

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

Band: 6 (1960)

Artikel: Generalbericht

Autor: Kerensky, O.A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-7004>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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

3. Influence du retrait, du fluage et du gradient de température et manière d'en tenir compte, s'il y a lieu.
4. Avantages relatifs des tabliers à éléments mixtes, préfabriqués d'une part et coulés sur place d'autre part, tout particulièrement en ce qui concerne la continuité sur les supports et la corrosion éventuelle des éléments en contact et des dispositifs de liaison non protégés.

Generalbericht

Einführung

Die zum Thema VI eingereichten acht Arbeiten betreffen Atomkraftwerke, Staudämme, Brücken, Vollwandträger, Verbundkonstruktionen und versteifte Blechfahrbahntafeln. Diese Arbeiten haben wenig gemeinsam, außer daß alle neue konstruktive Züge zeigen. Aus diesem Grunde ist es unmöglich, eine allgemeine Bewertung der neuesten Entwicklung in den behandelten Gebieten zu geben. Dagegen soll dieses Referat umfassende Zusammenfassungen mit Betonung der wichtigsten Merkmale enthalten und einige Grundlagen für die Diskussion an der Arbeitssitzung geben.

Zusammenfassungen

1. Die beiden Arbeiten von Prof. K. BILLIG ergänzen sich und geben einige praktische Angaben und eine allgemeine Beurteilung der Faktoren, die die Berechnung und Konstruktion von Atomkraftwerken beeinflussen mit besonderer Berücksichtigung der damit verbundenen Bauingenieurproblemen.

Der Autor bietet ein bedeutendes statistisches Zahlenmaterial über sechs vollendete oder noch im Bauzustand stehende Atomkraftwerke in Großbritannien und beschreibt die Entwicklungstendenz der Atomreaktoren. Er stellt fest, daß die Kapitalkosten per KW eines heutigen Atomkraftwerks zwei- bis dreimal diejenigen eines konventionellen Werkes betragen, aber daß die totalen Produktionskosten pro KW sehr wenig differieren.

Die Entwicklungsarbeit für die Atomkraftwerkreaktoren konzentriert sich auf den gasgekühlten, mit Graphit als Moderator ausgestatteten Reaktor und auf die eventuellen Vorteile bei Verwendung von schwerem Wasser als Moderator.

Die Hauptdifferenz zwischen einem Atom- und einem konventionellen Kraftwerk liegt im Reaktor selbst, der aus Druckgefäß, biologischer Abschirmung und dampferzeugenden Einheiten besteht. Obgleich die Eigengewichtslasten in Atomwerken beträchtliche Werte erreichen, ergeben sich die wichtigsten Probleme aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Änderungen im Feuchtigkeitsgehalt des Betons.

Die Fundamentplatte muß die Eigengewichtslasten, die Temperaturspannungen sowie die Momente und Querkräfte infolge der Einspannung der Abschirmungswände aufnehmen. Äußerst wichtig ist die Beschränkung der Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Einheiten des Werkes auf ein Minimum.

Zusätzlich zu den vielen üblichen Anforderungen, die die Örtlichkeit für ein konventionelles thermisches Kraftwerk betreffen, muß in der Nukleartechnik Rücksicht auf die Gefährdung der Bevölkerung durch Strahlung von zufällig freigewordenen Spaltungsprodukten genommen werden. Atomreaktoren müssen entweder in unbewohnte Gegenden gelegt werden oder von einem Gehäuse umgeben sein, das im Notfall das Freiwerden von radioaktivem Material verhindert.

Vom Autor wird vorgeschlagen, daß die Konstruktion des Schutzgehäuses auf ein Maximum von freiwerdender Energie entsprechend derjenigen, die notwendig ist, den ganzen Uraniumkern zu schmelzen, basiert werden soll.

Als Kompromißlösung wird jetzt die Idee eines Gehäuses, das diese Anforderung zur Hälfte erfüllt (semi containment), betrachtet.

Durch die Verlegung der Reaktoren unter den Boden können Vorteile gewonnen werden im Hinblick auf Abschluß, Ästhetik und Kriegseinwirkungen. Bei Halden in Norwegen hat sich gezeigt, daß die Preisdifferenz zwischen einem konventionellen Reaktorgebäude und einem unterirdischen Gehäuse klein ist.

Die Strahlung bewirkt bei den meisten Metallen eine Härtung und einige Versuche haben eine leichte Abminderung der Kriechfestigkeit gezeigt. In weichen Metallen wird die Streckgrenze heraufgeschoben, während die Dehnbarkeit vermindert wird. Eine Neutronen-Strahlung drückt im allgemeinen die Übergangstemperatur eines Stahles hinauf, so daß er sprödebrüchiger wird. Neuerdings laufen Versuche über die Versprödung von Flußstahl unter verlängerter starker Strahlungseinwirkung. Viele der Strahlungseinwirkungen können durch Ausglühen beseitigt oder wenigstens vermindert werden.

Für den Beton sind die Strahlungsschäden nicht so schlimm. In Harwell an Beton-Probekörpern ausgeführte Versuche führen Prof. BILLIG zur Annahme, daß es unwahrscheinlich ist, daß während der Betriebsdauer der Reaktoren der Beton in den bis heute gebauten Abschirmungen irgendwelche wesentliche Veränderung erleiden wird.

Der Autor beschreibt dann kurz ein Druckgefäß in vorgespanntem Beton für den Marcoule-Reaktor, wo der Beton auch als Abschirmung dient. Die Gasabdichtung wurde durch eine Blechverkleidung, die während dem Betonieren als Schalung gebraucht wurde, erreicht.

Die Wirkung der Abschirmung besteht im Bremsen von schnellen Neutronen durch Zusammenstöße mit Atomen leichter Elemente und im Absorbieren von thermischen Neutronen und von Gamma-Strahlung mit schweren Elementen. In der Abschirmung wird dieser Prozeß von einem Temperaturanstieg begleitet.

Die thermische Abschirmung sollte eine hohe Dichte, einen hohen Schmelzpunkt, eine hohe Atomzahl und gute thermische Leitfähigkeit besitzen, soll unter Strahlung unverändert bleiben und einfach und billig in der Herstellung sein. Praktisch liegt die Wahl zwischen Bor oder Kadmium enthaltenden Materialien.

Zu den praktischen Aspekten der Betonkonstruktion wird vom Autor bemerkt, daß gewisse Rißbildungen die Eignung des Betons als Abschirmung nicht entwerten und daß bis vor kurzem die Bestimmungen über die Gleichmäßigkeit der Dichte im Betonschirm zu streng waren.

Es zeigt sich, daß wenig Versuchsgrundlagen für die vielen Annahmen in der Schirm-Analyse vorhanden sind; aber die im Bau befindlichen Abschirmungen enthalten jetzt verschiedene Meßinstrumente. In Hinkley Point wird diese Arbeit ergänzt durch eine umfassende Untersuchung des Ortsbetons.

In Naturgröße können nur die Bedingungen bei normalem Reaktorbetrieb untersucht werden. Während die Laborarbeit in dieser Hinsicht nicht beschränkt ist, können am Modell Schwinden, Kriechen, thermische und Feuchtigkeitseffekte nicht wahrheitsgetreu nachgebildet werden. Durch Vergleich der Resultate aus den Messungen am Objekt mit dem Verhalten des Modells hofft man Methoden herauszufinden, um vom Modell auf das Objekt in Naturgröße schließen zu können.

2. In seiner Arbeit «Le Barrage de Tourtemagne en Valais (Suisse)» beschreibt Prof. F. PANCHAUD die Verwendung der Vorspannung beim Bau einer 30 m hohen, dünnen Bogenstaumauer, die mit ihrem 850 000-m³-Stauvolumen die Gletscherwasser ansammelt.

Die Notwendigkeit vorzuspannen war hauptsächlich durch drei Faktoren gegeben:

1. Der Entschluß, eine dünne Konstruktion zu wählen.
2. Die Lage des Dammes in einer Gegend mit strengen klimatischen Bedingungen.
3. Die Funktion des Staubeckens, das zu jeder Jahreszeit entleert und wieder mit Gletscherwasser gefüllt wird.

Der Damm schließt eine enge Schlucht und besteht aus einer dünnen, zylindrischen, 1,20 m starken Bogenmauer mit einer maximalen Höhe von 28,5 m, die auf einem in die Schluchtsohle eingespannten Betonsockel ruht. Die Kronenlänge beträgt ca. 115 m. Am rechten Flügel läuft der Bogen in eine gerade, 30 m lange Wand bescheidener Höhe, die als Schwergewichtsmauer arbeitet, aus, so daß die Entwicklung des Bogendamms ungefähr 85 m mißt. Die Leitlinie dieses Bogens wird von einer Reihe Kreisbogen, deren Radien vom Scheitel bis zu den Kämpfern von 20 bis 50 m anwachsen, gebildet. Ein 1,20 breiter Gang läuft über dem Fundamentfelsen der Peripherie der Damm-lagerung entlang.

Wenn der See entleert ist, ergibt sich nur infolge thermischer Einwirkungen ein Bogenschub.

Ein Netzwerk von Vertikalkabeln, die bei der Krone beginnen und im Fußstollen enden, komprimiert die Horizontalschnitte des Bogens und trägt zur Aufnahme der Einspannmomente bei. Die Kabellage in jedem Vertikalschnitt wurde so gewählt, daß in diesen Schnitten bei beliebiger Staukote nie Zugspannungen auftreten.

Die Horizontalvorspannung wurde mittels gekrümmter horizontaler Kabeln, die der Form des Bogens folgen und in den Randstollen der beiden Widerlager enden, erreicht. Diese Kabel wurden mit Hülsen versehen und auf die 1 m auseinanderliegenden horizontalen Betonierfugen gelegt.

Vier provisorische vertikale Dilatationsfugen, die von den Foundationen aus den Damm in fünf Gewölbestücke von 15 und 17 m teilen, wurden vorgesehen. Zusätzlich wurden in der Nähe der Krone zwei konstruktive Schlitze offen gelassen, die erst nach vollendeter Vorspannung und nach einer kalten Jahreszeit geschlossen werden sollen.

Die Dilatationsfugen wurden mit flachen Freyssinet-Pressen von 42 cm Durchmesser versehen, welche gestatten, die Verkürzung der Gewölbeteile, verursacht durch die Vorspannung, zu kompensieren, indem die Dilatationsfugen entsprechend geöffnet werden, so daß die Horizontalspannkraft konstant bleibt. Die von den Pressen in jedem Schnitt ausgeübte Kraft wurde so gewählt, daß sie um ein Weniges höher als die von den Spannkabeln herrührende Druckkraft liegt, so daß bei den Widerlagern ein permanenter Druck sich jeder Belastung entgegensetzt, die die Foundation ausreißen möchte.

Der Autor behauptet, daß die Konstruktion des Tourtemagne-Dammes die erstmalige Anwendung der Vorspannung bei einer dünnen Bogenstaumauer ist.

Zur Bekämpfung der Zugspannungen infolge intensiver thermischer Einwirkung ist die gewählte Lösung technisch befriedigender als diejenige der Verstärkung durch passive Armierung.

Vorspannkabel und flache Pressen wurden schon in anderen Dämmen als Tragglieder zur Aufnahme des Wasserdrucks verwendet; dieser Damm aber setzt eine ganz besondere Kombination von Spannkabeln und Pressen ein zur Bekämpfung der Nebenspannungen infolge Temperaturänderungen.

Die Vorspannkabel wurden eingesetzt, um den Bogen homogen und wasserdicht zu halten, indem die Zugspannungen infolge thermischer Einwirkung neutralisiert werden, und um die Spannungen, verursacht durch Randeinwirkungen bei den Foundationen, zu beherrschen.

Die in den Dilatationsfugen eingesetzten flachen Pressen dienen:

- a) Zur Beibehaltung der geometrischen Form der Konstruktion, indem sie die Verkürzung des Betons, verursacht durch die horizontale Vorspannung, aufnehmen, so daß unerwünschte sekundäre Auswirkungen ausbleiben.
- b) Zum Einpressen der Dammenden in die Felswiderlager.

- c) Zum Offenhalten der Dilatationsfugen, bis die günstigste Schließtemperatur für den Damm erreicht war.

Der Autor gibt keine Angaben, wie sich die ausgeführte Konstruktion bewährte und ob das System wirtschaftlich war.

3. Der Artikel von Herrn ROBERT SAILER beschreibt die im Februar 1959 beendete Brücke über den Colorado River. Die 700 ft. über dem Wasserspiegel liegende Brücke, die mit einer einzigen Öffnung von 1028 ft. den Glen Canyon überspannt, ist ein großartiger Anblick. Sie ist die höchste Bogenbrücke der Welt und die zweitlängste in den Vereinigten Staaten, aber sie besitzt wenige neue Merkmale, die eine Diskussion begründen könnten.

Die Brücke wurde nach den AASHO-Normen für zwei Bahnen mit der H. 20 – S. 16-Belastung auf der 30 ft. breiten Fahrstraße projektiert. Die Windbelastung wurde zu 75 lb./sq. ft. ohne Nutzlast und zu 25 lb./sq. ft. mit Verkehrsband angenommen, während für die Temperatur ein Spielraum von $\pm 60^\circ$ F. in Rechnung gesetzt wurde.

Untersucht wurden eingespannte, Zweigelenk- und Dreigelenkbogen, und für den Fall des eingespannten Bogens wurde die vollwandige mit der fachwerkartigen Form verglichen. Obgleich etwas weniger wirtschaftlich, wurden fachwerkförmige Rippen vorgezogen, da sie weniger elastisch waren und kleinere Windlasten erhielten. Die Zwei- und Dreigelenkbogen waren ca. 14% leichter als der eingespannte Bogen. Schließlich wurde ein Fachwerkzweigelenkbogen gewählt.

Die Fahrbahnplatte besteht aus einer 6 in. starken armierten Betonplatte (4 in. Gehweg) auf durchlaufenden Breitflanschlängsträgern, aber es ist unklar, ob die Verbundwirkung berücksichtigt wurde oder nicht.

Auf der Krone ruhen die Fahrbahnträger (Querträger) direkt auf dem Bogen und das Fahrbahnsystem wird hier in der Längsrichtung gehalten. Um die sekundären Spannungen infolge Zusammenwirken von Fahrbahnsystem und Bogen zu vermindern, wurden Kugelzapfenlager, die Drehung in Längs- und Querrichtung gestatten, für diese Fahrbahnträger und für die, die Fahrbahnträger tragenden Stützen über den mittleren Teil des Bogens vorgesehen. Die längeren Stützen haben genietete Anschlüsse.

Ein horizontaler Windverband wurde zwischen dem Widerlager und dem 12. Feld hauptsächlich für Windbeanspruchungen während der Montage eingesetzt. Im definitiven Bauwerk übernimmt die Platte die Windquerbelastung.

Die Montageverbindungen der Fachwerkträger und des Windverbandes sind genietet, und diejenigen von Fahrbahn und Stützen hochfest verschraubt.

Die 10 ft. breiten Betonwiderlager wurden 16 ft. tief in den Sandstein verlegt und sind so berechnet, daß im Betriebszustand auf der hinteren Fläche niemals Zugspannungen auftreten können. Hingegen sind Ankerstangen eingesetzt, die jegliche Zugspannung, die im Montagezustand entstehen könnte, aufnehmen.

Die Brücke wurde im Freivorbau mit zwei Sätzen Rückhalteketten und mit Verwendung eines 25 t tragenden Kettenkrans, gespannt über 1540 ft., gebaut. Zur Installation gehörte zusätzlich eine Seilbahn für die Belegschaft. Die Rückhalteketten wurden vorwärts verschoben, Feld um Feld, entsprechend dem Arbeitsfortschritt bis zum Feld 15; die restlichen 130 ft. jeder Seite wurden im Freivorbau eingebracht.

Nachdem der Bogen mit im Durchmesser von 20 in. starken Stahlbolzen in den Obergurten geschlossen wurde, konnte man die Rückhalteketten lösen. Der Einbau des Fahrbahnsystems wurde von der Mitte aus begonnen. Die Montage der Stahlkonstruktion dauerte 7 Monate.

Die Betondecke wurde in 12 Tagen mit verlorener Stahlschalung eingebracht. Um Überbeanspruchungen zu vermeiden, wurde zuerst der Mittelteil der Platte, gefolgt von den Endbereichen, und zuletzt die Teile über den Viertelpunkten betoniert.

Folgende Punkte wären von Interesse:

1. Ob die Verbundwirkung zwischen Fahrbahnplatte und Längsträger berücksichtigt wurde und, im negativen Fall, warum nicht.
2. Warum ein Teil der Montageverbindungen genietet und andere geschraubt wurden und welche Niet- und Schraubenarten Verwendung fanden.
3. Ob die genieteten Kastenquerschnitte gegen Witterungseinflüsse als hermetisch betrachtet werden, oder ob sie in gleicher Art wie der restliche Teil der Stahlkonstruktion gestrichen werden und welches Schutzsystem gewählt wurde.
4. Bauwerkskosten.

4. In seinem Beitrag beschreibt Herr A. DELCAMP kurz die hauptsächlichsten Merkmale der Tancarville-Brücke, die im Juli 1959 dem Verkehr übergeben wurde, und behandelt verschiedene neue Konstruktionsideen und hauptsächlich die Lösung des aerodynamischen Problems.

In Entwurf und Konstruktion zeigt diese Brücke eine originelle Konzeption und eine äußerst moderne Technik in Stahl, Eisenbeton und Vorspannbeton.

Die Brücke und die Zufahrtsrampen tragen eine 12,50 m breite Fahrbahn und zwei 1,25 m Gehwege. Die Hängebrücke besitzt eine Mittelspannweite von 608 m und zwei Seitenöffnungen von je 176 m, mit einer schiffbaren Durchfahrthöhe von 51 m. Die Zufahrtsrampe am linken Ufer besteht aus acht 50 m messenden Feldern in vorgespanntem Beton.

Die linksufrige Schwergewichtsverankerung besteht im wesentlichen aus zwei Wänden in der Kettenflucht, die von Senkkästen getragen werden, die ihrerseits auf einem Kiessandbett gegründet sind. Die Wände sind hinten durch einen Eisenbetonkasten mit Ballast zusammengeschlossen und können

in ihrem Anschluß mit den Senkkästen kleine Bewegungen ausführen. Angesichts der Gründungsschwierigkeiten sind die Projektverfasser für diese relativ wirtschaftliche Verankerung zu beglückwünschen.

Die rechtsufrige Verankerung besteht aus zwei getrennten, 49,5 m langen vorgespannten Tunnelverankerungen im Kalkfelsen.

Die Türme bestehen aus Eisenbeton und sind bei 123 m Höhe die bei weitem höchsten je gebauten Betontürme.

Hauptsächlich in der Hängebrückenkonstruktion hat man sich am meisten von der herkömmlichen Praxis der weitgespannten Hängebrücken entfernt. Seit dem durch Windschwingungen verursachten Einsturz der ersten Tacoma-Brücke im Jahre 1940 haben die amerikanischen und britischen Ingenieure die elastischen Eigenschaften der Hängebrückenkonstruktion beibehalten und alle ihre Bemühungen darauf gerichtet, einen aerodynamisch stabilen Querschnitt zu schaffen. Im Gegensatz dazu haben die Erbauer der Tancarville-Brücke, neben der Beibehaltung des Fachwerkversteifungsträgers, der das Hauptmerkmal eines aerodynamisch stabilen Querschnitts ist, ihr möglichstes getan, um das Hängebrückensystem zu versteifen. Dies wurde durch Verbindung von Systemen, die in den meisten früheren Ausführungen unabhängig waren, erreicht. Der Versteifungsträger wurde über die Mittel- und Seiten-spannweite durchgehend entworfen; die Fahrbahnplatte wurde zur Zusammenarbeit mit dem Fachwerk-Obergurt der Versteifungsträger gezwungen; die beiden Träger wurden zu einem geschlossenen Torsionsquerschnitt zusammengefaßt und die Tragkabel wurden in der Feldmitte der Hauptspannweite an die Oberkante der Versteifungsträger fixiert, damit keine gegenseitige Längsverschiebungen eintreten können. Diese Maßnahmen komplizierten die Berechnung des Tragwerks ziemlich, da die statisch unbestimmten Größen von 1 auf 4 anwuchsen.

Es ist schade, daß der Bericht der aerodynamischen Versuche nicht komplett und eher konfus ist. Das Weglassen der Wirkungen der symmetrischen Schwingungen scheint eine Rechtfertigung zu verlangen.

Die Arbeit schließt mit einer sehr interessanten Beschreibung einiger der besonderen Konstruktionsdetails der Brücke. Scheinbar sind alle Montage-stöße genietet; wahrscheinlich ist die Nietung in Frankreich billiger als die Verwendung hochfester Schrauben.

5. Die Herren TROTT und WILSON beschreiben in ihrer Arbeit Versuche, die sich über acht Jahre erstreckten, um eine passende Asphaltabdeckung der Fahrbahnen für die Severn- und die Forth-Hängebrücken zu finden.

Alle Versuchstafeln wurden in eine schwer befahrene Straße verlegt und sind nun seit sechs Jahren im Dienst. Bei einer Versuchsbelastung von $12\frac{1}{2}$ t auf jeder Fahrbahntafel erschienen keine Risse im Belag. Die Autoren untersuchten ebenfalls den Beitrag des Asphalt-Belags zur Steifigkeit des Deckbleches. Es ergab sich, daß bei Sommertemperatur ein minimaler Beitrag geleistet wird; hingegen stieg der Einfluß der $1\frac{1}{2}$ in. starken Asphalt-schicht

unter winterlichen Bedingungen auf ungefähr 80% der Steifigkeit der Blechfahrbahn.

Im ersten Versuch wurden vier $\frac{1}{2}$ in. starke Blechtafeln in die Fahrbahn gelegt und mit Gußasphalt überzogen. Drei Tafeln waren glatt und hatten verschiedene Belagsstärken: 1", $1\frac{1}{2}$ " und 2"; die vierte Tafel, mit einem Riffblech versehen, war mit $1\frac{1}{2}$ " Asphalt bedeckt. Die Stahltafeln wurden vorher sandgestrahlt und mit einem bituminösen Anstrich versehen. Im ersten Betriebsjahr ging die Haftung an den Kanten verloren und der Rost konnte vom Rand aus 7" vordringen. Im Belag bildeten sich in den nächsten vier Jahren über den Deckblechaussteifungen Risse, die beim 1" starken Asphalt bis zum Deckblech vordringen konnten. Hingegen beim $1\frac{1}{2}$ " starken Belag erschienen die Risse nur in der Oberfläche. Kein sichtbarer Beweis war vorhanden, daß sich der Belag, sei es auf der glatten wie auf der gerippten Platte, verschob, ausgenommen an den Kanten, wo die Haftung verschwunden war.

Der zweite Versuch begann mit der Entfernung der ersten zwei Tafeln, die durch eine neue größere Tafel mit drei zusammengeschweißten, verschieden starken Blechen von $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ " und $\frac{3}{8}$ " in. ersetzt wurden. Die Tafel erhielt für einen besseren Korrosionsschutz eine Spritzverzinkung von 0,002 in. und wurde dann mit einem bituminösen Anstrich behandelt. Jedes Blech wurde zur Hälfte mit einem der beiden folgenden Beläge versehen: entweder $1\frac{1}{2}$ " Gußasphalt mit Split oder eine zweilagige $1\frac{1}{8}$ " Schicht Gußasphalt mit Split auf einer $\frac{3}{8}$ " feuchtigkeitsabhaltenden Mastixlage. Der $1\frac{1}{8}$ " Gußasphalt wurde an der Innenseite der an die Deckbleche geschweißten Kantenschutzwinkel hinaufgezogen. Die Fugen des $1\frac{1}{2}$ " Asphalt wurden durch eine Bitumen-Kautschuk-Mischung ausgegossen. Nach $5\frac{1}{2}$ Jahren war praktisch kein Unterschied im Zustand des Asphalt der $\frac{1}{2}$ ", $\frac{9}{16}$ ", $\frac{5}{8}$ " starken Deckbleche sichtbar; es konnte aber eine gewisse Korrosion an der Randfuge zwischen dem Winkel und dem 2-lagigen Gußasphalt festgestellt werden. Der Kautschuk-Bitumen-Fugenverguß hatte vollen Erfolg.

6. Die Herren THÜRLIMANN und BASLER der Lehigh-Universität geben und besprechen die Resultate von 15 Versuchen an sieben in Naturgröße ausgeführten geschweißten Flußstahlblechträgern. Die Arbeit gibt einen wichtigen Beitrag zu den praktischen Angaben, auf denen die Bemessung von schlanken Stegblechen basieren sollte. Träger mit einem Schlankheitsfaktor von 185—388 wurden auf Biegung, solche mit 255—259 auf Schub untersucht. Der Abstand der Vertikalaussteifungen wurde zu $\frac{1}{2}$ -, $\frac{3}{4}$ - und $1\frac{1}{2}$ mal die Stegblechhöhe gewählt. Längsaussteifungen wurden keine verwendet.

Die Versuche zeigen wieder einmal, daß die kritischen Stegbelastungen auf Biegung oder Schub keine reale Bedeutung in der Abschätzung des effektiven Tragvermögens von schlanken Vollwandträgern haben.

Die Autoren versuchen nicht, eine neue Bemessungsregel zu entwickeln; sie stellen aber bei der Besprechung der Resultate fest, daß die klassische Theorie der kritischen Last, gegründet auf dem elastischen Verhalten eines

idealen Stegbleches, unfähig ist, das Tragvermögen von Vollwandträgern unter Biegung oder Schub vorauszusagen. Sie behaupten, daß ein Stegblechfeld nicht als isoliertes Element betrachtet werden soll, sondern, daß es von äußerster Wichtigkeit ist, die Festigkeit des stützenden Rahmens, bestehend aus den Flanschen und den Queraussteifungen, zu untersuchen.

Soweit der Generalreferent orientiert ist, ziehen von allen modernen Normen nur die britischen (B.S. 153), Ausgabe 1958, die überkritische Tragfähigkeit bei kräftig ausgesteiften Stegblechen in Betracht, so daß alle weiteren Untersuchungen der Lehigh-Universität über das Tragvermögen von Vollwandträgern von allen, die mit der wirtschaftlichen Bemessung von hohen Trägern beschäftigt sind, willkommen heißen werden.

Es ist zweifellos, daß weitere Versuche notwendig sind, um die Wirkung der Kombination von Schub und Biegung im überkritischen Bereich zu bestimmen und um den Einfluß des Steges auf die Stabilität von dünnen Druckflanschen zu untersuchen.

7. Prof. GIBSCHMANN beschreibt die Verwendung von vorgefertigten Eisenbetonelementen in Verbundkonstruktion in der UdSSR. Er stellt fest, daß die Verbundkonstruktion als sehr wirtschaftlich betrachtet und dementsprechend viel gebraucht wird. Um den Bau, hauptsächlich im Winter zu beschleunigen und um die Kriech- und Schwindwirkungen zu reduzieren, wird die Eisenbetonplatte oft aus vorgefertigten Elementen zusammengefügt. Viele weitgespannte Brücken wurden schon in dieser Konstruktionsart ausgeführt, unter ihnen die bemerkenswerte 3-feldrige Durchlaufträgerbrücke in Moskau mit Spannweiten von 72,6, 108 und 72,6 m. Eine weitere Neuentwicklung besteht in der Anordnung einer unten liegenden vorgefertigten Betonplatte im Druckbereich des durchlaufenden Vollwandträgers. Die vorgefertigten Elemente können einerseits mit stählernen Schubverbindungen, die am Flansch des Trägers angeschweißt sind und in mit Ortsbeton gefüllte Aussparungen oder Fugen greifen, verbunden werden. Die andere Möglichkeit besteht darin, daß man in das vorgefertigte Element die Dübel oder schlaffen Bindeelemente einbaut und auf der Baustelle mit dem stählernen Hauptträger verschweißt.

Die Kanten der Aussparungen oder der Fugen im vorgefertigten Element müssen stark gezahnt sein, um gute Haftung zwischen dem Orts- und dem vorgefertigten Beton zu gewährleisten. Eine große Forschungsarbeit wurde in der UdSSR durchgeführt über das Verhalten von Verbundplatten im allgemeinen und über die Bemessung der Schubverbindung im besonderen. Der starre Dübel mit schrägen, angeschweißten Ankereisen hat sich als die beste Schubverbindung erwiesen. Ebenso wurde herausgefunden, daß die Verankerung des Betons an den Flanschen gegen vertikales Anheben die Tragfähigkeit des Verbundträgers erhöht. Diese Ergebnisse scheinen sich mit denen aus Deutschland zu decken. Beim Anschweißen der einbetonierten Schubverbindungen muß große Sorgfalt darauf verwendet werden, den Beton weder durch

die Hitze des Schweißbogens noch durch die Dehnung der Stahlelemente zu beschädigen. Um diesen beiden Gefahren aus dem Wege zu gehen, muß die Distanz zwischen Schweißnaht und Beton groß sein und die Naht selber so dünn als möglich gehalten werden.

Bei Versuchen an einer fertigen Brücke zeigt die vorfabrizierte Betonverbundplatte ein sehr ähnliches Verhalten wie die an Ort betonierten. In den Berechnungen wird entsprechend Rücksicht auf Schwinden, Kriechen und Temperatureinflüsse genommen. Dies wiederum entspricht den deutschen Normen, im Gegensatz zu den amerikanischen, die die Vernachlässigung dieser Faktoren zulassen.

Bemerkungen und Grundlagen für die Diskussion

Die beiden Arbeiten von Prof. BILLIG geben eine Übersicht des Entwicklungsstandes der Atomkraftwerke in Großbritannien und behandeln die Bau-probleme nur im allgemeinen. Diese Beiträge geben eine brauchbare Grundlage für Arbeiten auf diesem neuen Gebiet.

Einige für die Diskussion geeignete sehr interessante Punkte sind:

1. Die Anlage von Untergrundreaktoren.
2. Die relativen Vorzüge von Druckgefäßen aus Stahl oder vorgespanntem Beton.
3. Berechnung und Konstruktion von Reaktor-Abschirmungen.

In seiner Arbeit über den Tourtemagne-Damm beschreibt Prof. PANCHAUD die Verwendung von flachen Pressen und Vorspannkabeln, um die Temperatur- und Schwindwirkungen in Massenbetonkonstruktionen zu beherrschen. Dies kann sicher auch anderswo nutzbringend angewendet werden, wobei einem unwillkürlich die Atomschutz-Abschirmung in den Sinn kommt.

Herr R. SAILER beschreibt die bemerkenswerte Ingenieurleistung der Überbrückung des 300 m breiten und 240 m tiefen Canyon. Die Konstruktion der Brücke selbst ist aber orthodox und bietet schwerlich Grundlagen für eine Diskussion.

Die Arbeit von Herrn A. DELCAMP über die Tancarville-Brücke enthält eine kurze Beschreibung von vielen kühnen, neuen Merkmalen im Entwurf von weitgespannten Hängebrücken. Obgleich die gewählte Lösung des aerodynamischen Problems etwas mühsam scheinen mag, ist sie sicher gut durchdacht. Trotzdem sollten die Kosten mit denjenigen anderer großen Brücken verglichen werden. Die Verwendung einer Stahlbeton-Verbundplatte, die mit den Versteifungsträgern zusammenarbeitet und die bei dem Entwurf und bei der Ausführung der 123 m hohen Eisenbetontürme aufgekommenen Probleme sollten für jeden Brückenbauer von großem Interesse sein und verdienen sicher eine weitere Behandlung.

Mit dem können die Angaben der Herren TROTT und WILSON über die Entwicklung der direkten Abdeckung von Stahlplatten (wie sie sich schon in vielen deutschen Brücken bewährte) mit Asphalt anstatt einer Betonzwischenschicht wie bei der Tancarville-Brücke, verbunden werden.

Eine Sammlung Angaben über das Verhalten von Gußasphalt auf versteiften Blechen würde einen wertvollen Beitrag zur Lösung des Problems bedeuten.

Die Arbeit der Herren THÜRLIMANN und BASLER über einige Beulversuche an vollwandigen Trägern ist eine sehr nützliche Erweiterung unserer Kenntnisse im Verhalten von schlanken Stegblechen. Seit dem Kriege wurde auf diesem Gebiet viel Arbeit geleistet; aber vollbefriedigende Bemessungsregeln, basierend auf dem tatsächlichen Verhalten der Stege und der Aussteifungen statt auf einer theoretischen, kritischen Last wurden noch nicht aufgestellt. Die Hauptschwierigkeit ergibt sich aus der Unvermeidbarkeit kleiner Ungenauigkeiten, die paradoxerweise alle Regeln, basierend auf dem Verhalten der ideellen Platte, irgendwie unrealistisch und nutzlos machen.

Es scheint, daß das Traglastverfahren bei der Bemessung von schlanken Vollwandträgern allgemeiner angenommen werden sollte und daß eine Diskussion dieses Problems an der Arbeitssitzung einen interessanten Beitrag in diesem Zusammenhang sein dürfte.

Die Arbeit von Prof. E. GIBSCHMANN über die Verwendung von vorgefertigten Eisenbetonelementen im Verbundbau ist die einzige, die sich direkt mit diesem Problem, das speziell als erwünschtes Thema der freien Arbeitssitzung gestellt wurde, abgibt. Die Verbundkonstruktion ist immer noch in einem Stadium der Entwicklung und wurde noch nicht allgemein angenommen.

Ogleich ein paar wenige Länder in den letzten Jahren eine provisorische Normierung eingeführt haben, sind die Bemessungsmethoden und die zulässigen Spannungen oft dem Ermessen des Entwerfers anheimgestellt.

Die verschiedenen grundsätzlichen Unterschiede, z. B. zwischen den amerikanischen und den deutschen Normen, zeigen, daß ein integraler Informationsaustausch und eine kritische Bewertung der verschiedenen Methoden eine höchst fällige Angelegenheit ist.

Die folgenden Punkte sollten eine Grundlage für eine ersprießliche Diskussion bilden:

1. Bester Schubsicherungstyp.
2. Zulässige Spannungen bei der Schubverbindung.
3. Wirkungen und, wenn überhaupt, Berücksichtigung des Schwindens, Kriechens und der Temperaturgradienten.
4. Relative Vorteile von vorgefertigten und an Ort betonierten Verbundplatten, besonders im Hinblick auf die Kontinuität über den Stützen und auf eine mögliche Korrosion von Berührungsflächen und von ungeschützten Schubverbindungen.