Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 91 (1973)
Heft: 11

Artikel: Der Bau der Wadi-El-Kuf-Brücke in Libyen
Autor: Dompieri, I.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-71826

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

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

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

Download PDF: 24.12.2025

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

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Der Bau der Wadi-El-Kuf-Brücke in Libyen

DK 624.281:693.56

Von **I. Dompieri**, Russikon

1. Einleitung

Eine neue libysche Küstenstrasse führt von der tunesischen Staatsgrenze längs des Mittelländischen Meeres zur ägyptischen Grenze und verbindet somit wichtige Landesstädte wie Tripolis, Benghazi, El Beida und Tobruk miteinander (Bild 1). Diese Strasse überquert 20 km westlich von El Beida die markante Schlucht des Wadi El Kuf.

Die vom libyschen Verkehrsministerium, Amt für Strassenbau, für die Planung und Bauleitung dieser Küstenstrasse beauftragten beratenden Ingenieure SIPAC, Rom, zogen für die Projektierung des bedeutenden Brückenbauwerkes Prof. Dr. Ing. *Riccardo Morandi,* Rom, zu.

Die internationale Ausschreibung für den Bau der Wadi-El-Kuf-Brücke, an welcher acht Unternehmungen aus vier Ländern teilgenommen hatten, wurde von der Bauunternehmung Costruzioni Stradali e Civili S.A., C.S.C., Lugano, gewonnen, welche auch mit der Ausführung betraut wurde. Die gleiche Unternehmung hatte sich zuvor schon mit Erfolg um den Ausbau des 283 km langen Strassenabschnittes beworben, welcher von Benghazi über Barce durch den Dschebel el Akhdar und El Beida nach Derna führt.

2. Projekt

2.1. Brückensystem und Abmessungen

Bei der vom Projektverfasser gewählten Konstruktion zum Überqueren des tiefen Wadis handelt es sich um eine Schrägseilbrücke aus Spann- und Stahlbeton. Sie besteht aus zwei symmetrischen, statisch hochgradig unbestimmten Systemen, wobei der Fahrbahnträger aus durchlaufenden, elastisch gelagerten Dreifeld-Kastenquerschnitten mit Kragarmen gebildet wird. Dazwischen eingehängte Gerberträger verbinden die beiden Systeme. Zur Vereinfachung der Beschreibung dieser Konstruktion dient das Liniendiagramm (Bild 2).

Die Spannweite zwischen den beiden Pylonachsen B und C beträgt 282 m, die Länge a–a′ zwischen den Auflagern 477 m. Die Gesamtlänge der Brücke, einschliesslich der Widerlagerkonstruktionen (h–h′), misst 524,9 m. Die Fahrbahn liegt rund 160 m über der Talsohle. Die Gesamthöhe beträgt, von den Aushubkoten gemessen, für Pylon B 123 m, für Pylon C 140 m (Bild 3).

2.2. Berechnungsgrundlagen

Die Belastungsannahmen, welche der statischen Berechnung zugrunde liegen, berücksichtigen neben den Eigengewichten Verkehrslasten des Typs H-A sowie Brems- und Anfahrkräfte gemäss den Vorschriften des British Standard 153, Abschnitt 3A, 1954. An Windkräften wurden gleichmässige Staudrücke von 200 kg/m² auf sämtlichen Angriffsflächen der Brücke eingerechnet. Um die Erdbebenwirkungen zu erfassen, wurde angenommen, dass die in den Schwerpunkten der Brückenmassen angreifenden Horizontalkräfte infolge eines Erdbebens 0,05% der Vertikallasten betragen. Den Temperaturänderungen wurde mit Schwankungen von ± 30 °C über und unter der mittleren Ortstemperatur Rechnung getragen, wobei zusätzlich ein Temperaturunterschied zwischen den oberen und unteren Brückenrandzonen von 10 °C mitberücksichtigt wurde.

2.3. Vorprojekt

Das Vorprojekt sah als Fahrbahnträger einen dreizelligen, geschlossenen Hohlkastenquerschnitt von 9,55 m Breite und veränderlicher Höhe mit zwei Konsolen von je 1,725 m vor (Bild 4). Die Längsvorspannkabel waren in den vier

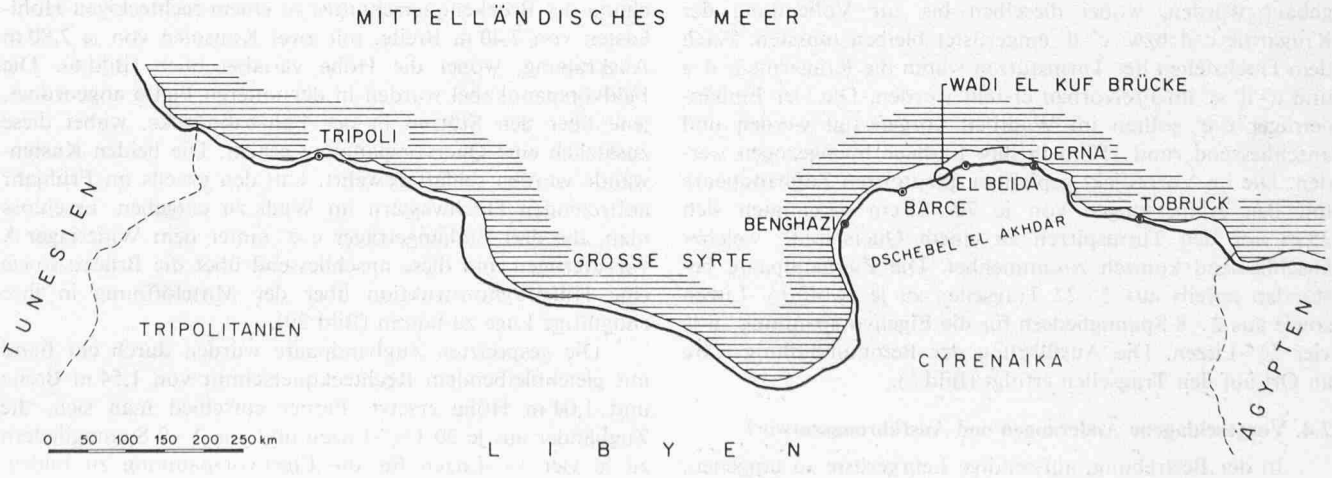


Bild 1. Lageskizze der Nordküste Libyens mit der Küstenstrasse. Massstab 1:10 000 000

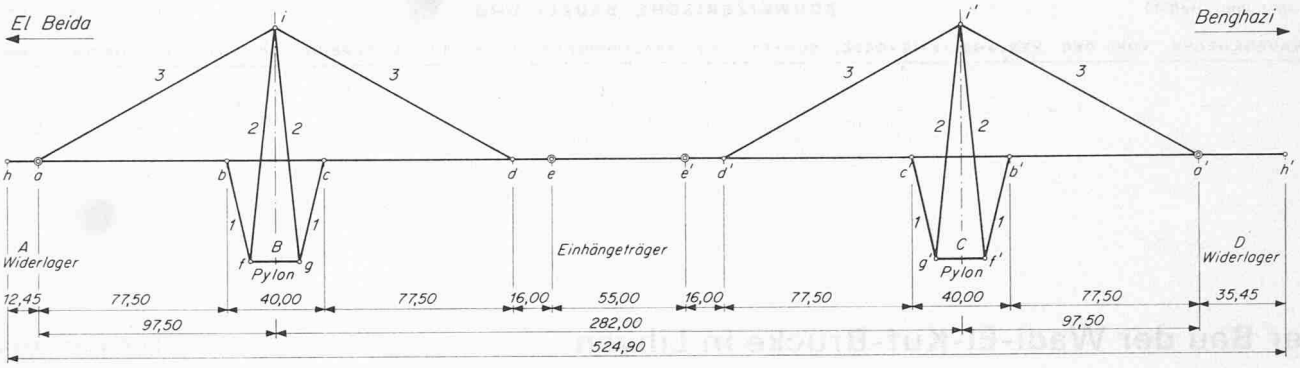


Bild 2. Liniendiagramm. 1 Schrägstützen, 2 Turmstützen, 3 Zugbänder

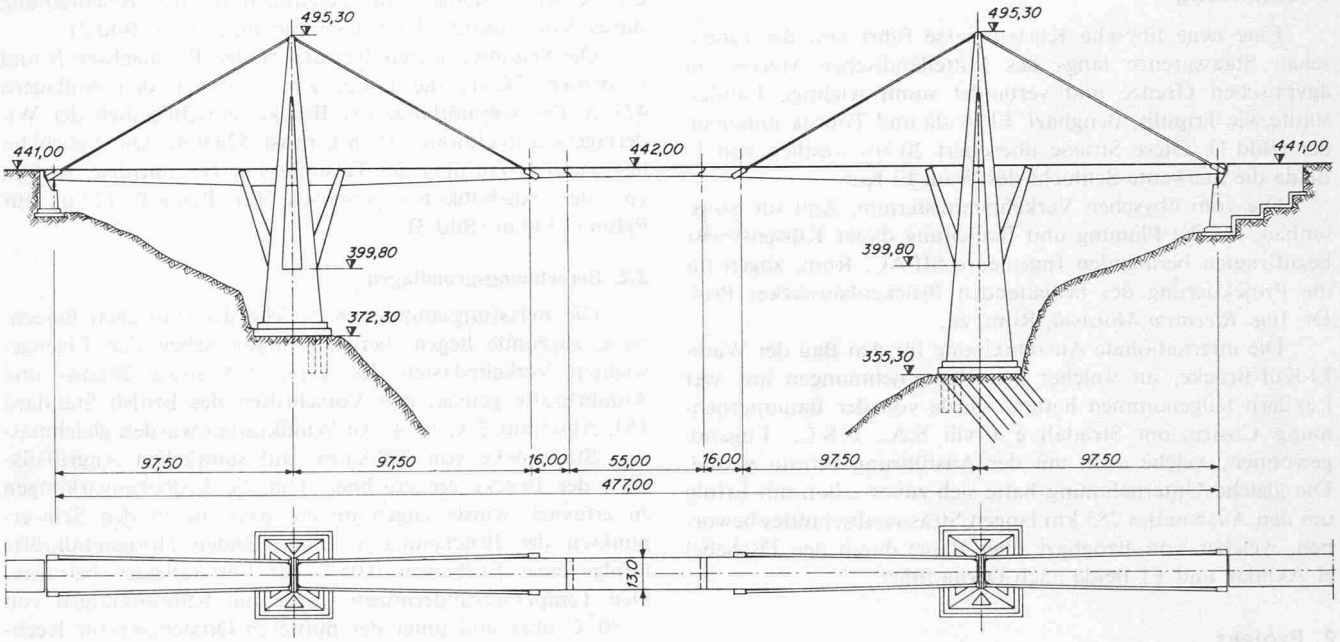


Bild 3. Ansicht und Draufsicht. Die Brückenfahrbahn liegt rund 160 m über der Talsohle. Beim Pylon C sind die Konsolidierungsmassnahmen des Untergrundes angedeutet

Rippen variabler Stärke angeordnet. Die Bodenplatte sowie die Fahrbahndecke wären schlaff bewehrt worden.

Folgender Bauvorgang war vorgesehen: nach der Errichtung der Pylonsockel sowie der Schrägstützen sollten die Brückenabschnitte b–c bzw. b′–c′ auf herkömmlichen Lehrgerüsten ausgeführt werden. Anschliessend wären die Brückenfelder a–b und a′–b′ – immer auf traditionellen Rüstungen – gebaut worden, wobei dieselben bis zur Vollendung der Kragarme c–d bzw. c′–d′ eingerüstet bleiben mussten. Nach dem Hochziehen der Turmstützen wären die Kragarme c–d–e und c′–d′–e′ im Freivorbau erstellt worden. Die vier Einhängeträger e–e′ sollten im Wadibett vorgefertigt werden und anschliessend rund 150 m in ihre Endlage hochgezogen werden. Die im Vorprojekt geplanten, gespreizten Zugbandpaare mit den Abmessungen von je 70×85 cm vereinigten sich 25 m vor den Turmspitzen zu einem Querschnitt, welcher anschliessend konisch zusammenlief. Die Zugbandpaare bestanden jeweils aus 2×22 Tragseilen zu je zwölf ½″-Litzen sowie aus 2×8 Spanngliedern für die Eigenvorspannung zu je vier ½″-Litzen. Die Ausführung der Betonumhüllung wäre an Ort auf den Tragseilen erfolgt (Bild 5).

2.4. Vorgeschlagene Änderungen und Ausführungsentwurf

In der Bestrebung, aufwendige Lehrgerüste zu umgehen, schlug die Unternehmung vor, die Rüstträger der Brückenabschnitte b–c und b′–c′ auf die Schrägstützen abzustellen sowie die entsprechenden Schalungen daran aufzuhängen. Aus dem gleichen Grunde zog man es vor, auch die Brückenabschnitte b–a bzw. b′–a′ im Freivorbau zu erstellen. Dieses Vorgehen ermöglichte es, gleichzeitig damit die Abschnitte c–d und c′–d′ im ausgewogenen Gleichgewicht vorzutreiben. Um den Freivorbau zu erleichtern, erfolgte eine Vereinfachung des Brückenquerschnittes zu einem rechteckigen Hohlkasten von 7,40 m Breite, mit zwei Konsolen von je 2,80 m Auskragung, wobei die Höhe variabel blieb (Bild 6). Die Feldvorspannkabel wurden in der unteren Platte angeordnet, jene über den Stützen in der Fahrbahndecke, wobei diese zusätzlich eine Quervorspannung erhielt. Die beiden Kastenwände wurden schlaff bewehrt. Um den jeweils im Frühjahr auftretenden Hochwassern im Wadi zu entgehen, beschloss man, die drei Einhängeträger e–e′ hinter dem Widerlager A vorzufertigen und diese anschliessend über die Brücke sowie eine Hilfstragkonstruktion über der Mittelöffnung in ihre endgültige Lage zu fahren (Bild 29).

Die gespreizten Zugbandpaare wurden durch ein Band mit gleichbleibendem Rechteckquerschnitt von 1,54 m Breite und 1,04 m Höhe ersetzt. Ferner entschied man sich, die Zugbänder aus je 90 1⅛″-Litzen und aus 2×9 Spanngliedern zu je vier ½″-Litzen für die Eigenvorspannung zu bilden. Diese Änderungen ermöglichten es, die Betonumhüllung in

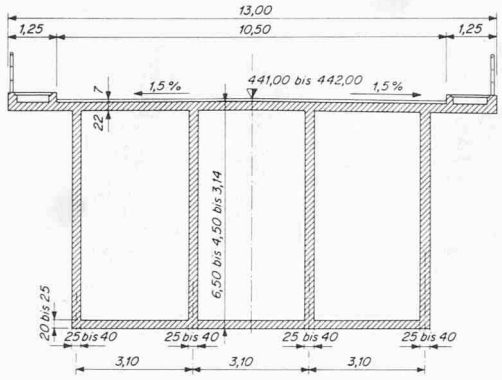


Bild 4 (links). Brückenquerschnitt des Vorprojektes

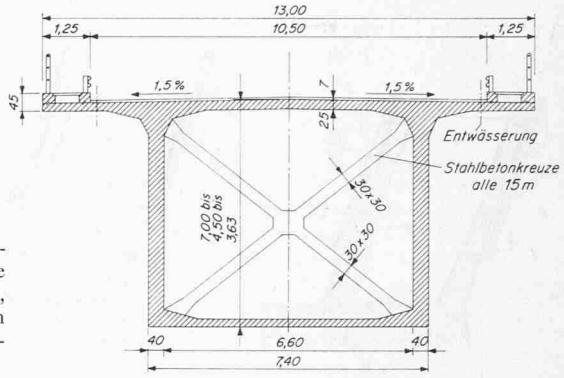


Bild 6 (rechts). Ausgeführter Brückenquerschnitt. Die Bodenplatte ist 20 cm stark, im Bereich der Stützknoten wird sie bis auf 50 cm verstärkt

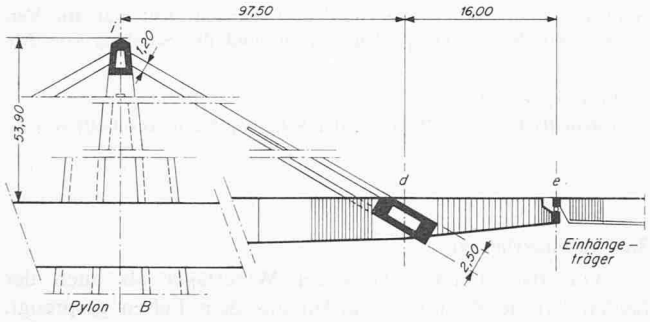


Bild 5. Zugbandpaar gemäss Vorprojekt

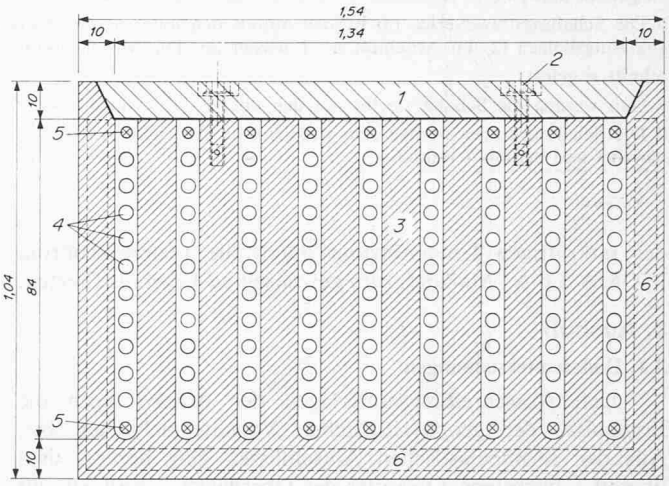


Bild 7. Querschnitt der ausgeführten Zugbänder. 1 Deckel, 2 Bolzen zum Festhalten der Deckel auf den Elementen, 3 kammförmiges Zugbandelement, 4 9×10 Tragseile 1⅛", 5 2×9 Spannglieder für die Eigenvorspannung, 6 nut- und kammförmig ausgebildete Stirnflächen. Die verbleibenden Hohlräume wurden mit Zementmörtel ausinjiziert

Einzelelementen vorzufertigen und dieselben, nach deren Montage auf die Tragseile, miteinander zu verkleben. Die verbleibenden Hohlräume wurden abschliessend mit Zementmörtel ausinjiziert (Bild 7).

2.5. Gewählte Baumethoden

2.5.1. Kletterschalung

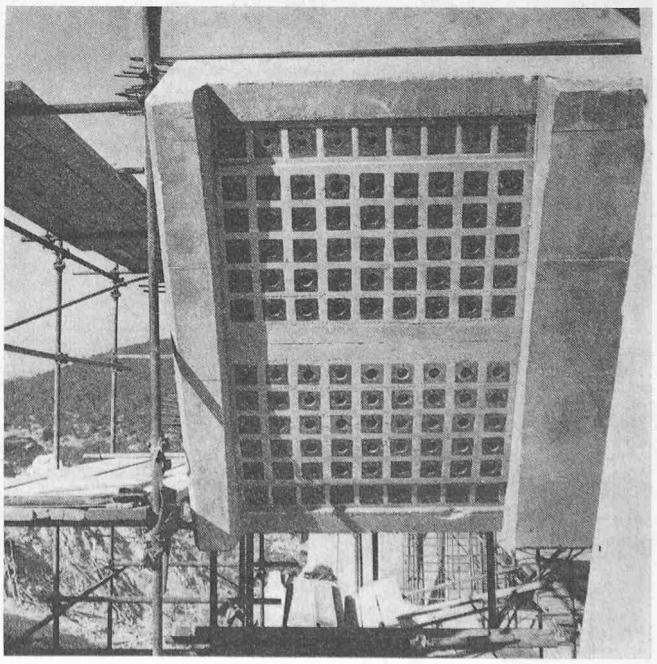
Die Hohlquerschnitte sowohl der Pylonsockel als auch der Schräg- und Turmstützen wurden mittels stählerner Kletterschalungen hochgezogen. Diese bestanden aus rund 6 m langen Schalungsträgern und aus 1,50 m breiten und 2,10 m hohen Schaltafeln, ergänzt durch verschiedene Spezial- und Eckstücke. Zwei bis vier Schalungsträger wurden jeweils im Abstand von 1,50 m miteinander verbunden und jedem dieser Träger eine Schaltafel zugeordnet. Die Arbeitsfortschritte mit den Kletterschalungen sind in Bild 9 dargestellt.

2.5.2. Dreieckförmige Fachwerkträger

Um das Rüstmaterial zu vereinheitlichen, wurden stählerne Fachwerkeinheiten mit dreieckförmigem Querschnitt konstruiert. Die Abmessungen der einzelnen Elemente – Länge 8 m, Höhe 4,50 m, Breite 1,60 m – wurden nicht nur auf Grund der statischen Erfordernisse gewählt, sondern auch mit Rücksicht auf das Gewicht, das 6 t, die Tragkraft des Kabelkrans nicht überschreiten durfte (Bilder 12 bis 17).

Aus diesen Fachwerkelementen wurden zuerst die Lehrgerüstträger zum Bau der Brückenabschnitte zwischen den Schrägstützen gebildet. Anschliessend erfolgte deren Verwendung als Tragelemente der Freivorbauwagen. Immer mit denselben Elementen wurden die Rüstungen zur Ausführung der wadiseitigen Seilquerträger erstellt und abschliessend erfolgte deren Zusammenbau als Hilfskonstruktion für das Einfahren der drei Gerberträger. Die Verwirklichung dieses aus Einheitselementen bestehenden Rüstmaterials sowie der entsprechenden Stahlschalungs-Strukturen erforderte von der Unternehmung ausgedehnte Planungsarbeiten, welche dank

Bild 8. Verankerungsanordnung der 9×10 Tragseile sowie der 2×9 Spannglieder für die Eigenvorspannung der Zugbandumhüllung im auskragenden Seilquerträgerteil



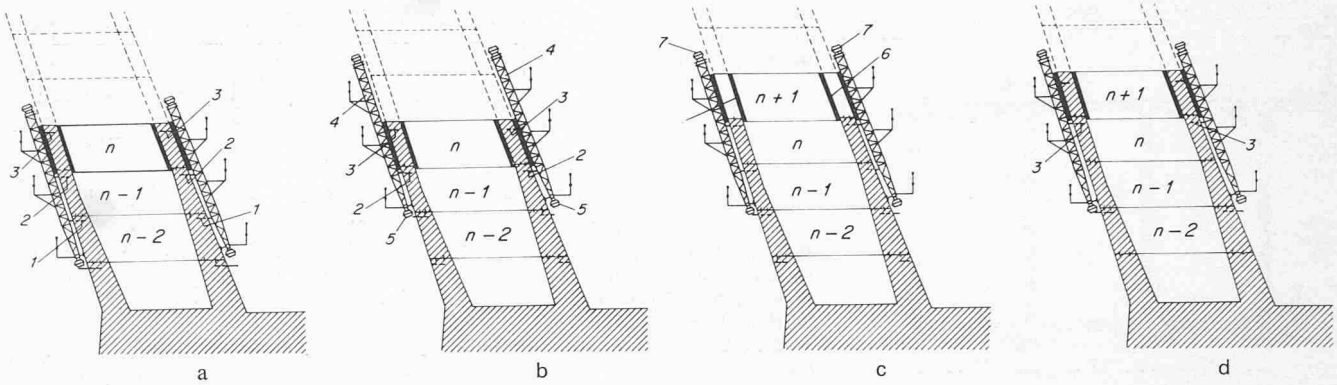


Bild 9. Arbeitsweise der Kletterschalungen an den Schrägstützen.

a Der Beton von Abschnitt n ist eingebracht und erhärtet. Die im Abschnitt $n-2$ verankerten Bolzen (1), je Schalungsträger einer, werden ausgebaut und jene in Abschnitt $n-1$ (2) gelockert. Die Schalung bleibt dank den Montagebolzen (3) am Abschnitt n haften

b Die Schalungsträgerserien (4) werden mittels den unteren pneumatischen Pressen (5) um 2,00 m hochgedrückt, danach zieht man die Verankerungsbolzen (2) im Abschnitt $n-1$ wieder an. Die Montagebolzen (3), einer pro Schaltafel, werden entfernt und die Schalung von Abschnitt n gelöst

c Nun werden die Schaltafeln (6) mit den oberen Druckluftpressen (7) 2,00 m nachgezogen

d Die Schalungsträger werden nun zusätzlich in Abschnitt n verankert. Nach dem Richten und Reinigen der Schalung kann Abschnitt $n+1$ bewehrt und betoniert werden

der tatkräftigen Unterstützung durch die Lieferantenfirma ICOMA S.p.A., Mailand, zum gewünschten Ergebnis führten.

3. Aushub

3.1. Bodenuntersuchungen

Den Ausschreibungsunterlagen der Brücke lagen die Ergebnisse der geophysikalischen Voruntersuchungen bei. Aus den seismoelastischen Aufschlüssen ging hervor, dass überall – höchstens 1 m unter der Oberfläche – Kalkfels mit guten elastischen Eigenschaften anzutreffen sei (Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeiten zwischen 3,2 km/s und 3,7 km/s). Auf Grund der Felskavernen in den Wadiflanken wurde jedoch die Möglichkeit von Karsterscheinungen nicht ausgeschlossen. Der Bericht schloss mit der Empfehlung, in den Fundamentbereichen Versuchsbohrungen vorzunehmen.

3.2. Sprengarbeiten

Die Baugruben sowohl der Widerlager als auch der beiden Pylone B und C wurden aus dem Felsen gesprengt. Dies geschah in Stufen von höchstens 15,00 m Tiefe, wobei die Bohrlöcher Durchmesser 65 mm wie folgt angeordnet waren: Abstände parallel zur Brückenachse 2,20 m, senkrecht dazu 1,60 m. Der Sprengstoffbedarf (Gelatine S 80%) betrug im Mittel 250 g/m³ Fels. Mit Bulldozern (CAT D 8) und Raupenladeschaufeln (CAT 977 K) wurde der Schutt entfernt.

Die definitiven Baugrubenwände der Pylone wurden treppenförmig ausgebildet, wobei die Stufenhöhe von 14 m nicht überschritten wurde. Die Böschungsneigung betrug 7:1. Es wurden folgende Felsmengen ausgebrochen: Widerlager A 1900 m³, Pylon B 34600 m³, Pylon C 46000 m³, Widerlager D 3300 m³.

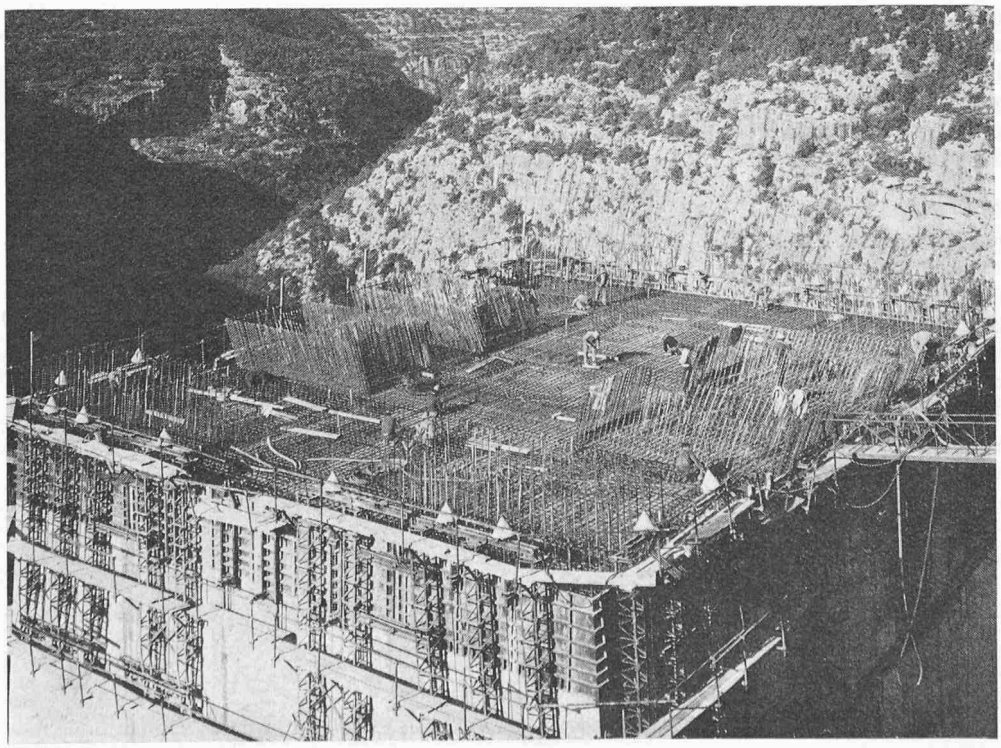


Bild 10. Armierung der Pylonsockeldecke. Die Anschlussstähle der Schräg- und Turmstützen ragen im Moment über die Arbeitsplattform heraus.

4. Fundamente

4.1. Pylon B

4.1.1. Schachtgründungen

Im Bereich der Fundamentplatte für Pylon B wurden nach den Aushubarbeiten fünf Versuchsbohrungen Durchmesser 65 mm mit Bohrkernentnahme angeordnet. Gebohrt wurde teilweise senkrecht und zum Teil unter einer Neigung von 30° bis zu Tiefen zwischen 16 m und 20 m. Auf Grund der Bodenaufschlüsse ordnete der Projektverfasser unter der Fundamentkante Seite Wadi sechs Schachtfundamente, Durchmesser 3 m, Tiefe 15 m, an. Diese mussten mit dem Abbauhammer abgeteuft werden, da der umliegende Fels nicht gestört werden durfte. Die Armierung dieser Schächte wurde bis in die Fundamentplatte hochgezogen. Das Betonieren erfolgte bis Oberkante Ausgleichsschicht (Bild 3).

4.1.2. Fundamentplatte

Nach dem Erstellen der 3 m starken Ausgleichsschicht mit Magerbeton wurde die Fundamentplatte (Länge 33,36 m, Breite 28,40 m und Höhe 2,50 m) eingeschalt, bewehrt und betoniert.

4.1.3. Pylonsockel

Der pyramidenstumpfförmige Pylonsockel beginnt bei Kote 377,80 m ü. M. auf der Fundamentplatte und erhebt sich 22 m. Der Grundriss besteht aus den acht Hohlquerschnitten der Schräg- und Turmstützen, welche mit 50 cm starken Abschlusswänden verbunden sind. Diese Betonquerschnitte wurden, wie schon erwähnt, unter Verwendung von Kletterschalungen in 2-m-Abschnitten hochgezogen. Die beiden Schrägstützenpaare sind ab Kote 391,80 m ü. M. mit je zwei 80 cm starken Wandscheiben verbunden. Ferner bestehen zwischen den acht Querschnitten ab Kote 395,80 m ü. M. innere Verbindungen mittels 50 cm starker Betonriegel. Bei der gleichen Kote gehen die Hohlquerschnitte der Turmstützen in Vollquerschnitte über. Den Abschluss des Sockels bei Kote 399,80 m ü. M. bildet die 1 m starke Decke, welche im Bereich der Schrägstützen 2 m beträgt. Das Einrüsten und Schalen der Decke konnte vermieden werden, indem diese in zwei Phasen ausgeführt wurde. Vorerst wurden 20 cm starke vorgefertigte Betonplatten verlegt, welche, entsprechend bewehrt, einerseits Bestandteil der fertigen Decke waren und anderseits als Schalung für das Betonieren der zweiten Phase dienten. Anschliessend wurden der obere Deckenabschnitt armiert, die Anschlussstähle für die Schräg- und Turmstützen verlegt und betoniert (Bild 10).

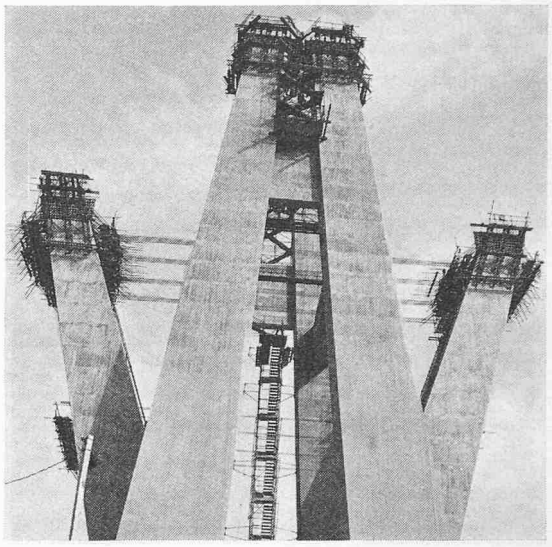


Bild 12. In Bildmitte erkennt man die 4×4 provisorischen Zugglieder zwischen den Schrägstützen auf Kote 433 m ü. M. und in der unteren Bildhälfte jene auf Kote 417 m ü. M. Oben ist auch die 7,25 m hohe Wandscheibe ersichtlich, welche das Turmstützenpaar verbindet

4.2. Pylon C

4.2.1. Schachtgründungen und Konsolidierung des Untergrundes

Schon während des Aushebens der Baugrube zeigte sich, dass der Fels in der Fundamentzone stark zerklüftet war. Demzufolge wurden umfassende Versuchsbohrungen mit

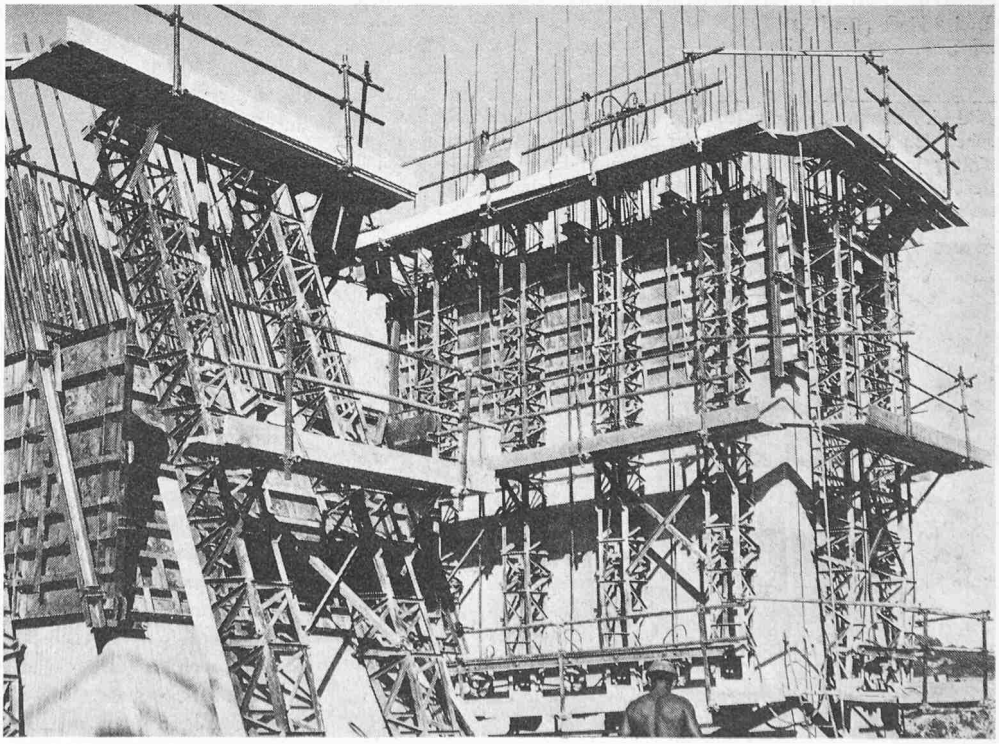


Bild 11. Ausführung der Stützen mit Kletterschalungen. Die Turmstütze ist eingeschalt, bewehrt und bereit zum Betonieren. Bei der Schrägstütze links im Bild sind die Schalungsträger für den folgenden Abschnitt hochgezogen.

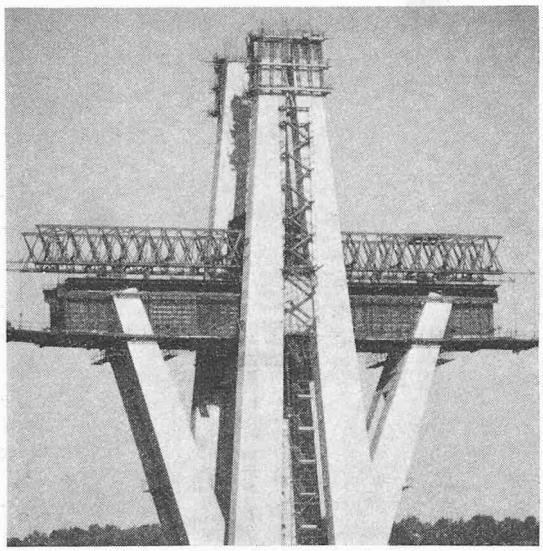


Bild 13. Lehrgerüst und daran aufgehängte Schalung des Brückenabschnittes zwischen den Schrägstützen

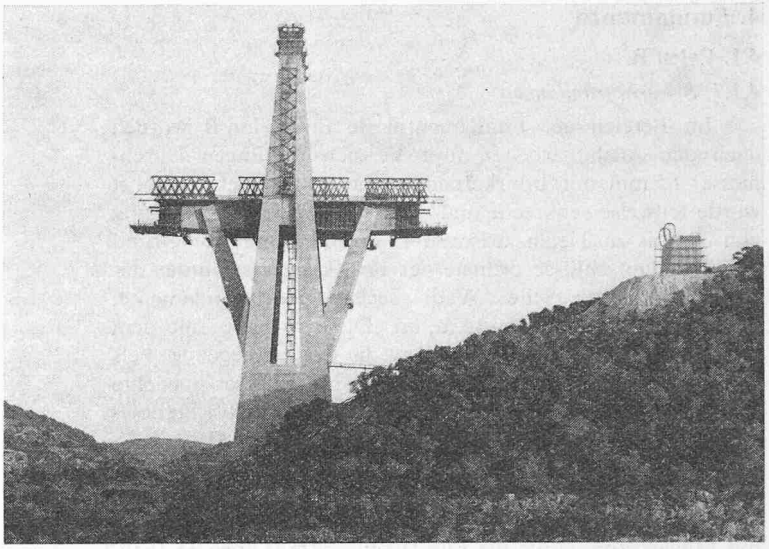
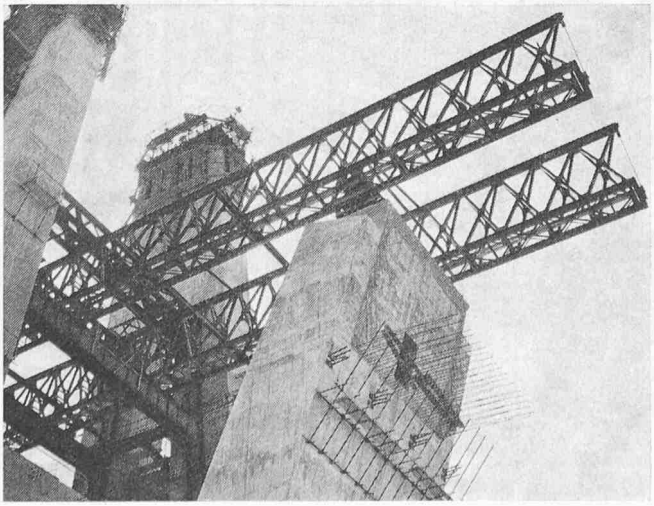


Bild 14. Die beiden Enden des Lehrgerüstes sind losgelöst und zu Vorbauwagen umgebaut. Rechts ist das im Bau begriffene Widerlager D ersichtlich mit den beiden Schlaufen der späteren Vertikalkabel

Bohrkernentnahme angeordnet. Insgesamt führte man zwölf Bohrungen Durchmesser 65 mm aus, welche, in verschiedenen Richtungen mit variablen Neigungen, Tiefen von 5 m bis 22 m unter der Aushubkote erreichten. Wie schon bei Pylon B, ordnete der Projektverfasser die gleichen sechs Schachtgründungen unter der Fundamentvorderkante an. Zusätzlich mussten jedoch in jedem dieser Schächte, von deren Sohle aus, je drei Pfähle Durchmesser 60 cm weitere 25 m tief gebohrt werden. Sowohl diese Pfähle als auch die Schächte wurden bewehrt und betoniert. Aus den Versuchsbohrungen war deutlich zu erkennen, dass unterhalb der Fundamentplatte mehrere Rissebenen vorhanden waren, welche ungefähr parallel zur Talflanke verliefen. Aus diesem Grunde bohrte man etwa senkrecht zu diesen Rissebenen insgesamt 72 Löcher, Durchmesser 20 cm, welche mit je 4 Stählen, Durchmesser 30 mm, bewehrt und mit Zementmörtel ausgepresst wurden. Der Fels unterhalb der Fundamentplatte wurde zusätzlich an 14 verschiedenen Stellen mit Zementmörtel ausinjiziert (Bild 3).

Bild 15. Lehrgerüstträger für den Bau des Brückenabschnittes zwischen den Schrägstützen. Links der Stützbock, an welchem die beiden Träger je zweifach aufgehängt sind. Unter den Anschlussstählen an der Schrägstütze für den Brückenkastenboden sind die 4×4 Spannstellen der provisorischen Zugglieder



4.2.2. Fundamentplatte

Nach dem Einbringen des Magerbetons zur Bildung der Ausgleichsschicht erfolgte der Bau der Fundamentplatte. Abmessungen: Länge 35,58 m, Breite 31,64 m, Höhe 2,50 m.

4.2.3. Pylonsockel

Der Sockel ist analog jenem von Pylon B aufgebaut. Da dieser jedoch von Kote 360,80 m ü. M. 39 m ansteigt, sind zusätzlich die beiden Schrägstützenpaare ab Kote 376,80 m ü. M. mit je zwei 4 m hohen und 1,20 m breiten Trägern verbunden und die acht Stützenquerschnitte untereinander mittels gleichhoher innerer Riegel von 1 m und 1,20 m Breite. Die acht Hohlquerschnitte sind auf dieser Höhe mit 1 m starken Decken ausgesteift. Der Ausbau des oberen Sockelteils erfolgte gleich wie bei Pylon B (Bild 10).

5. Schrägstützen

Die Schrägstützen, beginnend auf den Pylonsockeldecken Seite Widerlager bei Kote 399,80 m ü. M. und Seite Wadi bei Kote 400 m ü. M., steigen unter einem Winkel bezüglich der Lotrechten von annähernd 19° an. Die sich in Richtung der Brückenachse nach oben verjüngenden Hohlquerschnittpaare, mit den anfänglichen Abmessungen von 6,20×3,50 m, vereinigen sich nach 28,10 m Höhe zu dreizelligen Rechteckquerschnitten, welche sich konisch bis unterhalb der Fahrbahn fortsetzen. Sämtliche Schrägstützen wurden unter Verwendung der eingangs beschriebenen Kletterschalungen in jeweils 2-m-Abschnitten hochgezogen. Die Schalungsträger waren dabei in einer Ebene geneigt; die Schaltafeln schlossen jedoch waagrecht ab. Die Stützenwände beginnen mit einer Stärke von 1,20 m und verjüngen sich während der ersten drei Abschnitte zur Normalstärke von 60 cm, welche bis zur Vereinigung der Stützenpaare gleichbleibend ist. Die Betonabmessungen im Bereich der dreizelligen Stützenenden sind variabel. Die Bewehrung erfolgte mit hochwertigem Stahl, wobei die Bügelarmierung horizontal verlegt wurde. Auch die Arbeitsfugen der Betonierabschnitte wurden in Übereinstimmung mit den Schalungsabschlüssen waagrecht angeordnet. Anlässlich der Errichtung der divergierenden Stützen war der Einbau von provisorischen, horizontalen Zuggliedern erforderlich, welche die sich aus der statischen Berechnung der Bauzustände ergebenden Spannungen und Verformungen in den zulässigen Grenzen zu halten hatten. Nach dem Bau der

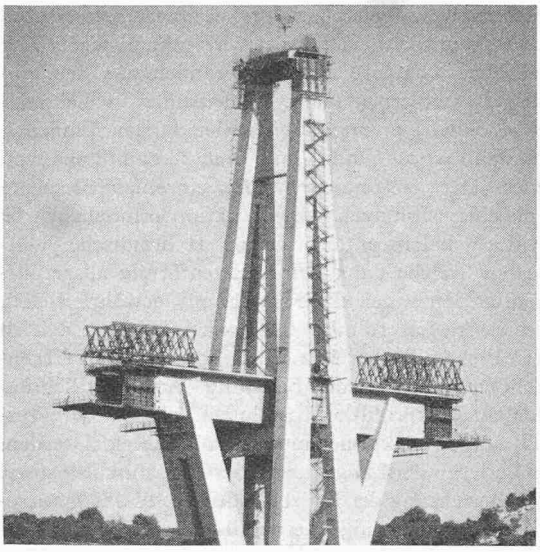


Bild 16. Mit beiden Wagen wird der Brückenbau im ausgewogenen Gleichgewicht vorgetrieben. Auf Kote 474 m ü. M. ist der horizontale Spriess noch eingebaut. Seitlich an den Turmstützen die stählernen Treppenkonstruktionen, welche während der Bauausführung den Zugang ermöglichen

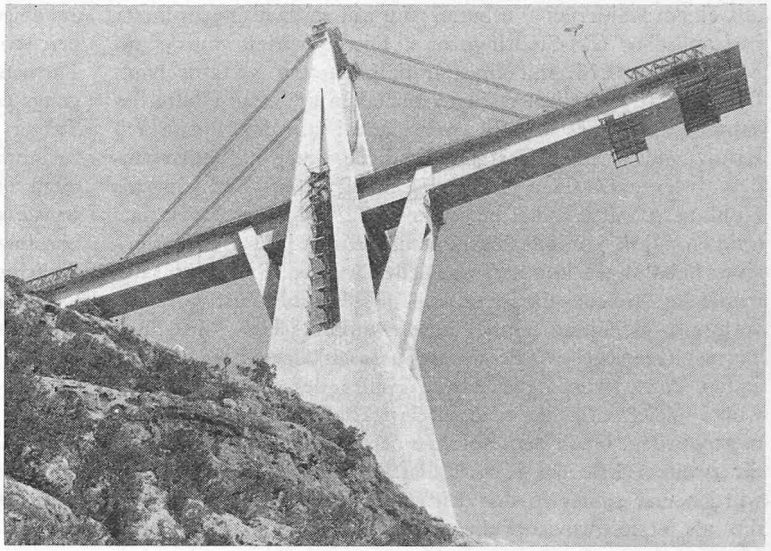


Bild 17. Der Kragarm hat eine Länge von nahezu 60 m erreicht. In Abschnitt VIII sind eine Anzahl provisorischer Tragseile eingebaut. Daruntergehängt die Arbeitsbühne, von welcher aus die Spannarbeiten erfolgen

ersten neun Abschnitte wurden auf Kote 417 m ü. M. die ersten Zugelemente, bestehend aus 2×4 Spanngliedern, eingebaut und jedes mit einer Kraft von 37,2 t gespannt. Anschliessend erfolgte das Hochziehen der Stützen bis unterhalb des Brückenkastens. Auf Kote 433 m ü. M. wurde die zweite Serie Zugglieder montiert. Nach dem Spannen dieser 4×4 Kabel mit einer Kraft von je 18,6 t verminderte man jene der ersten Zuggliederserie auf je 14,9 t. Nun wurden die Schrägstützen bis unter die Fahrbahndecke zu Ende gebaut und abschliessend die Kraft in den Spanngliedern der zweiten Serie auf je 26 t erhöht (Bild 12).

Die Zugkräfte in den Spannelementen auf Kote 433 m ü. M. wurden später, anlässlich des Betonierens der Fahrbahnträger zwischen den Schrägstützen, auf je 33,4 t gebracht. Der Ausbau sämtlicher provisorischer Zugglieder erfolgte, nachdem die endgültigen Einspannverhältnisse der Stützen erreicht waren (Bild 8).

6. Turmstützen

Die zwei Turmstützenpaare, welche die vier Ecken der Pylonsockel bilden, finden ihre Fortsetzung ab O.K. Sockeldecke bei Kote 399,80 m ü. M., wobei die Stützenachsen in Richtung parallel zur Brücke eine Neigung bezüglich der Lotrechten von 4° 14′ 10″ und senkrecht dazu eine solche von 3° 44′ 40″ aufweisen.

Die Hohlquerschnitte beginnen, bei konstanten Wandstärken von 60 cm, mit Abmessungen von 6,20×3 m und verjüngen sich in der Brückenachsrichtung nach oben. Auch diese Turmstützen wurden mit Hilfe der erwähnten stählernen Kletterschalungen errichtet, wobei die Schalungsträger mit den entsprechenden Schaltafeln in zwei Ebenen geneigt waren. Bis Kote 429,50 m ü. M. wurden die konvergierenden Stützen freistehend hochgezogen, und ein gegenseitiges Abspriessen war nicht erforderlich.

Von dieser Kote an sind die sich senkrecht zur Brücke gegenüberstehenden Stützen mit 4 m hohen und 1,50 m breiten Stahlbetonriegeln verbunden, wobei gleichzeitig die Hohlquerschnitte der Stützen in Vollquerschnitte übergehen. Ab Kote 434,15 m ü. M. sind auch beide Stützenpaare parallel zur Brücke mit 7,25 m hohen und 1 m starken Wandscheiben verbunden.

Von O.K. Wandscheiben bei Kote 441,40 m ü. M. steigen die Stützen wieder im Hohlquerschnitt an, und zwar bis zur Vereinigung derselben in Richtung der Brücke bei Kote 470,05 m ü. M. Die nachfolgenden 4 m hohen Verbindungsabschnitte sind im Vollquerschnitt betoniert.

Auch bis zu dieser Kote, d.h. 474,05 m ü. M., war es möglich, die Stützenpaare freistehend zu erstellen. In dieser Bauphase wurde jedoch der Einbau eines horizontalen Spriesses senkrecht zur Brückenachse erforderlich. Dieser bestand

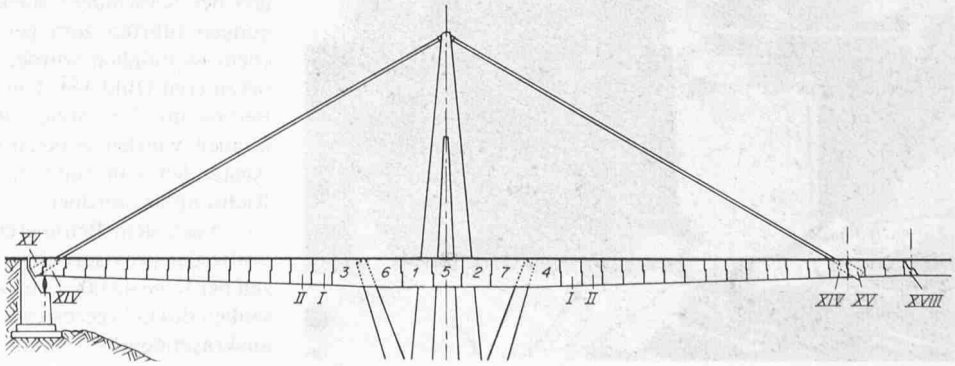


Bild 18. Betoniervorgang. Die arabischen Nummern entsprechen chronologisch den sieben Tagesbetonieretappen. Nach dem Betonieren der vierten Etappe wurden die Kräfte der provisorischen Zugglieder zwischen den Schrägstützen bei Kote 433 m ü. M. je auf 33,4 t erhöht. Die römisch numerierten Vorbauabschnitte sind im Abschnitt 8.2, Bauvorgang, besprochen

aus einem stählernen Verbundprofil mit seitlich angeordneter hydraulischer 60-t-Stellringpresse. Dieser Spriess wurde auf Kote 474 m ü. M. mit einer Initialkraft von 8 t eingebaut. Der Ausbau desselben erfolgte, nachdem die erste Hälfte des Turmspitzenriegels erstellt war, wobei an der Presse ein Kraftzuwachs von 4 t festgestellt wurde. Auch die Stützenenden ab Kote 474,05 m ü. M. bis Kote 489,80 m ü. M. sind als Hohlquerschnitte mit 1 m starken Wänden ausgeführt. Die inneren, stark konisch zusammenlaufenden und arbeitsintensiven Schalungen konnten vermieden werden, indem Polystyrolblöcke, welche die gesamten Hohlräume ausfüllen, als verlorene Schalung einbetoniert wurden. Der 4 m hohe Turmspitzenriegel wurde in drei Phasen ausgeführt. In der ersten Phase wurde die untere Hälfte des Riegels gebaut, wobei gleichzeitig die Zugseil-Tragkonstruktionen einbetoniert wurden. Nach der Montage der je 7×9 Tragseile wurde die zweite Hälfte des Riegels erstellt. Nur die beiden Ecken wurden erst später in der dritten Phase betoniert, nachdem die als erste provisorische Zugseile verwendeten je 3×9 Litzen aus- und wieder eingebaut waren (siehe Abschnitt 8.5, Umwandlung des statischen Systems).

Stählerne Treppenkonstruktionen, welche von den Pylonsockeldecken bis zu den Turmspitzen gleichzeitig mit den Stützen hochgeführt wurden, gewährten während der Bauausführung den Zugang zu den Stützenpaaren (Bild 16).

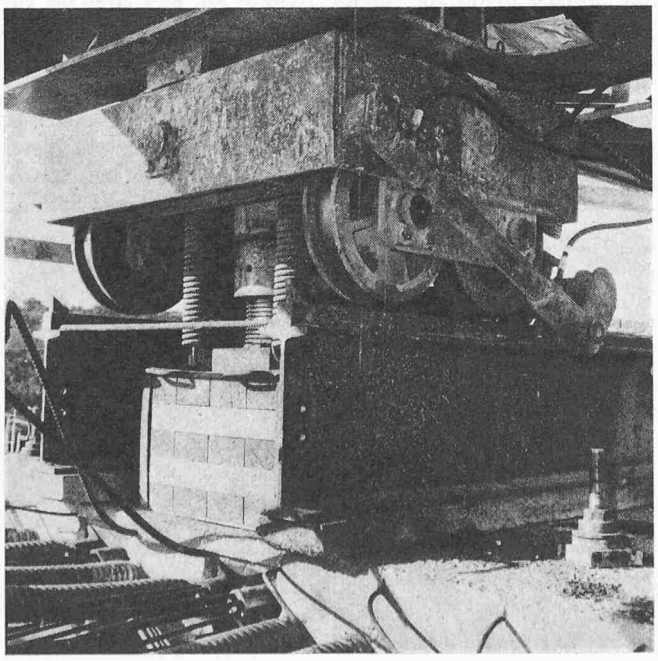
7. Brückenabschnitte zwischen den Schrägstützen

7.1. Lehrgerüstträger

Die erste Bauphase des Fahrbahnträgers wurde durch den 40 m langen Brückenabschnitt zwischen den Schrägstützen sowie von je einem 7,50 m langen Kragabschnitt ausserhalb desselben gebildet. Wie schon angedeutet wurde, erfolgte die Ausführung dieses insgesamt 55 m langen Brückenteilstückes mittels an Lehrgerüstträgern aufgehängten Schalstrukturen.

Die beiden Lehrgerüstträger waren einerseits auf den Schrägstützen abgestellt und anderseits in der Mitte zweifach an einen Stützbock aufgehängt. Der Stützbock selbst stand bei Kote 433,50 m ü. M. auf den Verbindungsriegeln der Turmstützen. Die Lehrgerüstträger bestanden aus den eingangs erwähnten stählernen Fachwerkelementen, wobei jeder Träger aus je sechs 8 m und zwei 6,00 m langen Einheiten zusammengestellt wurde und somit eine Gesamtlänge von 60 m aufwies. Der Zusammenbau der einzelnen Elemente wurde durch eine Montagehilfskonstruktion ermöglicht, die vor Beginn des Schalens entfernt wurde. Hydraulische 300-t-Stellringpressen, welche dank den kalottenförmig ausgeführten Kopfplatten eine gelenkige Lagerung gewährleisteten, bildeten die je vier Lagerpunkte der beiden Träger. Zugleich dienten diese Pressen später dem erschütterungsfreien Absenken des Lehrgerüstes und der Schalung. Auf den Schrägstützen bildeten Stahlprofilkonstruktionen den Sitz der Pressensockel. Diese Konstruktionen mussten so ausgebildet werden, dass sie das Verlegen der Längs- und Quervorspannkabel sowie der schlaffen Bewehrung der Fahrbahndecke und das Betonieren der letztgenannten ermöglichten (Bilder 13, 16 und 19).

Bild 19. Vorderer Lagerpunkt des Vorbauwagens. Seitlich des von der Schiene abgehobenen Rollschemels ist eine hydraulische Kolbenpresse, welche sowohl die Schienen vorzieht als auch den Wagen vorschiebt. Das Lager wird durch die zwischen den beiden Räderpaaren ersichtliche 300-t-Stellringpresse gebildet



7.2. Hängeschalungen und Bewehrung

Nach der Montage der Lehrgerüstträger wurden die Stahlprofilroste zur Aufnahme der Kastenbodenschalung mittels Stahlstangen Durchmesser 32 mm daran aufgehängt. Anschliessend wurden die Schaltafeln für die Bodenplatte verlegt und bewehrt. Dann wurden die Aussenschalungen der Kastenwände errichtet und die Wandarmierungen verlegt. Durch Verwendung von Rippenstreckmetall als Abschalung der rund 6,50 m hohen Wände, entsprechend den Betonierabschnitten, konnte das nachträgliche Ausschalen vermieden werden. Nachdem die innere Wandschalung gestellt war, hängte man die Stahlprofilroste sowohl der Kastendecke als auch beider seitlich auskragender Konsolen für die Fahrbahnschalung an die Rüstträger auf. Die Fahrbahndecke wurde auf einer Breite von 12,30 m geschalt und bewehrt und anschliessend sowohl die Längs- als auch die Quervorspannkabel verlegt. Im Bereich der Bodenplatte und der Fahrbahndecke wurden die Abschalungen der Betonierabschnitte in herkömmlicher Weise ausgeführt (Bilder 13 bis 17).

7.3. Betoniervorgang

Beim Festlegen des Betoniervorganges mussten verschiedene Gesichtspunkte berücksichtigt werden. In erster Linie wurde dieser Vorgang so gewählt, damit eine möglichst leichte Rüst- und Schalkonstruktion eingesetzt werden konnte, unter gleichzeitiger Gewährleistung der Rissefreiheit während der einzelnen Betonierphasen. Ferner musste die Betonierkapazität einer Tagesschicht berücksichtigt werden, welche für diesen arbeitsintensiven Brückenquerschnitt 70 bis 80 m³ nicht überschreiten konnte. Als weiteren wichtigen Punkt durften auch die Schwindeigenschaften des Betons nicht vernachlässigt werden. Durch die Wahl der relativ kleinen Betonierabschnitte und der Einräumung einer mindestens 72stündigen Abbinde-und Erhärtungsfrist vor dem Betonieren der anschliessenden Abschnitte konnten die Wirkungen des Schwindens stark vermindert werden. Diese Überlegungen führten zum gewählten Betoniervorgang, dank welchem es möglich wurde, das Brückenteilstück in 7 Tagen zu betonieren (Bild 18). Um das Einbringen und Verdichten des Betons im 7 m hohen Brückenquerschnitt kontrollieren zu können, wurden an den inneren Wandschalungen Öffnungen in Abständen von rund 2,50 m in vertikaler und horizontaler Richtung angeordnet.

Nach dem Betonieren von Abschnitt 4 mussten die Zugkräfte der provisorischen Zugglieder zwischen den Schrägstützen bei Kote 433,00 m ü. M. auf 33,4 t erhöht werden. Das Absenken des Lehrgerüstes erfolgte, nachdem die Kabel der beiden auskragenden Brückenabschnitte vorgespannt waren.

8. Im Freivorbau ausgeführte Brückenabschnitte

8.1. Vorbauwagen

Für die 16 m langen Tragkonstruktionen der Vorbauwagen wurden die beiden Enden des Lehrgerüstes der Brückenabschnitte zwischen den Schrägstützen umgebaut (Bild 13).

Anschliessend wurde die Schalung für die 5 m langen Vorbauabschnitte aufgebaut. Die Bodenschalungen sowie die davorhängenden Arbeitsbühnen konnten von den ausgeführten, ausserhalb der Schrägstützen kragenden Brückenteile übernommen und gleichzeitig mit den Tragstrukturen vorgefahren werden. Dann wurden die Aussenwandschalungen, verbunden mit den Konsolschalungen der Fahrbahnplatte, an die Tragelemente aufgehängt. Die inneren Wandschalungen sowie jene der Fahrbahndecke liefen unabhängig von den äusseren Schalungen auf einem Rollensystem, welches, unter der Hohlkastendecke montiert, abschnittweise vorgezogen wurde.

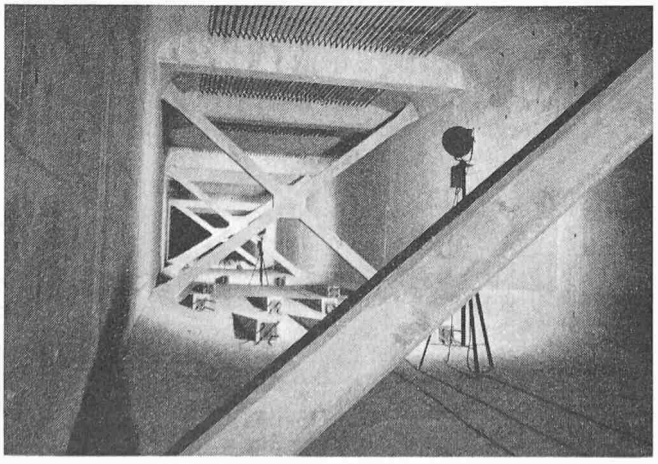
Nachfolgend werden stichwortartig die einzelnen Phasen eines Vorbauzyklus beschrieben:

- Vorziehen der Schienen nach dem Abbinden des vorgehenden Betonabschnittes um 5 m mit an den Rollschemeln befestigten hydraulischen Kolbenpressen (Bild 19).
- Nach dem Aufbringen der ganzen Längsvorspannkräfte Absenken des Vorbauwagens durch die hydraulischen 300-t-Stellringpressen, bis die Rollschemel auf den Schienen stehen. Gleichzeitiges Lösen der Verankerungen an den Wagenenden mit den hydraulischen 60-t-Stellringpressen.
- Vorfahren des Wagens um 5 m einschliesslich Boden-, äussere Wand- und Konsolschalungen sowie Arbeitsbühnen mit den hydraulischen Kolbenpressen, welche sich an den verankerten Schienen schrittweise abstossen.
- Abheben von den Schienen, Richten und Verankern des Vorbauwagens mit den 300-t- und 60-t-Stellringpressen.
- Heben der Bodenschalung, dann Richten und Reinigen derselben sowie der äusseren Wand- und Fahrbahnkonsolschalungen.
- Bewehren der Bodenplatte und der Wände; Längsvorspannkabel Bodenplatte, sofern vorhanden, Verlegen.
- Vorziehen, Reinigen und Richten der inneren Wand- und Fahrbahndeckenschalungen.
- Bewehren der Fahrbahndecke und Verlegen der Längs- sowie Quervorspannkabel bzw. Verankerungen für provisorische Längsvorspannung.
- Betonieren.
- Nach dem Erhärten des Betons (Würfeldruckfestigkeit 250 kg/cm²) 50%iges Vorspannen der Querkabel.
- Absenken der Konsol- und Fahrbahndeckenschalungen sowie Lösen der Wandschalungen. Montieren der provisorischen Vorspannstähle.
- Bei Erreichen der Würfeldruckfestigkeit von 350 kg/cm², im Mittel nach 3 bis 4 Tagen, Aufbringen der 100%igen Quer- und Vorbauvorspannkräfte.

Die mittlere Dauer eines Zyklus betrug 11 Tage (min. 7 Tage), wobei – auf beiden Pylonen – gleichzeitig zwei Abschnitte im ausgewogenen Gleichgewicht ausgeführt wurden. Insgesamt vollführten die vier Vorbauwagen 64 Bewegungen.

Mit Ausnahme der Kastenhöhe, welche von 7 m auf 3,65 m abnahm, blieben während des Freivorbaus die übrigen Abmessungen gleich.

Bild 20. Die im Brückenkasten alle 15 m angeordneten Stahlbetonkreuze. In der Bodenplatte sind die Verankerungen der ungespannten Feldvorspannkabel ersichtlich. Oben erkennt man die Unterzüge und die noch eingebauten provisorischen Spannstähle



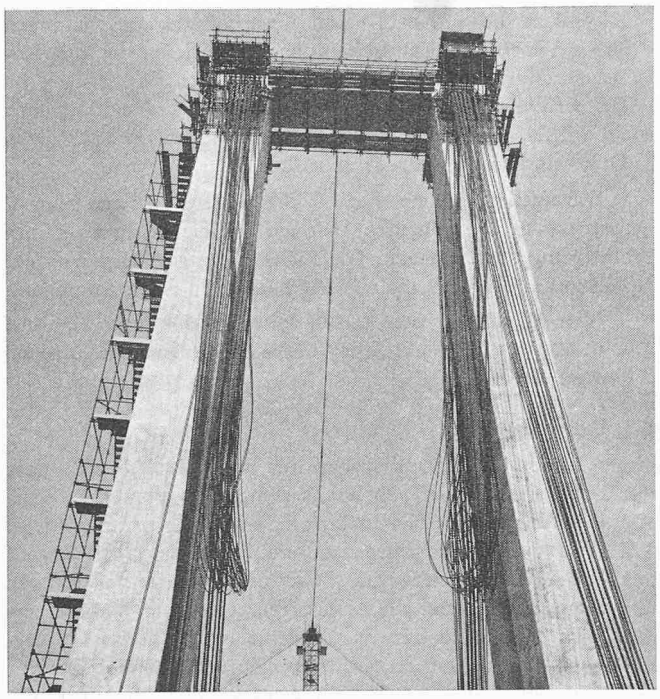
8.2. Bauvorgang

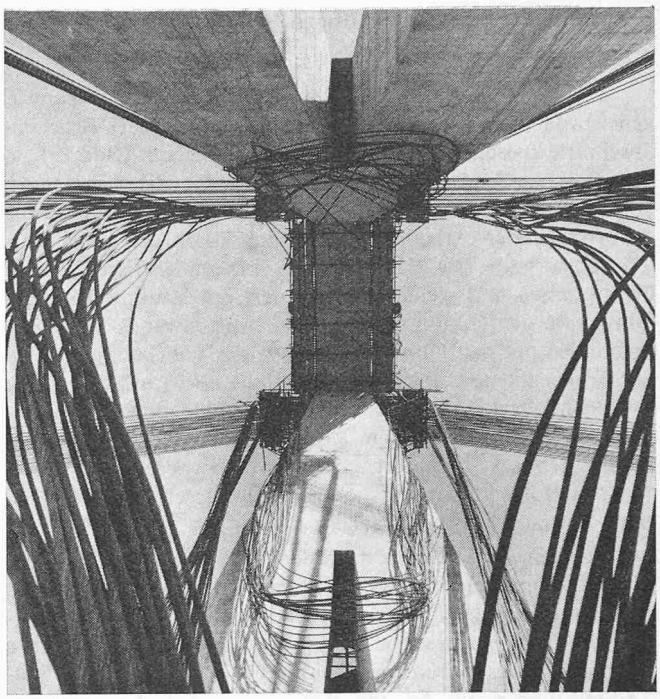
Aus dem statischen System der Brücke ergab sich, dass ein Teil der anlässlich des Freivorbaues aufgebrachten Vorspannkräfte nur in den Ausführungsphasen erforderlich war. Während diesen Bauphasen musste besonders auch darauf geachtet werden, dass die Spannungsverhältnisse in den Brückenquerschnitten die zulässigen Grenzen nicht überschritten. Es wurde der nachfolgend beschriebene Bauvorgang gewählt, welcher einerseits das Zurückgewinnen des nur während der Freivorbauphasen erforderlichen Spannstahles ermöglichte und anderseits den Einsatz einer Anzahl der definitiven 1⅛"-Litzen als provisorische Tragseile gestattete (Bilder 13 bis 18).

Die Abschnitte I und II, wie schon die 7,50 m auskragenden Brückenteile ausserhalb der Schrägstützen, wurden endgültig vorgespannt. Von Abschnitt III bis Abschnitt XIV erfolgte der Freivorbau unter Verwendung von Spannstählen Durchmesser 32 mm, welche unter- und oberhalb der Fahrbahndecke provisorisch verankert wurden. Die einzelnen Verankerungen, je nach Abschnitt fünf bis sieben Stück, bestanden aus zwei verschweissten U-Profilen, welche in einem Unterzug am vorderen Rand der Fahrbahndecke einbetoniert waren und über diese auskragten. Diese Stahlprofile wurden in einem späteren Zeitpunkt, nach der Umwandlung des statischen Systemes und der Zurückgewinnung der Spannstähle, mittels Schweissbrenner bündig mit der Fahrbahndecke abgetrennt. Die Vorspannung der Abschnitte XV bis XVIII der Kragarme d–e und d′–e′ war wieder definitiv.

Mit dem Erstellen des Abschnittes VIII wurde der Einbau von provisorischen Tragseilen erforderlich, um die zulässigen Spannungen im Brückenquerschnitt bei den Schrägstützen nicht zu überschreiten.

Bis Abschnitt XIII erfolgte nun schrittweise der Einbau von zusätzlichen Litzen, welche alle in den Kastenwänden von Abschnitt VII verankert waren. Eine zweite Serie provisorischer Tragseile wurde in Abschnitt XIII verankert und vor dem Betonieren von Abschnitt XIV teilweise eingebaut. Der Freivorbau bis hierher war symmetrisch, d.h. gleichzeitig Seite Wadi und Seite Widerlager, vorgetrieben worden. Bevor mit den Kragarmen d–e und d′–e′ fortgefahren wurde, erstellte man die Seilquerträger über den Widerlagern, welche als Gegengewichte der zu bauenden Abschnitte XV bis XVIII dienten. Auch während der Ausführung dieser letzten Abschnitte erfolgte der schrittweise Einbau von provisorischen Tragseilen der zweiten und dritten Serien. Jene der dritten Serien waren Seite Widerlager in endgültiger Lage im Seilquerträger verankert, Seite Wadi dagegen, analog den vorgängigen provisorischen Litzen, in den Kastenwänden. Während der Ausführung der Seilquerträger Seite Wadi mussten nochmals provisorische Tragseile der dritten Serie eingebaut werden. Um das Brückensystem im Gleichgewicht zu bewahren, wurde zusätzlich das Verankern der Brückenenden bei den Widerlagern mittels vertikaler Vorspannkabel erforderlich.





Bilder 21 und 22. Blick von der Brückenfahrbahn gegen die Turmspitze. Man erkennt die Schlaufen der ersten Serie provisorischer Tragseile

Der Einbau der Vorspannkabel in der Bodenplatte ging wie folgt vor sich: nach dem Vorfahren der Wagen und dem Richten der Boden- und Wandschalungen wurden die Kabel entsprechend den Abschnittslängen von 5 m verlegt. Die restliche Länge der Litzenbündel stand ausserhalb der gegen die Schrägstützen schauenden Ankerplatten vor und lag auf dem schon ausgeführten Kastenboden. In der nächsten Vorbauphase wurden die Litzenbündel gefasst und 5 m Richtung Vorbau durchgezogen und verrohrt. Bei den Kabelenden wurde mit den letzten Hüllrohren die gegenseitige Ankerplate montiert (Bild 20).

Zur Aussteifung des Brückenquerschnittes wurden in den Hohlkästen alle 15 m Stahlbetonkreuze erstellt, welche dem Ausführungsrhythmus des Freivorbaues folgten.

8.3. Provisorische Zugbänder

Die je 28 provisorischen Tragseile der ersten Serie wurden an den Turmspitzen nicht in ihre endgültige Lage verlegt, sondern durch einbetonierte Stahlrohre geführt und dort an der den Spannstellen entgegengesetzten Seite verankert. Dank dieser Lösung konnte der Längenunterschied von mehr als 30 m zwischen den ersten provisorischen Zugbändern und den definitiven, insgesamt über 60 m Litzenlänge, mittels einer Schlaufe aufgenommen werden. Dies bedeutete somit eine Vereinfachung der Spannvorgänge an der Unterseite des Hohlkastens. Die Spannarbeiten erfolgten von Arbeitsbühnen aus, welche unter dem Brückenkasten hingen (Bilder 17 und 21 bis 23).

Die Litzen der zweiten sowie dritten provisorischen Zugbänder wurden hingegen in endgültiger Lage verlegt und gleichzeitig mit den restlichen Litzen der definitiven Zugbänder in die zweite Hälfte der Turmspitzenriegel einbetoniert. Je zwölf 1⅛″-Litzen bildeten die zweiten provisorischen Zugbänder, und die dritten bestanden aus 34 Litzen.

8.4. Seilquerträger

Die vier vorgespannten Seilquerträger weisen folgende Abmessungen auf: Länge (senkrecht zur Brückenachse) 17,00 m, Breite 6,50 m und Höhe 2,50 m. Im Brückenkastenbereich wurden durch Einbetonieren von Polystyrolblöcken innere Hohlräume folgender Abmessungen belassen: Seite Widerlager 5×3,50×1 m und Seite Wadi 6,60×3,50×1 m. Zum Bau dieser Seilquerträger verwendete man zwei verschiedene Lehrgerüstsysteme. Seite Widerlager wurden die Rüstungen auf die Auflagerbänke abgestellt; Seite Wadi dagegen an Lehrgerüstträgern, bestehend aus den dreieckförmigen Fachwerkelementen, aufgehängt. Die Konstruktion der Rüstung erfolgte zweiteilig, wobei der untere Teil für die Ausführung über den Widerlagern aus einer auf Absenkvorrichtungen stehenden Stahlkonstruktion bestand, während die Seite Wadi aus Stahlprofilträgern gebildet wurde, welche mittels Zugstangen an den auf 300-t-Stellringpressen gelagerten Lehrgerüstträgern hingen. Dank dem programmierten Arbeitsrhythmus konnte der obere Teil, bestehend aus einer stählernen Fachwerkstruktur sowie den Schalungen, viermal, d.h. für alle Seilquerträger, verwendet werden. Auch die beiden unteren Teile fanden zweimalige Verwendung, wobei widerlagerseitig durch Abfangen des Gewichts der Seilquerträger mittels zweier Spriesse die Lehrgerüste, nach dem Erhärten und einer ersten Vorspannung, abgesenkt und ausgebaut werden konnten. Die beiden Spriesse bestanden aus je einem Stahlprofil, an dessen Kopf eine 300-t-Stellringpresse montiert war. Diese gestattete jederzeit die Last auf den Spriessen zu kontrollieren, welche während des Baus der Abschnitte XV bis XVIII und gleichzeitigen Einbaus von provisorischen Tragseilen allmählich abnahm. In der Zeit, in der die Seilquerträger Seite Wadi ausgeführt und die Vertikalkabel in den Auflagerachsen vorgespannt wurden, dienten diese Spriesse als Distanzhalter zwischen dem Widerlagerbank und dem Brückenkasten (Bilder 24 und 25).

Nach dem Schalen erfolgte das Verlegen der Verankerungen und Rohre für die Tragseile sowie der Vorspannkabel und der schlaffen Bewehrung. Seite Widerlager mussten zusätzlich die Vertikalkabel in den Auflagerachsen verrohrt und mit den Ankerplatten versehen werden. Der Zusammenbau der Vorspannkabel Seite Wadi erfolgte an Ort, da einerseits die Litzenbündel der unteren Kabelserie durch die im Kastenboden einbetonierten Hüllrohre geschoben werden mussten und anderseits jene der mittleren und oberen Serien durch die Brückenkastenwände geführt wurden.

Für alle vier Seilquerträger fand folgender Betoniervorgang Anwendung:

- Am ersten Tag wurde das arbeitsintensive Teilstück im Brückenbereich betoniert, erschwert widerlagerseitig durch die Bewehrung in der Auflagerzone und den Vertikalkabeln und wadiseitig infolge Einbringen des Betons durch Aussparungen in der bestehenden Fahrbahndecke.
- Am zweiten Tag betonierte man symmetrisch die beiden auskragenden Trägerteile, wobei schrittweise die oberen Deckschalungen eingebaut wurden (Bild 8).
- Wie schon erwähnt, ging gleichzeitig mit dem Betonieren der Seilquerriegel Seite Wadi das Spannen von Tragseilen der dritten Serie sowie der Vertikalkabel in den Widerlagerachsen vor sich. Erstere wurden widerlagerseitig in endgültiger Lage verankert, wadiseitig hingegen provisorisch unter den Kastenwänden.

Das Aufbringen der Vorspannkräfte in den Seilquerträgern erfolgte während der Umwandlung des statischen Systems schrittweise mit dem Einbau der 1⅛″-Litzen, wobei Seite Widerlager dies schon für das dritte provisorische Zugband erforderlich war.

8.5. Umwandlung des statischen Systems

Nach dem Bau der Seilquerträger Seite Wadi erfolgte die Umwandlung vom hybriden System, welches durch die Bauausführung bedingt war, in das eigentliche statische System der Brücke (Bild 23).

Vorerst wurden die wadiseitig in den Kastenwänden verankerten Tragseile der dritten Serie, eines nach dem andern, ausgebaut und in endgültiger Lage im Seilquerträger wieder eingebaut, wobei letzterer entsprechend vorgespannt wurde. Dann folgte der schrittweise Transport der Litzen der zweiten provisorischen Zugbänder in ihre definitive Lage.

Bevor nun mit der eigentlichen Umwandlung begonnen werden konnte, musste das negative Moment des Kragarmes d–e bzw. d′–e′ über den Seilquerträgern Seite Wadi, entsprechend dem Momentenzuwachs infolge Eigengewicht der Einhängeträger e–e′, aufgebaut werden, damit die Spannungsverhältnisse im Nachbarfeld c–d bzw. c′–d′ nach dem Umspannen die zulässigen Grenzen nicht überschritten. Dies erfolgte auf sehr einfache Weise, indem durch Aussparungen in der Fahrbahndecke 250 t Grobsand in den Hohlkasten der Kragarme d–e bzw. d′–e′ eingefüllt wurden. Dieser Grobsand wurde in einem späteren Zeitpunkt, während des Einfahrens der drei Gerberträger, allmählich durch in der Bodenplatte angeordnete Öffnungen in das Wadibett auslaufen gelassen. Während des Einfüllens dieses Ballastes wurden sowohl ein Teil der definitiven Zugseile als auch die Vertikalkabel in den Widerlagerachsen nachgespannt (Bild 29).

Folgende Ausgangslage bestand vor dem Umspannen in das endgültige statische System: 63 von 90 Tragseilen waren in definitiver Position eingebaut, und 28 Litzen bildeten die ersten provisorischen Zugbänder. Nachdem die nunmehr

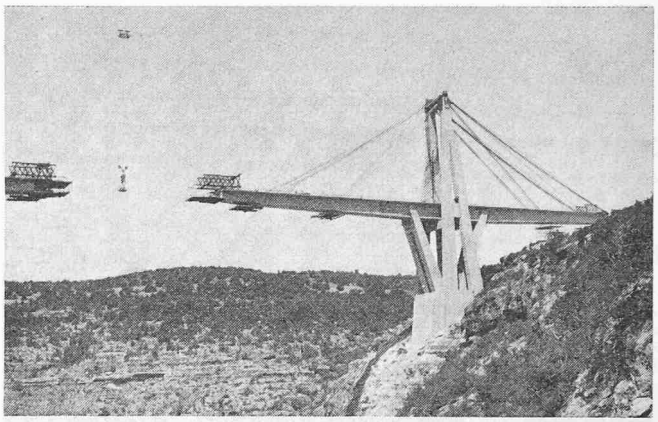


Bild 23. Anordnung der provisorischen Tragseile. Der wadiseitige Vorbauwagen ist in Position des letzten Abschnittes XVIII angelangt. Die Litzen der ersten sowie zweiten provisorischen Zugbänder sind eingebaut. Unter den Ankerzonen dieser Zugbänder sind die Arbeitsbühnen, von welchen die Spannarbeiten ausgeführt wurden, sichtbar

Bild 24. Auf der Auflagebank des Widerlagers A stehende Spriesse, welche das Gewicht des darüberliegenden Seilquerträgers abfangen. Am Kopf der Spriesse die 300-t-Stellringpressen, dank welchen die Lasten dauernd überwacht werden. Parallel zu den Spriessen die zum Teil noch ungespannten Vertikalkabel

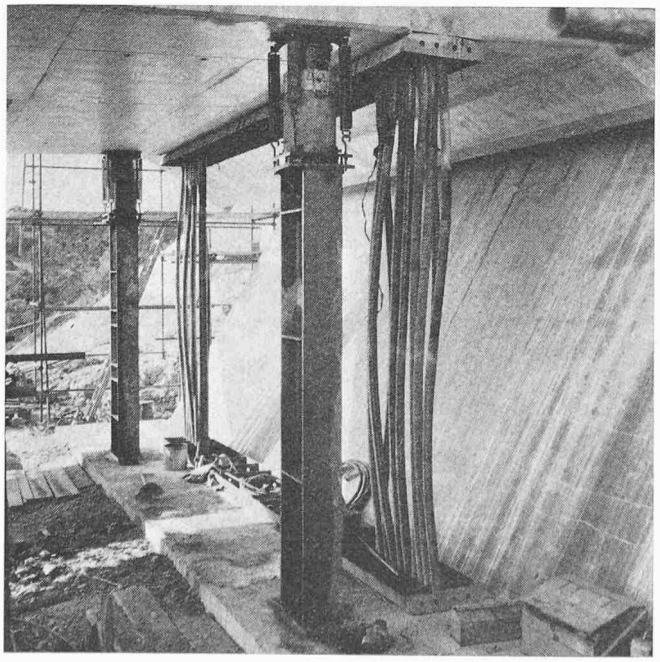
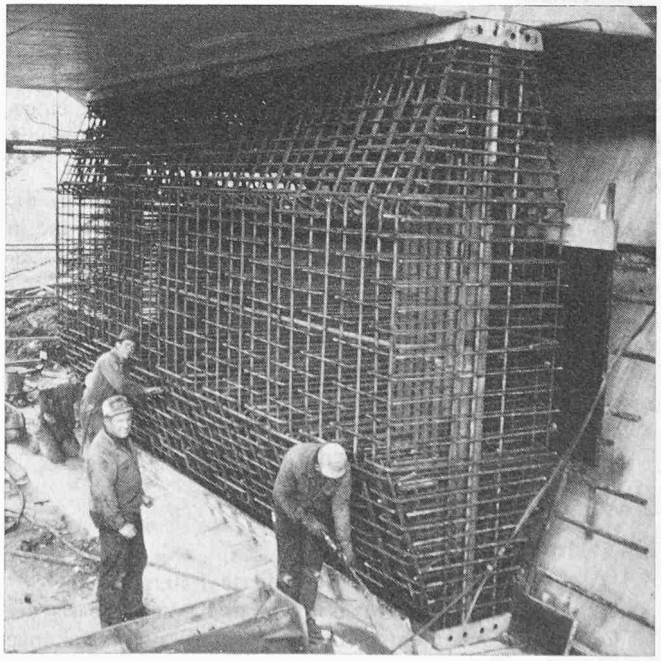


Bild 25. Bewehrung der 4,00 m hohen Pendelwand beim Widerlager A. Im vorderen Teil sind die verrohrten und gespannten Vertikalkabel ersichtlich



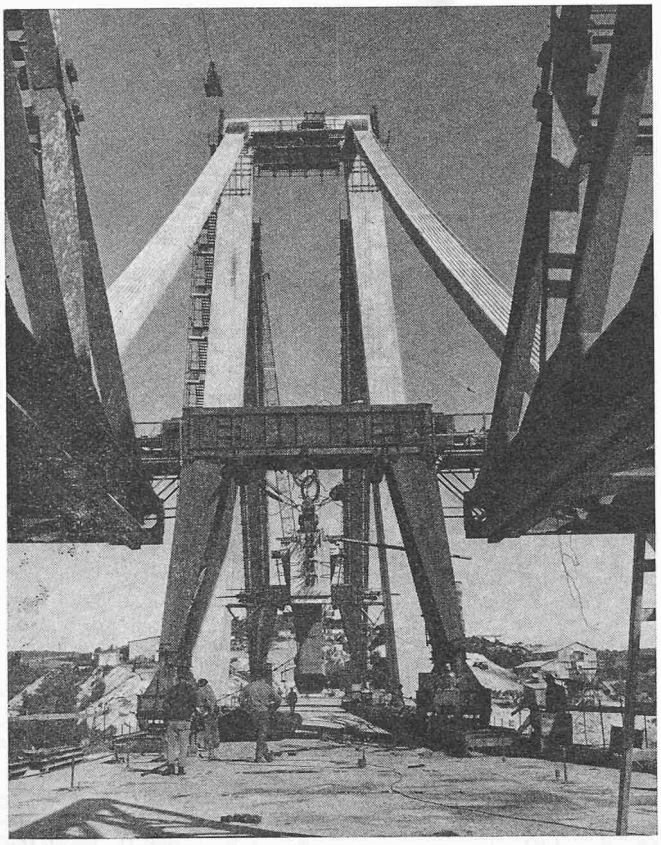


Bild 26. Portalkran, welcher durch Umbau des Stützbockes (Bild 15) entstand. Auf den Schienen die beiden fahrbaren Unterteile, darüber die Stiele mit dem aufgeschraubten Rahmenriegel. Im Hintergrund ist der zweite Portalkran ersichtlich und dazwischen einer der drei Einhängeträger während dem Transport über die Brücke. Auf den Zugbändern sind die Elemente montiert; die Deckel jedoch fehlen noch

entlasteten Spriesse auf den Widerlagerbänken ausgebaut waren, erfolgte die Umwandlung in sechs Etappen. Jede dieser Etappen bestand aus folgenden Spannoperationen:

- Teilweises Aufbringen von Vorspannkräften auf die Kabel in den unteren Platten des Hohlkastens der Felder a–b bzw. a′–b′ und c–d bzw. c′–d′.
- Ausbau von 5 bzw. 4 Litzen der ersten provisorischen Zugbänder.
- Entspannen einer bestimmten Anzahl der über und unter der Fahrbahndecke angeordneten, provisorischen Vorbau-Spannstähle (Bild 20).
- Nachspannen eines Teiles der in endgültiger Lage eingebauten Tragseile bei gleichzeitiger Ergänzung der Vorspannung in den Seilquerträgern.

Anschliessend an diese Spannoperationen wurden die Litzen der ersten provisorischen Zugbänder ausgebaut und in definitiver Lage montiert, worauf das Zubetonieren der beiden Ecken an den Turmspitzenriegeln (siehe Abschnitt Turmstützen) erfolgte. Nach dem Erhärten dieses Betons konnten die Spannungen in allen 90 Tragseilen ausgeglichen werden, indem die zuletzt eingebauten Litzen gespannt wurden bei gleichzeitiger Spannungsermässigung der übrigen Litzen. Abschliessend wurden die Spannstähle, welche nur während des Freivorbaues erforderlich waren, zurückgewonnen.

9. Widerlager

9.1. Widerlager A

Die auf der Aushubsohle betonierte 1,50 m starke Ausgleichsschicht bildet auf Kote 424,80 m ü. M. die Basis der Widerlagerfundamentplatte folgender Abmessungen: Länge (senkrecht zur Brückenachse) 14 m, Breite 8,65 m und Höhe 1,50 m. In der Fundamentplatte wurden die Vertikalkabel verankert, welche, durch die aufgehende Widerlagerstruktur, die Auflagerbank und die Pendelwand gehend, den Brückenhohlkasten beim Seilquerträger mit dem Widerlager verbinden. Die vier Zellen der aufgehenden Struktur wurden durchgehend mit gebrochenem Aushubmaterial eingefüllt, da die Widerlager im Brückensystem auch die Funktion eines Gegengewichtes erfüllen. Die im Querschnitt 2 × 2 m messende Auflagerbank unter der Pendelwand wurde in diesem Falle direkt auf die verdichtete Auffüllung betoniert (Bild 24).

Zwei Flügelmauern und eine 5,50 m lange Schlepplatte bilden den Übergang zum Strassenbaukörper.

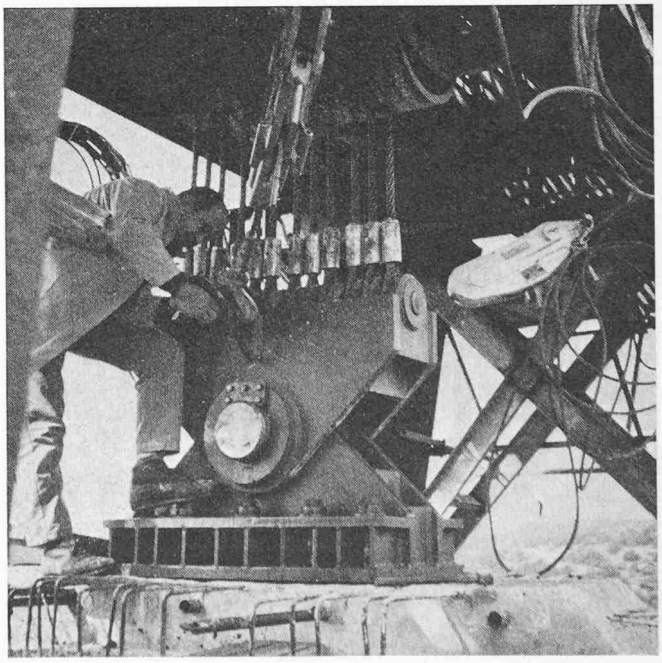
9.2. Widerlager D und hintere Struktur

Der Geländeform entsprechend befand sich die Aushubkote bei Widerlager D auf 413,30 m ü. M. Auf der 2 m starken Ausgleichsschicht wurde die Fundamentplatte mit den nachstehenden Massen gebaut: Länge 14 m, Breite 12,10 m, Höhe 2 m. Im übrigen war der Aufbau analog jenem von Widerlager A mit dem durch die Mehrhöhe bedingten Unterschied, dass die aufgehende Struktur nicht durchgehend eingefüllt werden musste und somit die Auflagerbank auf einer Rüstung ausgeführt wurde. Um eine zu hohe Dammschüttung hinter dem Widerlager zu vermeiden, wurde ein 30 m langer, schachtelförmiger Baukörper erstellt, welcher in Treppenform der Neigung des Geländes folgte. Dieser bestand aus 75 cm starken, leicht bewehrten Betonwänden, auf welchen eine Decke frei gelagert war. Dank der Verwendung von vorgefertigten, vorgespannten, doppel-T-förmigen Trägern mit einer Stützweite von 12 m, welche nach dem Verlegen mittels einer Ortsbetonschicht verbunden wurden, konnte das Einrüsten und Schalen dieser Decke vermieden werden. Den Übergang zur Strasse bildet auch hier eine Schlepplatte.

9.3. Pendelwände

Erst nach der Umwandlung des statischen Systems der Brücke konnten in den Widerlagerachsen die 4 m hohen Pendelwände zwischen der Auflagerbank und dem Brückenkasten erstellt werden. Die Länge dieser Wände beträgt,

Bild 27. Trägeraufhängevorrichtung mit dem darüberliegenden Seilzugsystem



gleich der Brückenkastenbreite, 7,40 m, sie weisen eine Dicke von 1,50 m auf, welche sich nach unten und oben auf 60 cm verjüngt. Die Pendelwände wurden um die verrohrten und gespannten Vertikalkabel bewehrt und betoniert. Nach dem Erhärten erfolgte das Aufbringen der endgültigen Vorspannkräfte auf die Vertikalkabel und bewirkte damit die gelenkige Verbindung der Brückenenden mit den Widerlagern (Bild 25).

10. Einhängeträger

10.1. Vorfabrikation der Träger, der Querträgerelemente und der Fahrbahnplatte

Die drei Spannbetonträger des Brückenteilstückes e–e′ wurden hinter dem Widerlager A vorgefertigt. Diese doppel-T-förmigen Träger weisen folgende Abmessungen auf: Länge zwischen den Auflagerachsen 55 m, Höhe in Feldmitte 3,85 m, Stegdicke 22 cm, Flanschbreite unten 1 m und oben 1,50 m. Die Fabrikation des bergseitigen Randträgers erfolgte in der Fortsetzung der Brückenachse. Der talseitige Rand- sowie der Mittelträger wurden parallel dazu gebaut, und zwar in einem Abstand links und rechts vom ersten, welcher das ungehinderte Durchfahren der Portalkrane für den Trägertransport gewährleistete. Die am Vorfabrikationsort teilweise aufgebrachten Vorspannkräfte wurden so bemessen, dass die Spannungen in den Trägern während des Einfahrens in ihre endgültige Lage möglichst klein blieben.

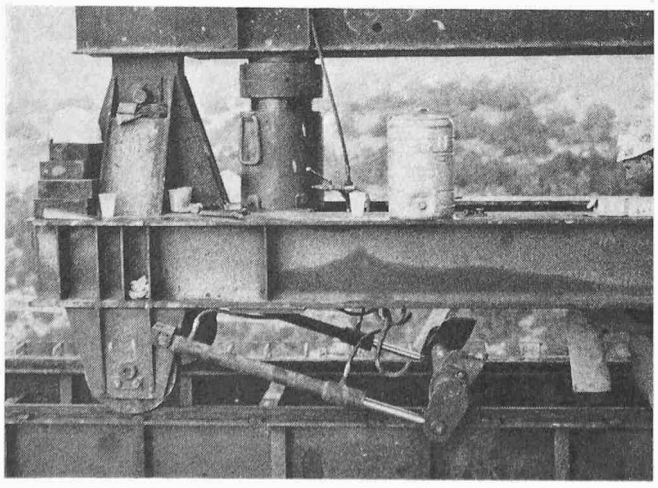
In den Achsen der fünf Feldquerträger wurden an den Stegen Konsolen mitbetoniert, auf welchen man während der Montage die entsprechenden vorgefertigten Elemente abstellte. Die Herstellung dieser zehn trapezförmigen Elemente erfolgte in einer Vorfabrikationshalle; sie wiesen folgende Masse auf: Höhe 2,60 m, Breite 1,30 bis 2,80 m, Dicke 20 cm (Bild 30).

Auch die 64 Fahrbahnplatten mit den Abmessungen Länge 5,90 m, Breite 1,45 m, Höhe infolge verschiedener Vouten variabel 20 bis 26 cm wurden in der genannten Halle vorgefertigt. Mit dem Einsatz von drei Schalungen stellte man täglich eine Platte her, welche nach 60stündiger Abbinde- und Erhärtungszeit ausgeschalt und in das Zwischenlager transportiert wurde.

10.2. Portalkrane und Hilfsträger

Die beiden zum Einfahren der Träger erforderlichen Portalkrane wurden auf der Baustelle, unter Verwendung von vorhandenem Material, konstruiert. Dazu wurde der Stützbock umgebaut, an welchem die Lehrgerüstträger für den Bau der Brückenabschnitte zwischen den Schrägstützen aufgehängt worden waren. Aufgebaut waren die Portale wie folgt: die fahrbaren Unterteile bestanden aus je einem Gestell mit vier Rädern, auf welchen der durch je 2 Stahldornen verbundene Portalrahmen stand. Verschweisste Fachwerkelemente bildeten dessen Stiele, auf welchen der Rahmenriegel aufgeschraubt war. In diesem kastenförmigen Vollwandriegel waren die Seilzüge untergebracht, welche mittels zwei horizontal angeordneter 300-t-Stellringpressen die Hebe- und Senkbewegungen der Trägeraufhängevorrichtungen ermöglichten. Die Fortbewegung auf den Schienen erfolgte, analog jener der Vorbauwagen, durch den Einsatz von am Fahrgestell befestigten hydraulischen Kolbenpressen, welche sich an den Schienen abstiessen. Zwischen den Fahrgestellen und Rahmenstielen waren wiederum je zwei 300-t-Stellringpressen angeordnet, welche nach dem Entfernen der Verbindungsdorne den Portalrahmen, einschliesslich des aufgehängten Trägers, leicht anhoben und somit das Auffahren auf die Hilfsträger ermöglichten (Bilder 26, 27 und 28).

Bild 28. Der fahrbare Unterteil des Portalkranes bewegt sich durch Abstossen mit den hydraulischen Pressen an den Schienen vorwärts. Die zwischen dem Unterteil und dem Rahmenstiel angeordnete 300-t-Stellringpresse ermöglicht das Anheben des Portalrahmens auf die Hilfsträger



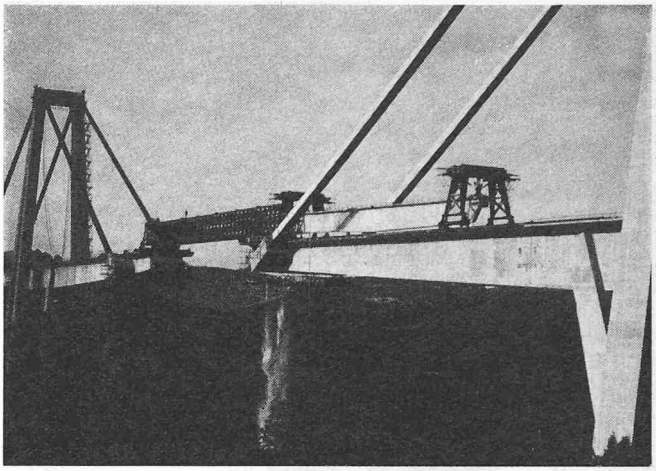


Bild 29. Der vordere Portalkran, an welchem einer der bergseitigen Träger aufgehängt ist, hat den Hilfsträger erreicht. Ein Teil des Grobsandes wird in das Wadibett auslaufen gelassen. Zwischen den beiden wadiseitigen Seilquerträgern ist das Auffangnetz gespannt. Die Zugbandelemente beim Pylon im Hintergrund sind noch nicht montiert

Die beiden Hilfsträger wurden auf der Fahrbahn von Pylon B zusammengebaut und von hier, nacheinander, auskragend zum Pylon C gefahren. Die beiden Portalkrane, welche auf dem Kragarm d–e stehend in den Kastenwänden verankert waren, dienten während dieser heiklen Montagephase zur Stabilisierung und Führung der Fachwerkträger. Letztere wurden auf den Kragarmenden beweglich gelagert, d. h. auf Rollschemeln montiert, welche horizontale Bewegungen in Richtung senkrecht zur Brückenachse gestatteten (Bilder 29 und 30).

Aus Sicherheitsgründen spannte man im Bereich des Einhängeträgers ein aus Drahtgeflecht bestehendes Auffangnetz. Verankert war dieses Netz in den wadiseitigen Seilquerriegeln und wurde während der Ausführungsdauer des Brükkenteilstückes e–e′ belassen (Bild 29).

10.3. Auflager

Gleichzeitig mit dem Bau der Abschnitte XVIII an der Spitze der Brückenkragarme d–e und d′–e′ waren die Spannbeton-Auflagerbänke der Einhängeträger nachfolgender Abmessungen erstellt worden: Länge (senkrecht zur Brückenachse) 8 m, Breite 80 cm und Höhe rund 1,55 m. Diese wurden vor dem Beginn des Einfahrens teilweise vorgespannt. Die gesamten Vorspannkräfte wurden aufgebracht, nachdem

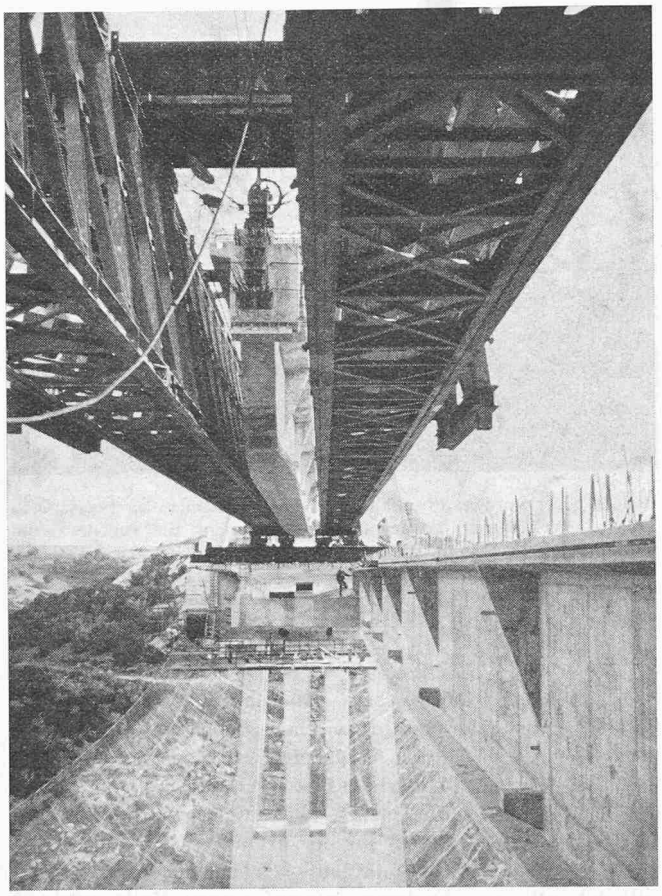


Bild 30. Der talseitige Randträger auf der Fahrt zwischen den Hilfsträgern. An dem sich in endgültiger Lage befindlichen bergseitigen Randträger sind die fünf Konsolen der Querträger sowie längs dem oberen Flansch einer der beiden noch eingebauten Windverbände ersichtlich. Im Hintergrund sieht man die Schienenkonstruktion und die Rollschemel, auf welchen die Hilfsträger gelagert sind

die drei Träger endgültig gelagert waren, jedoch vor dem Einbau der Fahrbahnplatten. Die Träger wurden an einem Ende fest auf Neoprene-Stahlblech-Sandwichplatten gelagert, die gegenüberliegenden Enden liegen mittels Stahlrollenkonstruktionen beweglich auf.

10.4. Einfahren der Träger

Für die Dauer des Transports und solange die drei Träger nicht miteinander verbunden waren, wurden diese mit einem Windverband versehen, bestehend aus je einer gespannten Stahlstange Durchmesser 32 mm, welche beidseitig längs dem oberen Flansch angeordnet war (Bild 30).

Die beiden Portalkrane wurden an die Extremitäten des bergseitigen Trägers gefahren. Nach Anhängen der Seilzüge an die Trägerenden wurde der annähernd 200 t schwere Träger von der Bodenschalung abgehoben. Danach begann die Fahrt vom Ufer über das Widerlager A und die Fahrbahn von Pylon B bis zur provisorischen Tragkonstruktion (Bild 26).

Am Ufer erfolgte gleichzeitig das seitliche Verschieben des talseitigen Trägers, bis sich dieser in der Position des vorgehenden Trägers befand. Diese Verschiebung ging wie folgt vor sich: unter die Trägerenden wurden senkrecht zu denselben Gleitschienen montiert, danach der Träger mit hydraulischen Pressen leicht angehoben. Nun wurden beidseitig mit Teflon belegte Gleitschlitten dazwischengeschoben, welche auf den Messinggleitschichten lagen. Nach dem Absetzen des Trägers auf die Schlitten wurden diese mit hydraulischen Pressen in Richtung der obengenannten Position gezogen. Hier wurde der Träger wieder angehoben, die Gleitschlitten entfernt und der Träger auf die Bodenschalung abgesetzt. Dann demontierte man die beiden Gleitschienen, damit später die Portalkrane wieder zurückfahren konnten.

Sobald der erste Portalkran beim Hilfsträger angelangt war, wurde er, wie erwähnt, auf diesen angehoben, und die fahrbaren Unterteile wurden gelöst. Von hier an setzte dieser seine Fahrt auf den Hilfsträgern fort, so lange, bis auch der zweite Portalkran bei der provisorischen Tragkonstruktion anlangte und auf diese auffahren konnte. Sobald sich der Träger über den Auflagern befand, wurde er auf diese abgesenkt, abgesetzt, und die Seilzüge wurden von den Aufhängevorrichtungen gelöst. Die beiden Portalrahmen wurden auf dem Hilfsträger zurückgefahren und wieder auf ihre entsprechenden Unterteile montiert. Nun wurden die Portale auf dem gleichen Weg zurückgefahren, um mit dem Transport des talseitigen Randträgers beginnen zu können (Bilder 29 und 30).

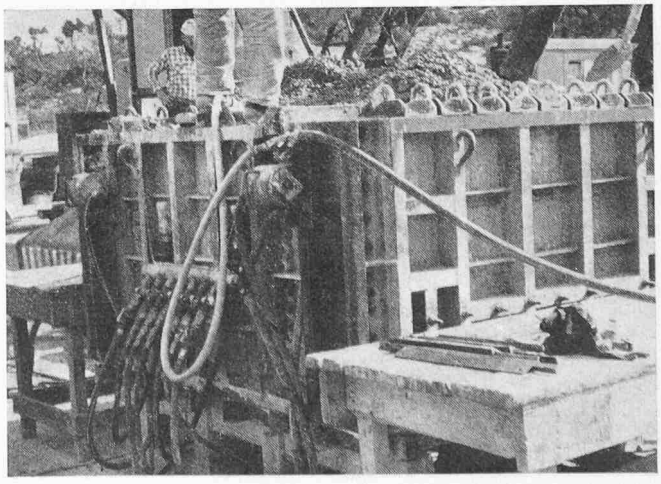
Gleichzeitig wurde die auf Rollschemel gelagerte Hilfskonstruktion seitlich verschoben, bis sich der bergseitige Hilfsträger über dem in der Brückenachse zwischengelagerten Einhängeträger befand. Letzterer wurde an den genannten Hilfsträger gehängt und angehoben. Nun erfolgte das seitliche Zurückverschieben der provisorischen Tragkonstruktion mit dem daranhängenden Spannbetonträger, bis sich letzterer über seinen definitiven Auflagern befand. Der Träger wurde nun in seine endgültige Lage abgesenkt, gelagert und vom Hilfsträger gelöst. Darauf wurde die Hilfskonstruktion wieder in ihre Ausgangslage gefahren (Bild 30).

Sowohl der Transport der beiden andern Träger als auch die seitlichen Verschiebeoperationen – am Ufer die des Mittelträgers und im Einhängefeld jene des talseitigen Randträgers – erfolgten wie beschrieben. Der Ballast in den Kragarmen d–e und d′–e′ wurde schrittweise, mit dem Einfahren der drei Träger, auslaufen gelassen.

10.5. Montage der Querträger und Fahrbahnplatten

Anschliessend an die Demontage der Hilfsträger begann der Einbau der trapezförmigen Querträgerelemente. Nachdem diese auf die an den Trägern anbetonierten Konsolen abgestellt waren, wurden je Feldquerträger zwei Kabel durch die in den Längsträgerstegen und den beiden Querträgerelementen einbetonierten Hüllrohre geschoben. Gleichzeitig schaltete man sowohl die Verbindungsstücke der Feldquerträ-

Bild 31. An der robusten Schalung zur Herstellung der Zugbandelemente sind die Schalungsvibratoren während dem Einbringen des Betons montiert. Unter dem vorderen Vibrator erkennt man eine der beiden Reihen Ductube, dank welchen je 10 durchgehende Hohlräume im Element belassen werden



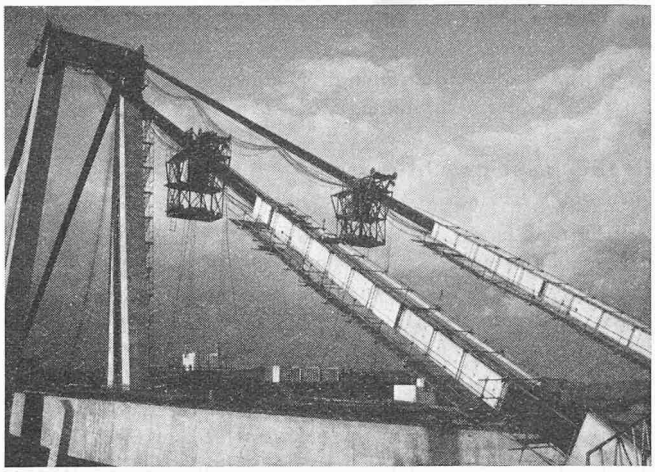


Bild 32. Montage der Zugbandelemente mit den beiden Hilfsvorrichtungen. Auf der Brückenoberfläche liegt die mobile Schienenkonstruktion, auf welcher die Tragplattformen stehen. Sichtbar sind die unteren Reihen der Kabel für die Eigenvorspannung, welche an die darüberliegenden 1⅛"-Litzen gebunden sind

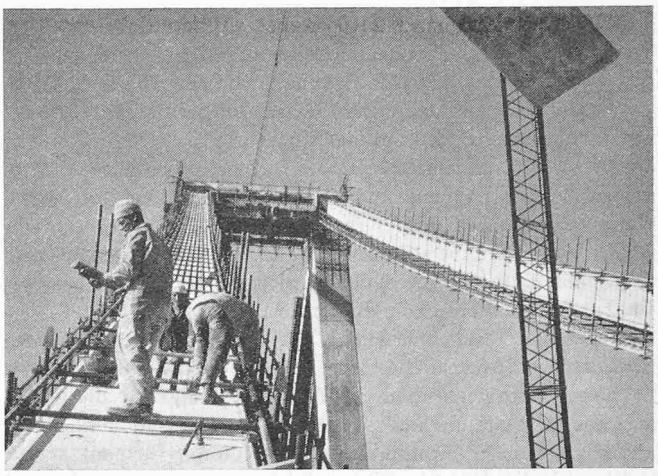


Bild 33. Fertigstellen der Zugbandkonstruktion. Aufkleben der Deckel mit Epoxyharz-Mörtel (vergleiche Bild 34)

gerelemente als auch jene der Randträger über den Auflagern ein. Nach dem Bewehren und Betonieren derselben wurden diese durch das Spannen der Kabel in den Feldquerträgern mit den Längsträgern zu einem Rost verbunden. Nun wurde die zweite teilweise Vorspannung auf die Längsträger aufgebracht und anschliessend mit der Montage der Fahrbahnplatten begonnen. Aufgelagert waren diese mit einem Ende auf dem Mittelträger und auf den Randträgern, bei welchen ein Abschnitt der Platten auskragte. Für die Quervorspannung waren im Abstand von 50 cm, d.h. 3 Stück je Platte, Hüllrohre einbetoniert, durch welche jetzt die entsprechenden Kabel geschoben wurden. Nach dem Einbringen des Verbindungsbetons zwischen den Platten und dem Trägerrost erfolgte das Spannen dieser Querkabel. Dann wurden die Längsträger endgültig vorgespannt und abschliessend die beiden Endabschnitte der Fahrbahn des Einhängeträgers erstellt.

11. Zugbänder

11.1. Vorfabrikation Zugbandelemente

Die vorfabrizierten Zugbandelemente – 2 m lang, 1,54 m breit, 1,04 m hoch – weisen die Form eines Kammes auf und sind auf der Oberseite mit je einem Deckel abgeschlossen. Diese dienten zur Umhüllung der 9×10 Tragseile, welche in den entsprechenden Hohlkehlen untergebracht sind. Pro Zugband waren 52 Elemente erforderlich, und dementsprechend mussten 416 Stück vorgefertigt werden. Die geforderte Genauigkeit an diese Elemente war sehr gross, und demzufolge wurden die mehrfach zu verwendenden Stahlschalungen mit äusserst kleinen Toleranzen und sehr robust gebaut. Der Produktionsvorgang war folgender: nach dem Montieren der vier äusseren Vertikalschalungen auf die Bodenschalung legte man die punktgeschweissten Armierungskörbe hinein und baute anschliessend die neun lamellenförmigen Schalelemente ein. Nun wurden auf zwei senkrechten Reihen je 10 Ductube durch die äusseren Längswandschalungen und die neun Lamellen geschoben und aufgepumpt. Die somit im Beton verbliebenen Hohlräume dienten während der Montage zum Durchschieben von Rundstählen, mittels welcher die Elemente auf die Litzen abgestellt wurden. Dann brachte man den Beton ein und verdichtete diesen sowohl mit Nadel- als auch mit Schalungsvibratoren. Um die Ausschalfristen zu verkürzen, wurden die Elemente anschliessend 8 h lang mit Dampf gehärtet. Insgesamt wurden drei vollständige Schalungen und zusätzlich noch drei Bodenschalungen, d.h. je eine, eingesetzt. Dank diesen Vorkehrungen wurde eine mittlere Monatsproduktion von 50 Elementen erreicht, wobei gleichzeitig – unter Verwendung von zwei entsprechenden Schalungen – auch die Deckel dazu vorgefertigt wurden (Bild 31).

11.2. Montage und Kleben der Elemente

Zur Montage der annähernd 5 t schweren Elemente wurden zwei Hilfsvorrichtungen gebaut. Der Oberteil derselben bestand aus einem Fahrgestell, welches mit zwei Walzen auf den obersten und untersten Reihen der Litzen abgestützt war. Am auskragenden Teil dieses Gestells liefen beidseitig des Zugbandes die Hubseile der Tragplattform über je eine Rolle, und unter dem Gestell hingen die Arbeitsbühnen mit dem Kommandopult, den Winden und deren Elektromotoren. Nach der Montage dieser beiden Hilfsvorrichtungen, zuerst auf den Zugbändern Seite Widerlager, dann auf jenen Seite Wadi, wurden die vorgefertigten Elemente eingebaut. Dabei wurde wie folgt vorgegangen: senkrecht zur Brückenachse lag auf deren Oberfläche eine mobile Schienenkonstruktion, auf welcher die mit vier Rädern versehenen Tragplattformen standen. Der Kabelkran belud diese mit den zu montierenden Elementen, worauf die Tragplattformen zurückgerollt wurden, bis sie sich senkrecht unter den entsprechenden Zugbändern befanden. Nun wurden diese gehoben, bis die kammförmigen Elemente von unten her in die Litzenbündel eingefädelt werden konnten. Anschliessend neigte man die Plattformen, bis die Elemente die Zugbänder voll umschlossen hatten, und schob, wie bereits erwähnt, Rundstähle durch die vorhandenen Löcher. Die Elemente konnten somit auf die Litzen abgestellt werden, worauf man die Plattformen löste und auf die Schienenkonstruktion, zum erneuten Beladen, absenkte. Die Elemente liess man auf den Zugbändern abgleiten, bis sie, im Abstand von einigen Zentimetern vom vorgehenden Element, provisorisch blockiert werden konnten. Die Montage der Elemente erfolgte weiter, wobei schrittweise die Hilfskonstruktionen hochgezogen und die Schienenkonstruktion verschoben wurden (Bilder 26 und 32),

Für die Eigenvorspannung der Zugbandumhüllungen musste in jeder Hohlkehle unten und oben je ein Kabel eingebaut werden. Die untere Reihe wurde dabei, vor dem Montagebeginn der kammförmigen Elemente, provisorisch an die darüberliegende 1⅛"-Litze gebunden, die obere Reihe jedoch nachher, aber vor dem Aufkleben der Deckel, einge-

legt. Diese je Zugband 2×9 Kabel wurden dabei an den Turmspitzen durch einbetonierte Rohre geführt (Bild 32).

Unmittelbar nach der Montage der beidseitigen Laufstege wurden die Deckel, unter Verwendung eines auf Epoxyharz basierenden Dreikomponentenmörtels, mit den Elementen verbunden und mittels je vier Bolzen festgehalten. Nachdem sämtliche Elemente montiert und die Deckel aufgeklebt waren, konnte mit dem Fugenschluss begonnen werden, da sich die Kettenlinie der Zugbänder, infolge Eigengewicht, eingestellt hatte. Im folgenden wird das Vorgehen bei diesem Fugenschluss beschrieben (Bilder 33 und 34).

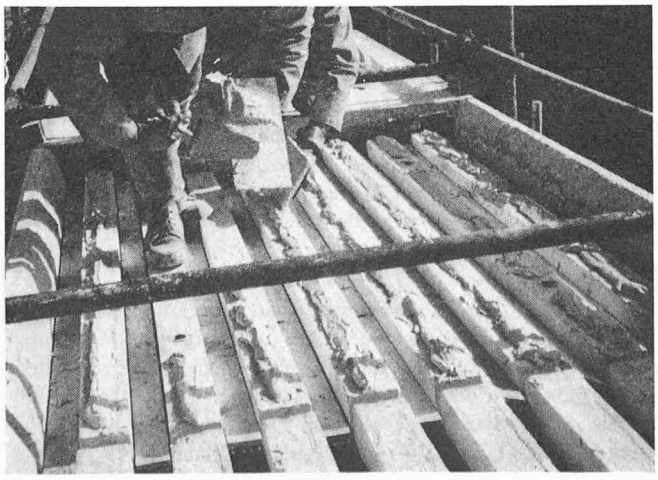
Das erste Element wurde mit zwei Spriessen auf dem Seilquerträger abgestützt. Dann bestrich man die obere Stirnfläche mit dem genannten Epoxyharz-Mörtel, löste die provisorische Blockierung des zweiten Elementes und liess dieses abgleiten, bis der Kontakt mit dem unteren Element hergestellt und die Fuge somit geschlossen war. Die nut- und kammförmig ausgebildeten Stirnflächenränder erleichterten dabei das Richten der einzelnen Elemente. Dieser Vorgang wiederholte sich bis zum Schluss, wobei die Unterschiede zwischen den oberen und unteren Fugenbreiten durch den Kunstharzmörtel ausgeglichen werden. Letzterer musste sehr sorgfältig aufgebracht werden, um einerseits die Kraftübertragung (infolge Eigenvorspannung) in den Verbindungsflächen der Elemente zu gewährleisten und um anderseits dichte Fugen zu erlangen, welche das spätere Ausinjizieren der Hohlräume ermöglichten.

11.3. Beendigung der Zugbänder

Nachdem das Zusammenkleben der Elemente beendet war, konnten die oberen Anschlussstücke zwischen den Zugbandumhüllungen und den Turmspitzen ausgeführt werden. Dann, nach erfolgtem Erhärten dieses Betons, wurden die Kräfte der Eigenvorspannung aufgebracht, wobei die Krafteinleitung bei den ersten Elementen durch bewehrte Betonriegel erfolgte, auf welchen die Kabel verankert waren.

Vor dem Betonieren der unteren Anschlussabschnitte, zwischen den ersten Elementen und den Seilquerträgern, wurden, nachdem auch der Schwarzbelag auf der Fahrbahn eingebaut war, nochmals die Spannungen in sämtlichen Tragseilen geprüft und ausgeglichen. Dabei musste insbesondere die Massgenauigkeit der Brückengeometrie berücksichtigt werden. Dann erfolgte die Ausführung der genannten Anschlüsse, wobei die Kabel der Eigenvorspannung mittels Kupplungen verlängert und durch die Seilquerträger geführt wurden. Hier verankerte man dieselben und brachte, nach dem Erhärten des Anschlussbetons, die gleichen Kräfte wie für die Eigenvorspannung auf. Abschliessend erfolgte das Ausinjizieren der Hohlräume mit Zementmörtel zwischen den Litzen und deren Umhüllung.

Bild 34. Aufbringen des Epoxyharz-Mörtels zum Kleben des Deckels auf das Zugbandelement. Sichtbar sind drei der vier Hülsen mit Innengewinde, welche den Deckel mittels vier Bolzen festhalten



12. Schlussbetrachtungen

Aus dem vorliegenden Bericht geht hervor, dass mit dem Projektieren eines derart kühnen Bauwerks Ausführungsprobleme von ausserordentlichem Umfang entstehen. Dank der intensiven Zusammenarbeit mit dem Projektverfasser gelang es der Unternehmung, verschiedene technisch und wirtschaftlich interessante Lösungen zu entwickeln, aus denen sich die Verwirklichung von originellen und zum Teil neuen Ausführungsmethoden ergab. Auch das mit dem Lehrgerüstlieferanten ausgearbeitete Konzept, welches die mehrmalige Wiederverwendung von normierten Fachwerkelementen vorsah, erwies sich als material- und zeitsparende Massnahme.

Die Bauzeit, einschliesslich der Installationsphase, des von der Unternehmung im Pauschalvertrag übernommenen Brückenbauwerkes betrug – vom Juni 1967 bis zum Mai 1971 – knapp vier Jahre. In Anbetracht der gespannten Lage im Nahen Osten sowie der bekannten Ereignisse vom Herbst 1969 im Lande selbst, welche sowohl die Personalrekrutierung als auch die Materialzulieferungen nicht unbeeinflusst liessen, kann diese Bauzeit als angemessen betrachtet werden.

Die Verwirklichung dieses anspruchsvollen Bauwerks bedingte den Einsatz von vornehmlich aus Europa zugezogenen, leitenden und ausführenden Fachkräften. Zahlreiche Sonderaufgaben wie Vorspannarbeiten, Kleben der Zugbandelemente usw. wurden mit firmeneigenen Spezialisten gelöst. Persönliche Probleme, als Folge der Auswanderung, wurden durch den kameradschaftlichen Geist aller an der Verwirklichung dieses Bauwerkes Beteiligten, sowohl am Arbeitsort als auch während der Freizeit, überwunden. Zweimalige Heimfahrten während des Jahres halfen ferner die Kontakte mit den Familienangehörigen aufrechtzuerhalten. Dank dem vorbildlichen Einsatz der gesamten Belegschaft gelang es, die nicht ungefährliche Ausführung dieser Brücke ohne nennenswerten Arbeitsunfall zu verwirklichen.

Bauherr:	Libysches Verkehrsministerium, Amt für Strassenbau
Projektverfasser:	Prof. Dr. Ing. *Riccardo Morandi*, Rom
Örtliche Bauleitung:	SIPAC, Rom
Unternehmung:	Costruzioni Stradali e Civili S. A., C. S. C., Lugano

Hauptlieferanten:

ICOMA S. p. A., Mailand	Lehrgerüste und Schalungen
AGUDIO S. p. A., Mailand	Kabelkran
Italcementi, Bergamo	Zement
Refit-Safet, Turin	Armierungsstahl
GKN – Somerset Wire Ltd., Cardiff	Litzen für Zugbänder
CCL – Cable Covers Limited, Surbiton	Verankerungen für Zugbänder
Flli. Redaelli, Mailand	Litzen für Vorspannkabel
CESAP, Rom	Material für Vorspannkabel
Hüttenwerk Rheinhausen	Spannstähle für Freivorbau
Dyckerhoff + Widmann KG, München	Vorspannmaterial für Freivorbau
Sika-Bau AG, Zürich	Bauchemische Produkte

Literaturverzeichnis

R. Morandi: Il ponte sul Wadi Kuf nell'Altopiano Cirenaico (Libia). «L'industria Italiana del cemento» *41* (1971) 9, Sept. S. 613–632.

Adresse des Verfassers: *I. Dompieri*, Ing.-Techn. HTL, in Firma Costruzioni Stradali e Civili S.A., C.S.C., Lugano, via Balestra 27, Casella postale 846, 6901 Lugano.

Bilder: *W. Römer*, 8852 Altendorf