

Statische Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrplatten

Autor(en): **Bänziger, D.J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **87 (1969)**

Heft 15

PDF erstellt am: **16.12.2021**

Persistenter Link: <http://doi.org/10.5169/seals-70650>

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.

Statische Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten

Von D. J. Bänziger, dipl. Ing. ETH, SIA, Zürich und Buchs SG

DK 624.21:625.8

Vortrag, gehalten an der Studientagung der FGBH über aktuelle Ingenieurprobleme vom 18. und 19. Oktober 1968 in Zürich

1. Einleitung

In der Schweiz werden in der Regel die Brückenbeläge erst einige Zeit nach Fertigstellung des Brückenrohbaus eingebaut. Sogenannte Monolithtragplattenbeläge, die gleichzeitig mit dem Betonieren der Fahrbahnplatte aufgebracht werden, erfordern zum Erreichen der Ebenheitsanforderungen in den meisten Fällen einen zu grossen Aufwand. Um die den schnellen Verkehr störenden Belagswechsel zu vermeiden, sind beim Bau von National- und Hauptstrassen mit Betonbelägen seit langem auch weitgespannte Brückenobjekte mit 8 bis 10 cm starken Betondeckbelägen ausgeführt worden. Der detaillierte Aufbau und die Ausführungsvorschriften dieser Beläge sind in den VSS-Vorschriften und Richtlinien im Normblatt 40498 beschrieben [11].

Bei den Betondeckbelägen stellt sich nun die Frage, ob der nachträglich aufgetragene Belag im Brückentragwerk statisch teilweise, oder eventuell sogar voll, mitwirkt. Sofern eine volle Mitwirkung auch bei oft wiederholter Belastung mit genügender Sicherheit nachgewiesen werden kann, stellt der Betondeckbelag nicht mehr nur ein totes Gewicht dar, sondern wird ein Teil des tragenden Konstruktionsbetons. Es ist zu vermuten, dass damit eine direkte Einsparung von Beton und Stahl in der Fahrbahnplatte, und ausserdem in der Tragkonstruktion erzielt werden könnte.

Da in den letzten Jahren die Entwicklung im schweizerischen Brückenbau auch im Hinblick auf optimale Wirtschaftlichkeit grosse Fortschritte gemacht hat, ist die Beantwortung der oben gestellten Frage von Bedeutung. Den projektierenden Brückeningenieur interessieren aber nicht nur die allfälligen möglichen Einsparungen. Vielmehr hat er auch zu untersuchen, welchen Beanspruchungen der Deckbelag ausgesetzt ist. Daraus lässt sich dann für den Belag die konstruktive Ausbildung ableiten, die allfälligen Schäden vorbeugt oder diese wenigstens auf ein Minimum reduziert. Nachdem die Mischbauweise von vorfabrizierten Beton-elementen und Ortsbeton auch im Brückenbau Eingang gefunden

hat, ist das Problem der Ermüdungssicherheit des Verbundes zwischen verschiedenem altem Beton bei oft wiederholter Belastung von allgemeiner Bedeutung. Mit diesem Überblick ist der Umfang der folgenden Ausführungen abgesteckt.

2. Belastungsversuche mit und ohne Deckbelag an der Zwillingsbrücke rechts der Nationalstrasse N 13 zwischen St. Margrethen und Au

Im Jahre 1964 wurden an der Zwillingsbrücke rechts der Nationalstrasse N 13 zwischen St. Margrethen und Au in Zusammenarbeit zwischen der EMPA und dem Verfasser statische und dynamische Belastungsversuche zweimal in genau derselben Weise durchgeführt, einmal *ohne* und einmal *mit* Deckbelag. Die Auswertung dieser Versuche, die im Heft 45 der SBZ vom 10. Nov. 1966, S. 785, näher beschrieben ist [3, 2], zeigte, dass der Betondeckbelag mit einem sehr hohen Wahrscheinlichkeitsgrad statisch voll mitwirkt, obwohl der Verbund nicht eingerechnet und auch konstruktiv nicht entsprechend ausgebildet worden war.

Eine sichere Aussage über das Verbundverhalten war auf Grund dieser ersten Versuche deshalb nicht möglich, weil die untersuchte Brücke die unvermeidlichen unbekannten Ausführungs- ungenauigkeiten aufweist, so dass der exakte Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen Werten nicht schlüssig ist. Ausserdem blieb die Frage über das Verhalten nach oft wiederholter Beanspruchung offen. Die Versuche an der Zwillingsbrücke wurden dank dem finanziellen und organisatorischen Entgegenkommen des Kantons St. Gallen (Kantonsingenieur W. Pfiffner und Adjunkt A. Erne der Tiefbau- und Strassenverwaltung) sowie der Stiftung für wissenschaftliche systematische Forschung auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues ermöglicht. Die letztgenannte Institution sowie die Betonstrassen AG unterstützten in verdankenswerter Weise auch die Weiterführung der Forschungsarbeit. Diese wurde gemeinsam von der EMPA und dem Ver-

	Platte 1 ohne Belagsmitwirkung	Platte 2 Belag im vollen Verbund
Armierung im Feld		
Armierung Stützenbereich		
Armierungsgehalt:		
Konstruktionsbeton	493 Kg = 192 Kg/m ³	209 Kg = 82 Kg/m ³
Belagsbeton	36 " = 28 "	72 " = 56 "
Total	529 Kg = 138 Kg/m ³ oder 41,3 Kg/m ²	281 Kg = 73 Kg/m ³ oder 21,9 Kg/m ²
Spannungen infolge P = 21 t allein nach Stadium IV:		
Feld σ_e	1518 Kg/cm ²	1530 Kg/cm ²
Feld σ_b	93 "	56 "
Stütze σ_e	Stahl im Konstr.bet. 1810 "	Stahl im Netz 2330 "
Stütze σ_b	89 " (2550 im Netz bei Verbund)	72 "
nach Stadium I:		
Feld σ_b	± 73 "	± 33 "
Stütze σ_b	± 86 "	± 35 "
$\tau_{\max} = \frac{Q \cdot S_x}{b \cdot J_x}$ in Verbundfuge infolge P		3,2 "

Bild 1
Vergleich der Versuchsplatten

fasser geplant. Als nächste Etappe wurden Laboratoriumsuntersuchungen an zwei Fahrbahnplatten mit baumässigen Abmessungen durchgeführt [6].

3. Ermüdungsversuche zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen an der EMPA

Das Ziel dieser Versuche war:

- Ergänzung zu den Versuchen an der Zwillingsbrücke, hier nun mit genau bekannten Abmessungen der Bauteile,
- Untersuchung der Verbundwirkung unter oft wiederholten Belastungen,
- Bestimmung der effektiven Sicherheit des Verbundes durch Bruchversuche.

Über die Durchführung der Versuche und die erhaltenen Messresultate hat E. O. Fessler, EMPA, einen Aufsatz im Heft 43 der SBZ vom 24. Okt. 1968 publiziert [7], so dass ich mich hier auf eine Zusammenfassung der wichtigsten Gesichtspunkte beschränken kann. Die Versuche wurden an zwei Abschnitten von Brückenfahrbahnplatten im Massstab 1:1 durchgeführt. Die äusseren Abmessungen mit 6,4 m Länge, 2,0 m Breite, 20 cm Stärke und 10 cm Stärke des Deckbelages waren bei beiden Versuchsplatten dieselben. Sie waren über zwei gleich grosse Felder von je 3,0 m Stützweite gespannt und an beiden Enden auf Rollenlagern, sowie in der Mitte auf einem Streifenaufleger von 40 cm abgestützt. Damit wurden Verhältnisse angestrebt, wie sie in der Praxis häufig vorkommen. Man kann sich die Versuchsplatten als Ausschnitte aus der Fahrbahnplatte eines dreistegigen Brückentragwerkes vorstellen, wobei die Konsolen wegzudenken sind. Die Belastung wurde gleichzeitig in der Mitte der beiden Felder über Streifen von 15 cm Breite aufgebracht. Ihre Grösse von je 21 t ist so gewählt, dass die Beanspruchungen im Versuch denjenigen bei üblichen Brückenfahrbahnplatten unter Berücksichtigung des Stosszuschlages entsprechen.

Fahrbahnplatte 1 wurde nach der bis anhin üblichen Art ohne Berücksichtigung der mittragenden Wirkung des Deckbelages bemessen. Die 20 cm starke Platte des Konstruktionsbetons hatte somit sämtliche Belastungen aufzunehmen und war entsprechend zu armieren. Bei der Versuchsplatte 2 rechnete man mit vollständigem Verbund zwischen Deckbelag und Konstruktionsbeton und dimensionierte die Armierung entsprechend. Insbesondere wurde über der Mittelstütze im Deckbelag zusätzlich zum verstärkten Armierungsnetz mit 15 cm Maschenweite und 8/6 mm Drahtstärke eine Zugarmierung zur Aufnahme der negativen Stützenmomente eingelegt. Dafür konnte im Konstruktionsbeton Armierungsstahl eingespart werden, erstens wegen der grösseren statischen Höhe im Endzustand mit der Nutzlastbelastung

und zweitens wegen den geringen Belastungen im Bauzustand (keine Nutzlast, nur Gewicht Frischbeton Deckbelag). Die Gesamteinsparung an Stahl bei der Anordnung 2 verglichen mit 1 betrug 46 % oder Fr. 21.30 pro m² Fläche.

Die Gegenüberstellung der Armierungs- und Spannungsdaten der beiden Versuchsplatten sind auf den Bildern 1 und 2 ersichtlich. Es sind nur die Spannungen infolge der vollen Nutzlast $P = 21$ t angegeben. Dazu sind im Feldbereich für beide Platten, und im Stützenbereich für die Platte 1 noch die Spannungen aus dem Eigengewicht von Konstruktions- und Belagsbeton in den massgebenden Armierungslagen zu superponieren. Bei beiden Platten wurden, gemäss den Richtlinien der Betonstrassen AG, zwischen Konstruktionsbeton und Deckbelag pro m² zwei Haftanker M 12 in Steinschraubenhülsen versetzt (Bild 3). Auf Grund der Resultate an der Platte 1 hatte man davon abgesehen, die Verbundplatte 2 so stark zu verdübeln, dass die Haftanker die rechnerischen Schubspannungen allein übertragen hätten. Bei den statischen, dynamischen und den abschliessenden Bruchversuchen sind folgende wesentliche Tatsachen ermittelt worden:

3.1 Verbund

Bei den ersten 2 Mio Lastwechseln mit voller Nutzlast, welchen beide Platten unterworfen wurden, konnte festgestellt werden, dass der Verbund unverändert erhalten blieb. Bei der Platte 1 wurden zusätzlich noch je 2 Mio Lastwechsel mit 125 % bzw. 150 % der vollen Nutzlast aufgebracht, wobei keine Schwächung des Verbundes eintrat.

3.2 Rissbildung

Auf der Oberfläche des Deckbelages im Bereich der negativen Momente über der Mittelstütze stellten sich bei beiden Platten je 2 bis 3 analog verlaufende Risse ein (Bild 4). Bei der Versuchsplatte 2 ist die Rissbildung nach 2 Mio Lastwechseln im voll belasteten Zustand nur wenig, im Eigengewichtszustand dagegen deutlich geringer als bei der Versuchsplatte 1. Dieser Unterschied ist in erster Linie auf die Differenz in der Belagsarmierung zurückzuführen. Weiterhin mag auch eine Rolle spielen, dass die Versuchsplatte 1 schon vor dem Einbau des Deckbelages so beansprucht worden war, dass der Konstruktionsbeton Risse erhalten hatte. Die Anrisslasten lagen unterhalb der vollen Nutzlast. Die grössten Rissbreiten bei der Verbundplatte 2 liegen zwischen den in den CEB-Empfehlungen [5] angegebenen zulässigen Grenzen von 0,2 mm für Bauteile im Freien, die den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind und 0,1 mm für Bauteile, die einer besonders aggressiven Umgebung ausgesetzt sind, oder bei denen Wasserdichtigkeit gewährleistet sein soll.

Bild 2. Versuchsplatten, Spannungen im Stützenbereich infolge $P = 21$ t

- Spannungen bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts
- Spannungen bei Annahme eines gerissenen Querschnitts

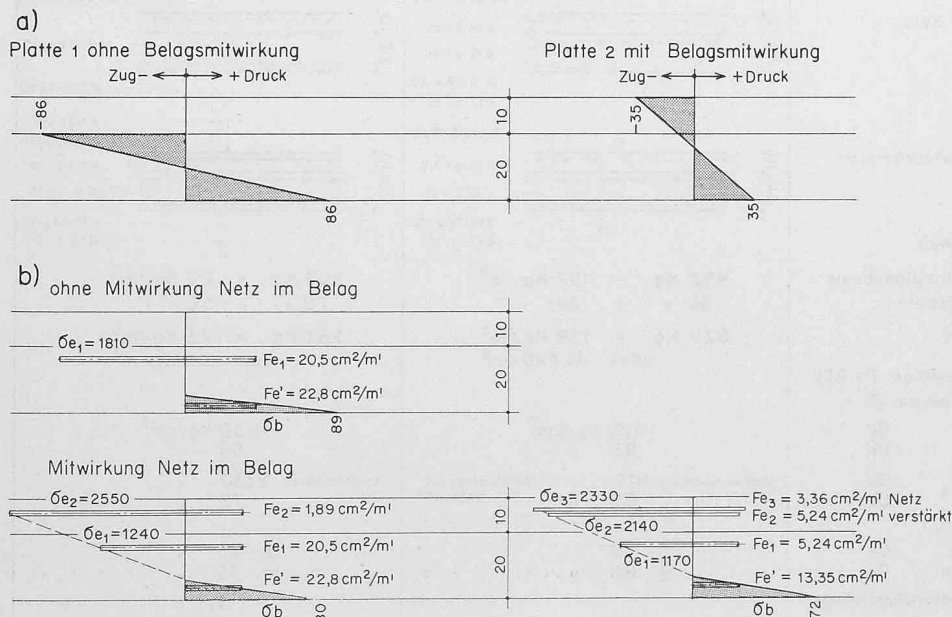


Bild 3. Winkelschraubanker im frischen Konstruktionsbeton versetzt, 1: 4

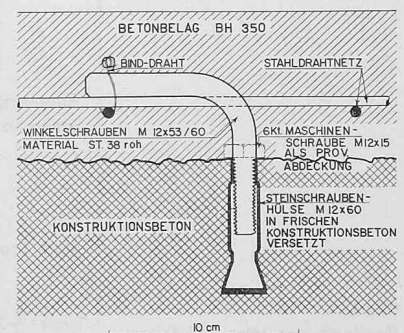
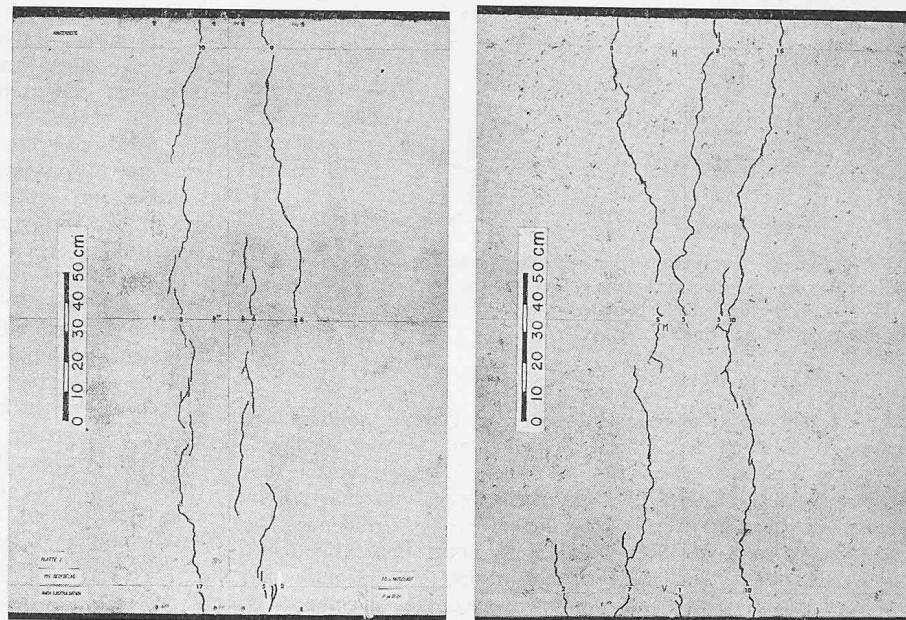


Bild 4. Rissbildung in den Fahrbahnplatten 1 und 2



Platte 1	maximale Rissbreiten	Platte 2
0.12 mm	Vor der dynamischen Belastung	0.04 mm
0.17 mm	Nutzlast $P = 21.0$ t statisch	
0.11 mm	Nach 2 Mio Lastwechseln mit Nutzlast $P = 21.0$ t statisch	0.15 mm
	Unbelastet	0.05 mm

Um abzuklären, wie tief auf der Platte liegendes Wasser bei pulsierender Beanspruchung in die feinen Risse eindringt, wurden bei der Platte 2 zusätzliche Versuche mit einer Markierflüssigkeit angestellt. Es konnte dabei durch Entnahme von Bohrkernen eindeutig festgestellt werden, dass die Markierflüssigkeit nach 300 000 Lastpulsationen über die ganze Stärke des Belagsbetons in die vorhandenen Risse eingedrungen war.

Bei der Wertung dieses Ergebnisses muss allerdings berücksichtigt werden, dass die Plattenoberfläche vor Durchführung des Wassereindringversuches durch Sandstrahlen gut gereinigt wurde, während auf Brückenoberflächen immer eine gewisse Schmutzschicht liegt, die allfällige Risse teilweise verstopfen kann. Im weiteren erhält eine Strassenbrücke die volle Nutzlast nur selten, so dass bei den häufig vorkommenden geringeren Belastungen keine oder nur Risse mit kleiner Rissbreite entstehen. Ferner sind die Versuchsbedingungen durch die zeitliche Raffung mit 250 Lastwechseln pro Minute viel schärfer als in Wirklichkeit, da die plastischen Verformungseigenschaften des Betons zum Abbau von Spannungsspitzen nicht wirken können. Ausserdem «heilen» ruhende Risse im Beton durch Kalksinterbildung bei Nässe zu, was im Versuch wegen der Zeitraffung ebenfalls nicht stattfinden konnte.

3.3 Bruchsicherheit

Bei den abschliessenden statischen Bruchversuchen konnten die auf Tabelle 1 dargestellten Bruchsicherheiten ermittelt werden. Die Ermüdungsversuche erbrachten den Nachweis, dass die Platten mit genügender Bruchsicherheit die volle Nutzlastbeanspruchung beliebig oft aufnehmen können.

4. Schlussfolgerungen aus den Versuchen

Die Versuche an den beiden Platten haben das Resultat der Belastungsversuche an der Zwillingsbrücke bestätigt und den Nachweis erbracht, dass der Betondeckbelag mit dem Konstruktionsbeton sowohl bei oft wiederholter Beanspruchung mit der vollen Nutzlast als auch bei statischer Belastung bis zum Bruch mit der erforderlichen Sicherheit voll mitwirkt.

Tabelle 1. Bruchsicherheiten

Bruchlast P_{Br}	Platte 1	Platte 2
Bruchsicherheit ohne Berücksichtigung Eigengewicht	119,0 t	91,0 t
Bruchsicherheit mit Berücksichtigung Eigengewicht	5,6	4,3
	5,2	4,0

Die von der Betonstrassen AG erlassenen und bis anhin praktizierten Ausführungsbestimmungen:

- Möglichst raue Oberfläche des Konstruktionsbetons
 - Anordnung von zwei Winkelschraubenankern M 12 pro m^2 (am Plattenrand in engeren Abständen)
 - Reinigen der Oberfläche des Konstruktionsbetons mit Wasser und Druckluft und Wässern während 48 Stunden vor dem Einbringen des Deckbelages
 - Einbürsten der Oberfläche des Konstruktionsbetons mit Mörtel 1:2 vor dem Betonieren
- genügen, um den Verbund vollständig sicherzustellen.

Der volle Verbund kann auch im Bereich negativer Momente, wo der Betondeckbelag Zugspannungen erhält, berücksichtigt werden, sofern er entsprechend armiert wird. Dabei sind die Verhältnisse unterschiedlich, je nachdem, ob es sich um eine schlaff bewehrte, eine teilweise vorgespannte oder um eine voll vorgespannte Konstruktion handelt, worauf im Kapitel 5 näher eingegangen wird. Die bis anhin von der Betonstrassen AG zur Aufnahme der Zugspannungen aus Schwind- und Temperaturdifferenzen vorgeschriebenen Stahldrahtnetze ($\emptyset$ 6 mm mit 15 cm Maschenweite = $1,89 \text{ cm}^2/m^2$) genügen aus Erfahrung in jenen Bereichen, wo der Deckbelag durch die Belastung Druck erhält. Wo er Zugspannungen erhält, zum Beispiel über den Stützen in Längsrichtung und über den Längsträgern in Querrichtung, ist die Armierung im Belag nach den Beanspruchungen zu dimensionieren. Es erscheint angezeigt, dabei die zulässigen Stahlspannungen zu reduzieren, um die Rissbildung zu beschränken.

Wie im Bild 2 gezeigt, betragen die Stahlspannungen in der Netzarmerung der Platte 1, im gerissenen Zustand mit Verbund, 2550 kg/cm^2 , in der Platte 2 2330 kg/cm^2 . Die gemessenen maximalen Rissbreiten nach 2 Mio Lastwechseln unter voller ruhender Nutzlast betrugen in Platte 1 0,17 mm und in Platte 2 0,15 mm. Das Verhältnis der Stahlspannungen und der maximalen Rissbreiten stimmt praktisch überein. Sofern also eine grösste Rissbreite von 0,10 mm nicht überschritten werden soll, ist mit dieser Proportion zwischen Spannung und Rissbreite die maximale Stahlspannung unter voller Nutzlast in ähnlichen schlaff armierten Platten auf etwa 1500 kg/cm^2 zu begrenzen. Dieser Wert stimmt auch mit der Spannungbegrenzung in den schlaffen Armierungen bei teilweise vorgespanntem Beton gemäss Art. 6.06 der neuen SIA-Norm 162 überein [10]. Ob die Begrenzung der Stahlspannungen in den Bewehrungsnetzen des Deckbelages gerade auf diesen Wert sinnvoll ist, steht zur Diskussion. Um ein fun-

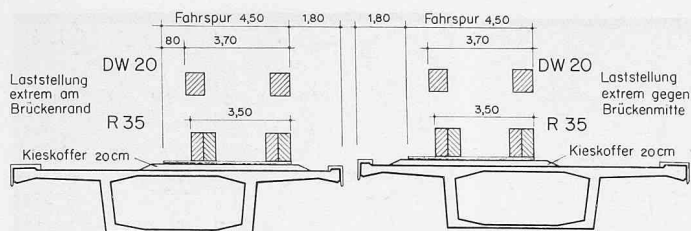


Bild 5. Lage der Transportpiste für Minimalbeanspruchung der Fahrbahnplatten. Beispiel Thurbrücke Felsegg. Die Fahrspur ist strikte einzuhalten und muss durch bauliche Massnahmen garantiert werden. Es darf nur ein Fahrzeug auf der Brücke sein

diertes Urteil zu dieser Frage abgeben zu können, sollten nach meiner Auffassung an einigen Brücken mit Betondeckbelägen, die schon längere Zeit im Betrieb stehen, Untersuchungen zum Beispiel durch die EMPA über die in der Praxis auftretende Rissbildung durchgeführt werden. Bei diesem Problem sind auch die Zusatzspannungen aus Schwinddifferenz unter Berücksichtigung des Kriechabbaus, aus Restkriechen infolge Vorspannung und aus ungleichmässigen Temperaturdifferenzen zu beachten [13]. Diese Einflüsse haben zur Folge, dass die Netzarmerungen höher beansprucht werden.

5. Statische Verhältnisse und Einsparungsmöglichkeiten bei Brückenkonstruktionen

Wie der Vergleich der beiden Versuchsplatten zeigte, lässt sich durch die Berücksichtigung des Verbundes eine Einsparung am Gesamtstahlverbrauch von 21,30 Fr. pro m² erzielen, was für schlaff armierte Fahrbahnplatten einen Richtwert darstellt. Ob dies bei einem bestimmten Brückenobjekt in ähnlichem Masse möglich ist, hängt u. a. davon ab, welche Lasten die Brücke vor dem Aufbringen des Deckbelages zu tragen hat.

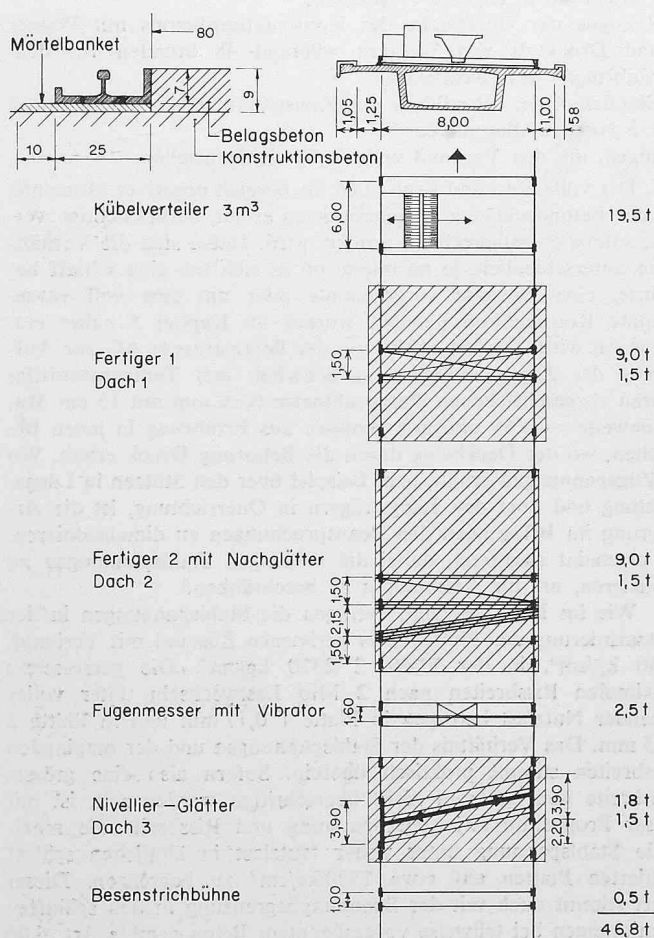


Bild 6. Schema des Einbauzugs, Lage und Gewicht bei einer Einbaubreite von 8 m

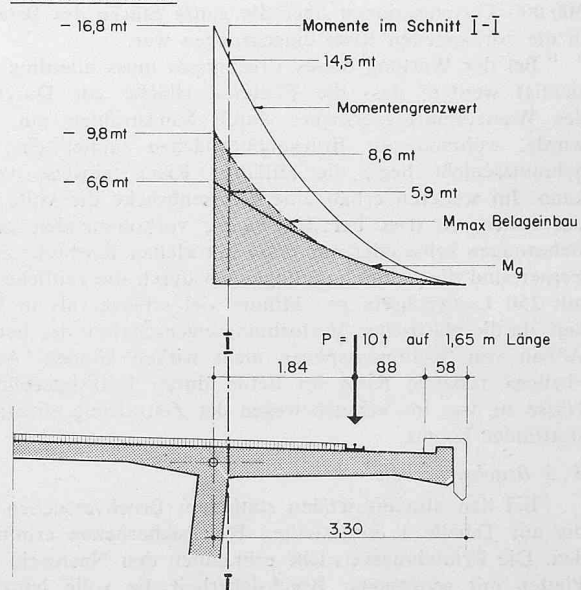
5.1 Transportpiste

In vielen Fällen führt die Transportpiste für die Erdbaufahrzeuge eines Strassenzuges über die Brücke. Es handelt sich dabei um sehr schwere Fahrzeuge, wie zum Beispiel DW 20 mit 73 t oder R 35 mit 61 t Gewicht im beladenen Zustand, wobei Raddrücke bis 21 t auftreten. Brücken von mittlerer und grösserer Spannweite nehmen in Längsrichtung diese Lasten ohne weiteres auf, sofern das Kreuzen von solchen Fahrzeugen auf der Brücke verboten wird. Kritisch wird es dagegen in Brückenquerrichtung. Hier hat man es jedoch in der Hand, die Piste, die ohnehin mit einem lastverteilenden Koffer von 15 bis 20 cm Stärke zum Beispiel aus Magerbeton versehen werden muss, so auf den Querschnitt zu legen, dass die Beanspruchung der Fahrbahnplatte minimal wird, wie das als Beispiel für die Thurbrücke Felsegg angeordnet wurde (Bild 5). Ausserdem dürfen für diese zeitlich befristeten Beanspruchungen im Bauzustand höhere Spannungen zugelassen werden. Es muss dabei nur jener Teil des Querschnittes, der durch die Belastungen auf der Transportpiste tatsächlich höher beansprucht wird als im Endzustand, entsprechend armiert werden. Der Materialaufwand im Tragwerk wird damit i. A. geringer, als jener für den normalen Betriebszustand ohne Belagsmitwirkung.

5.2 Belastungen beim Einbau des Deckbelages

Der Einbauzug mit den Hauptabmessungen und Belastungen für eine Belagsbreite von 8 m, auf der Thurbrücke Felsegg, ist auf Bild 6 schematisch dargestellt. Man ersieht daraus, dass die Belastungen unbedeutend sind. Der ganze Einbauzug für einen Brückenbelag von 8 m Breite hat ein Gewicht von rund 47 t. Bei einer Anordnung, in der jedes Gerät mit Dach an das andere anstösst, wird eine Länge von 54 m benötigt. Bei der Thurbrücke Felsegg ergibt dies eine Fläche von 640 m² und eine spezifische Belastung von 74 kg/m². Dazu kommt noch das Gewicht des Frischbetons von 250 kg/m² bei 10 cm mittlerer Stärke. Aus diesen Angaben geht hervor, dass die Belastung beim

Konsolmomente



Beanspruchungen für Schnitt I-I pro m¹

Mg inkl. Belagsgewicht	- 5,9 mt
Mp = 10 t	- 2,7 mt
Total	- 8,6 mt

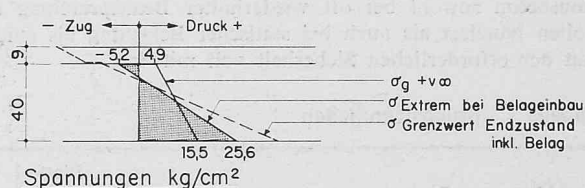


Bild 7. Beanspruchung der Fahrbahnplatte bei maschinelltem Belageinbau

Einbau klein ist. Immerhin entstehen Lastkonzentrationen, die durch die ungleichmässige Verteilung der Lasten auf die Räder hervorgerufen werden. Beim schwersten Gerät, dem Kübelverteiler für 3 m³ Beton, der im beladenen Zustand rund 20 t wiegt, beträgt die Radlast auf der Motorseite im Maximum etwa 8 t. Wenn das andere Rad auf der selben Seite mit rund 7 t maximaler Last bis an den Fertiger 1 heranfährt, so kommt dort innerhalb etwa 1,20 m noch die Dachabstützung mit 0,5 t und der Radruck des Fertiglers auf der Motorseite mit 2,5 t dazu. Total also 10 t auf eine Belastinglänge von etwa 1,20 m. Durch die Schiene, das Mörtelbankett und die Platte selbst verteilt sich diese Last auf eine Länge von rund 1,65 m.

Bei der Thurbrücke erzeugte diese Belastung, einschliesslich Belagsgewicht, wie aus Bild 7 ersichtlich, nur einen Bruchteil der Grenzwertbelastung. Die Spannungen im Konstruktionsbeton ohne Belag waren im Bauzustand geringer als jene im Endzustand. Der Betonantransport erfolgte durch zirka 16 t schwere Lastwagen. Diese fuhren jeweils ohne die Brücke zu belasten nur bis zum Brückenkopf, wo sie den Beton in den Kübelverteiler kippten. Aber auch in jenen Fällen, wo der beladene Lastwagen über die Brücke fahren muss, ergeben sich keine kritischen Beanspruchungen. Aus diesen Untersuchungen am Beispiel der Thurbrücke geht hervor, dass durch den Belageinbau selbst, also im Zustand ohne mitwirkenden Belag, keine massgebenden Beanspruchungen erzeugt werden.

In Bild 8 sind neun Strassenbrücken mit steigender maximaler Stützweite schematisch eingetragen. Die schraffierten Flächen stellen für den Stützen- und Feldschnitt mit den grössten Beanspruchungen, die Spannungsschwankungen an der Oberfläche der Fahrbahnplatte in Längsrichtung ohne Belagsmitwirkung dar. Links aus ungleichmässiger Temperaturverteilung $\Delta T = \pm 10^\circ \text{C}$ [1], rechts aus Normennutzlast. Die Thurbrücke Felsegg zeigt dabei Spannungsschwankungen, wie sie bei mittleren bis grösseren Spannweiten häufig vorkommen. Um die Grösse der Einsparungen abschätzen zu können, die durch die Berücksichtigung der Verbundwirkung des Betondeckbelages ermöglicht werden, habe ich die statischen Verhältnisse am Beispiel der Thurbrücke Felsegg, einem Dreifeldträger mit Spannweiten von 41, 68 und 41 m näher untersucht (Bild 9).

5.3 Beispiel Thurbrücke Felsegg

5.3.1 Längsrichtung

Die Brücke ist in Längsrichtung voll vorgespannt. Der nachträglich aufgebrachte Belag erfährt unter Normennutzlast vor allem im Stützenbereich Zugspannungen. Unter der Annahme eines ungerissenen Belages nehmen die Trägheitsmomente durch die Wirkung von 9 cm Deckbelag im vollen Verbund um rund 15 % zu (Bild 10). Im Stützenschnitt (Bild 11) werden dadurch die Spannungen infolge $M(P+p)_{\text{max. min.}}$ reduziert, so dass im Konstruktionsbeton oben eine grössere Druckspannungsreserve bleibt, als sie in der Berechnung ohne Belagsmitwirkung für die Dimensionierung

BRÜCKE	Max. Stützweite	σ_0 inf. ungleichm. $\Delta T \pm 10^\circ \text{C}$ in kg/cm^2				σ_0 inf. p+P kg/cm^2 min/max			
		Feld		Stütze		Feld		Stütze	
		-	+	-	+	-	+	-	+
EIDBERGSTRASSE 	16								
GLATTFELDEN 	24								
LEHNEN - VIADUKT 	24								
Z 55 	34								
ACHEREGG AB 	50								
ZWILLINGSBRÜCKE 	62								
THURBRÜCKE 	68								
LIMMATBRÜCKE 	75								
WEINLANDBRÜCKE 	88								

Bild 8. Spannungsschwankungen bei Strassenbrücken aus Spannbeton auf der Brückenoberfläche infolge Nutzlast und ungleichmässigen Temperaturänderungen

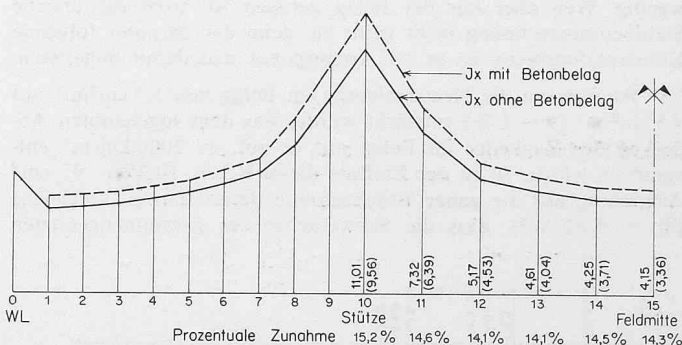
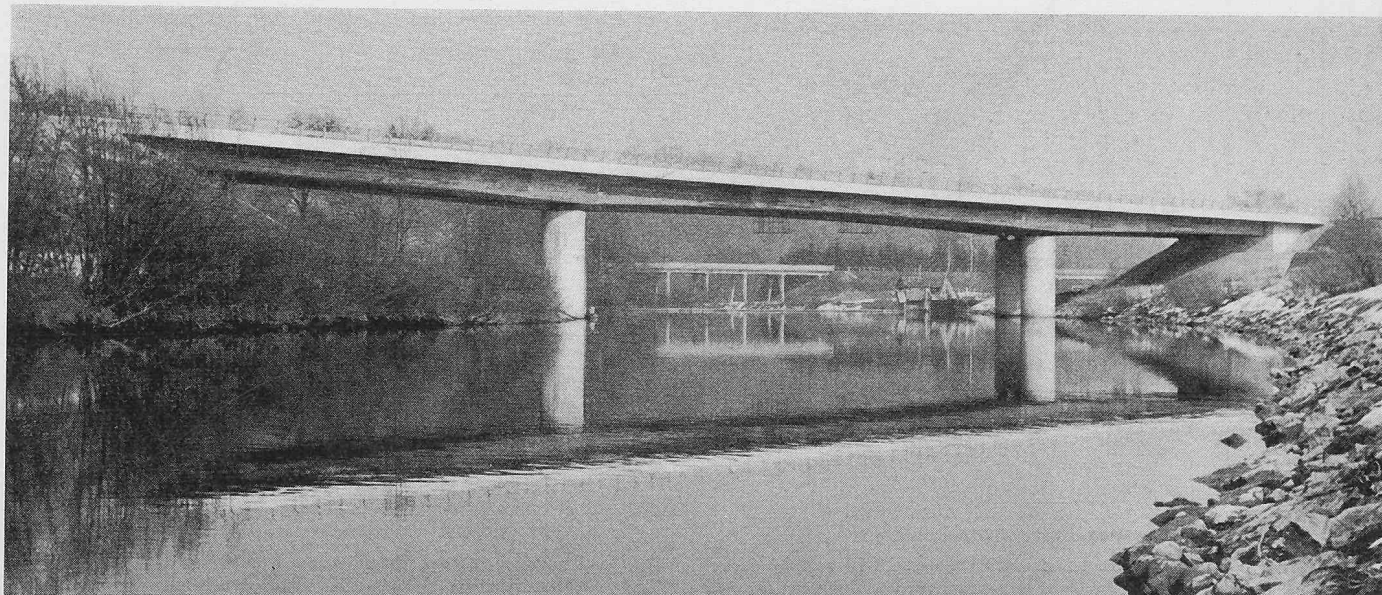


Bild 10. Trägheitsmomente J_x bei der Thurbrücke Felsegg mit und ohne Betondeckbelag 9 cm und Konsolkappe

Bild 9, unten. Ansicht der Thurbrücke bei Felsegg



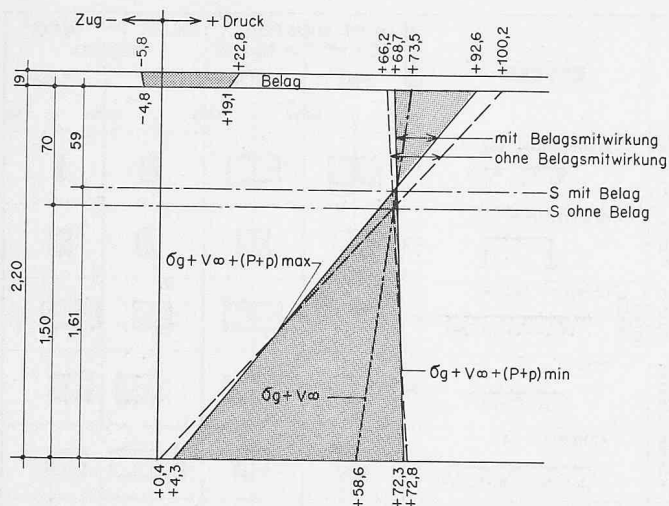


Bild 11. Längs voll vorgespannte Brücke, Schnitt in Feldmitte, Spannungen am ungerissenen Querschnitt

der erforderlichen Vorspannkraft minimal festgelegt worden war. Um am oberen Rand des Konstruktionsbetons dieselben Verhältnisse wie ohne Belagsmitwirkung zu schaffen, könnte die Vorspannkraft um 5,6 % reduziert werden. Diese Überlegung ist aber nur richtig, wenn im Belag keine Risse auftreten. Die homogen ermittelte grösste Zugspannung am oberen Belagsrand unter Normennutzlast von $22,2 \text{ kg/cm}^2$ überschreitet aber bereits die nach den neuen SIA-Normen 162 zulässige Zugspannung am Rand für voll vorgespannten Beton ($0,6 \sqrt{\beta_w 28} = 0,6 \sqrt{400} = 12 \text{ kg/cm}^2$). Daher ist ein Nachweis im gerissenen Zustand notwendig. Weil aber nur der Belag gerissen ist, trifft die übliche Stahlbetonberechnung nicht mehr zu, denn der darunter folgende Konstruktionsbeton ist ja voll vorgespannt und damit ungerissen.

Auch wenn die Netzarmierung im Belag von $1,9 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ auf $9,5 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ ($\mu \sim 1\%$) verstärkt würde, was dem sogenannten Abdecken des Zugkeiles im Belag mit $\sigma_e \text{ zul.} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ entsprechen würde, so ist der Einfluss dieser $9,5 \times 10,25 = 97 \text{ cm}^2$ Armierung auf die ganze Brückenbreite derart gering (vergleiche $F_b = 9,225 \text{ m}^2$), dass die Schwerachse des zusammengesetzten

Querschnittes sich nur um 0,6 cm heben würde. Man darf daher mit genügender Genauigkeit mit den Querschnittswerten des Konstruktionsbetons allein rechnen. Somit erhält man im Konstruktionsbeton dieselben Verhältnisse wie ohne Belagsmitwirkung. Die Netzarmierung im Belag erhält die Dehnungen, die ihr vom homogenen Konstruktionsquerschnitt her aufzuweisen werden. Mit einer Spannung in der gleichhoch liegenden Betonfaser von $27,6 \text{ kg/cm}^2$ wird die Stahlspannung n mal so gross, d. h. $5 \times 27,6 = 138 \text{ kg/cm}^2$ und zwar unabhängig vom Armierungsgehalt, solange dieser nicht massiv erhöht wird. Die zulässigen Stahlspannungen können gar nicht ausgenützt werden. Trotzdem empfiehlt es sich, das übliche Belagsnetz im Stützenbereich zu verstärken, um eine eventuelle Rissbildung zu beschränken, denn neben den dargestellten Zugspannungen im Belagsbeton sind noch jene aus Temperatur- und Schwinddifferenz zu superponieren. Im relativ kleinen Bereich beidseits der Stützenachse, wo die Zugspannungen am oberen Belagsrand grösser werden als 12 kg/cm^2 , ist auf Grund der vorstehenden Überlegungen eine Mitwirkung des Belages und damit eine Einsparung an Vorspannkraft nicht zu veranlassen.

In der Praxis wird sich ein Zustand einstellen, der zwischen den beiden Grenzen ungerissen und in der Zugzone vollständig gerissen liegen wird. Dies konnte auch an den Versuchsplatten beobachtet werden. Ausserdem erhält der Belag im Stützenbereich in Längsrichtung durch das Restkriechen infolge Vorspannung noch Druckspannungen, die um so grösser werden, je frühzeitiger der Belag aufgebracht wird. Es sind auch Lösungen denkbar, wo durch «Chapeaukabel», die nach dem Belageinbau gespannt werden, dem Belagsbeton soviel Vorspannung gegeben wird, dass er als ungerissen zu behandeln ist.

Im Querschnitt Feldmitte Mittelfeld (Bild 12) werden die Spannungen aus $M(P+p)_{\text{max. min.}}$ im Konstruktionsbeton durch die Belagsmitwirkung ebenfalls reduziert, wobei am für die Dimensionierung massgebenden unteren Rand die Wirkung weniger gross ist, so dass die mögliche Einsparung an Vorspannkraft nur 1,9 % beträgt. Der Belagsbeton erhält aus den negativen Nutzlastmomenten Zugspannungen von weniger als 6 kg/cm^2 , so dass die Berechnung im ungerissenen Zustand berechtigt ist.

Die gesamthaft mögliche Einsparung an Längs-Vorspannung über die ganze Brücke erreicht ohne Berücksichtigung der Stützenbereiche 1,7 % von $131,65 = 2,25 \text{ Fr./m}^2$ oder total für beide Brückenobjekte Fr. 6850.—.

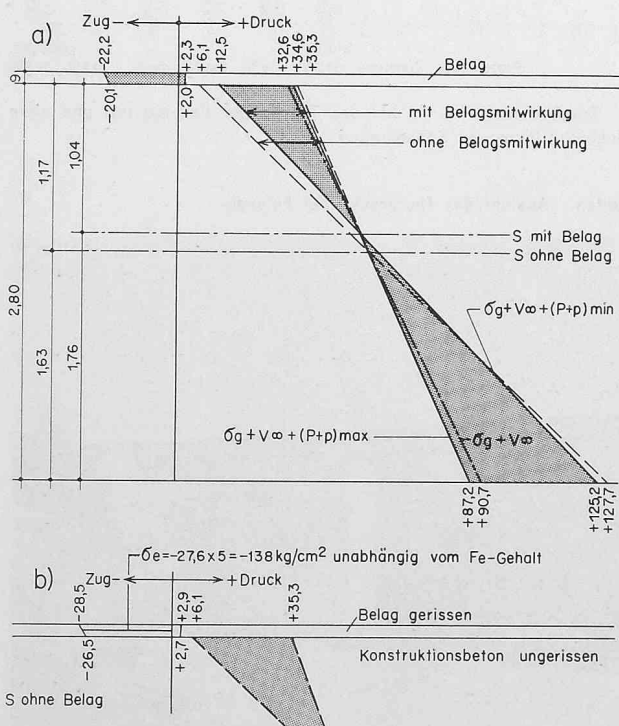


Bild 12. Längs voll vorgespannte Brücke, Stützenschnitte

- a) Spannungen bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts
b) Spannungen bei Annahme eines gerissenen Querschnitts

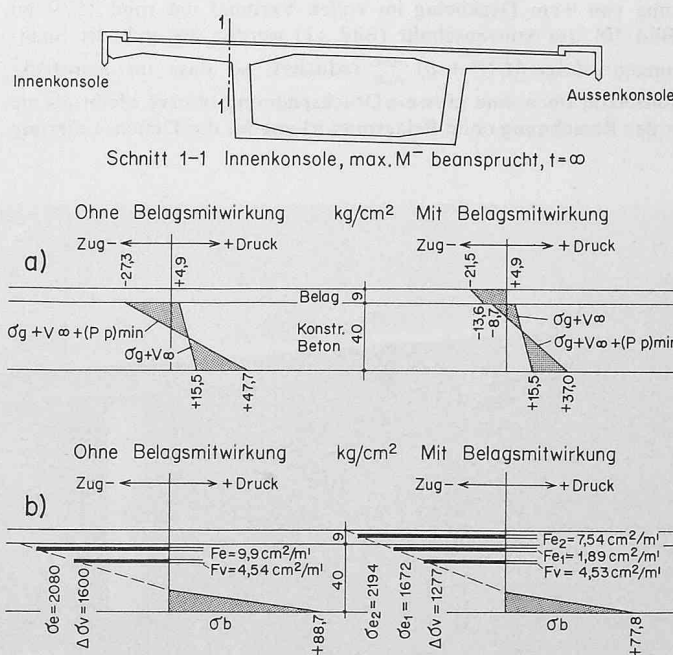


Bild 13. Quer teilweise vorgespannte Brücke. Spannungen im Schnitt einer Konsole (Beispiel Thurbrücke Felsogg)

- a) Spannungen bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts
b) Spannungen bei Annahme eines gerissenen Querschnitts

Im weiteren interessiert noch die grösste Schubspannung in der Verbundfläche längs. Diese beträgt infolge $p + P$ neben dem Stützenschnitt Seite Mittelfeld:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{b \cdot J_x} = 0,16 \text{ kg/cm}^2$$

Sie ist also weitaus geringer als die Schubkräfte infolge Beanspruchungen in Querrichtung (siehe Bild 1 unten).

5.3.2 Querrichtung

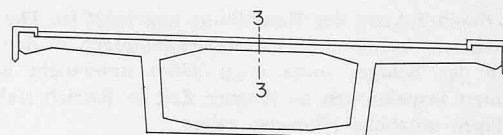
Die Fahrbahnplatte unseres Beispiels Thurbrücke Felsegg wurde in Querrichtung teilweise vorgespannt konstruiert. Der massgebende Schnitt für die grössten Zugbeanspruchungen oben ist die Einspannstelle der Innenkonsole. Wie das Bild 13 zeigt, werden die Spannungen im Konstruktionsbeton bei Annahme eines ungerissenen Querschnittes durch die Belagsmitwirkung ganz erheblich reduziert. Die schlaffen Armierungen wurden ungefähr entsprechend der Zugkraft in den Zugkeilen mit etwa 2000 kg/cm^2 für σ_e zulässig disponiert, wobei im Konstruktionsbeton oben infolge Belagsmitwirkung von $9,9 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ auf $1,89 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ reduziert werden kann, während im Deckbelag $7,54 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ eingelegt wird.

Die Spannungsnachweise für den gerissenen Querschnitt bestätigen, dass diese Anordnung zweckmässig ist. Sie zeigen, dass im Gegensatz zum Stützenbereich des in Längsrichtung voll vorgespannten Gesamttragwerkes die verstärkte Belagsarmierung hier im teilweise vorgespannten Querschnitt ihre Rolle voll spielen kann und damit die Belagsmitwirkung ermöglicht. Einem Stahlbedarf von $9,90 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ im Konstruktionsbeton und $1,89 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ im Belagsbeton, wie er ohne die Belagsmitwirkung zu rechnen üblicherweise eingelegt wird, stehen im Falle der gewollten Belagsmitwirkung $1,89 + 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ gegenüber. Die Einsparung an Gesamtstahl auf der Zugseite beträgt $2,36 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ oder $20,0 \%$, beim Stahl auf der Zugseite des Konstruktionsbetons allein $8,01 \text{ cm}^2/\text{m}^1$ oder $81,0 \%$. Man stellt ausserdem fest, dass die Betonspannungen weniger ausgenützt sind, so dass eine Reduktion der Konstruktionshöhe erwogen werden könnte. Möglich wäre auch bei gleichbleibender Konstruktionshöhe eine Reduktion der Quervorspannung, ja sogar das Weglassen derselben. Diese wurde nämlich nur vorgesehen, weil die Betonzugspannungen am oberen Rand des Konstruktionsbetons bei Annahme eines homogenen Querschnittes 54 kg/cm^2 erreichten und daher sicher grössere Risse aufgetreten wären. Bei Belagsmitwirkung ohne Quervorspannung betragen die Betonzugspannungen im ungerissenen Zustand auf der Belagsoberfläche $21,5 \text{ kg/cm}^2$ und auf der Oberfläche des Konstruktionsbetons $35,7 \text{ kg/cm}^2$, was gerade noch gewagt werden könnte.

Betrachten wir nun noch den Schnitt in der Mitte der Fahrbahnplatte, der hauptsächlich durch positive Momente beansprucht

Tabelle 2. Kosteneinsparung pro m^2 Belagsfläche durch Belagsmitwirkung

Beispiel Thurbrücke Felsegg	Einsparung an Längsvorspannung	2.25 Fr./ m^2
	Einsparung an Quervorspannung oder an Quer- und Längsarmierung in der Fahrbahnplatte	17.— Fr./ m^2
		19.25 Fr./ m^2
	Abzüglich Mehraufwand für zusätzliche Armierung im Belag	2.80 Fr./ m^2
	Total resultierende Einsparung	16.45 Fr./m^2
	oder für beide Brücken Fr. 50 000.—	
Beispiel Versuchsplatten	Einsparung an Gesamtarmierung	21.30 Fr./ m^2
Kostenvergleich	Betondeckbelag inkl. 3 kg/m^2 Netzarmierung, zwei Schubanker/ m^2 , Handeinbau Randstreifen, Nachbehandlung	
	Beispiel Thurbrücke Felsegg	20.— Fr./ m^2
	Auf Brücken im Zuge einer Betonstrasse im allgemeinen	20.— ÷ 25.— Fr./ m^2
	Auf Brücken mit Einzelbelag	30.— ÷ 35.— Fr./ m^2



Schnitt 3-3 Plattenmitte, max. M^+ beansprucht, $t = \infty$

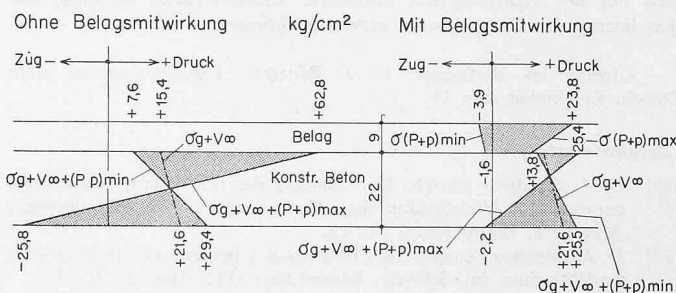


Bild 14. Quer teilweise vorgespannte Brücke, Spannungen im Schnitt Plattenmitte bei Annahme eines ungerissenen Querschnitts

wird (Bild 14). Hier ist der reduzierende Einfluss durch die Belagsmitwirkung am stärksten. Es treten sowohl unten wie oben nur noch ganz unbedeutende Zugspannungen im Beton auf. Die diversen Einsparungsmöglichkeiten sind evident.

Die Untersuchung der infolge Belagsmitwirkung möglichen Einsparungen über die gesamte Fahrbahnplatte der Thurbrücke ergibt einen Betrag von 17 Fr./m^2 Belagsfläche.

Die beim Beispiel Thurbrücke Felsegg mögliche Gesamteinsparung einschliesslich Berücksichtigung der Lasten aus Belags-einbau, jedoch ohne jene der schweren Erdtransportfahrzeuge, ergibt die in Tabelle 2 dargestellten Beträge. Es geht daraus hervor, dass mit der Einsparung, die durch die Belagsmitwirkung an der Konstruktion erzielt wird, rund drei Viertel der Kosten des Belages bezahlt werden können. Beim vorliegenden Beispiel mit grosser Steifigkeit des Tragwerkes ($h = 2,20 - 2,80 \text{ m}$), ist der Einfluss des relativ dünnen Belages in Längsrichtung gering. Bei Tragwerken mit kleineren Konstruktionshöhen dürfte die Relation noch verbessert werden. Dies zeigt auch die Versuchsplatte, wo die Einsparung Fr. 21.30 beträgt.

5.4 Belagsfugen

Es war bisher üblich, den Brückenbelag durch 1,5 bis 3 cm tiefe, nachträglich herausgefräste und gedichtete Scheinfugen in Felder von höchstens $4,50 \times 4,50 \text{ m}$ zu unterteilen. Auf Grund der Tatsache, dass voller Verbund mit der Konstruktion gewährleistet ist, erscheint dies nicht mehr notwendig. Eine Scheinfuge besitzt nur eine geringe lokale Auswirkung. Die Berechnung der Spannungen aus Schwinddifferenz zeigt überdies, dass dabei die Zugspannungen überwiegend an der Unterseite des Belages auftreten [7].

Dieses Problem gleicht jenem der nachträglich ausgeführten Konsolkappen auf Brücken, die meistens mit Erfolg fugenlos ausgeführt werden [9, 12, 13].

Für die Bauausführung wird es notwendig sein, eine gewisse Anzahl Fugen vorzusehen, die bei Unterbrücken in der Herstellung des Belages als Arbeitsfugen dienen können.

6. Zusammenfassung

Die Versuche an der Zwillingenbrücke und an den zwei Versuchsplatten haben den Nachweis erbracht, dass der Betondeckbelag mit dem Konstruktionsbeton sowohl bei oft wiederholter, als auch bei statischer Belastung bis zum Bruch mit der erforderlichen Sicherheit voll mitwirkt. Bei zukünftigen Konstruktionen mit Betondeckbelägen können diese in der Dimensionierung ingenieurmässig mitberücksichtigt werden. Der Verbund ist durch die bisher übliche Ausführungsart gewährleistet. Fugen im Belag können entfallen, soweit sie aus praktischen Gründen nicht benötigt werden.

Wird von der Belagsmitwirkung wie bis anhin kein Gebrauch gemacht, so zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass eine Verstärkung der Netzarmierung in den Zugbereichen des Belags-

betons zur Beschränkung der Rissbildung angezeigt ist. Die Frage der rechnerischen Ausnutzung der Stahlspannungen in den Netzarmierungen des Belages sollte noch näher untersucht werden. Dabei könnten Inspektionen an längere Zeit in Betrieb stehenden Brückenbelägen nützliche Hinweise geben.

Durch die Berücksichtigung des vollen Verbundes lassen sich bei der Konstruktion namhafte Einsparungen erzielen, die den Betrag der Belagskosten erreichen können.

Adresse des Verfassers: D. J. Bänziger, Ingenieurbureau, 8002 Zürich, Engimattstrasse 11.

Literaturverzeichnis

- [1] D. J. Bänziger, Zürich: Der Einfluss der ungleichmässigen Temperatur in «Weinlandbrücke, Gedenkschrift zur Einweihung», Mai 1958, Baudirektion Zürich.
- [2] D. J. Bänziger, Zürich: Der Einfluss des Belages auf die Brückenprojektierung, in «Schweiz. Bauzeitung» 1965, Heft 36, S. 619.
- [3] D. J. Bänziger, Zürich und H. Pfammatter, Dübendorf: Untersuchung über die statische Mitwirkung des Betondeckbelages an der rechten Zwillingsbrücke der N 13 bei St. Margrethen, «Schweiz. Bauzeitung» 1966, Heft 45, S. 785.
- [4] E. Basler und E. Witta, Zürich: Verbindungen in der Vorfabrikation, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildeggen 1966

- [5] Comité Européen du Béton C.E.B.: Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken, Deutsche Ausgabe: Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden 1965.
- [6] EMPA Dübendorf: Untersuchungsbericht Nr. 38330 vom 17. Mai 1968. Ermüdungsversuche zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten.
- [7] E. O. Fessler, Dübendorf: Die Ermüdungsversuche an der EMPA zur Abklärung der statischen Mitwirkung von Betondeckbelägen bei Brücken mit Betonfahrbahnplatten, «Schweiz. Bauzeitung» 1968, Heft 43, S. 757.
- [8] G. Franz, Karlsruhe: Konstruktionslehre des Stahlbetons, Erster Band. Berlin, Göttingen, Heidelberg, 1964, Springer Verlag.
- [9] J. Schöttgen, Karlsruhe: Sind Fugen in den Gehwegkappen von vorgespannten Tragwerken notwendig? «Der Bauingenieur», 1963, Heft 3.
- [10] SIA-Norm 162: Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Ausgabe 1968.
- [11] Vorschriften und Richtlinien des Vereins Schweizerischer Strassenfachmänner (VSS).
- [12] M. Waiser, Nürnberg: Über die Notwendigkeit von Fugen in Gesimskappen von Spannbeton-Balkenbrücken, «Der Bauingenieur», 1962, Heft 12.
- [13] M. Waiser, Nürnberg: Kriech- und Schwindenflüsse bei den später betonierten Gesimsen von Spannbetonbrücken, «Der Bauingenieur», 1964, Heft 10.

Über die Benennung der Masseinheit im Internationalen Einheitensystem (SI)

DK 389.15

Mitgeteilt vom Eidg. Amt für Mass und Gewicht, Bern

Die Masseneinheit des Internationalen Einheitensystems (SI) wird nach der Entschliessung 12 der 11. Generalkonferenz für Mass und Gewicht¹⁾ Kilogramm benannt. Diese Benennung ist schon wiederholt kritisiert worden. Einerseits wirft man ihr vor, dass das Kilogramm zwar als Basis-Einheit festgesetzt worden sei, dass die Benennung aber die Vorsilbe Kilo enthalte, womit die Masseneinheit als das Tausendfache der Einheit Gramm erscheine. Die andern Basis-Einheiten, nämlich der Meter, die Sekunde, das Ampère, das Kelvin und die Candela enthalten keine Vorsilben, die sie als Vielfache anderer Einheiten darstellen. In der Tat sind die dezimalen Vielfachen und Teile der SI-Masseneinheit durch Vorsilben zu bilden, die nicht wie sonst vor die Basiseinheit, sondern vor Gramm zu setzen sind, z. B. Milligramm. Überdies sagt man Tonne statt Megagramm. Vom Standpunkt der Systematik aus betrachtet, haftet damit der SI-Einheit der Masse ein Fehler an. Dieser stört aber deren praktische Verwendung nicht in einer ihren Gebrauch hindernden Weise.

Andererseits wirft man der Benennung Kilogramm vor, sie werde nicht nur im Sinne der Entschliessung 12 der 11. Generalkonferenz für die SI-Masseneinheit, sondern auch sehr häufig für die Einheit der Kraft des technischen Masssystems benützt. Die Benennung Kilogramm ist während der französischen Revolution durch französische Gesetze als Einheit des Gewichts eingeführt worden²⁾. Man hilft, Missverständnisse zu vermeiden, wenn man sich bei dieser Auffassung des Ausdrucks «Gewichtskraft» bedient. Trotz des Beschlusses der Generalkonferenz wird in der täglichen Praxis das Wort «Gewicht» häufig verwendet, wenn der Begriffe «Masse» gemeint ist, oder wenn man «Stoffmengen» angeben will.

Es ist ja die Stoffmenge, die Handel und Verkehr unmittelbar interessiert. Diese wird zweckmässig durch die Masse gemessen, die wie die Stoffmenge im Raumschiff im schwerelosen Zustand nicht verschwindet im Gegensatz zur Gewichtskraft. Entsprechend der Auffassung des Gewichts als Kraft und als Masse war auch dem ursprünglich als Einheit des Gewichts definierten Kilogramm eine Doppelbedeutung eigen, und zwar von Anfang an³⁾: Die Physiker verstanden das Kilogramm als Einheit der Masse; die Technik verwendete es als Einheit der Kraft.

Im Zusammenhang mit der an der Benennung der SI-Masseneinheit vorgebrachten Kritik wurden von verschiedenen Seiten

neue Benennungen vorgeschlagen. Eine solche neue Benennung hätte den überaus schwerwiegenden Nachteil, die Einführung des Internationalen Einheitensystems durch die durch die Umbenennung unausweichlich entstehende Verwirrung und Unsicherheit ernstlich zu stören und empfindlich zu verzögern. Da aber eine möglichst rasche Ausbreitung des Internationalen Einheitensystems im Interesse der Vereinheitlichung der Einheiten der ganzen Welt ein allgemeines und dringendes Bedürfnis ist, muss alles vermieden werden, was eine Verzögerung verursacht.

Die SI-Einheit der Kraft ist das Newton (Symbol: N). Dieses ist die Kraft, welches der Masse 1 kg die Beschleunigung 1 m/s² erteilt. Es gilt:

$$1 \text{ N} = 1 \text{ g} \cdot 1 \text{ m/s}^2$$

Legt der Angriffspunkt einer Kraft 1 N in der Richtung der Kraft den Weg 1 m zurück, so wird von dem betreffenden System die Arbeit 1 Joule (Symbol: J) geleistet. Es gilt:

$$1 \text{ J} = 1 \text{ N} \cdot 1 \text{ m}$$

Als Ersatzbenennung für die systemfremde Kräfteinheit Kilogramm wird von der ISO (International Organization for Standardization) die Kräfteinheit «kilogramme-force» (Symbol: kgf) empfohlen⁴⁾. Als weitere Ersatzbenennung hat sich von Deutschland ausgehend in Europa das Wort «Kilopond» (Symbol: kp) stark eingeführt. Diese Kräfteinheiten werden nur allmählich verschwinden. Verwechslungen mit der SI-Masseneinheit Kilogramm lassen sich vermeiden, wenn man für die Kräfteinheit des technischen Masssystems die Benennungen Kilopond und kilogramme-force verwendet. Es gilt:

$$1 \text{ kp} = 1 \text{ kgf} = 9,80665 \text{ N}$$

In den vielen praktisch vorkommenden Fällen, in welchen ein Fehler von 2 % nicht stört, kann man ein Kilopond oder kilogramme-force durch zehn Newton oder ein Dekanewton (Symbol: daN) ersetzen⁵⁾.

Das Amt für Mass und Gewicht empfiehlt, die Benennung Kilogramm und das Symbol kg für die SI-Masseneinheit zu reservieren. Man erreicht so Übereinstimmung mit den Beschlüssen der Generalkonferenz und mit dem Bundesgesetz über Mass und Gewicht vom 24. Juni 1909. Für die Benützer von Waagen bleibt dabei nach wie vor das Messergebnis eine Grösse, die durch die Einheiten Kilogramm, Tonne oder Gramm auszudrücken ist.

¹⁾ Comptes rendus des séances de la Onzième Conférence Générale des Poids et Mesures, Paris, 11–20 Octobre 1960, S. 87.

²⁾ Comptes rendus des séances de la Troisième Conférence Générale des Poids et Mesures, réunie à Paris en 1901, S. 68.

³⁾ M. K. Landolt: Die Doppelbedeutung des Kilogramms. «Schweizerische Bauzeitung» 76 (1958) 1, S. 3...6 und 2, S. 17...20.

⁴⁾ Recommandation ISO R 31, troisième partie: Grandeurs et unités de mécanique, No 3-8. d. (1e édition, Décembre 1960).

⁵⁾ Im übrigen sei hier verwiesen auf: P. Grassmann und A. Oster-tag: Zum Übergang auf das MKSA-System. «Schweizerische Bauzeitung» 77 (1959) H. 17, S. 249–255.