

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: Reinforced and prestressed concrete

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 23.01.2026

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

**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/cm².

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 enjambe 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 à 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 solidarisisés 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 diamètre¹). 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 pré-contrainte 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. WITTFORT 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 pré-contrainte 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 Rückschlüsse 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 vorgefertigt 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 Biegebungsbeanspruchung 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 Biegebungs- 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 Spannbetontträger 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 Bau-stadien 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/cm^2 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 Bosphorus-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 angeschlossenen 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 $\varnothing$ 7 mm in einer 62-mm-Hülle entwickelt und hergestellt hat¹⁾. 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 WITTFORT 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. EVGRAFF 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 3 mal 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. EVGRAFF 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 Spannungumlagerung 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 heutzutage 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 Rissbildung 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 Raumangel — 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 zielstrebigem 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 Bieungsbeanspruchung 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 surbase-ment 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/cm².

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 considered 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 described¹⁾ 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 diameter²⁾. 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/mm² 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. WITTFORT 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

IV a 1

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.

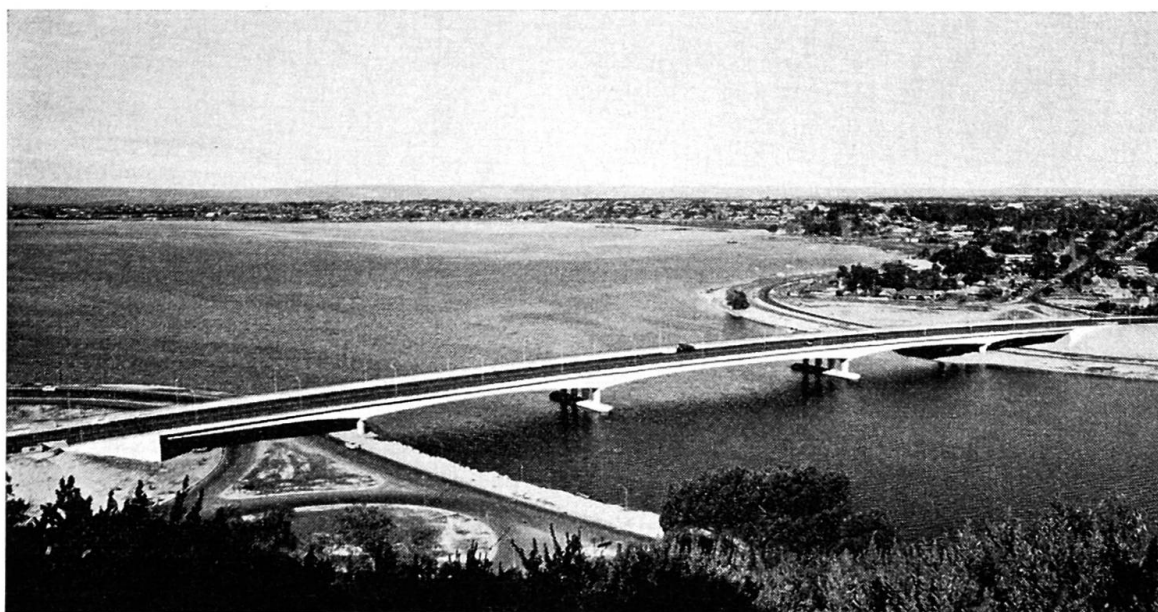


Fig. 1. View of Bridge.

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

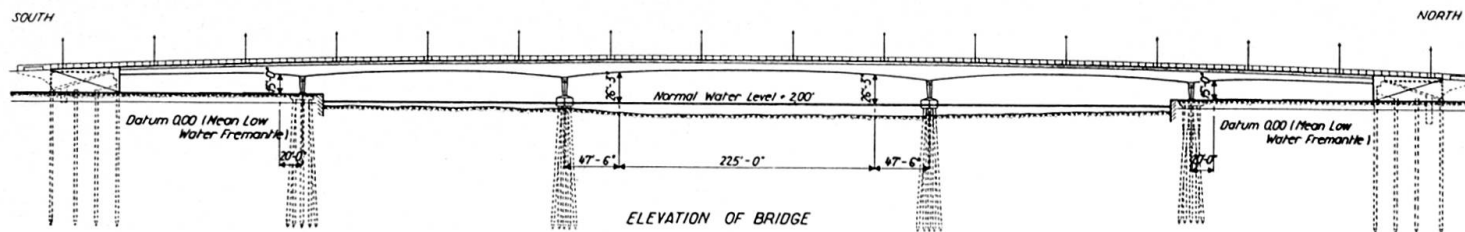


Fig. 2. Elevation.

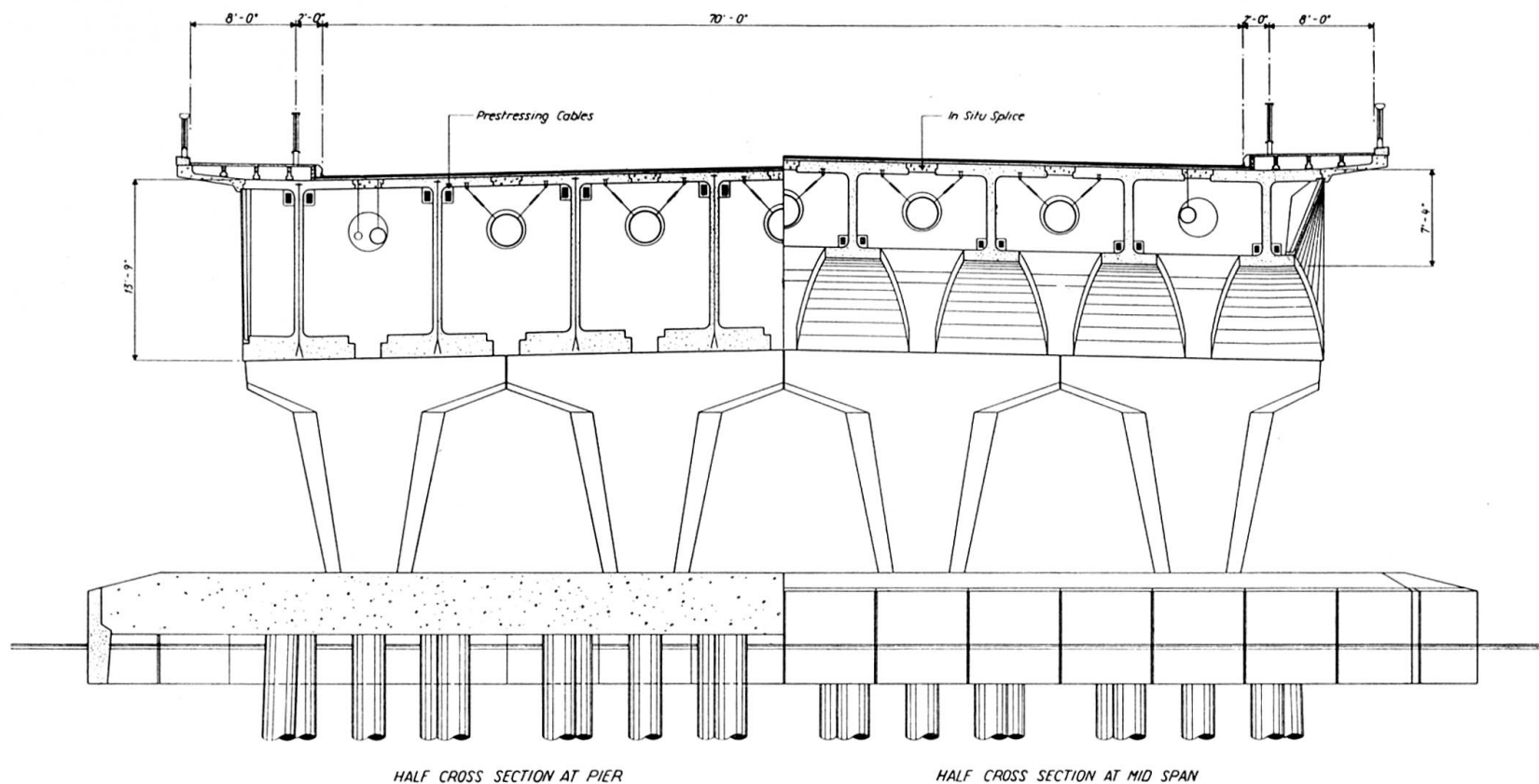


Fig. 3. Cross Section.

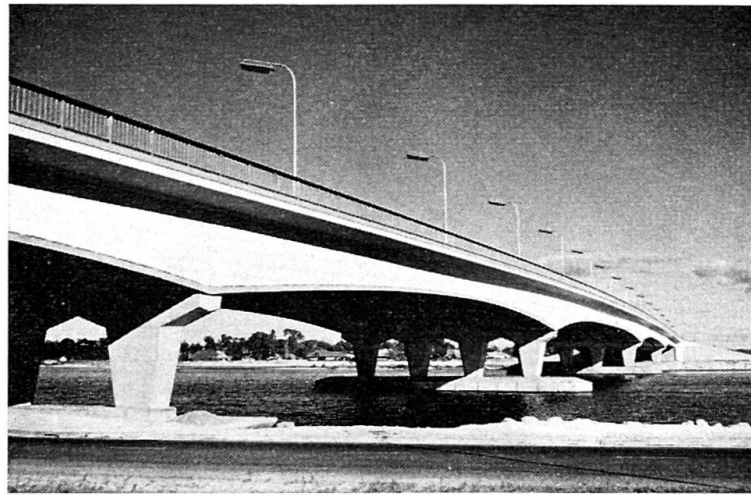


Fig. 4. Side View.

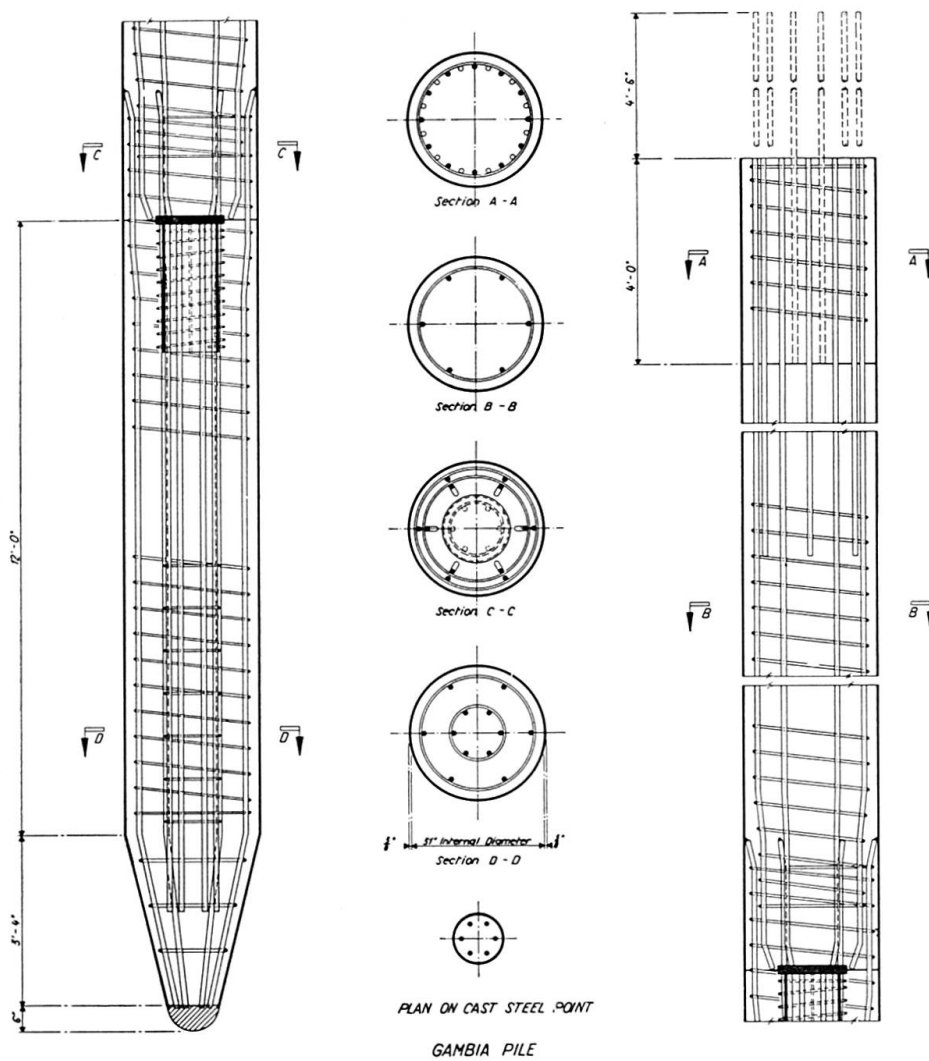


Fig. 5. Gambia Pile.

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

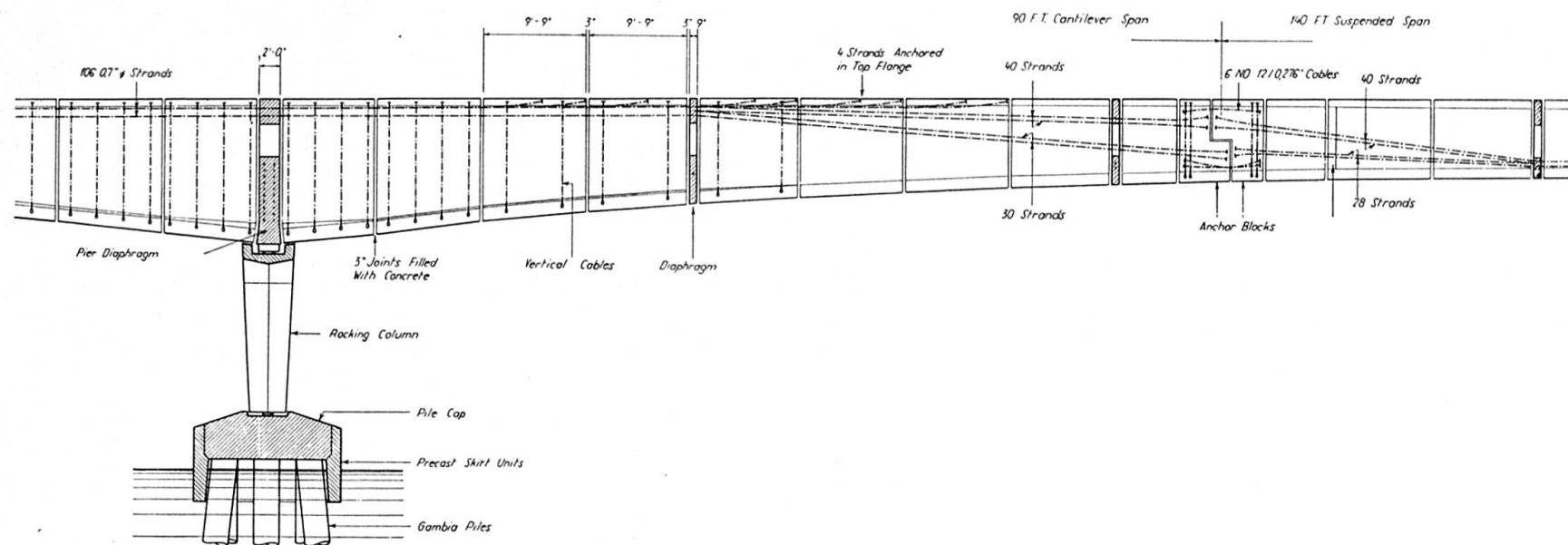


Fig. 6. Sectional Elevation of Main Beam at River Pier.

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-

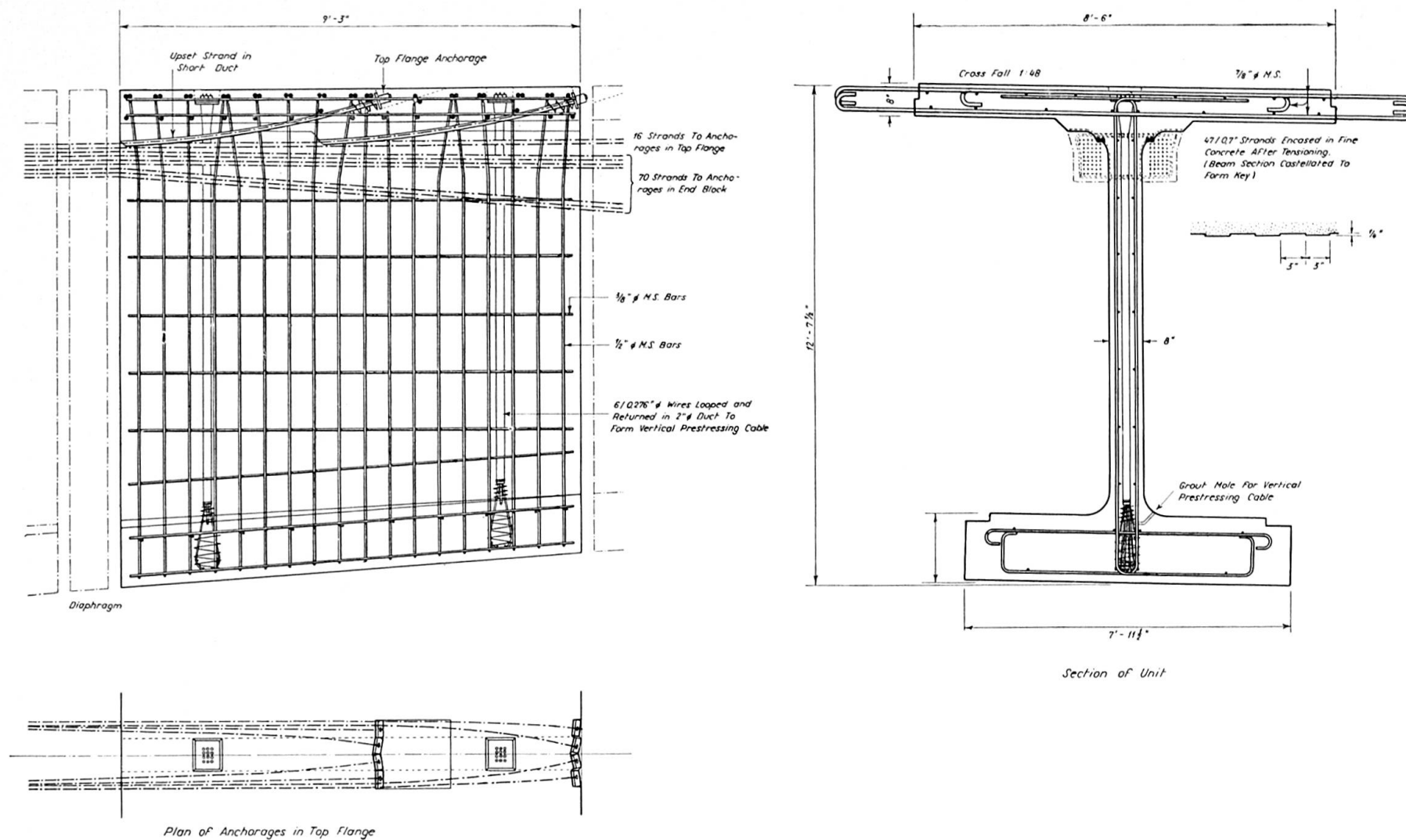


Fig. 7. Detail of Typical Beam Unit.

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, vorgefabrizierte 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 contre-ventements.

Ces deux ponts ont été exécutés selon les études et projets de l'auteur.

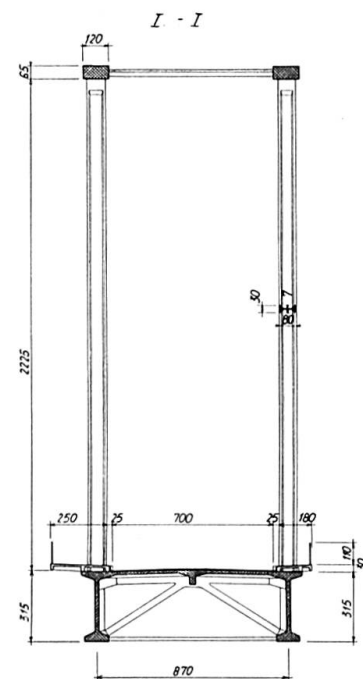


Fig. 1.

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 gunité.

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.

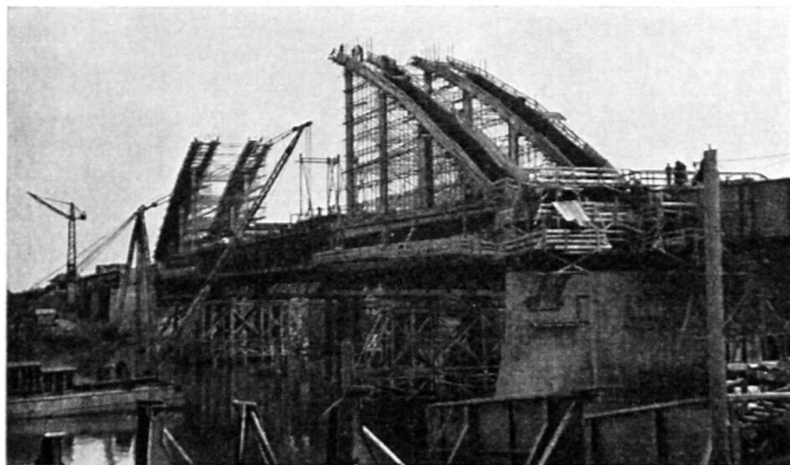


Fig. 3.

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-

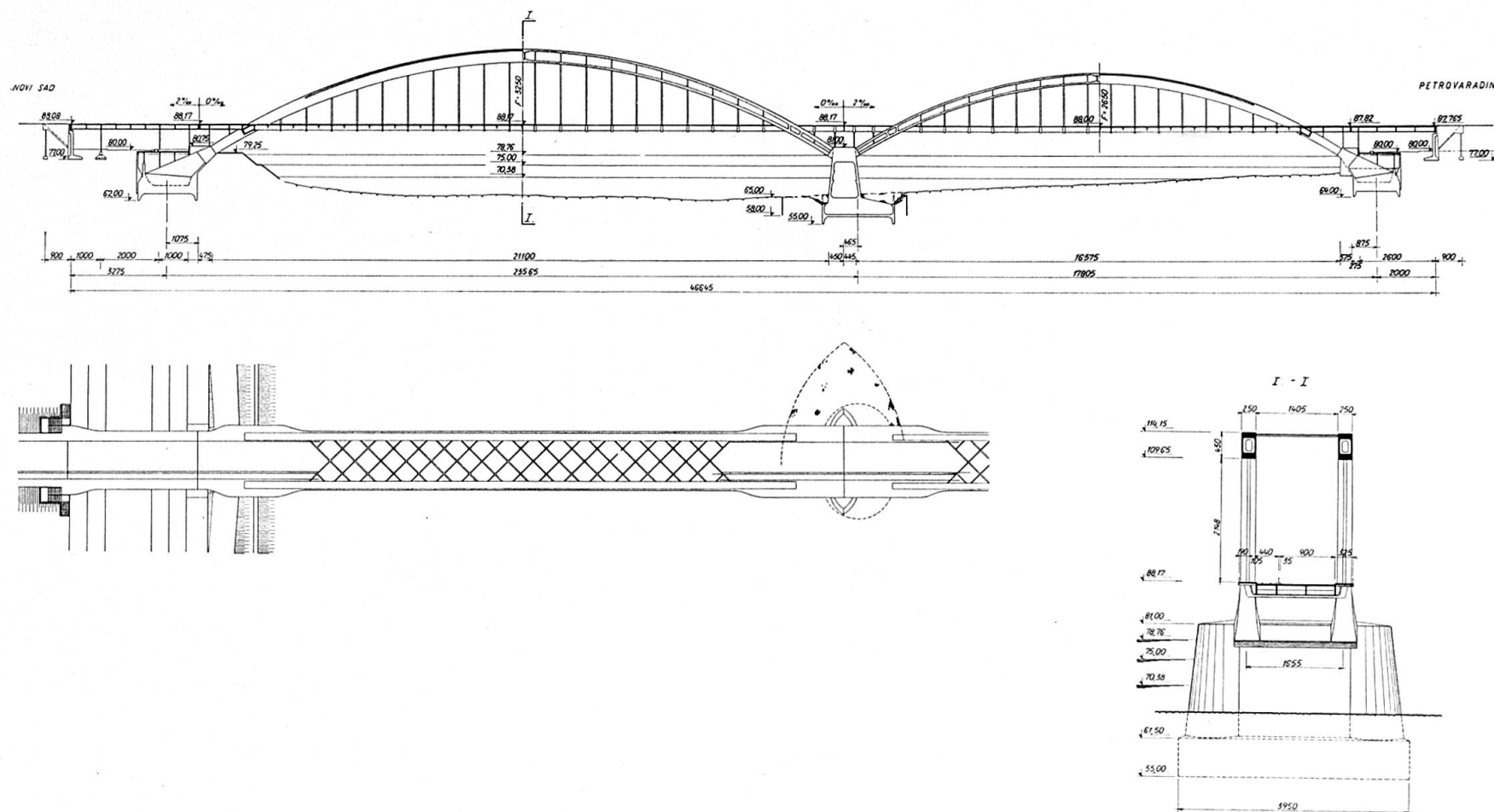


Fig. 5.

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 m², 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

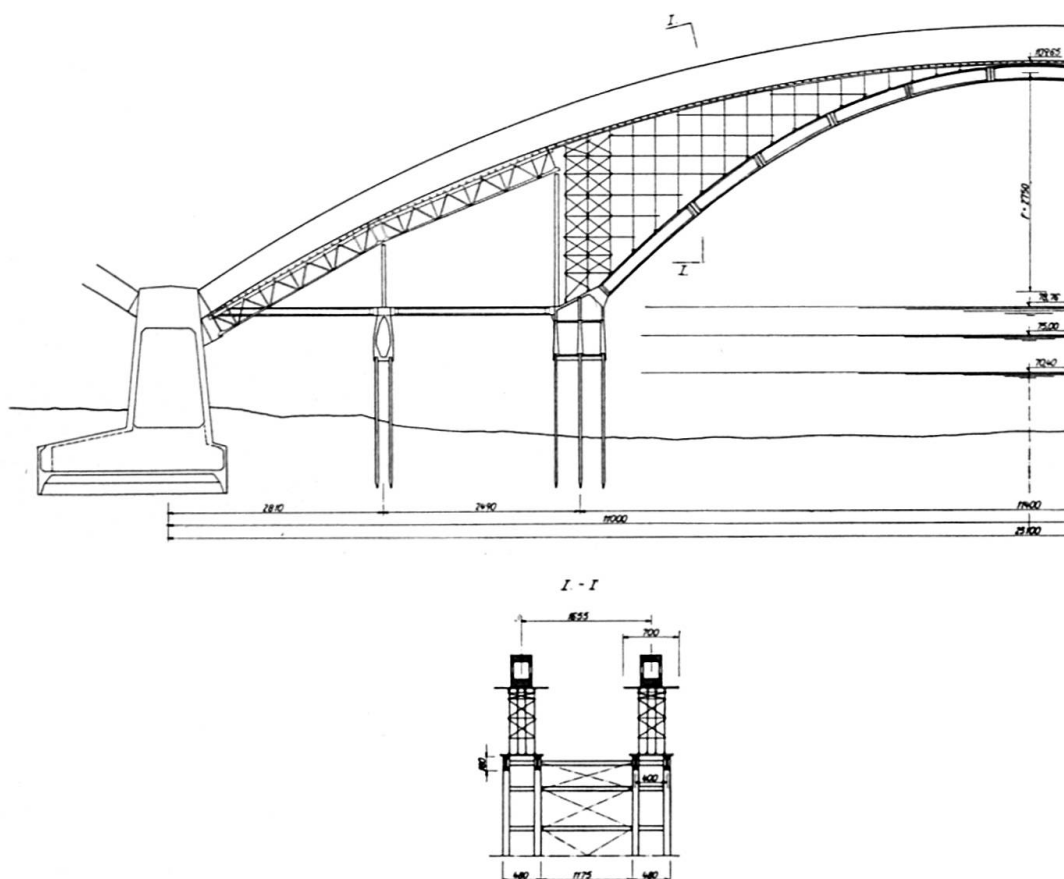


Fig. 7.

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.

IV a3

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

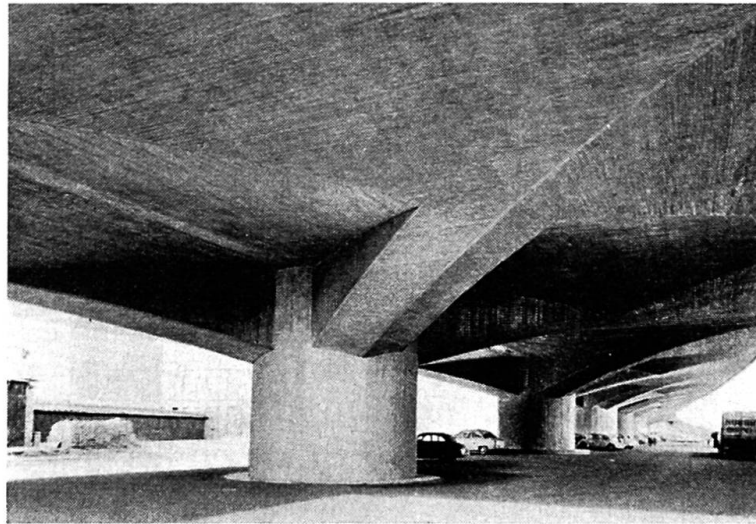


Fig. 2. Hochstraße Ludwigshafen (Untersicht).

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 Viertelpunkte 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 Querkraften ausgebildet.

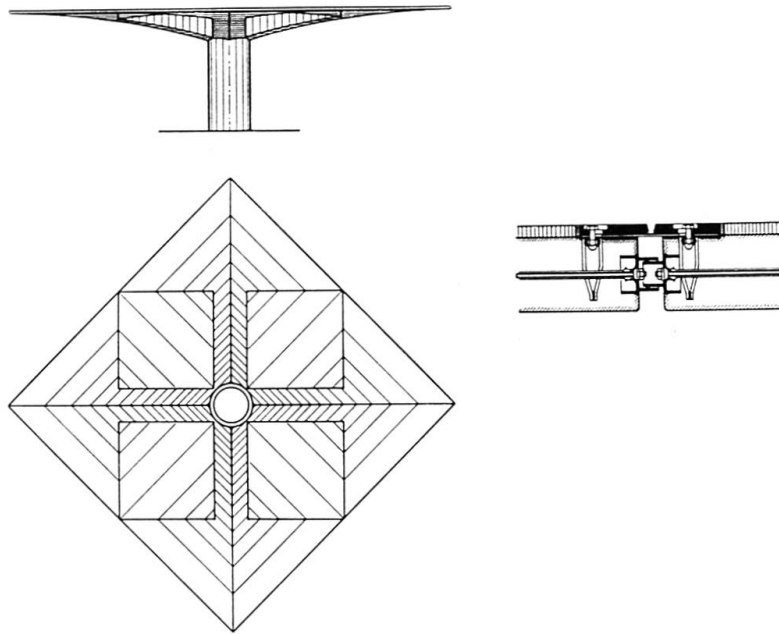


Fig. 3. Ansicht und Untersicht, Detail: Fugenkonstruktion und Endverankerung.

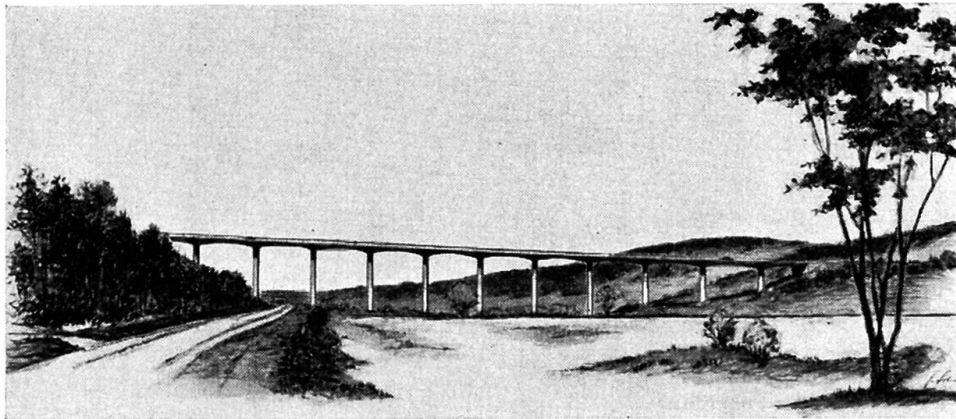


Fig. 4. Fechingertalbrücke (Projekt).

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).

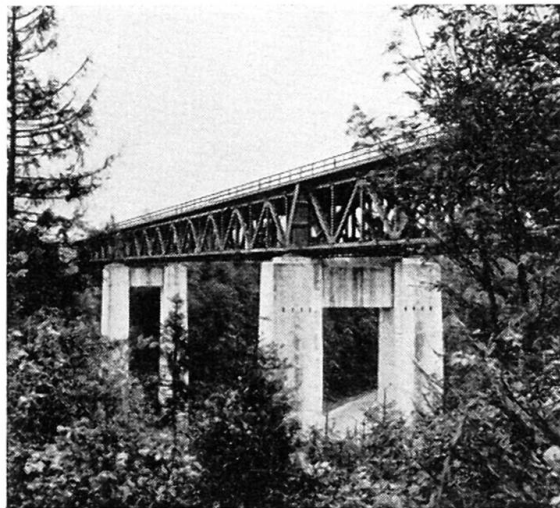


Fig. 6. Mangfallbrücke (Behelfsbrücke).

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

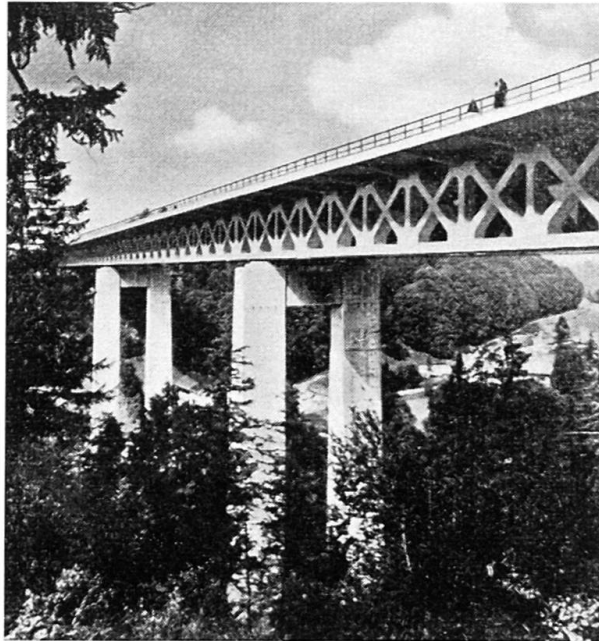


Fig. 7. Mangfallbrücke (Spannbetonbrücke).

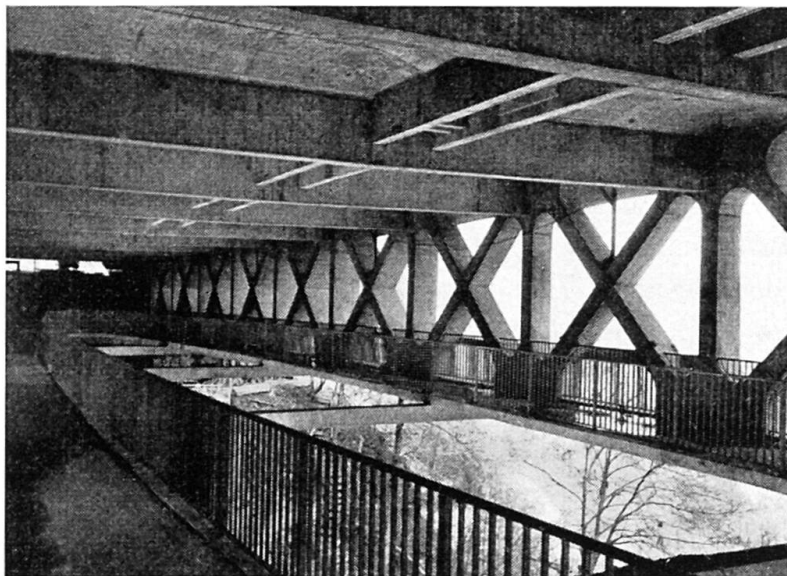


Fig. 8. Mangfallbrücke (Innenansicht).

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, krägt 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

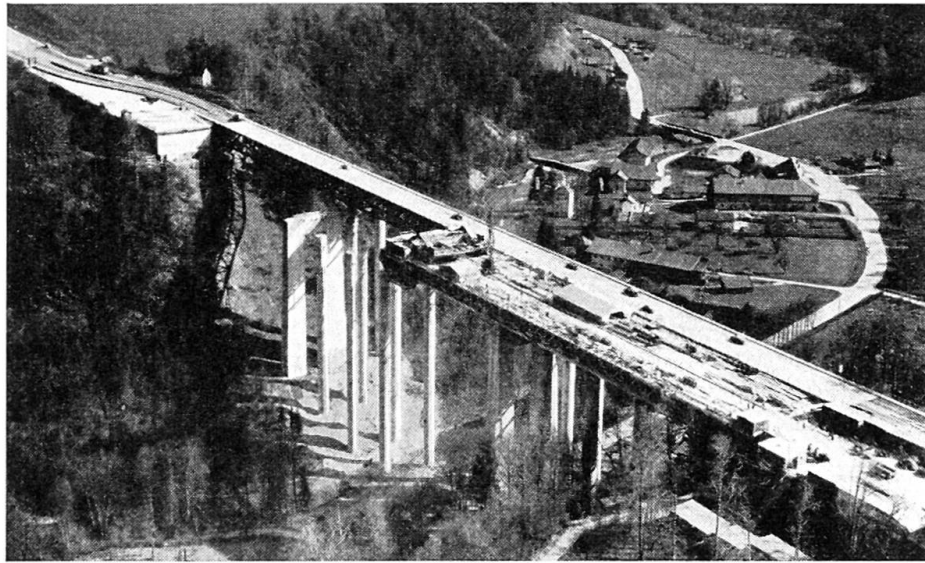


Fig. 9. Mangfallbrücke.

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 $\varnothing$ 26 aufgenommen. Die maximalen Stabkräfte in den Diagonalen betragen 1500 t bei 60 $\varnothing$ 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. Bosphorusbrücke, Projekt (Fotomontage).

Zum Schluß sei es mir gestattet, die Grundlinien eines Vorschlags für die Überbrückung des Bosphorus 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 $\varnothing 26$ 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.

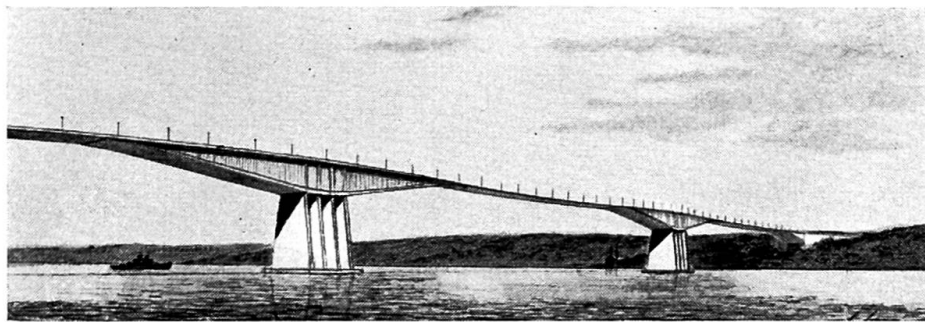


Fig. 11. Bosphorusbrücke, Projekt.

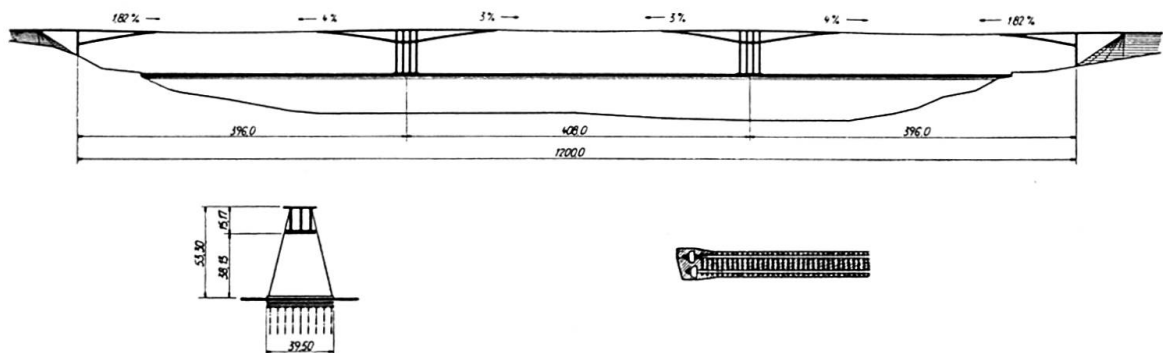


Fig. 12. Bosphorusbrücke (Projekt). a) Systembild, b) Pylon, c) Detail: Spannband im Querschnitt.

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 Brunnen-gründung 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 bestmöglichen 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 Bosphorus 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).

IV a 4

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 Brücken 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 40 000 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.

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.

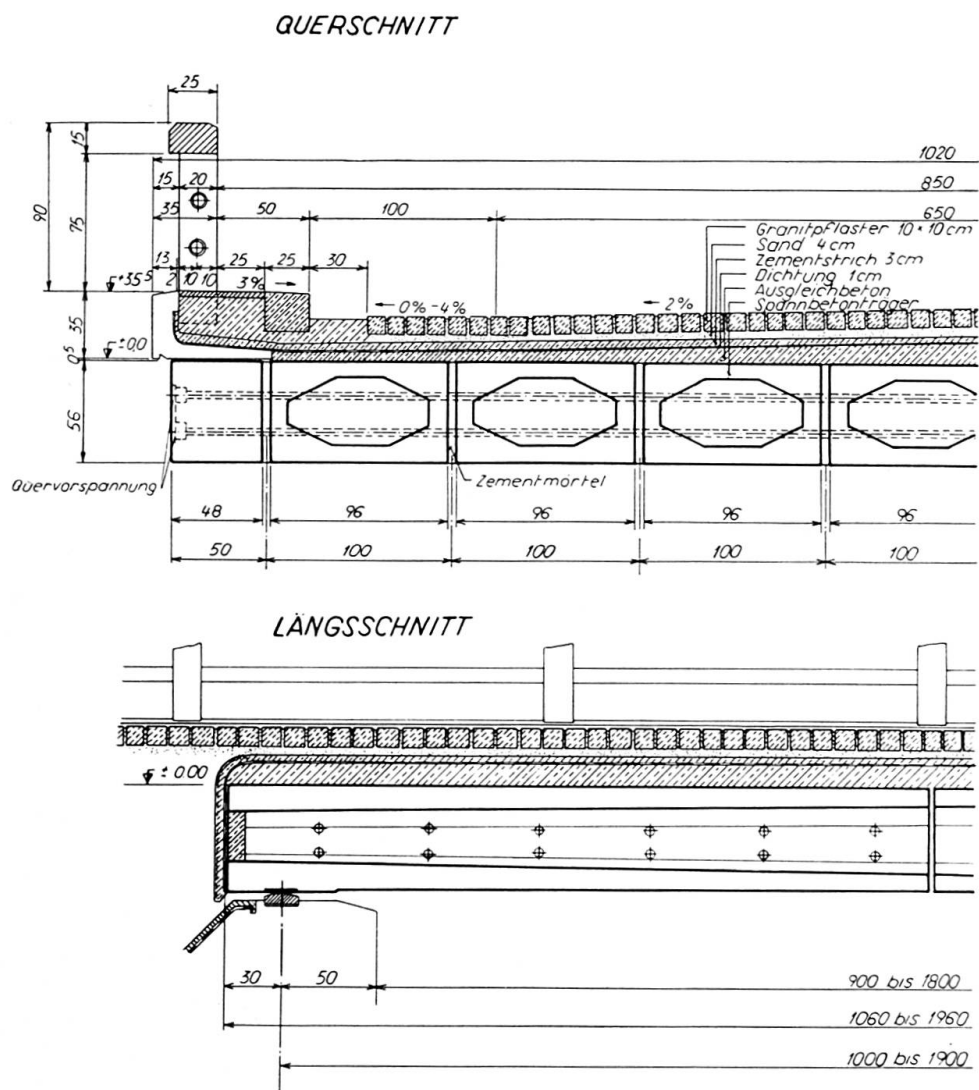


Fig. 3.

Der erste Typ besteht aus Fertigteilen mit geschlossenem Kastenquerschnitt, welche quer zusammengespant 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).

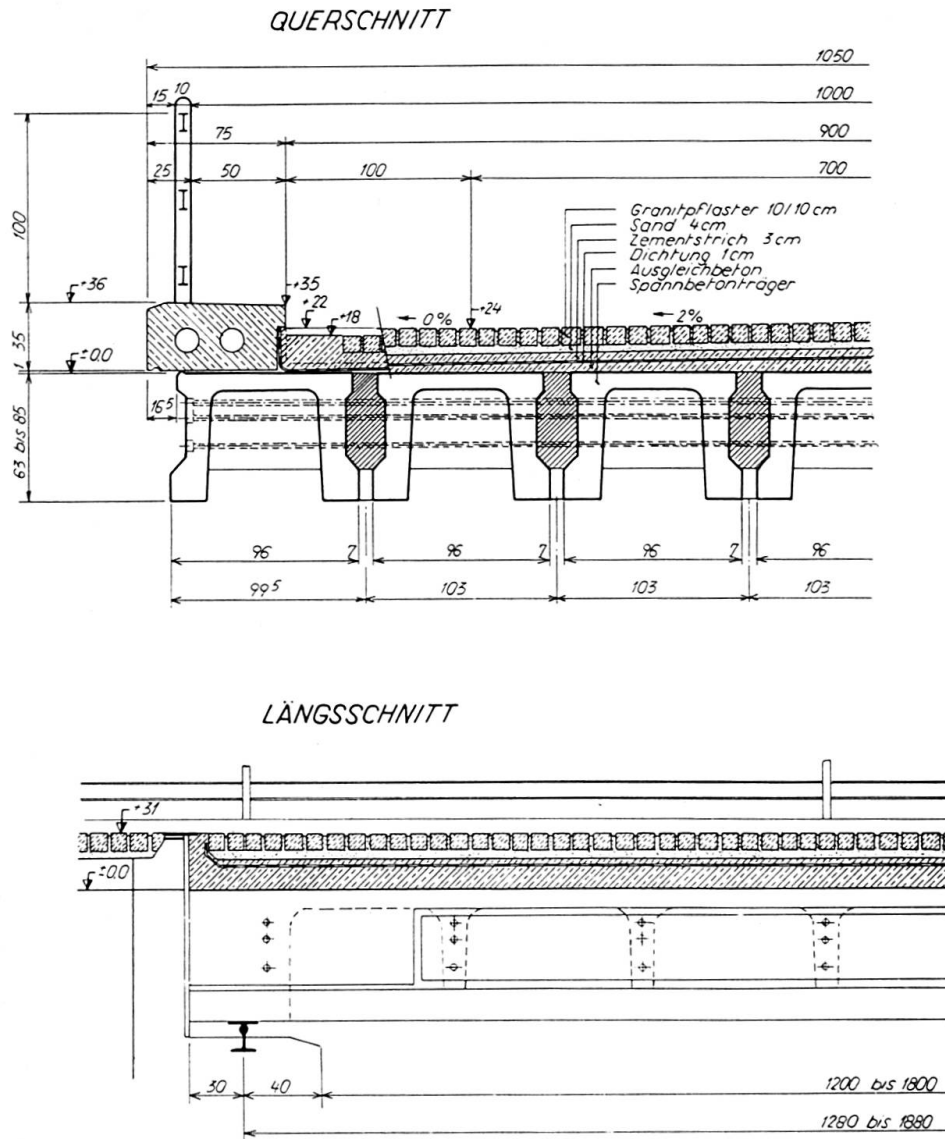


Fig. 4.

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).

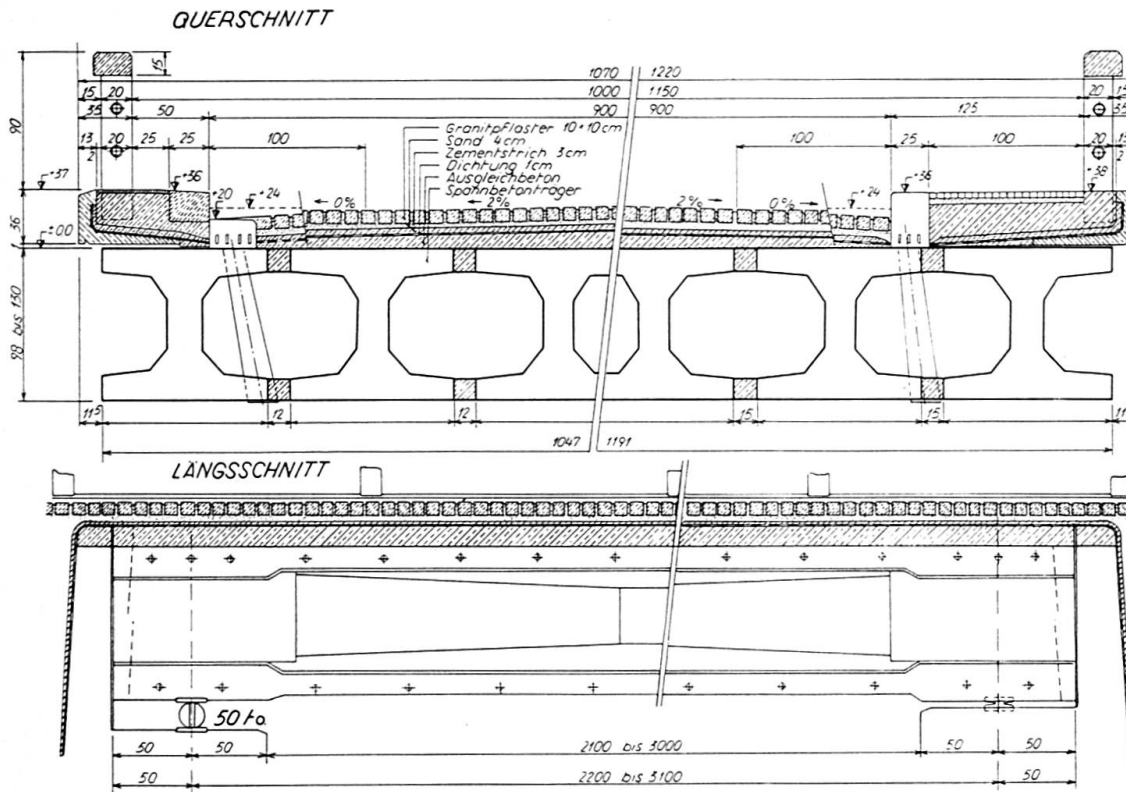


Fig. 5.

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 Spannweiten¹⁾. 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 Trägersoberseite 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.

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 Viertelpunkten.

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 vorgefabrizierte 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-

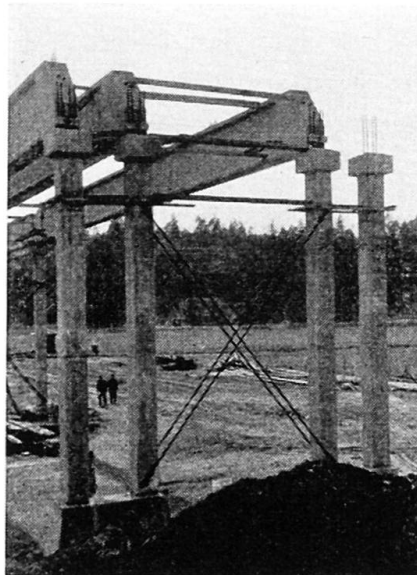


Fig. 2.

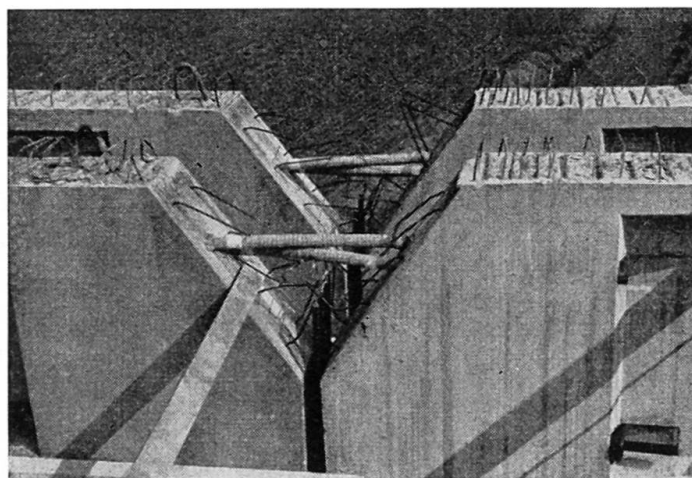


Fig. 3.

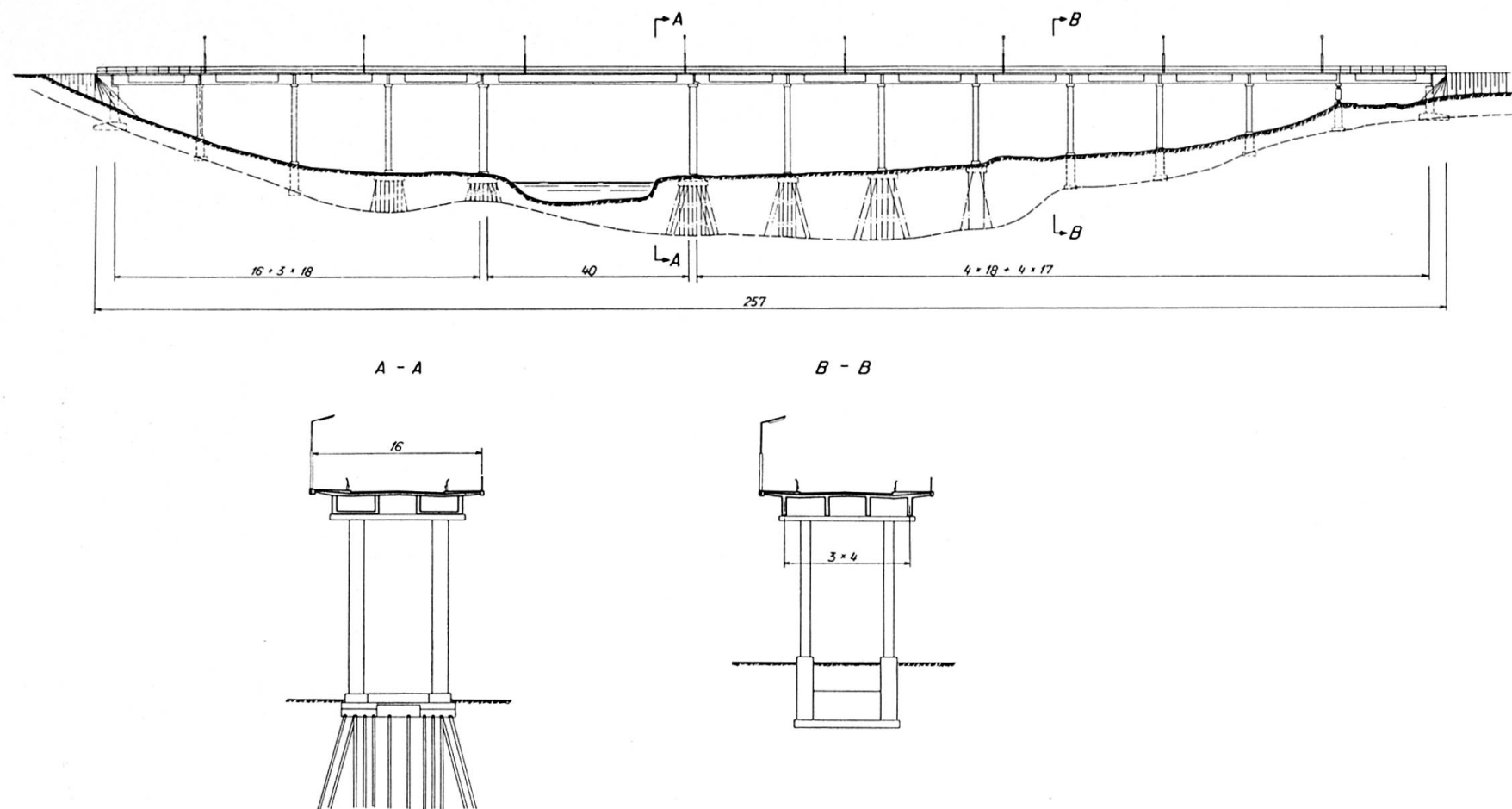


Fig. 4.

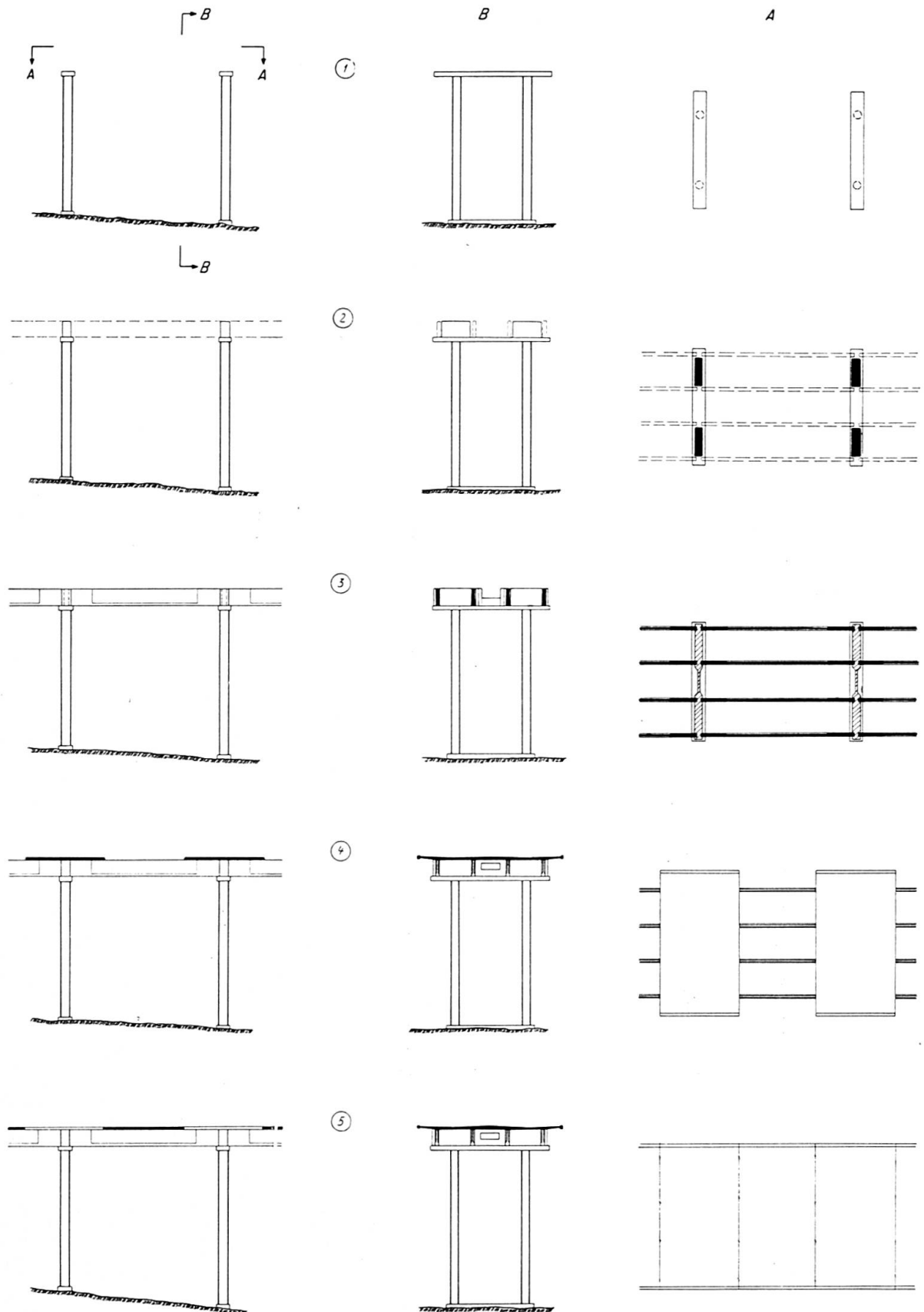


Fig. 5.

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

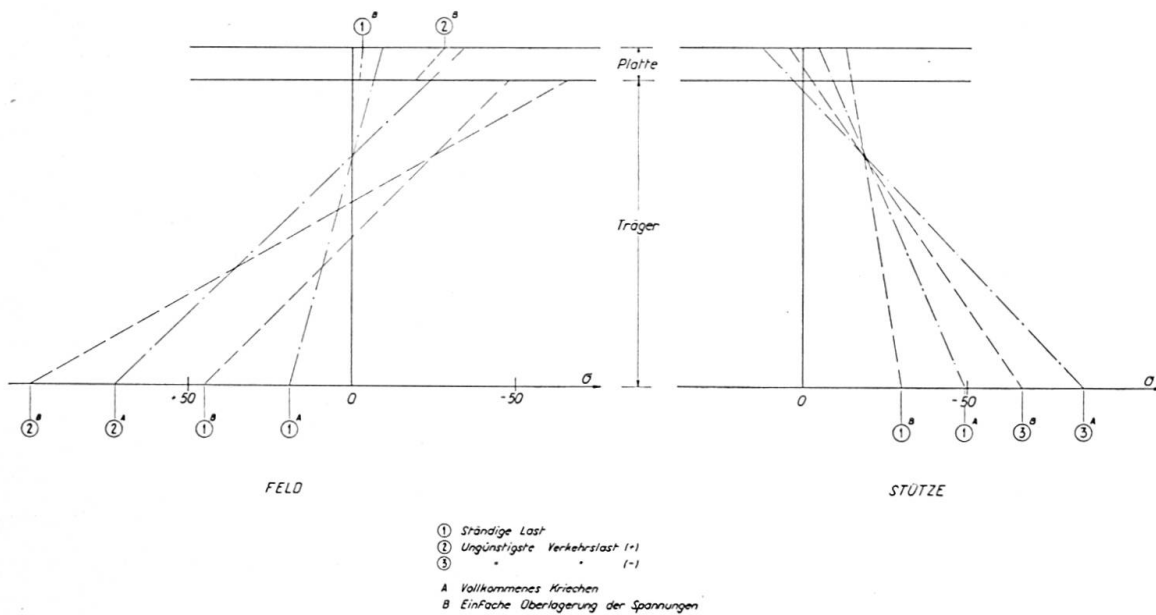


Fig. 6.

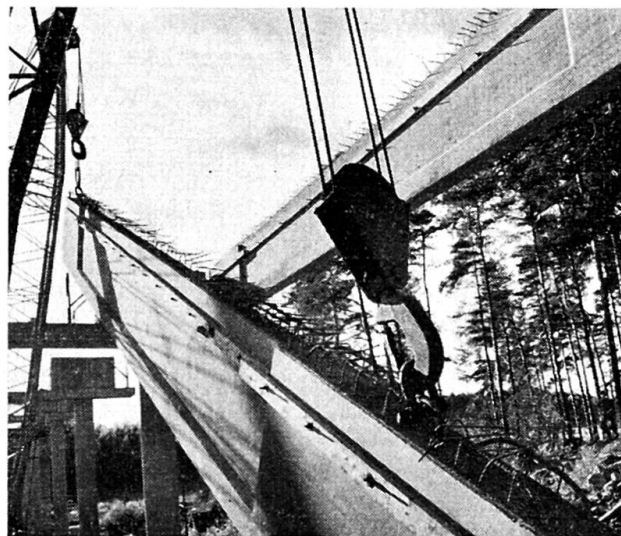


Fig. 7.

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 Brücke²⁾.

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.

IV a6

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:

$$R_{min} = R_0 - 3\sigma; \quad \sigma = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_0)^2}{n-1}}.$$

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

$$F_1(n_1 N_1, n_2 N_2, \dots) \leq F_2(R_1, R_2, \dots)$$

où F_1 désigne la fonction d'action des forces N_1, N_2 avec les coefficients $n_1, n_2 \dots$ de surcharge, et

F_2 , la capacité portante de la construction, qui dépend de la résistance des matériaux, dite de calcul ($R_1, R_2 \dots$), et de facteurs géométriques (aire de section, moment d'inertie, etc.).

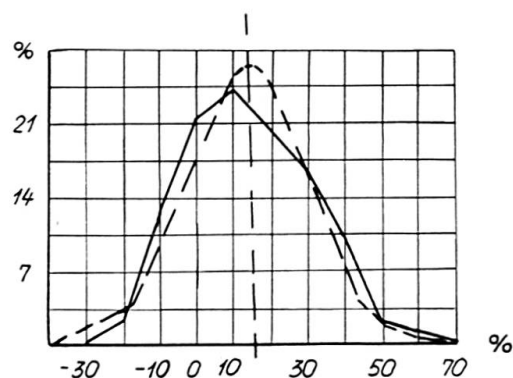


Fig. 1.

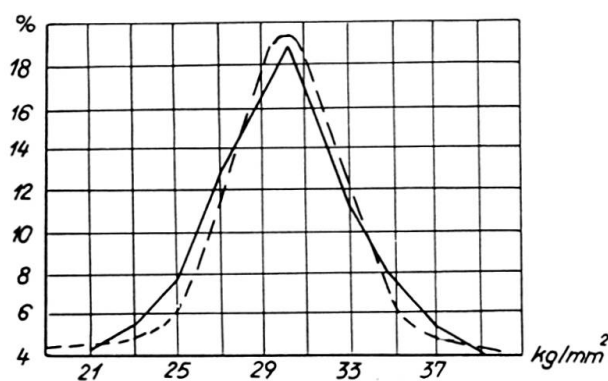


Fig. 2.

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 pré-contraintes — 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):

$$x = \frac{R_a F_a}{k_b b}, \quad M = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right).$$

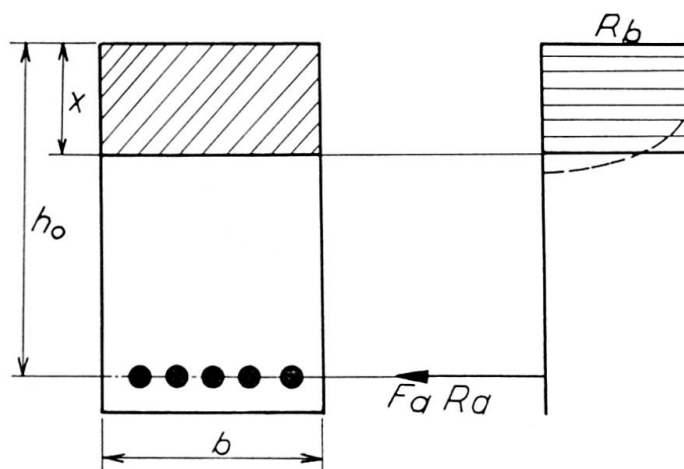


Fig. 3.

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.

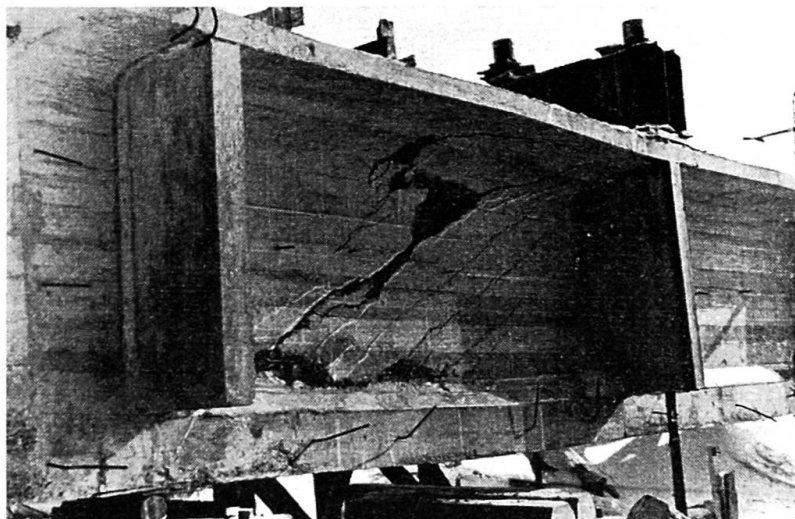


Fig. 5.

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 elastoplastic 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/cm²) 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/cm²), 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

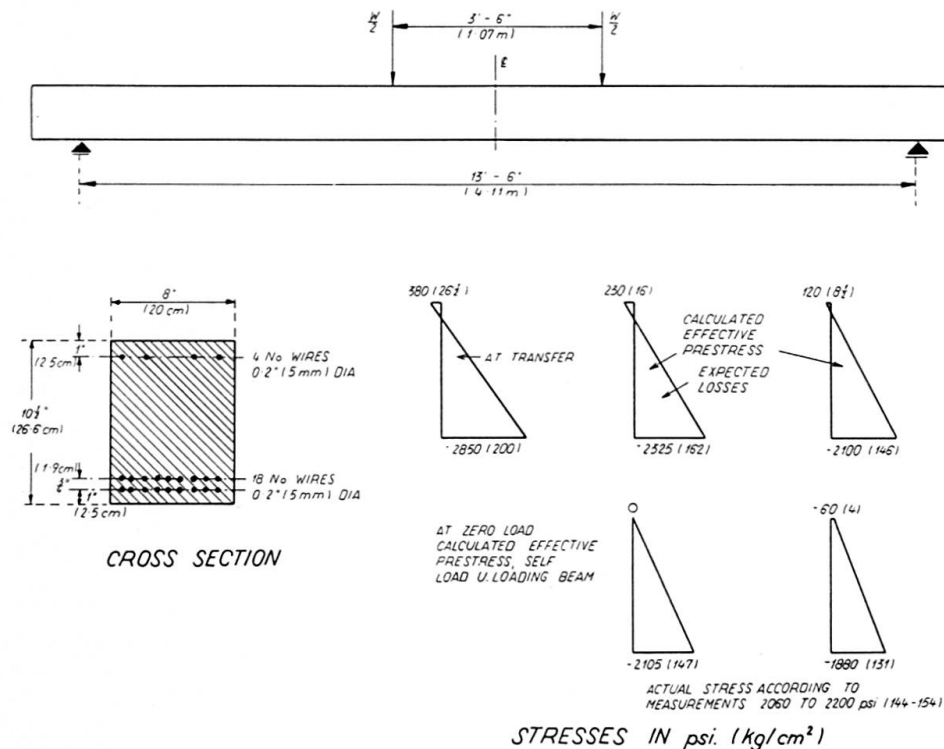


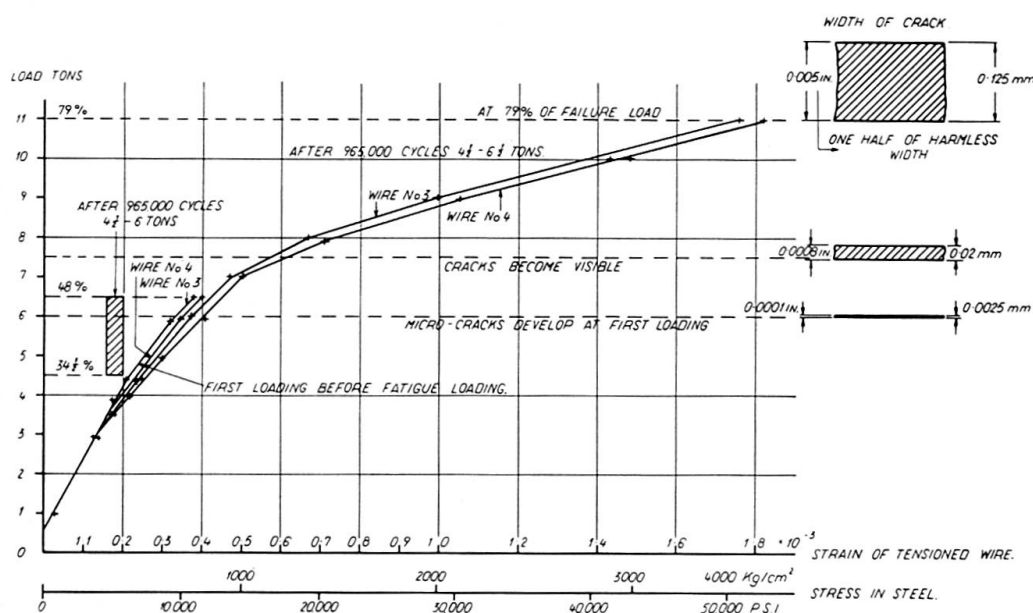
Fig. 1.

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 $4\frac{1}{2}$ and $6\frac{1}{2}$ 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 $7\frac{1}{2}$ 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/cm^2) and the corresponding stress at which cracks became visible amounted to 1145 and 1290 p.s.i. (80 and 90 kg/cm^2). 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

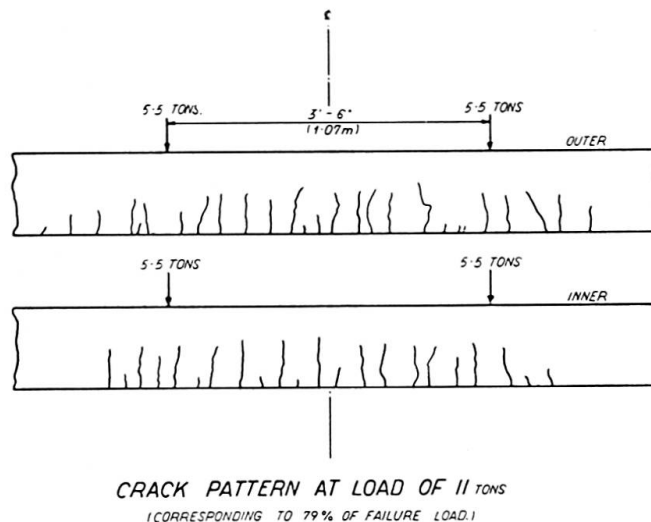


Fig. 3.

to 79 per cent of the failure load. Figure 3 shows the crack pattern of the beam E3 at a static loading of 11 tons after 965,000 cycles between $4\frac{1}{2}$ and $6\frac{1}{2}$ 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 E6 stood up to 99,000 cycles over a large loading range $1\frac{1}{2}$ to $6\frac{1}{2}$ tons, i.e. between 14 % and 48 % of the failure load, corresponding to a stress range of 2,120 p.s.i. (148 kg/cm²) with a maximum tensile stress of about 650 p.s.i. (45 kg/cm²). The beam E.10 was tested solely within the tensile range by applying loads between 5 and $6\frac{1}{2}$ 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

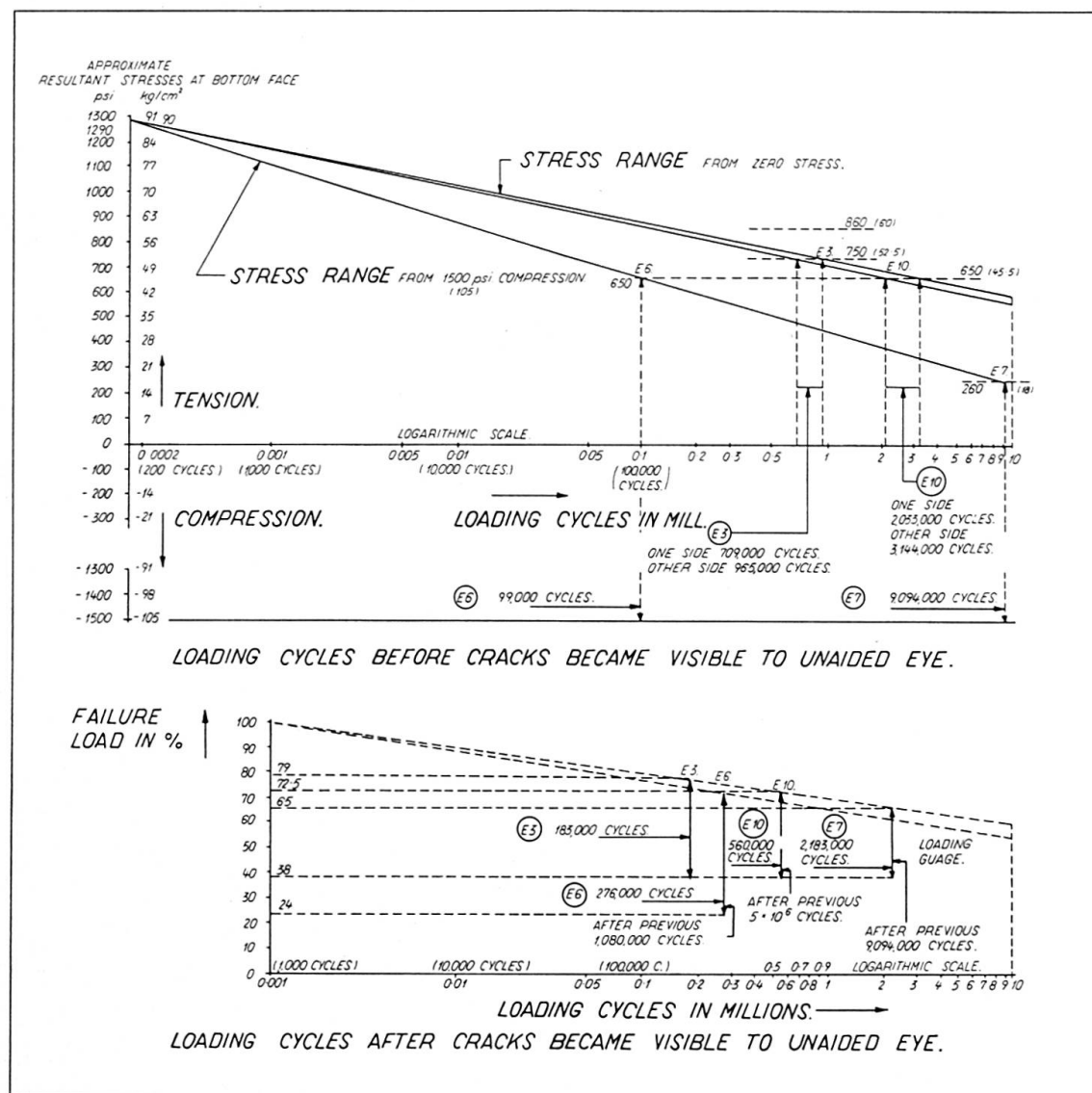


Fig. 4.

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 $65\frac{1}{2}\%$ of the failure load. With the beam E 7, 560,000 cycles occurred between 38 and $72\frac{1}{2}\%$ 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 $72\frac{1}{2}\%$ 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 Gradienten der Brücke im Grund-

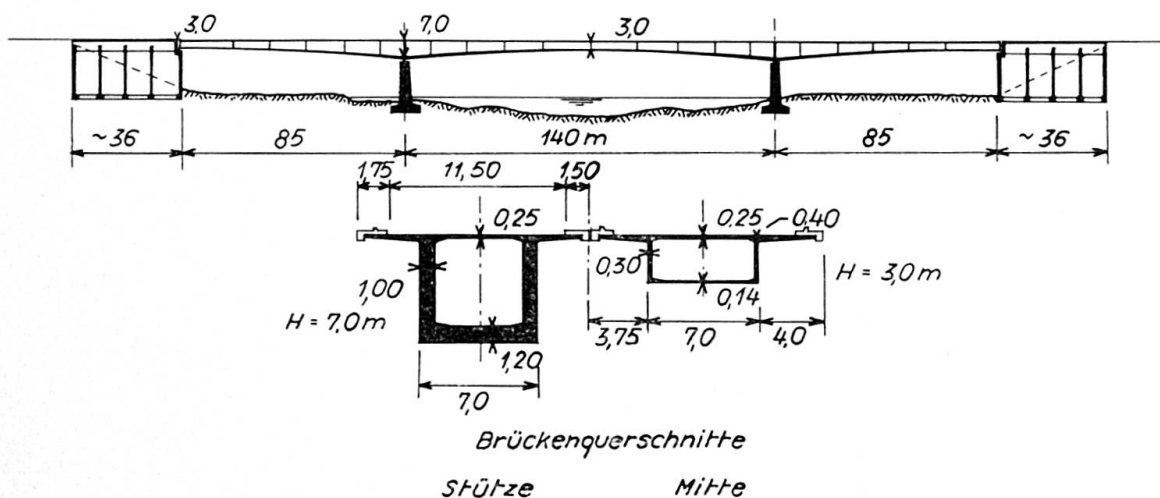


Fig. 1. Brückenübersicht.

riß gekrümmt und im Aufriß mit einer Wannenausrundung versehen ist, also eine räumliche Kurve beschreibt. Der Tiefpunkt der Wanne liegt in der Mittelloffnung 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.

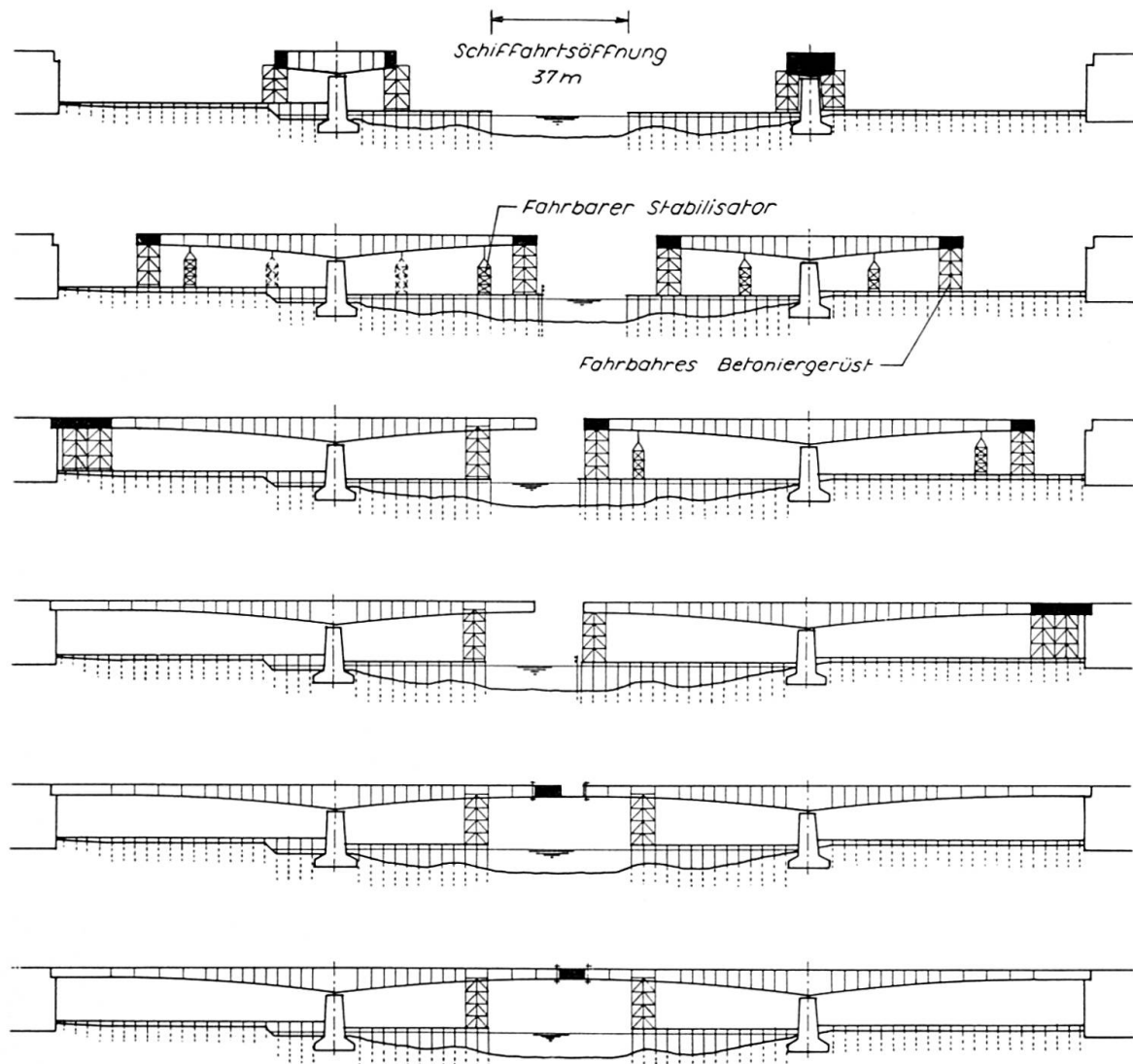


Fig. 2. Herstellungsschema.

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

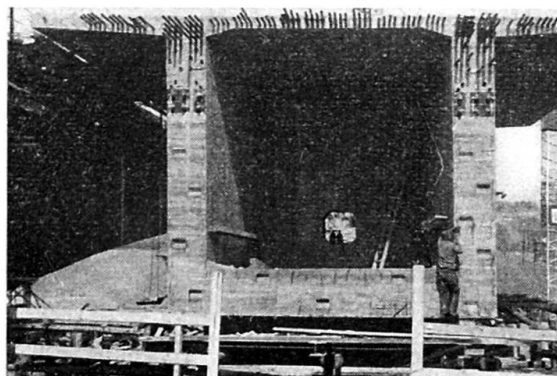


Fig. 3. Pfeilerabschnitt. Bewehrungsanordnung im Querschnitt.

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 Spannkkräfte 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 Schifffahrtsrinne einzuhalten, wurde zunächst der Überbau von einem Pfeiler bis zur Mitte vorgetrieben. Nach der Umlegung der Schifffahrtsrinne 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 Schifffahrtsrinne 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 ermöglichen.

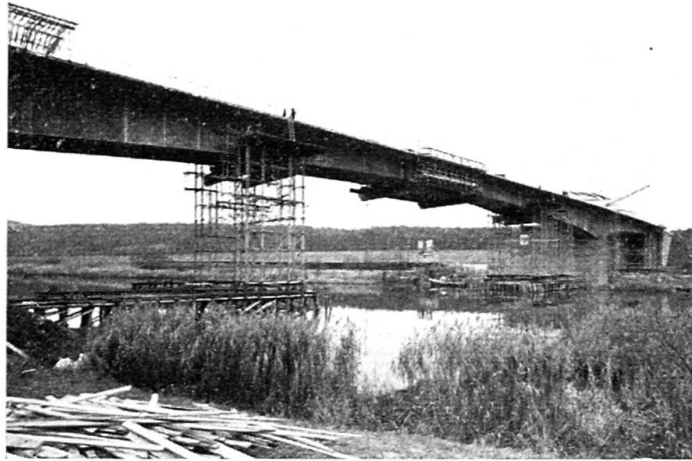


Fig. 5. Mittelöffnung vor dem Scheitelschluß.

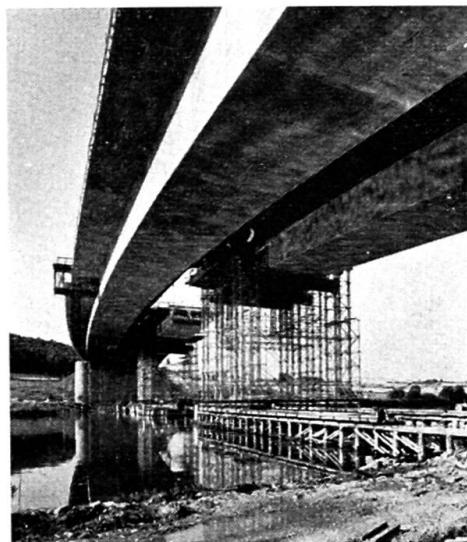


Fig. 6. Brückenuntersicht. Bauzustand. 2. Überbau.

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 Spanngliedereinheiten 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.

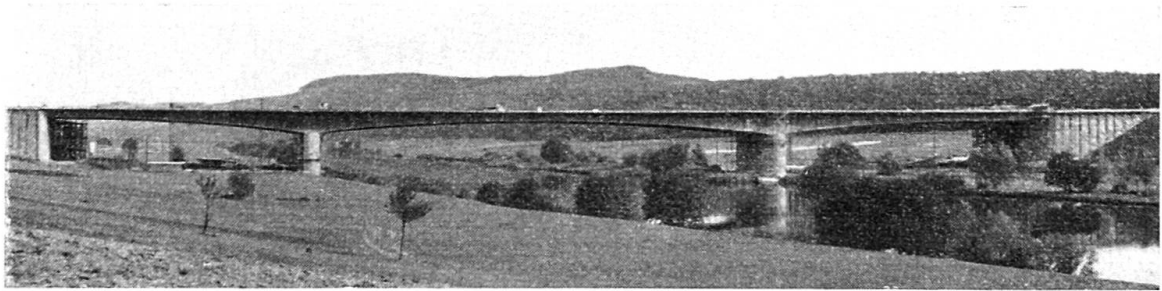


Fig. 7. Brückenansicht. Abschluß der Rohbauarbeiten.

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

V a

Moyens d'assemblage
Verbindungsmittel
Connection Methods

V b

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

General Report

GEORG WÄSTLUND
Professor Dr., Stockholm

V a. 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 Vb 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. Mc HENRY 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 Konstruktionskriterien 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.

Val

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-

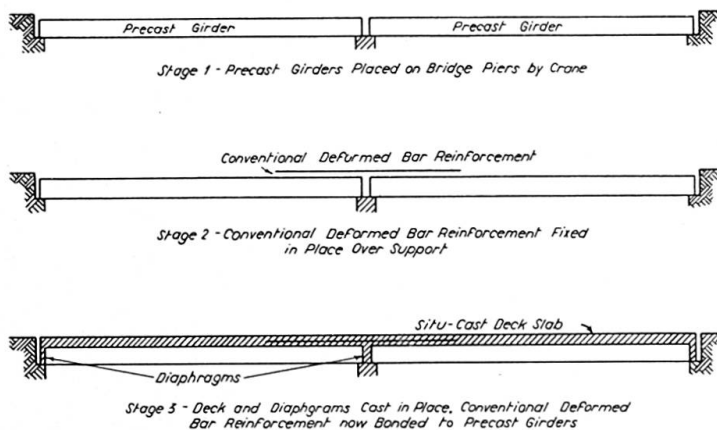


Fig. 1. Sequence of Construction of Continuous Precast Bridge.

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

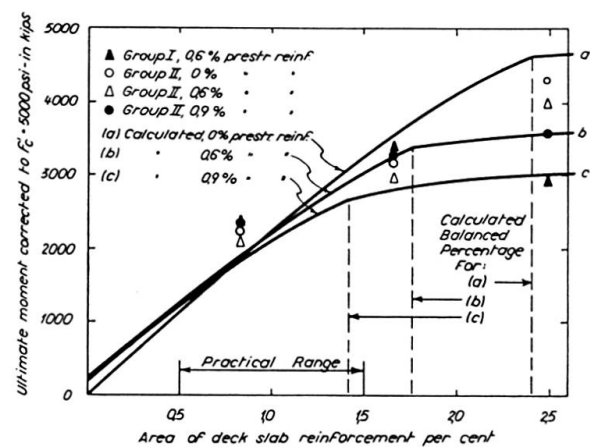
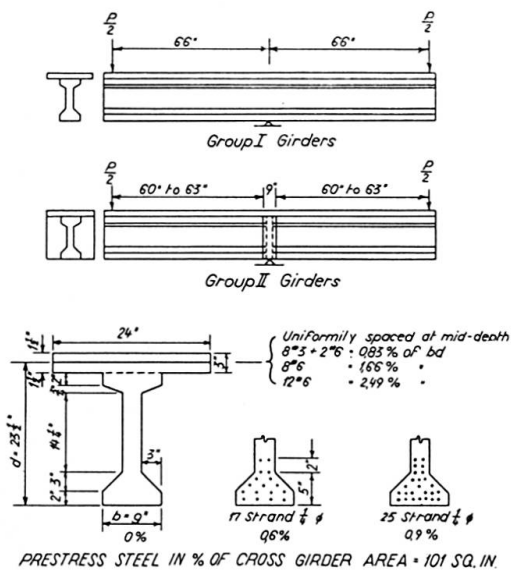


Fig. 2. Cross-Sections and Loading Arrangements of Test Specimens in Stage I.

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 $\times$ 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.

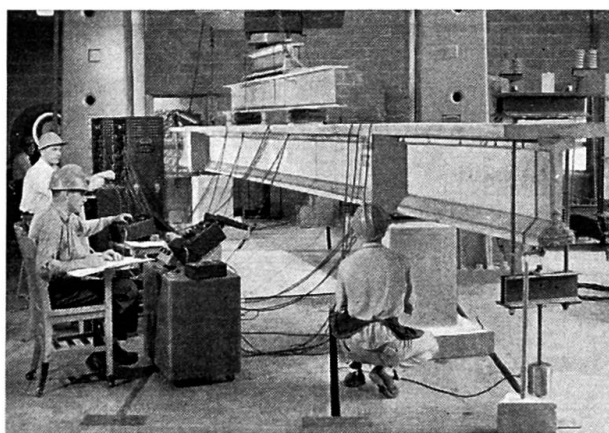


Fig. 4. Test of Continuous Girder from Group III.

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

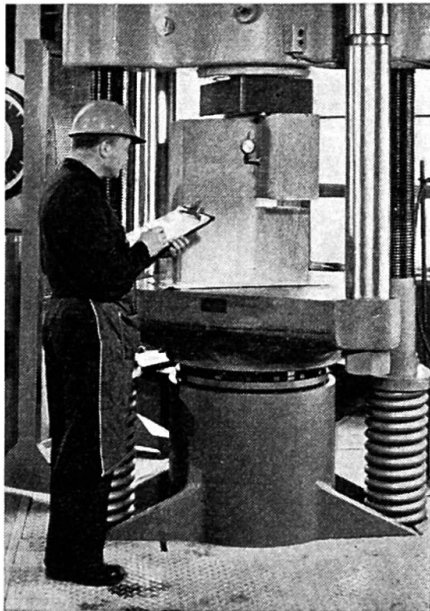


Fig. 5. Horizontal Shear Test using "Push-Off" Specimen.

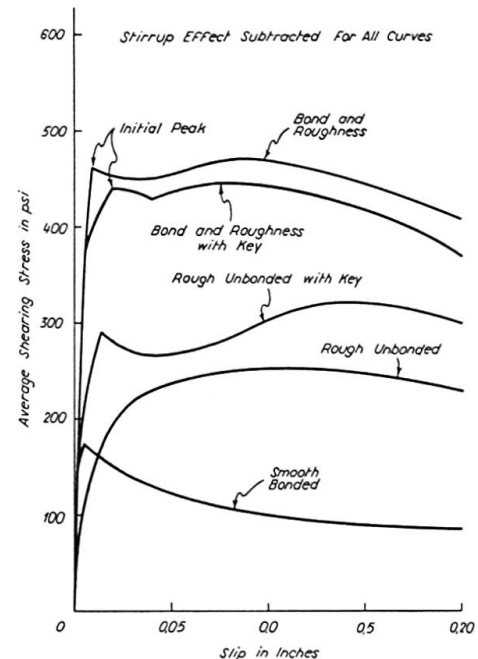


Fig. 6. Typical Shear-Slip Curves for "Push-Off" Tests.

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,

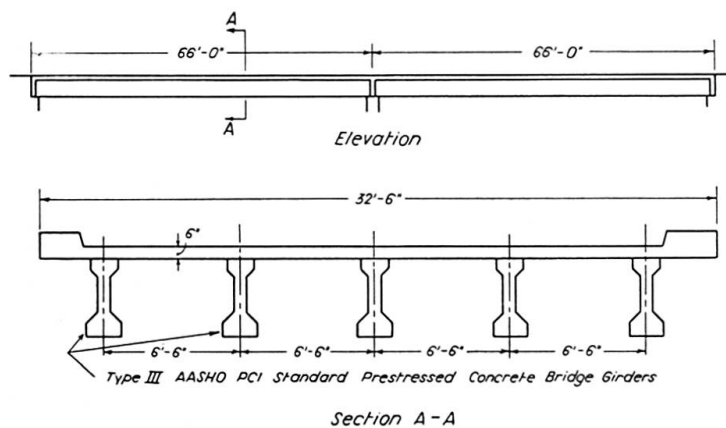


Fig. 7. Design Study Bridge.

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

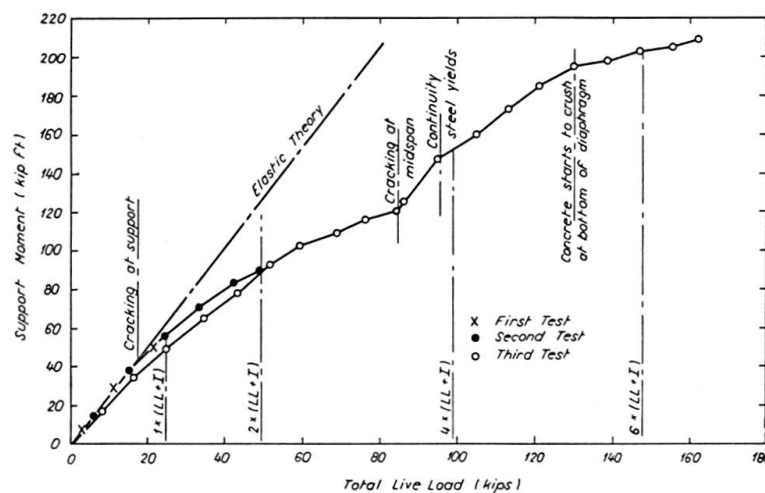


Fig. 8. Test of Continuous Composite Prestressed Bridge Girder, Variation of Center Support Moment with Increase in Load.

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

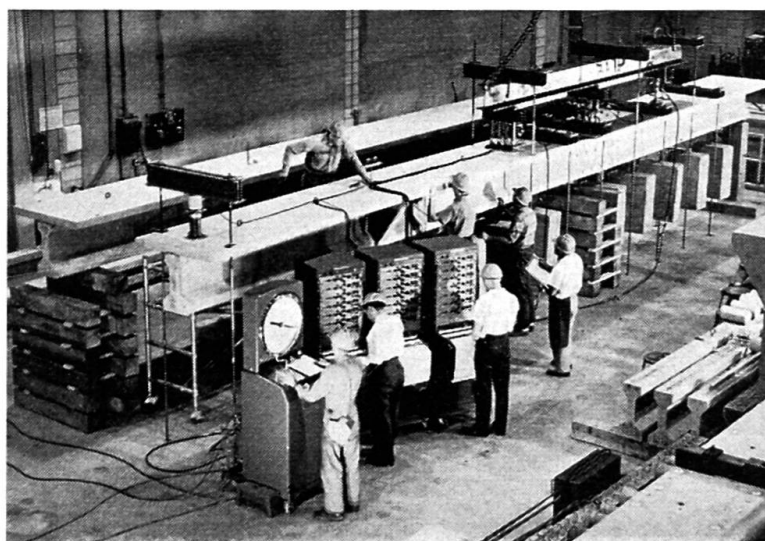


Fig. 9. Shear Test of Composite Prestressed Girder.

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

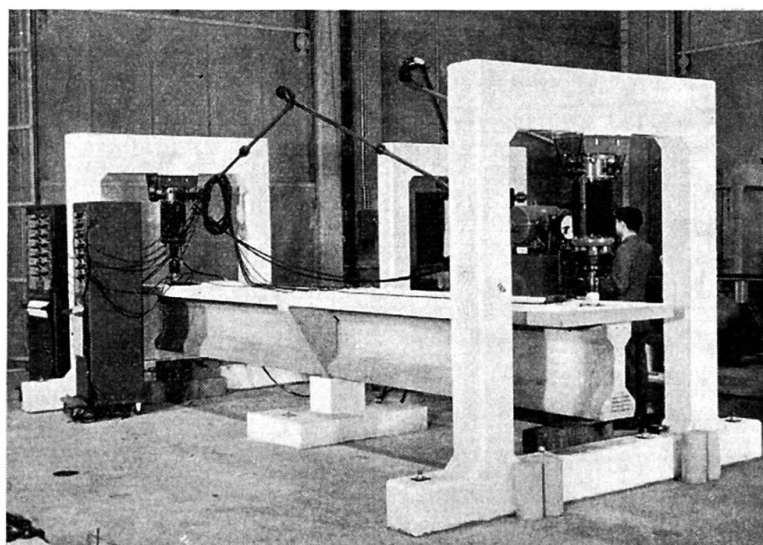


Fig. 10. Repeated Load Test of Connection between two Precast-Prestressed Girder Stubs.

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.

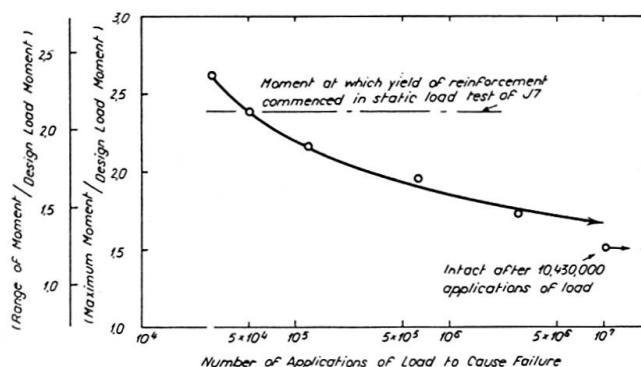


Fig. 11. Repeated Load Tests of Continuity Connection, Variation of Ultimate Moment with Number of Load Applications.

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

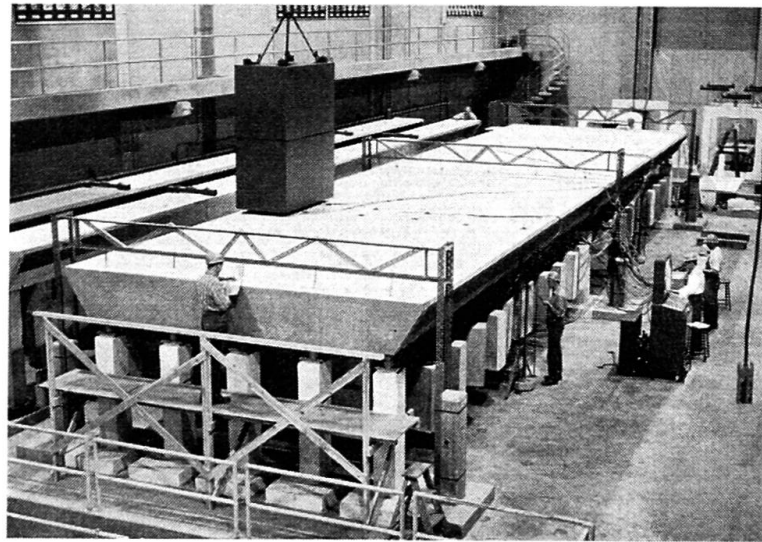


Fig. 12. Influence Surface Test of Half-Scale Highway Bridge.

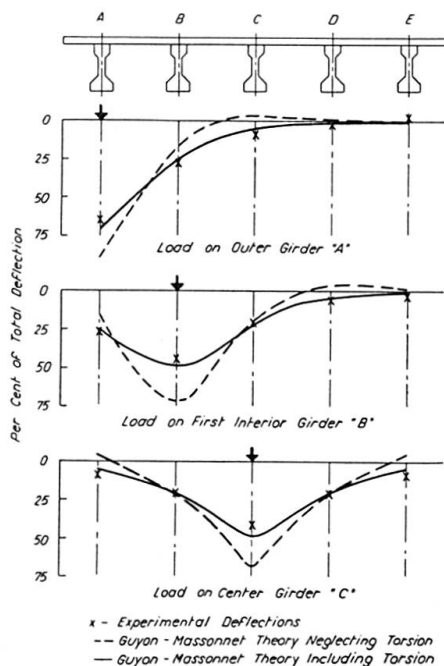


Fig. 13. Concentrated Load Tests — Series 3. Lateral Distribution of Deflections — Load at Midspan.

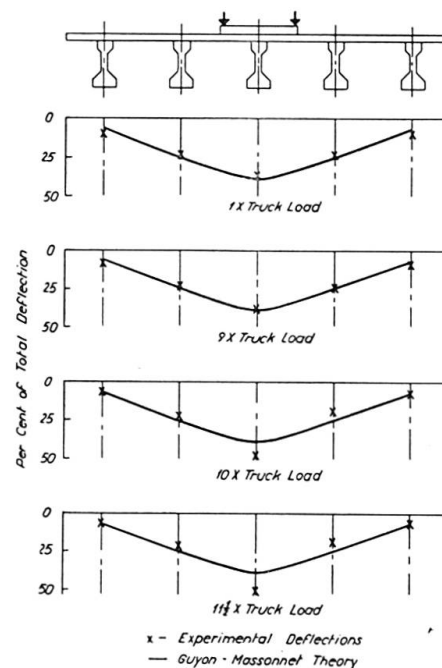


Fig. 14. Final Test, Lateral Distribution of Deflections.

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 solidarisiées 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, Development 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, MCHENRY¹⁾, 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, GWOSDEW²⁾ 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

$$\mu = -\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M(t)}{EI} + \int_{\tau_0}^t M(\tau) f_1(t, \tau) d\tau, \quad (1)$$

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

$$f_1(t, \tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau} \bar{\epsilon}_0(t, \tau), \quad (2)$$

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

$$y(x, t) = \frac{q(x, t)}{k} + \int_{\tau_0}^t q(x, \tau) f_2(t, \tau) d\tau, \quad (3)$$

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 FREYSINET's ideas about deformation of concrete are congruent with the linear-integral formulation of VOLTERRA's theory of hereditary phenomena.

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -p(x, t) - q(x, t). \quad (4)$$

Eliminating $y(x, t)$ and $M(x, t)$ between eqs. (1), (3), and (4), we obtain the following integral equation

$$EI \int_{\tau_0}^t \frac{\partial^4 q}{\partial x^4} f_2(t, \tau) d\tau + \frac{EI}{k} \frac{\partial^4 q}{\partial x^4} + E \int_{\tau_0}^t q(x, \tau) f_1(t, \tau) d\tau + q(x, t) = -p(x, t) - E \int_{\tau_0}^t p(x, \tau) f_1(t, \tau) d\tau. \quad (5)$$

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

$$p(x, t) = \sum_1^{\infty} a_i(t) \varphi_i(x),$$

$$q(x, t) = \sum_1^{\infty} b_i(t) \varphi_i(x), \quad (6)$$

where $\varphi_i(x)$ are the Eigen-functions of the following differential equation

$$\frac{d^4 \varphi_i}{dx^4} - k_i \varphi_i = 0. \quad (7)$$

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

$$a_i(t) = \frac{1}{D} \int_0^l p(x, t) \varphi_i(x) dx; \quad D = \int_0^l \varphi_i^2(x) dx. \quad (8)$$

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

$$b_i(t) + \lambda_i \int_{\tau_0}^t b_i(\tau) [f_1(t, \tau) + I k_i f_2(t, \tau)] d\tau = g_i(t), \quad (9)$$

where $\lambda_i = \frac{E}{1 + \frac{EI}{k} k_i}$ and $g_i(t) = -\frac{1}{1 + \frac{EI}{k} k_i} [a_i(t) + E \int_{\tau_0}^t a_i(\tau) f_1(t, \tau) d\tau].$

To solve the preceding 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

$$b_i(t) = -\frac{1}{1 + \frac{EI}{k} k_i} L^{-1} \frac{L a_i(t) [1 + E L f_1(t)]}{1 + \lambda_i L [f_1(t) + I k_i f_2(t)]}, \quad (10)$$

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 $t \rightarrow \infty$ 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

$$b_i(\infty) = \frac{\lim_{t \rightarrow \infty} g_i(t)}{1 + \lambda_i \int_0^{\infty} [f_1(t) + I k_i f_2(t)] dt}, \quad (11)$$

if and only if

$$\lambda_i \int_0^{\infty} [f_1(t) + I k_i f_2(t)] e^{-st} dt \neq -1; \quad s \geq 0.$$

This condition is always fulfilled because λ_i and the integrand are positive. Moreover $b_i(\infty)$ 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

$$\lim_{t \rightarrow \infty} p(x, t) = p_{\infty}(x) \quad (12)$$

the $a_i(t)$ coefficients given by eq. (8) will also tend to a finite limit $a_i(\infty)$. Consequently the limit

$$\lim_{t \rightarrow \infty} g_i(t)$$

may be obtained by means of the mentioned theorem of PALEY and WIENER, using the expressions of $g_i(t)$ given in (9),

$$\lim_{t \rightarrow \infty} g_i(t) = -\frac{a_i(\infty)}{1 + \frac{EI}{k} k_i} [1 + E \int_0^{\infty} f_1(t) dt]. \quad (13)$$

Substituting (13) into (11) we obtain the following expression for the $b_i(\infty)$ coefficients

$$b_i(\infty) = -\frac{a_i(\infty)}{1 + \frac{EI}{k} k_i \frac{1+k\gamma_2}{1+E\gamma_1}}, \quad (14)$$

where γ_1 and γ_2 are

$$\gamma_1 = \int_0^\infty f_1(t) dt; \quad \gamma_2 = \int_0^\infty f_2(t) d\tau.$$

If we substitute $b_i(\infty)$ given by (14) in the expression (6) we obtain

$$q(x, \infty) = -\sum_1^\infty \frac{a_i(\infty)}{1 + \frac{EI}{k} k_i \frac{1+k\gamma_2}{1+E\gamma_1}} \varphi_i(x). \quad (15)$$

If we solve the purely elastic (classical) problem of the foundation by means of the orthogonal functions (6) we obtain the following expansion

$$q(x, 0) = -\sum_1^\infty \frac{a_i(0)}{1 + \frac{EI}{k} k_i} \varphi_i(x). \quad (16)$$

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:

$$E^* = \frac{E}{1 + E\gamma_1}; \quad k^* = \frac{k}{1 + k\gamma_2} \quad (17)$$

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

$$b_i(t) + \lambda_i \int_{\tau_0}^t b_i(\tau) f_1(t, \tau) d\tau = -\frac{a_i}{1 + \frac{EI}{k} k_i} [1 + E \bar{\epsilon}_0(t, \tau_0)]. \quad (18)$$

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

$$\theta(t) = \gamma_0 (1 - e^{-\delta t}). \quad (19)$$

Then, it is assumed that creep of concrete, when the load is introduced at a certain time τ , can be represented by means of

$$\bar{\epsilon}_0(t, \tau) = \theta(t) - \theta(\tau). \quad (20)$$

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 $\tau = \tau_0$.

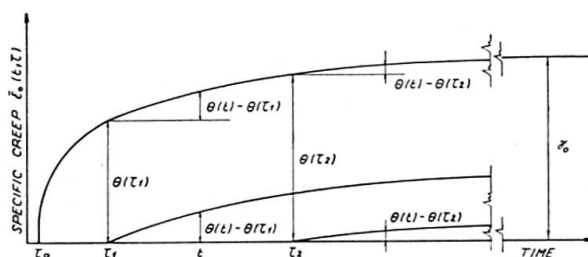


Fig. 1.

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 $\tau \rightarrow \infty$. In other words, function $\bar{\epsilon}_0(t, \tau)$ will tend asymptotically towards a not null function of the type $F(t - \tau)$ when $\tau \rightarrow \infty$.

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]

$$\bar{\epsilon}_0(t, \tau) = \psi(\tau) F(t - \tau), \quad (21)$$

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

$$\psi(\tau) = \gamma_0 + \frac{C}{\tau}, \quad F(t-\tau) = 1 - e^{-\delta(t-\tau)} \quad (22)$$

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 $\tau \rightarrow \infty$.

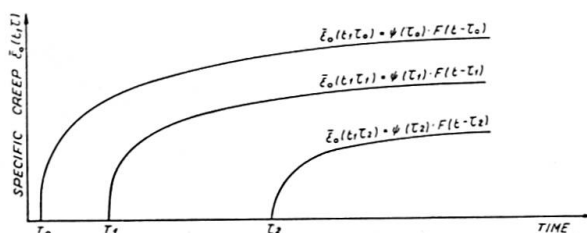


Fig. 2.

The creep function $f_1(t, \tau)$ can be calculated by means of eq. (2) and its values is

$$f_1(t, \tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau} [\psi(\tau) (1 - e^{-\delta(t-\tau)})]. \quad (23)$$

Substituting (23) in (18) eventually leads to

$$b_i(t) - \lambda_i \int_{\tau_0}^t b_i(\tau) \psi'(\tau) d\tau + \lambda_i \int_{\tau_0}^t b_i(\tau) (\psi' + \delta \psi) e^{-\delta(t-\tau)} d\tau = h_i(t, \tau_0), \quad (24)$$

where h_i is the second member of (18).

Differentiating the preceding equation with respect to t ,

$$b_i'(t) + \lambda_i \psi(t) b_i(t) - \delta \lambda_i \int_{\tau_0}^t b_i(\tau) (\psi' + \delta \psi) e^{-\delta(t-\tau)} d\tau = h_i'(t, \tau_0). \quad (25)$$

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

$$b_i''(t) + \delta [1 + \lambda_i \psi(t)] b_i'(t) = 0 \quad (26)$$

with the following boundary conditions

$$b_i(\tau_0) = \frac{a_i}{1 + \frac{EI}{k} k_i}, \quad (27)$$

$$b_i'(\tau_0) = \frac{\frac{EI}{k} k_i}{\left(1 + \frac{EI}{k} k_i\right)^2} a_i E \delta \psi(\tau_0). \quad (28)$$

The general solution of eq. (26) is obtained by means of two integrations

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b'_i(\tau_0) \int_{\tau_0}^t e^{-J_i(\xi)} d\xi, \quad (29)$$

where

$$J_i(t) = \delta \int_{\tau_0}^t [1 + \lambda_i \psi(\tau)] d\tau.$$

Substituting $\psi(\tau)$ by its equivalent (22), the preceding 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

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b'_i(\tau_0) e^{\delta(1+\lambda_i\gamma_0)\tau_0} \tau_0^{\lambda_i C \delta} \int_{\tau_0}^t e^{-\delta(1+\lambda_i\gamma_0)\tau} \tau^{-\lambda_i C \delta} d\tau. \quad (30)$$

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

$$b_i(t) = b_i(\tau_0) + b'_i(\tau_0) e^{r_i \tau_0} \tau_0^{1-\alpha_i} r_i^{-\alpha_i} [\phi(\alpha_i, r_i t) - \phi(\alpha_i, r_i \tau_0)], \quad (31)$$

where

$$\alpha_i = 1 - \lambda_i C \delta; \quad r_i = \delta(1 + \lambda_i \gamma_0).$$

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

$$q(x, t) = q(x, \tau_0) - E \delta \psi(\tau_0) \sum_1^\infty \frac{a_i \frac{E I}{k} k_i}{\left(1 + \frac{E I}{k} k_i\right)^2} H_i(t) \varphi_i(x), \quad (32)$$

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

$$\bar{\epsilon}_0(t, \tau) = \theta(t) - \theta(\tau), \quad (33)$$

where $\theta(t)$ represents the creep curve obtained at the initial age. Function $\theta(t)$ can be represented by means of

$$\theta(t) = \gamma_0(1 - e^{-\delta t}). \quad (34)$$

It follows that the creep function defined in (2) will be

$$f_1(t, \tau) = -\frac{\partial}{\partial \tau} \bar{\epsilon}_0(t, \tau) = \frac{d\theta(\tau)}{d\tau}. \quad (35)$$

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 preceding equation with respect to the upper limit we shall obtain the following differential equation

$$b'_i(t) + \lambda_i b_i(t) \theta'(t) = -\frac{a_i}{1 + \frac{EI}{k} k_i} E \theta'(t) \quad (36)$$

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 preceding expression in (6) we obtain the following expression for the contact pressure

$$q(x, t) = -\sum_i \left[1 - \frac{\frac{EI}{k} k_i}{1 + \frac{EI}{k} k_i} e^{-\lambda_i \theta(t)}\right] \alpha_i \varphi_i(x). \quad (37)$$

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

$$\theta(t) = 1.588 [1 - e^{-0.026(t-7)}] \cdot 10^{-5}.$$

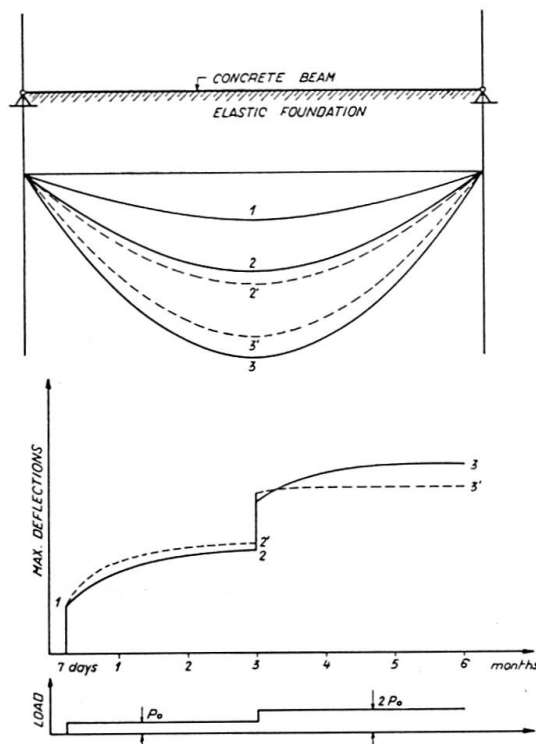


Fig. 3.

VI. Conclusion

In the third section we have seen that — to investigate asymptotic behaviour — the method of the effective modulus can be rigorously applied to structures the creep of which does not vary with the age of the materials. This conclusion³⁾ 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 Foundationsträgers, 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. New¹⁾

Antwort auf die Mitteilung von Mr. New¹⁾

Reply to the Communication of Mr. New¹⁾

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 pre-fabricated 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

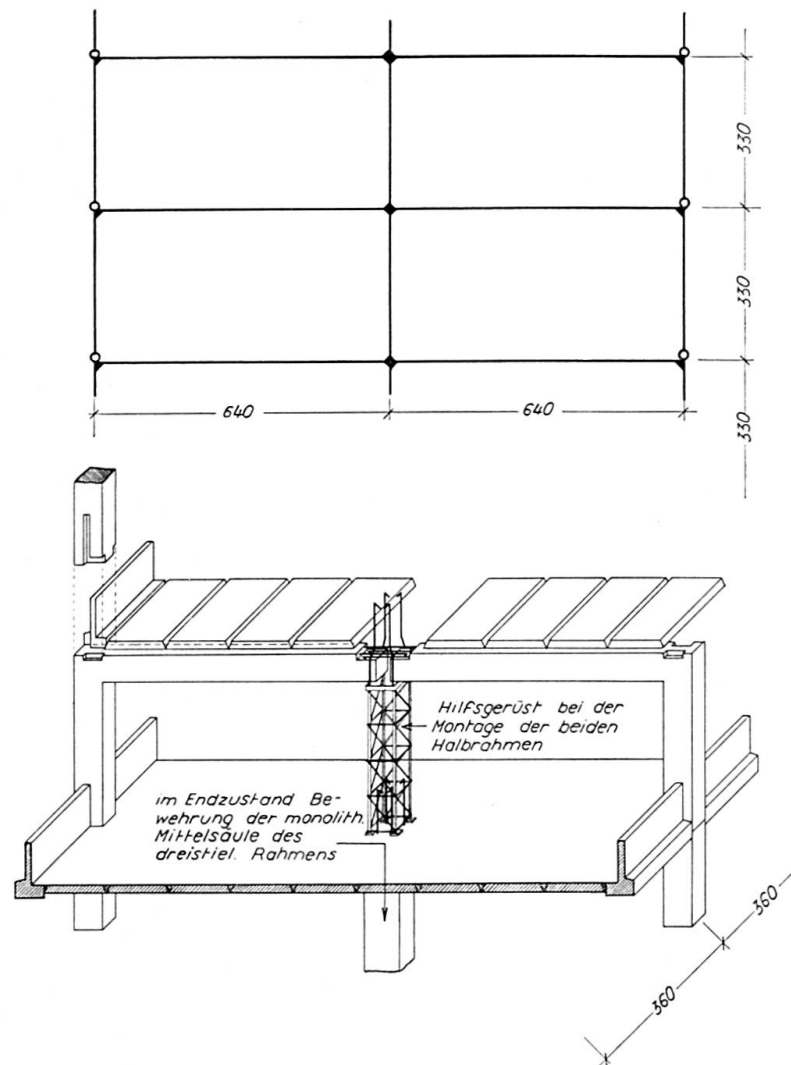


Fig. 1.

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 Abstufungen, 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 VIa 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