

Der Einfluss des Belages auf die Brückenprojektierung

Autor(en): **Bänziger, D.J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 36

PDF erstellt am: **16.12.2021**

Persistenter Link: <http://doi.org/10.5169/seals-68243>

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.

Der Einfluss des Belages auf die Brückenprojektierung

DK 624.21:625.8

Vortrag von **D. J. Bänziger**, dipl. Ing. ETH/S. I. A., gehalten am 7. April 1965 an der ETH Zürich anlässlich der VSS-Tagung über Brückenbeläge

1. Einleitung

Die VSS-Tagung über Brückenbeläge soll die kritische Nahtstelle zwischen den Arbeiten zweier Spezialisten, des Brückenbauers einerseits und des Belagsbauers andererseits, besser verknüpfen.

Der *projektierende Brückeningenieur* hat im allgemeinen sehr wenig mit dem Belag zu tun. Dieser wird meist vom Bauherrn vorge-schrieben. Auch die einschlägigen S.I.A.-Normen enthalten keine Angaben über Brückenbeläge. Diese Lücke wird jetzt durch die drei SNV-Normblätter 40490, 40492 und 40498 der gemischten VSS/S.I.A.-Kommission geschlossen.

Andererseits bestehen beim *Belagsbauer* Unklarheiten über das Ver-halten einer Brückenkonstruktion.

Ziel meiner Ausführungen ist es, einige wichtige Probleme heraus-zugreifen, bei denen entweder der Belag einen Einfluss auf die Brücken-projektierung hat, oder umgekehrt das Verhalten der Brückenkon-struktion die Belagsausführung mitbestimmt.

Ich beschränke mich dabei auf die Verhältnisse bei Spannbeton-brücken.

2. Der Zeitpunkt der Belagswahl

Es kommt heute leider immer noch allzuhäufig vor, bedingt durch das Seilziehen zwischen Schwarz und Weiss, dass die Belagsart bei Beginn der Detailprojektierung, ja sogar während der Submission und später noch, unbekannt ist. Dies kann sehr unliebsame Folgen, z. B. Projektänderungen mit Bauverzögerungen haben. Jedenfalls ist es dem

Ingenieur nicht möglich, das Brückenprojekt mit der optimalen Wirt-schaftlichkeit zu konzipieren. Es ist daher eine erste Forderung, dass die Belagsart unbedingt *vor* Beginn der Ausarbeitung des Submissions-projektes festgelegt werden muss.

Die Belagsart beeinflusst die Projektierung mit folgenden Fak-toren:

2.1 Belagsgewicht

Bild 1 zeigt einige der üblichen Belagsarten mit den theoretischen Gewichten pro m². Der Ausdruck «theoretisches Gewicht» besagt, dass infolge der Ausführungstoleranzen, auf die später noch einge-gangen wird, tatsächlich ein grösseres Gewicht in die statische Be-rechnung eingesetzt werden muss. Das theoretische Gewicht schwankt zwischen 0,11 und 1,1 t/m². Das Belagsgewicht ist im allgemeinen ein totes Gewicht, d. h. es erzeugt Beanspruchungen, ohne an deren Auf-nahme mitzuwirken. Bei der Belagsart mit 20 cm Kieskoffer erreicht das Belagsgewicht die Grössenordnung des Eigengewichtes der Kon-struktion.

Dies verursacht nicht nur höhere Beanspruchungen, sondern kann auch dazu führen, dass wegen der Einhaltung der geforderten Bruchsicherheiten ein wesentlich grösserer Spannstahlverbrauch er-forderlich ist, als er zur Einhaltung der zulässigen Randspannungen notwendig wäre.

Bei der Bestimmung des erforderlichen Bruchmomentes muss auch das Moment aus dem toten Eigengewicht des Belages mit dem Sicherheitsfaktor 1,8 multipliziert werden.

Der wirtschaftlich entwerfende Konstrukteur hat demzufolge das Bestreben, nicht nur das tragende Gewicht der Konstruktion, sondern auch das tote Gewicht des Belages möglichst klein zu halten.

2.2 Lastverteilende Wirkung der Beläge, die mit der Konstruktion nicht monolithisch verbunden sind

Sie hängt von der Stärke und Steifigkeit des Belages ab und be-influsst die Beanspruchungen der oberen Platte in Quer- und Längs-richtung. Der Einfluss auf die Beanspruchung der ganzen Konstruk-tion in Längsrichtung ist dagegen vernachlässigbar klein.

Tabelle 1. Momente und Stahlverbrauch in Fahrbahnplatte infolge zwei Achslasten bei verschiedenen Belagsarten

	Belag Art	Stärke cm	Plattenmitte		Stahlverbrauch inf.	
			Quer-moment mx	Längs-moment my	Einzellast kg/m ²	Mehr-allein Belastung kg/m ²
ohne statische Mitwirkung	Ia	5	3,183	3,326	17,0	—
	II	7	3,171	3,133	16,9	0,2
	III	9	3,153	3,006	16,8	0,4
	IV	10	3,142	2,983	16,7	0,5
	V	20	3,070	2,877	16,0	1,1
	VI	47	2,837	2,477	13,8	3,4
volle stat. Mitw'g	Ib	5	3,183	3,326	13,2	—
	III	9	3,243	3,042	10,9	0,3

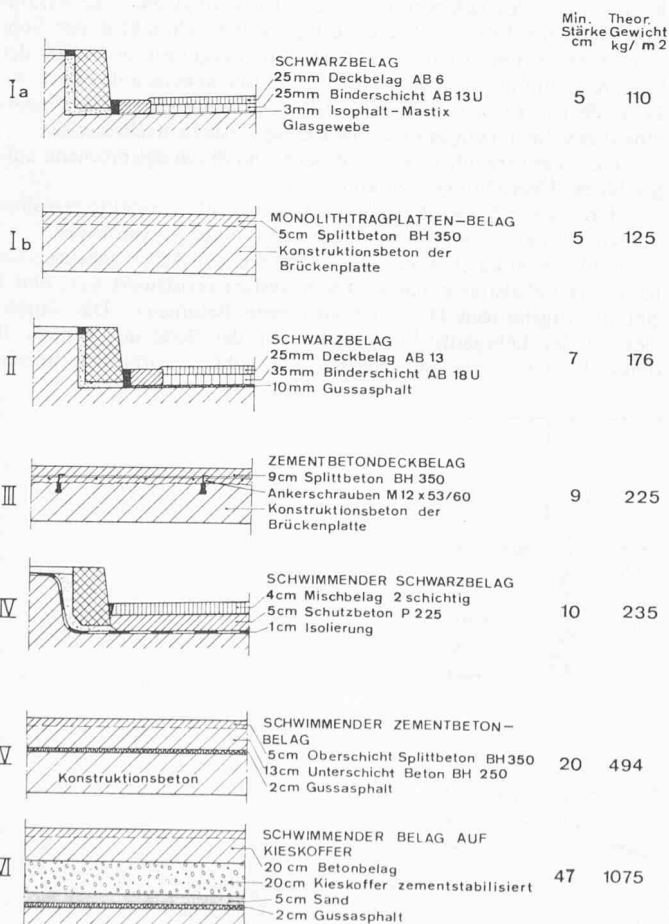
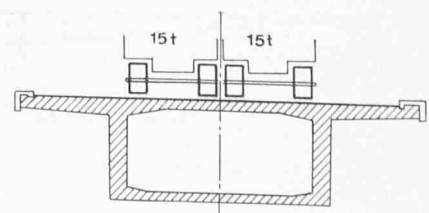


Bild 1. Belagsarten

Bild 2. Brückenquer-schnitt 1:200, mit Be-lastung durch zwei Last-wagen-Hinterachsen



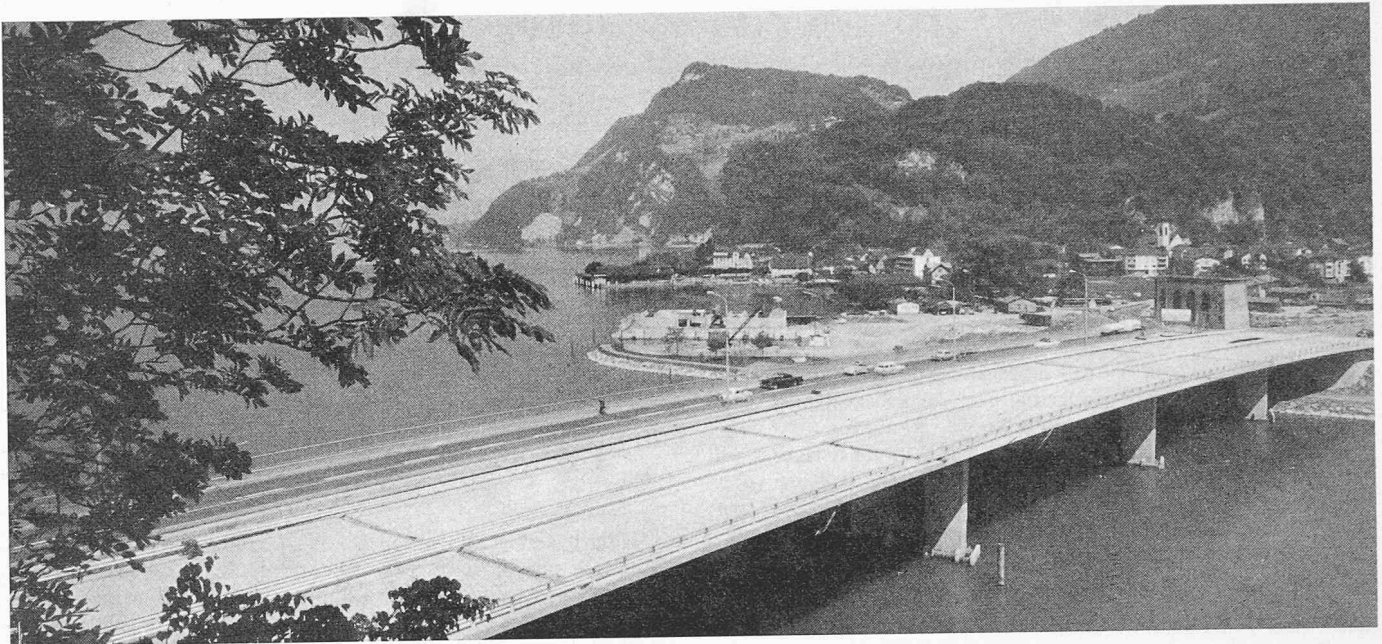


Bild 3. Achereggbrücke, Draufsicht (Bilder 5, 6 und 14 Photo Odermatt, Stans)

Bild 2 zeigt den üblichen Brückenquerschnitt einer Spannbetonbrücke mit einer 20 cm starken oberen, in Querrichtung schlaff armierten Eisenbetondecke, belastet mit 2 Lastwagenhinterachsen nach S.I.A.-Norm 160 von je 15 t mit 34% Stosszuschlag. Für alle in Bild 1 gezeigten Belagsstärken wurde die Last von den Berührungsfächen der Räder aus unter 45° verteilt. In Tabelle 1 sind die auftretenden Quer- und Längsmomente in Plattenmitte und der Stahlverbrauch infolge Einzellast zusammengestellt. Man ersieht daraus, dass mit zunehmender Belagsstärke die Plattenmomente infolge Nutzlast abnehmen. Dieser Einfluss ist aber nicht gross und wird durch die zusätzlichen Momente aus dem Mehrgewicht des Belages wieder kompensiert, wie die beiden Kolonnen für den Stahlverbrauch zeigen.

2.3 Statische Mitwirkung des Belages

Diese ist beim Monolithtragplattenbelag definitionsgemäss voll, während für den Zementbetondeckbelag in einem folgenden Abschnitt die bisherigen Versuchsergebnisse bekanntgegeben werden. Die erzielten Einsparungen sind bei voller Mitwirkung nicht nur für die obere Platte ganz beträchtlich, wie die zwei untersten Zeilen der Tabelle 1 zeigen, sondern auch für die ganze Konstruktion.

Mit diesem kurzen Überblick hoffe ich Klarheit darüber geschaffen zu haben, dass der Zeitpunkt der Wahl der Belagsart und der Belagsstärke an den Beginn der Projektierung gehört, sofern ein Projekt mit optimaler Wirtschaftlichkeit realisiert werden soll.

3. Wie genau kann eine Brückenoberfläche hergestellt werden?

Diese Frage kann nicht allgemein mit einer verbindlichen Toleranzzahl beantwortet werden. Die Genauigkeit der Oberfläche einer

Brückenkonstruktion ist eine Funktion des Aufwandes und kann nicht beliebig gesteigert werden. Entscheidend ist das wirtschaftliche Optimum: *Aufwand bei der Konstruktion und Aufwand beim Belag*. Häufig wird in den Submissionsbedingungen vorgeschrieben, dass die Oberfläche der Brücke auf ± 1 cm genau herzustellen sei. Ich möchte anhand einiger Beispiele zeigen, dass die Einhaltung dieser Toleranz in den meisten Fällen eine Illusion ist.

Als erstes Beispiel wähle ich die auf den Bildern 3 bis 5 ersichtliche Achereggbrücke. Folgende Einflüsse sind zu betrachten:

3.1 Lehrgerüstdeformation

Der Brückenunternehmer offeriert im allgemeinen System und Konstruktion des Lehrgerüsts pauschal und trägt die volle Verantwortung dafür. Der projektierende Ingenieur beschränkt in den Submissionsbedingungen meist die Trägerdurchbiegungen auf 1/700 der Stützweite und die Setzung der Lehrgerüstfundamente auf rund 1 cm. Bei unübersichtlichen Verhältnissen hat der Unternehmer die Einhaltung dieser Bedingungen durch Belastungsversuche nachzuweisen.

Die zu erwartenden Deformationen sind durch entsprechend aufgeschiftete Überhöhungen zu kompensieren.

Trotz dieser Massnahmen, auch wenn sie sehr sorgfältig getroffen werden, sind grössere Abweichungen nicht immer zu vermeiden.

Bild 6 zeigt das Lehrgerüst des Teiles C der Achereggbrücke für Bahn und Lokalstrasse, das als Fächersystem konstruiert war. Bild 7 gibt die zugehörigen Deformationen beim Betonieren. Die Durchbiegung des Lehrgerüst-Fächers auf der Seite des Pfeilers II (links) betrug 66 mm anstelle der überhöhten, vorausgerechneten

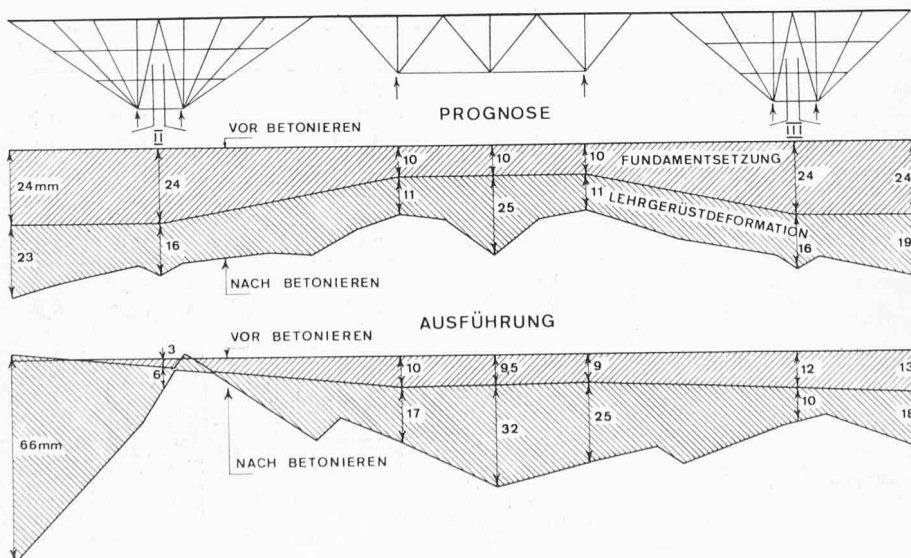


Bild 7. Achereggbrücke, Lehrgerüstdeformationen. Teil C₀₇ beim Betonieren

Bild 4. Achereggbrücke, Untersicht

Bild 5. (rechts unten) Achereggbrücke, Bauzustand 1962

23 mm, d. h. also rund das dreifache. Glücklicherweise war aber die Fundamentsetzung beim Pfeiler II infolge Betonieren bedeutend kleiner als erwartet, so dass der Gesamtfehler nur 18 mm betrug. Beim Lehrgerüsthocher Seite Pfeiler III (rechts) dagegen stimmten die eingetretenen Deformationen überaus gut mit der Prognose überein.

Abweichungen der Konstruktion von der Soll-Lage nach dem Betonieren in der Grössenordnung von ± 2 cm sind als durchaus normal anzusprechen. Sehr erfahrene Lehrgerüstkonstrukteure, die ihre Konstruktionen beim Betonieren stets genau beobachten, sind in der Lage, noch grössere Genauigkeiten zu erreichen.

Die Lehrgerüstdeformationen sind deshalb gefährlich, weil sie ganz unzeitig auftreten können, so z. B. bei einem einzelnen Lehrgerüstfundament. Eine nachträgliche Korrektur ist nicht mehr möglich. Besondere Beachtung verdient die Querrichtung, wo sich Abweichungen viel ungünstiger auswirken. Die Toleranz sollte hier jedenfalls kleiner sein als in Längsrichtung.

3.2 Statische Deformationen der Konstruktion

Diese hat der projektierende Ingenieur zu verantworten, und sie sind in der statischen Berechnung zum voraus zu ermitteln. Die elastischen Deformationen infolge *Eigengewicht* und *Vorspannung* sollten meistens mit hinreichender Genauigkeit berechnet werden können. Ungenauigkeiten treten aber trotz allem auf, weil die ausgeführten Abmessungen von den Planmassen abweichen, insbesondere bei der Stärke der oberen und unteren Platte, welche das Trägheitsmoment empfindlich beeinflussen. Ferner ist der tatsächlich vorhandene E-Modul zum voraus nicht genügend genau bekannt.

Bild 8 zeigt die erste Etappe der Weinlandbrücke Andelfingen mit einem 34,50 m langen freien Kragarm. Beim Absenken des Lehrgerüsts am 5. Januar 1957, nach der zweiten Vorspannetappe bei 80% der totalen Spannkraft, hätten die in Bild 9 strichpunktartig dargestellten Deformationen eintreten sollen, mit einer Kragarmdurchbiegung von 2,22 cm. Tatsächlich senkte sich der Kragarm um 5,75 cm (ausgezogene Kurve) und erzeugte dadurch einen Nivelettenfehler von 3,5 cm, der durch das Kriechen auf ungefähr den dreifachen Wert, d. h. auf rund 12 cm anwuchs und beim Belagsbau spürbar war. Es waren umfangreiche Aufschiftungen notwendig.

Die Ursache dieses ungewöhnlichen Verhaltens an einem statisch bestimmten, absolut einfachen System war folgende:

Die Längsträger waren vom 5. bis 12. Nov. 1956 mit einer Dosierung von P 325 bei normalen Witterungsverhältnissen betoniert worden. Beim Betonieren der Fahrplanplatte vom 14. bis 19. November und der Druckplatte im Stützenbereich am 22. November, beide mit der Dosierung P 300, herrschten schon bedeutend tiefere Temperaturen. Der Fugenschluss erfolgte vom 27. bis 30. November, die erste Längsvorspannung von 30% am 5. Dezember. Wegen der von Mitte November an anhaltend niedrigen Temperaturen waren im Zeitpunkt des Absenkens des Lehrgerüsts am 5. Januar 1957 sowohl die Festigkeit als auch der Elastizitäts- und der Verformungsmodul in den Platten wesentlich geringer als die entsprechenden Werte in den um 25 kg höher dosierten Hauptträgern. Die Nachrechnung der

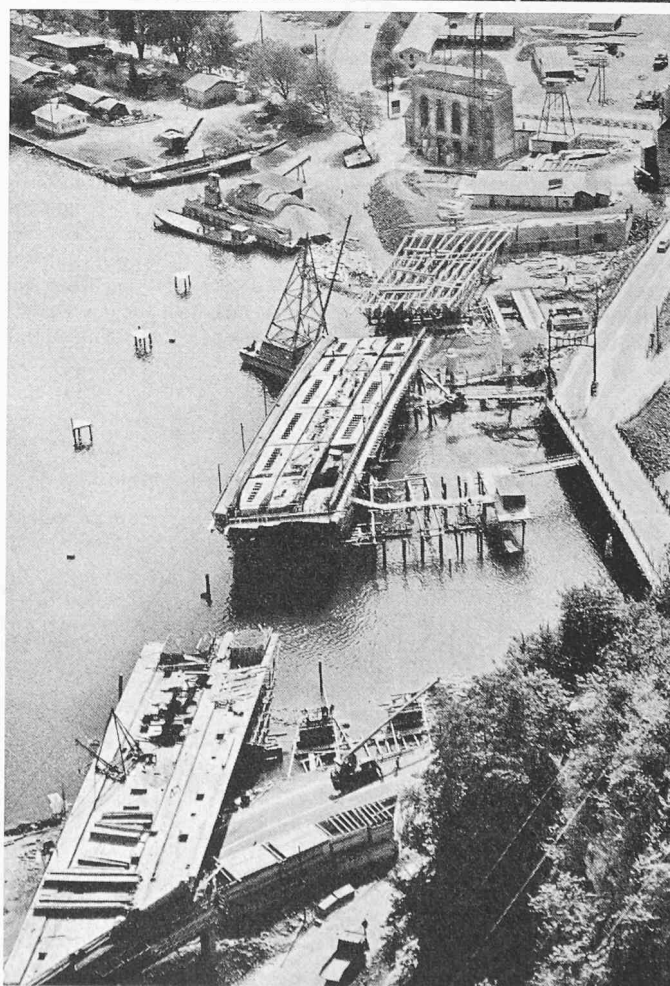
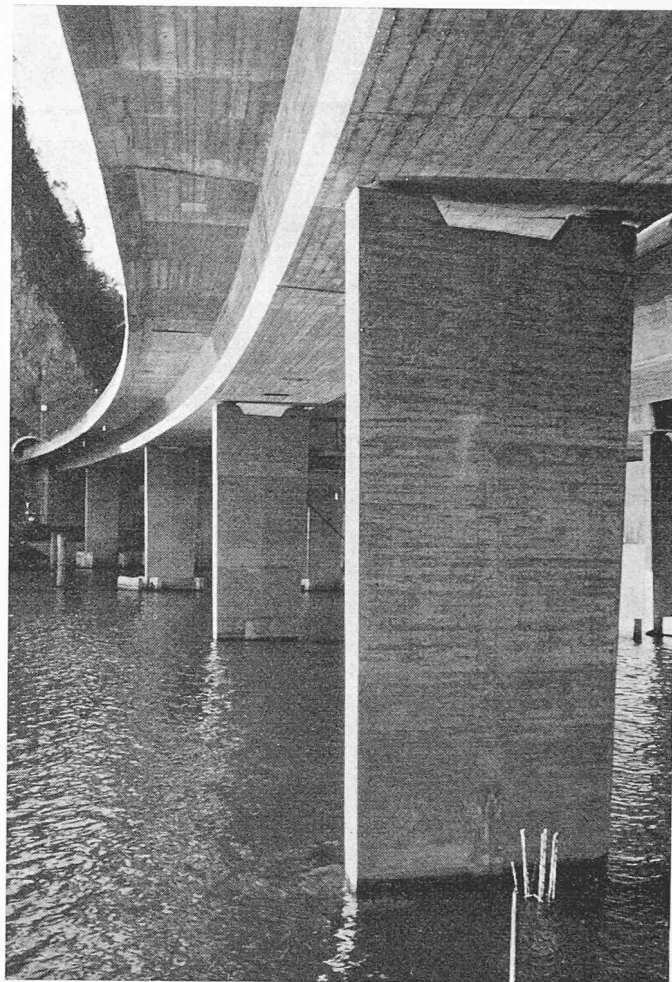
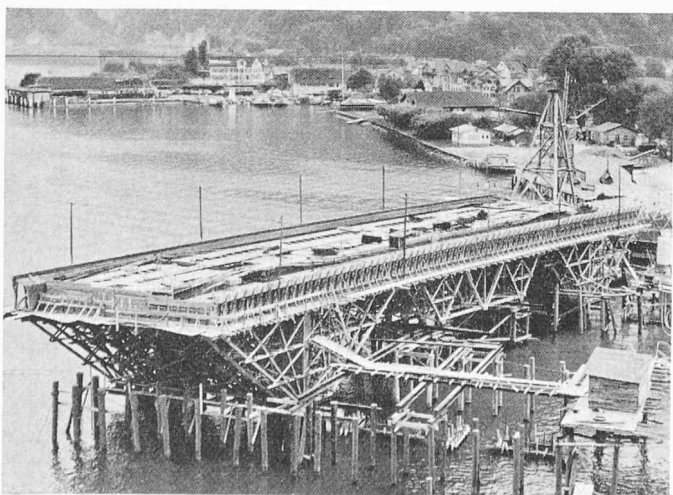


Bild 6. Achereggbrücke, Lehrgerüst C_{02}



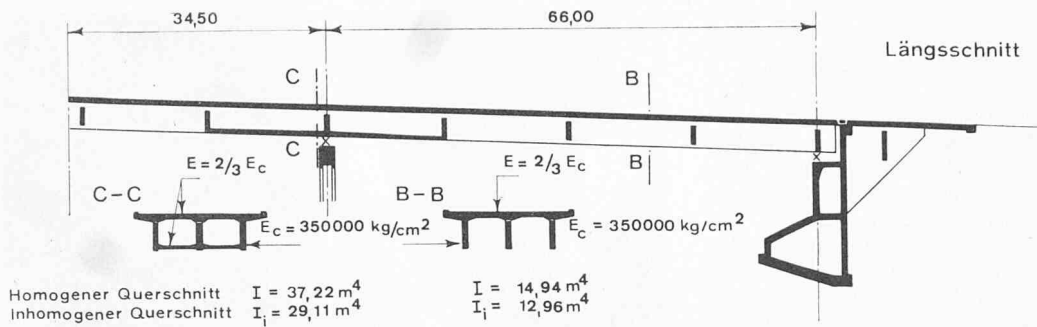
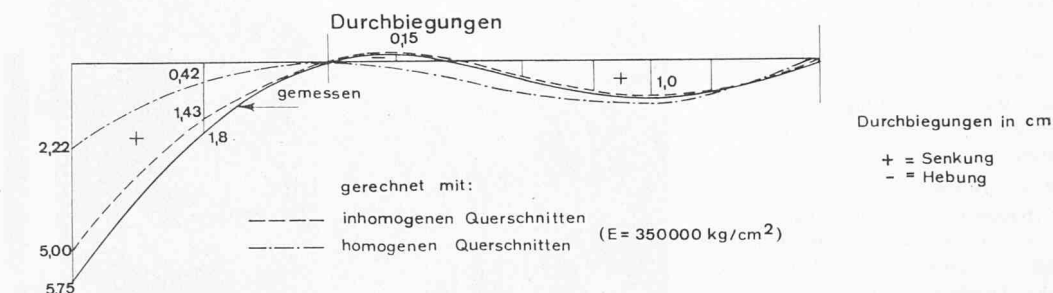


Bild 9. Weinlandbrücke Andelfingen, erste Bauetappe. Vergleich von gemessenen und gerechneten Verformungen infolge Eigengewicht und 80% Vorspannung. Zustand nach dem Absenken des Lehrgerüsts vom 5. Januar 1957, bezogen auf die Nullmessung vom 2./3. Dezember 1956



Durchbiegungen mit $E = 350000 \text{ kg/m}^2$ für die Hauptträger und zwei Drittel dieses Wertes für die Platten, d. h. also die Annahme eines inhomogenen Querschnittes ergab die auf Bild 9 gestrichelt gezeichnete Biegelinie, die mit der gemessenen (ausgezogen) gut übereinstimmt. Die grösseren Deformationen sind nicht nur durch die kleineren Trägheitsmomente des inhomogenen Querschnittes begründet, sondern auch durch die wesentliche Änderung der Vorspannmomente infolge Absinkens des Querschnittsschwerpunktes.

Nähere Angaben zu diesem Vorfall finden sich in der Gedenkschrift zur Einweihung der Weinlandbrücke¹⁾ im Beitrag «Dauermessungen und Belastungsversuche» von Dr. A. Rösl. Es ist klar, dass solche Verhältnisse nicht vorhergesehen werden können.

Wenn eine Brückenkonstruktion fertig ist, so sind deren Deformationen noch keineswegs abgeklungen. Anschliessend an die elastischen Deformationen aus Eigengewicht und Vorspannung beginnen sich nun die *plastischen* Schwind- und Kriechverformungen auszuwirken. Dabei sind vor allem die *Kriechverformungen* von Bedeutung. Sie sind nach S.I.A.-Norm 162 zweimal so gross wie die elastische Verformung zu rechnen, wenn die Brücke im Alter von 28 Tagen fertig gespannt ist. Das Kriechmass φ kann aber zwischen 0,5 und 4,0 schwanken. Der Beton kriecht am stärksten bei heissem und trockenem, am wenigsten bei nassem und kaltem Wetter. Wegen der Austrocknungsgeschwindigkeit spielt auch die Dicke der Tragglieder eine gewisse Rolle. Es empfiehlt sich, in der Berechnung für das Kriechmass des Frühjahrsbetons einen grösseren Wert (z. B. 2,1) einzusetzen als für den Herbstbeton (mit z. B. 1,9).

¹⁾ Vgl. SBZ 1958, H. 43, S. 645-647.

Bild 8. Weinlandbrücke Andelfingen, erste Etappe (Photo Swissair)

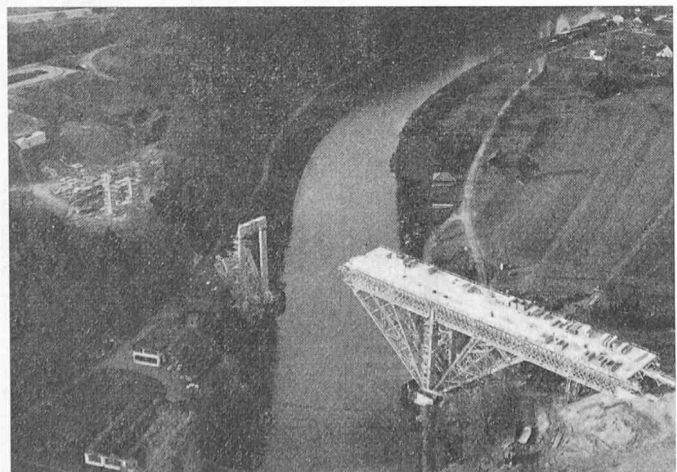
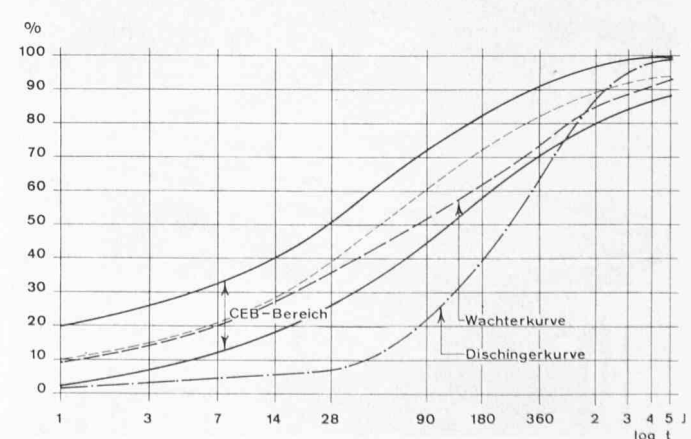
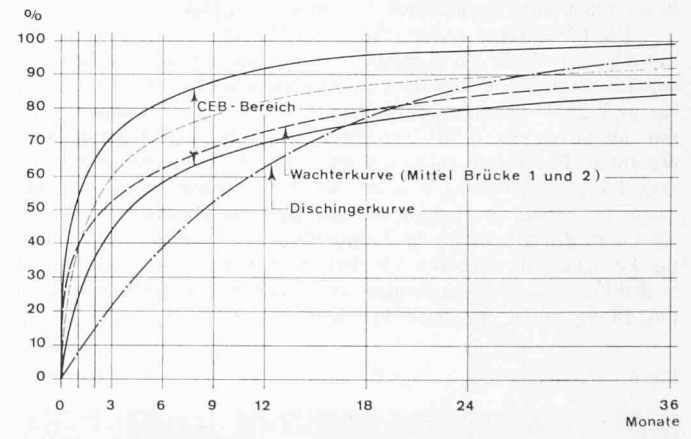


Bild 10 zeigt den zeitlichen Verlauf von Kriechkurven, und zwar in Prozenten des Endkriechmasses. In der oberen Darstellung ist der Zeitmasstab linear für drei Jahre, in der unteren logarithmisch für fünf Jahre aufgetragen. Auch der zeitliche Verlauf variiert stark; er dauert etwa fünf Jahre. Die unterste, strichpunktierte Kurve ist die Dischingerkurve. Dischinger hat als erster das Kriechen des Betons systematisch untersucht. Die obersten, ausgezogenen Kurven mit dem Streubereich sind vom Comité Européen du Béton (CEB) empfohlen. Für unsere Verhältnisse trifft, erhärtet aus verschiedenen eigenen Beobachtungen, am besten die gestrichelte Kurve zu, die H.-R. Wachter, dipl. Ing., bei der SBB-Brücke Brütisellen aus langjährigen Beobachtungen²⁾ ermittelt hat und die ungefähr mit der unteren Begrenzung des CEB-Bereiches zusammenfällt.

²⁾ Vgl. seinen Bericht darüber in SBZ 1961, H. 37, S. 639-644.

Bild 10. Zeitlicher Verlauf des Kriechens in Prozent des Endkriechmasses



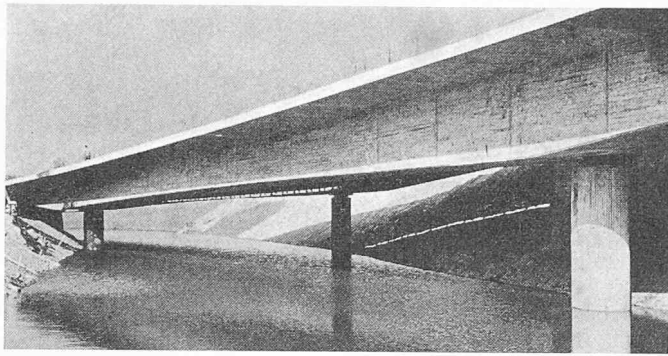


Bild 11. Zwillingenbrücke bei St. Margrethen, Ansicht in Fließrichtung, Mittelfeld

Man erkennt aus diesen Darlegungen, dass es für den Statiker meistens unmöglich ist, die Kriechdeformationen *genau* zu berechnen. Er müsste nicht nur im Zeitpunkt der Berechnung das Bauprogramm genau kennen, sondern auch die Witterung und weitere Faktoren. Im Zeitpunkt, wo der Belag aufgebracht wird, sind die Deformationen noch nicht abgeschlossen, was entsprechend bei der Wahl der Belagsnivellette zu berücksichtigen ist.

Bild 11 zeigt als Beispiel die Zwillingenbrücke bei St. Margrethen mit einem 62 m weit gespannten Mittelfeld. In Bild 12 und Tabelle 2 sind die Ergebnisse der Nivellemente von drei wichtigen Bauphasen dieser Brücke aufgetragen. Aus der Messung der Deformation vor und nach dem Vorspannen von 60% V auf 100% V erhält man den E-Modul und ist damit in der Lage, die elastischen Deformationen infolge $g_0 + 100\% V$ (27 mm nach oben) sowie infolge des Belagsgewichtes Δg (10 mm nach unten) zu ermitteln.

Aus der Beobachtung der Kriech-Deformation kann das Restkriechen nach dem Belagsbau einigermaßen zuverlässig abgeschätzt werden (10 mm nach oben). In unserem Beispiel ist es zufälligerweise so, dass die elastische Deformation von 10 mm nach unten beim Einbau des Belages durch das Restkriechen 10 mm nach oben gerade kompensiert wird. Mit solchen Überlegungen ist es möglich, wenigstens die Deformationen, die nach Aufbringen des Belages noch stattfinden werden, einigermaßen zuverlässig vorauszusagen. Voraussetzung ist allerdings, dass die Hauptdeformationen nach Absenken des Lehrgerüsts an der Brücke selbst genau gemessen werden.

Die statischen Deformationen wachsen mit der Stützweite und der Schlankheit des Trägers. Das statische System spielt jedoch eine entscheidende Rolle in bezug auf Unstetigkeiten. Rahmen und Durchlaufträger sind in dieser Beziehung nicht empfindlich. Hingegen können sich bei Konstruktionen mit freien Kragarmen und bei einfachen Balken eigentliche Knicke in der Nivellette ausbilden.

Bild 13 zeigt die Achereggbrücke als Gerberträgersystem. Die maximal 9,50 m langen Kragarme machen erhebliche Bewegungen, z. B. bis zum Einbau der Einhängeträger um 61 mm nach oben (strichpunktierte Kurve), obwohl sie im Bauzustand belastet wurden. Wie der Vergleich der berechneten mit den gemessenen Kurven zeigt, wurden die Soll-Werte der Tragwerksdurchbiegungen erstaunlich gut erreicht. Der Aufwand an Berechnung hierfür war jedoch beträchtlich. Bild 14 zeigt die Kragarmbelastungen mit Kieskasten von über 100 t Gewicht.

3.3 Fundamentsetzungen

Diese sind dann ungünstig, wenn sie ungleichmässig sind. In der Schweiz ist dies wegen des heterogenen Untergrundes häufig.

Bild 15 zeigt als charakteristisches Beispiel die Verhältnisse bei der Achereggbrücke für OV und LSE. In Berücksichtigung des vom Geologen Dr. A. von Moos untersuchten Baugrundes hat Prof. G. Schnitter, ETH, aus umfangreichen Untersuchungen eine Setzungsprognose erarbeitet, die als Überhöhung ausgeführt wurde (gestrichelte Linie). Die Abbildung zeigt die Fundamentsetzungen vom Moment an, wo die Tragwerkteile 30% vorgespannt waren, bis zum 24. August 1964 (strichpunktierte Linie), aufgetragen von der gestrichelten Linie aus nach unten. Die Setzungen sind z. T. beträchtlich: beim Widerlager Stansstad (rechts auf der Abbildung) trat das Maximum, nämlich 17,4 cm auf, beim Pfeiler II das Minimum mit 2,0 cm. Beim Widerlager Stansstad traten schon vor der Auflagerung der Brücke Setzungen von 17,5 cm auf, so dass die Gesamtsetzungen dort rund 35 cm erreichen. Die Abweichungen von der angestrebten Sollage (horizontale ausgezogene Linie) sind beim Widerlager Lopper

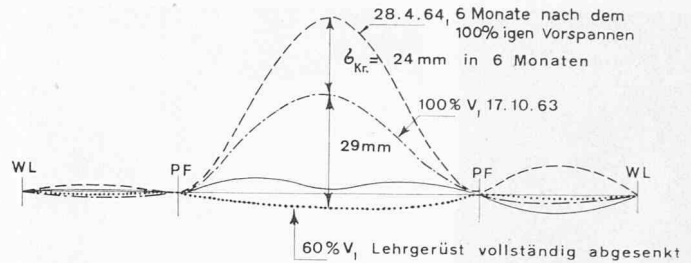


Bild 12. Zwillingenbrücke links, Deformationen

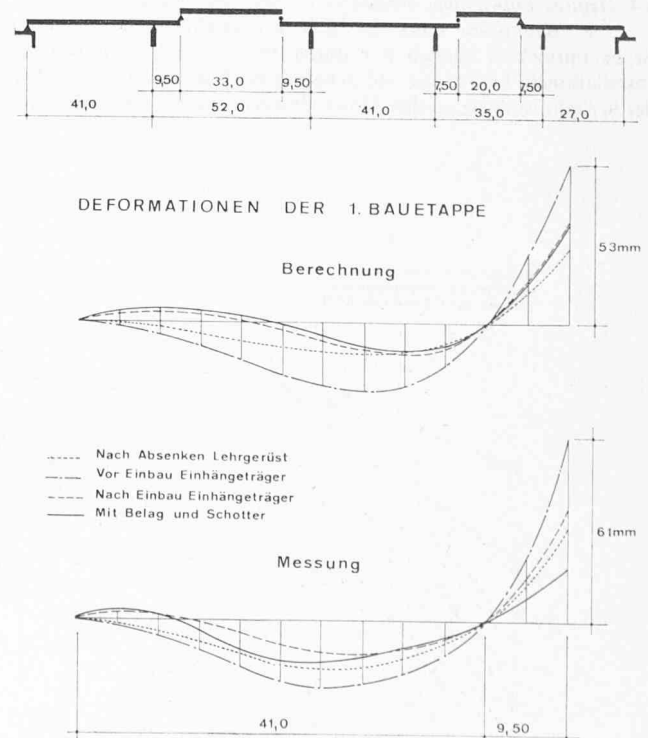
Tabelle 2. Zwillingenbrücke St. Margrethen. Überlegungen zur Wahl der Belagsnivellette Mitte Mittelfeld Zwillingenbrücke links

↑ = Hebung, ↓ = Senkung

		Deformationen in mm	
		Elastische	Infolge Kriechen
40% V	(Vorspannung von 60% auf 100%)		
	gemessen	29↑	
100% V	= Vorspannung	72↑	
g_0	= Rohes Eigengewicht	45↓	
Δg	= Belagsgewicht	10↓	
100% V		72↑	
g_0		45↓	
$g_0 + 100\% V$		27↑	
Kriechanteil	gemessen für 6 Monate 17.10.-28.4.		24↑
Kriechanteil	bis Zeitpunkt Belagseinbau t = 0 bis t = 9 Monate aus Kriechkurve 27 · 1,4		38↑
Δg		10↓	
$g_0 + 100\% V + \Delta g$		17↑	
Restkriechen	nach Belagseinbau t = 9 Monate bis t = ∞ aus Kriechkurve 17 · 0,6		10↑

Folgerung: Nivellette vor Belagseinbau ist unverändert Grundlage, da sich die Senkung aus dem Belagsgewicht mit der Hebung aus dem Restkriechen gerade ausgleicht.

Bild 13. Achereggbrücke, Deformation erste Bauetappe OV + LSE



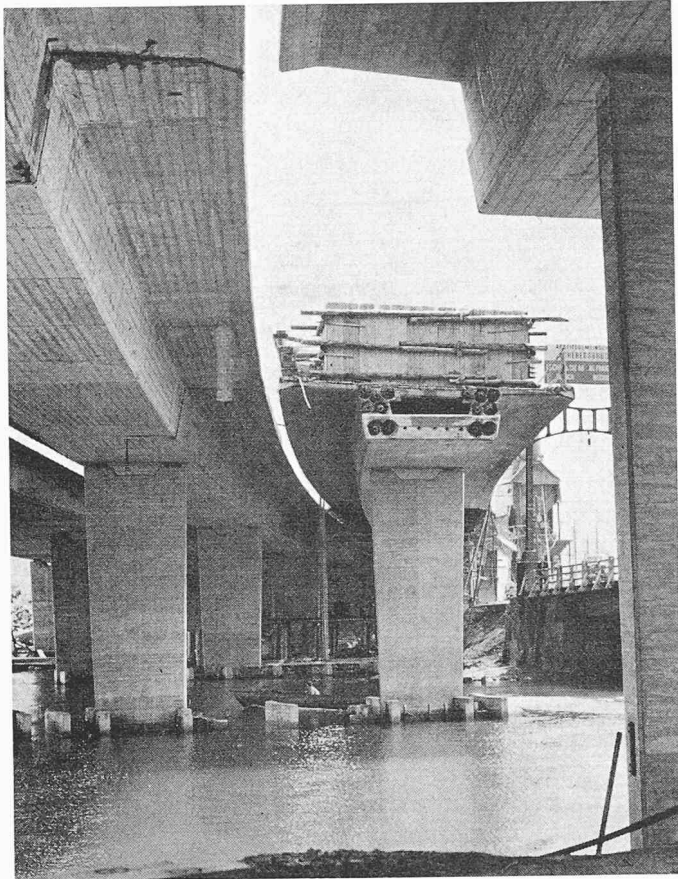


Bild 14. Achereggbrücke, Kragarmbelastungen mit Kieskasten

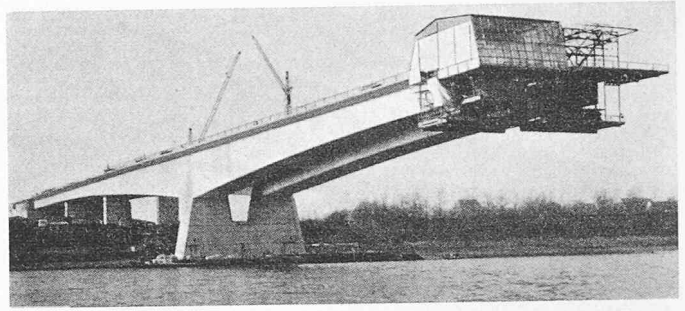


Bild 16. Rheinbrücke Bendorf, Kragarm 104 m (Photo Stiebel, Koblenz)

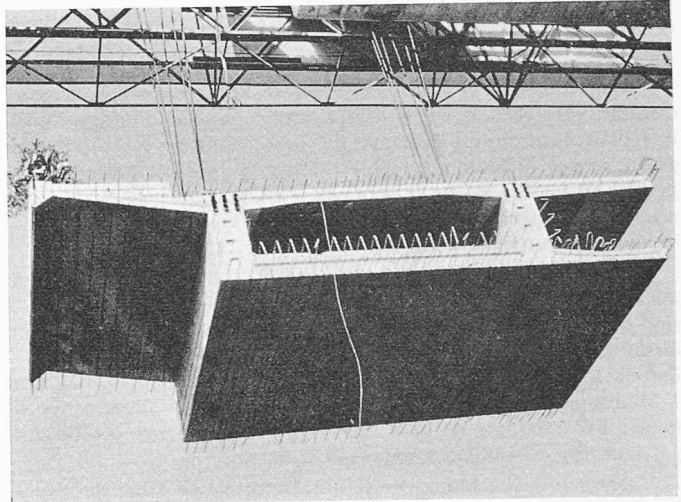


Bild 17. Altstetter-Viadukt, elementweise Herstellung, Firma Locher & Cie.

(links auf der Abbildung) mit rund 7 cm am grössten. Glücklicherweise konnte die Nivellette der anschliessenden Lokalstrasse angepasst werden. Bei der Bahn treten wegen des Schotterbettes keine Nivelletten-Schwierigkeiten auf.

Bis zum heutigen Zeitpunkt mussten keine Korrekturen mittels der hebbar konstruierten Lager vorgenommen werden.

Bild 15 zeigt eindrücklich, wie bei solchen, häufig anzutreffenden Untergrundverhältnissen mit locker gelagertem Silt und Sand die eintretenden Setzungen trotz grossem Aufwand an Untersuchung und Berechnung nur grob zum voraus ermittelt werden können.

3.4 Heutige Entwicklungstendenzen im Spannbetonbrückenbau

Die Baukosten eines an sich wirtschaftlich dimensionierten Brückenprojektes können nur durch Minderung der Aufwände an Installationen, Lehrgerüst und Schalung noch gesenkt werden. Wegen der verhältnismässig zu den Materialpreisen stärker steigenden Lohn-

kosten ist die Reduktion des Arbeitsaufwandes anzustreben, d. h. man muss rationalisieren. Dies führt zur Herstellung der Brücken im Taktverfahren, wie es durch die Entwicklung in jüngster Zeit deutlich geworden ist. Es gibt hierfür verschiedene Möglichkeiten, z. B.:

- *Freivorbau* nach System Dyckerhoff & Widmann, seit 1950 erprobt an insgesamt 86 Brücken. Das Bild 16 zeigt den Kragträger der Bendorfer Rheinbrücke von 104 m Länge (Schnitte und Gesamtansicht siehe SBZ 1965, H. 20, S. 329).
- *Elementweise Herstellung* und Zusammenbau auf einem Gerüst z. B. wie beim Altstetter-Viadukt, Baulos Locher & Cie., wie Bild 17 zeigt, oder bei Überführungen an der N 3 nach Variante Lerch AG (Bild 18; weitere Bilder siehe SBZ 1964, H. 51, S. 902).
- *Vorschiebverfahren* nach Prof. Leonhardt, ausgeführt bei der Caroni-Brücke in Venezuela (Bild 19), die elementweise am Flussufer zusammengebaut und dann in der ganzen Länge von 480 m

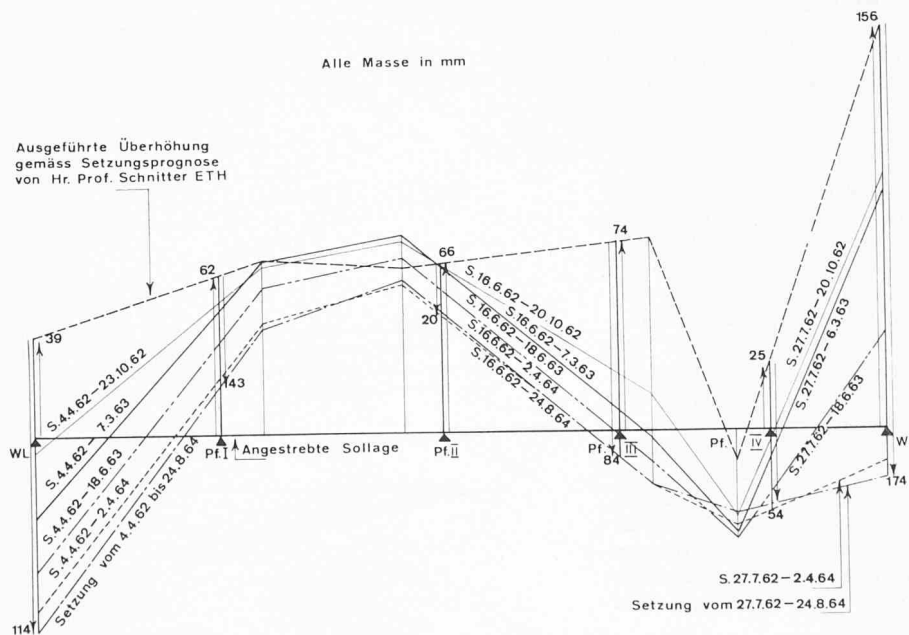


Bild 15. Achereggbrücke, Fundamentsetzungen OV + LSE

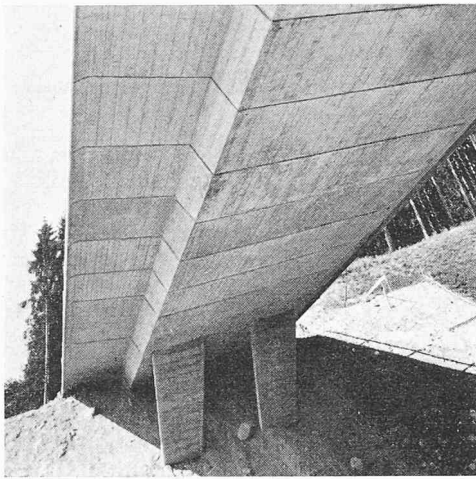
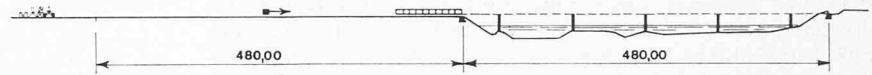


Bild 18. Ueberführungen N 3, elementweise Herstellung, Firma Lerch AG (Photo Glattfelder)

BETONIEREN UND VERSCHIEBEN DER TEILSTÜCKE AM UFER AUF GLEITBAHN



MITTIG VORGESPANNTER ÜBERBAU WIRD AUF GLEITLAGERN VORGESCHOBEN



SPANNKABEL WERDEN IN ENDGÜLTIGE LAGE GEBRACHT



Bild 19. Caronibrücke, Vorschiebeverfahren nach Prof. Leonhardt, Schema 1:10 000

über den Fluss hin an ihren endgültigen Ort verschoben wurde (weitere Bilder siehe SBZ 1965, H. 20, S. 331).

- **Taktschiebeverfahren** (Bild 20; siehe auch SBZ 1965, H. 20, S. 332) nach Prof. Leonhardt, entwickelt 1964. Die Brücke wird dabei in einer einzigen Elementlänge von einem Widerlager aus gebaut und jeweils um Elementlänge vorgeschoben, wobei das nächstfolgende mit dem vorgeschobenen Element fugenlos zusammenbetoniert wird. Die Vorspannung wird erst am Schluss angebracht, wenn die Brücke an ihren endgültigen Ort geschoben ist.
- **Gerüsttaktverfahren** (Bild 21). Hier wird das Gerüst einschliesslich der Schalung für eine Elementlänge taktweise vorgeschoben und der Brückenüberbau an Ort betoniert. Die Vorspannkabel werden am Schluss eingezogen, oder es wird laufend gespannt und gekuppelt. Bei kleineren Stützweiten (bis rund 30 m) kann dabei die Elementlänge identisch mit der Stützweite sein, so dass das Gerüstelement direkt auf den endgültigen Stützen aufliegt. Bei grösseren Stützweiten sind provisorische Zwischenabstützungen notwendig, die zunächst das Gerüstelement und anschliessend die schlaff armierte Konstruktion bis zum Zeitpunkt des Vorspannens tragen.

Bei *einigen* der genannten Taktverfahren ist es für den Statiker unmöglich, die zu erwartenden Deformationen genau zum voraus zu berechnen, da diese von Einflüssen abhängen, die im Zeitpunkt der statischen Berechnung noch unbekannt sind, wie z. B. Bauprogramm und Witterung.

Es ergibt sich also, dass gerade die rationellsten Herstellungsverfahren grössere Unsicherheiten in bezug auf die Einhaltung der Soll-Nivellette in sich schliessen.

3.5 Folgerungen

Ich habe damit anhand einiger charakteristischer Beispiele gezeigt, dass es infolge der Unsicherheiten bei der *Lehrgerüstdeformation*, den *statischen Deformationen*, den *Fundamentsetzungen* und den *neueren Baumethoden mit Taktverfahren* nicht möglich ist, eine Brückenoberfläche mit der Genauigkeit von ± 1 cm herzustellen, wie sie der Belagsbauer gerne haben möchte.

Die erreichbare Genauigkeit schwankt von Fall zu Fall. Stetige Systeme auf gutem Untergrund weichen weniger ab als Systeme mit Kragarmen oder Systeme, die in mehreren Etappen hergestellt werden. Jedenfalls sind schon häufig Abweichungen von der Soll-Lage aufgetreten, die 10 cm überschritten haben.

Aus dieser Situation heraus hat der Brückenkonstrukteur vom Projektierungsbeginn an die Konsequenzen zu ziehen. Dabei ist auf einen wichtigen Punkt hinzuweisen: die Wahl der *Konstruktionshöhe*. Wohl ist es möglich, unter Einhaltung der zulässigen Spannungen eine Brückenkonstruktion sehr schlank und damit elegant zu gestalten. Wirtschaftliche Untersuchungen zeigen aber mit aller Deutlichkeit, dass nicht jene Konstruktionshöhe die wirtschaftlichste ist, bei der die Betonrandspannungen gerade ausgenützt sind. Der dadurch allein in den Stegen möglichen Betoneinsparung steht ein bedeutend grösserer Aufwand an Spannstahl und schlaffer Armierung gegenüber, während sich das Mehrgewicht der Stege bei mittleren Spannweiten noch nicht stark auswirkt. Bild 22 zeigt als Beispiel die Wirtschaftlichkeitskurve für einen 72 m weit gespannten Hohlkastenträger über drei Felder,

Teil 1 und 2 einschliesslich untere Platte Teil 3 verschoben, Vorbauschubel erreicht den 1. Hilfsfeiler



Teil 1 bis 4 einschliesslich untere Platte Teil 5 verschoben

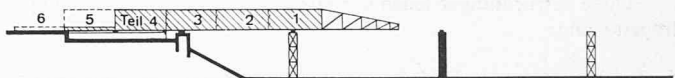


Bild 20. Taktschiebeverfahren nach Prof. Leonhardt

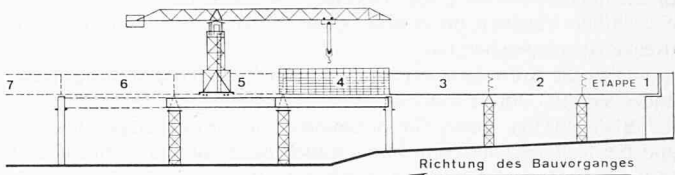


Bild 21. Gerüsttaktverfahren

die bei einem Schlankheitsverhältnis von rund 1 : 25 ein Kostenminimum aufweist.

Die grössere Konstruktionshöhe ist aber nicht nur wirtschaftlicher, sondern sie setzt auch die Durchbiegungen ganz beträchtlich herab. Damit können viele der genannten Deformationsunsicherheiten bedeutend verkleinert werden, was für die Verformungen nach Aufbringen des Belages und damit für den Fahrkomfort wichtig ist.

Für Kastenträger sollte aus den *beiden* genannten Gründen nicht schlanker gebaut werden als bis zu einem Schlankheitsverhältnis von 1 : 24, bei Plattenbalken etwa bis 1 : 18.

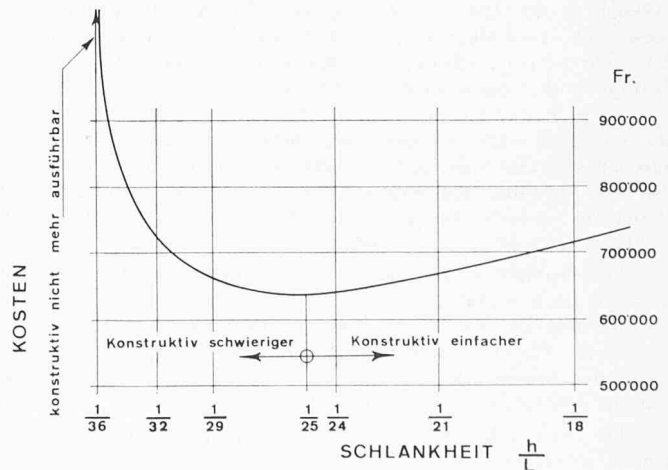


Bild 22. Kosten Ueberbau in Funktion der Trägerhöhe beim Hohlkasten

Liegen Verhältnisse vor, die grössere Abweichungen von der Soll-Nivellette erwarten lassen, ist die Konstruktion so zu gestalten und statisch zu berechnen, dass vor dem Aufbringen des Brückenbelages das Einbringen und Aufschieben von Ausgleichsschichten ohne Schwierigkeiten möglich ist. Diese Arbeiten müssen im Positionsbescrieb eindeutig enthalten sein. Im Falle von Zementbetonbelägen ist die *minimale* Belagsstärke festzulegen. Wegen der unvermeidlichen Korrekturen wird die mittlere ausgeführte Stärke jedoch grösser sein. Es ist von Anfang an mit dieser zu rechnen.

Im Zeitpunkt, wo der Belag aufgebracht wird, hat der Brückenstatiker sich über den Kriechzustand seiner Brücke klar zu sein, was nur bei genügender Höhenbeobachtung der Hauptphasen seit dem Absenken des Gerüsts möglich ist. Er kann dann die Frage genügend genau beantworten, was für Kriechverformungen das Tragwerk noch erleiden wird, und was für eine Deformation aus dem Belagsgewicht noch zu erwarten ist. Mit diesen Angaben ist es möglich, die Nivellette bei der Belagsausführung so zu wählen, dass bis zum Zeitpunkt der Verkehrsübergabe die Oberfläche möglichst der Soll-Nivellette entspricht. Bei Brücken, die grosse Deformationen erwarten lassen, empfiehlt es sich, den Konsolkopf mit einer Konsolkappe auszubilden, die erst betoniert wird, wenn die Belagsnivellette endgültig bekannt ist. Dadurch wird eine konstante Anschlaghöhe des Bordes gewährleistet.

Aus dem bisher Gesagten dürfte es klar sein, dass die Ausführung von Monolithtragplattenbelägen im allgemeinen aus Deformationsgründen nicht in Frage kommen kann. Wollte man trotzdem solche an und für sich ideale Beläge herstellen, müsste ein grosser Aufwand für die Ausbildung eines steifen und setzungsfrei fundierten oder hydraulisch regulierbaren Lehrgerüsts getrieben werden. Dieser Aufwand wäre grösser als die Einsparung, die der Monolithtragplattenbelag bringt.

Diese Betrachtungen leiten uns nun über zu einer weiteren Hauptfragestellung:

4. Anforderungen des Verkehrs an die Genauigkeit einer Belagsoberfläche

In der SNV-Norm 40490 «Allgemeine Anforderungen an die Brückenbeläge» ist festgelegt, dass die Oberfläche des Brückenbelages hinsichtlich Ebenheit mindestens jener der anschliessenden Strassenstrecke zu entsprechen hat.

Über die Anforderungen an die Ebenheit der fertigen Belagsfläche finden sich im Normenwerk der VSS einige Angaben.

SNV 40430a, gültig für bituminöse Heissmischbeläge aller Art und für Heissmischtragschichten (jedoch nicht für Gussasphalt- und Cutback-Beläge), definiert die Profildgenauigkeit und die Ebenheit der Belagsoberfläche wie folgt:

— *maximale Abweichung* unter der 4-m-Latte, an jeder Stelle und in jeder Richtung 5 mm,

— *zulässige Abweichung* von der Projekthöhe ± 10 mm.

Für Beläge auf Autobahnen sollten diese Toleranzen in Analogie zu den Zementbelägen noch etwas schärfer gefasst werden.

SNV 40468 definiert für Zementbetonbeläge die verlangte Ebenheit wie folgt: maximale Abweichung unter der 4-m-Latte an jeder Stelle und in jeder Richtung für National- und Hauptstrassen 3 mm, für übrige Strassen 5 mm.

Bild 23 zeigt zwei mögliche Interpretationen dieser Anforderungen.

Bei der *Interpretation A* wird über einer Wannentiefung der Abstich in der Lattenmitte gemessen. Für den Brückeningenieur wesentlich ist vor allem der zulässige Knickwinkel. Aus der Vorschrift kann ein solcher noch zulässiger Knickwinkel abgeleitet werden. Er beträgt für Autobahnen noch etwas schärfer gefasst werden. Er beträgt für Autobahnen mit Zementbetonbelag $\Delta i_{zul.} = 0,3\%$.

Im Fall einer Kuppe oder eines Knickes nach oben könnte man die Vorschrift auch nach der *Interpretation B* auffassen. Dies ergäbe nur halb so grosse zulässige Knickwinkel wie nach der Interpretation A. Da beim Befahren einer Kuppe der Raddruck eines Fahrzeuges und damit die Fahrtsicherheit vermindert wird, wäre es an und für sich richtig, hierfür die schärfere Vorschrift gelten zu lassen.

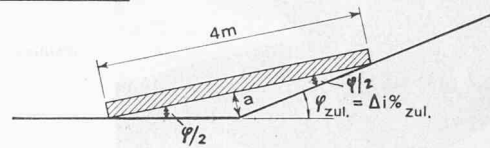
Das Problem der Ebenheitsnorm eines Belages wird gegenwärtig von verschiedenen Gruppen studiert. Bild 24 zeigt einige Geräte, die zur Messung der Ebenheit der Belagsflächen verwendet werden.

Beim «Planum» handelt es sich um eine Weiterentwicklung der 4-m-Latte, womit das geometrische Oberflächenprofil der Strasse automatisch als Diagramm registriert wird.

Der *Viagraphie compensé* nimmt das Längsebenheitsprofil mit einem Tastrad auf. Die im Diagramm registrierten Ausschläge werden von der durch die acht Führungsräder ausgemittelten momentanen

ANFORDERUNG	BITUMINÖSE HEISSMISCHBELÄGE SNV 40430 a		ZEMENTBETONBELÄGE SNV 40468	
	National- und Hauptstrassen	Übrige Strassen	National- und Hauptstrassen	Übrige Strassen
Max. Abweichung unter der 4m Latte a =	5mm	5mm	3mm	5 mm

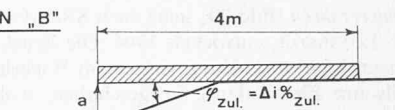
INTERPRETATION „A“



$$\operatorname{tg} \varphi_{zul.} = \frac{a}{2m} = \frac{a \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}$$

Für $a = 3 \text{ mm} \rightarrow \varphi_{zul.} = \Delta i_{zul.} = 0,3\%$
 Für $a = 5 \text{ mm} \rightarrow \varphi_{zul.} = \Delta i_{zul.} = 0,5\%$

INTERPRETATION „B“



$$\operatorname{tg} \varphi_{zul.} = \frac{a}{2m} = \frac{a \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}$$

Für $a = 3 \text{ mm} \rightarrow \varphi_{zul.} = \Delta i_{zul.} = 0,15\%$
 Für $a = 5 \text{ mm} \rightarrow \varphi_{zul.} = \Delta i_{zul.} = 0,25\%$

Bild 23. Anforderungen an die Ebenheit des fertigen Belages

Bild 24. Ebenheitsmessgeräte

Planum

Viagraphie compensé

Road Roughness Indicator

AASHO-Profilometer

Augenblicklicher Befahrbarkeitsindex p
 Flexibler Strassenaufbau $p = 5,03 - 1,19 \log(1 + \bar{SV}) - 0,01 \sqrt{C+P} - 1,38 \bar{RD}^2$
 Starrer Aufbau $p = 5,41 - 1,80 \log(1 + \bar{SV}) - 0,09 \sqrt{C+P}$

nach AASHO-Test

0	1	2	3	4	5
unbrauchbar	kaum brauchbar	brauchbar	gut	sehr gut	

\bar{SV} = Mittel der Neigungsstreuung der beiden Fahrspuren
 $C+P$ = Mass der Rissbildung und der Ausbesserungen der Decke
 \bar{RD} = Mass der Verdrückungen in den Radspuren

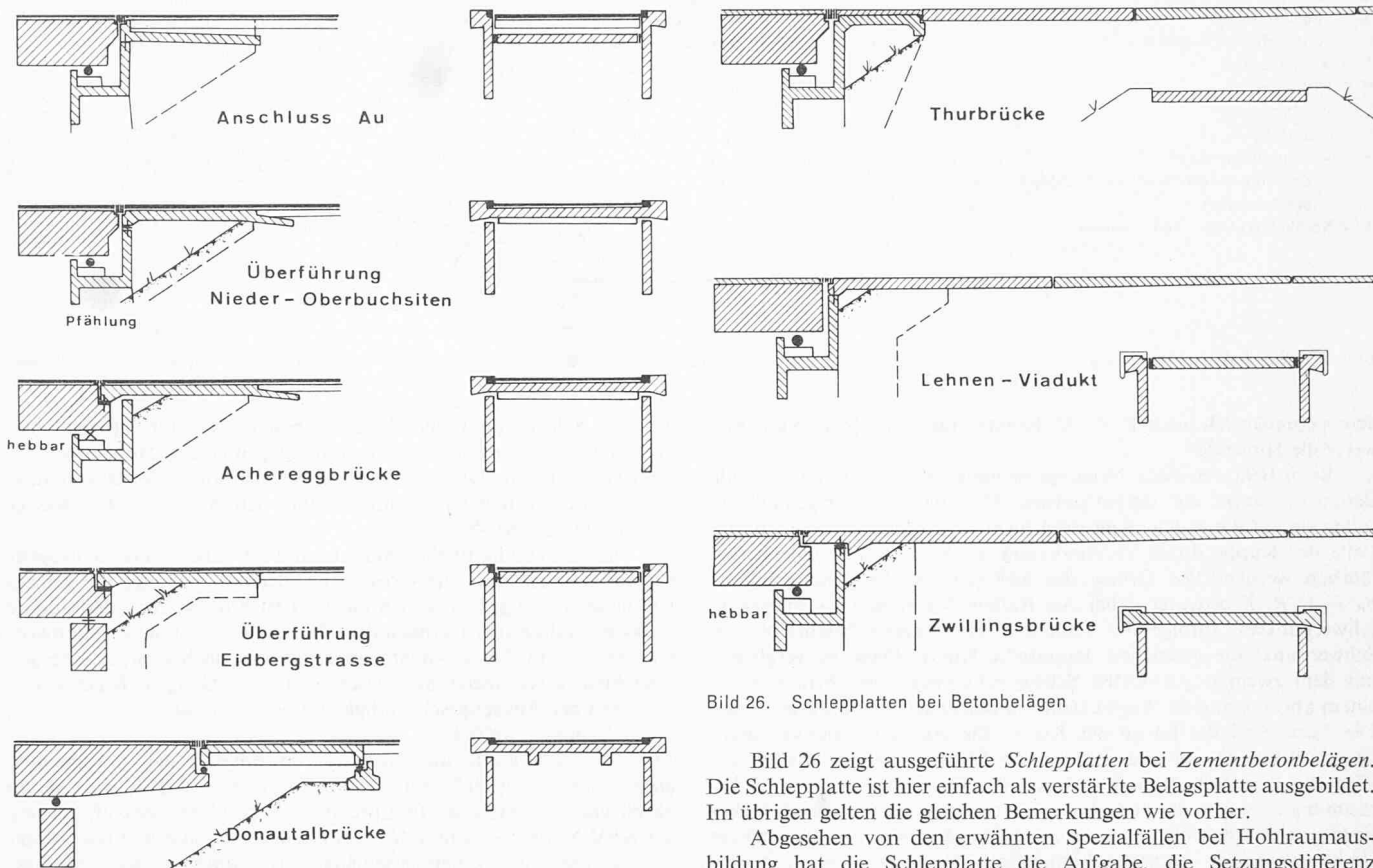


Bild 26. Schleppplatten bei Betonbelägen

Bild 25. Schleppplatten bei Schwarzbelägen

Bezugskote aus gemessen. Das Gerät wird mit einer Geschwindigkeit von rund 4 km/h gezogen.

Beim *Road Roughness Indicator* wird ein durchschnittliches Personenwagenrad mit entsprechendem Raddruck und Federung nachgezogen. Gemessen wird die Differenz der Vertikalbewegungen zwischen Rahmen und Radachse bei verschiedenen Messgeschwindigkeiten, die bis 60 km/h betragen.

Der *AASHO-Profilometer* nimmt kontinuierlich die Neigung des Längensprofils in jeder Fahrspur auf. Ausgewertet wird die Streuung der Neigungsmessungen \overline{SV} . Das Mittel der Neigungsstreuung der beiden Radsuren \overline{SV} geht in die Formeln für den augenblicklichen Befahrbarkeitsindex p ein. Dieser bildet die Grundlage des AASHO-Testes. Alle Angaben aus dem AASHO-Test über die Dimensionierung und die Lebensdauer beruhen auf dem Wert p .

Mit diesen und weiteren Ebenheitsmessgeräten versucht man die Abweichung der Belagsoberfläche von der Sollage zu erfassen. Bei Brücken sind es vor allem plötzliche Neigungsänderungen (Knickwinkel), die sich infolge der Kriechdeformationen bei Trägersauflagern, insbesondere bei Einhängeträgern von Gerbersystem, sowie auch beim Übergang von der Brücke auf den Damm durch Setzungen der Schleppplatte ausbilden können.

Es können aber auch lange flache Wellen auftreten, z. B. bei einer langen Brücke über viele Felder, wo nach dem Aufbringen des Belages noch Kriechdeformationen stattfinden. Solche Wellen können beim raschen Befahren infolge der auftretenden vertikalen Beschleunigungen beim Fahrzeuginsassen ein unsicheres Gefühl ähnlich der Seekrankheit erzeugen.

Diese Probleme werden gegenwärtig in verschiedenen Ländern studiert. Es gibt jedoch heute noch keine Vorschriften über die zulässige Wellengrösse oder den zulässigen Knickwinkel in Funktion der Ausbaugeschwindigkeit.

5. Bestimmung der Schleppplattenlänge bei Brücken

Bild 25 zeigt einige ausgeführte *Schleppplatten bei Schwarzbelägen*. Für die konstruktive Ausbildung ist das Kriterium wichtig, ob das Brückeneende zum Ausgleich von Unterschieden der Fundamentsetzung hebbar sein muss oder nicht. In gewissen Fällen, z. B. bei Widerlagern auf Pfahlfundation, ist es zweckmässig, zur Verkleinerung des Erddruckes hinter dem Widerlager einen Hohlraum auszubilden, der durch die Schleppplatte überbrückt wird. In diesen Fällen richtet sich die Länge der Schleppplatte nach der Grösse des Hohlraumes.

Bild 26 zeigt ausgeführte *Schleppplatten bei Zementbetonbelägen*. Die Schleppplatte ist hier einfach als verstärkte Belagsplatte ausgebildet. Im übrigen gelten die gleichen Bemerkungen wie vorher.

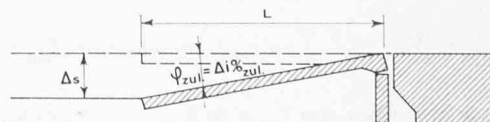
Abgesehen von den erwähnten Spezialfällen bei Hohlraumausbildung hat die Schleppplatte die Aufgabe, die Setzungsdifferenz zwischen dem Brückeneende und dem anschliessenden Strassendamm auszugleichen. Sie erhält dadurch eine relative Neigung und verhindert die Ausbildung eines Absatzes. An den Schleppplattenenden entstehen Knicke im Längensprofil (Bild 27). Sofern der zulässige Knickwinkel φ zul. oder Δi % zul. bekannt ist, kann nun aus der zu erwartenden Setzungsdifferenz Δs zwischen den Schleppplattenenden die erforderliche Schleppplattenlänge L ohne weiteres berechnet werden. Wenn man für den zulässigen Knickwinkel die Ebenheitsanforderungen nach den VSS-Normen entsprechend der «Interpretation A» heranzieht, so ergibt sich die Schleppplattenlänge zu

$$L = 333 \times \Delta s \text{ bei National- und Hauptstrassen und} \\ L = 200 \times \Delta s \text{ bei den übrigen Strassen.}$$

Schon aus dieser Differenzierung erkennt man deutlich, dass der zulässige Knickwinkel als Funktion der Ausbaugeschwindigkeit definiert werden sollte. Mit zunehmender Geschwindigkeit muss der zulässige Knickwinkel kleiner werden. Daraus ergibt sich die Schleppplattenlänge als Funktion der zu erwartenden Setzungsdifferenz Δs und der Ausbaugeschwindigkeit V .

Wie kann nun der Zusammenhang zwischen zulässigem Knickwinkel und Ausbaugeschwindigkeit hergestellt werden? Diese Frage führte mich an das Institut für Strassenbau an der ETH, wo Prof. H. Grob und sein Mitarbeiter S. Sulger-Buehl mir wertvolle Anregungen für die Einbeziehung der *Vertikalbeschleunigung* in die Betrachtung gaben, für die ich den Genannten bestens danke. Ausser-

Bild 27. Bestimmung der Schleppplattenlängen mit dem zulässigen Knickwinkel



L = Länge der Schleppplatte
 Δs = Setzungsdifferenz der Schleppplattenenden
 φ_{zul} = Zul. Neigungswinkel der Schleppplatte infolge Δs
 Δi_{zul} in %

$$\frac{\Delta s}{L} = \text{tg } \varphi_{zul} \sim \varphi_{zul} \rightarrow L = \frac{\Delta s}{\varphi_{zul}} = \frac{\Delta s}{\Delta i_{zul} \%} \cdot 100$$

für $\Delta i_{zul} = 0,3\%$ wird $L = 333 \cdot \Delta s$
 für $\Delta i_{zul} = 0,5\%$ wird $L = 200 \cdot \Delta s$

p_n = Vertikalbeschleunigung
 L = Länge der Schleppplatte
 A = Achsabstand
 H = Hinterrad
 V = Vorderrad
 f = Federweg
 R = Ausrundungsradius
 ΔS = Setzungsunterschied der Schleppplattenenden
 φ = Knickwinkel der Schleppplatte

— Weg des Schwerpunktes ohne Federung
 - - - Weg des Schwerpunktes mit Federung

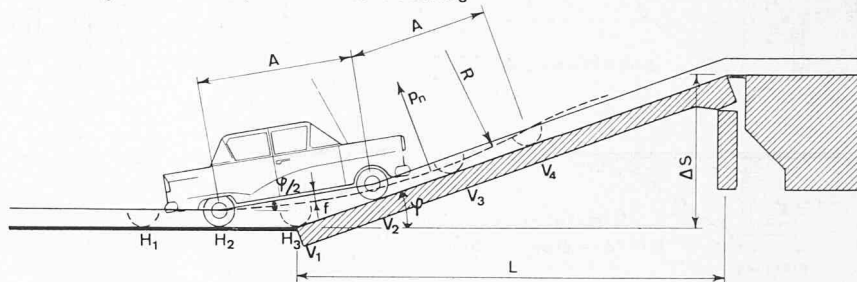


Bild 28. Vertikalbeschleunigung

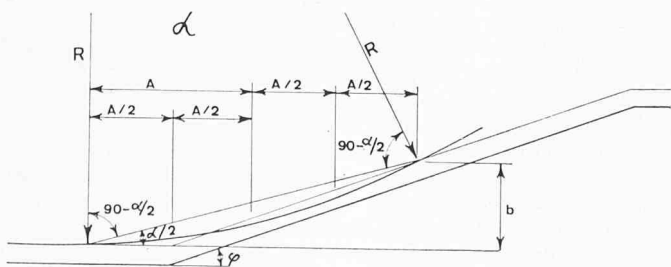
Beispiel: $A = 2,5$ m; $\varphi = 0,72$ ‰ ($L = 7,00$ m, $\Delta S = 5$ cm); $R = 466,60$ m; $f_1 = 2,4$ mm; $f_2 = 1,9$ mm

dem verdanke ich auch Prof. W. Komminoth vom Technikum Biel wertvolle Hinweise.

Beim Befahren eines Neigungswechsels (Bild 28) treten vertikale Beschleunigungen auf, die ein gewisses Mass nicht übersteigen dürfen, sollen sie auf die Fahrzeuginsassen nicht unerträglich wirken und im Falle der Kuppe durch Verminderung des Raddruckes schleudergefährlich werden. Die Grösse der auftretenden Beschleunigung ist $p_n = v^2/R$. R bedeutet dabei den Radius des Weges des Fahrzeugschwerpunktes. Infolge der Federung des Wagens beschreibt sein Schwerpunkt die gestrichelt dargestellte Kurve. Diese ist verglichen mit dem zweimal geknickten Schwerpunktsweg beim Befahren mit einem absolut starren Wagen (voller Strich) nach unten ausgerundet. Die Form und die Länge der Kurve, die der Schwerpunkt durchläuft, hängen ab von den Feder- und Dämpfungseigenschaften des Wagens, vom Achsabstand und von der Geschwindigkeit. Eine Berechnung ist wegen des komplizierten Schwingsystems mit mehrfacher Federung und den nichtlinearen Federcharakteristiken in allgemeiner Form unmöglich. Dagegen können aus Versuchsfahrten mit verschiedenen Fahrzeugtypen und Geschwindigkeiten auf verschiedenen stark geneigten Platten sichere Unterlagen über den Schwerpunktsweg und die auftretenden Beschleunigungen gewonnen werden, wofür es geeignete Geräte gibt.

Da bei dem uns interessierenden Problem der Längenbestimmung der Schleppplatte die zu erwartende Setzungsdifferenz Δs ohnehin mit einem grossen Unsicherheitsfaktor behaftet ist, erachten wir es als genügend genau, wenn über Form und Länge des Schwerpunktsweges eine vernünftige Annahme getroffen wird. Diese wählen wir so,

Bild 29. Berechnung des zulässigen Knickwinkels Δi ‰ und der erforderlichen Schleppplattenlänge L



$$b = \frac{3}{2} A \tan \varphi; \quad \tan \frac{\alpha}{2} = \frac{b}{2A} = \frac{3 \tan \varphi}{4} \rightarrow \alpha \sim \frac{3}{2} \varphi$$

$$R = \frac{2A}{\sin \alpha} \sim \frac{2A}{\alpha} \sim \frac{4A}{3\varphi} = \frac{10}{3\varphi} \quad \text{für } A = 2,50 \text{ m}$$

$$p_n = \frac{v^2}{R} = \frac{3v^2\varphi}{10}, \quad \text{für } p_n = 1,0 \text{ m/sec}^2 \rightarrow \varphi_{\text{zul.}} = \frac{10}{3v^2} \quad (v \text{ in m/sec})$$

$$\text{Für } V \text{ in km/h und } \varphi_{\text{zul.}} = \Delta i \text{ ‰}_{\text{zul.}} \rightarrow \Delta i \text{ ‰}_{\text{zul.}} = \frac{4300}{V^2}$$

$$\text{Mit } \Delta i \text{ ‰} = \frac{\Delta S}{L} \quad \Delta S \text{ in cm, } L \text{ in m} \rightarrow L_{\text{erf.}} = \frac{\Delta S \cdot V^2}{4300}$$

V km/h	Δi ‰ zul.	L _{erf.} m	R m
60	1,19	84 · ΔS	280
80	0,67	149 · ΔS	500
100	0,43	233 · ΔS	775
120	0,30	335 · ΔS	1120

dass der Schwerpunkt eine Kreislinie beschreiben soll, die nach dem doppelten Achsabstand A wieder ihre ursprüngliche Höhe über der Fahrbahn erreicht. Diese Annahme liefert uns sofort den Zusammenhang zwischen dem Knickwinkel φ und dem $R \sim \frac{4}{3} \cdot A/\varphi$, wie er in Bild 29 dargestellt ist.

Der durchschnittliche Achsabstand A eines Personenwagens beträgt 2,50 m. Über die Grössen und Zusammenhänge der ertragbaren Beschleunigungen geben die VDI-Richtlinien 2057 und andere Arbeiten Aufschluss. Darnach darf für p_n zul. = $1,0 \text{ m/s}^2$ verantwortet werden. Mit diesen Annahmen erhält man nach Umrechnung den gesuchten Zusammenhang zwischen dem zulässigen Knickwinkel Δi ‰ und der Ausbaugeschwindigkeit V in km/h mit $\Delta i \text{ ‰}_{\text{zul.}} = 4300/V^2$

Für $V = 120$ km/h, die Ausbaugeschwindigkeit der Autobahnen, ergibt sich daraus $\Delta i \text{ ‰}_{\text{zul.}} = 0,299 \text{ ‰} \sim 0,3 \text{ ‰}$ d. h. also genau gleich viel, wie nach der Interpretation A der Ebenheitsanforderung der SNV-Norm. Wird nun $\Delta i = \Delta s/L$ eingesetzt, so erhält man direkt die erforderliche Schleppplattenlänge als Funktion der Setzungsdifferenz Δs und der Ausbaugeschwindigkeit V .

$$L_{\text{erf.}} = \Delta s \cdot V^2 / 4300 \quad \text{mit } L \text{ in m, } \Delta s \text{ in cm, } V \text{ in km/h}$$

Bild 30 zeigt das Diagramm, aus dem man die erforderliche Schleppplattenlänge direkt herauslesen kann. Bei der Benützung des Diagramms muss man sich bewusst sein, dass es auf nicht exakt gesicherten Annahmen beruht (Ausrundungsradius des Schwerpunktsweges, zulässige Vertikalbeschleunigung) und dass die Vorausbestimmung der zu erwartenden Setzungsdifferenz Δs mit grossen Unsicherheiten behaftet ist. Das Diagramm dürfte aber trotzdem zur Ab-

Bild 30. Erforderliche Länge L der Schleppplatte in Funktion von V und ΔS
Beispiel $\Delta S = 4$ cm

	Diagramm L	SNV-Ebenheit L
$V = 120$ km/h, National- und Hauptstrassen	13,4 m	13,3 m
$V = 100$ km/h, übrige Strassen	9,3 m	8,0 m
$V = 80$ km/h, übrige Strassen	6,0 m	8,0 m

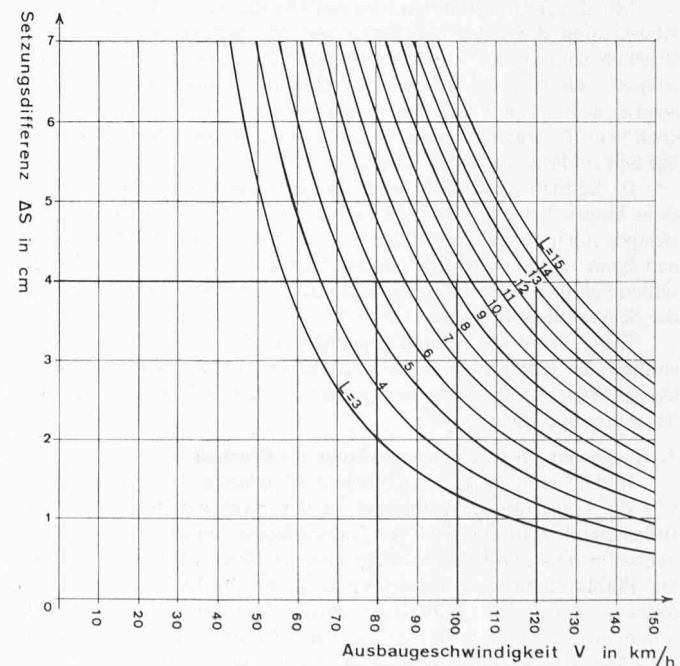




Bild 31. Zwillingsbrücke und Lehnenviadukt St. Margrethen (Photo Comet)

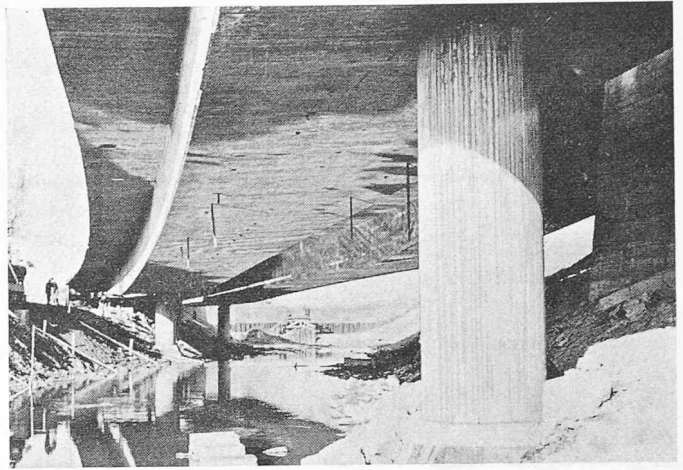


Bild 32. Zwillingsbrücke rechts, Untersicht Mittelöffnung

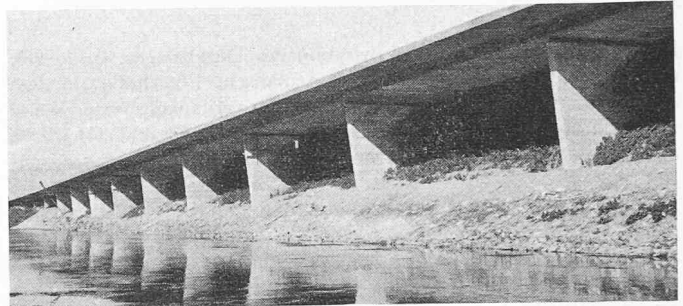


Bild 33. Lehnenviadukt, Seitenansicht

schätzung der erforderlichen Schleppplattenlänge gute Dienste leisten. Hervorzuheben ist die Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus der Ebenheitsnorm nach SNV 40468 (Interpretation A).

Das am Beispiel der Schleppplatte gezeigte Vorgehen kann in analoger Weise auch auf andere Stellen der Brückenkonstruktion angewendet werden, wo Knickwinkel auftreten. Damit erhält der projektierende Brückeningenieur ein Kriterium, nach welchem die maximal zulässigen Knickwinkel festgelegt werden können.

6. Statische Mitwirkung des Betondeckbelages

Die Frage, ob der Betondeckbelag, wie er auf Bild 31 an der N 13 auf den Zwillingsbrücken und auf dem Lehnenviadukt ersichtlich ist, statisch voll oder teilweise mitwirkt, ist von grosser wirtschaftlicher Bedeutung. Kann sie bejaht werden, so heisst dies, dass die Vorteile des Monolithtragplattenbelages erzielt werden können, ohne

dass ein kostspieliger Aufwand zur Erreichung einer den Ebenheitsanforderungen genügenden Belagsoberfläche notwendig ist. Es bedeutet aber noch mehr. Der Monolithtragplattenbelag erhält die vollen Spannungsschwankungen aus Eigengewicht, Vorspannung, Nutzlast und Temperatur. Der Betondeckbelag dagegen erhält nur die Spannungsschwankungen aus Nutzlast und Temperatur. Diese sind, vor allem bei weit gespannten Brücken, im Verhältnis zu den Spannungen aus Eigengewicht und Vorspannung verhältnismässig klein. Ein voll mittragender Deckbelag ist also für den Brückenbauer das erstrebenswerte Optimum.

Bei der Zwillingsbrücke rechts der Nationalstrasse N 13 zwischen St. Margrethen und Au (Bilder 32 und 35) zeigte sich nun die Möglichkeit, den Belastungsversuch zweimal durchzuführen, im Juli 1964 ohne Belag und Ende Oktober 1964 mit dem Deckbelag. Dieses Vor-

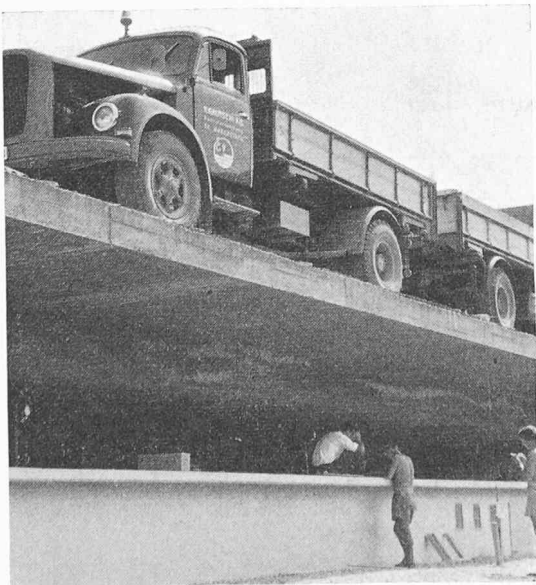
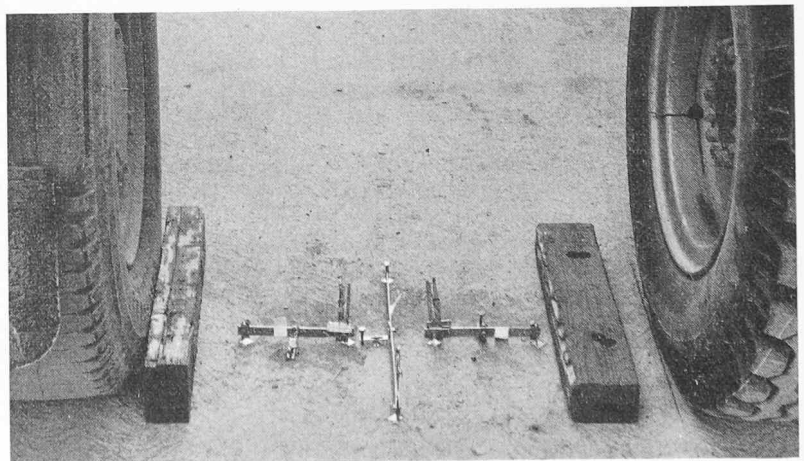


Bild 34 (links). Belastungsversuch Lastfall A auf Lehnenviadukt

Bild 35. Belastungsversuch Lastfall E auf Zwillingsbrücke



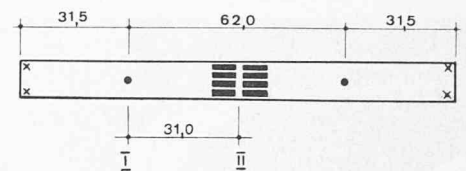
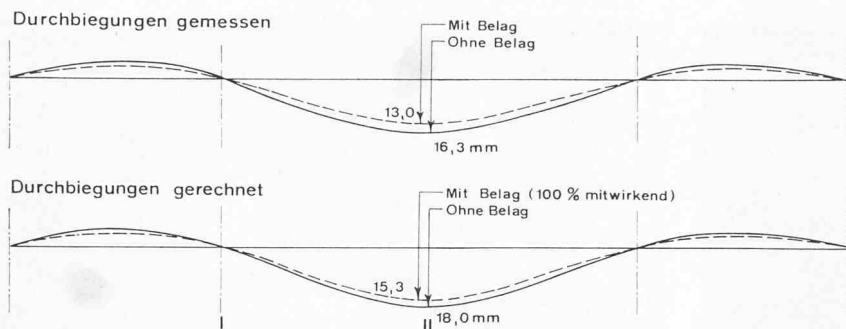


Bild 37. Zwillingsbrücke rechts, Lastfall A
II = Feldschnitt Mitte
I = Stützenschnitt bei Pfeiler Nord

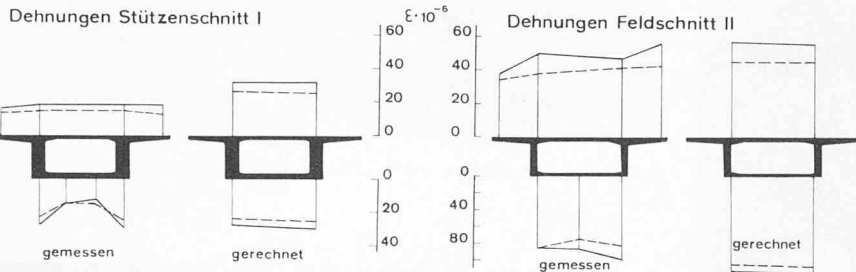


Tabelle 3. Abminderungsprozentsätze infolge Mitwirkung des Belages, Lastfall A

	gemessen	berechnet
Durchbiegung Schnitt II	20,0 %	15,0 %
Durchbiegung im Mittel		
über ganze Brücke	17,4 %	15,0 %
Schnitt II ϵ_o i. M.	17,4 %	20,5 %
Feld ϵ_u i. M.	9,9 %	7,5 %
Schnitt I ϵ_o i. M.	18,5 %	18,5 %
Stütze ϵ_u i. M.	6,5 %	10,2 %

haben zur Abklärung der Mitwirkung des Deckbelages wurde von der Stiftung für wissenschaftliche systematische Forschung auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues in verdankenswerter Weise finanziell unterstützt. Am Lehnenviadukt (Bilder 33 und 34) wurde der übliche Belastungsversuch mit aufgebrachtem Deckbelag durchgeführt.

Das konzentrierte Bauprogramm und die Kreditbeschränkung gestatteten nur ein minimales Messprogramm. Ausserdem weist die ausgeführte rechte Zwillingsbrücke unvermeidliche Ausführungsungenauigkeiten auf, die zu wenig exakt bekannt sind, um eine streng wissenschaftliche Auswertung zu gewährleisten. Immerhin können aus den gemessenen Daten unter Berücksichtigung der Voraussetzungen doch eindeutige Schlussfolgerungen gezogen werden. Es ist geplant, die Resultate noch durch einen Laboratoriumsversuch an der EMPA zu erhärten, wobei vor allem das Verhalten bei oft wiederholter Belastung geprüft werden soll. Das Versuchsprogramm und die Auswertung der Ergebnisse wurden durch die EMPA und das Büro des Verfassers ausgeführt. Es ist beabsichtigt, darüber einen gemeinsamen Bericht zu veröffentlichen. Nachfolgend möchte ich nun, obwohl die Auswertungen zur Zeit noch nicht fertig abgeschlossen sind, die Hauptergebnisse bekanntgeben.

Die ausgeführte Belagsstärke wurde durch ein dichtes Nivellementsnetz bestimmt. Sie beträgt im Gesamtmittel der rechten Zwillingsbrücke 12,0 cm bei einer Projektannahme von 8 cm. Im Stützenschnitt war die mittlere Belagsstärke 12,2 cm, im Schnitt Feldmitte des Mittelfeldes 8,0 cm. Diese Werte geben einen Anhaltspunkt über die Ausführungsgenauigkeit der Brücke, wobei lokale Abweichungen noch bedeutend grösser waren.

Zwillingsbrücke rechts, Lastfall A (Bild 36). 8 Lastwagen zu 16 t (= 128 t) wurden in der Mitte des 62 m weit gespannten Mittelfeldes symmetrisch aufgestellt. Gemessen wurden die Durchbiegungen und Dehnungen in den Hauptschnitten mit und ohne Belag. Aus diesen Messungen kann nun berechnet werden, um wieviele Prozent die Durchbiegungen und die Dehnungen durch die Mitwirkung des Belages abgemindert werden.

Diese gemessene Abminderung wird mit der rechnerisch ermittelten Abminderung verglichen. Für die rechnerische Bestimmung der Werte werden dabei die Planabmessungen der Konstruktion, sowie die effektiv ausgeführte Belagsstärke zu Grunde gelegt, und angenommen, dass der Belag statisch voll mitwirke.

Der Vergleich der gemessenen mit den für volle Mitwirkung gerechneten Abminderungsfaktoren gemäss Bild 37 und Tabelle 3 zeigt eine erstaunlich gute Übereinstimmung. Bei den Dehnungen stimmen sogar die Zugseiten (Feldschnitt II unten, Stützenschnitt I oben) besser überein als die Druckseiten. Aus diesem Vergleich darf nun der mit den schon erwähnten Vorbehalten behaftete Schluss gezogen werden, dass in bezug auf die Längsspannungen und die Durchbiegungen des ganzen Tragwerkes der Deckbelag statisch voll mitwirkt.

Zwillingsbrücke rechts, Lastfall E, Plattenversuch (Bild 38). 2 Lastwagen zu 16 t wurden auf der Fahrbahnplatte so aufgestellt, dass möglichst grosse Beanspruchungen der oberen Platte auftreten.

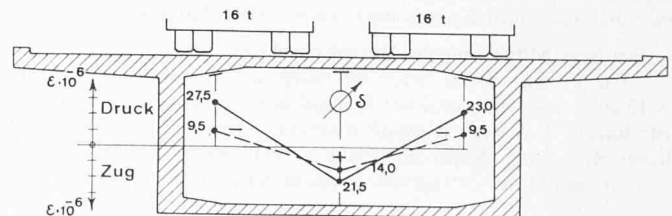
Gemessen wurden wiederum die Dehnungen mit und ohne Belag in Quer- und Längsrichtung sowie die Durchbiegung des Plattenmittelpunktes. Bild 38 zeigt wiederum deutlich, dass der Belag mitwirkt; allerdings spielen beim Plattenversuch die zufälligen Ungenauigkeiten der Stärke des Konstruktionsbetons und des Belagsbetons eine grössere Rolle.

Lehnenviadukt, Lastfall A (Bild 39). Hier wurde der Belastungsversuch nach Fertigstellung des Deckbelages mit 8 Lastwagen zu 16 t durchgeführt. Der Vergleich der Durchbiegungen zeigt, dass auch hier die gemessene Durchbiegung mit der bei voller Mitwirkung des Belages gerechneten ausserordentlich schön übereinstimmt, während die ohne Mitwirkung des Belages gerechnete Durchbiegung viel grössere Werte gibt.

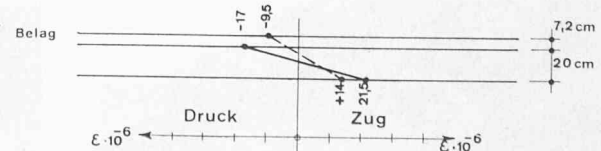
Folgerungen

Aus den bisher ausgewerteten Versuchsergebnissen haben wir die Überzeugung gewonnen, dass der Deckbelag voll mitwirkt. Den projektierenden Brückeningenieur veranlasst dieses Resultat, nun den Schritt zum bewussten Verbund zu tun.

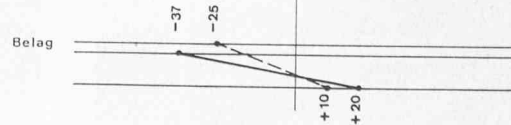
Bild 38. Zwillingsbrücke rechts, Lastfall E, Plattenversuch



Plattenmitte quer



Plattenmitte längs



Durchbiegung Δ ohne Belag 0,48 mm
mit Belag 0,24 mm

— ohne Belag
- - - mit Belag

Bild 39. Lehnenviadukt, Lastfall A

Dabei interessiert vor allem die Grösse der auftretenden Schubkraft in der Verzahnungsfuge zwischen Deckbelag und Konstruktionsbeton. Im Falle der Zwillingenbrücke rechts beträgt z. B. die Schubkraft im Maximum beim Pfeiler Nord aus Querkraft $S_q = 2,8 \text{ t/m}^2$. Dazu kommen die Wirkungen aus ungleichmässiger Temperaturverteilung und aus Schwinden, die zu berücksichtigen sind. Die bisher verwendeten Winkelschrauben M 12 (Bild 40) nehmen pro Stück eine Schubkraft von rund 0,7 t auf.

Auch die Frage der Fugen im Deckbelag ist zu diskutieren. Bei den gezeigten Belägen auf der Zwillingenbrücke und dem Lehnenviadukt wurden Felder von $4,50 \times 3,87 \text{ m}$ mit Scheinfugen von 1,5 cm Tiefe ausgeführt (Bild 41). Ob dies notwendig ist oder nicht, dürfte meines Erachtens wesentlich davon abhängen, in welchem Zeitpunkt der Belag aufgebracht wird, d. h. wieviel Vorspannung der Belag aus dem Restkriechen der Brückenkonstruktion noch erhält. Analoge Überlegungen hat der Ingenieur ja auch im Falle der nachträglich betonierten Gehwegkappen anzustellen, von denen schon eine Vielzahl mit bestem Erfolg ohne Fugen ausgeführt wurden.

Ich kann auf diese Fragen hier nicht näher eintreten und verweise diesbezüglich auf die angekündigten weiteren Untersuchungen.

Zusammenfassung

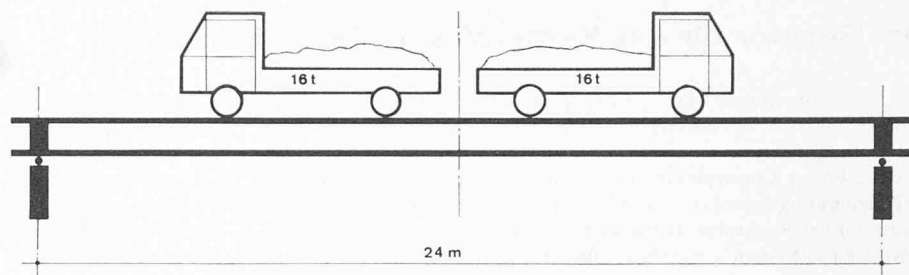
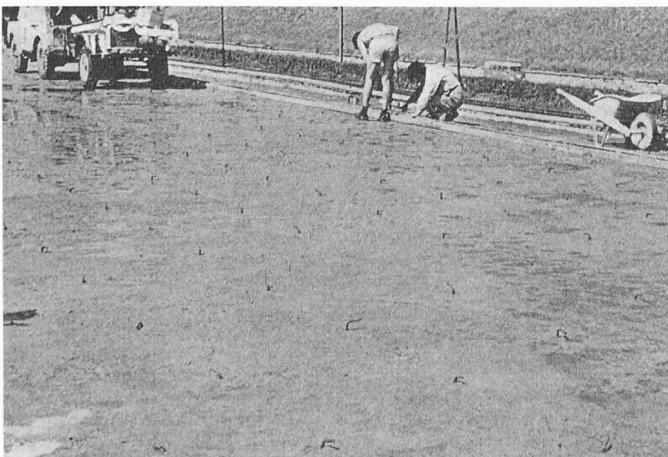
Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der reibungslosen und rationellen Durchführung eines Brückenbaues muss die Belagswahl vor Ausarbeitung der Submissionsprojekte und der Submissionsunterlagen getroffen werden.

Der schnelle Verkehr stellt sehr hohe Anforderungen an die Ebenheit der fertigen Belagsoberfläche. Andererseits müssen sich alle Beteiligten klar sein, dass bei einer möglichst wirtschaftlichen Bauweise für eine Brückenkonstruktion nur eine beschränkte Genauigkeit möglich ist, bei der die Toleranzen mit Bestimmtheit grösser sind, als der Belagsbauer sie für den Belagsunterbau fordert. Aus dieser Diskrepanz sind die erforderlichen Konsequenzen schon bei Projektierungsbeginn zu ziehen.

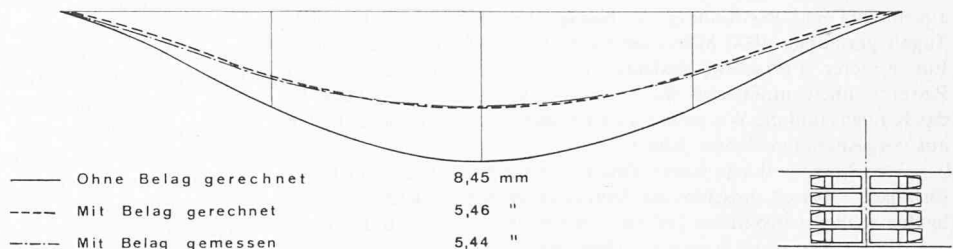
Literaturverzeichnis

F. Balduzzi, Zürich: Der AASHO-Strassentest, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, herausgegeben von Prof. G. Schnitter, Nr. 64.
Comité européen du béton (CEB): Recomandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé, 1964.
U. Finsterwalder und Herbert Schambeck, München: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf, in «Der Bauingenieur» Heft 3, März 1965.

Bild 40. Oberfläche, Konstruktionsbeton mit eingeschraubten Winkelschrauben, vor Aufbringen des Deckbelages



Durchbiegungen



W. Köster: Fahrbahnübergänge in Brücken und Betonbahnen, Bauverlag Wiesbaden 1965.

F. Leonhardt: Spannbeton für die Praxis, 2. Auflage; Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1962.

F. Leonhardt und W. Baur, Stuttgart: Neue Verfahren zur Herstellung weit gespannter, mehrfeldiger Balkenbrücken aus Spannbeton, «Beton- & Stahlbetonbau» Heft 5, Mai 1962.

E. Marquard: Schwingungsdynamik des schnellen Strassenfahrzeuges, Verlag W. Girardet, Essen 1952.

M. Mitschke, Stuttgart: Theoretische und experimentelle Schwingungsuntersuchungen am Kraftfahrzeug, in «Automobiltechnische Zeitschrift» Heft 7, Juli 1963.

E. Mörsch: Brücken aus Stahlbeton & Spannbeton, Verlag K. Wittwer, Stuttgart 1958.

M. C. Rotach, Zürich: Neuere Messgeräte am Institut für Strassenbau an der ETH in Zürich, NZZ Nr. 4085 vom 1. Nov. 1961.

Hubert Rüschi und Horst Mayer, München: Die zeitliche Entwicklung der Durchbiegung von ausgeführten Stahlbeton-Traggliedern, in «Beton- & Stahlbetonbau» Heft 10, Okt. 1964.

Werner Suter, Diplomarbeit März 1965 Kant. Technikum Biel, Prof. W. Komminoth: Durchführung von Fahrversuchen mit verschiedenen Fahrzeugen der Verkehrsbetriebe Winterthur zum Zwecke der Bestimmung der Vertikalbeschleunigungen von Aufbau und Achsen.

VDI-Richtlinien Nr. 2057, Okt. 1963

VSS-Vorschriften und Richtlinien.

H. R. Wachter, Bern: Langfristige Messungen an der SBB-Unterführung in Brüttsellen, SBZ Heft 37, 14. Sept. 1961.

Weinlandbrücke, Gedenkschrift zur Einweihung, Mai 1958.

Adresse des Verfassers: D. J. Bänziger, dipl. Ing., 8006 Zürich, Turnerstrasse 26.

Bild 41. Deckbelag aufgebracht

