

Verbundbrücken mit Leichtbeton-Fahrbahnplatten

Autor(en): **Badoux, J.-C. / Tenucci, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 3

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84738>

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.

Von Prof. J.-C. Badoux, ETH Lausanne, und J. Tenucci, dipl. Ing., Holderbank

1. Einführung

Konstruktionen aus Stahlträgern und mittragenden Betonfahrbahnplatten eignen sich vorzüglich als moderne, wirtschaftliche Brückensysteme im Strassenbau, und sie haben daher auch in den letzten Jahren eine zunehmende Verbreitung gefunden. Gegenüber reinen Betonausführungen bieten sie vor allem die Vorteile der erheblichen Gewichtsverminderung und der rationellen Montage; im Vergleich zu reinen Stahlbauten sind ihre meist grössere Wirtschaftlichkeit und die einwandfreie Lösung des Fahrbahnbelag-Problems ausschlaggebend. Die Anwendung dieser Verbundbauweise gibt nun allerdings zu einigen Bedenken Anlass, wenn es sich darum handelt, Brücken mit grossen Spannweiten zu erstellen, da bekanntlich dann die entlastende Wirkung der Betonplatte für die Stahlträger gering wird, verglichen mit der beträchtlichen Belastung, die sich aus ihrem relativ hohen Eigengewicht ergibt. Es wird daher oft empfohlen, bei Spannweiten von über 100 m die Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte zu wählen, deren Eigengewicht nochmals wesentlich kleiner ist. Die Nachteile dieser Bauweise sind nun aber oft so schwerwiegend, dass man sich nur in Ausnahmefällen für sie entschliessen wird. Es bleibt so im Stahlbrückenbau gewissermassen eine Lücke offen: Zwischen der zu schweren Fahrbahnplatte aus Normalbeton und dem leichteren, aber etwas problematischen Fahrbahnblech findet der Konstrukteur nichts, was ihm eine befriedigende Lösung seines Problems ermöglichte.

Hier nun drängt sich die Frage auf, ob nicht die Normalbetonplatte durch eine Leichtbetonplatte ersetzt werden sollte. Diese Idee, die ganz dem modernen Streben nach einem verbesserten Verhältnis von Festigkeit zu Dichte entgegenkommt, ist zwar keineswegs originell. Sie verdient es aber dennoch, hier etwas näher besprochen zu werden, da sie offenbar bei vielen Ingenieuren auf unbegründetes Misstrauen stösst. Unseres Wissens wurde in der Schweiz bis jetzt ein einziges Mal eine Brücke solcher Art gewählt (Autobahnbrücke bei Eptingen, Basel-Land); es lässt sich aber vermuten, dass auch in vielen anderen Fällen, wo Normalbeton zur Anwendung kam, Wirtschaftlichkeitsüberlegungen zugunsten der Leichtbetonfahrbahn gesprochen hätten. Besonders bei schlechteren Baugrundverhältnissen dürfte sich die dank des Leichtbetons erreichbare Verkleinerung der Auflagerkräfte sehr bezahlt machen.

2. Konstruktiver Leichtbeton für Fahrbahnplatten

Im folgenden werden wir kurz auf die wichtigsten Eigenschaften des Leichtbetons eingehen, um anschliessend einige Besonderheiten der Leichtbetonverbundbrücke aus der Sicht des entwerfenden Ingenieurs behandeln zu können.

2.1. Allgemeines über Leichtbeton und dessen Herstellung

Vor allem seit dem Zweiten Weltkrieg sind im Ausland eine grosse Anzahl von Bauten in Leichtbeton ausgeführt worden, darunter in neuerer Zeit selbst Hochhäuser mit Leichtbetonrahmen und Leichtbetondecken, sowie vorgespannte Brücken. Zusätzlich liegt eine ansehnliche Menge von Laborversuchen und technischen Berichten vor, so dass man behaupten darf, der konstruktive Leichtbeton (Stahlleichtbeton mit tragender Funktion) sei fast so gut bekannt wie der normale Stahlbeton. Wirtschaftlich interessant wird dieser Baustoff durch das gegenüber dem Normalbeton geringere Eigengewicht bei gleicher Festigkeit. Als «konstruktive Leichtbetone» werden diejenigen Leichtbetone bezeichnet, deren Würfeldruckfestigkeiten mindestens etwa 200 kg/cm² betragen, und deren Gewichte 1,9 t/m³ nicht übersteigen. Ferner besteht wenigstens

ein Teil ihrer Zuschlagstoffe aus Leichtaggregaten wie Blähton, Blähschiefer oder Schlacken. Diese Körner weisen dank ihrer künstlich entstandenen Zellstruktur ein Trockenraumgewicht auf, das weniger als 0,9 t/m³ beträgt. Für Verbundbrücken interessieren uns nur konstruktive Leichtbetone hoher Festigkeit (entsprechend etwa dem Spezialbeton mit $\beta_{w28} = 450$ kg/cm²), deren Zuschlagstoffe für die groben Körner ganz aus Blähton (Französisch: argile expansée; Englisch: expanded clay) und für die feinen Anteile ganz oder teilweise aus normalem Flussand bestehen. Nach ausländischen Angaben sollte es durchaus möglich sein, einen Leichtbeton mit $\beta_{w28} = 450$ kg/cm² herzustellen, wobei beim Gebrauch solcher Daten allerdings zu beachten ist, dass beim normalerweise verwendeten Spezialbeton β_{w28} nicht den Mittelwert, sondern den nominellen Minimalwert darstellt. Wir gehen im folgenden davon aus, dass mit Hilfe einer optimalen Kombination von hochwertigen Blähtonkörnern und gutem Natursand, einer richtigen Kornabstufung bei allenfalls kleinerem Maximal Korn, einer leicht erhöhten Zementdosierung und einer zweckmässigen Verarbeitung und Nachbehandlung ein Leichtbeton für vorfabrizierte Fahrbahnplatten erzeugt werden kann, der bezüglich Festigkeit dem genannten Spezialbeton ebenbürtig ist.

Selbstverständlich ist es unerlässlich, vorerst den lokalen Leichtaggregat-Hersteller anzufragen und in Laborversuchen die optimalen Mischverhältnisse sowie alle bauphysikalischen Eigenschaften des Fertigbetons zu ermitteln. Diese Versuche sind zudem durch verschärfte Kontrollen während der Plattenproduktion zu ergänzen. Die folgenden Angaben über die hauptsächlichsten Kennwerte des Leichtbetons mit $\beta_{w28} = 450$ kg/cm² sind als Richtwerte zu verstehen, welche aufgrund der umfangreichen Fachliteratur bestimmt werden können. Die Richtigkeit dieser Angaben ist aber im konkreten Fall zu überprüfen.

2.2. Gewicht und Festigkeit

Die gewünschte Festigkeit von $\beta_{w28} = 450$ kg/cm² (nominal) erreicht man bei guten Verhältnissen mit einem Zementgehalt, der zwischen 350 und 450 kg/m³ liegt, wobei wohl eher mit der ungünstigeren Annahme zu rechnen ist. Das Gewicht des luftgetrockneten Betons, für welches wir ein Minimum anstreben, nimmt zu mit dem zur Erreichung der Festigkeit nötigen Sandanteil und dürfte in unserem Falle zwischen 1,7 und 1,8 t/m³ liegen. Für die spätere Rechnung wählen wir 1,8 bzw. 1,9 t/m³ mit Einschluss der Armierung.

2.3. Spannungs-Dehnungsdiagramm

Der Verlauf der σ - ϵ -Kurve entspricht einigermaßen demjenigen beim normalen Beton, jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, dass der Elastizitätsmodul hier sehr viel kleiner ist. In der Literatur findet man Formeln, die den Wert des E -Moduls in Funktion der Festigkeit und der Dichte ausdrücken. Es ist zu beachten, dass in anderen Ländern oft der Sekantenmodul und nicht der Ursprungsmodul als E -Modul bezeichnet wird. Zudem ist die Streuung des E -Moduls sowohl für den Leichtbeton als auch für den Normalbeton beträchtlich. Die Reduktion des Moduls von Leichtbeton gegenüber demjenigen des Normalbetons gleicher Festigkeit wird im allgemeinen angeschrieben zu:

$$\left(\frac{\rho_L}{\rho_N} \right)^{\frac{3}{2}},$$

wo ρ_L die Dichte von Leichtbeton, ρ_N die Dichte von Normal-

beton darstellt. Mit $q_L = 1,8$ und $q_N = 2,4$ erhalten wir den Abminderungsfaktor 0,65. Nach Versuchsberichten scheinen aber sowohl die Dichte als auch der Abminderungsfaktor leicht überschätzt zu sein, und wir haben darum in unserer Rechnung den Wert 0,6 eingeführt. Eine noch vorsichtigere Schätzung (0,5) rechtfertigt sich unter Umständen, doch können auch darüber erst Versuche eindeutig Aufschluss geben.

2.4. Bruchzustand und Dauerfestigkeit

Hier sind keine nennenswerten Unterschiede im Verhalten der beiden Materialien bekannt, weshalb auch eine Herabsetzung der zulässigen Spannungen beim Leichtbeton nicht gerechtfertigt scheint. Einmal mehr möchten wir aber darauf hinweisen, dass wir Versuche mit schweizerischem Leichtbeton als sehr wünschenswert, ja als unerlässlich erachten.

2.5. Zugfestigkeit und Schubverhalten

Die Eigenspannungen infolge Schwinden und die verminderte Zugfestigkeit der Blähtonkörner bewirken, dass die Zugfestigkeit des Leichtbetons im allgemeinen nur 60 bis 80 % der Werte des Normalbetons gleicher Druckfestigkeit erreicht. Obgleich eine richtige Nachbehandlung diese negative Eigenschaft weitgehend wieder aufheben dürfte, ist in Übereinstimmung mit ausländischen Richtlinien hier besondere Vorsicht am Platz, ganz besonders bei dynamischen Beanspruchungen, wie sie bei Brückenplatten auftreten. Diese Zugfestigkeit ist von grosser Bedeutung bei der Schubbemessung, bei der Rissebeschränkung und beim Verformungsverhalten der Platte. Wir sind der Ansicht, dass die Zugspannungen infolge Schub durch Armierung zu decken sind. Die Rissesicherung der Platte im Bereich negativer Momente ist schon bei Normalbeton eine heikle Frage, die noch keine endgültige Klärung erfahren hat. Man muss sich vorläufig darauf beschränken, die zur Zeit üblichen Bemessungsgrundsätze sinngemäss auf die Bemessung der gezogenen Stahlleichtbetonplatte zu übertragen. Schliesslich darf man bei der Berechnung der Durchbiegungen (in Querrichtung der Brückenplatte) nicht übersehen, dass die Risslast bei Leichtbeton früher erreicht wird (etwa bei 30 kg/cm² Randzugspannung), und dass von diesem Punkt an vorsichtshalber mit der reduzierten Steifigkeit des gerissenen Stahlbetonquerschnittes zu rechnen ist. Diese bewegt sich übrigens in der gleichen Grössenordnung wie beim Normalbeton, da der kleinere E -Modul durch eine grössere Druckzone kompensiert wird.

2.6. Zulässige Spannungen

Nach all dem Gesagten ist nicht einzusehen, weshalb die zulässigen Druckspannungen für einen Leichtbeton mit der nominellen Würfeldruckfestigkeit von 450 kg/cm² niedriger angesetzt werden sollten als die zulässigen Druckspannungen des entsprechenden normalschweren Spezialbetons. Unserer Rechnung liegen daher folgende Werte zugrunde:

- Zulässige Kantenpressung 180 kg/cm²
- Zulässige Schwerpunktsdruckspannung 110 kg/cm²
- Zulässige Zugspannung (für kraftabhängige Beanspruchungen) 0 kg/cm²

Es handelt sich hier um die Spannungen des Hauptbelastungsfalles (zu dem auch die Kriecheinflüsse gezählt werden sollen), die bei Vorfabrikation sogar noch erhöht werden dürfen. Auch denkbar aber wäre, dass die zuständigen Baubehörden niedrigere Werte für Normal- und damit auch für Leichtbeton vorschreiben.

2.7. Kriechen und Schwinden

Hier ist vorerst festzuhalten, dass Messwerte der Langzeitverformungen bei beiden Betonarten stark streuen. Es ist aus der Literatur bekannt, dass die Kriechdeformationen des

Leichtbetons im Bereiche von 100 bis 200 % der Kriechdeformationen des Bezugsbetons mit normalen Zuschlagstoffen liegen, was besagt, dass infolge des verringerten E -Moduls seine φ -Werte eher *kleiner* sind als beim Normalbeton. Unter der früher getroffenen Annahme, der E -Modul des Leichtbetons betrage 60 % (Bezugsbeton 100 %), erhalten wir also für die Kriechzahl im günstigsten Falle 60 %, im ungünstigsten Falle 120 %, immer gemessen am Wert des Normalbetons. Wir haben in unserer Rechnung einen mittleren Wert von 80 % angenommen, der gewiss diskutabel ist und im gegebenen Fall entsprechend den Versuchsergebnissen bestimmt werden müsste. Für die vorfabrizierten Platten, auf welche wir uns vorläufig beschränken wollen, darf etwa mit folgenden φ -Werten gerechnet werden:

- Normalbeton: 1,5
- Leichtbeton: $0,8 \cdot 1,5 = 1,2$

Das Schwindmass ist, im wesentlichen wegen des höheren Zementgehaltes, grösser als beim Normalbeton und bewegt sich zwischen 100 und 200 %. Eine Verdoppelung ist bei unserem hochwertigen Leichtbeton mit Natursand allerdings kaum zu erwarten, und die Diagramme geben denn auch als obere Grenze etwa den Wert von 130 % an. Wie beim Kriechen so ist auch beim Schwinden durch die Vorfabrikation eine Verbesserung des Verhaltens zu erreichen, weshalb man ungefähr die folgenden Werte annehmen darf:

- Normalbeton: $\varepsilon_s = 0,15 \text{ ‰}$
- Leichtbeton: $\varepsilon_s = 1,3 \cdot 0,15 \text{ ‰} = 0,20 \text{ ‰}$

Auch hier sind Vorversuche selbstverständlich unumgänglich.

2.8. Verhalten unter Temperatureinflüssen

Die Wärmedehnung von Leichtbeton ist um rund 20 % kleiner als bei Normalbeton. Die dadurch entstehende Differenz zur Wärmedehnung des Stahles scheint keine Probleme mit sich zu bringen. Andererseits sind die inneren Kräfte, die bei Verbundbrücken infolge ungleicher Temperatur von Stahl und Beton entstehen, wesentlich kleiner, da sowohl die Dehnung als auch der E -Modul des Betons geringere Werte aufweisen. Auch bezüglich Wärmeisolation zeigt der Leichtbeton ein abweichendes Verhalten, indem nämlich seine Wärmeleitfähigkeit nur etwa 40 % der Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton beträgt. Diese an und für sich positive Eigenschaft ist beim Brückenbau allerdings kaum von Interesse, es sei denn, man schliesse daraus auf eine grössere Temperaturdifferenz zwischen Oberseite und Unterseite der Brückenplatte und somit auf grössere Zwängspannungen.

2.9. Haftung zwischen Beton und Stahleinlagen

Die Haftfestigkeit dürfte infolge der kleineren Schub- und Zugfestigkeit leicht kleiner sein als bei Normalbeton. Dies ist zu berücksichtigen bei der Rissebeschränkung und bei den Verankerungslängen der Armierungseisen. Eine genauere Kenntnis dieser Grösse sollte durch Ausziehversuche angestrebt werden.

Damit sind die wichtigsten Eigenschaften des Leichtbetons beschrieben, und wir können uns in den nächsten Abschnitten den Besonderheiten zuwenden, die bei der Bemessung von Leichtbetonverbundbrücken auftreten.

3. Bemerkungen zur Bemessung von Verbundbrücken mit Leichtbeton-Fahrbahnplatten

Wenngleich die Frage der Verwendung von Leichtbeton vorwiegend eine ökonomische ist, hat doch die Verschiedenheit dieses Baustoffes eine Reihe von technischen Konsequenzen, die eine Untersuchung wert sind. Wir beschränken unsere Ausführungen gezwungenermassen auf einige allgemeine Hinweise, die sich auf einen typischen Querschnitt einer einfachen Standardbrücke beziehen.

3.1. Dimensionierung der Fahrbahnplatte

Ausgehend von der mehr oder weniger willkürlichen Annahme einer totalen Fahrbahnbreite von rund 13 m und eines Brückenquerschnittes mit zwei stählernen Hauptträgern legen wir vorerst den Hauptträgerabstand und die Plattenabmessungen fest. Diese Grössen beeinflussen stark das Verformungsverhalten der Platte, das gerade beim Leichtbeton eine kritische Untersuchung verlangt. Falls die Auskragungen zu je ungefähr 40% des Hauptträgerabstandes gewählt werden, und falls man auf unnötig schwere Betonbrüstungen verzichtet, erhält man Langzeitdurchbiegungen infolge Eigengewicht an den Plattenrändern und in Plattenmitte, die verschwindend klein sind, und zwar auch im Falle von Leichtbetonplatten, deren Abmessungen mit denjenigen von schlanken Normalbetonplatten übereinstimmen. Als Beispiel sei eine Platte erwähnt, deren Stärke d von 22 bis 24 cm in Plattenmitte auf etwa das 1,5fache über den Stahlträgern zunimmt und in den Auskragungen bis auf $0,75 d$ zurückgeht. Der E -Modul ist kleiner (0,6), die Kriechzahl ebenfalls (0,8), aber auch das Gewicht reduziert sich (0,8, unter Berücksichtigung des Belags), so dass der Vergrößerungsfaktor der Durchbiegung schliesslich etwa den Wert 1,2 erreicht. Diese Zunahme von 20% ist im Hinblick auf die geringen Verformungen der Normalbetonplatte unbedeutend.

Etwas ungünstiger sind die Verhältnisse bei den Kurzzeitdurchbiegungen infolge der Verkehrslasten. Rechnet man mit der Steifigkeit des homogenen Querschnittes, so beträgt die Vergrößerung entsprechend dem umgekehrten Verhältnis der E -Moduli rd. 70%. Bei der schlanken Platte ($d = 22$ cm) ergeben sich unter ungünstigster Belastung folgende Durchbiegungen:

	Normalbeton	Leichtbeton
Plattenrand	$0,7 \text{ cm} \cong k/400$	$1,2 \text{ cm} \cong k/240$
Plattenmitte	$0,7 \text{ cm} \cong s/1000$	$1,2 \text{ cm} \cong s/600$

Bei Berücksichtigung der reduzierten Steifigkeit des gerissenen Querschnittes findet man Durchbiegungen, die zwar grösser sind, die aber in beiden Fällen etwa die gleichen Beträge aufweisen. Aus diesen Überlegungen schliesst man, dass das Durchbiegungsverhalten der Leichtbetonplatte in keinem Fall eine Vorspannung erforderlich macht.

Einer besonderen Abklärung bedarf das Schubverhalten, inbegriffen das Durchstanzen. Sowohl aus der Verbundträgerbeanspruchung als auch aus der Plattenwirkung ergeben sich Schubflüsse, die in der Platte Zugkräfte hervorrufen. Bei zweifelhafter Zugfestigkeit des Leichtbetons sind diese ganz der Armierung zuzuweisen. Wie unter 2.5 erwähnt, ist auch das Problem der gezogenen Platte im Zwischenstützbereich zu untersuchen. Bei Leichtbeton dürfte sich der erforderliche Bewehrungsgehalt in diesen Zonen noch erhöhen, und es wird von Vorteil sein, die Eisendurchmesser wegen der verringerten Haftung klein zu wählen.

Weiter verdient die Einleitung der Dübelkräfte unsere Aufmerksamkeit, da dabei Spaltzugkräfte auftreten, die durch eine zweckmässige Bewehrung aufzunehmen sind. Da wir vorläufig nur vorfabrizierte Platten betrachten, stellt sich die Frage der auf die Aussparungen konzentrierten Verdübelung, wofür bei Leichtbeton noch keine Versuchsergebnisse vorliegen. Man kann sich damit behelfen, dass man die Nischen mit Normalbeton ausgiesst.

Die unter Lastfall HZ (vergleiche SIA-Norm 162) vorkommenden Schwind- und Temperaturkräfte, die zwischen Platte und Träger wirken, werden durch den verkleinerten E -Modul günstig beeinflusst. Selbst bei einem um 30% grösseren Schwindmass erreicht die dem Kriecheinfluss unterworfenene Schwindkraft nur knapp 90% des Wertes für Normalbeton. Da das Zwängungsmoment des Durchlaufträgers dem

Schwindmoment entgegenwirkt, treten schliesslich Druckspannungen im Untergurt auf, die diesen entlasten. Die Schwindzugspannungen der Fahrbahnplatte sind auch bei Leichtbeton ohne Bedeutung. Einzig die Schwindspannungen des Obergurtes, die sich im Falle von Leichtbeton ein wenig erhöhen, haben dasselbe Vorzeichen wie die lastabhängigen Spannungen und könnten bei relativ schwach ausgebildeten Druckflanschen zu einer merkbaren Beanspruchungssteigerung führen, ohne jedoch die Spannungsreserve des Lastfalles HZ ganz auszuschöpfen. Diese Überlegungen mit ihrer auf die Verhältnisse in Brückenmitte beschränkten Gültigkeit zeigen, dass der Verwendung von Leichtbeton auch hinsichtlich des Schwindens nichts im Wege steht.

3.2. Bemessung der Verbundquerschnitte

Der elektronischen Berechnung einer grösseren Anzahl von typischen Querschnitten in Feldmitte der Hauptöffnung einer standardisierten Autobahnbrücke liegen folgende Annahmen zugrunde: Die beiden Stahlträger, die ohne befähmässige Zwischenstützung und ohne spätere Absenkung über den zwei Pfeilern das gesamte Beton- und Stahlgewicht tragen, bestehen vollständig aus St. 36/52. Ein 7 cm starker Bitumenbelag gibt als einzige ständige Beanspruchung in der Betonplatte Anlass zu Kriecherscheinungen, welche jedoch unbedeutend klein sind. Die Rechnung umfasst nur den Lastfall H zur Zeit $t = 0$ und zur Zeit $t = \infty$, da der Lastfall HZ weder für Normal- noch für Leichtbeton massgebend sein dürfte. Es besteht ferner kein Grund zu einer grundsätzlichen Veränderung der Bemessungsregeln bei Leichtbetonverbundbrücken, so dass die bekannten Relationen zwischen Spannweite, Trägerhöhe und allen übrigen Querschnittsabmessungen bei der Profilwahl beibehalten werden. Die mitwirkende Plattenbreite wird unabhängig von der Spannweite allein durch die Plattenstärke näherungsweise festgelegt. Alle Betonkennwerte sowie der Hauptträgerabstand und die Abmessungen der Fahrbahntafel sind in früheren Abschnitten angegeben worden.

Als erstes stellt man natürlich fest, dass auch bei Querschnitten mit Leichtbetonplatten die Stahlspannungen im Untergurt massgebend werden. Bei grossen Brücken ist der Obergurt stark genug auszubilden, damit dort infolge der grossen Belastung im Montagezustand und der zusätzlich auftretenden Druckspannung unter Verkehrslasten die zulässige Beanspruchung nicht überschritten wird. Da die Untersuchung nur solche Querschnitte erfasst, deren Neutralachse auf das Stahlprofil fällt, müssen kleinere Brücken ausser acht gelassen werden. Bei den im folgenden noch als klein bezeichneten Spannweiten von 60 bis 80 m wird eine Verringerung des Eigengewichtes von 20% erzielt, während dieser Wert bei grossen Spannweiten von 80 bis 140 m auf etwa 18% abfällt. Die Herabsetzung des Gewichtes erlaubt einerseits eine Stahlersparnis in den Hauptträgern, die sich unabhängig von der Spannweite auf ungefähr 15% beläuft, andererseits gestattet sie eine sparsamere Ausbildung der Pfeiler und Widerlager sowie der Fundamente, was namentlich bei schlechtem Baugrund zu erheblichen Kostensenkungen beitragen dürfte. Gleichzeitig wird nun allerdings eine Steifigkeitseinbusse in Kauf genommen, die bei 60 m Spannweite etwa 10%, bei 140 m Spannweite gegen 15% ausmacht, und zwar für Querschnitte, bei denen lediglich die Normalbetonplatte durch die Leichtbetonplatte gleicher Abmessung ersetzt und also die mögliche Verminderung des Stahlgewichtes, d.h. der Abmessungen, nicht in Rechnung gestellt wird.

In diesem Zusammenhang drängt sich eine genauere Betrachtung der Durchbiegung unter ruhenden Nutzlasten auf. Es stellt sich heraus, dass diese im Mittel auch bei Verwendung von Leichtbeton innerhalb des durch die Normen gesetzten Rahmens bleibt, falls man allzu kleine Trägerhöhen (wie z.B.

1/30 der Hauptspannweite) vermeidet. Die auf die Spannweite bezogene maximale Trägersenkung infolge der Nutzlasten liegt bei Brücken mit Normalbetonplatten bei 1/900 bis 1/1000. Dabei können bei sehr niedrigen Trägern Durchbiegungen von 1/600 der Spannweite auftreten, bei sehr hohen Trägern solche von 1/1200. Man darf also annehmen, dass die dem Steifigkeitsverlust entsprechende Vergrößerung der Durchbiegungen kein gewichtiges Argument gegen die Anwendung von Leichtbeton darstellt. Hier sei auch auf das Problem der Schwingungen verwiesen, für welches das Verhältnis von Steifigkeit zu Masse eine wesentliche Rolle spielt. Da beide Grössen beim Einsatz von Leichtbetonplatten verringert werden, dürfte sich aber das Schwingverhalten nicht wesentlich ändern.

In bezug auf die Mitwirkung der Platte konstatiert man, dass diese bei Leichtbeton keineswegs schlechter ist, da der Einfluss des auf 60% reduzierten Elastizitätsmoduls durch die Verschiebung der Neutralaxe kompensiert wird, deren Abstand von der Profilunterkante sich um 5 bis 10% verkleinert. Die Scheibenspannungen schwanken für Normalbeton bei kleinen Spannweiten um den Mittelwert von 40 bis 50 kg/cm², bei grossen Spannweiten um den Mittelwert von 50 bis 70 kg/cm². Sie erhöhen sich bei Anwendung von Leichtbeton um weniger als 10% und sind somit absolut ungefährlich.

4. Schlussbemerkung

Wie erwähnt, haben alle diese Angaben lediglich für die untersuchte fiktive Brücke einfachster Konzeption Geltung,

und es versteht sich von selbst, dass es dem verantwortlichen Ingenieur überlassen bleibt, von Fall zu Fall die verschiedenen Auswirkungen der Leichtbetonplatte auf das Verbundbauwerk abzuklären. Immerhin steht mit Gewissheit fest, dass für die überwiegende Anzahl der in Betracht kommenden Brücken die angegebenen Resultate zutreffen werden. Diese Ergebnisse aber beweisen nicht nur, dass die Verwendung von Leichtbeton im Verbundbrückenbau technisch möglich ist, sondern sie zeigen auch klar, welche wirtschaftlichen Vorteile damit zu erzielen sind. Noch fehlen zwar eine Reihe von unentbehrlichen Versuchsergebnissen und eindeutige Bemessungsrichtlinien. Es kann jedoch keinen Zweifel darüber geben, dass diese Art von Brückenkonstruktion eine grosse Zukunft vor sich hat.

- [1] Comité Européen du Béton (CEB), Structures en Béton Léger, Bulletin d'information No. 59.
- [2] ACI Committee 213, Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete, ACI Journal, August 1967.
- [3] Prof. Karlhans Wesche, Stoffliche Grundlagen zum Entwurf von Leichtbeton-Konstruktionen, «Beton- und Stahlbetonbau» 11/1967.
- [4] Vorgespannte und vorfabrizierte Brücke in Leca-häde-Beton der Portlandementwerke AG Olten, «Schweizerische Bauzeitung» 1969, H. 11, S. 193.
- [5] Leca-Beton, Richtlinien der AG Hunziker und Cie, Wildeg.

Adressen der Verfasser: Prof. Dr. J.-C. Badoux, ETH Lausanne, Institut für Stahlbau, und J. Tenucci, Ing. ETHZ, vormals am genannten Institut, heute bei der Techn. Stelle Holderbank, 5113 Holderbank.

Öltanks auf dem Meeresboden

DK 621.642.3:665.61

Im persischen Golf werden schon seit längerer Zeit Ölfelder unter dem Meeresboden ausgebeutet. Da das geförderte Öl nicht unmittelbar in die ihres Tiefganges wegen nicht bis an die Küste gelangenden Grosstanker gepumpt werden kann, sind Zwischenlager erforderlich. Eine Firma aus den USA hat in der Folge einen Unterwasserbehälter (Bild 1) konstruiert, der im seichten Wasser des persischen Golfes in ungefähr 110 km Abstand von der Küste in etwa 50 m Tiefe auf den Meeresgrund abgesenkt und verankert wurde. Ein solches Gefäss hat die Form eines Trichters, dessen Ausflussrohr nach oben ragt. Seine Abmessungen betragen über 80 m im Durchmesser und rund 60 m in der Höhe (Bild 2). Doppelwände im Abstand von 1,20 m, mit Beton gefüllt, sowie eine stark versteifte Haube lassen den Behälter gegen Wellengang und Wasserströmungen widerstandsfähig bleiben, und die Korrosion durch das Salzwasser wird durch ein ständig wirkendes anodisches Verfahren neutralisiert. Der 15 000 t schwere Behälter fasst rund 800 000 hl Rohöl. Er besitzt keinen Boden, liegt also mit seinem offenen, durch Rohre versteiften Teil auf dem Meeresgrund und arbeitet nach dem Wasserverdrängungsprinzip. Er ist dauernd gefüllt, sei es mit Öl oder Wasser oder beiden Medien. Beim Einpumpen von Rohöl strömt das Wasser durch Öffnungen in der Seitenwand aus. Eine Vermischung der beiden Flüssigkeiten findet infolge des Unterschiedes im spezifischen Gewicht nicht statt, und die Verunreinigung des Rohöls durch das Salzwasser bleibt unterhalb des tolerierten Grenzwertes.

Die Konstruktion des neuartigen Behälters beruht auf Modellversuchen, die vorgängig im marineteknischen Zentrum von San Diego durchgeführt wurden. Es handelte sich dabei um die Prüfung von Stabilitäts- und Festigkeitsverhalten des Körpers, sowie das Messen von Kräften, hervorgerufen durch Wellenschlag und Wasserströmung. Diese Versuche bestätigen, dass er an Land gebaut und mit zwei Schleppern an den Einsatzort gezogen werden kann.

Man grub am Strand eine Grube in der Art eines Trockendockes und montierte darin die Tankkonstruktion fixfertig. Anschliessend wurde das Becken geflutet und der Körper mit Pressluft gefüllt, bis er zum Schwimmen kam. Danach zog man ihn in eine zweite tiefere Grube, näher dem Meer, wo sich die beiden Schlepper vorspannten und in 15stündiger Fahrt zum Versenkungsort fuhren. Sowohl während des Überwassertransportes als auch in der ersten Phase des Versenkungsvorganges verhielt sich der Behälter äusserst stabil. Erst als die senkrechte Seitenwand untergetaucht war, begann eine Phase der Unstabilität, bei welcher der trichterförmige Körper gelegentlich ins Schwingen kam, durch das teilweise Auftauchen eines Seitenwandteiles sich aber jeweils rasch wieder stabilisierte.

Bild 1. Trichterförmiger Tank unterwegs zum Versenkungsort

