

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 127/128 (1946)
Heft: 12

Artikel: Eisenbeton-Strassenbrücke über den Mänam Pasak bei Ayuthia, Siam
Autor: Kruck, Gustav E.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83816>

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: 15.01.2026

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

Eisenbeton-Strassenbrücke über den Mänam Pasak bei Ayuthia, Siam

Von GUSTAV E. KRUCK, Dr. sc. techn.,
Dipl. Bauing. E. T. H., first class expert in
H. Siamese M. Waysdepartment, Bangkok,
Siam¹⁾

A. Ausführung der Brücke

1. Allgemeines

Ende Juli 1940 erhielt ich den Auftrag zum Bau einer Eisenbetonstrassenbrücke für schweren Verkehr über den Mänam Pasak bei Ayuthia, der frühern Hauptstadt von Siam. Projekt, Berechnung, Planbearbeitung und technische Leitung der Ausführung wurden mir übertragen. Es war der erste grosse Brückenbau des Strassendepartementes in eigener Regie. Die Brücke liegt in der Zufahrt zum Bahnhof und zur Ueberlandstrasse, die von Bangkok nach Lopburi nordwärts führt (Bild 1 u. 2).

Im Oktober 1940, am Ende der Regenzeit, wurden die Arbeiten begonnen und während der ersten Trockenzeit die Fundationen ausgeführt. Die Arbeit war stark erschwert durch einen ungenügenden Maschinenpark: eine Pfahlfamme konnte geliehen, zwei Schwimmrammen mussten erst hergestellt werden; zur Betonbereitung standen bloss 100 l-Mischmaschinen zur Verfügung, die in Batterien zusammengestellt werden mussten, um die nötigen Betonmengen produzieren zu können; Krane werden in Siam nicht verwendet. Die nötigen Bagger, Pumpen, Dampfwinden waren vorhanden, wenn auch der Unterhalt sehr zu wünschen übrig liess; ein Kompressor mit Vibratoren erreichte Siam noch bei Zeiten. Der Konflikt mit Indochina und der Ausbruch des Krieges in Ostasien verzögerten die Arbeit weiter. Als Kuli (Hilfsarbeiter) mussten grösstenteils Mädchen und junge Frauen eingestellt werden. Arbeiter und Vorarbeiter mussten erst weitgehend angeleitet und ständig peinlich überwacht werden. Die Arbeitszeit betrug neun Stunden täglich, Sonntage inbegriffen; bei sehr dringenden Arbeiten wurde auch nachts gearbeitet. Die Schalarbeiten und das Gerüst (nicht aber das Rammen der Holzpfähle) wurden an Chinesische Unternehmer im Ausmass vergeben; genaue Planunterlagen wurden ihnen zur Verfügung gestellt. Für diese Arbeiten stehen Hölzer zur Verfügung, die hoch beansprucht werden können, auch eignen sie sich vorzüglich zur Nagelung. Die Schalungen werden gewöhnlich gehobelt. Bemerkenswert bei den Chinesen ist ihre tiefver-

¹⁾ Der Verfasser ist durch den Generaldirektor des Strassendepartementes ermächtigt worden, in der Schweiz Berichte über die von ihm während seiner Anstellung in Siam ausgeführten Arbeiten zu veröffentlichen. Für die schutzfähigen Merkmale sind Patente angemeldet.



Bild 1. Die Brücke aus Südwest (Ayuthiasseite), von unterstrom her gesehen

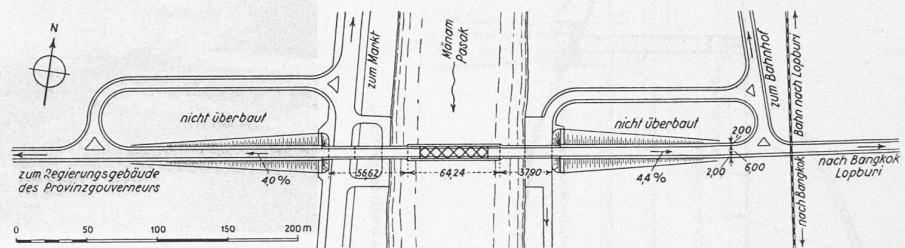


Bild 2. Lageplan der Brücke, Masstab 1 : 5000

wurzelte Abneigung gegen alles Gerade: keine Tugend für Zimmerleute! Die gute Arbeit der Eisenleger verdient hervorgehoben zu werden; die Rundeisen werden sehr genau abgebogen, verlegt und gebunden. Eine straffe Arbeitsdisziplin konnte nicht gefordert werden. Ausser bei den Chinesen, die sich durch grossen Arbeitseifer auszeichnen, herrscht starke Tendenz, sich so viel wie möglich von der Arbeit zu drücken und jede Verantwortung zu scheuen, eine Tendenz, die sich in den höhern Chargen verschärft und sich oft mit andern unangenehmen Eigenschaften verbindet, was mir als einzigem Europäer im Departement während der Periode der «Asien für die Asiaten»-Propaganda das Arbeiten ausserordentlich mühsam und oft unerfreulich machte. Doch musste ich die gute Laune, mit der sich vor allem die meist kleinen und feingliedrigen Mädchen und Frauen willig ihrer schweren Arbeit unterzogen, stets bewundern. Im Gegensatz zu der häufig verdrossenen und verbitterten Miene, mit der der Arbeiter in Europa seiner Pflicht obliegt, wird in Siam bei der Arbeit gelacht und gescherzt; zu Arbeiten, die im Takt ausgeführt werden müssen, wie Pfähleschlagen, singen sie; zwischen den Burschen und Mädchen herrscht ein manchmal etwas derber, aber durchaus natürlicher und herzlicher Ton, ungefähr wie in der Schweiz auf dem Lande. Die Frauen arbeiten gut in grossen Gruppen, wo sie miteinander schwatzen können; durch die Arbeit auf den Reisfeldern eignen sie sich vor allem auch für die Erdarbeiten. Als Taucher wurden Fischer verwendet. Sie wurden mit einem Tauchhelm, der ihnen auf der Schulter ruht, ausgerüstet. Für kurze Kontrollen ziehen sie es aber vor, ohne Helm zu tauchen. Auf einer Baustelle in Nakhon Sawan tauchten sie willig bis 13 m Wassertiefe, ohne sich davon überzeugen zu lassen, dass sie für diese Tiefe langsam hinuntersteigen und noch langsamer heraufkommen sollten.

Die Brücke konnte auf den 24. Juni (Siamesischer Nationalfeiertag) 1942 fertig gestellt werden; weil der Bau der Zufahrtsstrasse aber noch nicht beendet war, wurde sie erst nach einem Jahre eingeweiht. Die Baukosten unterschieden sich vorteilhaft von den Kosten von an Unternehmungen vergebenen Brücken.

An der vorgeschriebenen Baustelle besitzt der Mänam (= Mutter des Wassers = Fluss) Pasak bei Niederwasser eine Breite von rd. 90 m und eine grösste Wassertiefe von 8 bis 9 m. Die Differenz zwischen max. Hoch- und Niederwasser beträgt



Bild 3. Transport von Kies und Sand

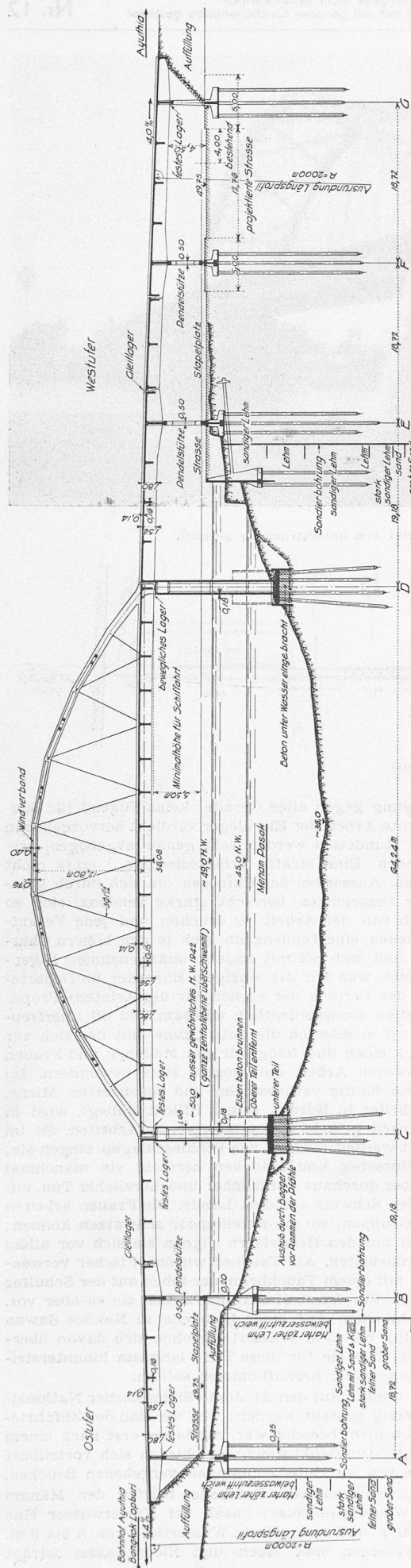


Bild 4. Längsschnitt 1 : 650 der Eisenbeton-Strassenbrücke über den Mänam Pasak, Ayuthia, Siam ; flussabwärts gesehen

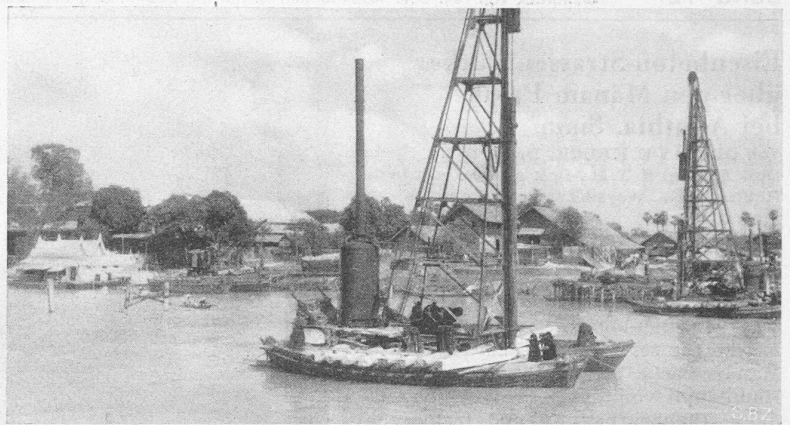


Bild 5. Rammen eines Holzpfahls (vorn) und eines Eisenbetonpfahls (hinten)

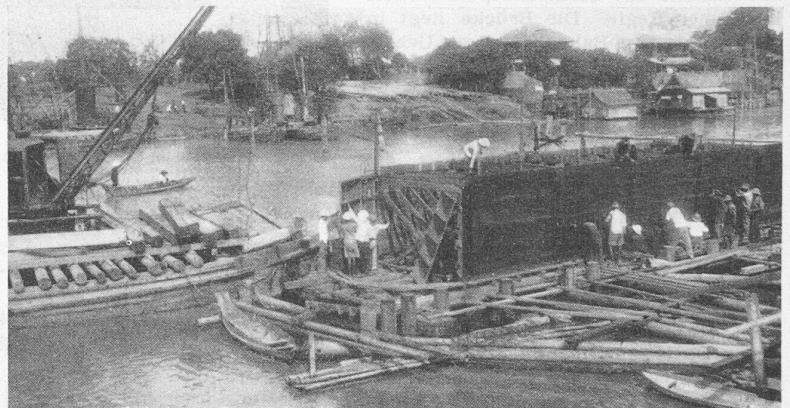


Bild 6. Bau des Eisenbetonbrunnens um Pfeiler C

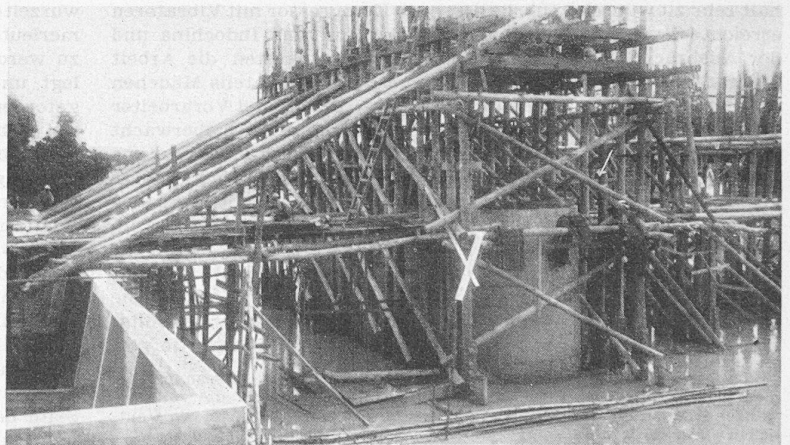


Bild 7. Hochziehen des oberen Teils des Eisenbetonbrunnens bei Pfeiler D



Bild 8. Stützmauer Westufer im Bau, links Pfeiler D

rd. 5 m. Für den Schiffsverkehrsverkehr war eine Durchfahrts-höhe von 5,5 m unter der Brücke erforderlich. Auf der Ayuthiasseite musste die künftige auf 5,12 + 12,76 + 5,12 m zu verbreiternde Ringstrasse mit einer Minimalhöhe von 4,50 m überbrückt werden. Die Eisenbahnlinie durfte in einem Niveauübergang gequert werden wegen des geringen Verkehrs auf der Ueberlandstrasse und der Eisenbahn. Auf beiden Ufern waren je 50 m lange Stützmauern zu erstellen als Ein- und Auslade-möglichkeiten für den bedeutenden Flussverkehr.

Der Boden besteht aus Schichten von zuerst weichem, dann hartem Lehm; in einer Tiefe von 10 bis 15 m treten Sandbänke und zum Teil sogar Kiesester auf; in der Tiefe ist der Lehm meist stark mit Sand vermischt. Erosionsgefahr scheint nicht zu bestehen; Ayuthia liegt im Aufschwemmungsgebiet. Bei Niederwasser machen sich Ebbe und Flut bemerkbar, trotz einer Entfernung von der Mündung von etwa 80 km in der Luftlinie gemessen.

Ein Pfeiler in Flussmitte kam wegen der grossen Wassertiefe kaum in Frage, da in Siam keine Ausrüstung für Luftdruckgründungen vorhanden war. Vor allem aber wäre ein Mittelpfeiler sehr hinderlich für die Schifffahrt gewesen, da besonders während des Hochwassers die starke Strömung die Schiffe und Flösse gegen die Mitte reisst. Um die Hauptöffnung so viel wie möglich zu verkleinern, wurden die Hauptpfeiler so weit in den Fluss hinein gerückt, dass die Fundationskote rd. 5 m unter Niederwasser lag. Das ergab eine Mittelöffnung von 64 m. Auf der Eisenbahnseite wurden zwei Öffnungen zu 18,7 m gewählt, auf der Ayuthiasseite drei Öffnungen, wobei die äusserste zur Ueberbrückung der Ringstrasse dient. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 169,3 m (Bild 4). Das Längsprofil ist durch einen Kreisbogen von 2000 m Radius bestimmt, die Rampe auf der Ayuthiasseite fällt 4 ‰, auf der Eisenbahnseite musste die Neigung auf 4,4 ‰ erhöht werden, um ein genügend langes Horizontalstück vor dem Niveauübergang zu erhalten. Für die Brücke war eine Breite von 1,50 + 6,00 + 1,50 m festgesetzt (Bild 13), wobei allerdings für die Hauptöffnung die Gehstegbreite gemäss Bild 14 modifiziert wurde. Für das Unterbringen von Kabeln und Wasserleitungen musste gesorgt werden. Die Beleuchtung wurde in die Randsteine gelegt, wodurch die Fahrbahn erleuchtet wird, ohne den Fahrer zu blenden.

Für die Berechnung waren zwei Laststrei-

fen von 12 t-Lastwagen mit Stosszuschlag auf der Fahrbahn und 300 kg/m² auf den Gehstegen vorgeschrieben. Auf die Stabbogen wurde ein Winddruck von 150 + 150 kg/m² angenommen.

Um schnell ausschalen zu können, wurde fast durchwegs in Siam fabrizierter hochwertiger Portlandzement gebraucht und zwar 300 kg pro m³ Beton mit Ausnahme der Stabbogen, für die 350 kg verwendet wurde. Sand und Kies stammten vom Oberlauf des Flusses. Die zulässigen Beanspruchungen betrugen $\sigma_{\text{Beton}} = 50 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_{\text{Stahl}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$, ($n = 15$ für die Dimensionierung der Querschnitte, nicht aber für die Berechnung der Unbekannten), für die Eisenbetonbrunnen wurde 50 ‰ mehr zugelassen (75/1800) und für die Stabbogen im Zentrum $\sigma_{\text{Beton}} = 60$ und an den Rändern 70 kg/cm². Die Qualität des erstellten Betons (für den Stabbogen betrug die Bruchfestigkeit der 20 cm-Würfel nach 28 Tagen > 350 kg/cm²) hätte weit höhere Spannungen zugelassen, doch konnte das bei diesem ersten Bau zum vornherein nicht als sicher angenommen werden; für weitere Bauten wurden die Spannungen dann erheblich hinaufgesetzt.

2. Fundationen

Die Brückenpfeiler und die Uferstützmauern ruhen auf 11 bis 15 m langen Eisenbetonpfählen von 0,35/0,35 m Querschnitt, die bis in die sandigen Schichten hinuntergerammt wurden. Sie wurden mit max. 25 t belastet. Bei der Probekonstruktion eines Einzelpfahles trug dieser 60 t, ohne dass ein Einsinken mit der Zeit festgestellt werden konnte, bei 80 t Belastung zeigte sich ein kleines ständiges Einsinken, bei 105 t fing der Pfahl an hinunterzugleiten.

Die Landpfeiler boten keine Schwierigkeit; interessanter war die Ausführung der beiden Flusspfeiler C und D (Bild 4). Zwei alte 20 t-Kähne wurden durch einen Balkenrost verbunden und ein Greifbagger darauf gestellt. Damit wurde unter Wasser die Böschung ausgehoben und eine einigermassen ebene und etwas vertiefte Plattform für die Pfeilerfundamente geschaffen (Bild 9). Mit einer

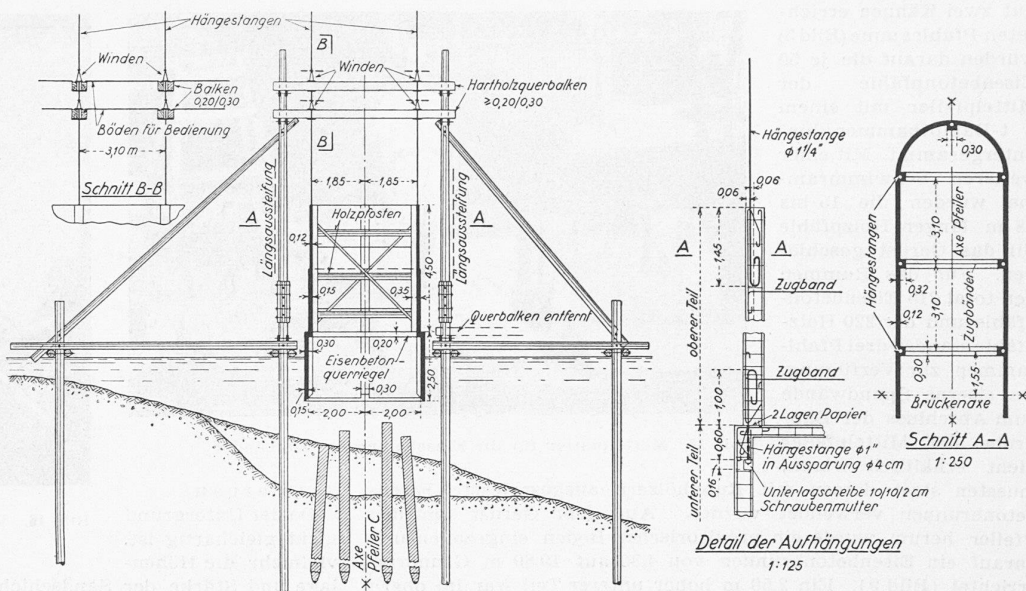


Bild 9. Querschnitt 1:250 durch Pfeiler C; Absenken des Eisenbetonbrunnens



Bild 10. Provisorischer Boden für den Brunnen um Pfeiler C

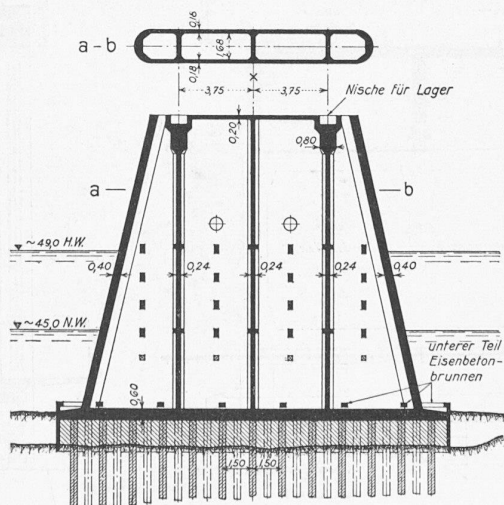


Bild 11. Schnitt 1:350 durch Pfeiler C und D



Bild 12. Hochziehen des oberen Teils des Eisenbetonbrunnens bei Pfeiler D

auf zwei Kähnen errichteten Pfahlramme (Bild 5) wurden darauf die je 50 Eisenbetonpfähle der Mittelpfeiler mit einem 3 t-Dampfhämmer hinuntergerammt. Mit einer weiteren Schwimmramme wurden die 15 bis 18 m langen Holzpfähle für das Gerüst geschlagen. Für das Rammen der total 215 Eisenbetonpfähle und der 220 Holzpfähle standen drei Pfahlrammen zur Verfügung. Da eiserne Spundwände zum Abschluss der Baugrube der Mittelpfeiler nicht erhältlich waren, mussten statt dessen mit Rundhölzern ausgespriesste Eisenbetonbrunnen verwendet werden. Auf dem Gerüst um den Pfeiler herum wurde ein provisorischer Boden eingezogen und darauf ein Eisenbetonbrunnen von 4,30 auf 19,80 m Grundriss errichtet (Bild 9). Ein 2,50 m hoher unterer Teil war im obern aufgehängt. Der untere Teil sollte als Umfassung des Fundamentes im Boden bleiben, der obere nach Fertigstellung des Pfeilers vom untern gelöst und wieder entfernt werden. Die Gesamthöhe der Brunnen betrug 7,0 m bei Pfeiler C und 8,5 m bei Pfeiler D, da dieser später bei schon angestiegenem Wasserstand ausgeführt wurde. Das Totalgewicht war rd. 130 t bei Pfeiler C und rd. 160 t bei Pfeiler D. Im obern Teil wurden 14 Zugstangen $\varnothing 1\frac{1}{4}$ " verankert. Mit Hilfe von paarweise übereinander angeordneten Spindeln mit gerippten Klemmböcken wurde der Brunnen zuerst soweit angehoben, dass der Boden darunter entfernt werden konnte und dann abgesenkt. Das Eigengewicht presste die Brunnen rd. 0,5 m in den Lehm ein. Die Spindeln ruhten auf harten Kanthölzern, die auf rd. 200 bis 250 kg/cm² beansprucht wurden. Unter der Last bogen sich die Hölzer beträchtlich durch und wirkten so als Federn für die Aufhängung der steifen Brunnen. Kleine Unregelmässigkeiten im Festklemmen einzelner Zugstangen führten daher nicht zu unerlaubten Ueberbelastungen einzelner Hölzer oder Zugstangen. Pro Spindel mussten mindestens zwei Mann eingesetzt werden. Die Absenkgeschwindigkeit betrug rd. 0,40 m pro Stunde, das ganze Manöver nahm je zwei Tage in Anspruch.

Nach dem Absenken wurde der Boden des Brunnens unter Wasser mit Röhren ausbetoniert unter Verwendung von Beton mit grossem Mörtelgehalt mit reichlichem Wasserzusatz. Nach dem Erhärten wurde die Baugrube ausgepumpt, die Armierung der Pfahlköpfe freigelegt, die Fundamentplatte ausgeführt und der Pfeiler hochgeführt (Bild 11); dann wurde der untere Teil des Brunnens vom obern gelöst, der obere wieder hochgezogen und die Betonwände mit grossen Hämmern zerschlagen, um die Eisen, insgesamt 11 t, zur Wiederverwendung in schwach beanspruchten Teilen zu gewinnen.

Die Pfeiler sind im Bereich vom Niedrig- zum Hochwasser-Spiegel auf Längsstöße von 80 t und Querstöße von 20 t dimensioniert worden. Während des Baues musste der Schiffverkehr aufrecht erhalten bleiben. Im Gerüst wurde in Strommitte eine 9 m breite Schiffsöffnungsöffnung gelassen. Nachdem drei 10 bis 20 t-Kähne aus Unachtsamkeit der Besatzungen mit dem Gerüst zusammengestossen und untergegangen waren, wurde diese Öffnung sorgfältig mit Bambusflößen ausgepolstert, wodurch weiteres Missgeschick vermieden werden konnte.

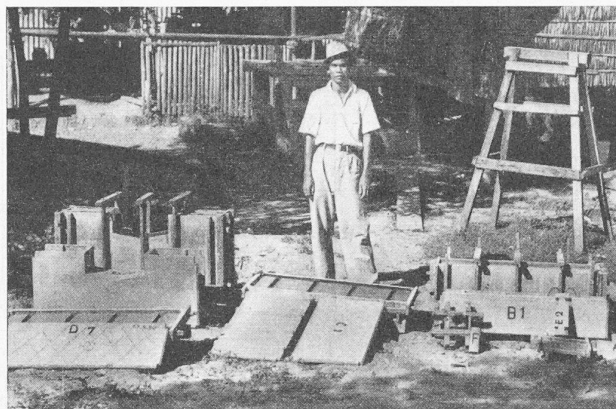


Bild 15. Mörtelplatten für die Einschaltung der Zugbänder



Bild 16. Verlegen der Zugbandeisen

3. Oberbau

Da der Untergrund nicht gleichartig ist, vielmehr die Höhenlage und Stärke der Sandschichten ändern, konnte eine gleichmässige Setzung der Pfeiler nicht vorausgesetzt werden; deshalb wurden für die Zufahrten Gerberbalken verwendet. Das System besteht aus drei Hauptträgern, verbunden mit Querträgern, und wurde als solches berechnet²⁾ (Bild 13 und 20). Pro lfm wurde im Durchschnitt 3,06 m³ Beton und 471 kg Rundeseisen benötigt.

Wegen der hohen Pfeiler kam für die Hauptöffnung nur ein äusserlich statisch bestimmtes System, das seine Lasten vertikal auf die Pfeiler abgibt, in Frage. Gewählt wurde ein System, bestehend aus einem versteiften Stabbogen mit dreieckförmig angeordneten Aufhängungen, d. h. ein Fachwerk mit schlaffen Diagonalen, dessen Obergurt der Form einer überhöhten Parabel folgt (Bild 19). Das System stellt eine Weiterentwicklung des von Christiani & Nielsen oft angewandten Systems mit Hängestangen in konstanter Neigung dar. Ich wundere mich, warum Christiani & Nielsen auf halbem Wege stehen geblieben sind, denn es ist klar, dass die Biegemomente aus Nutzlast dann maximal verringert werden, wenn die Hängestangen als schlaffe Diagonalen den Versteifungsträger und Stabbogen zu einem vollen Fachwerk ergänzen. Die Berechnung wird dadurch einfacher und übersichtlicher. Das System ist als Schluss einer Entwicklungsreihe von Brücken mit untenliegender Fahrbahn angegeben bei Kurt Beyer: Die Statik im Eisenbetonbau, 1934, II, S. 558, ohne nähere Angabe über die Berechnung, einzig mit der Bemerkung, dass für bestimmte Belastungen gewisse Diagonalen locker werden. Dies lässt sich vermeiden. Die Diagonalen wirken natürlich nur so lange, als sie auf Zug beansprucht sind; einen Druck können sie nicht ausüben. In der Anordnung von Ayuthia ist aber der Zug aus Eigenlast erheblich grösser als der grösste Druck aus Verkehrslast: In der ungünstigsten Diagonale 2,8 mal

²⁾ Vergl. G. Kruck, Die Berechnung von ebenen Trägerrosten, SBZ Bd. 118, S. 2* und 13* (Juli 1941).

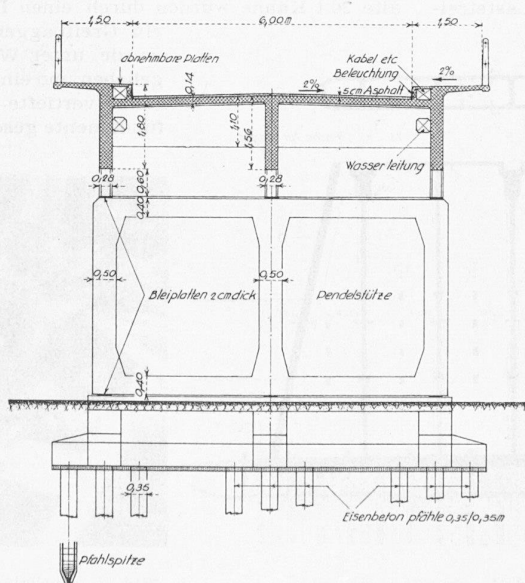


Bild 13. Brücken-Zufahrt

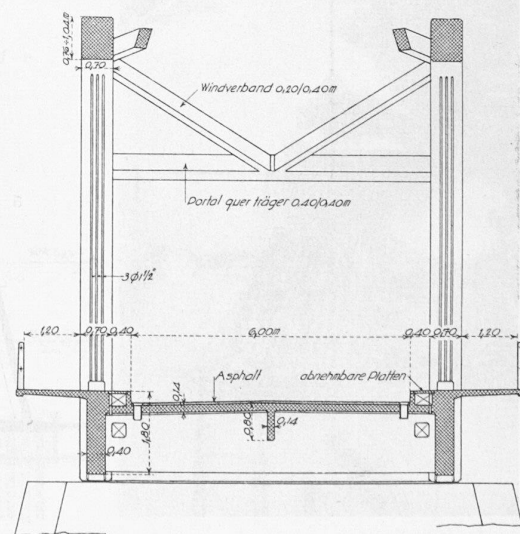


Bild 14. Hauptöffnung

Querschnitte 1 : 150

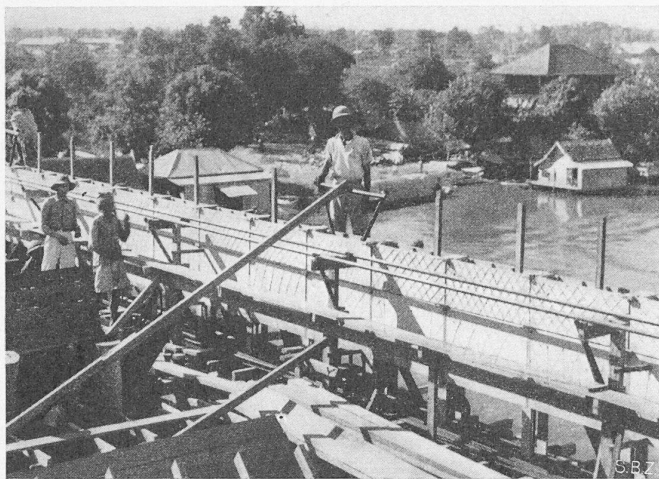


Bild 17. Zugband halb verlegt, Diagonalen-Anschlusseisen seittl. verankert

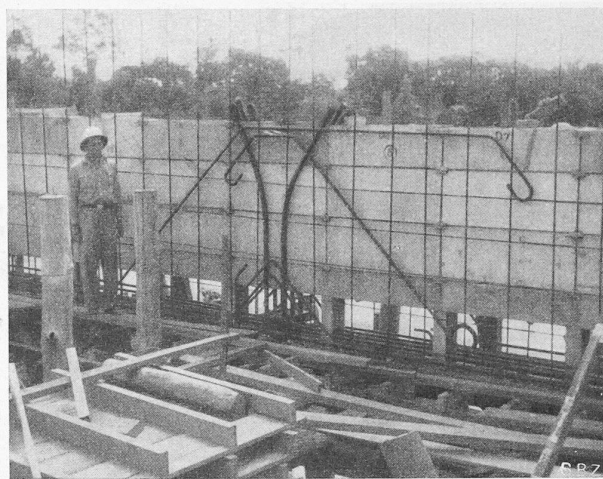
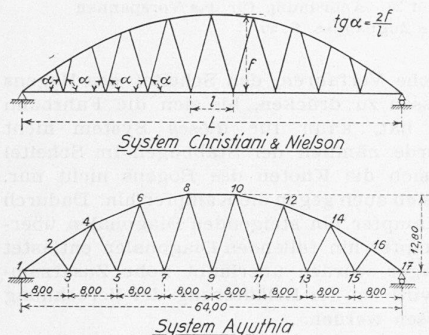


Bild 18. Zugband verschalt, untere Bewehrung des Versteifungsträger



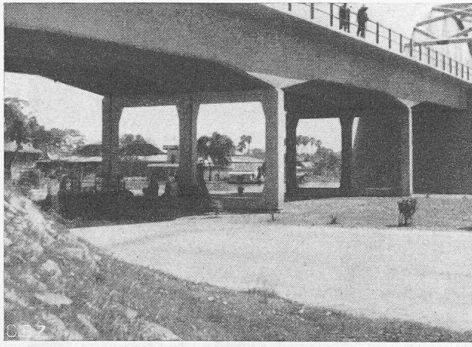


Bild 22. Zufahrt von Ayuthia (Westufer)

entsprechend ihren Elastizitätsziffern Zugspannungen, die sich zu den Spannungen aus der Vorspannung hinzufügen. Die Vorspannung wurde derart gewählt, dass die durch Eigenlast und gleichmässig verteilte Verkehrslast erzeugten Zugspannungen im Beton durch die von der Vorspannung erzeugten Druckspannungen gerade wieder aufgehoben wurden. Dann hat das Zugband den vollen Horizontal Schub und der Beton ist nur durch die Biegemomente im Versteifungsträger beansprucht. Diese Biegemomente beeinflussen auch die Zugbänder, was berücksichtigt wurde.

Für sehr grosse Spannweiten wird es sich empfehlen, die Zugbänder aus dem Beton herauszunehmen und die Vorspannung derart zu erhöhen, dass auch infolge der Biegemomente im Versteifungsträger keine Zugspannungen entstehen. Als Versteifungsträger wird sich in diesem Falle ein Kastenquerschnitt aufdrängen; auch muss das Zugband nachstellbar sein, um die Verkürzungen durch das Kriechen der gedrückten Fahrbahn ausgleichen zu können. Aus den Messungen der Verkürzungen beim Vorspannen und der Verlängerungen beim Ausrüsten ergab sich, dass der volle Querschnitt der Fahrbahn als «Zugband» in Rechnung gesetzt werden darf. Die Verlängerung des Zugbandes ist dadurch auf einen Bruchteil reduziert, wodurch die Biegemomente im Versteifungsträger und Bogen herabgesetzt werden. Die bei grossen Spannweiten untragbar grossen Zugspannungen in der Fahrbahn werden so vermieden. In Ayuthia konnten trotz genauer Kontrolle keine Haarrisse quer zur Längsrichtung gefunden werden, weil der Beton bei Zeiten unter Druck gesetzt worden war. Für die Berechnung der Vorspannung müssen selbstverständlich die wirklichen Elastizitätszahlen, nicht diejenigen irgend welcher Vorschriften eingesetzt werden. Entsprechend der EMPA-Formel wurde der Elastizitätsmodul des Betons aus den Druckfestigkeiten geschätzt. Ein kleiner Fehler in der Wahl von n hat glücklicherweise einen geringen Einfluss auf die Höhe der Vorspannung.

Um die Momente aus Eigenlast, Schwinden und Kriechen des Stabbogens auf ein Minimum zu reduzieren, wurde das System

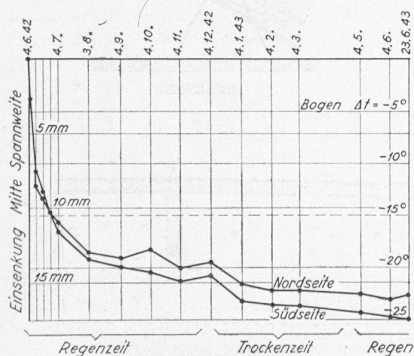


Bild 25. Kriechlinien

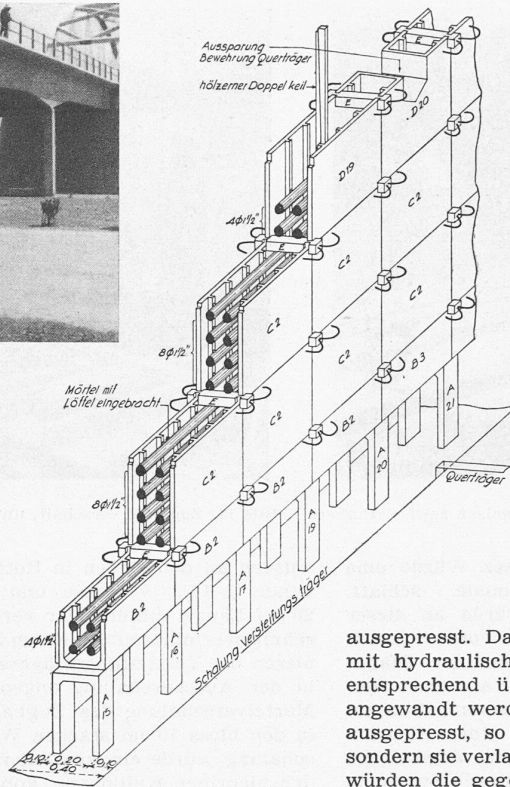


Bild 23. Verschalung des Zugbandes mit Mörtelplatten

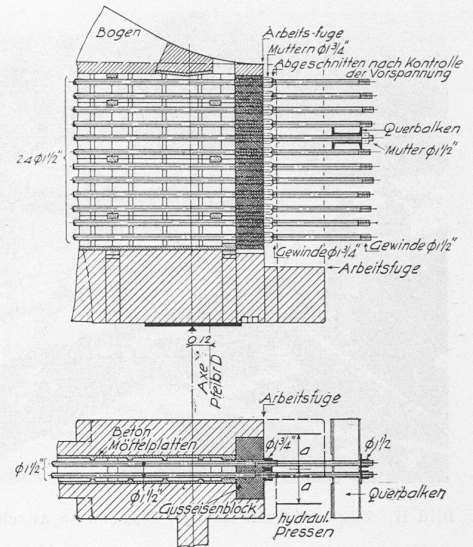


Bild 24. Anordnung für das Vorspannen des Zugbandes, 1:50

ausgepresst. Das einfache Verfahren, den Scheitel des Bogens mit hydraulischen Pressen zu drücken, bis sich die Fahrbahn entsprechend überhöht hat, kann für dieses System nicht angewandt werden. Würde nämlich der Stabbogen im Scheitel ausgepresst, so hätten sich die Knoten des Bogens nicht nur, sondern sie verlagerten sich auch gegen die Kämpfer hin. Dadurch würden die gegen die Kämpfer hin steigenden Diagonalen überlastet, die gegen die Kämpfer hin fallenden Diagonalen entlastet und im Versteifungsträger würden unerlaubt hohe Zusatzmomente entstehen. Dies wird bei der Erläuterung der Berechnung des Systems nachgewiesen werden.

In Ayuthia wurde wie folgt vorgegangen: Um das Schwindmass zu verringern und um den Stabbogen vor Beanspruchungen aus Senkungen des hohen Gerüsts möglichst zu bewahren, wurde er in Lamellen betoniert (Bild 21). Nach rd. vier Wochen wurden die Knotenpunkte ausbetoniert, und zwei Wochen darauf das Gerüst des Stabbogens mit den Spindeln, die für die Eisenbetonbrücken gebraucht worden waren, abgesenkt und entfernt. Der Beton der Knotenpunkte wurde somit schon relativ jung belastet, um das Kriechen an diesen Stellen zu begünstigen in der Hoffnung, damit allfällige Exzentrizitäten der Drucklinie zu verringern. Mit hydraulischen Pressstößen unter jedem Knotenpunkt des Versteifungsträgers wurde nun die Fahrbahn entsprechend der zu erwartenden Durchbiegung aus Eigenlast und der erforderlichen Ueberhöhung für Schwinden und Kriechen durch eine zentral gelegene Presse angehoben (Messung der Durchbiegung in Brückenmitte). Die Diagonalen waren mit Spannschlössern direkt über der Fahrbahn versehen, die dann entsprechend angezogen wurden. Wie die Zugbänder waren auch die Diagonalen an der Stosstelle in Rotglut aufgestaucht und mit $\varnothing 1 \frac{3}{4}$ " Gewinde versehen worden; als Spannschlösser wurden runde

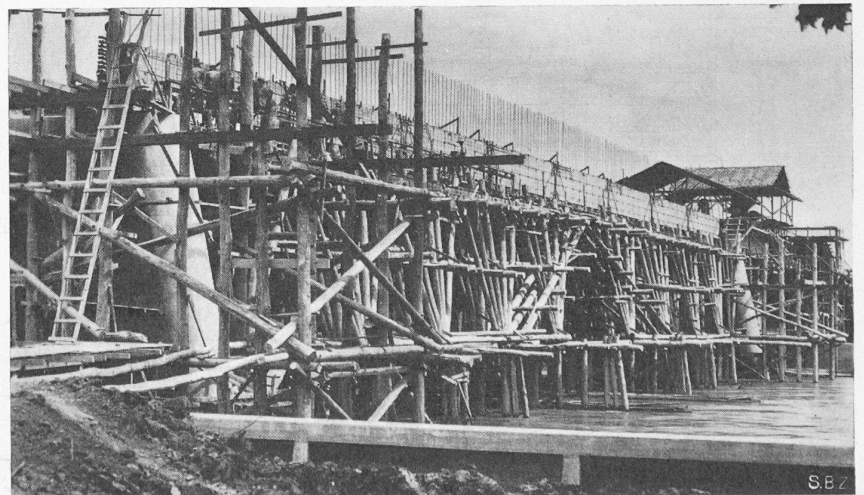


Bild 26. Zugband fertig verschalt. Rechts Betonieranlage auf Pfeiler C

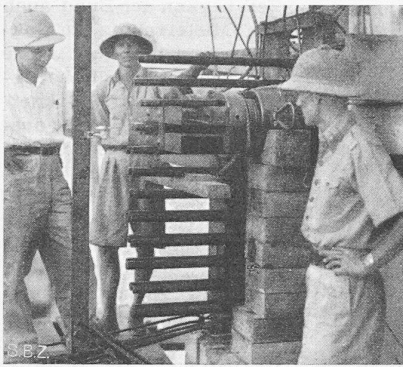


Bild 27. Vorspannen der Zugbänder;
Dehnungskontrolle mit Stoppanimeter

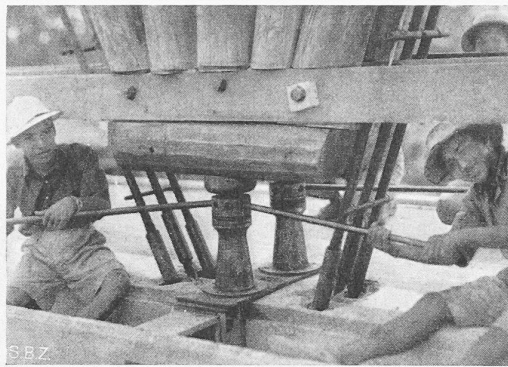


Bild 28. Absenken des Bogengerüsts. Beiderseits der
Spindeln die Spannschlösser der Diagonalen

Ø 6 cm Muffen mit Gegengewinde verwendet, die nach Fertigstellung der Brücke einbetoniert wurden. Die kleine Vorspannung, die durch das Anspannen in den Diagonalen entsteht, kann durch die Kontrolle des Durchhangs der Stangen leicht und genau genug bestimmt werden. Dann wurden die Pressen entfernt und das System trug sich mit entsprechend gehobener Fahrbahn selbst. Die Berechnung, entsprechend diesem Arbeitsvorgang durchgeführt, verlangt besondere Aufmerksamkeit.

Aus Eigengewicht herrscht im Stabbogen ein Druck von rd. 45 kg/cm², die Ueberhöhung der Fahrbahn entsprach einem Schwindmass von $\Delta t = -10^\circ$ und einem Kriechmass von $\Delta t = -20^\circ$. Da ein erheblicher Fehler in dieser Annahme möglich war, weil keine Erfahrungen vorlagen und um auch Temperatur-Unterschiede zwischen Bogen und Fahrbahn zu berücksichtigen, wurde ausserdem für den Bogen $\Delta t = +10^\circ$ oder $\Delta t = -20^\circ$ für die Berechnung angenommen. Ferner wurden Beanspruchungen, die aus einem ungleichen Anspannen der Spannschlösser entstehen können, in der Berechnung berücksichtigt. Die Anordnung von Spannschlössern in den Hängestangen direkt über der Fahrbahn erleichtert die Ausführung erheblich, da zum Halten der Diagonalen bei der Ausführung der Fahrbahn kein Gerüst notwendig ist.

Durch genaues Nivellieren der Fahrbahn wurde das Schwinden und Kriechen des Bogens kontrolliert. Zu den in Bild 25 dargestellten Kriechlinien ist zu erwähnen, dass der Stabbogen nach dem Absenken des Bogengerüsts bereits für einige Wochen mit 12 kg/cm² belastet war, bevor die Fahrbahn gehoben werden konnte, dass die erste Messung erst am Morgen nach dem Aufheben der Fahrbahn durchgeführt wurde und dass die täglich ändernde Erwärmung und Abkühlung die Messergebnisse beeinflussten. Bemerkenswert ist, wie mit dem Eintritt der Trockenzeit das Kriechen sich erneut verschärft; Messungen an einer andern, höher beanspruchten Brücke in Nakhon Sawan, wo das Kriechmass durch Erhöhung des Mörtelgehaltes und durch Zusatz von Ton stark herabgemindert werden konnte, haben dies bestätigt, wie gemäss Freyssinet zu erwarten war.

Diese drei Massnahmen: Fachwerkdagonalen als Hängestangen, Vorspannen des Zugbandes und Hochpressen der Fahr-

bahn führen zu einem sehr leichten System. Pro lfm wurden 5,42 m³ Beton und 1254 kg Rund-eisen benötigt. Eine solche leichte Konstruktion drängte sich auf für ein System mit Zugband in einem Lande mit hohen Eisenpreisen und ungenügenden Installationen zur Betonverarbeitung.

Stützmauern und Brücke wurden nicht verputzt; nach dem Entfernen der Schalung wurden die Ueberzähne entfernt, allfällige schadhafte Stellen ausgebessert und die Oberfläche mit dünnem Zementmörtel 1:1 mehrmals gestrichen, wobei als Bürsten ausgefranste Stücke von Kokosnussschalen gebraucht wurden.

4. Architektur

Ich bin auch für die architektonische Behandlung der Brücke verantwortlich, da ich mich mit Erfolg jeder Einmischung von Architekten erwehren konnte. Vor allem erreichte ich, dass nicht wie üblich das Geländer in Brückenmitte zu einem bildhauerischen «Kunstwerk» gestaltet wurde zwecks Anbringung einer Inschrift. Eine kleine Tafel mit dem Namen der Brücke: Pridi Thamrong, wurde an den Querriegeln des Windverbandes befestigt. Ursprünglich zu Ehren des aus Ayuthia stammenden Regentschaftsrates und jetzigen Regenten gedacht, wurde auf Befehl des damaligen Führers von Siam, Feld- und Luftmarschall und Grossadmiral Phibun-Songkram zum Vornamen des Regenten der Vorname des damaligen Justizministers hinzugefügt; zusammen bedeuten diese Vornamen «dauernde Zufriedenheit», womit, wie ich hoffe, ein Werturteil über die Brücke gemeint war.

Ich war mir bewusst, dass die Brücke an exponierter Stelle steht, da sie die Zufahrt zu den berühmtesten Ruinen Siams bildet. Durch Skizzen und Perspektiven gab ich mir bei der Projektierung Rechenschaft über ihre Wirkung. Ich war bemüht, eine leichte, elegante Brücke zu bauen, die ihre Tragkonstruktion ehrlich und klar zeigt ohne irgendwelchen unnötigen Zusatz. Ich war überrascht, dass die Brücke trotz ihres ungewohnten Aussehens weitgehend Zustimmung gefunden hat, nachdem sich

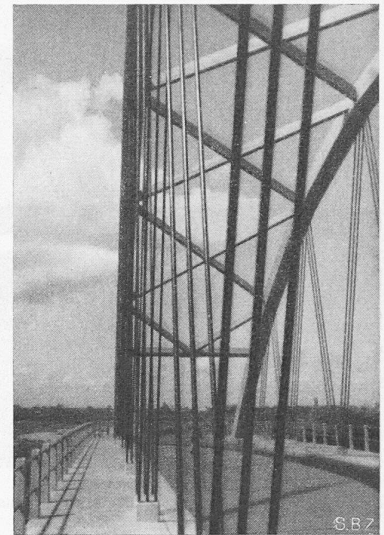


Bild 29. Längsblick von Brückenmitte

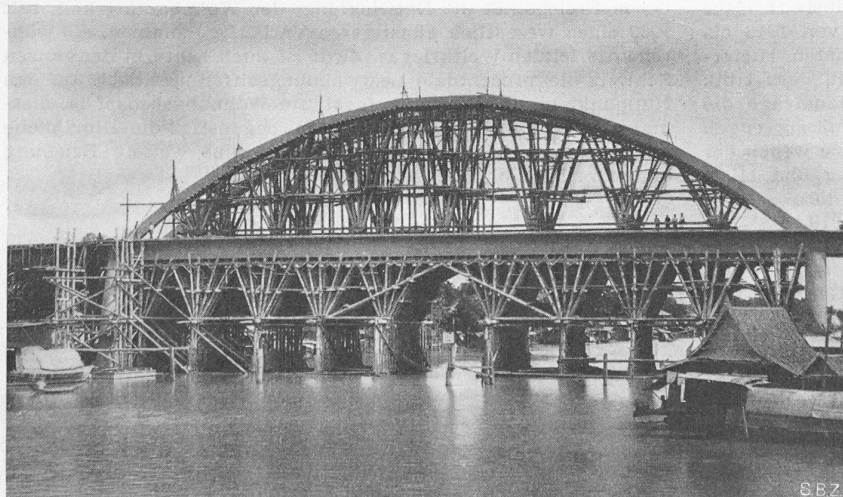


Bild 30. Absenken des Bogengerüsts; Windverbandgerüst z. T. entfernt

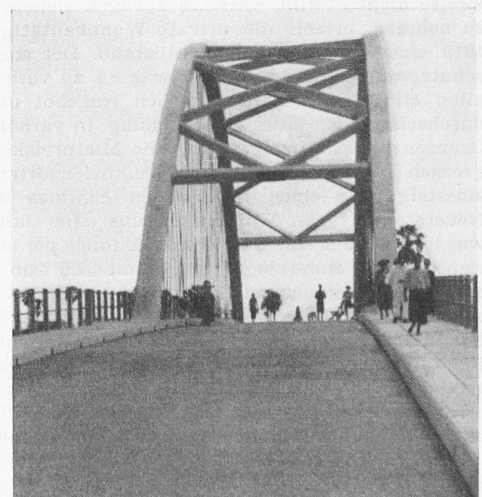


Bild 31. Längsblick von einer Zufahrt aus

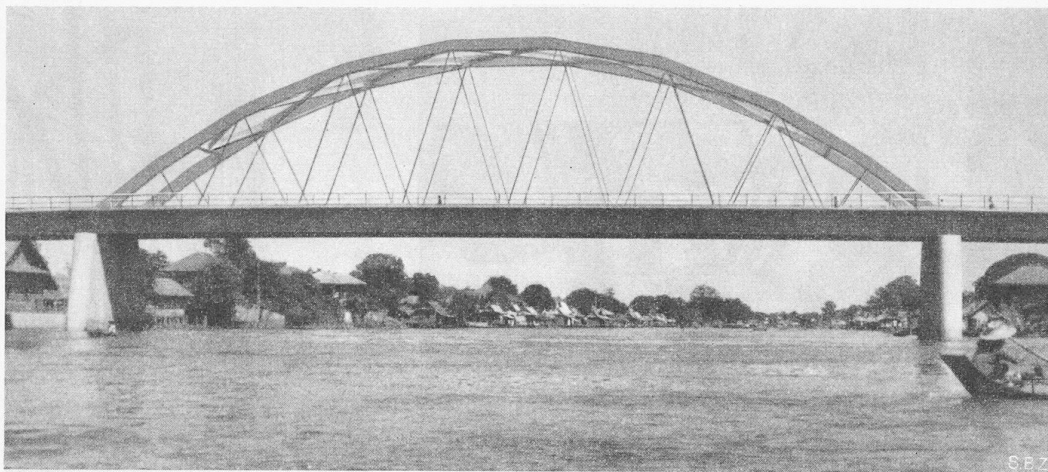


Bild 32. Die Brücke über den Mänam Pasak bei Ayuthia, Siam, erbaut 1940/42 von Dr. G. KRUCK, Ing.

die Leute an die Leichtigkeit der gebrochenen Stabbogen etwas gewohnt hatten. Eine weit zierlichere Brücke gleichen Systems befindet sich in Nakhon Sawan in Ausführung. Aus Ersparnisgründen kam für das Gelände nur die Lösung von Eisenbetonpfosten mit Wasserleitungsröhren in Frage. Ich wollte die Hängestangen dunkelblau und die Geländerröhren graublau malen lassen, konnte aber nicht verhindern, dass die Hängestangen mit dem üblichen hässlichen Schwarz angestrichen wurden. Aus Luftschutzrücksichten wurde die Brücke bald darauf «getarnt», d. h. in ein Schwarz-Weiss-Zebra verwandelt. Sie wurde im Februar 1945 von drei Bombern angegriffen. Zwei Bomben schlugen Löcher von etwa 0,8/2,0 m in der Fahrbahnplatte der Spannweite B-C und beschädigten den Bogen der Hauptöffnung leicht. Eine dritte Bombe traf einen Randträger der Spannweite A-B und riss den oberen Teil des Trägers auf eine Länge von rd. 3 m weg, ohne ihn zum Einsturz zu bringen, weil er durch die Querträger von den andern beiden Hauptträgern getragen wurde.

Der theoretische zweite Teil dieses Aufsatzes³⁾ wird die genäherte und genaue Berechnung des fertigen «Ayuthiasystems», die Berechnung des Auspressens für Eigenlast, Schwinden und Kriechen (eine Erweiterung der Theorie von Dischinger für nicht-homogene Systeme), die Berechnung der Vorspannung und den Nachweis enthalten, dass Systeme mit geeigneten Hängestangen nicht im Bogen ausgepresst werden dürfen.

Wohnungsbau-Politik 1915 bis 1945

Angesichts des in nahezu allen Teilen der Schweiz herrschenden Wohnungsmangels ist eine Darstellung des im Titel genannten Themas, veröffentlicht im Bericht Nr. 92 der Zürcher Kantonalbank, besonders deshalb interessant, weil sie einen Ueberblick über die grossen Linien der Entwicklung bietet. Wir halten das Wichtigste aus dem Bericht wie folgt fest:

Von 1914 bis 1920 erfuhren die Baumaterialpreise und Arbeitslöhne eine rund 150 %ige Erhöhung. Da jede finanzielle Hilfe von Bund und Kanton bis zum Jahre 1917 ausblieb und private Kreise nicht gewillt waren, sozusagen sichere Verluste in Kauf zu nehmen, erlebte die private Wohnbautätigkeit von 1916 bis 1919 einen fast gänzlichen Stillstand. Der sogenannten Mieterschutzgesetzgebung von 1917 war es zu verdanken, dass trotz allen Missverhältnissen zwischen Angebot und Nachfrage die durchschnittliche Mietpreiserhöhung in verhältnismässig engen Grenzen blieb. Hingegen übte die Mietpreiskontrolle wegen der grossen Diskrepanz zwischen Baukostenverteuerung und Mietzinssteigerung einen hemmenden Einfluss auf die Neuerstellung von Wohnungen aus. Im Jahre 1919 wurde erstmals eine Subvention à fonds perdu ausgerichtet. Der Bund legte insgesamt 32,5 Mio Fr. für solche Subventionen, sowie weitere 11 Mio Fr. für Gewährung von billig verzinslichen Hypothekendarlehen aus und so entstanden rd. 18 000 Wohnungen mit einem Baukostenaufwand von 432 Mio Fr. Trotzdem stieg beispielsweise in Zürich die Wohnungsnot weiter an und erreichte ihren Höhepunkt erst im Jahre 1923 mit einem Mangel an schätzungsweise 1800 Wohnungen.

Schon im Frühjahr 1922 wurde die Gewährung von Subventionen und Darlehen eingestellt. Zu gleicher

³⁾ Dessen Erscheinen muss aus Raumgründen einige Wochen verschoben werden. Red.

Zeit begann der Bund auch den Mieterschutz zu lokern und hob im Jahre 1926 den letzten diesbezüglichen Erlass auf. Die Mietzinse kletterten nun ausgerechnet zu jener Zeit der schlimmsten Wohnungsnot in die Höhe und kamen erst in den 30er Jahren zum Stillstand, als der Leerwohnungsstand ein normales Ausmass angenommen hatte.

Trotz der allmählichen Rückbildung der Baukosten vermochte die wieder einsetzende private Wohnbautätigkeit der grossen Wohnungsnot noch nicht wirksam zu begegnen. Abhilfe konnte nur eine ganz aussergewöhnliche Ausdehnung der Bautätigkeit schaffen, zu deren Entfaltung es aussergewöhnlicher finanzieller Mittel bedurfte. Die Stadt Zürich erblickte diese in noch weitergehenden finanziellen Erleichterungen zugunsten des gemeinnützigen Wohnungsbaues und zwar einerseits durch Erhöhung der Belehnungsgrenze für städtische Hypothekendarlehen, andererseits durch Gewährung von Subventionen à fonds perdu von maximal 10 % der gesamten Anlagekosten.

Durch diese Unterstützungen erfuhr der gemeinnützige Wohnungsbau in der Stadt Zürich eine starke Entfaltung. Erst als 1932, teilweise unter dem Einfluss der hereinbrechenden Wirtschaftskrise, der Wohnungsmarkt plötzlich Zeichen der Uebersättigung erkennen liess, wurden Subventionierung und Darlehengewährung allmählich eingestellt. Somit hatte Zürich unter Aufwendung von 74 Mio Fr., zuzüglich 11,6 Mio Fr. von Bund und Kanton, anderthalb Jahrzehnte gebraucht, um die durch den ersten Weltkrieg verursachte Wohnungsnot zu beheben.

Jenem ersten grossangelegten Feldzug gegen die Wohnungsnot hafteten verschiedene Mängel an; wirksame Gegenmassnahmen wurden erst relativ spät und dann vielfach in ungenügendem Umfang eingesetzt. In mancher Hinsicht fehlte auch die vorausschauende Planung. Vor allem aber unterblieb damals jeder Versuch, das Uebel an der Wurzel, d. h. bei den steigenden Baukosten zu fassen.

Heute ist das Kosten-Preis-Problem in das Zentrum der schweizerischen Wirtschaftspolitik gerückt. Schon vor Ausbruch des zweiten Weltkrieges war die Eidg. Preiskontrolle mit weitgehenden Kompetenzen ausgestattet worden, sodass sich die Baukostenverteuerung von 1939 bis 1945 nur auf 60 % (gegenüber 150 % im letzten Krieg) belief und sich dadurch viel weniger hemmend auf die private Bautätigkeit auswirkte. Ausserdem wurden diesmal schon 2 1/2 Jahre nach Kriegsbeginn Bundessubventionen an Private und Genossenschaften ausgerichtet, vorausgesetzt, dass Kantone und Gemeinden sich zu den gleichen Beiträgen verpflichteten. So hat dank einer erfolgreichen staatlichen Preispolitik die Entwicklung der Wohnbautätigkeit seit 1939 einen wesentlich günstigeren Verlauf genommen, als während des letzten Weltkrieges. Zwar ist auch heute in der ganzen Schweiz die prozentuale Leerwohnungsrate praktisch auf den Nullpunkt gesunken, der aufgestaute Wohnungsbedarf ist diesmal aber bedeutend geringer. Zudem begünstigt die allmähliche Behebung der Materialschwierigkeiten eine weitere Belebung der privaten Wohnbautätigkeit.

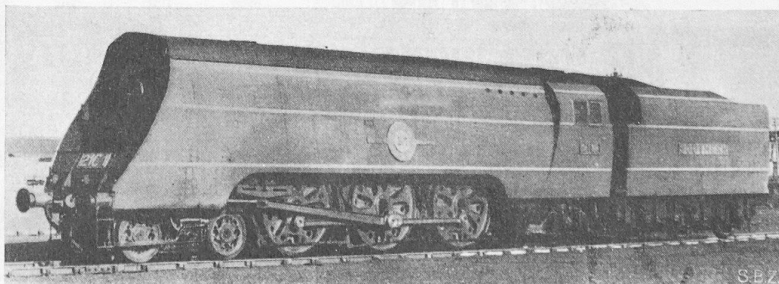


Bild 1. 2C1-Lokomotive «Merchant Navy» der Southern Railway