

Deutscher Betontag 1983

Autor(en): **Brux, G.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **102 (1984)**

Heft 18

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75453>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Schweiz etwas Fremdes. Auch in Deutschland wurden sie erst in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts beliebt, nachdem der englische Architekt *Georges Gilbert Scott* mit seinem 1854 eingereichten Wettbewerbsentwurf für das Hamburger Rathaus einen durchschlagenden Erfolg errungen, wenn auch nicht die Ausführung zugesprochen bekommen hatte; sein Vorbild waren die flandrischen Rathäuser und Tuchhallen des späten Mittelalters. Aber noch an ein weiteres englisches Vorbild ist zu erinnern: das Parlamentsgebäude in London, dessen asymmetrisch gesetzter Turm eine unregelmäßige, mittelalterliche Teile umfassende Baugruppe zusammenhält. Das letzte grosse deutsche Rathaus des 19. Jahrhunderts, das ohne Turm gebaut wurde, dasjenige von München, wurde 1866 begonnen (der Turm kam später hinzu); doch seit dem 1868 begonnenen Wiener Rathaus und im gesamten letzten Drittel des 19. Jahrhunderts gehörte der Turm zum Bild, das man sich im deutschen Sprachgebiet von dieser Bauaufgabe machte.

Georg Germann

Die Beteiligten

Bauherrschaft:

Kanton Basel-Stadt, Baudepartement, Hochbauamt

Oberleitung:

Arno Zimmermann, dipl. Arch. ETH/SIA, Stellvertreter des Kantonsbaumeisters

Projekt und Ausführung:

Vischer Architekten SIA/BSA, Projektleiter: Enrico Ferraino, Architekt

Örtliche Bauleitung:

Hochbauamt, René Bauer, Architekt HTL

Heizungstechnische Einrichtung:

Maschinen- und Heizungsamt, Karl Weber, Ingenieur

Bauingenieur:

Peter Feuerstein, dipl. Ing. ETH/SIA

Bauhistorische Untersuchung und Beratung:

Öffentliche Basler Denkmalpflege

Dr. Alfred Wyss, Denkmalpfleger

Staatsarchiv Basel-Stadt

Dr. Ulrich Barth, Adjunkt des Staatsarchivars.

Experten und Berater:

Fritz Lauber, Vizepräsident der Eidg. Kommission für Denkmalpflege; Dr. Andreas Arnold, Institut für Denkmalpflege; Oskar Emmenegger, Institut für Denkmalpflege; Prof. Paul Haller, Bauphysiker; Dr. Bruno Mühlthaler, Landesmuseum; Wendelin Abegg, Fa. Marcel Fischer; Hans Behret, Restaurator; Erwin Bezler, Rathaus; Armin Bissegger, Fa. Marcel Fischer; Christian Heydrich, Restaurator; Joseph Ineichen, Bildhauer; Dr. François Maurer, Kunsthistoriker; Dr. Hans Seiler, Universität Basel

Spezialingenieure:

Gebr. Sulzer AG, Basel/Winterthur; Heizung, Lüftung, Klima
Butz + Werder AG, Basel; el. Installationen

Die Texte sind in gekürzter Form dem Buch «Das Basler Rathaus» entnommen (Kommissionsverlag Friedrich Reinhardt Verlag, Basel, Staatskanzlei Basel-Stadt); Die Einleitung stammt aus der Dokumentation zur Einweihung.

Verfasser der Beiträge:

Einleitung: Arno Zimmermann, dipl. Arch. ETH/SIA, Stellvertreter des Kantonsbaumeisters, Basel
Baugeschichte: Dr. Ulrich Barth, Adjunkt des Staatsarchivars, Basel

Massnahmen und Ziele der Restaurierung: Dr. Alfred Wyss, Denkmalpfleger des Kantons Basel-Stadt; Enrico, Vischer Architekten, Basel
Der Bau der Jahrhundertwende: Dr. Georg Germann, Kunsthistoriker, Bern.

Bildernachweis:

Hochbauamt Basel-Stadt; Dieter Hofer, Basel; Keystone, Zürich; Die Kunstdenkmäler der Schweiz (Birkhäuser Verlag Basel); Schweizerische Bauzeitung, Zürich; Vischer Architekten, Basel.

Deutscher Betontag 1983

Von G. Brux, Frankfurt a.M.

Unter den über 3000 Teilnehmern am Deutschen Betontag (27. bis 29. April 1983) in Berlin waren Personen aus Forschung, Lehre und wirtschaftlicher Praxis, u.a. aus Belgien, Dänemark, Frankreich, Griechenland, Japan, Jugoslawien, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, der Schweiz, Schweden, Spanien, der Südafrikanischen Union und der Türkei. In der Eröffnungsansprache wurde auf die neue Musterbauordnung und deren Neuerungen bei der Prüfung der statischen Berechnungen, der Bauvorlagenberechtigung und beim Brandschutz eingegangen und allgemein festgestellt, dass es den Fortschritt hindert, wenn für Mängel und Fehlschläge, die weder Wissenschaft noch Praxis vorhersehen konnten, immer und allein der Unternehmer haftbar gemacht wird; Auftraggeber und Auftragnehmer müssen für den technischen Fortschritt gleichermassen Verantwortung tragen, zum Nutzen der Volkswirtschaft und der menschlichen Gesellschaft. Der Deutsche Beton-Verein wird die Lösung von Aufgaben, die nicht mehr vom einzelnen, sondern nur von der Gesamtheit aller Beteiligten im einvernehmlichen Zusammenwirken zu bewältigen sind, auch beim Erfüllen der heute hohen Güteanforderungen erreichen. Nur so kann der Betonbau seine hervorragende Stellung im Bauwesen auch künftig behaupten.

Das Vortragsprogramm wies bewusst einige Themen von grosser Aktualität auf. Hier seien die Erfahrungen mit Spannbetonbrücken bei der Herstellung und im Langzeitverhalten, die Dauerhaftigkeit und Instandhaltung von Betonbauwerken, die Verwertung von Ersatzstoffen sowie Gesichtspunkte der Sicherheit und der Wirtschaftlichkeit genannt. Schwerpunkte bildeten die Vorträge über Forschung und Konstruktion, die Bauausführung, den

Brücken-, Hoch- und Tiefbau. Im Festvortrag «über Beständigkeit» zeigte K. Steinbuch (Karlsruhe), dass der ideologisch bestimmte, unsachverständige Umgang mit der Technik wesentlich zur Entstehung unserer wirtschaftlichen Schwierigkeiten – vor allem der Arbeitslosigkeit – beigetragen hat. Auf der Höhe der Zeit ist deshalb nicht, wer die allerneuesten Irrtümer weitverbreitet, sondern wer ihnen mit guten Gründen widerspricht, zu mehr Beständigkeit rät.

Brückenbau

Der Beitrag von J. Scheidler (Oberste Baubehörde, München) über «30 Jahre Spannbetonbrücken in Bayern – Entwicklungen und Erfahrungen» eröffnete die Fachvorträge. Von 1949 bis 1980 entstanden in Bayern etwa 2100 Spannbetonbrücken mit 1,9 Mio m² Brückenfläche – das ist ein Flächenanteil von 55% des Brückenbaus – in allen Bauweisen und Grössenordnungen vom einfachen Einfeldträger bis zu durchlaufenden Talbrücken oder Hochstrassen von 1,3 km Länge. Ausgehend von zunächst errichteten Massivbrücken über eine grosse Spannbeton-Fachwerkbrücke im Freivorbau (Bild 1) bis zu einer Zügelgurtbrücke im Taktchiebverfahren von 600 m Länge und 145 m grosser Mittelöffnung wurden die Bauarten und Probleme der ausgeführten Brücken erläutert. Die 30jährige Erfahrung zeigt eine gute Bewährung des Spannbetonbaus [1–3] in Bayern. Wie bei anderen Bauarten waren auch bei Spannbetonbrücken Mängel aufgetreten; gegenüber konstruktiven und systembedingten Fehlern sind jedoch die Auswirkungen von unzureichenden Brückenausstattungen, wie z.B. von Fahrbahnabdichtungen, und der Einfluss der Tausalze von ungleich grösserem Einfluss.

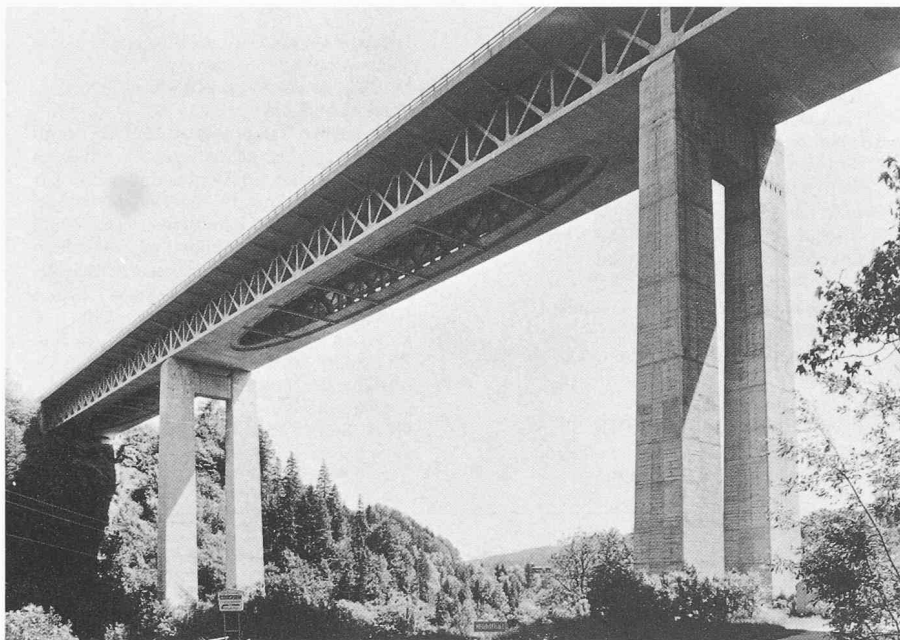


Bild 1. Spannbetonfachwerkbrücke der Bundesautobahn Regensburg-Passau; Mangfallbrücke mit 90-108-90m Spannweiten

M. Berbalk (Hochtief AG, Frankfurt a. Main) sprach über die «Werrabrücke Wartha - Bau einer Autobahnbrücke im Taktchiebverfahren mit Nachläufer». Diese im Auftrag der DDR errichtete Grossbrücke überquert das Werratal bei Eisenach in etwa 86 m Höhe mit einem einzigen 723 m langen und 27,50 m breiten Überbau, einem einzelnen Hohlkasten, auf dessen untere Stegverbreiterungen sich die weit auskragende Fahrbahnplatte über sekundäre Längsträger und schräge Fertigteil-druckstützen abstützt. Der Hohlkasten wurde im Taktchiebverfahren in 30-m-Abschnitten mit 60-m-Taktstützweiten - mit 23 000 t grösstem Verschiebegewicht - hergestellt und die Auskragungen der Fahrbahnplatte mit Hilfe zweier portalartig ausgebildeter Nachläufergerüste von der Brückenmitte

voneinander weg zu den beiden Widerlagern hin; im Wochentakt erstellte man je Nachläufergerüst 15 m Kragarmabschnitt. Von den Pfeilern mussten drei 26 m bis 55 m tief gegründet werden; dies geschah auf elliptischen Schäften (10 m x 8 m) mit 80 cm Wanddicke; beim Abteufen wurde der volle Querschnitt in 0,85-m- bis 1,70-m-Abschnitten aufgeföhren und mit einer 20 cm dicken Spritzbetonschale gesichert. Die Abteufungsarbeiten wurden teilweise durch starken Wasserandrang behindert und erforderten umfangreiche Abdichtungsinjektionen. Die Gründungsschäfte und Brückenpfeiler sind in Gleitbauweise errichtet. Ende 1983 wurde dieses Bauwerk fertiggestellt.

D. Hilliges (Dyckerhoff & Widmann AG, München) berichtete über «aufgeständerte Betonfahrwege für Magnet-

schwebefahrzeuge - dargestellt am Beispiel der Transrapid-Versuchsanlage Emsland (TVE)» mit 20,5 km Fahrweg in der ersten Baustufe, davon 15,5 km als Betonfahrweg und 5 km als Stahlfahrweg für Spitzengeschwindigkeiten von 300 bis 400 km/h. Deshalb waren sehr hohe Anforderungen an Genauigkeit und Steifigkeit des Fahrwegs der TVE bei Planung und Ausführung zu berücksichtigen. Die äusserst strengen Anforderungen an die Verlegegenauigkeit der Schienenausrüstung werden durch Trennung der Tragwerksherstellung mit noch realisierbarer Ausführungsgenauigkeit und der Ausrüstungsmontage mit den anforderungsgemäss weit engeren Toleranzen erfüllt. Das Tragwerk des einspurigen Betonfahrwegs in 5 m lichter Höhe besteht aus A-förmigen Ortbetonstützen - gegründet über Pfahlkopfplatten auf vier räumlich geneigte Ortbetonpfähle - und vorgefertigten Spannbetonträgern (Bild 2); sie sind als einzellige Hohlkästen mit 1,80 m Höhe bei 25 m Feldweite und 2,40 m Höhe bei 31 m Feldweite ausgebildet und haben eine seitlich auskragende 2,66 m breite Deckplatte, die eine Vielzahl von blechtopfbewehrten Aussparungen enthält, in die bei der Ausrüstungsmontage die Anker der Ausrüstung eingemörtelt werden. Wegen der Ausführungsgenauigkeit wurden die Träger mit formtreuer Vorspannung konstruiert und in sehr genaue Stahlschalungen in einer Feldfabrik gefertigt. Die 90 und 120 t schweren Träger wurden zum Einbauort mit Strassenfahrzeugen transportiert und mit Hilfe von zwei Mobilkranen verlegt (Bild 3).

H. Becker (Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. Main) sprach über die Wiederherstellung der «schwimmenden Betonbrücke über den Hood-Canal-

Bild 2. Versuchsstrecke der Transrapid-Versuchsanlage Emsland (TVE) mit aufgeständertem Betonfahrweg für Magnetschwebefahrzeuge



Bild 3. Verlegen der 25 m langen Spannbetonfertigteile für den Betonfahrweg (Bild 2)



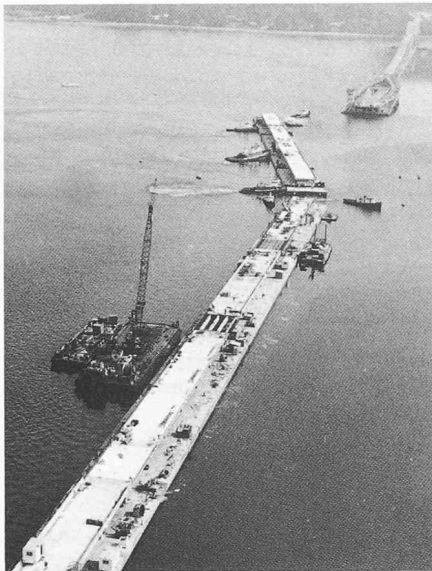


Bild 4. Schwimmende Betonbrücke über den Hood-Canal-Meeresarm in den USA

Meeresarm» im US-Staat Washington, die 1961 fertiggestellt und durch einen Jahrhundertsturm 1979 stark beschädigt wurde. Wegen des hier bis 100 m tiefen Wassers führte man das 2 km lange Bauwerk wieder als schwimmende Brücke aus. Anfang 1981 begann man mit dem Neubau des gesunkenen 1140 m langen westlichen Teilstücks, das aus zwölf 18 m breiten, 5,50 m hohen und bis zu 110 m langen Betonpontons mit aufgeständerter Stahlbetonkonstruktion für die zweispurige Fahrbahn besteht. Die Pontons wurden in einem Trockendock unter Verwendung von vorgefertigten Einzelteilen als Spannbetonkonstruktion gebaut, mit dem Überbau ausgerüstet, paarweise schwimmend zur etwa 100 km entfernten Einbaustelle geschleppt und dort zusammengespannt (Bild 4). Die Schwimmkonstruktion ist mit Stahlseilen (750 mm Durchmesser) an 1000 t schweren waschtrogähnlichen Beton-

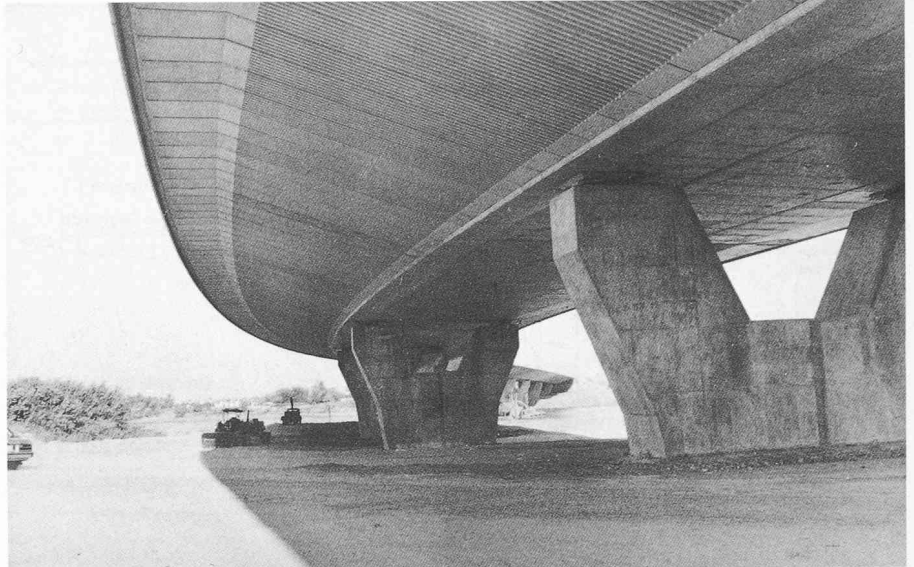


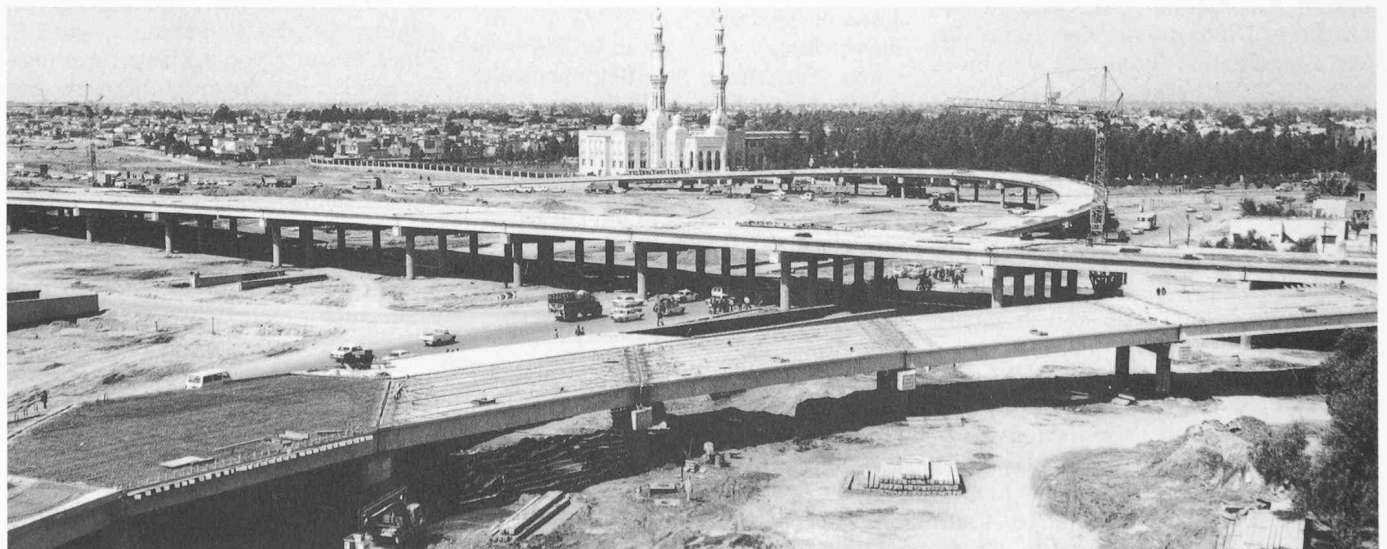
Bild 5. Jadiriyah-Brücke über den Tigris in Bagdad

ankerkörpern von 14 m Durchmesser und 9 m Höhe verankert; sie wurden in unmittelbarer Nähe des Docks an Land hergestellt, mit einer Hubkonstruktion ins Wasser gesenkt, zur Brückenbaustelle geschleppt und auf den Meeresboden abgesenkt. Nach nur 18 Monaten Bauzeit konnte diese schwimmende Grossbrücke, die als einzige Konstruktion dieser Art den wechselnden Wasserständen von Ebbe und Flut ausgesetzt ist, dem Verkehr wieder übergeben werden.

H. Wittfoht (Polensky & Zöllner Bauges., Frankfurt a. Main) berichtete über die «Jadiriyah-Brücke und Kadissiyah-Stadtautobahn in Bagdad», die innerhalb von zwei Jahren für das neue Schnellstrassennetz der Stadt zu erbauen waren. Die 1,3 km lange und 31,50 m breite Brücke über den Tigris ist das Hauptbauwerk eines etwa 4,4 km langen Strassenzuges. Ihre Spannweiten

betragen 46 m, und die massiven Y-Pfeiler (Bild 5) sind auf Bohrpfehlen von 1,80 m Durchmesser gegründet. Der Überbau mit 2,80 m hohem Hohlkastenquerschnitt und beidseitig etwa 6 m ausragender Fahrbahnplatte wurde in einem Arbeitsgang mit einer Vorschubrüstung feldweise hergestellt und anschliessend die vorgefertigten schrägen Betonplatten zur Abstützung der Fahrbahnplatte eingebaut. – Im Zuge der Verbindung des internationalen Flughafens von Bagdad mit der Innenstadt wurden in einem etwa 6 km langen Teilstück des Kadissiyah-Expressway (Bild 6) die vorhandenen Kreuzungen durch Über- und Unterführungen ersetzt und dazu in nur 18 Monaten Bauzeit 50 000 m² einheitliche Brücken errichtet. Die runden Stützen sind auf 600 kN-Rammpfehlen gegründet und durch Querträger zu Rahmen verbunden; darauf werden 165 t schwere vorgefertigte T-Träger verlegt und

Bild 6. Kadissiyah-Stadtautobahn in Bagdad



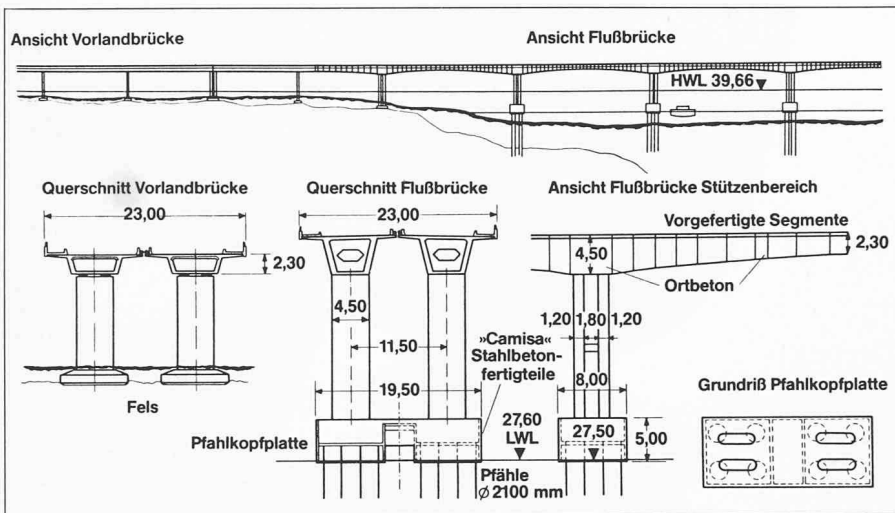


Bild 7. Nigerbrücke Ajaokuta, eine Spannbetonbrücke in Segmentbauweise

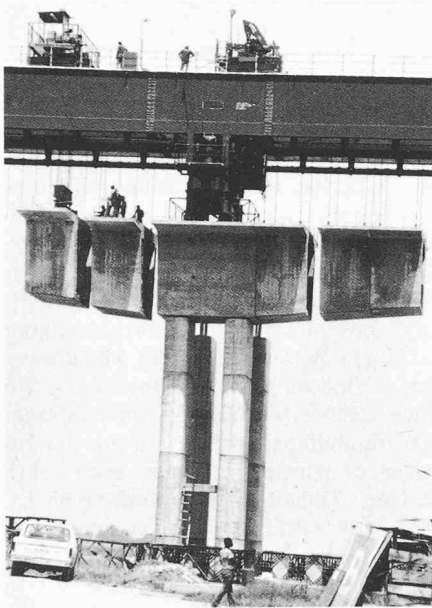


Bild 8. Einbau der Segmente für einen Überbau (Bild 7), alle an einem Gerüst hängend

mit einer 20 cm dicken Ortbetonplatte abgedeckt.

E. Dimel (Bilfinger+Berger Bau-AG, Wiesbaden) sprach über die «Nigerbrücke Ajaokuta - Eine Spannbetonbrücke in Segmentbauweise», eine für das zweite grosse Stahlwerk der Bundesrepublik Nigeria notwendige Verkehrsverbindung. Diese 2,9 km lange vierspurige Strombrücke über den Niger hat zwei getrennte Überbauten und besteht aus der 840 m langen, auf einer Umsetzrüstung feldweise hergestellten Vorlandbrücke und der 2,05 km langen, in Segmentbauweise errichteten Strombrücke mit einem 50-m- und 25 80-m-Feldern (Bild 7). Die Gründung besteht aus Grossbohrpfählen von 2,10 m Durchmesser mit acht Pfählen je Pfeilerachse, die als Felsaufstandspfähle bis zu 32 m und als Reibungspfähle bis zu 56 m tief unter Flusssohle hinabgebohrt sind. Die Pfahlkopfplatten wurden mit grossformatigen Fertigtei-

len als Schalung im Trockenem bei entsprechenden Wasserständen und darauf die Stützen und Stützenköpfe betoniert. Um das beim Segment-Einzeleinbau erforderliche sorgfältige Messen, Auswerten und Berichten der Höhe auf dieser abgelegenen Baustelle zu vermeiden, wurden alle Segmente eines Überbaus wie Perlen einer Kette höhen- und längsverschiebbar am Verlegegerät aufgehängt (Bild 8), die Fugen verklebt, die Endfugen ausbetoniert und dann das ganze Feld unter gleichzeitigem Ablassen des Gerüsts vorge-spannt. Da das Einbaugerüst alle Segmente eines Feldes zu tragen hat, erhöht sich sein Gewicht (570 t) gegenüber dem der Kragarmmethode. Andererseits ergibt sich ein bedeutend schnellerer Baufortschritt sowie Vorteile bei der Längsspannbewehrung.

Forschung und Konstruktion

H. Goffin (Bauministerium für Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf) berichtete «aus der Arbeit des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) - Problemstellung und Tendenzen». Beim raschen Fortschritt der Betonbauweise bei dem nach dem 2. Weltkrieg zu bewältigenden Bauvolumen blieben Fehlentwicklungen und Rückschläge nicht aus. Schadenanalysen zeigen jedoch, dass es sich hierbei nicht um der Bauart anzulastende Mängel handelt, die Ursache vielmehr auch bei menschlichen Unzulänglichkeiten und einer Überforderung der Ausführenden zu finden ist:

Terminhete, Improvisation, unzureichende Koordination, Anfälligkeit hochentwickelter Technologie gegenüber mangelnder Sorgfalt bei nicht ausreichenden Kenntnissen und auch ein nicht überschaubarer Umfang zum Teil schwer verständlicher Bestimmungen.

Insoweit hat sich auch die Problemstellung für die Arbeiten des DAfStb deutlich dahingehend verlagert, dass nicht mehr das technologisch Erreichbare, sondern das baupraktisch Machbare Vorrang erhalten hat; dabei geht es auch darum, den hohen Entwicklungsstand durch eine Verbesserung der Qualität für die Zukunft zu sichern. Wichtige Denkanstöße gibt hierzu auch die vor kurzem erschienene Veröffentlichung des Bundesministers für Verkehr über Untersuchungen von Schäden an Bauwerken. Für die Fortschreibung bestehender und für die Entwicklung neuer Regelwerke im Stahlbetonbau liegt daher ein fachtechnischer Schwerpunkt künftiger Arbeiten in der *Technologie der Bauausführung*, wobei neuartige Bauverfahren, veränderte Umwelteinflüsse, rationalisierte Bauabläufe und die Nutzung industrieller Abfallprodukte als Ausgangsstoffe und Zusätze für Beton zu berücksichtigen sind. Darüber hinaus ist aber auch die Verbesserung der *Dauerhaftigkeit* eine vordringliche Aufgabe, bestehende Widersprüche sind zu beseitigen, vereinzelt Sicherheitsrisiken abzubauen und die Qualität ohne Kostensteigerung zu verbessern. Bei der Überarbeitung der gegenwärtig gültigen Bestimmungen wird eine klare Unterteilung in *Grund- und Anwendungsnormen* angestrebt und die internationale Arbeit (EG, CEN, ISO) und das neue, auf wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen beruhende *Sicherheitskonzept* [4] berücksichtigt.

V. Hansson (Strabag Bau-AG, Köln) sprach über die «Wechselbeziehung zwischen Liner und Beton bei Spannbetondruckbehältern», die als Druckbehälter [5, 6] gasgekühlter Kernreaktoren, als Sicherheitsumschliessungen und als Lagerbehälter dienen. Insbesondere bei Druckbehältern sind sehr aufwendige Berechnungen zum Nachweis des Zusammenwirkens von Stahlauskleidungen und Beton üblich. Vereinfachte Annahmen bei der Berechnung, wie z.B. Linearisierung von Kraftverformungskennlinien der Anker, führen zu sehr grossen Verankerungselementen, hohen örtlichen Linerbeanspruchungen und Bewehrungskonzentrationen; das kann erhebliche Erschwernisse bei der Ausführung ergeben. Der Vortragende zeigte auf, dass durch genaueres Erfassen der Wechselwirkung von Beton und Stahl auch vereinfachte Ausführungsformen extremen Belastungen standhalten. Danach bestehen Erkenntnisse über die grundsätzlichen Tragwirkungen und Einflussparameter, die als Grundlage für vereinfachte Auslegungsmethoden und zur Begrenzung des Umfangs von Versuchen dienen können.

H. Schambeck (Dyckerhoff & Widmann AG, München) berichtete «über den Einfluss unterschiedlicher Berechnungsgrundlagen für den Brückenentwurf». Während man sich in Deutschland um die Vervollkommnung der Spannbetonbauweise [1-3] bemühte und das Taktschiebverfahren [7-13] eine stürmische Verbreitung erfuhr, wurde hauptsächlich im Ausland die Verwendung von Leichtbeton, die teilweise Vorspannung [14-17], die Vorspannung ohne Verbund [18-23] und besonders die Segmentbauweise [24, 25] verwirklicht. Es stellt sich die Frage, ob die unterschiedlichen, nationalen Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen Ursache für diese unterschiedliche Entwicklung gewesen sind. Es wird aufgezeigt, dass durch Änderung einer Richtlinie nicht nur eine unmittelbare Auswirkung auf eine Konstruktion entsteht (z.B. die Abhängigkeit der erforderlichen Spannbewehrung vom eingerechneten Temperaturunterschied zwischen Trägerober- und -unterseite gemäss DIN 4227, Teil 1), sondern dass unterschiedliche Konstruktionen von einer entsprechenden Änderung unterschiedlich betroffen sein können und damit ihre Wettbewerbslage beeinflusst wird; der erwähnte Temperaturunterschied wird sich beispielsweise im Bauzustand bei einem nach dem Taktschiebverfahren errichteten und damit zentrisch vorgedrückten Träger stärker auswirken als bei einem auf Lehrgerüst hergestellten Brückenüberbau - vorausgesetzt, dass diese Temperaturspannungen auch bei den zulässigen Spannungen und nicht nur beim Nachweis der Beschränkung der Rissbreiten berücksichtigt werden. Es wurden weitere Abhängigkeiten von Berechnungsgrundlagen und Brückenentwürfen aufgezeigt.

D. Jungwirth (Dyckerhoff & Widmann AG, München) sprach über das «Langzeitverhalten von Spannbetonkonstruktionen - Erfahrungen und Folgerungen» anhand von Schadenserkundungen und -sanierungen im Brückenbau. Durch Systemreserve und Schläue im Tragverhalten zeigen sich Schäden [26, 27] verzögert (Spätschäden infolge höherer Umweltbelastung, Tausalz und wachsender dynamischer Belastungen). Grosse Schäden treten erst bei gleichzeitig groben Konstruktions- und Ausführungsfehlern auf. Zur Kostenminimierung aus Entwicklung, Ausführung und Wartung ist es daher erforderlich, in gewissen Zeiträumen die Bauart in Konstruktion, Ausführung und Überwachung in Verbindung mit Schadensanalysen [26, 27] zu überdenken. Für die bestehende Bausubstanz - etwa 60% des Brückenbestands in Deutschland sind Spannbetonbrücken - werden Vorschläge zum Auffinden und Beheben

der Mängel und Schäden [28-31] gemacht und für zukünftiges Bauen ausführliche Problemlösungen aus der Schadenserfahrung gefolgert. Dazu gehören bessere Verdichtung und Nachbehandlung des Betons, Entwicklung wasserundurchlässiger und frosttausalzbeständiger Betone, grössere und gesicherte Betondeckung, Verbesserung des temporären Korrosionsschutzes, Reibungs- und Einpressprobleme bei Spannbetonarbeiten bis hin zu zerstörungsfreien Prüfungen und Bauwerksüberwachung. Die Kosten für diese qualitätsverbessernden Massnahmen zahlen sich im Hinblick auf das Langzeitverhalten mehrfach aus. Erforderliche Wartung [28-31] ist kein Mangel, sondern eine selbstverständliche Massnahme in der Gesamtbilanz des Bauwerks.

G. König (TH Darmstadt) berichtete über die «Rolle der Betonzugfestigkeit beim Tragverhalten von Massivbauten» und die derzeit widersprüchliche Behandlung der Betonzugfestigkeit am Beispiel des Stabilitätsnachweises. Nach geltenden Normen ist auch hier ein rechnerischer Ansatz der Betonzugfestigkeit ausgeschlossen, obwohl sich die Betonzugfestigkeit hinter zulässigen Verbundspannungen, Stossfaktoren oder zulässigen Schubspannungen, die durch Versuche abgeleitet wurden, verbirgt. Bei der Verformungsberechnung würde ein Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen ohne einen Verlust an Sicherheit wirklichere und wirtschaftlichere Ergebnisse liefern. Es ist deshalb unbedingt erforderlich, dass wir uns ein besseres Wissen um die Möglichkeit des Abschätzens der Betonzugfestigkeit und ihrer Abhängigkeit von Belastungsart und Bauteilgeometrie erarbeiten; dies kann das Verständnis der Wirkungsweise des Stahlbetons und des Spannbetons vertiefen und unser sehr umfangreiches Normenwerk straffen helfen. Es wird ein diskretes Modell für das Zugversagen des Betons vorgestellt, das mit Hilfe der Energiemethode der Bruchmechanik den Zugbruch des Betons beschreibt. Damit gelingt eine Erklärung der verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und es lassen sich manche bisher rein experimentell abgeleitete konstruktive Regeln rational begründen.

U. Quast (TU Braunschweig) weist in seinem Beitrag «Zum Stabilitätsnachweis freistehender Stahlbeton-Bauteile» nach, dass die Bemessung von freistehenden Bauteilen, wie hohen Brückenpfeilern, Schornsteinen, Türmen und Masten, nach DIN 1045 (Ausgabe 1972) zu Widersprüchen führt, obwohl ein Sicherheitsrisiko nicht besteht, wie viele seit langem verwendete Stahlbeton-

und Spannbetonmaste zeigen. Die Norm sollte deshalb bei Anwendung geteilter Sicherheitsbeiwerte [32] entsprechend der CEB/FIP-Mustervorschrift [33] - wie auch schon der Normenentwurf zu DIN 1056 für Schornsteine in Massivbauart (1982) und die Normenvorlage für werkmässig hergestellte Betonmaste - geändert werden; dies ergäbe auch vereinfachte Nachweise.

J. Schlaich (Universität Stuttgart) unterscheidet in seinem Beitrag «Zur einheitlichen Bemessung von Stahlbeton-Tragwerken» B-Bereiche, in denen man mittels der technischen Biegelehre von den Schnittgrössen unmittelbar auf die inneren Beanspruchungen schliessen kann, also klassische Regeln bestehen, und D-Bereiche, durch statische oder geometrische Diskontinuitäten, wie Einzellasten, Knicke und Sprünge, gekennzeichnete Bereiche, für die es nur wenige Fälle mit klar definierten Bemessungsregeln gibt, wie z.B. für Balkenaufleger, Rahmenecken und Konsolen. Die praxisorientierte, seit Jahrzehnten bewährte theoretische Grundlage des Stahlbetonbaus ist die *Fachwerkanalogie*. Erweitert man sie in Form allgemeiner Stabwerkmodelle für das ganze Tragwerk und verfolgt seinen Kraftfluss, d.h. die Kräfte in ihren Zug- und Druckstäben, lückenlos von der Quelle (Lasteinleitung) bis zur Mündung (Auflager), um schliesslich die Stäbe und Knoten in den B- und D-Bereichen nach einheitlichen Kriterien zu bemessen, dann ist eine einheitliche Bemessungsart gefunden und damit die Grundlage für bessere und sichere Tragwerke und für einfachere Normen. Im Vortrag werden Vorschläge zum Modellieren stahlbetongerechter Stabwerke und zum einheitlichen Bemessen der Zug- und Druckstäbe und -felder sowie der Knoten gemacht und das praktische Vorgehen nach dieser Methode an Beispielen gezeigt.

R. Walther (ETH Lausanne) sprach über die «Anwendung der Plastizitätstheorie beim Stahlbeton- und Spannbetonbau». Ihr steht man in Deutschland meist ablehnend gegenüber, weil befürchtet wird, man wolle damit die bewährte Elastizitätstheorie verdrängen und den Tragwerken grosse plastische Verformungen und Kräfteumlagerungen zumuten, um auch noch die letzten Tragreserven wirtschaftlich nutzen zu können. Das trifft nach Walther nicht zu, denn die Elastizitätstheorie wird nach wie vor Hauptbemessungsgrundlage für den Gebrauchszustand bleiben, und bei sinnvoller Anwendung der Plastizitätstheorie im Massivbau [34] sind gar keine grossen Kräfteumlagerungen oder Fliessgelenke erforderlich. Die Bewehrung muss jedoch so angeordnet und bemessen werden, dass sie dem an-



Bild 9. Western-Expressway in Bagdad (Modell)

genommenen Kräfteverlauf optimal entspricht. Die Plastizitätstheorie ist denn auch in erster Linie eine wertvolle Hilfe für richtiges Konstruieren; auf sie kann nicht verzichtet werden, wo es gilt, die Tragwerkssicherheit abzuschätzen. Dies ist bei allen statisch unbestimmten Spannbetonkonstruktionen der Fall, vor allem aber bei solchen mit Spanngliedern ohne Verbund. Dazu werden Versuchsergebnisse für schiefe Träger (Torsionsbewehrung) und sehr schiefe Platten (Bemessung nach Bruchlinien) beschrieben.

Bauausführung

W. Lenfert (Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. Main) berichtete über die «Entwicklungen der Baumaschinentechnik als Beitrag zur Lösung von Bauaufgaben». Seit sich die Menschheit mit Bauen befasst, beeinflussen die Kosten und der Stand der Technik, was und wie gebaut wird. Die Entwicklung der Baumaschinentechnik hat dabei eine Schlüsselrolle. Hinzugekommen sind Forderungen der Arbeitssicherheit, des Umweltschutzes und der menschenwürdigen Gestaltung des Arbeitsplatzes. Allen Forderungen folgen aber immer Kosten; ihrem Ansteigen in den verschiedenen Kostenarten hat man durch besondere konstruktive Anstrengungen zielstrebig und erfolgreich versucht zu begegnen, wie z.B. durch Serienfertigung, Standardisierung von Baugruppen und deren multiple Verwendung, selbsttätige Abschmiersysteme, verbesserte Oberflächentechniken, Modulbauweisen, Herauslösen besonderer Verschleissteile und deren leichte Austauschbarkeit, ergonomisch verbesserte Arbeitsplätze auf den Maschinen,

Zusammenfassen von Bedien- und Kontrollfunktionen, montagefreundliche Baukastensysteme, Steck- statt Flanschverbindungen und eine Fülle von wirksamen Einzelmaßnahmen. Die künftige Entwicklung der Baumaschinentechnik wird gekennzeichnet sein durch angepasste Kombinationen von elektrohydraulischen und elektrischen Systemen mit programmierbaren Mikroprozessoren; ihr Fortschritt wird in der Übernahme von Überwachungsaufgaben und Routine liegen.

E. Heitkamp (E. Heitkamp GmbH, Herne) zeigte die «Logistik einer Grossbaustelle an den Beispielen der Kernkraftwerke Brokdorf und Lingen/Emsland» auf. Diese Kernkraftwerke der heute bevorzugten 1300-MW-Druckwasser-Baulinie zählen vom Bauvolumen her zu den grössten zusammenhängenden Bauvorhaben in Deutschland. Mit den Bauarbeiten für das KKW Brokdorf wurde im August 1981 und mit den für das KKW Lingen/Emsland im November 1982 begonnen. Die Logistik derartiger Grossbaustellen leitet sich ab aus dem vorgegebenen Terminablaufplan, dem Übersichtsplan mit den ausgewiesenen Freiflächen für die Baustelleneinrichtung, der Einbindung der Baustelle in die regionale und überregionale Infrastruktur und den in der Zeiteinheit zu bewegendenden Massen; hier waren es monatlich 10 000 m³ Beton, 17 000 m² Grossflächenschalung und 1500 bis 2000 t Betonstahl. Der Finanzierungsaufwand der Baustelle wird deutlich durch Gegenüberstellung der Aufwands-, Leistungs- und Zahlenkurven über die Zeit; danach müssen hier bis zum Bauzeitende etwa 30 Mio DM vorfinanziert werden.

G. Diekmann (Wayss & Freytag AG, Frankfurt a. Main) berichtete über den

Bau des «Western Expressway Bagdad» [35]. Dieser Teil des geplanten Autobahnringes zur Stadtumgehung ist 14 km lang und besteht aus einer sechsspurigen Autobahn mit etwa 5 km Brückenbauwerken mit 0,17 Mio m² Fläche (Bild 9). Bei der Ausschreibung im Mai 1981 lag kein Bauherrenentwurf vor; die anbietenden Firmen mussten innerhalb von sechs Wochen nach vorgegebenen Randbedingungen sowohl den Entwurf als auch das Leistungsverzeichnis sowie die technischen Vorschriften und die Preise erarbeiten. Im September 1981 wurde der in 30 Monaten auszuführende 560-Mio-DM-Auftrag vergeben. Ausschlaggebend für den Erfolg im Wettbewerb war, dass man mit dem Entwurf die Fertigteilbauweise verliess, die sonst für derartige Bauwerke im Irak üblich ist. Es wurde eine *Ortbetonlösung mit Vorschubrüstungen* [36] gewählt, die den gleichen Baufortschritt wie eine Fertigteilbauweise erreichte, jedoch den Vorteil erheblich geringerer Massen hatte. Die vorgegebene kurze Bauzeit erforderte den Einsatz von sechs Vorschubrüstungen; je Woche und Rüstung musste ein 36 m langes Brückenteilstück fertiggestellt werden. Voraussetzung dafür war eine sowohl für die Logistik als auch für die einzelnen Arbeitsgänge auf der Baustelle geltende Arbeitsvorbereitung.

V. Hahn (Ed. Züblin AG, Stuttgart) sprach über «EDV im Büro und Betrieb eines Bauunternehmens – derzeitiger Stand und Versuch einer Prognose» und W. Manns (Otto-Graf-Institut, Stuttgart) über «Beton mit ermässigten Anforderungen – Ein Beitrag zur besseren Rohstoffnutzung». Wegen der Ergiebigkeit und der Verfügbarkeit der Lagerstätten wird es zunehmend schwieriger, die erforderlichen Mengen an Zuschlag für die Beton- und Mörtelherstellung zur Verfügung zu stellen; in der Bundesrepublik Deutschland handelt es sich dabei um jährlich über 200 Mio t Kies und Sand. Da die Natur im Mittel etwa 40% Kies und 60% Sand liefert, entsteht hier beim Verwenden von Zuschlägen entsprechend dem günstigen Bereich der Regelsieblinien nach DIN 1045 ein Sandüberschuss. Während man in der Vergangenheit danach trachtete, den Beton in seinen technischen Eigenschaften weiter zu verbessern, muss aus den geschichteten Zwängen zur besseren Rohstoffnutzung nunmehr ein Hauptaugenmerk darauf gerichtet werden, welche Forderungen zu stellen sind, damit der Beton die verlangte Güte und Dauerhaftigkeit (Frostausatzbeständigkeit usw.) noch sicher erreicht [37]. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Begrenzung des Mehlkorns von 0,25 mm auf 0,125 mm ohne nennenswerte qualitative Nach-

teile gesenkt und die negative Auswirkung sandreicher Kornzusammensetzungen auf die Frischbetoneigenschaften (erhöhtes plastisches Schwinden mit Rissbildung) durch Betonzusätze ausgeglichen werden kann. Eine wirtschaftlichere Lösung bedeutet jedoch die Einführung einer *Betonfestigkeitsklasse B 20*; dabei wäre nur ein Teil des durch den grösseren Gehalt an Fein- und Feinstsand bedingten höheren Wasseranspruchs durch Zusatzmittel auszugleichen. Die praktische Verwendung von Beton mit ermässigten Anforderungen hinsichtlich des Mehlkorngelhalts, der Kornzusammensetzung und Druckfestigkeit könnte ein Beitrag zur besseren Rohstoffnutzung sein, ohne die Dauerhaftigkeit bei normaler Beanspruchung des Betons zu beeinträchtigen.

R. Wandschneider (E. Heitkamp GmbH, Herne) berichtete in seinem Vortrag «*Massenbeton im kerntechnischen Ingenieurbau*» über das Betonieren der 2,50 m dicken Reaktorpfahlkopfplatte von 63 m Ø im Kernkraftwerk Brokdorf im Schutz eines Winterbauzeltes (53 000 m³ Volumen und 8600 m² Aussenflächen) mit 5 °C Innentemperatur beim Einsatz von acht Lufterhitzern (0,48 Mio J oder 2 Mio kcal/h). Rund 10 000 m³ Beton mit einem mittleren Bewehrungsstahlgehalt von 200 kg/m³ FB wurden in knapp vier Tagen in einem Arbeitsgang treppenförmig mittels fünf Betonpumpen eingebracht. Nach Fertigstellung der obersten Betonierlage wurde der Beton vakuumbehandelt [38–43] und danach mit Folien als Verdunstungsschutz abgedeckt. Dem Beton mit Zement HOZ 35 L wurde ein Verzögerer zugegeben, der bewirken sollte, dass sich die Schichten infolge freiwerdender Hydratationswärme nicht gegenseitig aufheizen, sondern, dass «frisch in frisch» betonierte werden konnte. Die ungünstigste Temperaturverteilung über den Querschnitt stellte sich nach etwa zwölf Tagen ein (+26,7 °C). Der grösste Temperaturunterschied betrug 12 °C. Nach zwei Monaten war der Temperaturausgleich zwischen Bauwerk und Aussenluft praktisch abgeschlossen.

F. Nather (TU München) brachte Einzelheiten über den «*Entwicklungsstand der Rüsttechnik*», heute gekennzeichnet durch den abschnittsweisen feldweisen Vorbau, das Taktstiebefahren [7–13] und einige Sonderbauverfahren (Bild 10) sowie der Fertigteilbauweise. Typisierte Rüstgeräte, die nach dem Baukastensystem aus wenigen Standardteilen bestehen, ermöglichen die Mitbenutzung von Sonderteilen. Vorbauwagen, deren Fahrwerke oberhalb der herzustellenden Fahrbahn angeordnet sind, bieten besondere Vorteile

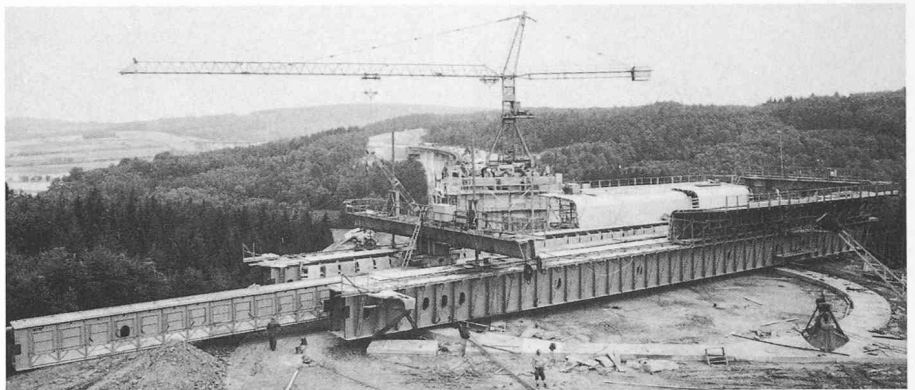


Bild 10. Talbrücke Döllbach; Drehen der Vorschubrüstung

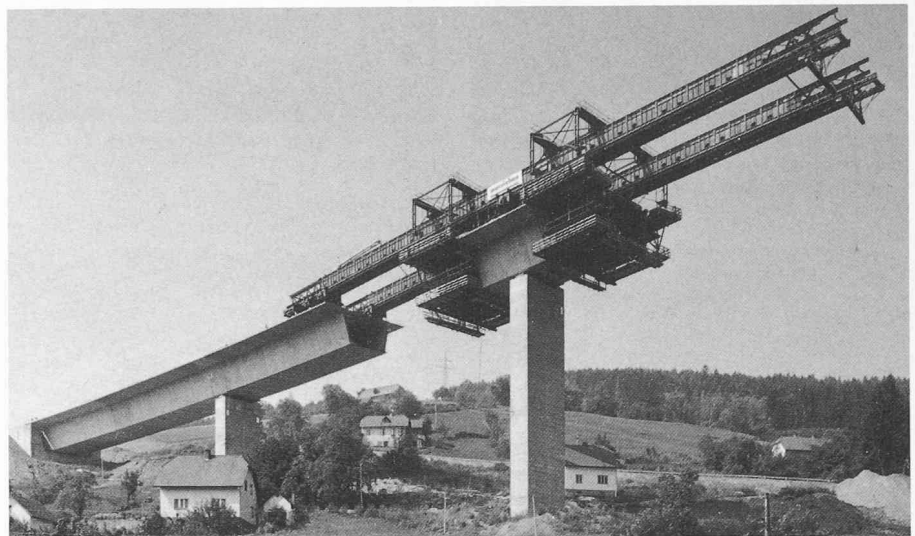


Bild 11. Auenbach-Talübergang mit 10×70 m Spannweiten, Südautobahn A2, Kärnten

le bei unzugänglichem Gelände. In der Konstruktionshöhe sind sie kaum begrenzt, weshalb mit ihnen grosse Spannweiten überbrückt werden können; die obere Grenze des wirtschaftlich Erreichbaren dürfte mit dem Vorschubgerüst [36] für die Ahrtalbrücke (2060 t) erreicht sein, das Pfeilerabstände von 106 m erlaubt. Die Wettbewerbsfähigkeit des klassischen Freivorbau (Bild 11) wurde durch den Einsatz stählerner Hilfssträger mit zusätzlichem Nachläufergerüst verbessert. Der Vorbau eines Teilquerschnitts und Vollendung des Brückenquerschnitts erst nach Herstellung der Durchlaufträgerwirkung ermöglicht den Bau von Parallelträgerbrücken grosser Stützweiten, wie z.B. die Eschachtal- und die Kochertalbrücke. Der freie Vorbau mit Abspannung hat in den letzten Jahren zu einer vermehrten Ausführung weitgespannter Massivbogenbrücken geführt. Die von der Siegtalbrücke und der Köhlbrand-Hochstrassenbrücke bekannten Vorschubrüstungen für die abschnittsweise Herstellung wurden durch eine dreidimensionale Verstellung der Betonierbühnen mittels einer besonderen Einpunktagerung verbessert. Anhand einiger Beispiele aus dem

U-Bahn- und dem Tunnelbau wird gezeigt, dass die Schalwagen des Tunnelbaus in bezug auf technische Ausstattung und Leistung den Vergleich mit den bekannteren Vorbaurüstungen und Fertigteilverlegegeräten des Brückenbaus nicht zu scheuen brauchen.

R. Drozella (Hochtief AG, Essen) sprach über die «*Gleitschalung – Forschung und Anwendung*». Der zunehmende Erfolg der Gleitschalung beruht auf langjähriger Erfahrung, obwohl die physikalischen und betontechnologischen Vorgänge beim Gleiten noch weitgehend unerforscht sind. Das wachsende Interesse und die breitere Diskussion um Gleitschalungen hat einige Forschungsvorhaben bewirkt: Das Verbundverhalten der Bewehrung bei gleitgeschalteten Bauwerken (*Kupfer*, TU München), oberflächennahe Zonen gegleitener Betonwände unter Einwirkung veränderlicher Umweltbedingungen (*Kordina*, TU Braunschweig) und verfahrenstechnische Einflüsse auf die Gleitschalung (*Gutsche*, TU Berlin). Firmeneigene Untersuchungen und vorliegende Erfahrungen lassen jetzt schon eine Beeinflussung oberflächennaher Zonen durch die Gleitreibung er-

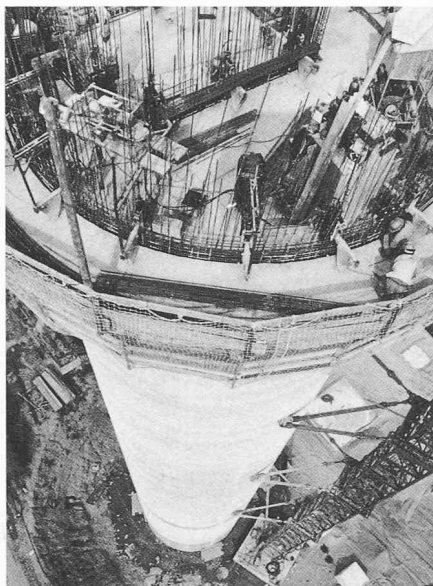


Bild 12. Heizkraftwerk Altbach bei Stuttgart; runder Treppenturm mit innenliegendem eckigem Schacht-gleitgeschalt



Bild 14. Fernsehzentrum Riyadh mit 170 m hohem Fernsehturm

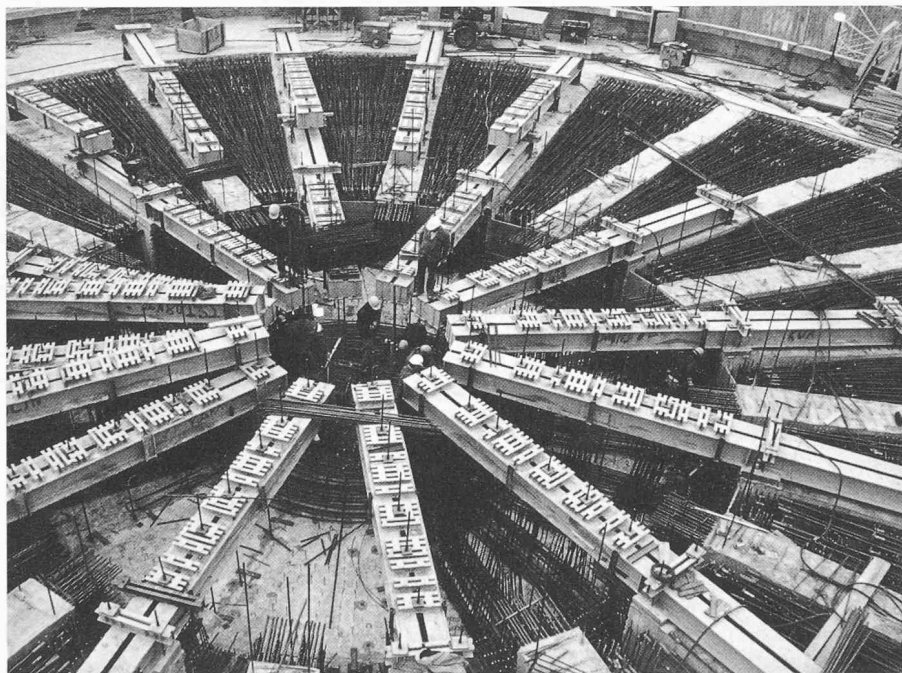


Bild 13. Dachdecke des Reaktorgebäudes des KKW Gundremmingen II - Bauzustand

kennen, die bei sachgemässer Ausführung jedoch keine Grössenordnung einer Qualitätsminderung gegenüber ortsfest geschalteten Bauwerken erreicht. In den letzten Jahren wurden in der Anwendungstechnik der Gleitschalung bemerkenswerte Fortschritte gemacht: Moderne Betontechnologie und sinnvolle Auslegung der Hubkapazität ermöglichen schnellere Gleitzeiten, so dass gleichzeitig Fertigteile eingebaut werden können. Weiterentwickelte Aussteifungskonstruktionen erhöhen die Ausführungsgenauigkeiten, und das Problem der Anschlüsse von benachbarten Bauteilen ist konstruktiv einwandfrei gelöst, so dass selbst Konsolen und Lisenen heute gleitgeschalt werden

können. Sonderanwendungen, wie das gleichzeitige Heben schwerer Bauteile mit der Gleitschalungsbühne, erweitern die Anwendungsmöglichkeiten der Gleitschalung beträchtlich (Bild 12).

Hochbau

M. Stiller (Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden) berichtete «Aus der Arbeit des Deutschen Beton-Vereins (DBV)», und zwar über seine Forschungsförderung (1983: 0,92 Mio DM) mit Gedankenaustausch in den Beiräten Forschung und Praxis an den Technischen Hochschulen/Universitäten und über

die Mitarbeit in der nationalen, europäischen und internationalen Normung (DIN 488, DIN 1072, DIN 4226, DIN 4227, DIN 18230, Sicherheitsgrundlagen und Dauerhaftigkeitsempfehlungen, sowie Eurocode 2, CEN und ISO, Transportbeton und Zement). Der Beton-Verein berät seine Mitglieder auf den Baustellen mit Bauberatern. Die dort gesammelten Erkenntnisse und Erfahrungen werden in *DBV-Merkblättern* (Betondeckung, Instandsetzung, Einpressen von Spannkankälen) und Checklisten (Einpressen in Spannkankäle und für das Bestellen von Transportbeton) zusammengefasst und dem Führungspersonal der Baustellen in regionalen Tagungen weitergegeben. Zwischen den Betontagen werden ausserdem *Fachtagungen* über aktuelle Themen (Baulicher Brandschutz mit Beton; dauerhafte Betonbauwerke; jeweils mit über 1000 Teilnehmern) ausgerichtet.

G. Danielewski (Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln) sprach über «*Baubiologie zwischen Anspruch und Wirklichkeit*» und stellte den Gegensatz zwischen den in der Technik üblichen wissenschaftlichen Beweisen von Eigenschaften und den kühnen Behauptungen der Baubiologen heraus [44]. Gesundes Wohnen war schon früher das Ziel der Wohnungshygieniker, die mit ihren Forschungsergebnissen mit dazu beigetragen haben, dass die Bauvorschriften auch dem Schutz der Gesundheit einen hohen Stellenwert einräumen. Trotz der baubiologischen Schreckgespenster – als ältestes das Nullfeld und der Faradaysche Käfig in Stahlbetonbauten sowie der Einfluss der Mikrowellen und als aktuellstes der Radioaktivität des Betons auf die Gesundheit – waren die Bemühungen der Baubiologen um grössere Marktanteile nicht erfolgreich, denn Beton ist ein natürlicher Baustoff, und Betonbauten erfüllen die Voraussetzungen für gesundes Wohnen.

B. Haselwander (Hochtief AG, Frankfurt a. Main) berichtete über «*Die Dachdecke der beiden Reaktorgebäude des Kernkraftwerks Gundremmingen II*». Dieses KKW enthält zwei Siedewasserreaktoren (2×1300 MW) mit dem ersten in der Bundesrepublik Deutschland gebauten Spannbeton-Sicherheitsbehälter. Die Aussenhülle des Reaktorgebäudes, die hauptsächlich durch den Schutz gegen Flugzeugabsturz bestimmt ist, wurde zylindrisch ausgebildet. Den oberen Abschluss bildet aus wirtschaftlichen und vor allem aus ästhetischen Gründen eine *Kreisplatte*; sie ist 1,65 m dick, hat 50 m Spannweite und konnte nicht auf einer Rüstung hergestellt werden, da

Tabelle 1. Zusammensetzung der Ausgangsmischung für Stahlfaserspritzbeton für einschaligen Tunnelausbau

Stahlfasern 0,4/12,5 mm	130 kg/m ³
Wasser W; W/Z = 0,50	200 l/m ³
Beschleuniger BE; 5% von Z	20 l/m ³
Zement Z; PZ 45 F	400 kg/m ³
Füller FA; 12% von Z	50 kg/m ³
Zuschlag 0/8 mm, Sieblinie B	1665 kg/m ³
Total	2465 kg/m ³

Tabelle 2. Zielwerte für Stahlfaserspritzbeton für einschaligen Tunnelausbau

Würfeldruckfestigkeit (28 d)	25 N/mm ²
Spaltzugfestigkeit (28 d)	2,8 N/mm ²
Wassereindringtiefe	< 5 cm
Fasergehalt	90 kg/m ³ FB
Arbeitsvermögen	3 × Normalbeton

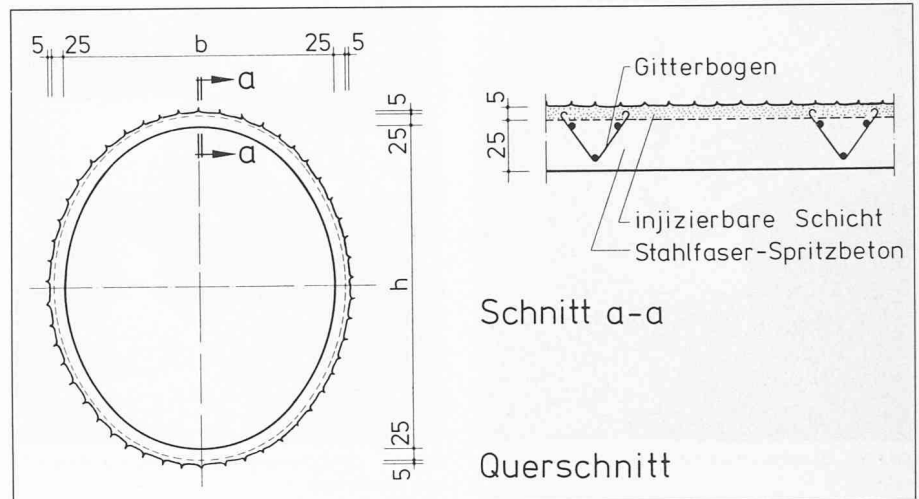


Bild 15. Einschaliger Verkehrstunnel mit Stahlfaserspritzbeton

die Arbeiten innerhalb des Reaktorgebäudes nicht behindert werden durften. Die Kreisplatte ist deshalb als Speichenrad ausgeführt, wobei die plattenhohen Speichen im Freivorbau errichtet wurden; aus dem sternförmigen Plattenbalken (Bild 13) mit untenliegender Platte entstand schliesslich die Kreisplatte. Diese Ausführung ergab höhere Baukosten und benötigte mehr Zeit. Für das Kernkraftwerk verringerte sich jedoch die Bauzeit und durch kürzeren Kapitaldienst auch die Gesamtbauumme.

L. Mayer (Philipp Holzmann AG, Hannover) sprach über einen «Grosshallenbau in Mischbauweise oder Ortbeton» bei der neuen Pkw-Montagehalle des Volkswagenwerkes in Wolfsburg. Diese in kurzer Bauzeit errichtete Halle ist 352 m lang und 156 m breit. Sie besteht im Untergeschoss aus einer Betonkonstruktion (Stützen, Haupt- und Nebenunterzüge, Deckenfelder im Raster 7 m × 8 m) und im Obergeschoss aus einer Stahlkonstruktion. Da bei vorgegebenem Bauablauf keine bei jeder Witterung befahrbare Sohlplatte für die Montage vorhanden war, entschied man sich nicht für die Mischbauweise, sondern für die Ausführung in Ortbeton. Ausserdem waren die Kosten um 14% geringer, die Baustelleneinrichtung einfacher und der Arbeitsfortschritt beim Einsatz hochmechanisierter fahrbarer Rüst-/Schalungsgeräte gleichmässiger.

F.C. Trapp (F.C. Trapp Bauunternehmen, Wesel) berichtete über «die neue Gesamthochschule Duisburg - Bautechnische Bewältigung moderner Architektur». Für diesen Neubau sind Rundbauten mit insgesamt 72 000 m² Nutzfläche vorgesehen. Eingesetzt wurden Grossflächenschalungen für die runden Aussenwände und Sonderstahlschalungen mit angeformtem Pilzkopf für die runden Mittelstützen. Die im Mittelpunkt

gestützte kreisförmige Deckenplatte mit ringförmiger freier Auflagerung mit einem umlaufenden Rundbalken wurde in mehreren Abschnitten mit verschiedenartigen Deckentischen geschalt. Durch sinnvolle Ablaufplanung konnten in allen wiederkehrenden Bauteilen über 90% vorgefertigte Schalelemente eingesetzt werden, so dass nach entsprechender Einarbeitung Leistungswerte erreicht wurden, die nur wenig über den Stundensätzen bei rechteckigen Bauten liegen. Parallel dazu wurde beim ersten Bauabschnitt von der TU Braunschweig ein umfangreicher Netzplan mit den einzelnen Arbeitsvorgängen zugeordneter Kolonnenstärke und -zeit aufgestellt und monatlich kontrolliert. Hierdurch konnte der Schalungsbedarf rechtzeitig den Erfordernissen der Bauzeit entsprechend einer wirtschaftlichen Ausführung angepasst werden.

P. Knobloch (Dyckerhoff & Widmann AG, München) sprach über das «Fernsehzentrum Riyadh» (Bild 14), ein neues Wahrzeichen der aufstrebenden Hauptstadt des Königreichs Saudiarabien. Es erlaubt bei vollem Betrieb die Ausstrahlung von drei Programmen nach dem Secam-System und besitzt elf Produktionsstudios und Entwicklungslabors. Die Kosten für die schlüsselfertige Herstellung des gesamten Projektes in 42 Monaten einschliesslich des 170 m hohen Fernsehturms (Bild 14), jedoch ohne die elektronische Ausrüstung, betragen etwa 800 Mio DM bei rund 0,68 Mio m³ umbauten Raum. Wegen Platzmangels auf dem Baugelände richtete man 35 km entfernt einen Fertigungsplatz für Schalung, Bewehrung und Betonfertigteile sowie einen Bauhof für Reparatur und Wartung der Baugeräte ein. Das Gebäude ist 10 m tief unterkellert; da wegen der angrenzenden Bebauung nicht gesprengt werden durfte, baute man den

anstehenden Fels mittels Fräsen ähnlich wie im Tunnelbau ab. Die Gebäude stellte man in Mischbauweise (Fertigteiltreppenläufe, -konsolen und -unterzüge) her. Für das Betonieren des 120 m hohen Turmschaftes aus Stahlbeton wurde aussen eine Kletter- und innen eine Gleitschalung eingesetzt. Insgesamt wurden 0,11 Mio m³ Beton und 9000 t Bewehrungsstahl eingebaut. Besonderes Augenmerk erforderten die Doppelschalenkonstruktionen (box in box) aller Studios zum Vermeiden jeglicher Schallbrücken sowie der Antransport und Einbau der 21 m langen, 25 t schweren Studiodachbinder. Die Konstruktion und die Ausstattung der Gebäude und des Fernsehturms sind aufwendig (Marmor- und Edelholzverkleidungen, Edelstahl, Spiegelwände und -decken, besondere Anforderungen an Raumkomfort, Schallpegelbegrenzung und Lichttechnik).

Tiefbau

H.-L. Peters (E. Heitkamp GmbH, Herne) berichtete über einen «einschaligen Tunnel in Stahlfaserspritzbeton-Bauweise» beim U-Bahn-Bau in Recklinghausen, der vom herkömmlichen Verkehrstunnel im oberflächennahen Bereich mit zweischaliger Bauweise abweicht und wirtschaftliche Vorteile verspricht. Zunächst wurde unmittelbar nach dem Ausbruch und Einbau der Gitterbögen auf den anstehenden Baugrund eine 5 cm dicke Leichtmörtelschicht aus gebrochenem Blähton, Zement, Schnellbinder, Kleber und Kunstfasern gespritzt und anschliessend darauf eine 25 cm dicke Schicht aus Stahlfaserbeton [45] (Tab. 1) mit vorgegebenen Eigenschaften (Tab. 2). Für diese 30 cm dicke Tunnelwand gilt folgendes Konstruktionsprinzip (Bild 15). Die Bruchsicherheit wird ohne An-

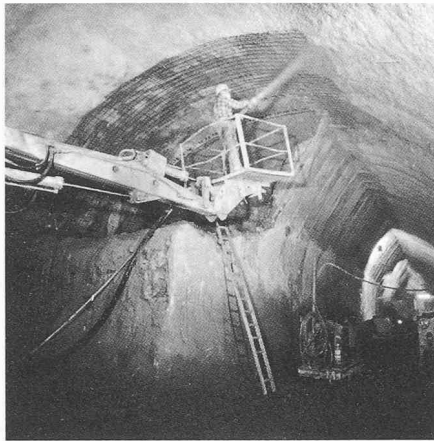


Bild 16. Spritzbetoneinbau im Firstbereich im Tunnelbau

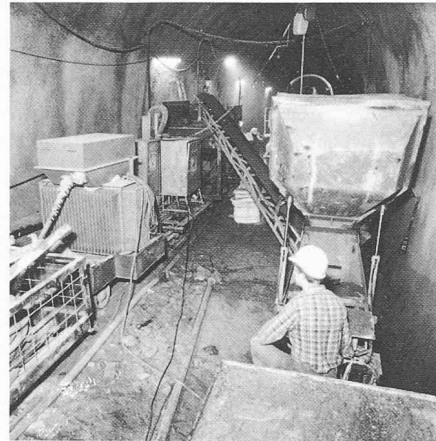


Bild 17. Spritzbetoneinheit bei druckluftgebundenem Gleisbetrieb

rechnung der Zugfestigkeit des Stahl-faserbetons (DIN 1045, Zustand II) nachgewiesen; die hierfür besonders entwickelten Gitterbögen (Bild 15) übernehmen alle Zugkräfte im Bruchzustand. Die Forderungen von DIN 1045 für den Gebrauchszustand werden durch die durch Fasern erreichte Mindestzugfestigkeit abgegolten. Die äussere Schicht der einschaligen Tunnelauskleidung ist so zusammengesetzt, dass durch Einpressen einer Bentonit-Zement-Suspension Wasserundurchlässigkeit und damit volle Gebrauchsfähigkeit des Tunnels erreicht wird. Die Grundlagen für die Bemessung und die verwendete Spritzbetonzusammensetzung [46] wurden im oberirdischen Versuch ermittelt. Der Tunnelscheitel liegt 10 m unter dem Grundwasser, das während des Tunnelbaus wegen anderer Bauarbeiten abgesenkt war.

H. Distelmeier (Bilfinger+Berger Bau AG, Mannheim) sprach über «Spritzbeton im Tunnelbau - Herstellung und An-

wendung unter Druckluftbedingungen». Spritzbeton [46] wird heute in Verbindung mit geeigneten Bauhilfsmassnahmen auch im wasserführenden Lockergestein verwendet (Bild 16); dabei wird zum Vermeiden oberirdischer Setzungen Druckluft [46-49] zur Grundwasserhaltung genommen (Bild 17). Der Einfluss höheren Umgebungsdrucks auf die Spritzbetonanwendung lässt sich hinreichend genau bestimmen und berücksichtigen. Die Betonfestigkeit entwickelt sich bei gleichbleibendem Überdruck unabhängig von diesem, bei durchlässigem Haftgrund etwas schneller; bei plötzlichem Druckabfall verliert junger Spritzbeton erheblich an Festigkeit und muss saniert werden; der Staubanfall ist geringer. Dagegen ist das Zusammenwirken der übrigen Faktoren noch weitgehend unerforscht. Die Einflussmöglichkeiten des durchweg ungeschulten Personals auf die Ausführungsgüte sind zumindest für einschalige Auskleidungen unverträglich hoch. Deshalb sollte ein Ausbildungsweg für

Spritzbetonbauer geschaffen, die Einflüsse auf den Spritzbeton, die Wirtschaftlichkeit und Umwelt weiter erforscht und weniger personalabhängige Spritzverfahren entwickelt werden.

Das Nassspritzverfahren im Dünnstrom [50] verspricht qualitative Verbesserungen; es konnte sich bisher aber wegen seiner geringen Leistungsfähigkeit nicht durchsetzen. Deshalb arbeitet man erneut an der Weiterentwicklung von Nassspritzverfahren im Dichtstrom [51]. Für Europa neue Wege geht das Zweiwegverfahren (B+B/Intradym) [52], bei dem die groben Zuschlagstoffe trocken in einer Gerätelinie mit einem Abbindebeschleuniger (BE) vermischt und von einer herkömmlichen Trockenspritzmaschine beschleunigt sowie in einer zweiten Linie Zement, Wasser und Sand zu Mörtel verarbeitet und in den pneumatischen Förderstrom der ersten Linie gepumpt werden. Diese Zerlegung des Herstellvorgangs wird beim japanischen SEC-Verfahren in ähnlicher Weise schon länger erfolgreich durchgeführt. Bei den europäischen Versuchen konnten wirtschaftliche Vorteile gegenüber dem herkömmlichen Trockenspritzverfahren bisher nicht vorgewiesen werden, wohl aber saubere Luft und kontrolliert guter Spritzbeton.

H. Bauer (Ed. Züblin AG, Stuttgart) berichtete über den «Strassentunnel unter dem Westbahnhof Aachen» im Zuge der westlichen Umgehungsstrasse L 260. Das insgesamt 371 m lange Bauwerk unterfährt die vorhandenen und geplanten Gleisanlagen der Deutschen Bundesbahn. Der 126 m lange Einpress-tunnel wurde in drei bis 44 m langen Teilen abschnittsweise in einer östlich

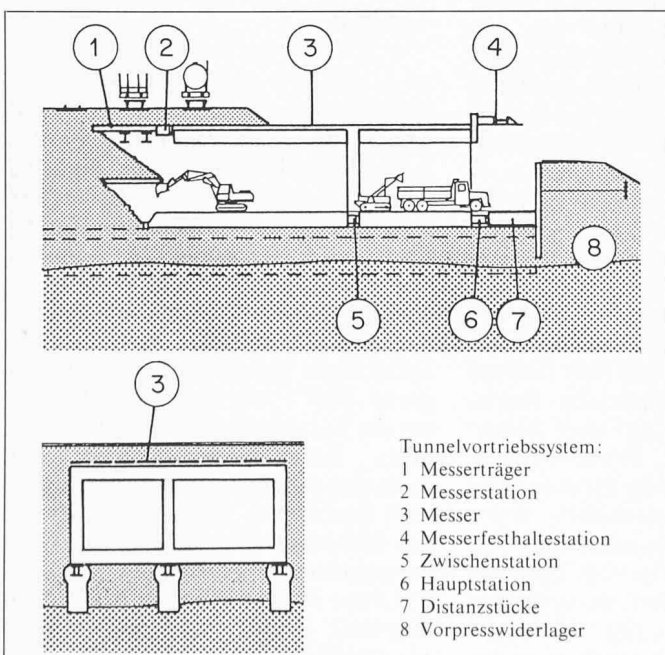


Bild 18 (links). Strassentunnelunter dem Westbahnhof Aachen

Bild 19 (unten). Einpress-tunnel von Bild 18 nach dem Durchstich



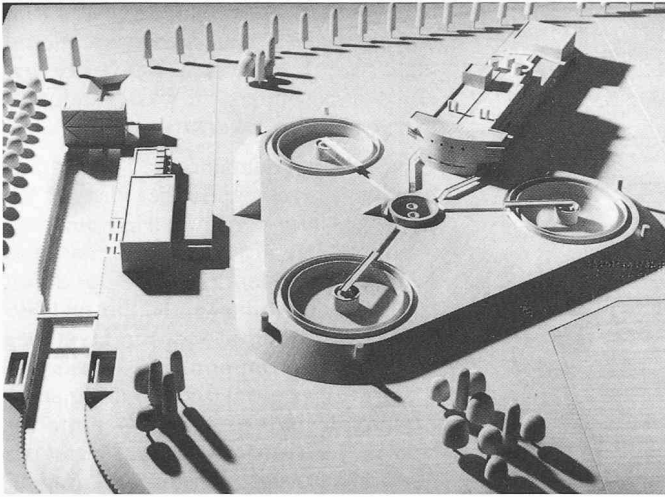


Bild 20. Entphosphatungsanlage Berlin-Tegel, Modell

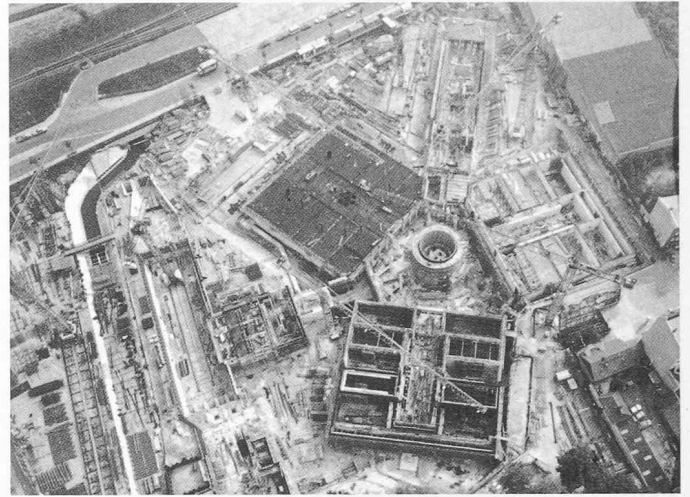


Bild 22. Entphosphatungsanlage, Bauzustand. Blick auf das Mittelbauwerk mit Verteilerturm und die drei sternförmig angeordneten Filtergebäude

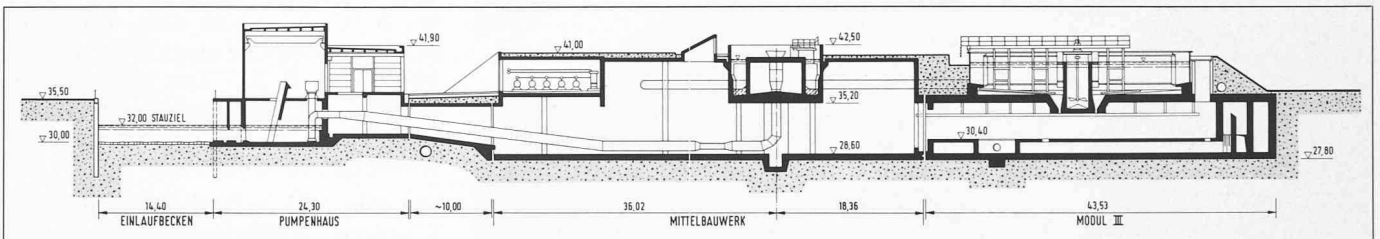


Bild 21. Entphosphatungsanlage, Arbeitsweise, Längsschnitt

des Bahngeländes gelegenen Baugrube vorgefertigt und hydraulisch in den Bahndamm gepresst (Bild 18); der Tunnel hat ein 35 m breites und 9 m hohes, doppelzelliges Stahlbeton-Rechteckprofil, allseitig aussen mit einer 8 mm dicken Blechhaut wasserdicht isoliert. Zur sicheren Einführung des mehrteiligen Tunnels in wechselhaft tragfähigen Bodenschichten wurden drei im hochbelastbaren Baugrund gegründete Verschiebbahnen gebaut. Im Bereich des Bahndamms wurden diese Bahnen im Schutze von vorgefertigten Stahlrohren ausgeführt, von denen aus auch die Tiefgründung vorgenommen wurde. Es war sichergestellt, dass der Boden und die Gleisanlagen über dem Tunnel während des Vortriebs unbewegt bleiben. Das angewendete Verfahren ermöglicht den planmässigen Tunnelvortrieb unter einzeln vorzupressenden Messern eines Messerschirms, der die gesamte Tunneldecke und den vorderen Schneidschuh bedeckt (Bild 19). Der Tunnelbau gelang mit einer bisher im Vortrieb nicht erreichten Genauigkeit.

H. Bülow (Bau- und Wohnungsbehörde, Berlin) berichtete über zwei «aktuelle Ingenieurbauten in Berlin». Mit der Entphosphatungsanlage in Berlin-Tegel [53, 54] (Bild 20) soll die übermässige Nährstoffbelastung und das damit verbundene zu grosse Pflanzenwachstum im 4 km² grossen Tegeler See (30 Mio m³) verringert und überwacht werden. Die Arbeitsweise der Anlage ist in Bild

21 dargestellt. Um den Verteilerturm (12 m Ø) des im Grundriss dreieckförmigen Filter-Flocker-Traktes sind symmetrisch die drei Filterbauwerke (43/47/8 m) mit sechs Filterkammern und Schlamm- und Reinwasserbehälter angeordnet (Bild 22); es sind fugenlose, monolithische Baukörper, die auf Gleitfolien lagern. Ihre Sohle ist 80 cm, die Wände 60 bis 70 cm und die Decke 90 cm dick. Alle Bauteile, die dem Wasser ausgesetzt sind, werden aus wasserundurchlässigem Beton B 35 ohne zusätzliche Abdichtung ausgeführt und die Rissbreite unter Gebrauchslast beschränkt. Der hohe Stahlanteil in der Filtersohle und den Wandanschlüssen von 380 kg/m³ FB erschweren den Betoneinbau. Den durch abschnittsweises Betonieren zwischen Sohle, Wand und Decke auftretenden Zwängungen begegnet man durch Verwenden von Zement mit niedriger Hydratationswärme und Betonkühlung (Rohrsystem mit Wasserumlauf über sechs Tage). Die Güte des so erreichten rissefreien Betons wurde mit Wasserdruckproben unter Betriebsbedingungen nachgewiesen. Nach nur 15 Monaten konnte im Dezember 1982 die Grundwasserhaltung abgeschaltet werden, da zu diesem Zeitpunkt alle Bauteile wasserundurchlässig und auftriebssicher erstellt waren. Mit der Fertigstellung und Inbetriebnahme rechnet man Anfang 1985. Die Gesamtmassnahme einschliesslich Pumpwerk, Zu- und Ableitungen werden 180 Mio DM kosten.

Als zweiter Ingenieurbau wurde die Unterfangung von fünf Wohnhäusern auf Teillängen von 35 bis 100 m zur späteren Unterfahrung durch die U-Bahnlinie 8 in Berlin-Reinickendorf erläutert. Hierzu werden Brückenkonstruktionen zum Teil aus den Kellern heraus errichtet, die Fundamentlasten darauf abgesetzt und später der Tunnel bei abgesenktem Grundwasser im Schutz der Brückenkonstruktion in offener Baugrube hergestellt. Die Brückenkonstruktion besteht aus einer 1,50 m dicken Stahlbetonplatte, die im Hausbereich auf Kleinbohrpfählen, sonst auf Grossbohrpfählen ruht. Diese Arbeiten werden Ende 1984 beendet sein.

H. Falkner (Beratende Ingenieure Leonhardt und André, Stuttgart) zeigte, wie «fugenlose und wasserdichte Stahlbetonbauten ohne Abdichtung» berechnet und hergestellt werden und brachte dazu Ausführungsbeispiele, wie einen Wasserbehälter (50 000 m³) mit 75 m × 93 m Grundriss und bis 7,30 m Füllhöhe sowie zwei Verwaltungsgebäude mit Grundrissabmessungen von 87 m × 123 m (Bild 23) und 95 m × 155 m, das zweite mit zwei Untergeschossen 4 m im Grundwasser. Werden derartige Bauwerke fugenlos gebaut, so sind die entstehenden Zwangskräfte bei der Berechnung zu berücksichtigen, der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung zu führen, betontechnologische Einflüsse (W/Z, Zementart, Hydratationswärme, Zuschläge, Zusatzmittel) zu beachten und der Beton sorgfältig nachzu-

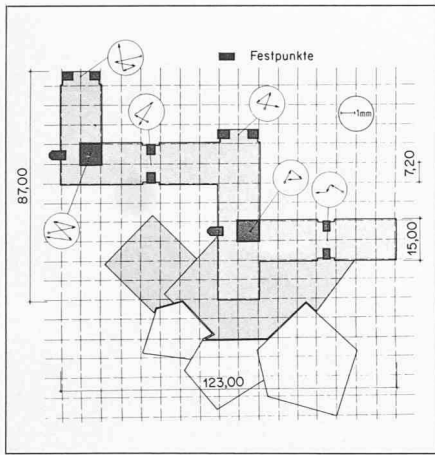


Tabelle 3. Klärwerksausbau in Hamburg: Verringerung der im kommunalen Abwasser enthaltenen Schmutzmenge bei täglichem Anfall von 150 t BSB₅

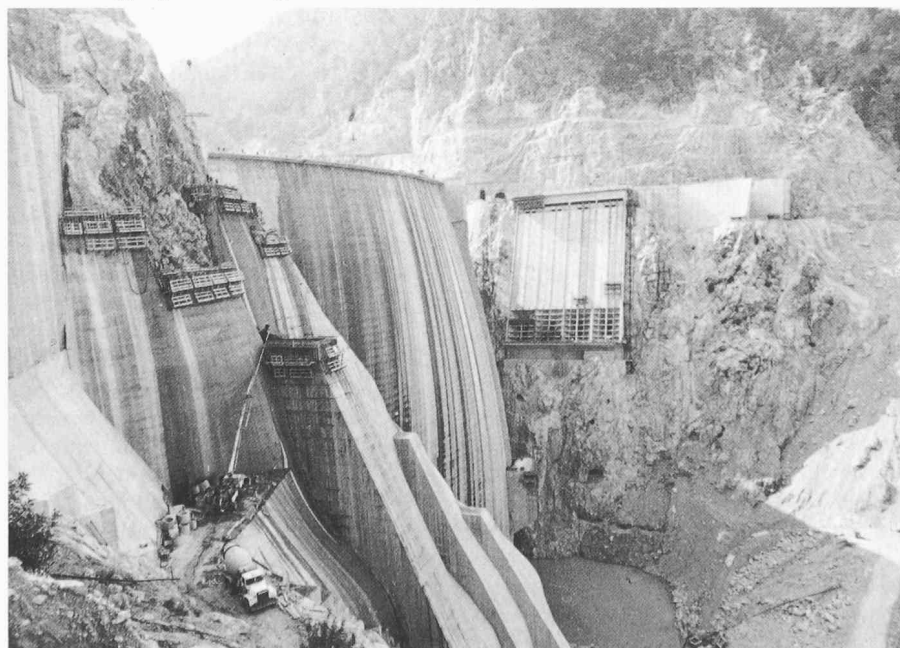
ab	zurückgehaltene Schmutzmenge [t BSB ₅ /Tag]	[%]
1961	40	27
1965	50	33
1973	75	50
1983	125	83
1987	145	97

Bild 23 (links). Institut für Elektrotechnik der Universität Stuttgart - fugenlos hergestellt



Bild 24. Hamburger Klärwerk Köhlbrandhöft auf einer künstlich geschaffenen Halbinsel in der Elbe (Freigegeben durch Luftamt Hamburg 922/81)

Bild 25. Doppelt gekrümmte Bogenstaumauer bei Oymapinar (Ansicht)



behandeln (Schutz vor Wärme und Kälte, Verhindern von Austrocknen und von Rissen). Fugenlose Bauwerke eignen sich besonders für wasserundurchlässige Stahlbetonkonstruktionen.

E. Sickert (Baubehörde, Hamburg) brachte Einzelheiten über das «Klärwerk Köhlbrandhöft» in Hamburg am Zusammenfluss von Norderelbe und Köhlbrand (Süderelbe) auf einer durch Aufspülen gewonnenen Halbinsel (Bild 24). Hier werden 88% des in Hamburg abgeleiteten kommunalen Abwassers, d. s. im Tagesmittel 0,5 Mio m³, mechanisch-biologisch gereinigt. Der biochemische Sauerstoffbedarf BSB₅ gibt als Messzahl für den Verschmutzungsgrad eines Wassers die Sauerstoffmenge an, die von Mikroorganismen zum Abbau der organischen Stoffe in fünf Tagen bei 20 °C verbraucht wird. Unbehandeltes Abwasser hat einen BSB₅ von 250 bis 350 mg O₂/l. – Das Klärwerk besteht aus den Abwasserbehandlungsanlagen Nord und Süd und einer zentralen Schlammbehandlung.

Mit dem 1983 in Betrieb genommenen Klärwerk Köhlbrandhöft-Süd lassen sich 90% der Schmutzstoffe aus dem Abwasser entfernen (Tab. 3). Dieser Anteil wird sich nach dem Bau des Klärwerks Dradenau jenseits des Köhlbrands weiter erhöhen (BSB₅-Abbau mindestens 92%). – Wegen des beschränkten Platzes mussten beim Bau häufig vom Üblichen abweichende Wege beschritten werden: sehr tiefe Vorklärbecken (Langbecken) mit Trichtern in der Mitte, Belebungsanlage in Blockbauweise und Nachklärbecken doppelstöckig. Die gesamte Konstruktion wurde aus wasserundurchlässigem Beton ohne zusätzliche Abdichtung erstellt. – Das in den zehn eiförmigen Faulbehältern anfallende Gas (67% Methan) wird im betriebseigenen Kraftwerk in jährlich 20 Mio kWh Strom und Heizwärme umgewandelt. – Die Baukosten für das Grossklärwerk Köhlbrandhöft betragen 350 Mio DM (40% Maschinen- und Elektroanlagen) und die jährlichen Betriebskosten 40 Mio DM (40% Personalkosten), das sind 0,27 DM je m³ Abwasser.

H. Ziese (Bilfinger + Berger Bau-AG, Wiesbaden) berichtete über die Wasserkraftanlage Oymapinar – Errichtung der doppelt gekrümmten Bogenstaumauer. Diese Wasserkraftanlage liegt nahe der Provinzhauptstadt Antalya im Süden der Türkei, eingebettet in eine V-förmige Felsenschlucht, die von dem Fluss Manavgat (50 bis 700 m³/s) durchströmt wird. Vier Francis-Turbinen mit insgesamt 540 MW Leistung sollen die aufgestaute Energie des hier entstehenden 300-Mio-m³-Wasserspeichers in elektrischen Strom umwan-

Schrifttum

- [1] *Roubin E.; Dielt W.*: «Konstruktions- und Wirtschaftlichkeitsmerkmale im Spannbetongrossbrückenbau». Zement und Beton 25(1980)Nr. 2, S. 54-59
- [2] *Wittfoth H.*: «Betrachtungen zur Theorie und Anwendung der Vorspannung im Massivbrückenbau». Beton- und Stahlbetonbau 76(1981)Nr. 4, S. 78-86
- [3] *Pauser A.*: «Spannbeton – Rückblick und Vorschau». Zement und Beton 27(1982) Nr. 3, S. 100-108
- [4] *Pauser A.*: «Sicherheitserwartungen im Bauwesen». Zement und Beton 26(1981)Nr. 4, S. 146-158
- [5] *Bomhard H.*: «Beton für Behältersysteme zur Speicherung flüssiger Gase – Wirklichkeiten, Möglichkeiten und Grenzen». Deutscher Betontag 1981 Berlin, S. 407-422
- [6] *Hampe E.*: Flüssigkeitsbehälter, Teile 1 und 2. Ernst & Sohn, Berlin 1982
- [7] *Leonhardt F.; Baur W.*: «Erfahrungen mit Taktstiebefahren im Brücken- und Hochbau». Beton- und Stahlbetonbau 66(1971)Nr. 7, S. 161-167
- [8] *Beck F. u. a.*: «Talbrücke Grund – Bau einer geometrisch schwierigen Brücke im Taktstiebefahren». Beton- und Stahlbetonbau 72(1977)Nr. 11, S. 265-269
- [9] *Bonatz P. u. a.*: «Brücken Tüchtenbachtal und Remersdorf – Zwei neuartige Anwendungen des Taktstiebefahrens». Beton- und Stahlbetonbau 74(1979)Nr. 2, S. 29-35
- [10] *Scheidler J.; Fritsch R.*: «Donaubrücke Wörth – Taktstiebefahren mit Querverschub». Bauingenieur 55(1980) Nr. 5, S. 161-168
- [11] *Stipp W.*: «Schalungsarbeiten beim Taktstiebefahren». Beton 30(1980) Nr. 9, S. 319-322
- [12] *Wolff H.-J.*: «Spannbetonbrücken im Taktstiebefahren». Beton 31(1981) Nr. 5, S. 167-172
- [13] *Fink F. u. a.*: «Die Taktstiebefahren über das Krebsbachtal und das Quartbachtal». Beton- und Stahlbetonbau 76(1981) Nr. 8, S. 181-186
- [14] *Fenz M.*: «Die Anwendung der teilweisen Vorspannung im österreichischen Brückenbau». Zement und Beton 27(1982) Nr. 2, S. 53-54
- [15] *Walther R.; Bhal N.S.*: «Teilweise Vorspannung». Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 223
- [16] DIN 4227, Teil 2. Bauteile aus Normalbeton mit teilweiser Vorspannung
- [17] *Köhler W.*: «Schwach vorgespannte Flachdecken». Zement und Beton 27(1982) Nr. 4, S. 170-173
- [18] *Trost H.*: «Vorspannung ohne Verbund – Versuche und deren Ergebnisse». Beton und Stahlbetonbau 76(1981)Nr. 9, S. 205-209
- [19] *Wölfel E.*: «Vorspannung ohne Verbund – Besonderheiten der Bemessung». Beton- und Stahlbetonbau 76(1981)Nr. 9, S. 209-211
- [20] *Matt P.*: «Vorspannung ohne Verbund – Beispiele und Möglichkeiten». Beton und Stahlbetonbau 76(1981)Nr. 9, S. 212-215
- [21] *Invanyi G.; Buschmeyer W.*: «Biegerissbildung bei Plattentragwerken mit Vorspannung ohne Verbund im Brückenbau». Beton und Stahlbetonbau 76(1981)Nr. 9, S. 215-220
- [22] *Kernbichler K. u. a.*: «Teilweise Vorspannung ohne Verbund im Brückenbau». Zement und Beton 27(1982)Nr. 2, S. 59-62
- [23] DIN 4227, Teil 6. Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund
- [24] *Roubin E.*: «Errichten der Hangbrücke Puchreith – Erste österreichische Grossbrücke in Segmentbauweise». Zement und Beton 25(1980)Nr. 3, S. 69-70 (Betontag)
- [25] *Dimel E.*: «Nigerbrücke Ajaokuta – Spannbetonbrücke in Segmentbauweise». Deutscher Betontag 1983 Berlin
- [26] *Ruffert G.*: «Schäden an Betonbauwerken». Verlagsges. Rudolf Müller, Köln 1982
- [27] *Linder R.*: «Entstehung und Beseitigung von Schäden im Betonbau». Zement und Beton 28(1983)Nr. 1, S. 1-9
- [28] *Ruffert G.*: Ausbessern und Verstärken von Betonbauteilen. 2. Aufl., Beton-Verlag, Düsseldorf 1982
- [29] *Ruffert G.*: Unterhaltung von Massivbrücken. Beton-Verlag, Düsseldorf 1983
- [30] *Nischer P.*: «Instandsetzungsarbeiten an Betonbauwerken». Zement und Beton 28(1983) Nr. 1, S. 10-12
- [31] *Geymayer H.; Trittgart J.*: «Ausbessern von Stahlbeton». Zement und Beton 28(1983)Nr. 1, S. 12-17
- [32] *Quast U.*: «Zum Stabilitätsnachweis freistehender Stahlbeton-Bauteile». Beton- und Stahlbetonbau 79(1984)Nr. 1, S. 12-16
- [33] CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe 1978
- [34] *Wicke M.*: «Zur Anwendung der Plastizitätstheorie im Massivbau». Zement und Beton 27(1982)Nr. 4, S. 161-166
- [35] *Western Expressway Baghdad. Technische Blätter 2/83, Wayss & Freytag AG, Frankfurt a. Main*
- [36] *Hönemann J. u. a.*: «Neue Grossbrückenbauten mit Vorschubrüstungen». Züblin-Rundschau 12/81, S. 4-7
- [37] *Nischer P.*: «Eignung natürlicher Korngemische für die Betonherstellung». Zement und Beton 25(1980)Nr. 1, S. 6-10
- [38] *Brux G.*: «Vacuum-Concrete-Verfahren und Anwendungsgebiete». Beton-Verlag, Düsseldorf 1966
- [39] *Brux G.*: «Vacuum-Concrete-Verfahren – Maschinen-, Geräte- und Personaleinsatz». Zement und Beton 12(1967)Nr. 39, S. 11-22
- [40] *Bayer R.-H.*: «Maschinen-, Geräte- und Personaleinsatz bei Vacuum-Concrete-Verfahren». Baumaschine und Bautechnik 15(1968)Nr. 10, S. 411-420
- [41] *Zantz E.*: «Nachverdichten von Beton. Vakuumverfahren für bessere Betonflächen». Beton 32(1982)Nr. 9, S. 351-352
- [42] *Röthig H.*: «Vakuumieren von Betonflächen». Tiefbau 24(1982)Nr. 9, S. 542-550
- [43] *Zantz E.*: «Das Vakuumbetonverfahren, eine Technologie zum wirksamen Vermeiden von Rissen in jungem Beton». Spannbeton-Kongress 1982 Stockholm
- [44] *Künzel H.*: «Wohnen in Betonbauten ungehend? Missverständnisse und Erkenntnisse». Zement und Beton 26(1981) Nr. 4, S. 159-161
- [45] *Schmidt M.*: «Stahlfaserspritzbeton – Eigenschaften, Herstellung und Prüfung». Beton 33(1983)Nr. 9, S. 333-337
- [46] *Brux G.; Linder R.; Ruffert G.*: «Spritzbeton, Spritzmörtel, Spritzputz; Herstellung, Prüfung und Ausführung». Verlagsges. Rudolf Müller, Köln 1981
- [47] *Schreyer J.*: «Spritzbeton unter Druckluft». Stuva-Forschungsbericht 15/81 Köln
- [48] *Distelmeier H.*: «Zur Anwendung von Spritzbetonbauwerken im Tunnelbau unter Druckluftbedingungen». Tunnel 1981 Düsseldorf, Band 1, S. 197-218
- [49] *Distelmeier H.*: «Spritzbeton unter Druckluft – Erfahrungen und erste Anwendungen. Unterirdischer Hohlraum- und Unfallverhütung und Bundesberggesetz». Lüdenscheid 1982, Tiefbau-Berufsgenossenschaft Nr. 799, S. 33-39
- [50] *Passtor R.; Brux G.*: «Ungarische Erfahrungen mit Nassspritzbeton in der Dünnstromförderung». Beton- und Stahlbetonbau 78(1983)Nr. 1, S. 6-9
- [51] *Brux G.*: «Nassspritzbeton und Nassspritzmörtel, Verfahren, Maschinen und Vergleich der Spritzverfahren». Zement und Beton 22(1977)Nr. 4, S. 160-174
- [52] *Egger H.R.*: «Weiterentwicklungen des Spritzbetonverfahrens – Arbeitsschutz, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit». Stuva 1983 Nürnberg
- [53] Phosphateliminierungsanlage Berlin-Tegel. Technische Blätter 1/83, Wayss & Freytag AG, Frankfurt a. Main
- [54] *Bittner K.; Desczyk D.*: «Phosphateliminierungsanlage (PEA) in Berlin-Tegel». Berliner Bauwirtschaft 36(1983)Nr. 9, S. 195-197

deln. Das Projekt umfasst neben der eigentlichen Staumauer umfangreiche Kavernen, Tunnel und Stollenbauwerke sowie Triebwassereinlauf, Unterwasserlauf, Schussrinne für die Hochwasserentlastung, Tosbecken am Grundablass und 380-KV-Station. Für diese Bauwerke sind 0,4 Mio m³ Fels untertage ausgebrochen und 0,25 Mio m³ Stahlbeton in z. T. schwieriger Formgebung eingebaut worden. – Die doppelt gekrümmte Bogenstaumauer (Bild 25) trägt den Wasserdruck als räumliches Tragwerk auf die Felswiderlager ab; 1,2 Mio m³ Fels sind zur Vorbereitung dieser Widerlager gelöst wor-

den. Die 185 m hohe Staumauer ist am Fuss 25 m und an der Krone 5 m dick. Sie hat eine Kronenlänge von 360 m. Das Betonvolumen der Mauer beträgt 0,65 Mio m³. Sie ist in 24 je 15 m breite Betontürme aufgeteilt, die in Abschnitten von 2,00 m höhenversetzt betoniert werden. Bis zu 21 000 m³ Beton (Mischturm 365 m³ Beton/h; W/Z = 0,47) wurden monatlich mit einem 760 m weit gespannten Kabelkran (7,5 m³ Beton/Kübel) eingebaut. – Die Bauarbeiten dauerten von Mai 1977 bis Februar 1983 (Bild 25). Derzeit wird eingestaut und ein umfangreiches Messprogramm für Mauer und Umgebung zur Über-

prüfung der gewählten Rechenannahmen und Rechenverfahren durchgeführt. Die Baukosten betragen 450 Mio DM.

K. Kordina (TU Braunschweig) sprach abschliessend über «Beton – Baustoff unserer Zeit» anhand eindrucksvoller Bilder. Für Kraftwerkgründungen, Decken im Wohnungsbau (Brandsicherheit), Staumauern, unterirdische Verkehrsbauten, Rohre und andere Fertigteile ist Beton ein unersetzbarer Baustoff aus vor allem funktionellen und wirtschaftlichen Gründen (hohe Tragfähigkeit, raumabschliessende Wirkung, korrosionsschützend, hohe

Dauerhaftigkeit, geringer Wartungsaufwand, nicht brennbar usw.). Gerade die Vorteile dieses Baustoffs, wie freie Formbarkeit, unbegrenzte Verfügbarkeit und einfache Herstellbarkeit, haben dem Beton vom Erscheinungsbild der Bauten her auch geschadet, weil Berufene als auch Unberufene ihn anwenden können. Nachteilig sind die eintönige Wirkung glatter Sichtflächen, seine Empfindlichkeit gegen chemische Angriffe, die geringe Zugfestigkeit, zeitabhängige Verformungen, nur begrenzte Wasser-

und Gasdichtigkeit und hohes Eigengewicht. – Auch für Beton gelten Grenzen der Anwendbarkeit; so hat der Stahlbau im Grossbrückenbau grosser Spannweiten klare Wettbewerbsvorteile. Dies gilt auch deshalb, weil die Erfahrungen der letzten Jahre von der Wahl zu leichter Querschnitte abhalten. Künftige Anwendungsbereiche des Betons sind Kraftwerke, neue Verkehrswege, in der Meerestechnik und der Erdgastechologie. Konstruktive Weiterentwicklungen (Segmentbauart im Spannbetonbau, ein-

schaliger Tunnelausbau, Faserbeton) werden die Anwendungsbereiche erweitern. Beton ist damit nicht nur ein Baustoff der Gegenwart, sondern auch ein Baustoff mit Zukunft, der sich den geänderten wirtschaftlichen und ausgangsstoffabhängigen Verhältnissen ständig anpasst.

Der nächste Betontag wird vom 25. bis 27. April 1985 in Köln stattfinden.

Adresse des Verfassers: G. Brux, Dipl.-Ing., Schreyerstr. 13, D-6000 Frankfurt a. Main 70.

Natur- und Heimatschutz bei Meliorationen

Ein Gespräch

(fy). Am 29. und 30. März fand in Aarberg eine Informationstagung der SIA-Fachgruppe der Kultur- und Vermessungsingenieure (FKV) statt. Dabei wurde ein Bericht vorgestellt, der im Auftrag der Bundesämter für Forstwesen und für Landwirtschaft (Eidg. Meliorationsamt) und der FKV durch eine Arbeitsgruppe ausgearbeitet wurde. Er gibt unter dem Titel «Natur- und Heimatschutz bei Meliorationen – Wegleitung und Empfehlungen 1983» praktische Beispiele dafür, wie die berechtigten Anliegen des Natur- und Heimatschutzes mit denjenigen künftiger Meliorationen in Einklang gebracht werden können. Wir konnten vor der Tagung einige Fachleute zu dieser «Wegleitung» befragen.

Gesprächsteilnehmer waren: E. Kessler als Vertreter des Bundesamtes für Forstwesen, Abt. Natur- und Heimatschutz, und die Kulturingenieure W. Flury als Vertreter des Eidg. Meliorationsamtes, A. Kost, Vorsitzender der Arbeitsgruppe, sowie als weitere Vertreter der Fachgruppe R. Arioli und deren Präsident, J.P. Meyer.

Zweck der Studie

Was bezweckt die soeben erschienene «Wegleitung»?

Kost: Der Bericht umschreibt mögliche Spannungsfelder zwischen «Landwirtschaft» und «Landschaft» und versucht aufzuzeigen, wie entsprechende Differenzen im Einvernehmen mit allen Beteiligten abgebaut werden könnten. Unter «Landwirtschaft» verstehen wir alle Strukturverbesserungsmassnahmen, die unter den Begriff Meliorationen fallen, und unter «Landschaft» den Naturhaushalt, das schützenswerte Landschafts- und Ortsbild. Adressaten sind nicht etwa die Landwirte, sondern die Kulturingenieure, die mit der Projektierung und Durchführung von Meliorationen zu tun haben. Ergebnis unserer Arbeit sind über 50 formulierte Grundsätze.

Kessler: Die «Wegleitung» zeigt grundsätzlich und anhand von praktischen Beispielen auf, wie die oft gegenläufigen Interessen des Meliorationswesens und des Natur- und Heimatschutzes besser und konstruktiver, entsprechend dem bestehenden Verfassungs- und Gesetzesauftrag, aufeinander abgestimmt werden können. Diese Anregungen wollen der Kooperation zwischen den bei-

den Sachbereichen dienen und einem weiteren Verlust an Natur- und Kulturwerten entgegenwirken.

Flury: Die «Wegleitung» fügt sich in eine Serie von Grundsatzfragen des Meliorationswesens ein, die von der FKV bereits 1976 zusammengestellt und dem Vorsteher des Eidg. Volkswirtschaftsdepartementes unterbreitet wurde.

Welche Umstände haben die herausgebenden Bundesämter veranlasst, eine Studie über Natur- und Heimatschutz bei Meliorationen ausarbeiten zu lassen?

Kessler: Diese Studie geht zurück auf das im Rahmen der Revision der Bodenverbesserungsverordnung vom Bundesamt für Landwirtschaft abgegebene Versprechen, die Anliegen des Natur- und Heimatschutzes mit Hilfe einer Wegleitung zu konkretisieren.

Flury: Anlass zu dieser Schrift war der Wunsch, die natur- und landschaftserhaltenden Gesichtspunkte bei Bodenverbesserungen und landwirtschaftlichen Hochbauten vermehrt zu berücksichtigen und die Erkenntnisse in einer zusammenfassenden Darstellung vorzulegen.

Mitwirkung der FKV

Was hat die Fachgruppe der Kultur- und Vermessungsingenieure dazu bewogen, initiativ zu werden und die Bildung einer Arbeitsgruppe vorzuschlagen?

Arioli: In den letzten Jahren und Jahrzehnten haben im Meliorationswesen verschiedene Wandlungen stattgefunden, in den Zielsetzungen, auch in den Anforderungen, die

an die Meliorationen gestellt werden. Der Vorstand der FKV musste feststellen, dass hiezu wenig Konkretes vorhanden ist. Dies führte ihn dazu, einen Katalog der wichtigsten Punkte aus der Sicht unseres Berufsstandes auszuarbeiten. Daraufhin hatte er dem Vorsteher des Eidgenössischen Volkswirtschaftsdepartementes die Anregung unterbreitet, dass diese Grundsatzfragen aufgearbeitet werden sollen. Im Zentrum stand das Bestreben, die Probleme der Meliorationen und die Anliegen des Natur- und Heimatschutzes in Einklang zu bringen. Wir haben damals erfahren, dass bereits Anstrengungen in dieser Richtung unternommen worden sind, aber zu keinem Ziel geführt haben. Wir waren überzeugt, dass diese Probleme nur in einer interdisziplinären Arbeitsgruppe gelöst werden können. Dieser Lösungsansatz hat sich bewährt.

Meyer: Die Initiative war ausserdem von der Erkenntnis getragen, dass es für das Meliorationswesen keine Forschungsinstitute gibt, anders als in entsprechenden Bereichen, z.B. im forstlichen oder im landwirtschaftlichen Versuchswesen. Vor allem wollten wir aber die längst überfällige Behandlung der anstehenden Problematik vorantreiben.

Kessler: Wir sind der SIA-FKV für ihre Hilfestellung, Initiative und Mitarbeit an der Front ausserordentlich dankbar.

Spannungsfeld

Was sind die Probleme des Natur- und Heimatschutzes im landwirtschaftlich genutzten Raum? Gibt es Konflikte zwischen den Zielsetzungen des Meliorationswesens und denjenigen des Natur- und Heimatschutzes?

Kost: Man kann die in der Tat verschiedenen Forderungen beider Seiten einander gegenüberstellen. Das sei an folgenden Beispielen erläutert:

- bei Arrondierungen wünscht die Landwirtschaft die Schaffung optimaler Voraussetzungen für die maschinelle Bewirtschaftung mittels geeigneter Parzellengrößen und -formen. Der Natur- und Heimatschutz dagegen strebt die Erhaltung der vielfältigen Landschaft und des ökologischen Gleichgewichts an.
- Bei der Erschliessung lauten die unterschiedlichen Ziele: Verbesserung der Erschliessung abgelegener Betriebe, insbe-