). L'étude a porté sur la mesure de l'effort total au moment de l'apparition d'un glissement à l'extrémité non sollicitée du fil.

Une différence fondamentale apparaît dans le comportement des fils lisses à l'état de livraison et des fils à empreintes ou des fils lisses et à empreintes rouillés.

Zusammenfassung

Die an der Universität Lüttich ausgeführten Untersuchungen befaßten sich mit der Haftfestigkeit von Vorspanndrähten verschiedener Durchmesser und von unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit: glatte oder gekerbte Drähte im Lieferungszustand einerseits und angerostet andererseits. Die Haftfestigkeit wurde mit Hilfe des Ausziehversuches bestimmt (pull-out-test) sowie durch Schwerbeanspruchung hergeführte Gleitung der Armierungseisen (beam test). Gemessen wurde die gesamte Beanspruchung zur Zeit der ersten Gleiterscheinung am unbeanspruchten Ende des Drahtes.

Das Verhalten von glatten oder gekerbten Drähten im Lieferungszustand ist grundsätzlich verschieden von dem der angerosteten glatten oder gekerbten Drähte.

Summary

A research has been performed at the University of Liège to investigate the bond to concrete of high resistance steel wires of different diameters and varying surface conditions: smooth and ribbed as delivered, as delivered but rusted. The bond has been determined by means of the "pull out" test and by the "beam" test. This study concerned the measurement of the total load at the moment of the start of slipping on the other end of the wire.

A fundamental difference was noticed in the behaviour of the smooth wires in the delivered condition and the ribbed wires or those smooth and the ribbed wires and rusted.

VI6

Carrying Capacity of Plate Girders *)

Résistance des poutres à âme pleine

Tragfähigkeit von Vollwandträgern

KONRAD BASLER BRUNO THÜRLIMANN
formerly Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University,
Bethlehem, Pennsylvania, U.S.A.

The purpose of an extensive research project conducted at Lehigh University was to investigate the carrying capacity of plate girders with slender webs. In the paper "Web Buckling Tests on Plate Girders" in the Preliminary Publication of the 6th Congress parts of the experimental findings were presented. A complete report on the experiments is given in Ref. [1]. The publication of the theoretical studies is in preparation. The following is a summary of the basic concepts on which these strength predictions are based.

a) *Bending strength.* Experiments as well as the large deflection theory show that web buckling produces essentially a rearrangement of the internal stresses. Due to unavoidable initial plate deflections in webs of girders, this rearrangement is not a sudden phenomenon. There are two kinds of post-buckling strength; one is offered by the plate, the other is contributed by the boundary elements. Assuming the web area of a plate girder equals that of each flange plate, at least 85 per cent of the bending moment is carried by the flanges alone. Therefore, the rest assigned to the web is of minor importance for the carrying capacity. A simple estimate of an effective width of the web adjacent to the compression flange is sufficient for the computation of the resulting bending moment. The ultimate moment, however, is reached at the instant of a flange failure.

If the compression flange fails, three different failure modes are possible: vertical buckling of the flange plate into the web, torsional buckling of the

*) Supplement to "Preliminary Publication" VI, page 907.

flange plate, and lateral buckling of the compression flange. The first type is controlled by specifying an upper limit for the web slenderness ratio. The second mode is dependant on the ratio of flange width to flange thickness. The treatment of the third case, lateral buckling, reduces to an analysis of a column whose effective cross section is composed of the compression flange and one-sixth of the web.

b) *Shear strength.* The prediction of the shear strength is based on the following three essential assumptions: First, shear can be carried in strict beam action only up to the critical load. Second, a rearrangement of stresses must then take place which amounts to a tension field action and, third, the ultimate shear force is reached when the superposition of these two states of stresses causes unrestricted yielding.

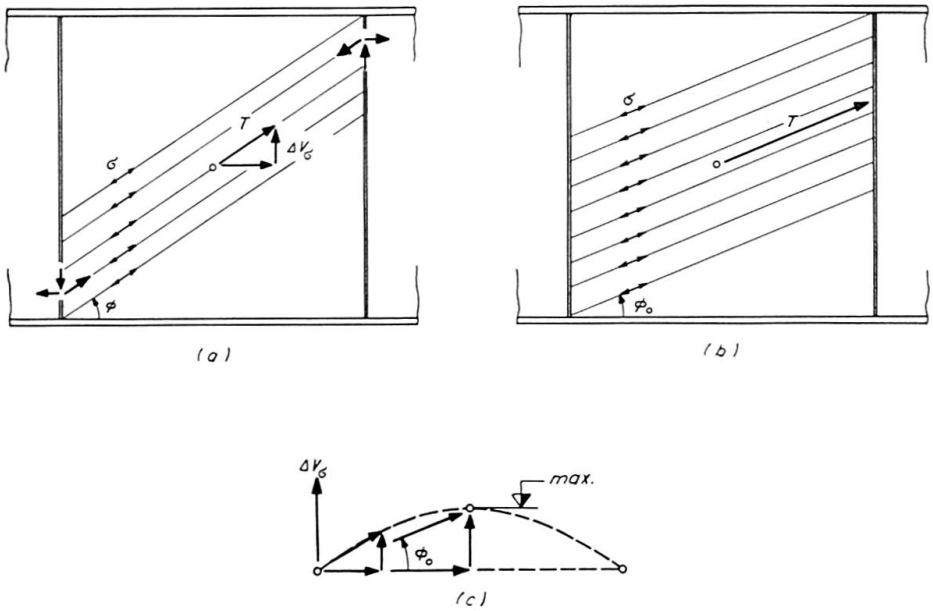


Fig. 1. Tension Field Action.

Whether a tension field, which is a membrane stress field, can develop or not depends on the boundaries of the plate. The flanges of a conventionally built, welded plate girder have little bending rigidity in the direction of the web. Hence, they cannot effectively exert any normal stress at the junction with the web. The flanges, therefore, do not serve as anchors for a tension field. The situation is however different at the panel borders along the transverse stiffeners. As shown in the left hand sketch of Fig. 1, such a field strip gives rise to a tension force T whose vertical component, ΔV_σ, represents the shear force carried in this manner. It is obvious that, upon increasing the applied shear force, the tension field widens as shown on the right of Fig. 1. However, because the increase in width is gained on account of the field inclination, an optimum value of the tension field contribution will soon be

reached, Fig. 1c. Based on these considerations the following formula for the ultimate force V_u results [2]:

$$\frac{V_u}{V_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1+\alpha^2}}.$$

V_p is the plastic shear force, defined as the shear yield stress times the web area. The symbols τ_{cr} and τ_y are the critical shear stress and the yield stress in shear, respectively, while α is the ratio of stiffener distance to web depth.

c) *Interaction between bending and shear.* The shear strength, as outlined above, makes no use of the flange as anchor for the tension field. Therefore, the ultimate shear strength should not be reduced by the presence of a bending moment as long as the flanges alone are able to carry this moment. Hence, it is only the small part of the bending moment which is assigned to the web that leads to an interaction. While equilibrium is always possible, compatibility conditions are disregarded with such a separation of functions assigned to different components of the girder. This is tolerable to a large degree because a girder with a stocky web can rearrange its forces through yielding, whereas a slender web makes it possible by deflecting laterally.

The investigation, of which the contributions in the Preliminary and Final Report are excerpts, was conducted at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania. It was sponsored jointly by the American Institute of Steel Construction, the U.S. Bureau of Public Roads, the Welding Research Council, and the Pennsylvania Department of Highways.

References

1. Basler, K., Yen, B. T., Mueller, J. A., and Thürlimann, B. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders". Welding Research Council, Bulletin No. 64, New York, 1960.
2. Basler, K. "Strength of Plate Girders". Ph. D. Dissertation, Mic. 59–6958, University Microfilms Inc. Ann Arbor, Michigan.

Summary

In the report "Buckling Tests on Plate Girders" (Preliminary Publications, 6th Congress, Thema VI) a selection of experimental results obtained on girders in pure bending and high shear was presented. In this paper theoretical considerations concerning the static strength of girders in bending, shear or combined bending and shear are presented without going into details at all. A more detailed study on the carrying capacity of plate girders along these lines is presently in progress.

Résumé

La contribution intitulée «Essais de voilement sur poutres à âme pleine» («Publication Préliminaire», 6e Congrès, Thème VI) présentait un choix de résultats d'essais effectués sur des poutres soumises à une flexion pure ou à un cisaillement élevé. Le présent article contient quelques réflexions théoriques sur la résistance des poutres à âme pleine soumises à la flexion, au cisaillement ou à une sollicitation combinée, sans toutefois entrer dans les détails. Des études plus poussées, partant des résultats obtenus jusqu'ici, sont actuellement en cours.

Zusammenfassung

Im Beitrag «Beulversuche an Vollwandträgern» (Vorbericht 6. Kongreß, Thema VI) wurde eine Auswahl von Versuchsresultaten gezeigt, welche an Vollwandträgern unter reiner Biegung oder hohem Schub beobachtet wurden. Hier wurden nun einige theoretische Überlegungen über die statische Tragfähigkeit von Vollwandträgern unter Biegung, Schub und kombinierter Beanspruchung kurz dargelegt, ohne auf Einzelheiten einzugehen. Detaillierte Studien, die auf diesen Überlegungen fundieren, sind gegenwärtig im Gange.

VI 7

Untersuchungen über die Tragfähigkeit von, mit Hilfe einer spiralförmigen Querbewehrung vorgespannten Stäben

Researches About the Carrying Capacity of Struts Prestressed by Means of Spiral Reinforcements

Recherches sur la résistance d'éléments précontraints par des armatures en spirale

S. W. BRYKIN
Forschungsinstitut für Verkehrsbauwesen der UdSSR, Moskau

Eines der wichtigsten Probleme auf dem Gebiet der Vervollkommnung der Stahlbetonkonstruktionen stellt die Frage der Herabsetzung des Konstruktionsgewichts dar. Viele Ingenieure und Wissenschaftler der Welt beschäftigten sich mit dieser Frage.

Eine besondere Bedeutung hat das vorliegende Problem für Stahlbetonbrücken größerer Spannweiten, bei denen Eigengewichtsbelastung vorwiegend ist.

Ohne die in der Sowjetunion auf diesem Gebiet durchgeführten zahlreichen wissenschaftlichen Forschungs- und Versuchsarbeiten zu berühren, werde ich über einige Untersuchungsergebnisse der Tragfähigkeit von axial gedrückten Betonstäben mit vorgespannter Quer-Spiralbewehrung berichten.

Bemerkenswert ist, daß bereits im Jahre 1941 einige der Sowjetfachleute eine Idee über die Zunahme der Tragfähigkeit von Betonstäben durch die Vorspannung der stählernen Umhüllung geäußert haben.

Es wurde eine Reihe von zylindrischen Betonversuchsstäben mit Vollquerschnitt von 8 bis 58 cm Stärke hergestellt, bei der die Länge gleich dem 5-fachen Durchmesser ist.

Für die Herstellung von Versuchskörpern wurde Beton der Güte von 200 bis 600 verwendet. Ein Teil der Betonkörper wurde ohne Querbewehrung untersucht, der andere wurde mit Hilfe von besonderer Vorrichtung (Fig. 1) mit Spiralumwickelung von 1,5 bis 5,0 mm Durchmesser und von 4 bis 80 mm Spiralsteigung armiert.

Abgesehen von den Versuchskörpern mit rundem Vollquerschnitt wurde

eine Reihe von Hohl-Versuchskörpern mit einem Länge-/Wandstärkeverhältnis gleich 4 hergestellt.

Fernerhin hat man vor, Betonkörper mit einem Durchmesser-/Wandstärkeverhältnis bis 8 zu untersuchen.

Bei Axialdruckuntersuchungen wurde der Axialdruck bei stufenweiser Belastung erzeugt.

Die Verformungen wurden mit Hilfe von Indikatoren, Tensometern und Widerstandsgebern gemessen (Fig. 2).

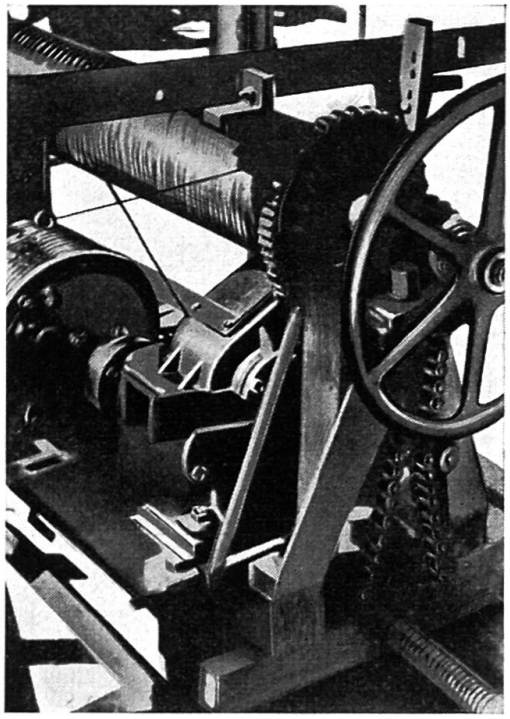


Fig. 1.

Fig. 2.

Aus methodischen Erwägungen hat man die Probekörper mit vorgespannter Bewehrung ohne Schutzschicht untersucht. Im weiteren hat man die Absicht, besondere Untersuchungen der Beeinflussung von vorgespannter Bewehrung auf das Schutzschichtverhalten durchzuführen.

Obwohl die in Aussicht genommenen Untersuchungen zur Zeit noch nicht völlig abgeschlossen sind, kann man schon folgende Schlußfolgerungen über das statische Verhalten der axial gedrückten Betonstäbe mit vorgespannter Spiralbewehrung ziehen:

1. Die im Betonstab durch Spiralbewehrung erzeugte Vorspannung erhöht beträchtlich die Bruchlast.

So betrug z. B. die Bruchfestigkeit des Betons der Güte 600 bei einem Armierungsgehalt von 0,9% (Bruchfestigkeit des Drahtes 200 kg/mm^2) ohne Spiralbewehrung 550 kg/cm^2, mit Spiralbewehrung, aber ohne Vorspannung

870 kg/cm² und bei optimaler Spannung der Spiralbewehrung 1330 kg/cm² (Fig. 3).

2. Die Bruchfestigkeit wächst mit der Steigerung des Vorspannungsgrades der Spiralbewehrung und erreicht ihr Maximum bei einer Vorspannung der Querbewehrung von 60—70% der Bruchfestigkeit des Stahls.

Bei weiterer Erhöhung des Vorspannungsgrades der Querbewehrung findet der Bruch der Betonstäbe bei niedrigeren Bruchbelastungen statt.

3. Je höher die Güte des Betons ist, desto größer wird die Steigerung der Bruchbelastung. Beim Beton der Güte 200 (und niedriger) bleibt die Bruchbelastung bei beliebiger Größe der Vorspannung praktisch unverändert (Fig. 3).

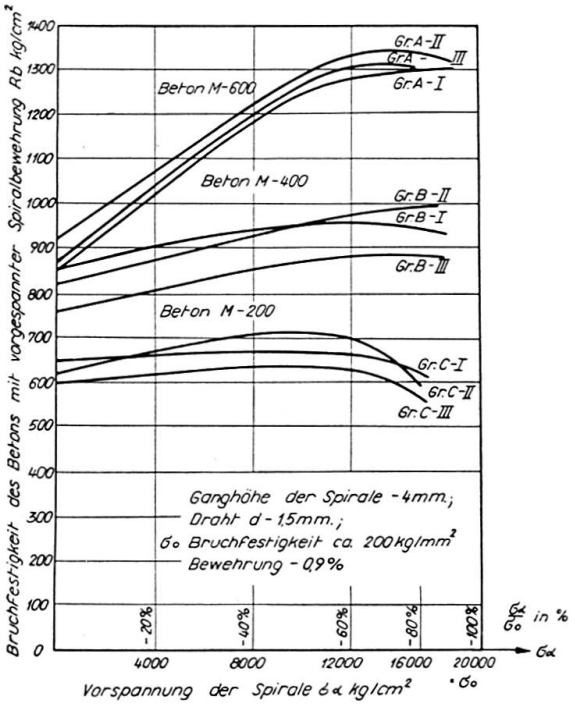


Fig. 3. Untersuchungsergebnisse der Festigkeit von Beton-Prüfkörpern, 20 cm Durchmesser und 1,00 m Länge, mit vorgespannter Drahtspirale

So betrug z. B. bei Prüfkörpern aus Beton der Güte 600 mit Bewehrung ohne Vorspannung der Wirksamkeitsgrad der Spiralbewehrung 1,7—1,9, während er bei optimaler Vorspannung der Spiralbewehrung 4—4,3 erreichte.

Beim Beton der Güte 200 mit Spiralbewehrung ohne Vorspannung betrug der Wirksamkeitsgrad 2,3—2,4, bei optimaler Vorspannung 2,5—2,6.

4. Bei der Vorspannung der Spiralbewehrung werden die Verformungen in Längs- und Querrichtung verringert.

So betrug z. B. die relative Verformung in der Längsrichtung bei einer Belastung, die 0,4 der Betongüte entspricht, für Beton der Güte 600 bei optimaler Vorspannung 1,8 mm/m, bei Spiralbewehrung ohne Vorspannung 2,25 mm/m.

5. Die Bruchfestigkeit des Betons von Hohl-Prüfkörpern war (bei einem

Durchmesser-/Wandstärkeverhältnis gleich 4) um etwa 10% kleiner als bei Prüfkörpern mit Vollquerschnitt.

6. Bei der Anwendung von vorgespannter Spiralbewehrung (aus Draht mit Bruchfestigkeit 200 kg/mm^2) befindet sich der zweckmäßigste Armierungsgehalt innerhalb des Bereichs 0,9—2%.

Die obengenannten Ergebnisse können damit erläutert werden, daß die Zusammendrückung des Betons, bei Vorspannung der Umhüllung, die Entwicklung der Querverformungen hemmt und dadurch das Erreichen des Grenzspannungszustandes verschiebt. In diesem Zusammenhang wird der größte Effekt der Zusammendrückung beim Beton höherer Güte («spröde») erreicht, weil er eine höhere Schubfestigkeit hat als der Beton niedrigerer Güte («plastisch»).

Im weiteren hat man die Absicht, die Untersuchungen des statischen Verhaltens von axial gedrückten Hohlbetonkörpern mit vorgespannter Spiralbewehrung bei verschiedenen Durchmesser-/Wandstärkeverhältnissen abzuschließen sowie das statische Verhalten von Betonkörpern mit Schutzschicht zu untersuchen.

Außerdem hat man vor, das statische Verhalten von Voll- und Rohrquerschnittbetonstäben mit vorgespannter Spiralbewehrung zu untersuchen, bei außermittigem Druck mit Lastangriff innerhalb als auch außerhalb des Querschnittskerns.

Auf Grund der bisherigen Untersuchungsergebnisse kann man voraussetzen, daß, nach dem Abschluß des ganzen Untersuchungskomplexes, die notwendigen Erkenntnisse für einen rationellen Einsatz der Vorspannung der Spiralbewehrung in den Druckstäben der Bauwerke vorliegen werden.

Es ist anzunehmen, daß nach Beendigung des ganzen Untersuchungskomplexes neue Angaben über das wichtige, aber wenig untersuchte Problem des dreiachsigen Druckspannungszustandes im Beton zur Verfügung stehen werden.

Zusammenfassung

In der Arbeit werden Untersuchungsergebnisse über die Tragfähigkeit von vorgespannten axial gedrückten Betonstäben mit spiralförmiger Umschnürung beschrieben.

Es wird gezeigt, daß die Bruchfestigkeit derartiger Stäbe, im Vergleich zu gleichartigen Stäben mit einer Umschnürung ohne Vorspannung, bei bestimmten Verhältnissen um ca. 50% zunimmt.

In der Arbeit sind die Daten der Verformung von Stäben in Längs- und Querrichtung sowie die anderen, den Spannungszustand der obengenannten Stäbe charakterisierenden Angaben angeführt.

Summary

In the contribution are given the results of the researches on the carrying capacity of centrically loaded concrete struts prestressed with spiral reinforcement. It demonstrates, that under certain conditions the ultimate strength of such struts exceeds by approximately 50% the ultimate strength of non-prestressed members with spiral reinforcement.

Data are given on longitudinal and transversal deformations as well as figures concerning stresses in the mentioned struts.

Résumé

Cette contribution traite des recherches sur la résistance d'éléments en béton travaillant à la compression axiale et précontraints par des armatures en spirale. L'auteur montre que, dans des conditions déterminées, la résistance de ces éléments, comparée à celle des éléments armés par des spirales non-précontraintes, augmente d'à peu près 50%.

La présente contribution donne les caractéristiques des déformations transversales et longitudinales des éléments et les grandeurs définissant l'état de contraintes des éléments mentionnés.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI 8

Die Entwicklung naturharter Bewehrungsstähle σ_S 40—90 mit verbesserten Eigenschaften

Reinforcement Steels with a Natural Hardness, $\sigma_S = 40 - 90$ kg/mm² Having Improved Characteristics

Aciers d'armature à dureté naturelle, $\sigma_S = 40 - 90$ kg/mm², avec caractéristiques améliorées

C. SCHAUB
Fagersta, Schweden

Die Weiterentwicklung der Bewehrungsstähle bezweckt, höhere Festigkeitswerte zu erzielen. Vor allem strebt man eine Erhöhung der Streckgrenze an, doch darf gleichzeitig die Zähigkeit des Werkstoffes und dessen Sicherheit gegen spröde Brüche nicht unter zulässige Werte sinken.

In Mitteleuropa wird eine hohe Streckgrenze in der Regel durch Kaltverformung eines warmgewalzten Stahles erreicht, der im naturharten Zustande eine geringere Streckgrenze hat. Die durch Recken, Verdrehen oder eine Kombination dieser beiden Verfahren erfolgte Kaltverformung kann die Streckgrenze bis zu einem gewünschten Wert erhöhen; die Zähigkeitsreserve des Werkstoffes wird hierdurch jedoch vermindert und es erfolgt gleichzeitig ein mechanisches Altern. In ungünstigen Fällen kann dadurch ein Risiko für spröde Brüche entstehen.

Schließlich erfordert die Kaltverformung gewisse Mehrkosten gegenüber naturharten, warmgewalzten Stählen, die in Ländern mit hohem Lohnniveau beachtliche Werte erreichen können, wobei noch Investierungen für Lokale, Maschinen, Transportmittel usw. dazukommen.

In Schweden wird der größte Teil der Bewehrungsstähle für schlaffe Bewehrung in naturhartem Zustande in Form von Rippenstählen mit quergewalzten Rippen in den Qualitäten Ks 40 ($\sigma_S \geqq 40$ kg/mm²) und Ks 60 ($\sigma_S \geqq 60$ kg/mm²) angewendet. Die Qualität Ks 40 kommt in zwei Varianten vor, entweder in der gewöhnlichen Ks 40 oder in der schweißbaren Qualität Ks 40 S (Tabelle 1).

Tabelle 1. Schwedische naturharte Bewehrungstähle

Bezeichnung	Abmessung d mm	Analyse C %	Si %	Mn %	Sonstiges %	Zugprobe d mm	σ_S kg/mm²	σ_B kg/mm²	δ_{10} %	Biegeprobe 180°	Bemerkungen
Ks 40	6—32	0,3—0,5	~0,3	~0,5	—	≦18	40	—	15		Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 6,25 %.
						18—30	38	—	15	$R = 2{,}5\,d$	
		max.				> 30	36	—	15		
Ks 40 S	6—32	0,28	~0,5	~1,3	—	≦18	40	—	15	,,	,,
						18—30	38	—	15	nach	Schweißbarer Stahl.
						> 30	36	—	15	Alterung	
Ks 60	6—16	~0,45	~1,7	~0,8	—		60	—	12	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 12,5 %.
		~0,45	~1,3	~1,3	—		60	—	12		

Naturharte Spezial-Bewehrungstähle der Fagersta Bruks AB

		max.									
Ks 40 CD[1])	6—32	0,20	~0,3	~0,8	Kleine Zusätze von karbid- und nitridbildenden Elementen	≦18	40	—	15	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 6,25 % und mit verbesserter Kaltzähigkeit und Schweißbarkeit.
						18—30	38	—	15	nach	
						> 30	36	—	15	Alterung	
Ks 60 CD[1])	6—16	~0,45	~0,3	~0,8	Zusätze wie oben		60	—	12	$R = 2{,}5\,d$	Warmgewalzter Rippenstahl mit spez. Rippenquerschnitt > 12,5 % und mit verbesserter Kaltzähigkeit.
CD 80[2])	26	~0,25	~0,3	~0,7	Cr 0,5 + Zusätze wie oben		80	105	7	—	Warmgewalzter geglühter Rundstahl für vorgespannte Konstruktionen, z. B. System Dywidag etc.
CD 90[2])	26	~0,25	~0,3	~0,7	Cr 2,3 + Zusätze wie oben		90	120	7	—	

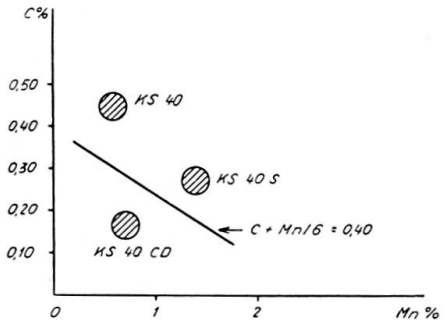
[1]) Spezialstahl (Feinkornstahl) wird in betriebsmäßigem Maßstabe hergestellt.
[2]) Probeschmelzen für Versuchslieferungen.

Für vorgespannte Konstruktionen werden sowohl kaltgezogener Draht mit 2 bis 7 mm ⌀ als auch kaltgereckte Rundstähle schwedischer oder ausländischer Herstellung verwendet.

In Schweden sind seit mehr als fünf Jahren Entwicklungsarbeiten im Gange, um die Zähigkeit und die Schweißbarkeit oder nur diese für sich bei Stählen im naturharten Zustande zu verbessern. Durch «Impfung» mit karbid- und nitritbildenden Zusätzen bei der Erschmelzung der Stähle erhalten diese eine Feinkornstruktur, wodurch sowohl die Streckgrenze als auch das Verhältnis σ_S/σ_B stark erhöht und gleichzeitig die Zähigkeit und Schweißbarkeit wesentlich verbessert werden. Die Analysen dieser neuentwickelten CD-Stähle (CD = cold ductile) gehen aus der Tabelle 1 hervor. Die Wirkung der CD-Behandlung auf die Zähigkeit und Schweißbarkeit ist aus den Tabellen 2 und 3 sowie aus Diagramm 4 ersichtlich.

Tabelle 2. Schweißbarkeit der Bewehrungsstähle Ks 40, Ks 40 S und Ks 40 CD

Bei Kohlenstoff-Manganstählen wird die Grenze zwischen gut oder schlecht schweißbaren Stählen ungefähr durch die Ungleichung $C + Mn/6 \lesssim 0{,}40\,\%$ angegeben. Die schwedischen Rippenstähle mit $\sigma_S = 40$ kg/mm² können in dieser Beziehung auf folgende Weise klassifiziert werden.



Die Feinkornbehandlung durch die CD-Methode ermöglicht bei gleicher Forderung für die Streckgrenze $\sigma_S \geqq 40$ kg/mm² einen niedrigeren Wert C + Mn/6 einzuhalten und dadurch die Schweißbarkeit zu verbessern.

Fagerstas Rippenstahl Ks 60 CD wird seit einigen Jahren betriebsmäßig laufend hergestellt und hat sich in der Praxis ausgezeichnet bewährt. Dieser Rippenstahl ist auch bei niedriger Außentemperatur (−20° C) biege- und rückbiegesicher. Die Herstellung dieses Stahles ist in wirtschaftlicher Beziehung günstig, da durch die CD-Behandlung entsprechende Mengen an Si und Mn eingespart werden.

Die Qualitäten CD 80 und CD 90 wurden als Versuchsschmelzen in begrenztem Umfange hergestellt. Die technischen Eigenschaften dieser Werkstoffe sind ausgezeichnet, was durch zahlreiche Versuchsergebnisse bestätigt wurde. Unter den gegenwärtigen Verhältnissen liegen jedoch die Herstellungskosten für diese Qualitäten noch etwas zu hoch, um mit kaltverformten Stählen mit $\sigma_S \geqq 80$ kg/mm² in allen Fällen konkurrieren zu können.

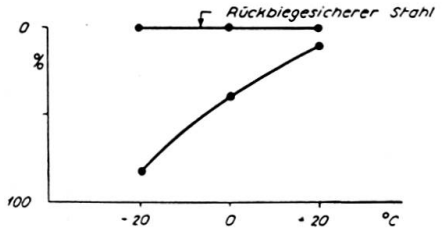
Tabelle 3. Alterungsbiegeprobe

Stahl		Biegeprobe
Ks 40 S Ks 40 CD	Der Rippenstahl wird 10 % kaltgestreckt danach bei 250° C 1 h gealtert	180° R = 2,5 d kein Bruch oder Risse

Die Biegeprobe wird bei Raumtemperatur ausgeführt.

Alterungsrückbiegeprobe

1. Biegeprobe 45° R = 5 d bei Prüftemperatur bzw. −20°, 0°, +20° C.
2. Alterung in kochendem Wasser während 1 h.
3. Rückbiegung 22,5° bei Prüftemperatur bzw. −20°, 0°, +20° C; kein Bruch oder Risse. 10—20 Probestäbe pro Temperatur. Sollten Brüche auftreten, kann das Ergebnis der Prüfung in folgendem Schaubild dargestellt werden:



Die *Spezial-Rippenstähle Ks 60 CD und Ks 40 CD* der Fagersta Bruks AB sind auf Grund der besonderen Herstellung *rückbiegesicher*.

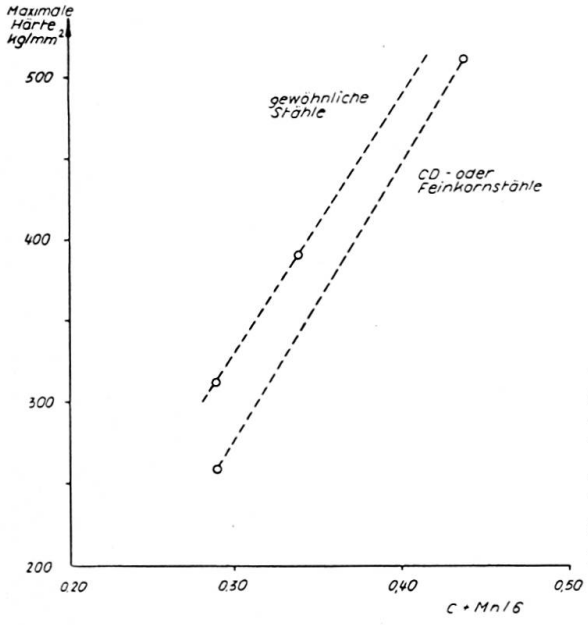


Diagramm 4. Die maximale Härte als Funktion von $l + Mn/6$ (gemäß der Methode von ESAB).

Die maximale Härte ist der ESAB-Methode nach die höchste Härte, die im Werkstoff nach dem Schweißen entstehen kann.

Als besondere Kennzeichen dieser CD-Stähle mit extremen Streckgrenzwerten im warmgewalzten, geglühten Zustand kann man die gute Ermüdungsfestigkeit, den stabilen Wert des Elastizitätsmoduls bei gleichzeitig guter Zähigkeit hervorheben.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt Stähle, die durch ein besonderes metallurgisches Herstellungsverfahren bei niedrigen Legierungsgehalten eine hohe Streckgrenze sowie ein hohes Streck-/Bruchgrenzenverhältnis erhalten. Hierdurch entsprechen diese Stähle weitgehenden Forderungen in bezug auf Zähigkeit (Biegbarkeit) und Schweißbarkeit.

Summary

The steels described are slightly alloyed and are obtained by a special metallurgical process. They have a high yield limit and the ratio between this limit and the failure stress is also high; hence, they fully satisfy the requirements in regard to toughness (folding) and weldability.

Résumé

Les aciers décrits sont faiblement alliés et obtenus par un procédé spécial d'élaboration métallurgique; ils présentent ainsi une limite élastique élevée, dont le rapport à la résistance de rupture est également élevé. Ces aciers satisfont par là largement aux exigences relatives à la ténacité (pliage) et à la soudabilité.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI9

Ausstellungspavillon: Stahlkonstruktion der Gitterschale der Dachkuppel

Exhibition Pavillon: Steel Structure of the Lattice Shell for the Domed Roof

Pavillon d'exposition: Ossature métallique de la coque à treillis formant la coupole de toiture

FERDINAND LEDERER
Prof. Ing. Dr., Brno (CSR)

Für die Brno-Messe wurden auf dem Messegelände in Brno in der Tschechoslowakei mehrere Pavillons aufgestellt. Bei dreien von diesen wurde eine neue Art von Kuppelkonstruktion angewendet, und zwar eine Kugelschale, deren Tragfläche als ein Gitter aus Stahlrohren ausgebildet ist. Bei den drei Ausführungen kamen die kreisförmigen Grundrisse von 24 m und 93,5 m Durchmesser und ein quadratischer Grundriß mit der Seitenlänge von 36,9 m zur Anwendung.

Der Verfasser dieses Artikels hat dieses System entworfen und seine statische Berechnung nach der Membrantheorie der Rotationsschalen entwickelt. Dabei wurde auch die Stabilität gegen Beulung in örtlicher Hinsicht wie auch für die Gitterschale als Ganzes sowie die Stabilität gegen Ausknicken einzelner Stäbe des Gitters in Rechnung genommen. Außerdem wurden auch die Randstörungen des Membranzustandes berücksichtigt. Es ist nicht notwendig, die Rechnungsformeln für die Bestimmung der inneren Kräfte zur drehsymmetrischen Belastung durch Eigengewicht, Schneelast und Ringlast auf dem Laternenringe hier anzuführen; diese können zum Beispiel im Buche «Flächentragwerke» von K. GIRKMANN nachgelesen werden. Es war nur notwendig, die Formeln für die Lösung der antimetrisch wirkenden Windlast auch für eine Kugelfläche mit Laternenöffnung zu ergänzen. Diese Gleichungen lauten:

$$N_\varphi = -\frac{v\,a\cos\vartheta\cos\varphi}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\right],$$

$$N_\vartheta = -\frac{v\,a\cos\vartheta}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)\cos\varphi-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\cos\varphi-\sin^4\varphi\right],$$

$$N_{\vartheta\varphi} = -\frac{v\,a\sin\vartheta}{\sin^3\varphi}\left[(\cos\varphi_0-\cos\varphi)-\tfrac{1}{3}(\cos^3\varphi_0-\cos^3\varphi)\right],$$

wobei N_φ die Meridiankraft, N die Parallelkreiskraft, $N_{\vartheta\varphi}$ die Schubkraft, $2\varphi_0$ den Zenterwinkel des Laternenkreises, ϑ die waagrechte und φ die senkrechte Winkelkoordinate eines Punktes der Schalenmittelfläche, a den Kugelradius und v den spezifischen Winddruck und Sog auf eine senkrechte Ebene bedeuten.

Aus diesen verteilten Schnittkräften können diejenigen Kräfte, die auf einen Knotenpunkt entfallen, bestimmt werden. Um die statisch unbestimmte Aufgabe der Verteilung der inneren Kräfte auf die einzelnen Stäbe zu umgehen, weisen wir die Ringkraft N_ϑ direkt den waagrechten Parallelringen zu, und aus den Meridian- und Schubkräften N_φ und $N_{\vartheta\varphi}$ bestimmen wir die Hauptkräfte nach der bekannten Beziehung

$$N_{1,2} = \frac{N_\varphi}{2} \pm \tfrac{1}{2}\sqrt{4N_{\vartheta\varphi}^2+N_\varphi^2}.$$

Die Zerlegung der Resultierenden v der Hauptkräfte N_1 und N_2 kann man auch graphisch ausführen, wie aus Fig. 1 ersichtlich ist.

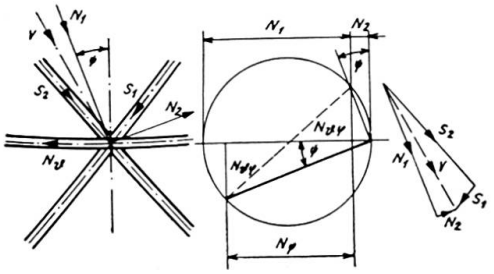


Fig. 1.

Für die Beurteilung der Stabilität der Schalenfläche als Ganzes kann man für die kritische Last der Mittelfläche

$$P_k = 4{,}12\,E\left(\frac{\delta}{a}\right)^2$$

annehmen[1]) und für die örtliche Beulung als ein Durchschlagsproblem aus der quadratischen Stabilitätstheorie findet man den Wert[2]):

$$P_k' = 0{,}365\,E\left(\frac{\delta}{a}\right)^2.$$

---

[1]) V. Kolář: Stabilita rotačních skořepinových kleneb (Die Stabilität der Rotationsschalengewölbe), in Sborník vysoké školy technické v Brně (Sammelschrift der T. H. in Brno), 1951.

[2]) K. Girkmann: Flächentragwerke (Wien 1956): aus Zitierung der fremden Literatur dieses Bereiches.

Nach der ersten Formel bekam man in unserem Falle der Kuppel mit einer Spannweite von 93,5 m einen Sicherheitsfaktor von 20, aus der zweiten Formel ergibt sich eine Sicherheit von nur 1,78, die aber noch gut ausreicht.

Die Biegungsrandstörung kann man hier näherungsweise sehr einfach erfassen. Die Dehnung des Fußringes unter der Wirkung des Axialzuges S_a ergibt sich zu

$$\Delta s_a = \frac{S_a s_a}{F_a E},$$

was eine Vergrößerung des Radius um

$$\Delta r_a = \frac{\Delta s_a}{2\pi}$$

zur Folge hat. Ähnlich verkürzt sich der erste Parallelkreis unter der Wirkung des Axialdruckes S_1 um

$$\Delta s_1 = \frac{S_1 s_1}{F_1 E}$$

und die Verminderung seines Radius ist

$$\Delta r = \frac{\Delta S_1}{2\pi}$$

Die Länge der Lotrechten zur Meridiansehne, welche von diesen Verschiebungen abgeleitet wird (Fig. 2), beträgt:

$$k = k_a + k_1 = (\Delta r_a + \Delta r_1)\cos(90 - \alpha).$$

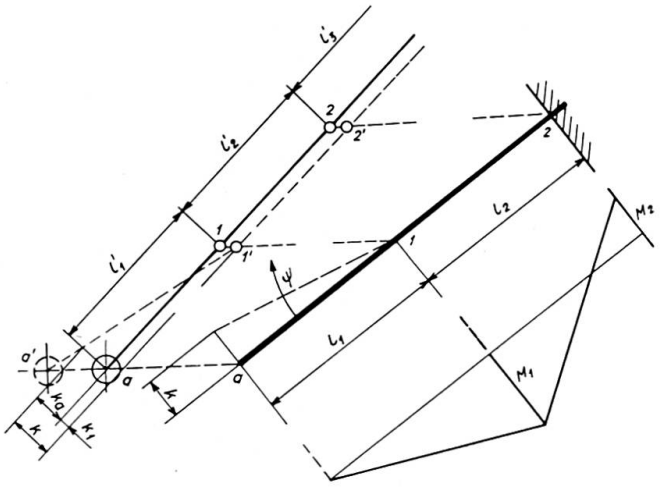


Fig. 2.

Mit Hilfe dieser Lotrechten stellen wir den Stabdrehwinkel im ersten Feld fest. Es ist dann

$$\psi_1 = \operatorname{tg}\psi_1 = \frac{k}{l_1}.$$

Die Stabdrehwinkel in weiteren Feldern sind ohne Bedeutung. Es ist dann

ersichtlich, daß wir für die Diagonalstäbe die Biegungsmomente aus dem Stabdrehwinkel ψ_1 einfach bestimmen können. Wenn wir nur zwei Felder in Betracht ziehen, sind ihre Werte

$$M_{a1} = 0, \qquad M_{1a} = -\frac{12\,EJ}{l_1}\,\frac{k}{4\,l_1+3\,l_2},$$

$$M_{12} = +\frac{12\,EJ}{l_1}\,\frac{1}{4\,l_1+3\,l_2}, \qquad M_{21} = +\frac{6\,EJ}{l_1}\,\frac{k}{4\,l_1+3\,l_2}.$$

Wie allgemein bekannt ist, klingen die Biegungsmomente in weiteren Feldern der Diagonalen sehr rasch ab.

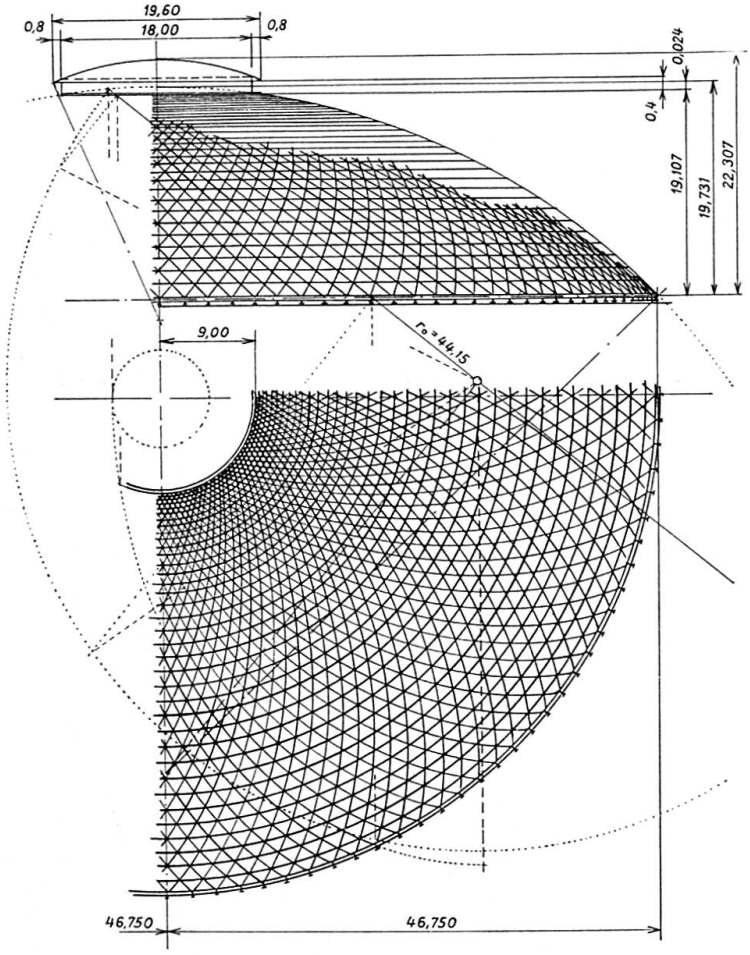


Fig. 3.

Die Schalenfläche ist also nicht vollwandig, sondern als Gitterwerk ausgebildet (Fig. 3). Das Gitter wird aus Stahlrohrstäben gebildet, welche durchlaufend in der Form der Kreislinien in drei Schichten von dem Laternenring bis zum Fußring laufen. Auf diese Weise bekam man ein Dreiecknetz, welches die Innenkräfte beliebiger Richtung in der Mittelfläche der Schale zu übertragen fähig ist. Die drei Stabschichten kreuzen sich in Knotenpunkten, wo sie mittels Schraubenbügel verbunden sind.

Die Herstellung der Gitterschale wurde zum größten Teil mit Hilfe eines einfachen Gerüstes auf dem Boden verwirklicht. Dieser Teil mit einem Durchmesser von 72 m wurde dann in die Sollage von 40 m mit einem Mittelpfeiler hochgezogen (Fig. 4). Der Rest der Gitterschale wurde dann bis zum Fußring ergänzt, welcher vorher auf dem Dache des Pavillons vorbereitet worden war. Jeder der 128 Knotenpunkte auf dem Fußring ist durch ein nur Tangentialkräfte übernehmendes Lager gestützt, so daß auch die Windwirkung direkt auf den Eisenbetonunterbau übertragen wird. Die Herstellung und Montage wurden von der Königsfelder Maschinenfabrik, V.E.B. in Brno-Královo Pole durchgeführt. Bei der Trennung der Kuppel vom Montagepylon betrug die gemessene Senkung des Laternenringes nur 4 mm.

Das freie Gitterwerk wirkt von innen außerordentlich leicht (Fig. 5). Der größte Teil der Dachhaut wurde aus Aluminiumblech gefertigt, während im

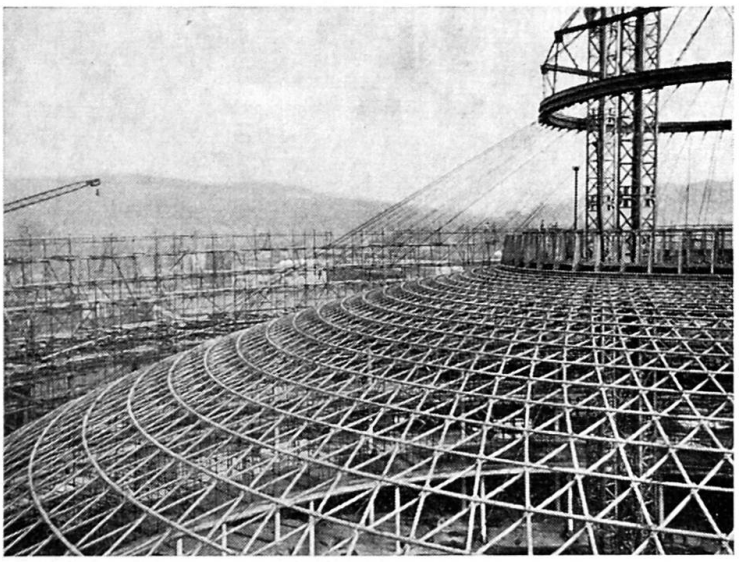


Fig. 4. Hochziehen des fertigen Teiles der Gitterschale.

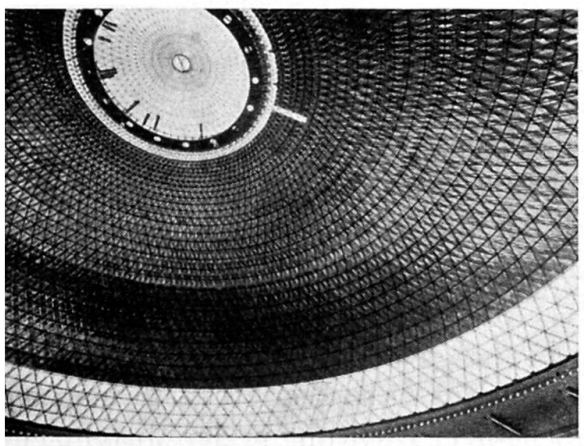


Fig. 5. Blick in die Kuppel nach deren Beziehen mit Dachhaut.

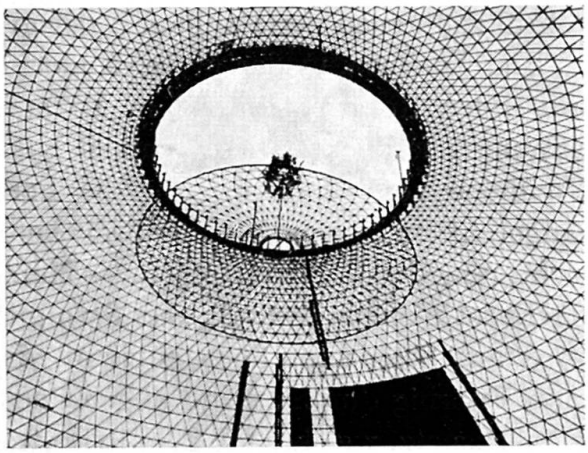


Fig. 6. Hochziehen der Laternenkuppel des größten Pavillons.

unteren Streifen Drahtglas eingesetzt wurde (Fig. 5). Die Laterne mit einem Durchmesser von 18 m wurde mit einer kleinen, ziemlich flachen Gitterschale überdeckt, welche mit einer Kunststoffolie überzogen wurde (Fig. 6). Fig. 7 zeigt die Gesamtansicht des größten Pavillons.

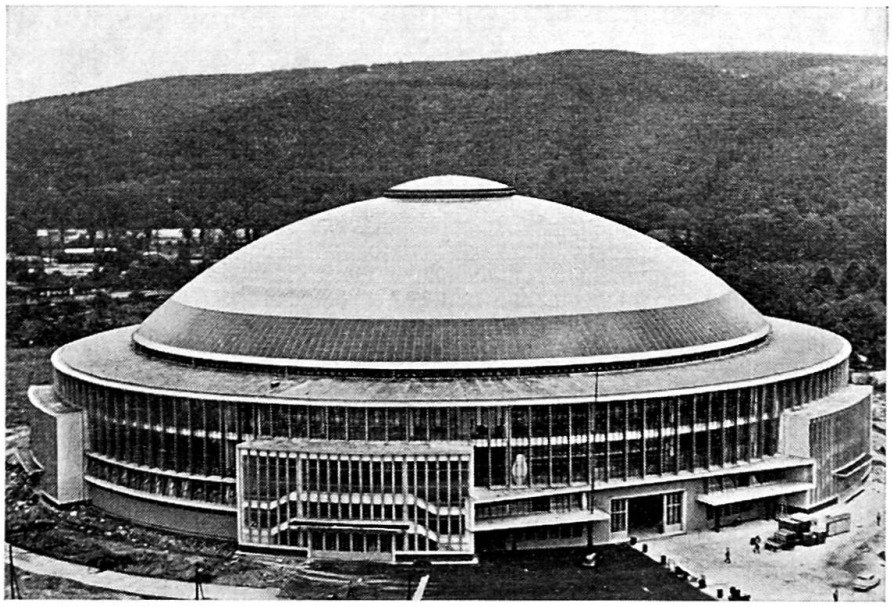


Fig. 7. Der fertige Pavillon «Z», Gesamtansicht.

Das gesamte Gewicht des Stahlmaterials der Schale des großen Pavillons beträgt 220 t, das sind 33 kg/m² des Grundrisses der Kuppel; das Gitter allein wiegt 20 kg/m² der Mittelfläche der Gitterschale.

Zusammenfassung

Beim Bau des Messegeländes in Brno wurden mehrere Pavillons ausgeführt, von denen der Pavillon Z der größte ist.

Der Innenraum der kreiszylinderförmigen Eisenbetonkonstruktion wurde mit einer Rotationskuppel in Form eines Kugelabschnittes mit Laternenöffnung überdeckt. Diese Kuppel hat eine Spannweite von 93,5 m und eine Pfeilhöhe von 19,731 m. Für die Berechnung wurde die Kuppel als Schale aufgefaßt und nach der Membrantheorie der Rotationsschalen unter Berücksichtigung der Randstörungen des Membranzustandes untersucht. Die Schalenfläche ist nicht vollwandig, sondern gitterförmig zusammengesetzt. Das Gitter wird aus Stahlrohrstäben gebildet, die in drei Schichten vom Laternenring zum Fußring durchlaufend angeordnet sind. Auf diese Weise bekam man ein Dreiecksnetz, welches die Schnittkräfte beliebiger Richtung in der Mittelfläche der Schale übertragen kann. In den Knotenpunkten, wo sich die drei Stabschichten kreuzen, werden die Stäbe mittels Schraubenbügel verbunden.

Die Montage ist mit Hilfe eines zentralen Pylons und eines einfachen Gerüstes durchgeführt worden.

Das gesamte Gewicht des verwendeten Stahlmaterials beträgt 220 t, beziehungsweise 33 kg/m² Grundrißfläche der Kuppel. Das Gitter allein wiegt, bezogen auf die Schalen-Mittelfläche, 20 kg/m².

Summary

For the organisation of the Brno Fair several pavillons were constructed, the largest of which is the Z pavillon.

The interior of the reinforced concrete structure, consisting of a circular cylinder, was covered with a dome of revolution having the shape of a segment of a sphere and provided with a central lantern light. The dome has a span of 93.5 m and a rise of 19.731 m. For purposes of calculation, the dome was regarded as a shell and calculated according to the theory of membranes for shells of revolution taking into account the marginal disturbances of the membrane state. The surface of the shell is not a web, but consists of a lattice assembly. The lattice is formed of continuous steel tubes which are arranged in three layers from the lantern-light ring to the outer ring. In this manner, a network of triangles is obtained which is able to transmit in the median layer of the shell the forces from any direction.

At the connecting points where the three layers of tubes intersect, the bars assembled by means of bolted stirrup clamps.

The erection was effected by means of a central pylon and simple scaffolding.

The total weight of steel employed is 220 tons, that is to say 33 kg/m² of the area covered by the dome; the lattice alone weighs 20 kg/m² of the median area of the shell.

Résumé

Sur l'emplacement réservé à la foire de Brno, plusieurs pavillons ont été construits, parmi lesquels le pavillon Z qui est le plus grand.

La construction en béton armé, de forme circulaire, a été recouverte d'une coupole constituée par une calotte sphérique et munie d'un lanterneau central. Cette coupole a une portée de 93,5 m et une flèche de 19,731 m. Pour le calcul, la coupole a été assimilée à un voile mince et calculée d'après la théorie des voiles de rotation, en tenant compte des perturbations marginales de l'état de membrane. La surface de la coupole n'est pas pleine, mais est formée d'un treillis. Ce treillis est composé de tubes métalliques disposés en trois couches et continus de l'anneau de lanterneau jusqu'à l'anneau de base. On a obtenu de cette façon un réseau triangulé qui peut transmettre dans la surface médiane

de la coupole des efforts de directions quelconques. Dans les nœuds, où les trois couches de tubes se croisent, les barres sont assemblées par des étriers boulonnés. Le montage a été exécuté à l'aide d'un pylône central et d'un échafaudage simple.

Le poids total de l'acier utilisé est de 220 t, c'est-à-dire de 33 kg/m² de la surface couverte. Le treillis à lui seul pèse 20 kg/m² de la surface médiane de la coupole.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

I. A. EL-DEMIRDASH
Prof. Dr., University of Cairo, Giza

The experiments carried out by BASLER and THÜRLIMANN show that the initial curvature of the web plate affects its mode of buckling, and that the thin web withstands bigger loads than are given by the existing formulæ. This is due to the support of the flanges and stiffeners, and the fact that the thin web may fail to act as a shear web, but can still resist as a tension-field.

The joint-paper gives, further, the stress distribution in the case of bending. The diagram is straight on the tension side and curved on the compression side. Consequently, the neutral axis is shifted towards the tension flange. This behaviour is equivalent to a variable reduction of the modulus of elasticity for compression, which disappears at the top where the web is supported by the compression flange.

However, there is no information given in the paper of the stress distribution in the case of shear nor in the general case of bending and shear. Here, of course, it is necessary to measure the strains in at least three directions in order to get a complete picture of the stress distribution. In this way, it will be possible to compare the actual behaviour of the web plate with that of a shear web or a tension-field.

It is more than a mere coïncidence that the authors have shared my opinion and prepared a further contribution on the subject for the "Final Report".

Summary

The tests by BASLER and THÜRLIMANN show that thin webs can carry higher loads than indicated by current formulæ. The stresses in the case of bending indicate a curved distribution on the compression side. This behaviour is equivalent to the assumption of a variable reduction of the modulus of elasticity. In order to obtain information on the stress distribution in the general case of shear and bending it will be necessary to measure the strains in at least 3 directions.

Résumé

Les essais de MM. Basler et Thürlimann montrent que des âmes minces peuvent supporter des sollicitations plus élevées que ne l'indiquent les formules usuelles. La distribution des contraintes de flexion n'est pas linéaire dans la région comprimée; ceci correspond à supposer une réduction variable du module d'élasticité. Pour déterminer l'état de contraintes dans le cas général du cisaillement et de la flexion, il sera nécessaire de mesurer les allongements dans trois directions au moins.

Zusammenfassung

Die Versuche von Basler und Thürlimann zeigen, daß dünne Stege größere Lasten zu tragen vermögen als die gebräuchlichen Formeln angeben. Die Spannungsverteilung im Fall von Biegung zeigt einen gekrümmten Verlauf im Druckbereich. Dieses Verhalten ist gleichbedeutend mit der Annahme einer variablen Reduktion des Elastizitätsmoduls. Um Aufschluß über die Spannungsverteilung im Fall von Schub und Biegung zu erhalten, wird es nötig sein, die Dehnungen in mindestens 3 Richtungen zu messen.

On the Problem of Aerodynamic Stability of Suspension Bridges

Contribution au problème de la stabilité aérodynamique des ponts suspendus

Zum Problem der aerodynamischen Stabilität der Hängebrücken

RYSZARD DĄBROWSKI
Dr. Ing., Gdańsk

In connection with the paper by Mr. DELCAMP I take this opportunity to draw your attention once more to the much discussed problem of aerodynamic stability of suspension bridges. This should be done with particular reference to earlier works by HIRAI, presented at the IABSE Congress in Lisbon [1], and by VLASOV, prepared for the Congress of Applied Mechanics in Brussels and republished in the second edition of his well known book [2].

The differential equations of the problem — after differentiation with respect to time and omission of some unimportant terms — can be written according to [2] as follows

$$E J_x \eta^{IV} - H \eta'' - \frac{\gamma F}{g} \omega^2 \eta'' + (M_y \varphi)'' = 0, \tag{1}$$

$$M_y \eta'' + E J_\varphi \varphi^{IV} - \left(G J_d + H \frac{b^2}{4} \right) \varphi'' - \frac{\gamma F r^2}{g} \omega^2 \varphi + k u b^2 \frac{v^2}{2g} \varphi = 0, \tag{2}$$

where η, φ are vertical displacement and rotation of the bridge section respectively.

Eqs. (1), (2) represent equilibrium conditions of vertical forces and torsion moments respectively. Stiffness terms and inertia forces (containing angular frequency ω) are well known, H denotes here total force in two cables. Aerodynamic forces are taken into account in the last term of Eq. (2) according to the negative slope theory:

$$m = C_T(\varphi) u b^2 \frac{v^2}{2g}, \qquad C_T = k \varphi,$$

where denotes: C_T = torsion coefficient, u = air specific weight, b = width of

the bridge section, v = wind velocity, g = gravitational acceleration and k = negative slope constant.

Corresponding equations in [1] are in essentially similar — there are only introduced to Eq. (2): one term due to structural damping and a hypothetical alternating torsion moment corresponding to KÁRMÁN trails action.

In comparison with previous works by BLEICH [3] and STEINMAN [4] the aerodynamic forces in both discussed papers are taken into account in a simplified form. The main new feature of HIRAI-VLASOV equations is the presence of terms containing bending moment about vertical bridge axis, M_y, caused by static action of horizontal wind forces q (Fig. 1). This moment in combination with vertical displacement and rotation gives rise to additional vertical forces and torsion moments — last term in Eq. (1) and first term in Eq. (2) respectively.

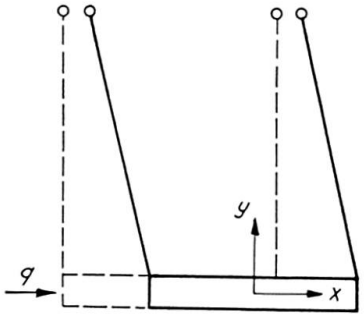


Fig. 1.

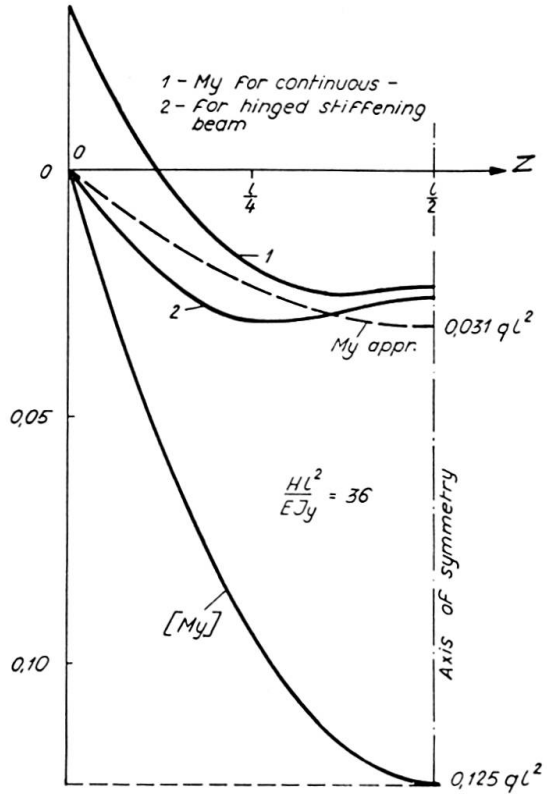


Fig. 2.

It is remarkable that both authors take for M_y moment in a simply supported beam under uniform load, denoted here as $[M_y]$:

$$[M_y] = \frac{q}{2} z\,(l - z)$$

with l as central span length and z = longitudinal axis.

No attention is paid there to following effect (Fig. 1): Horizontal displacement due to static wind action gives rise to horizontal components of hanger forces, which are reducing both displacements and moments. This effect can

be negligible in bridges with a low span to width ratio, as was the case in model tests conducted by Hirai and in many known suspension bridges. The reduction of bending moments is, however, of substantial importance in case of a high span to width ratio (e.g. Tacoma bridge) and in general should not be disregarded [1]).

As stated, the bending moments in Eqs. (1), (2) should be reduced due to the action of restoring forces. The proper evaluation of reduced bending moments M_y is a seperate problem. In this connection publications by SELBERG, THEIMER and TOPALOFF — see [6] — should be mentioned. For the purpose of these remarks, however, a simple relation as a rough approximation for M_y can be given:

$$M_{y\,appr} = [M_y] \frac{1}{1 + 0{,}083\, H\, l^2 / E\, J_y}, \tag{3}$$

where $E\,J_y$ is the horizontal stiffness of the bridge section. This equation was obtained on the assumption that restoring forces are distributed according to a sine curve with maximum value in $l/2$ equal to $8\,H\,\xi/l^2$, combined with following simplified relation: $M_{y\,appr} = [M_y]\,\xi/\bar{\xi}$; $\bar{\xi}$ is horizontal deflection in $l/2$ due to $[M_y]$ and ξ corresponding value due to wind and restoring forces acting together.

The Eq. (3) stresses the importance of the parameter $H\,l^2/E\,J_y$. For great values of this parameter (i.e. for high span to width ratios) the reduction of bending moments increases and reduced values are nearly inversely proportional to this parameter. Accurate distribution of M_y may differ remarkably from that of $M_{y\,appr}$ — maximum values of M_y occurs in general nearer to the quarter points of span and not in $l/2$. Fig. 2 shows actual distribution of M_y, computed in [6] [2]), and approximate parabolic distribution according to Eq. (3) for one parameter $H\,l^2/E\,J_y = 36$. Maximum values of bending moments are, however, in fair agreement. Table 1 gives some corresponding maximum values for comparison [3]).

---

[1]) The computation of the critical wind velocity for the Tacoma bridge was one of the objects in papers under discussion. In this connection it is worthwhile to remember that no precise mesured dates are available for comparison in this case because of some faults in mesuring devices, see [5].

[2]) Values computed in [6] apply exactly to one type of suspension bridges, characterised by a span to cable sag ratio equal 8 and wind acting on cable amounting to 0,1 of the total wind acting on the bridge.

[3]) Values given in table 1 apply to a stiffening beam simply supported in horizontal direction.

The effect of differences in moment distribution can be ascertained on the basis of the method of virtual displacements, applied in [2] for the solution of Eqs. (1), (2). Bending moments appear there in the term

$$\int_0^l M_y\, \eta''\, \varphi\, dz$$

With corrected terms in Eqs. (1), (2) further procedure is as outlined in papers [1], [2].

Table 1

$\frac{Hl^2}{EJ_y}$	Maximum values of	
	$M_{y\,appr.}$ acc. Eq. (3)	M_y acc. to [6]
0	$1{,}0 \cdot ql^2/8$	$1{,}0 \cdot ql^2/8$
36	$0{,}251 \cdot ql^2/8$	$0{,}240 \cdot ql^2/8$
72	$0{,}143 \cdot ql^2/8$	$0{,}146 \cdot ql^2/8$
144	$0{,}077 \cdot ql^2/8$	$0{,}084 \cdot ql^2/8$
288	$0{,}040 \cdot ql^2/8$	$0{,}046 \cdot ql^2/8$

References

1. A. Hirai: Aerodynamic stability of suspension bridges under wind action. 5th Congress of IABSE. Preliminary Publication, p. 213. Lissabon 1956. — Aerodynamische Stabilität von Hängebrücken unter Windbelastung. Bauingenieur 1956, H. 11, p. 412.
2. V. Z. Vlasov: Theory of space vibrations of thinwalled bars and shells as well as aerodynamic stability of suspension bridges. IXe Congrès International de Mécanique Appliquée. Actes vol. VII, p. 519. Bruxelles 1957. — Tonkostennyje uprugije stershni. II ed., Moscow 1959, p. 468.
3. F. Bleich: Dynamic stability of truss-stiffened suspension bridges under wind action. Proc. ASCE, vol. 74 (1948), p. 1269.
4. D. B. Steinman: Aerodynamic theory of bridge oscillation. Proc. ASCE, vol. 75 (1949), p. 1147.
5. D. B. Steinman: Rigidity and stability of suspension bridges. Trans. ASCE, vol. 110 (1945): discussion by F. B. Farquharson on p. 492.
6. B. Topaloff: Stationärer Winddruck auf Hängebrücken. Stahlbau 1954, H. 5, p. 109.

Summary

Attention is drawn to the necessity of taking into account the effect of horizontal components of hanger forces, caused by horizontal displacement of bridge sections, in general equations of aerodynamic vibrations of suspen-

---

indicating that for the most important case of vibrations with two sine half waves of displacement and rotation in central span the values of M_y in $l/4$ add more to total value of this integral, and thus to total effect of bending moments, than those in centre of span.

In many cases, the stiffening beam is acting in horizontal direction as a continuous beam and therefore bending moments M_y are to be below the values of $M_{y\,appr}$ (see Fig. 2). It seems thus justified to use Eq. (3) without further refinements — at least for preliminary calculations.

sion bridges.

An approximate relation for the reduction of bending moments about the vertical bridge axis, comprised in these equations, is given.

Résumé

L'auteur attire l'attention du lecteur sur la nécessité de tenir compte, dans les équations générales relatives aux vibrations aérodynamiques des ponts suspendus, de l'influence des composantes horizontales des efforts dans les suspentes, composantes dues aux déplacements horizontaux du pont.

Il donne une relation approchée quant à la réduction des moments de flexion par rapport à l'axe vertical du pont, moments qui interviennent dans ces équations.

Zusammenfassung

Es wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, den Einfluß der von der horizontalen Verschiebung der Brückenquerschnitte herrührenden Horizontalkomponenten von Hängekräften in allgemeinen Gleichungen der aerodynamischen Schwingungen von Hängebrücken zu berücksichtigen.

Eine angenäherte Beziehung für die Reduktion der in diesen Gleichungen enthaltenen Biegungsmomente bezüglich der vertikalen Brückenachse ist angegeben.

Les contributions suivantes paraissent dans d'autres publications de l'AIPC (voir Préface):

Die an anderer Stelle (siehe Vorwort) veröffentlichten Arbeiten sind die folgenden:

The following papers (see Preface) appear in other publications of IABSE:

Mémoires - Abhandlungen - Publications

Ib	S. O. Asplund, Sweden	Simulation of Shells by Trusses.
	D. C. Drucker, USA	On Structural Concrete and the Theorems of Limit Analysis. (Volume 21.)
VI	M. Novak, ČSR	The Vibrations of Massive Foundations on Soil. (Volume 20.)
	F. Faltus, ČSR	Der Entwurf einer vollwandigen Bogenbrücke über die Moldau.

Bulletin - Mitteilungen No. 19/20

V	J. Doganoff, Deutschland	Kühlturmkonstruktion aus Stahlbetonfertigteilen.
	A. P. Mason, Great Britain	Pipe Bridge at Eaglescliffe over the River Tees.
VI	K. Kondo, K. Ito, M. Naruoka, Japan	On the Construction Work of the Bridge "Nishi-Ohashi".
	K. Billig, Great Britain	Further Developments in Corrugated Concrete Shell Construction.