

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

10. Jahrgang

Ausgegeben zu Düsseldorf am 19. Februar 1957

Nummer 14

Inhalt

(Schriftliche Mitteilung der veröffentlichten RdErl. erfolgt nicht.)

A. Landesregierung.

B. Ministerpräsident — Staatskanzlei —.

C. Innenminister.

D. Finanzminister.

E. Minister für Wirtschaft und Verkehr.

F. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten.

G. Arbeits- und Sozialminister.

H. Kultusminister.

J. Minister für Wiederaufbau.

II A. Bauaufsicht: RdErl. 22. 1. 1957, Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 1075 — Massive Brücken. S. 417. — RdErl. 22. 1. 1957, Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 1078 Bl. 1 und Bl. 2 — Verbundträger-Straßenbrücken. S. 443.

K. Justizminister.

J. Minister für Wiederaufbau

II A. Bauaufsicht

Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: DIN 1075 — Massive Brücken

RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 22. 1. 1957 — II A 4 — 2.762 Nr. 100/57

1 Das Normblatt

DIN 1075 (Ausgabe April 1955) —
Massive Brücken;
Berechnungsgrundlagen — Anlage

wird unter Hinweis auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBI. NW. S. 801) mit sofortiger Wirkung für das Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt und hiermit auf Grund der Polizeiverordnung über die Feuersicherheit und Stand-sicherheit baulicher Anlagen v. 27. Februar 1942 (Gesetz-saml. S. 15) i. Verb. mit Nr. 1.3 meines vorge-nannten RdErl. bekanntgemacht.

- 2 Die Ausgabe April 1955 ersetzt die Ausgabe August 1951 des Normblattes DIN 1075, die mit RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBI. NW. S. 801) bau-aufsichtlich eingeführt und bekanntgemacht worden ist. Gegenüber der früheren Ausgabe enthält die Aus-gabe April 1955 sachliche Änderungen und Ergänzun-gen in den Abschnitten 2.34 (Verteilungsbreite für Ver-kehrslasten), 5.322 (Knicksicherheit von Bogen-brücken), Tafel 7, Zeilen 5 und 6 (zulässige Stahl-spannungen) und 8.61, Tafel 10 (zulässige Pressungen in den Fugen von Auflagern). Außerdem sind Ver-besserungen und Ergänzungen in den Abschnitten 1.2

(Schwingbeiwert), 4.2 (unmittelbar befahrene Fahr-bahnplatten), 6.1 (Stahlbetonstützen) und 8.62 (Auf-lager und Gelenksteine) eingefügt worden.

- 3 Die Biegemomente von Fahrbahnplatten sind nach Abschnitt 4.1, Abs. 3 nach der Plattentheorie zu er-mitteln und mit den zulässigen Stahlspannungen bei Betonstählen II bis IV nach Tafel 7, Zeile 3 zu be-messen. Bei Hohlplatten-Brückenquerschnitten hat sich der Auslegungsausschuß des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton auf Grund einer Anfrage zu Ab-schnitt 4.1, Abs. 3 dahingehend geäußert, daß diese statisch als orthotrope (orthogonal-anisotrope) Platten zu betrachten und entsprechend zu bemessen sind. Die zulässigen Stahlspannungen für Betonstähle II bis IV richten sich hierbei nach Tafel 7, Zeile 4.
- 4 Kaltverformte Betonstähle (Sonderbetonstähle) dürfen nach Abschn. 8.11, Abs. 5 nicht als statische Beweh-rung für Brückenbauteile verwendet werden, weil sie gewöhnlich eine geringe Dauerfestigkeit besitzen. Eine Ausnahme hiervon ist nur möglich, wenn bei einer Brücke die Verkehrslast nur einen geringen Bruchteil der ständigen Last ausmacht (z. B. Brücken unter einem Schiffahrtskanal oder bei Brückenteilen, die nur durch ständige Lasten beansprucht werden) oder wenn in dem Bescheid über die allgemeine Zu-lassung für einen Sonderbetonstahl die Verwendung als statische Bewehrung für Brückenbauteile ausdrück-lich zugelassen ist.
- 5 Die Nachweisung A, Anlage 20 zum RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBI. NW. S. 801), ist unter VI 4 entsprechend zu ändern.
- 6 Die Regierungspräsidenten werden gebeten, auf die-sen RdErl. in den Regierungsamtsblättern hinzu-weisen.

Massive Brücken · Berechnungsgrundlagen

DIN 1075*)

Inhalt

	Seite		Seite
1 Belastungsannahmen	420	4.3 Stahlbeton-Fahrbahntafeln auf stählernen Straßenbrücken	427
1.1 Allgemeines	420	4.4 Verbund zwischen Stahlbeton-Fahrbahntafel und Stahlträgern	428
1.2 Schwingbeiwert	420	4.5 Fahrbahnträger	428
2 Allgemeine Vorschriften	421	5 Haupttragwerke	428
2.1 Bezeichnungen	421	5.1 Platten, Balken, Plattenbalken	428
2.2 Inhalt der Berechnung	421	5.2 Rahmen und rahmenartige Tragwerke	429
2.3 Einzelheiten der Berechnung	422	5.3 Bogenbrücken	429
3 Baustoffkennwerte	424	6 Stützen, Pfeiler und Widerlager	432
4 Fahrbahntafel	424	7 Gelenke, Lager und Auflagerbänke	433
4.1 Fahrbahnplatte	424	8 Zulässige Spannungen	434
4.2 Unmittelbar befahrene Stahlbeton-Fahrbahnplatten	426	9 Ausführung	442

Vorbemerkung

Diese Berechnungsgrundlagen gelten für Brückentragwerke, Brückenpfeiler und -widerlager und für Fahrbahnplatten, soweit sie aus Mauerwerk, Beton oder Stahlbeton bestehen, auch wenn sie zu Stahl- oder Holzbrücken gehören. Für Bauwerke oder Bauteile aus Beton und Stahlbeton gelten außerdem die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DIN 1045, 1047, 1048, 4225 und 4227)¹⁾, soweit in diesen Berechnungsgrundlagen nichts anderes gesagt ist. Wegen Richtlinien für das Nachrechnen bestehender Brücken vgl. DIN 1077.

Berechnung, Durchbildung und Ausführung von massiven Brücken oder Brückenteilen müssen den strengsten Anforderungen genügen. Der Bau darf nur von einem Unternehmer ausgeführt werden, der eine besonders gründliche Erfahrung und Kenntnis im Brückenbau besitzt. Für die Überwachung der

Ausführung muß ständig ein Ingenieur der Bauunternehmung anwesend sein, der über besondere Erfahrungen auf dem Gebiet der verwendeten Bauart verfügt und mit der Standsicherheitsberechnung des Bauwerkes vertraut ist. Der Unternehmer muß die Einhaltung der vorgeschriebenen Eigenschaften des Betons oder Mauerwerks durch besondere Betriebsmaßnahmen und besonders sorgfältige Bauüberwachung sicherstellen.

Für sehr große oder den üblichen Bauarten nicht entsprechende massive Brücken und bei Verwendung ungewöhnlicher Baustoffe können besondere, von diesen Normen abweichende Bestimmungen getroffen werden, ebenso für außergewöhnlich leichte Bauwerke (z. B. besonders leichte Gangstege).

1 Belastungsannahmen**1.1 Allgemeines**

Belastungsannahmen für Straßenbrücken siehe DIN 1072, ebenso wegen Angaben über die Berücksichtigung von Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen.

Belastungsannahmen für Brücken unter Eisenbahngleisen siehe die Berechnungsgrundlagen für Stählerne Eisenbahnbrücken (BE), die Vorschriften für die Berechnung der Brücken der Privat-eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs vom 26. Juli 1926, E. II. 22 Nr. 2095 (Reichsverkehrsbl. 1929, Teil I, S. 296) und die Vorschriften der Länderbehörden für die Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen²⁾.

Für die Berücksichtigung des Einflusses von Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen ist auch für Brücken unter Eisenbahngleisen DIN 1072 maßgebend.

1.2 Schwingbeiwert

Bei der Berechnung aller Brückenteile einschl. der Lager, Auflagerquader und Auflagerbänke sind bei Straßenbrücken die

¹⁾ Von den hier und in der Folge angeführten Normblättern und Bestimmungen betreffen:

DIN 105 Mauerziegel
DIN 1044 Stahlbetonbau, Einheitliche Bezeichnungen
DIN 1045 Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
DIN 1047 Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton
DIN 1048 Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton
DIN 1052 Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung
DIN 1054 Zulässige Belastung des Baugrundes, Richtlinien
DIN 1072 Straßen- und Wegebrücken, Lastannahmen
DIN 1073 Stählerne Straßenbrücken, Berechnungsgrundlagen
DIN 1074 Holzbrücken, Berechnung und Ausführung
DIN 1077 Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken
DIN 1078 Bl. 1 und Bl. 2 — Verbundträger-Straßenbrücken; Richtlinien für die Berechnung und Ausführung —
DIN 1350 Zeichen für Festigkeitsberechnungen (mit Beiblatt)
DIN 17 200 Eisen und Stahl, Vergütungsstähle, Eigenschaften
DIN 1681 Stahlguß
DIN 1691 Grauguß
DIN 52 105 Prüfung von Naturstein; Druckfestigkeit
DIN 4225 x Fertigteile aus Stahlbeton, Richtlinien für Herstellung und Anwendung
DIN 4227 Spannbeton, Richtlinien für die Bemessung und Ausführung
DIN 4420 Gerüstordnung
BE Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)

*) Frühere Ausgaben: 8. 30, 11. 33, 5. 38, 8. 51
Änderung April 1955: Teilweise überarbeitet

²⁾ z. B. die Vorschriften für die Berechnung der Brücken der Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen vom 24. August 1926, J-Nr. VI 6. 15. 2739 (Ministerialbl. d. Handels- u. Gewerbeverwaltung 1926 S. 226).

Verkehrslasten (Fahrzeuglast und Ersatzlast) auf der am stärksten belasteten Fahrspur (Hauptspur vgl. DIN 1072), bei Eisenbahnbrücken die Verkehrslasten auf sämtlichen Gleisen mit dem Schwingbeiwert zu vervielfachen, der in Tafel 1 für die Brückengattung und für die Stützweite des betreffenden Bauteils angegeben ist. Bei zwei- und mehrgleisigen Eisenbahnbrücken mit nur zwei Hauptträgern ist für die Hauptträger der Schwingbeiwert zu wählen, welcher der doppelten Stützweite entspricht.

Ohne Schwingbeiwert sind einzusetzen: Fliehkräfte und Seitenstöße, die außerhalb der Hauptspur anfallenden Verkehrslasten von Straßenbrücken, Menschenbelastung auf Geh- und Radfahrbahnen, die Verkehrslast von Fußgängerbrücken, die nicht von Fahrzeugen benutzt werden können, die Verkehrslast auf der Hinterfüllung von Widerlagern und Rahmentragwerken.

Ohne Schwingbeiwert werden errechnet: die Spannungen der Widerlager, Pfeiler und Fundamente und die Bodenpressungen.

Bei der Berechnung der Stahlbetonstützen und Hängestangen, der Lagerteile, Gelenke, Auflagersteine und der Auflagerbänke aus Stahlbeton, auch bei der Ermittlung der Pressungen in den Lagerfugen und zwischen Auflagersteinen oder Auflagerbänken und dem Mauerwerk ist der für den gelagerten oder angehängten Bauteil maßgebende Schwingbeiwert zu wählen.

Bei Balken auf zwei Stützen und bei gleichgelagerten Trägerarten ist für die Wahl des Schwingbeiwertes die Stützweite maßgebend. Bei durchlaufenden Trägern mit Gelenken oder ohne Gelenke richtet sich der Schwingbeiwert in den einzelnen Öffnungen nach der Stützweite der Öffnung, in der die Last steht. Bei ungleichen Stützweiten, von denen die kleinste mindestens 0,7 der größten ist, richtet sich der Schwingbeiwert in allen Öffnungen nach dem arithmetischen Mittel aller Stützweiten. Bei kreuzweise bewehrten Platten darf für die Ermittlung des Schwingbeiwertes die kleinere Stützweite genommen werden.

Wird einem Tragglied die Verkehrslast durch Tragglieder zugeleitet, die eine größere Stützweite haben und für die also ein geringerer Schwingbeiwert gilt als für das Tragglied selbst, so darf dieser Anteil der Verkehrslast mit dem geringeren Schwingbeiwert eingesetzt werden. Verkehrslasten, die das Tragglied unmittelbar belasten, sind aber mit den höheren Schwingbeiwerten einzusetzen.

2 Allgemeine Vorschriften

2.1 Bezeichnungen

Für die Bezeichnungen in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gelten DIN 1044 und DIN 1350, ferner die BE.

Die Brücke heißt $\frac{\text{rechts}}{\text{links}}$ schief, wenn die $\frac{\text{rechte}}{\text{linke}}$ Seite gegen die $\frac{\text{linke}}{\text{rechte}}$ Seite nach vorwärts verschoben ist (Bild 1 und 2).

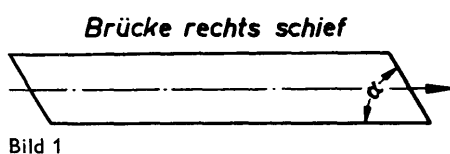


Bild 1

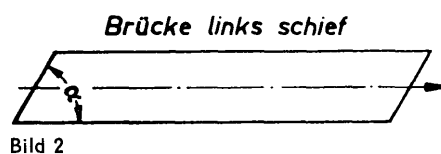


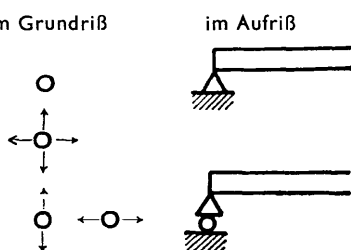
Bild 2

Darstellung der Lager im Grundriß

Festes Auflager:

Allseitig bewegliches Auflager:

In einer Richtung bewegliches Auflager:



Die Pfeile geben die Bewegungsrichtung an.

2.2 Inhalt der Berechnung

Die Berechnung soll ausreichende Angaben enthalten über:

2.21 die zugrunde gelegten Lasten und die Klassenbezeichnung (für Straßenbrücken nach DIN 1072, für Brücken unter Eisenbahngleisen nach BE),

2.22 die Eigengewichte aller wesentlichen Teile,

Tafel 1. Schwingbeiwert

Zeile	l (in m²)	0	5	10	20	30	40	50	70	100	≥150
1	Teile von Straßen- u. Straßenbahnbrücken	1,40	1,37	1,34	1,29	1,23	1,15	1,0	1,0	1,0	1,0
2	desgl. bei Überschüttung, Aufbeton oder Übermauerung ≥ 0,5 m und bei vollen Gewölben	1,30	1,27	1,24	1,19	1,13	1,07	1,0	1,0	1,0	1,0
3	Teile von Eisenbahnbrücken	1,60	1,48	1,43	1,37	1,34	1,32	1,30	1,27	1,24	1,20
4	desgl. bei Überschüttung, Aufbeton oder Übermauerung ≥ 1,0 m und bei vollen Gewölben	1,40	1,28	1,23	1,17	1,14	1,12	1,10	1,07	1,04	1,0

*) Für andere Stützweiten dürfen Zwischenwerte eingeschaltet werden.

2.23 die der Berechnung zugrunde gelegten Schwingbeiwerte,

2.24 die Art und die Eigenschaften der vorgesehenen Baustoffe und des Baugrundes,

2.25 die Querschnittsformen und Abmessungen aller wesentlichen Bauteile,

2.26 die zulässigen und die für alle wichtigen Querschnitte rechnerisch ermittelten größten Spannungen (vgl. auch Abschnitt 2.33). Die Festigkeitsberechnung muß sich auch auf die Auflagerteile, die Bodenpressungen und auf etwaige Gelenke erstrecken,

2.27 die Tragfähigkeit, Standsicherheit und Überhöhung der Lehrgerüste, den Betonierungs- und Ausrüstungsvorgang.

2.3 Einzelheiten der Berechnung

2.31 Angabe der Quellen von Formeln

Für außergewöhnliche Formeln oder Berechnungsverfahren sind die Quellen anzugeben, wenn sie allgemein zugänglich sind, sonst sind die Formeln so weit zu entwickeln, daß ihre Richtigkeit nachgeprüft werden kann. Jede Festigkeitsberechnung muß ein in sich abgeschlossenes Ganzes bilden. Daher

sollen aus anderen Festigkeitsberechnungen nur dann Werte ohne ihre Entwicklung übernommen werden, wenn die neue Berechnung nur die Ergänzung einer früheren ist, die sich in den Brückenakten des Bauwerks befindet.

2.32 Ungünstigste Laststellung

Die ungünstigsten Stellungen der Verkehrslasten sind nach den in Abschnitt 1 genannten Bestimmungen anzunehmen; die ihnen entsprechenden Schnittkräfte sind, soweit sie nicht aus Tafeln entnommen werden können, mit Einflußlinien oder anderen Verfahren zu bestimmen.

Entlastend wirkende Verkehrslasten, auch alle günstig wirkenden Achs- und Radlasten von Fahrzeugen sind wegzulassen (vgl. DIN 1072). Bei Rahmen und gewölbten Durchlässen ist auch der Einfluß ungleicher Erddrücke — z. B. infolge einseitiger Verkehrslast — zu berücksichtigen. Hiervon kann jedoch bei großer Überschüttungshöhe abgesehen werden. Pfeiler und Widerlager sind auch für den größt- und kleinstmöglichen aktiven Erddruck und, wenn nötig, für Auftrieb zu untersuchen.

2.33 Nachweis der äußeren und inneren Kräfte

Die Schnittkräfte sind getrennt für die ständigen Lasten, für die Verkehrslasten, gegebenenfalls für Fliehkräfte, Wärmewirkung und Schwinden, für die Windlasten und für Bremskräfte⁴⁾, Seitenstöße und Reibungswiderstände beweglicher Lager und, soweit erforderlich, auch für den Einfluß des Nachgebens der Widerlager und Pfeiler (vgl. DIN 1072) nachzuweisen.

Seitenstöße brauchen nur bei Brücken unter Eisenbahn⁵⁾ und Industriegleisen⁶⁾ beachtet zu werden. Brems- und Fliehkräfte sind für Straßenbrücken im allgemeinen nur bei hohen Pfeilern, bei hochstieligen Rahmen und bei Stützen als Teilen rahmenartiger Tragwerke zu berücksichtigen (vgl. DIN 1072).

Der Einfluß der Windkräfte braucht bei Bogenbrücken mit obenliegender Fahrbahn nicht nachgewiesen zu werden, wenn diese als volle Gewölbe ausgeführt werden und die Gewölbbreite größer als $1/10$ der Stützweite ist. Aufgelöste Gewölbe können wie volle Gewölbe behandelt werden, wenn die Einzelteile des Gewölbes durch Querverbände so gegeneinander ausgesteift sind, daß eine einheitliche Tragwirkung unter Windlast entsteht. Bei Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn ist der Einfluß der Windkräfte stets nachzuweisen.

Wird bei schlanken Bogenbrücken (Schlankheitsgrad $\lambda > 125$ — vgl. Abschn. 5.322) die Systemachse nicht nach der Stützlinie für ständige Last geformt, so müssen bei der Ermittlung der Schnittkräfte die unter ständiger Last einschl. des Einflusses des Kriechens auftretenden Verformungen der Bogenachse berücksichtigt werden, da sie unter Umständen eine erhebliche Vergrößerung der Momente hervorrufen können. Wegen der Kriechzahlen s. DIN 4227.

Die Spannungen sind aus der ungünstigsten Summe aller gleichzeitig wirkenden Kräfte zu berechnen.

Bei der Ermittlung der Spannungen in den Lagern und Gelenken aus Stahl, Eisen und Blei (vgl. Abschnitt 8.51) sind zuerst die von den Hauptkräften zusammen hervorgerufenen Spannungen und dann — wenn erhebliche Zusatzkräfte auftreten — die Summe der Spannungen aus den Hauptkräften und der von den Zusatzkräften hervorgerufenen Zusatzspannungen zu ermitteln. Dabei gelten nach DIN 1072 und BE als Hauptkräfte die Einflüsse der ständigen Lasten, der Verkehrslasten, der Fliehkräfte, des Schwindens und Kriechens des Betons und von Verschiebungen der Widerlager und Pfeiler und als Zusatzkräfte die Einflüsse der Temperaturänderungen, der Windlasten, der Bremskräfte, der Seitenstöße und des Reibungswiderstandes beweglicher Lager.

In den Festigkeitsberechnungen sind die größten rechnerischen Spannungen den zulässigen gegenüberzustellen. Wird durch ein Bemessungsverfahren nachgewiesen, daß die zulässigen Spannungen nicht überschritten werden, so ist diese Gegenüberstellung nicht erforderlich.

Werden bei fachwerkartigen Tragwerken mit Dreiecknetzen die Grundspannungen unter Annahme gelenkiger Knoten berechnet, so müssen die durch die steifen Knotenpunktverbindungen entstehenden Nebenspannungen nachgewiesen werden. Wegen der hierfür zulässigen Spannungen vgl. Abschnitt 8.21 Absatz 4.

2.34 Verteilungsbreite für Verkehrslasten

Bei Belastung durch Einzellasten (z. B. Raddruck auf der Fahrbahn) darf angenommen werden, daß sich diese nach unten in allen Richtungen unter 45° bis zur Mittelfläche der tragenden Platte ausbreiten. Zur Vereinfachung darf mit rechteckigen Verteilungsflächen gerechnet werden, die sich bei einer Verteilung unter 45° in beiden Hauptrichtungen ergeben.

Bei vollen Gewölben von Straßenbrücken (auch mit Straßen- oder Industriebahnen) kann angenommen werden, daß sich an der Aufnahme der Verkehrslast der am stärksten belasteten Spur (siehe DIN 1072) ein Gewölbestreifen von der Breite $b_1 = 4$ m oder $b_2 = 0,25 l$, höchstens aber die ganze Gewölbbreite beteiligt und daß alle über diesem Streifen stehenden Verkehrslasten (auch diejenigen außerhalb der am stärksten belasteten Spur) die zugehörigen Gewölbequerschnitte mittig be-

lasten. Von den Werten b_1 und b_2 darf der größere gewählt werden.

Bei vollen Gewölben von ein- und zweigleisigen Eisenbahnbrücken darf die Verkehrslast in der Querrichtung gleichmäßig auf die ganze Gewölbbreite, bei drei- und mehrgleisigen Brücken und unter Bahnhofsanlagen darf die Verkehrslast eines regelspurigen Gleises höchstens auf 4,5 m Gewölbbreite verteilt werden.

Bei Walz- und Blechträgern in Beton darf angenommen werden, daß sich die Achslasten der Regellasten nach DIN 1072 und von Straßenbahnfahrzeugen in der Querrichtung auf eine Breite von 3 m verteilen. Bei regelspurigen Eisenbahnfahrzeugen ist diese Verteilungsbreite bei Stützweiten bis 4,5 m gleich der Stützweite, mindestens aber 2,5 m. Bei größeren Stützweiten ist die Verteilungsbreite 4,5 m. Bei mehrgleisigen Brücken darf sie höchstens gleich dem Mittenabstand der Gleise sein. Voraussetzung dafür ist, daß eine untere Querbewehrung von mindestens 4 Rundstäben von 12 mm Durchmesser und eine obere von mindestens 4 Rundstäben von 10 mm Durchmesser je m eingelegt wird.

Zwischen den Trägern sind kräftige und wirksame Querverbindungen anzuordnen.

In der Längsrichtung ist mit Einzellasten zu rechnen.

3 Baustoffkennwerte

3.1 Elastizitätsmodul E

Als Elastizitätsmodul E für Zug und Druck ist anzunehmen:

für Stahl (auch für Stahlguß und geschmiedeten Stahl) 2 100 000 kg/cm²,

für Sonderstähle hoher Festigkeit ist der Elastizitätsmodul durch Versuche zu bestimmen (vgl. auch DIN 4227),

für Gußeisen 1 000 000 kg/cm²,

für Beton bei Berechnung der Formänderungen, der statisch unbestimmten Größen und der Knicksicherheit

Betongüteklasse B 160 230 000 kg/cm²,

Betongüteklasse B 225 270 000 kg/cm²,

Betongüteklasse B 300 300 000 kg/cm²,

Betongüteklasse B 450 350 000 kg/cm²,

Betongüteklasse B 600 400 000 kg/cm²,

für Beton bei Berechnung der Spannungen in Stahlbetonbauteilen 140 000 kg/cm².

Für Beton dürfen andere Werte eingesetzt werden, wenn sie durch Versuche an Beton mit gleicher Zusammensetzung, besonders auch mit gleichen Zuschlagstoffen, gefunden wurden, wie sie im Bau verwendet werden.

Bei Mauerwerk schwankt der Elastizitätsmodul in weiten Grenzen, etwa zwischen 100 000 und 500 000 kg/cm². Für die endgültige Berechnung weitgespannter Brücken ist der Elastizitätsmodul daher durch Versuche zu bestimmen. Beim Vorentwurf solcher Brücken und beim Entwurf anderer Brücken darf mit folgenden Werten gerechnet werden:

Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel . . . 150 000 kg/cm²,

Mauerwerk in Zementmörtel aus Hartbrand-

ziegeln oder Klinkern 100 000 kg/cm².

3.2 Wärmedehnzahl α_t

Als Wärmedehnzahl α_t für 1° (linear) ist anzunehmen:

für Beton, Stahl, Stahleinlagen im Beton und Gußeisen 0,000 010,

für Quader- und Bruchsteinmauerwerk 0,000 008,

für Ziegelmauerwerk 0,000 005.

3.3 Querdehnzahl m

Soll in besonderen Fällen die Querdehnung von Beton berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 4.1) und ist die Poisson'sche Zahl hierfür nicht nachgewiesen, so ist mit dem Mittelwert 6 zu rechnen.

4 Fahrbahntafel

4.1 Fahrbahnplatte

Stahlbeton-Fahrbahnplatten müssen mindestens 12 cm dick sein.

⁴⁾ Der Einfluß der Bremskräfte von Lastenzügen wird zweckmäßig mit Einflußlinien ermittelt. Vgl. E. Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen, 1. Aufl. Stuttgart 1947, S. 252 ff. und „Der Eisenbetonbau“, II. Bd., 3. Teil.

⁵⁾ Das sind Gleise, die von Lokomotiven der Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs befahren werden.

⁶⁾ Das sind Gleise, die nicht von Lokomotiven der Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs befahren werden, z. B. Anschlußgleise, die nur von Rangierlokomotiven befahren werden.

Die wirksame Plattenhöhe zur Aufnahme des Stützenmomentes darf bei Anordnung von Schrägen nicht größer angenommen werden als sich bei einer Neigung der Balkenschräge von 1 : 3 ergeben würde. Bei biegeelter Verbindung der Platten mit ihrer Unterstützung darf angenommen werden, daß sich diese Schräge auch innerhalb dieser Unterstützung fortsetzt.

Die Biegemomente von Fahrbahnplatten sind nach der Platten-Theorie zu ermitteln⁷⁾. Hierbei dürfen hinreichend genaue Näherungsverfahren angewendet werden, wenn sie die tatsächlichen Randbedingungen der Platte ausreichend berücksichtigen, jedoch ist die Ermittlung der Lastverteilung und der Querbewehrung nach DIN 1045⁸⁾ § 19, § 22, Ziff. 4, Abs. 2 und § 25, Ziff. 5, Abs. 1, unzulässig.

Bei Platten, die vorwiegend in einer Richtung tragen, ist eine entsprechende Querbewehrung vorzusehen, die so zu bemessen ist, daß sie nicht nur die aus der Querverteilung der Lasten entstehenden Momente, sondern auch die aus der Querdehnung des Betons (vgl. Abschnitt 3.3) herrührenden Kräfte aufnehmen kann.

Diese Querbewehrung ist jeweils auf der Seite der Platte anzuordnen, an der die Hauptbewehrung liegt. Wird das aus der Querdehnung herrührende Moment in der Nebentragrichtung nicht genau ermittelt, so darf es zu $1/6$ des Unterschiedes der Momente in den beiden Tragrichtungen eingesetzt werden.

Bei schmalen, nur in einer Richtung l_x (Bild 3) gespannten Platten mit einem Seitenverhältnis $\frac{l_y}{l_x} < 2,0$ sind an Stelle des Wertes $1/6$ die Werte der Tafel 2 in Rechnung zu stellen. Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden.

Tafel 2

Beiwerte für die Ermittlung der Querdehnungsmomente in zweiseitig gelagerten Platten

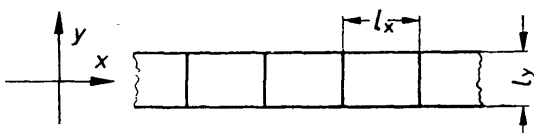
Seitenverhältnis $\frac{l_y}{l_x}$	2,0	1,5	1,0	0,5	0,25
Momente aus Querdehnung	0,17	0,16	0,13	0,07	0,00

Wird bei durchlaufenden Platten die Durchlaufwirkung nicht streng ermittelt, so darf bei gleichen Stützweiten oder auch bei ungleichen Stützweiten, deren kleinste noch mindestens 0,8 der größten ist, folgendes Näherungsverfahren für die Momentenermittlung verwendet werden:

Der Näherungsrechnung wird ein Einzelfeld mit den Biegemomenten M_e zugrunde gelegt.

Für ständige Last wird in der Durchlaufrichtung bei Innenfeldern beidseitige volle Einspannung, bei Außenfeldern einseitig volle Einspannung angenommen. Läuft die Platte in beiden Richtungen durch, so ist für Innenfelder vierseitige, für Randfelder dreiseitige, für Eckfelder zweiseitige volle Einspannung anzunehmen.

Für die Verkehrslast sind die in gleicher Weise für ein Einzelfeld ermittelten Momente M_e mit dem Beiwert α zu vervielfachen ($M = \alpha M_e$). Seine Größe hängt vom Verhältnis $\frac{l_y}{l_x}$ der Plattenstützweiten (Bild 3) des Einzelfeldes und von der Auflagerungsart ab und ist in Tafel 3 angegeben. Läuft die Platte in beiden Richtungen durch, so sind die Beiwerte α für jede Durchlaufrichtung getrennt zu bestimmen, indem die Stützweite in der untersuchten Durchlaufrichtung jeweils mit l_x bezeichnet wird.

Bild 3 (x = Durchlaufrichtung)

Ist die Platte an den Außenrändern nicht, wie in der Näherungsrechnung angenommen, frei drehbar gelagert, sondern infolge biegeelter Verbindung mit dem Randträger elastisch eingespannt, so ist das Einspannmoment M_A aus ständiger Last und Verkehrs-

⁷⁾ Fertige Momentenwerte für Verkehrslasten nach DIN 1072 und Schrifttumsangaben s. Rüschi: Tafeln zur Berechnung der Fahrbahnplatten.

⁸⁾ Ausgabe 1943 x x

Tafel 3

Beiwert α für Momente aus Verkehrslast und Einspannmoment M_A an Randträgern für die Näherungsberechnung durchlaufender Platten

Maßgebende Stützungsart des Einzelfeldes:		End- oder Randfeld		Innenfeld		
Werte für die Punkte:		A	1	B	2	C
1	2	3	4	5	6	7
$\frac{l_y}{l_x}$		M_A		Beiwerte α		
Vierseitig gelagerte Platte	$\leq 0,8$	$1/2 M_B$	1,00	1,00	1,05	1,00
	$= 1,0$		1,05	0,96	1,13	1,00
	$= 1,2$		1,07	0,94	1,18	1,00
	$= \infty$	$1/3 M_B$	1,10	0,92	1,23	1,00
Zweiseitig gelagerte Platte	$= \infty$	$1/3 M_B$	1,10	0,92	1,23	1,00
	$= 1,00$		1,14	0,89	1,30	1,00
	$= 0,50$		1,22	0,82	1,45	1,00
	$= 0,25$		Diese Platten sind als durchlaufende Balken zu berechnen			

last an dieser Stelle nach Tafel 3 Spalte 3 zu einem Bruchteil des an der ersten Innenstütze entstehenden Momentes anzunehmen.

Ist der Randträger durch ausreichend bemessene Querträger gegen Verdrehen gesichert, so darf mit voller Einspannung der Platte im Randträger gerechnet werden, wenn diese durch entsprechende Bewehrung gesichert ist. Das Endfeld der Platte ist dann wie ein Innenfeld zu bemessen.

Bei durchlaufenden und bei starr eingespannten Platten ist eine erhebliche ungleichmäßige Senkung der sie unterstützenden Tragteile, z. B. von Stahlträgern (vgl. Abschnitt 4.3) zu berücksichtigen.

Ergibt sich für das größte positive Feldmoment ein kleinerer Wert als bei voller beidseitiger Einspannung, so ist der Querschnittsbemessung der für beidseitig volle Einspannung geltende Wert zugrunde zu legen.

Zur Aufnahme negativer Feldmomente muß bei durchlaufenden Platten eine obere Bewehrung angeordnet werden, die mindestens gleich $1/6$ der gleichlaufenden unteren Feldbewehrung ist, mindestens jedoch bei Betonstahl I 3 Rundstäbe von 7 mm Durchmesser, bei Betonstahl II bis IV 3 Rundstäbe von 6 mm Durchmesser auf 1 m beträgt.

Bei Platten, die Haupttragwerke bilden, und bei Fahrbahnplatten mit einem ungestützten Rand ist zu berücksichtigen, daß Lasten, die in unmittelbarer Nähe des freien Randes wirken, besonders große Momente erzeugen.

Die Querkkräfte von Fahrbahnplatten sind ebenfalls nach der Plattentheorie zu berechnen, wobei die Durchlaufwirkung unberücksichtigt bleiben, also mit einem Einzelfeld gerechnet werden darf.

Bei der Ermittlung der Stützkkräfte durchlaufender Platten oder Längsträger der Fahrbahn braucht im allgemeinen die Durchlaufwirkung nicht berücksichtigt zu werden. Dagegen muß sie bei der Ermittlung der Stützkkräfte an den Innenstützen berücksichtigt werden, wenn die Tragteile nur über 2 Felder durchlaufen oder die Stützweiten der beiden anschließenden Felder so verschieden sind, daß die eine kleiner ist als $2/3$ der anderen. Bei auskragenden Platten braucht die aus der Durchlaufwirkung stammende Vergrößerung der Stützkraft auf dem Randträger nicht berücksichtigt zu werden, wenn die Fahrbahnplatte anschließend über mehr als 1 Feld gespannt und die Auskragung nicht größer als $1/3$ der Stützweite des Nachbarfeldes ist.

4.2 Unmittelbar befahrene Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne besondere Dichtung

Stahlbeton-Fahrbahnplatten von Straßenbrücken dürfen unmittelbar befahren werden, wenn ihr Beton den Richtlinien für Beton-

straßen⁹⁾ entspricht. Werden die dort geforderten besonders verschleißfesten Zuschläge nur in einer oberen Schicht verarbeitet, so ist diese mindestens 7 cm dick mit ähnlichem Zement- und Wassergehalt wie der übrige Beton frisch auf frisch einzubringen. Die rechnerisch erforderliche Plattendicke ist um 1 cm zu vergrößern. Die Betondeckung der oberen Bewehrung soll mindestens 3 cm, das Quergefälle der Fahrbahn mindestens 1,5 ‰, und die Längsentwässerung besonders günstig sein. In der Oberfläche ist für erhöhte Rissicherheit zu sorgen. Zu diesem Zweck ist nahe der Oberfläche ein quadratisches Netz von Bewehrungsstäben aus Betonstahl I Durchmesser 8 mm, Betonstahl II Durchmesser 7 mm, oder Betonstahl III und IV Durchmesser 6 mm mit folgenden Mindestabständen a zu verlegen:

a) bei unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatten

- $a = 20$ cm im Bereich von Druckspannungen
 $a = 10$ cm im Bereich von Zugspannungen;

b) bei Stahlbeton-Fahrbahnplatten mit besonderer Verschleißschicht (z. B. Gußasphalt) aber ohne eigentliche Dichtungsschicht:

- $a = 30$ cm im Bereich von Druckspannungen
 $a = 20$ cm im Bereich von Zugspannungen.

Diese Bewehrung darf für die Aufnahme negativer Momente in Rechnung gestellt werden, aber nur mit den geringeren zulässigen Spannungen nach Tafel 7, Zeile 5a bis 6b.

Bei Plattenbalken ist im Bereich der negativen Momente diejenige Bewehrung, die nicht zur Schubstärkung nach unten abgebogen wird, auf die Plattenbreite zu verteilen, die als statisch mitwirkend in Rechnung gestellt wurde, und dort sorgfältig verteilt zu verankern. Ist nicht die ganze Plattenbreite als statisch mitwirkend in Rechnung gestellt, so ist im übrigen Teil der Platte die gleiche Bewehrung anzuordnen. Besonders wichtig ist diese Bewehrung auch in höher liegenden Gehbahnen.

Ausragende Gehbahnen sind mit den äußersten Hauptträgern (Randträgern) so zu verbinden, daß eine Plattenbalkenwirkung gewährleistet ist.

An Arbeitsfugen ist besonders sorgfältig für einen dichten Anschluß des Betons zu sorgen (vgl. auch DIN 1045⁹⁾ § 9 Ziff. 4). Dabei ist Abschnitt 9.2 zu beachten. Arbeitsfugen sind nicht an Stellen zu legen, die an der Oberfläche der Fahrbahnplatte Zugspannungen erhalten. In diesem Bereich unterteilt man die Platten zweckmäßig durch querlaufende Bewegungsfugen.

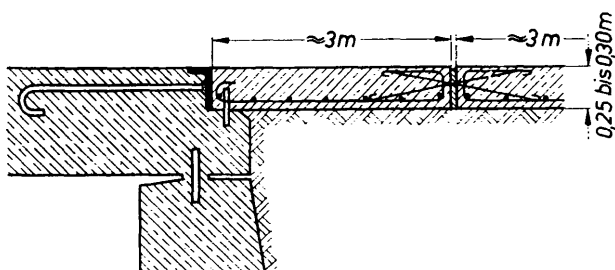


Bild 4. Plattenkette zwischen Brücke und Rampe

An den Enden und an Bewegungsfugen der Platte sind kräftige, gut im Beton verankerte stählerne Kantenschutzwinkel anzuordnen. Als Übergang zum erdgelagerten Straßenbelag wird eine am Brückenende unverschieblich gelagerte Plattenkette (Bild 4) empfohlen, deren Glieder zug- und schubfest miteinander verbunden sind und die bei Bedarf durch Unterpressen wieder in die richtige Höhenlage gebracht werden.

Wegen unmittelbar befahrenen Stahlbetonplatten auf stählernen Brücken s. Abschnitt 4.3 letzter Absatz.

4.3 Stahlbeton-Fahrbahn tafeln auf stählernen Straßenbrücken

Bei der Berechnung der Stahlbeton-Fahrbahn tafeln, die auf stählernen Brücken aufliegen, ist frei drehbare Auflagerung anzunehmen. Auch ist die ungleiche Einsenkung derjenigen Stahlträger zu berücksichtigen, die die Fahrbahn tafel unmittelbar unter-

stützen, wenn diese nicht durch wenigstens einen lastverteilenden Träger in der Mitte ihrer Stützweite gegen merkliche ungleiche Senkungen gesichert sind (vgl. DIN 1073¹⁰⁾ § 7 Ziff. 2). Soll die Fahrbahnplatte selbst die Aufgabe der Lastverteilung mit übernehmen, so ist für das mittlere Drittel der Stützweite der auszu-streifenden Fahrbahnträger wenigstens näherungsweise nachzuweisen, daß die Abmessungen und die Bewehrung der Platte und ihre Verbindung mit den Trägern für diese Aufgabe ausreichen. Die hierfür erforderliche zusätzliche Bewehrung der Platte ist auch in den äußeren Dritteln der Stützweite der Fahrbahnträger anzuordnen, darf dort aber nach dem Auflager zu geradlinig auf Null abnehmen.

Werden die Einsenkungen nicht berücksichtigt und keine lastverteilenden Träger angeordnet, so sind die Feld- und Stützenmomente der Fahrbahn tafel dem Größtmoment eines frei drehbar gelagerten Plattenfeldes auf 2 Stützen gleichzusetzen. Bei ungleichen Feldweiten gilt für das Stützenmoment der Mittelwert der anschließenden Feldmomente.

Die Stahlbeton-Fahrbahn tafel ist möglichst auf die Obergurte der Stahlträger zu legen. Müssen ausnahmsweise bei beschränkter Bauhöhe die Obergurte einbetoniert werden, so ist für die Platten ein besonderes Auflager zu schaffen, wenn hierfür bei niedrigen Trägern nicht der Untergurt benutzt wird. Die Tragfähigkeit dieses Auflagers ist nachzuweisen. Die Oberkante der Platte muß mindestens so hoch liegen, daß ihre obere Bewehrung überall mit ausreichender allseitiger Betonumhüllung über die Stahlträger hinweggeführt werden kann.

Unmittelbar befahrene Fahrbahnplatten von Stahlbrücken sind nach Abschnitt 4.2 und möglichst im Verbund mit den Stahlträgern nach Abschnitt 4.4 auszuführen. Geschieht das nicht, so muß damit gerechnet werden, daß in der Platte trotzdem erhebliche Zugspannungen entstehen, da die Längenänderungen und die gegenseitigen Verschiebungen von Platte und Trägern, die unter der Einwirkung der Spannungen, des Schwindens und der Temperaturunterschiede zwischen Beton und Stahl entstehen wollen, durch die Reibung stark behindert werden. Diese Reibung kann erfahrungsgemäß auch durch besondere Behandlung der Berührungsflächen zwischen Platte und Stahlträgern nur wenig vermindert werden. Die möglichen Reibungskräfte sind annähernd zu ermitteln und in der Platte durch entsprechende Bewehrung aufzunehmen. Sie sind auch bei der Bemessung der Stahlträger zu berücksichtigen.

4.4 Verbund zwischen Stahlbeton-Fahrbahn tafel und Stahlträgern

Wird die Stahlbeton-Fahrbahnplatte im Verbund mit den unterstützenden Stahlträgern ausgeführt, so sind die Schnittkräfte nach den „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Bauteilen in Verbundbauart“¹¹⁾ unter Berücksichtigung der Wirkung des Schwindens, Kriechens und ungleichmäßigen Temperaturänderung zu ermitteln und durch eine zweckentsprechende Bewehrung aufzunehmen.

4.5 Fahrbahnträger

Zur Querverteilung der Verkehrslasten sind möglichst steife lastverteilende Querträger anzuordnen, sofern nicht nachgewiesen wird, daß die Fahrbahnplatte allein imstande ist, die bei ungleichmäßiger Laststellung entstehenden größten Verformungsmomente aufzunehmen. Wird die Mitwirkung dieser Querträger zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Verkehrslast auf die Hauptträger (Trägerrost) rechnerisch berücksichtigt, so ist hierfür ein Nachweis zu erbringen.

Querträger aufgeständerter Fahrbahnen von Bogenbrücken, die zusammen mit den fest mit ihnen verbundenen Stützen zur Überleitung von Windkräften und anderen auf die Fahrbahn einwirkenden Seitenkräften auf den Bogen herangezogen werden, sind im allgemeinen als Riegel rahmenartiger Tragwerke zu berechnen (vgl. Abschnitt 5.2).

5 Haupttragwerke

5.1 Platten¹²⁾, Balken, Plattenbalken

Über die bei der Berechnung anzunehmende Stützweite vgl. für Platten DIN 1045⁹⁾ § 22 Ziff. 1 und § 23 Ziff. 1, für Balken und Plattenbalken DIN 1045⁹⁾ § 25 Ziff. 1.

⁹⁾ Ausgabe 1941

¹¹⁾ Überholt durch DIN 1078 Bl. 1 und Bl. 2 — Verbundträger-Straßenbrücken; Richtlinien für die Berechnung und Ausführung —

¹²⁾ zur Berechnung von Platten vgl. Fußnote 7) zu Abschnitt 4.1.

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425

⁹⁾ vgl. Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken (ABB) „Der Straßenbau von A bis Z“, Berlin-Bielefeld-Detmold 1930, Erich Schmidt-Verlag.

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425

Bei Plattenbalken empfiehlt sich in der Regel die genauere Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite (vgl. DIN 1045⁹⁾ § 25 Ziff. 3).

Platten, die Haupttragwerke bilden, sind wie Fahrplattens zu berechnen (vgl. Abschnitt 4.1).

Hauptträger, die als durchlaufende Balken oder Plattenbalken ausgebildet sind, dürfen nur dann nach den Regeln für frei drehbar gelagerte durchlaufende Träger berechnet werden, wenn sie gelenkartig auf den stützenden Teilen gelagert sind. Hierbei ist die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes zu berücksichtigen. Dies erübrigt sich, wenn die Änderung des Trägheitsmomentes auf Schrägen an den Stützen beschränkt ist, deren Länge bei lotrechten Schrägen $1/15$ der Stützweite, bei waagerechten Schrägen $1/10$ der Stützweite nicht überschreitet.

Durchlaufende Balken als Hauptträger, die mit ihren Stützen fest verbunden sind, müssen als Rahmen (vgl. Abschnitt 5.2) oder als Balken auf elastisch drehbaren Stützen berechnet werden. Die im Balken auftretenden Normalkräfte dürfen hierbei unberücksichtigt bleiben.

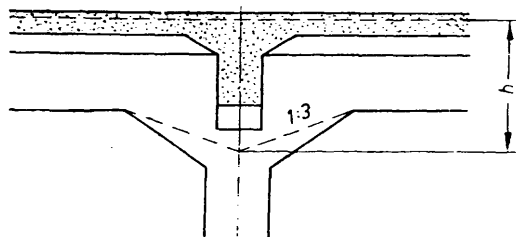


Bild 5. Balkenschrägen

Die wirksame Trägerhöhe zur Aufnahme des Stützenmomentes darf bei Anordnung von Schrägen nicht größer angenommen werden, als sich bei einer Neigung der Balkenschräge von 1 : 3 ergeben würde (vgl. Bild 5). Bei biegeelter Verbindung der Träger mit ihrer Unterstützung darf angenommen werden, daß sich diese Schräge auch innerhalb dieser Unterstützung fortsetzt. Die Bestimmung in Abschnitt 4.1 über den Mindestwert für positive Feldmomente gilt für diese Träger nicht. Ist an den Trägerenden die freie Drehbarkeit nicht in vollem Umfange gewährleistet, so muß auch bei Annahme freier Auflagerung durch Anordnung oberer Stahleinlagen und eines ausreichenden Betonquerschnittes an der Unterseite einer etwa vorhandenen Einspannung Rechnung getragen werden. Die bei hohen Balken und Plattenbalken (d bzw. $d_0 > 1,40$ m) nach DIN 1045⁹⁾ § 14 Ziff. 2 erforderliche Stiegbewehrung darf auf die Hauptbewehrung angerechnet werden, wenn ein entsprechender Spannungsnachweis geführt wird.

Bei der Ermittlung der Stützkraft durchlaufender Hauptträger (Platten, Balken, Plattenbalken) ist der Einfluß der Durchlaufwirkung zu berücksichtigen.

5.2 Rahmen und rahmenartige Tragwerke

Der Einfluß der Bremskräfte, der Temperaturänderungen und des Schwindens kann bei rahmenartigen Tragwerken von erheblicher Bedeutung sein und ist deshalb zu berücksichtigen.

Bei der Berechnung gelenkloser Rahmen darf starre Einspannung an den Auflagern nur dann angenommen werden, wenn der Baugrund genügend unnachgiebig ist und die Schlußkraft für ständige Last die Gründungsfuge im Schwerpunkt schneidet.

Erhebliche Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes der Rahmenstäbe (vgl. Abschnitt 5.1, Abs. 4) ist bei Hauptträgern zu berücksichtigen.

5.3 Bogenbrücken

5.31 Allgemeines

Bei eingespannten Bogen gilt als Stützweite die waagerechte Entfernung der Mitten der Kämpferschnitte, bei Zwei- und Dreigelenkbögen die waagerechte Entfernung der Kämpfergelenke. Bogenbrücken sollen im allgemeinen nach der Stützlinie für ständige Last geformt werden.

Statisch unbestimmte Bogenträger sind auf Grund der Elastizitätslehre zu berechnen. Gewölbte Durchlässe mit reichlicher

Überschüttungshöhe und günstigem Pfeilverhältnis ($f \geq \frac{l}{3}$)

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425

dürfen dagegen nach dem Stützlinienverfahren untersucht werden, wobei Temperatur- und Schwindspannungen unberücksichtigt bleiben können. Als Verkehrslasten sind hierbei die Ersatzlasten einzuführen (vgl. DIN 1072 und BE).

Wegen des Nachrechnens bestehender Brücken vgl. DIN 1077.

In erster Linie sind die Spannungen in den Scheitel- und Kämpferfugen und bei Dreigelenkbogen auch in der Viertelfuge nachzuweisen. Bei größeren Spannweiten treten hierzu noch weitere Zwischenschnitte.

Bei der Berechnung gelenkloser Gewölbe darf an den Widerlagern starre Einspannung nur dann angenommen werden, wenn der Baugrund genügend unnachgiebig ist und die Schlußkraft für ständige Last die Gründungsfuge im Schwerpunkt schneidet. Bei Gewölben auf hohen, schlanken Pfeilern muß man die elastische Nachgiebigkeit der Gewölbekämpfer berücksichtigen. Bei Bogen und Rahmen mit Zugband darf gelenkiger Anschluß des Zugbandes angenommen werden.

5.32 Knicksicherheit

5.321 Allgemein

Bei massiven Bogenbrücken ist die Knicksicherheit in der Richtung rechtwinklig zur Wölbung, bei besonders schmalen Gewölben, z. B. bei Bogenrippen, auch in Richtung rechtwinklig zur Tragwandebene zu untersuchen.

Für das Knicken rechtwinklig zur Tragwandebene darf das Gewölbe (der Bogen) als eine gerade Säule betrachtet werden, deren Länge gleich der Bogenstützweite und deren Normalkraft gleich dem Horizontalschub ist.

Für das Knicken in Richtung rechtwinklig zur Wölbung ist je ein Knicksicherheitsnachweis ohne Berücksichtigung und mit Berücksichtigung der Biegemomente zu führen, wobei im zweiten Fall auch die versteifende Wirkung der Aufbauten berücksichtigt werden darf.

5.322 Mittige Belastung

Die Knicksicherheit v_0 für mittige Belastung (ohne Berücksichtigung der Biegemomente) ist:

$$v_0 = \delta \cdot \frac{T \cdot J_m}{H \cdot l^2} \quad (1)$$

l ist die Gewölbespannweite,

J_m das über die Bogenlänge gerechnete arithmetische Mittel der Trägheitsmomente,

T der Engesser'sche Knickmodul,

H der größte Horizontalschub bei ungünstigster Lastzusammensetzung,

δ ein Beiwert, der für die verschiedenen Bogenarten und die verschiedenen Pfeilverhältnisse f/l der Tafel 4 zu entnehmen ist.

In Gleichung (1) darf J_m als arithmetisches Mittel nur eingesetzt werden, wenn

$$\frac{\max J_x}{\min J_x} \leq 4;$$

für eine größere Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes ist J_m mit dem Ersatzstabverfahren unter Anwendung des Vianellosatzes o. ä. zu ermitteln¹³⁾.

Tafel 4

Beiwerte δ zur Berechnung der Knicksicherheit¹⁴⁾

f/l	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
Zweigelenkbogen	39,4	38,3	36,0	32,3	28,0	23,6	19,5	16,2	13,5	11,8	8,8
Eingespannter Bogen	80,5	79,2	76,0	70,1	62,9	55,3	48,0	40,2	33,4	27,8	23,5
Dreigelenkbogen	29,8	29,3	28,3	26,5	24,5	22,0	19,6	16,2	13,5	10,8	8,8
Eingelenkbogen	44,0	43,4	42,2	39,8	37,4	34,3	31,3	28,3	25,4	22,5	19,8

¹³⁾ vgl. z. B. Dischinger: „Der Bauingenieur“ 1939, Mörsch: „Statik der Gewölbe und Rahmen“, Stüssi: „Schweizer Bauzeitung“ 1935.

¹⁴⁾ Wegen der Ableitung der Beiwerte δ vgl. Dischinger in „Der Bauingenieur“ (Jahrgang 1937, Heft 33 bis 40).

Der Knickmodul T ist für Bogen aus Stahlbeton und aus unbewehrtem Beton:

$$T = \varrho \cdot E_b \dots \dots \dots (2a)$$

Für Bogen aus Mauerwerk ist

$$T_M = \varrho \cdot E_M \dots \dots \dots (2b)$$

Der Elastizitätsmodul des Betons E_b ist nach Abschnitt 3.1 zu wählen. Der Beiwert ϱ ist abhängig von der Betongüte und vom Schlankheitsgrad λ des Gewölbes und in Tafel 5 angegeben. Bei Mauerwerk ist der Wert ϱ für diejenige Betongüte einzusetzen, die der Mauerwerksfestigkeit entspricht.

Tafel 5

Prismenfestigkeit K_b , Elastizitätsmodul E und Beiwerte ϱ zur Berechnung des Knickmoduls $T^{15)}$

W_b	K_b	E	ϱ -Werte für									
			$\lambda=50$	75	100	125	150	175	200	225	250	
B 160	128	230000	0,130	0,29	0,45	0,61	0,74	0,83	0,87	0,90	0,91	
B 225	180	270000	0,165	0,34	0,53	0,71	0,83	0,89	0,93	0,95	0,96	
B 300	240	300000	0,205	0,42	0,64	0,81	0,89	0,94	0,96	0,97	0,98	
B 450	360	350000	0,260	0,55	0,78	0,89	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99	
B 600	480	400000	0,301	0,65	0,86	0,94	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	

Der Schlankheitsgrad λ ist:

$$\lambda = \pi \cdot l \sqrt{\frac{F_v \cdot \cos \varrho_v}{\delta \cdot J_m}} \dots \dots \dots (3)$$

F_v ist der Querschnitt und ϱ_v der Neigungswinkel des Gewölbes im Viertelpunkt der Spannweite.

Da auch bei Felsboden keine volle Einspannung vorhanden ist, ist für eingespannte Bogen und Eingelenkbogen an Stelle der Stützweite l ein vergrößerter Wert l_1 in Rechnung zu stellen:

$$\text{Bei gutem Fels} \quad l_1 = l \div 1,2 d_k$$

$$\text{bei mittlerem Fels} \quad l_1 = l \div 1,8 d_k$$

$$\text{bei Kies- und Sandboden} \quad l_1 = l \div 2,4 d_k$$

d_k ist die Gewölbedicke an der rechnerischen Einspannstelle.

Die so errechnete Knicksicherheit v_0 muß mindestens sein für

$$\text{Bogen aus Stahlbeton bei Straßenbrücken} \quad v_0 \geq 3,0 + \frac{\lambda}{100}$$

$$\text{Bogen aus Stahlbeton bei Eisenbahnbrücken} \quad v_0 \geq 3,5 + \frac{\lambda}{100}$$

$$\text{Bogen aus Stampfbeton} \quad v_0 \geq 4,0 + 1,25 \cdot \frac{\lambda}{100}$$

$$\text{Bogen aus Mauerwerk} \quad v_0 \geq 5,0 + 1,5 \cdot \frac{\lambda}{100}$$

Für Gewölbe mit einem Schlankheitsgrad $\lambda \leq 50$ braucht die Knicksicherheit nicht nachgewiesen zu werden.

5.323 Ausmittige Belastung

Bei Berücksichtigung des Einflusses der Biegemomente und der versteifenden Wirkung der Aufbauten ist die Knicksicherheit:

$$v = \frac{v_0}{1 + 1,7m} \cdot \frac{J_m + J_a}{J_m} \dots \dots \dots (4)$$

v_0 ist nach Gleichung (1) einzusetzen.

J_m ist das arithmetische Mittel der Trägheitsmomente des Gewölbes,

J_a ist das mittlere Trägheitsmoment der Aufbauten,

m ist das Verhältnis der Ausmittigkeit der Bogenkraft zur Kernweite des Bogens:

$$m = \frac{e}{r} = \frac{M \cdot F}{N \cdot W} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_o + \sigma_u} \dots \dots \dots (5)$$

F und W sind die Querschnittsfläche und das Widerstandsmoment,

¹⁵⁾ Wegen der Ableitung des Knickmoduls T_k vgl. Dischinger im „Taschenbuch für Bauingenieure“ 1. Auflage 1943, Springer-Verlag, sowie Habel in „Beton- und Stahlbetonbau“ 1953, Heft 7 und 8.

σ_o und σ_u die Randspannungen an den untersuchten Stellen des Gewölbes.

In die Gleichung (5) ist für m der größte in der mittleren Hälfte des halben Bogens auftretende Wert einzusetzen, wobei der Einfluß von Zwängungskräften, wie Bogenzusammendrückung, Temperatur, Schwinden und Widerlagerverschiebung, unberücksichtigt bleiben darf.

Die so errechnete Knicksicherheit v muß mindestens sein für

$$\text{Bogen aus Stahlbeton bei Straßenbrücken} \quad v \geq 2,5$$

$$\text{Bogen aus Stahlbeton bei Eisenbahnbrücken} \quad v \geq 3$$

$$\text{Bogen aus Stampfbeton} \quad v \geq 3,5$$

$$\text{Bogen aus Mauerwerk} \quad v \geq 4,5$$

5.33 Bewehrte Bogenbrücken

Als bewehrte Betonbogen und Gewölbe gelten nur solche, deren Längsbewehrung oben und unten mindestens je 6 cm² auf 1 m Gewölbbreite und zusammen mindestens 0,1% des Betonquerschnitts beträgt.

5.34 Gemauerte Bogenbrücken

Bei gemauerten Bogenbrücken mit vollen Gewölben ohne Gelenke und voller Hinterfüllung darf man bis zu etwa 20 m Spannweite und bis zu einem Pfeilverhältnis $f \geq l/5$ auf eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie verzichten, wenn

5.341 der Baugrund genügend unnachgiebig ist,

5.342 die Schlußkraft für ständige Last die Gründungsfuge etwa im Schwerpunkt schneidet, wobei der aktive Erddruck auf den Rücken des Widerlagers nur mit dem Kleinstwert für gut entwässerte Hinterfüllung in Rechnung gestellt werden darf;

5.343 die Gewölbedicke im Scheitel bis 10 m Spannweite mindestens $1/25 l$, bei größerer Spannweite mindestens $1/40 l$ aber nicht kleiner als 40 cm ist;

5.344 die Gewölbe so hergestellt werden, daß die Verformungen des Lehrgerüsts durch Vorbelastung vorweggenommen oder durch andere Maßnahmen verhindert werden und so keine Risse oder schädliche Spannungen im Mauerwerk verursachen;

5.345 die Gewölbe aus einwandfreiem, vollfugigem Mauerwerk bestehen und durch eine Dichtung vor Durchfeuchtung geschützt sind;

5.346 die Stirnmauern ausreichend dick, im Gewölbe oder Überbeton verankert und über den Kämpfern bei Mauerwerk zunächst offen gelassen und bei Ausführung in Beton dauernd mit einer Fuge versehen sind;

5.347 bei Pfeilverhältnissen $f < l/3$ die Hinterfüllung am Kämpfer wenigstens im unteren Drittel aus Magerbeton besteht, der bis zum Scheitel ausläuft.

Derartige Bogenbrücken dürfen nach dem Stützlinienverfahren untersucht werden, wobei Temperaturänderungen unberücksichtigt bleiben. Als Verkehrslasten sind hierbei die Ersatzlasten einzuführen (vgl. DIN 1072 und BE).

Gewölbe mit durchbrochenem Aufbau, die im übrigen die vorstehenden Bestimmungen erfüllen, werden nach der Elastizitätstheorie mit Radlasten, jedoch ohne Berücksichtigung der Temperaturänderungen berechnet.

Weiter gespannte oder flachere statisch unbestimmte Gewölbe ($l > 20$ m oder $f < l/5$) sind nach der Elastizitätstheorie zu rechnen. Dabei darf bei voller Hinterfüllung und bis zu $l = 25$ m und $l \geq l/6$ mit den halben Temperaturwerten (DIN 1072) gerechnet werden. Bei größeren Brücken sind die vollen Werte zu berücksichtigen.

6 Stützen, Pfeiler und Widerlager

6.1 Stahlbetonstützen

Stahlbetonstützen sind nach DIN 1045^{a)} § 27 zu berechnen. Dabei ist jedoch die Gleichung (21) DIN 1045 bei Brücken unter Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs zu ersetzen durch die Gleichung

$$P_{zul} = \frac{P_{Bruch}}{3,5} \dots \dots \dots (6)$$

^{a)} Fußnote siehe Seite 425

Die für die Berechnung von B_{Bruch} nach DIN 1045⁹⁾ § 27 benötigte Prismenfestigkeit K_b ist der Tafel 5 zu entnehmen.

Bei ausmittigem Druck dürfen die Werte σ_b in den Gleichungen (22) und (23) DIN 1045⁹⁾ § 27 Ziff. 2d die in Tafel 7 unter C angegebenen zulässigen Betondruckspannungen nicht überschreiten.

6.2 Stützen, Pfeiler und Widerlager aus unbewehrtem Beton und Mauerwerk

Bei Stützen, Pfeilern und Widerlagern aus unbewehrtem Beton und Mauerwerk sind die in Tafel 8 unter A 2.1 und B 2.1 angegebenen zulässigen Druckspannungen (bei ausmittigem Druck die größte zulässige Kantenpressung) mit zunehmendem Verhältnis der Höhe h zur kleinsten Dicke d abzumindern:

$$\sigma_{\text{zul}} = \frac{\sigma_{\text{zul}}}{\alpha} \dots \dots \dots (7)$$

Der Beiwert α ist in der Tafel 6 angegeben. Das Verhältnis $\frac{h}{d}$ darf höchstens 20 sein. Bei Druckgliedern, die an einem

Ende eingespannt, am anderen aber frei beweglich sind, ist die Abminderungszahl α für den doppelten Wert von h zu ermitteln. Treten Zugspannungen auf, so ist d auf den gedrückten Querschnittsteil zu beziehen.

Bei hohen Brückenpfeilern sind jedoch ausnahmsweise größere Werte $\frac{h}{d}$ und höhere Beanspruchungen zulässig.

Tafel 6

α -Werte für Stützen, Pfeiler und Widerlager aus unbewehrtem Beton und Mauerwerk

$\frac{h}{d}$	α	$\Delta\alpha$
1	1,0	
5	1,4	0,08
10	2,0	0,12
15	2,7	0,14
20	3,5	0,16
Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten		

Sind Stützen, Pfeiler oder Widerlager ausmittig belastet oder können sie seitliche Kräfte erhalten, so sind die größten Kantenpressungen zu ermitteln. Hierbei bleibt die Zugfestigkeit des Baustoffes außer Ansatz. Die klaffende Fuge darf hierbei aber höchstens über $\frac{1}{4}$ des Querschnitts reichen.

Bei Stützen, Pfeilern und Widerlagern aus Beton empfiehlt es sich, zur Aufnahme der Zugspannungen Stahleinlagen anzuordnen.

Bei Widerlagern von Gewölben, Bogenbrücken und Rahmen größerer Stützweite (über 20 m) müssen die Einflüsse der Verkehrslast für die Bodenfuge und die wichtigen Zwischenschnitte mit Einflußlinien oder ähnlichen Verfahren ermittelt werden.

Sind die Widerlager massiver Balkenbrücken mit dem Überbau ausreichend verankert, so darf bei einer Stützweite der Brücke bis etwa 15 m bei der Ermittlung der Standsicherheit der Widerlager in Höhe der Widerlageroberkante ein waagerechter Widerstand angenommen werden, der unter der Voraussetzung zu berechnen ist, daß die Widerlager im Fundamentkörper voll eingespannt und am Kopf gelenkig gelagert sind. Dies gilt auch für Brücken aus einbetonierten Walz- und Blechträgern.

7 Gelenke, Lager und Auflagerbänke

Für die Gelenkberechnung sind die größte Normalkraft und die größte Querkraft zu bestimmen. Es empfiehlt sich, die Gelenkfuge rechtwinklig zur Drucklinie für ständige Last zu legen.

Außer der Pressung zwischen den Grundplatten etwaiger Gelenk- oder Lagerkörper und den Gelenk- oder Auflagerquadern ist auch die Pressung zwischen etwa vorhandenen Quadern und dem Mauerwerk zu ermitteln.

Die Höhe von Auflagerquadern aus Naturstein soll nicht kleiner als ihre kleinste Grundrißseite sein.

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425

Bestehen die Auflagersteine aus Beton, so sind sie unmittelbar unter den Lagern ausreichend mit Rundstahl zu bewehren. Eine über die ganze Länge des Pfeilers oder Widerlagers durchgehende biegegesteifte Auflagerbank aus Stahlbeton ist in der Regel einzelnen Auflagerkörpern vorzuziehen. Die Höhe der Auflagerbänke soll mindestens gleich ihrer halben Breite oder der 1,5-fachen Breite der stählernen Auflagerplatten sein. Der größere Wert ist maßgebend.

Die Längsbewehrung von Auflagerbänken ist unter der Annahme zu berechnen, daß sich der Auflagerdruck von der Außenkante der Auflagerplatte unter 45° bis zur Unterkante der Auflagerbank verteilt. Für die Querrichtung sind ebenfalls die Spannungen nachzuweisen. Die für das größte Biegemoment ermittelte Längsbewehrung ist auf der ganzen Länge der Bank unverändert durchzuführen, mindestens sind aber oben und unten 5 Rundstäbe von 12 mm Durchmesser je m Bankbreite und als Querbewehrung mindestens 4 geschlossene Bügel von 10 mm Durchmesser je m Bank anzuordnen.

8 Zulässige Spannungen

8.1 Erforderliche Festigkeiten von Beton, Stahlbeton und Mauerwerk

8.1.1 Beton und Stahlbeton

Die zulässigen Spannungen des bewehrten und unbewehrten Betons hängen von der Betongüte ab.

Für tragende Stahlbetonbauteile ist Beton B 225, B 300 oder B 450 zu verwenden, für tragende unbewehrte Betonteile, auch bei Aufbauten, mindestens Beton B 160. Für Stahlbetonfertigteile und vorgespannte Bauteile kommt bei Erfüllung der in DIN 4225 und DIN 4227 festgelegten Bedingungen auch Beton B 600 in Betracht. Über die Mindestmengen an Zement vgl. DIN 1045⁹⁾ § 8 Ziff. 2 und DIN 1047¹⁰⁾ § 8. Durch Steifepfahrungen (DIN 1048) ist fortlaufend nachzuweisen, daß der Beton im Bauwerk dieselbe Steife wie in den Probewürfeln hat.

Bei den Güteklassen B 160 und B 225 müssen die Zuschlagstoffe, um eine gleichmäßige Zusammensetzung zu gewährleisten, getrennt mindestens in zwei verschiedenen Körnungen, unter 7 mm und über 7 mm, angeliefert und beim Mischen derart zugegeben werden, daß die Kornzusammensetzung des gesamten Zuschlages mindestens im brauchbaren Bereich (DIN 1045⁹⁾ Bild 2) liegt, jedoch darf bei der Güteklasse B 225 das Gewichtsverhältnis zwischen Feinem (unter 7 mm) und Grobem (über 7 mm) im Gesamtgemenge nicht größer als 60 : 40 sein.

Bei den Güteklassen B 300 und B 450 sind die Zuschläge getrennt, zum mindesten nach drei Körnungen 0 bis 3 mm, 3 bis 7 mm und über 7 mm anzuliefern und so zu mischen, daß die Kornzusammensetzung des Sandes und des Gemenges im besonders guten Bereich (DIN 1045⁹⁾ Bilder 1 und 2) liegt.

Sonderbetonstähle (vgl. DIN 1045⁹⁾ § 5 Ziff. 6) dürfen als statische Bewehrung nicht verwendet werden.

8.1.2 Mauerwerk

Die zulässigen Spannungen von Mauerwerk hängen ab von der Mauerwerksfestigkeit M_{28} , das ist die Würfel Festigkeit von Mauerwerkskörpern aus derselben Steinart und demselben Verband und Mörtel, wie sie im Bauwerk verarbeitet werden, nach 28tägiger Erhärtung. M_{28} ist an Würfeln von mindestens 50 cm Kantenlänge oder in anderer geeigneter Weise festzustellen. Der Nachweis wird nicht verlangt, wenn ein Zementmörtel im Mischungsverhältnis von mindestens 1 : 3 (in R-Teilen) verwendet wird und die Spannung im Bauwerk kleiner als $\frac{1}{5}$ der im folgenden verlangten Mindestfestigkeit bleibt.

M_{28} muß mindestens betragen bei

8.121	Quadermauerwerk aus Granit	250 kg/cm ²
8.122	sonstigem Quadermauerwerk	200 kg/cm ²
8.123	Klinkermauerwerk	150 kg/cm ²
8.124	Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaften Steinen	125 kg/cm ²
8.125	Mauerwerk aus Hartbrandsteinen	80 kg/cm ²

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425
¹⁰⁾ Ausgabe 1943

Tafel 7. Zulässige Spannungen (in kg/cm²) in Stahlbetonbauteilen

Bauteile und Beanspruchungen	Baustoffe und Anwendungsbereich		Allgemein			Bei Brücken unter Eisenbahnen d. allg. Verkehrs			Zeile
			Güteklasse des Betons						
			B 225	B 300	B 450	B 225	B 300	B 450	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A. Platten, Balken mit Rechteckquerschnitt und bewehrte gewölbte Kappen auf Biegung	Beton	$d \leq 8 \text{ cm}$	70	90	120	60	80	110	1
		$d > 8 \text{ cm}$	80	100	130				
	Betonstahl I		1400			1400			2
	Betonstahl II bis IV in Platten		2000			2000			3
	Betonstahl II bis IV in Balken		1600 ¹⁷⁾			1600 ¹⁷⁾			4
	Obere Bewehrung in unmittelbar befahrenen Fahrbahnplatten (Abschnitt 4.2):								
	Betonstahl I bis IV Plattendicke $\leq 25 \text{ cm}$								
	Betonrundstahl		1000						5a
	Betonformstahl		1400						5b
	Plattendicke $> 25 \text{ cm}$								
Betonrundstahl		1200						6a	
Betonformstahl		1400						6b	
B. Plattenbalken auf Biegung	Beton		70	90	120	50	70	100	7
	Werden die Spannungen in der Platte nicht berücksichtigt, so gelten die Werte unter A.								
	Beton in den Stegen von Plattenbalken im Bereich der negativen Momente		90	110	140	60	80	110	8
	Betonstahl I		1400			1400			9
	Betonstahl II bis IV		1600 ¹⁷⁾			1600 ¹⁷⁾			10
C. Rahmen u. rahmenartige Tragwerke, Gewölbe u. Bogen, ausmittig gedrückte Stützen auf Biegung mit Längskraft	Beton								
	a) Rechteck- u. Hohlquerschnitte mit einachsiger Biegung		90	110	140	70	90	120	11
	b) Rechteck- u. Hohlquerschnitte mit zweiachsiger Biegung (Eckspannung)		100	120	150	70	90	120	12
	c) Plattenbalkenquerschnitte		80	100	130	60	80	110	13
	Werden die Spannungen in der Platte nicht berücksichtigt oder liegt die Platte in der Zugzone, so gelten die unter a) u. b) angegebenen Werte								
	Betonstahl I		1400			1400			14
	Betonstahl II bis IV in Platten		2000			2000			15
	Betonstahl II bis IV in anderen Bauteilen		1600 ¹⁷⁾			1600 ¹⁷⁾			16
D. Schub infolge Biegung	Ohne Nachweis der Schub-sicherung, jedoch nur in Platten	τ_0	9	10	11	9	10	11	17
	Höchstwerte bei Nachweis der Schubbewehrung	$\max \tau_0$	18	20	22	18	20	22	18
E. Verdrehung in Rechteckquerschnitten	Höchstwerte ohne Einrechnung der Verdrehungsbewehrung	$\max \tau_0$	18	20	22	18	20	22	19
F. Verdrehung und Schub aus Biegung bei Rechteckquerschnitten	Höchstwerte bei Nachweis der Schub- und Verdrehungsbewehrung	$\max \tau_0$	23	26	28	23	26	28	20
G. Haftung der Stahleinlagen		τ_1	6	8	9	6	8	9	21

¹⁷⁾ 200 kg/cm² mehr bei Betonformstahl (DIN 1045 § 5 Ziff. 6 b) mit einem Stab-Querschnitt von höchstens 5,31 cm².

8.2 Zulässige Druck- und Biegespannungen

8.2.1 Stahlbetonbauteile

In Stahlbetonbauteilen sind die in Tafel 7 angegebenen Spannungen zulässig. Zwischenwerte dürfen nicht eingeschaltet werden.

Die angegebenen Stahlspannungen gelten

bei der Betongüte B 225 für Stäbe mit einem Durchmesser ≤ 40 mm,

bei den Betongüten B 300, B 450 und B 600 für Stäbe mit einem Durchmesser ≤ 50 mm.

Bei größeren Durchmessern sind die angegebenen Stahlspannungen um 200 kg/cm^2 herabzusetzen. Bei Brücken unter Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs sollen Stäbe mit größeren Durchmessern nicht verwendet werden.

Bei Fachwerkträgern (vgl. Abschnitt 2.33 letzter Abs.) gelten für die Grundspannungen die Werte der Tafel 7 Abschnitt C. Für die Gesamtspannungen einschl. der Nebenspannungen dürfen diese Werte um 15% überschritten werden.

Die Werte der Tafel 7 gelten auch für Fertigbauteile (vgl. DIN 4225). Für solche aus Beton B 600 gilt DIN 4225¹⁸⁾ Tafel III, jedoch sind für Brücken unter Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs die zulässigen Betondruckspannungen um 20 kg/cm^2 niedriger anzunehmen, als in DIN 4225¹⁸⁾ Tafel III Zeile 1, 2, 10a, 15 und 17 und um 30 kg/cm^2 niedriger als in Zeile 10e und 16 angegeben ist, während für die Stahlspannungen auch bei Fertigbauteilen die Werte nach DIN 1075 Tafel 7 Zeilen 3—6b, 9, 10, 15, 16 maßgebend sind. Für die Werte $\max \tau_0$ und τ_1 (Zeilen 18 bis 21) werden bei Fertigbauteilen aus Beton B 600 die gleichen Spannungen wie in DIN 4225¹⁸⁾ Tafel III Zeilen 27, 29, 31 und 32 zugelassen.

8.2.2 Bauteile aus unbewehrtem Beton und Mauerwerk

In Bauteilen aus unbewehrtem Beton und aus Mauerwerk sind die in Tafel 8 angegebenen Spannungen zulässig.

Wegen Abminderung der zulässigen Druckspannungen bei schlanken Bauteilen und wegen Berechnung bei ausmittigem Druck vgl. Abschnitt 6.2.

8.3 Schub und Verdrehung

Bei Stahlbetontragwerken außer Bogen und Gewölben sind die Schubspannungen nachzuweisen. Der Einfluß der Querschnittsänderung in Balkenschrägen darf berücksichtigt werden, wenn sie die Schubspannungen vermindert; er muß berücksichtigt werden, wenn er sie vergrößert.

Werden die ohne Rücksicht auf abgegebene Stahleinlagen oder Bügel errechneten Schub- und Drehspannungen größer als die in Tafel 7 Zeile 18 bis 20 angegebenen Werte $\max \tau_0$, so sind die Abmessungen des Querschnitts zu vergrößern, bis dieser Wert nicht mehr überschritten wird.

Alle Drehspannungen sind durch entsprechende Bewehrungen, alle Schubspannungen durch abgegebene Stahleinlagen oder durch abgegebene Stahleinlagen und Bügel aufzunehmen (Schubsicherung). Nur bei Platten, bei denen τ_0 unter den in Tafel 7 Zeile 17 angegebenen Werten liegt, kann von dem rechnerischen Nachweis der Schubsicherung abgesehen werden. Gleichwohl sind auch hier die zur Aufnahme der Biegemomente nicht mehr benötigten Stahleinlagen aufzubiegen und in der Druckzone zu verankern.

Die Schubsicherung ist aus der Linie der größten Querkkräfte¹⁹⁾ mit Hilfe des Schubdiagramms zu ermitteln. Es empfiehlt sich, den größeren Teil der schiefen Zugkräfte den aufgebogenen Stahleinlagen zuzuweisen (vgl. DIN 1045²⁰⁾ § 20).

Bei Tragwerken, die nur auf Biegung beansprucht werden, sind zu den Linien der größten positiven und negativen Biegemomente die Linien der Momentendeckung aufzutragen, die angeben, welches Biegemoment jeder einzelne Querschnitt ohne Überschreiten der zulässigen Stahl- und Betonspannung aufnehmen kann. Bei Biegung mit Längskraft ist entsprechend zu verfahren.

¹⁸⁾ Ausgabe 1951 $\times \times$

¹⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425

²⁰⁾ vgl. Fischer: „Einflußlinien der ideellen Querkkräfte“, Beton u. Eisen 36 (1937) S. 120.

Tafel 8

Zulässige Spannungen (in kg/cm^2) in Bauteilen aus Beton und Mauerwerk

Baustoffe	Bauteile und Beanspruchungen		Zulässige Druckspannungen			Zeile	
			Güteklasse des Betons				
			B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	
A. Unbewehrter Beton	1 Gewölbe	σ_{bd}	30	45	60	1	
	1.1 Druckspannungen						
	1.2 Zugspannungen sind unzulässig	σ_{bd}	30	45	60	2	
	2 Stützen, Pfeiler und Widerlager						
2.1 Druckspannungen Die größten Druckspannungen sind unter Ausschluß der Zugfestigkeit zu berechnen.	werden rechnerisch nicht berücksichtigt (vgl. Abschn. 6.2)						3
2.2 Zugspannungen							
B. Mauerwerk	1 Gewölbe	σ_d	$\frac{M_{28}}{5}$, jedoch höchstens 65 kg/cm ²			4	
	1.1 Druckspannungen Die größten Druckspannungen sind unter Ausschluß der Zugfestigkeit zu berechnen.						
	1.2 Zugspannungen	dürfen bei statisch unbestimmten Gewölben aus Mauerwerk (auch wenn sie nach Abschn. 5.34 nach dem Stützlinienverfahren untersucht wurden) höchstens 1/5 der im Querschnitt gleichzeitig auftretenden Druckspannungen und höchstens 5 kg/cm ² betragen. Bei statisch bestimmten Gewölben dürfen Zugspannungen nicht auftreten.	5				
				6			
	2 Stützen, Pfeiler und Widerlager	σ_d	$\frac{M_{28}}{5}$, jedoch höchstens 50 kg/cm ²			7	
	2.1 Druckspannungen						
	2.2 Zugspannungen						werden rechnerisch nicht berücksichtigt (vgl. Abschn. 6.2)

Ist der Abstand einer ausschlaggebenden Kraft vom Auflager (Gelenk) kleiner oder wenig größer als der Abstand z des Schwerpunktes der Zugeinlagen vom Druckmittelpunkt, so ist eine zur Aufnahme der schrägen Hauptzugspannungen geeignete Bewehrung anzuordnen.

8.4 Haftspannung zwischen Stahl und Beton

Für die Berechnung der Haftspannungen gelten die Bestimmungen in DIN 1045⁹⁾ § 21 Ziff. 2. Die zulässigen Haftspannungen sind in Tafel 7 Zeile 21 angegeben.

8.5 Zulässige Spannungen in Lagern und Gelenken

8.5.1 Lager und Gelenke aus Stahl, Eisen und Blei

Wegen des Nachweises der Spannungen aus Haupt- und Zusatzkräften vgl. Abschnitt 2.33.

Die Tafel 9 enthält die zulässigen Spannungen der Lagerteile auf Biegung und Druck.

Tafel 9

Zulässige Spannungen für Lagerteile und Gelenke aus Gußeisen, Stahl und Blei

Werkstoff	Aus Hauptkräften allein (vgl. Abschnitt 2.33)		Aus Haupt- und Zusatzkräften (vgl. Abschnitt 2.33)	
	Biegung kg/cm ²	Druck kg/cm ²	Biegung kg/cm ²	Druck kg/cm ²
1	2	3	4	5
Grauguß GG—14 (nach DIN 1691)	Zug 450 Druck 900	1000	Zug 500 Druck 1000	1100
Stahlguß GS—52.1 (nach DIN 1681) allgemein	1800	1800	2000	2000
bei Wälz- gelenken, deren Auflagerbreite senkrecht zur Berührungslinie gemessen grö- ßer als die 1,8- fache Höhe des Auflagerkör- pers ist ²⁰⁾	1200	1800	1400	2000
Vergütungsstahl C 35 (nach DIN 17 200)	2000	2000	2200	2200
Weichblei		100		
Hartblei		150		

Die zulässigen Druckspannungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich in unbelastetem Zustande nur in einer Linie oder einem Punkte berühren, sind bei Berechnung nach den Formeln von Hertz bei festen Lagern, Gleitlagern und Rollen von Ein- und Zweirollenlagern anzunehmen:

	für Hauptkräfte allein (vgl. Abschnitt 2.33)	für Haupt- u. Zusatzkräfte
für Grauguß GG—14	zu 5000 kg/cm ²	6 000 kg/cm ²
„ Flußstahl St 37	„ 6500	8 000
„ St 52	„ 8500	10 000
„ Stahlguß GS—52.1	„ 8500	10 000
„ Vergütungsstahl C 35	„ 9500	12 000

Diese Werte sind bei den Rollen beweglicher Lager, die mehr als 2 Rollen aufweisen, um 1000 kg/cm² zu ermäßigen, wenn der auf die einzelnen Rollen entfallende Druck nicht einwandfrei ermittelt werden kann.

⁹⁾ Fußnote siehe Seite 425.

²⁰⁾ Durch die Beschränkung der zulässigen Biegespannung sollen erhebliche Verbiegungen der Gelenkgrundplatte verhütet werden.

8.5.2 Gelenke aus Blei

Bei Bleigelenken²¹⁾ wird die Größe der Bleiplatte aus der in Tafel 9 angegebenen zulässigen Spannung für Weichblei und Hartblei bestimmt. Die Dicke der Platten wird bei Bleigelenken bis zu etwa 30 cm Breite am zweckmäßigsten mindestens zu $\frac{1}{9}$ der in der Drehrichtung des Gelenkes liegenden Breite der Bleiplatte gewählt. Sie muß aber mindestens 8 mm sein. Bei solchen Gelenken braucht die bei der Bewegung der Gelenke entstehende Ausmittigkeit der Kraft in der Regel nicht berücksichtigt zu werden.

Bei breiteren Gelenken muß die Bleiplatte 30 mm dick sein. Die bei solchen Gelenken entstehende größte Ausmittigkeit $e_{\max}$ der Krafteintragung ist

$$e_{\max} = \frac{b}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{12 \cdot \frac{b}{d} + 90} \right) \dots \dots \dots (8)$$

(b = Breite der Bleiplatte in cm; d = Dicke in cm;
 σ = mittlere Spannung im Bleigelenk in kg/cm²).

Wenn im Gelenk nur einmal, z. B. beim Ausrüsten eines Gewölbes, eine große Winkeldrehung in kurzer Zeit eintritt, während alle späteren Winkeldrehungen entweder sich über lange Zeiträume erstrecken (z. B. infolge von Kriechen, Schwinden, jahreszeitlichen Temperaturschwankungen in dicken Baugliedern) oder nur sehr kleine Ausschläge ergeben (z. B. infolge von Verkehrslasten und tageszeitlichen Temperaturschwankungen in dicken Baugliedern), so braucht nur mit der Hälfte der angegebenen Ausmittigkeit gerechnet zu werden, da sich das Blei bei den langsamen Winkeldrehungen plastisch verformen kann. Wenn diese Ausmittigkeit die Kräfte stark beeinflußt, wie z. B. in Gewölben, so sind die durch sie hervorgerufenen Zusatzspannungen im Tragwerk zu berücksichtigen.

8.5.3 Wälzgelenke aus Beton

In Wälzgelenken aus Beton mit gekrümmten Berührungsflächen, die nach den Formeln von Hertz berechnet werden und deren Berührungsbreite $\frac{1}{3}$ der in der Drehrichtung gemessenen Breite des Gelenkes oder kleiner ist, dürfen die Spannungen den Wert $\frac{W_{28}}{2}$, höchstens jedoch 300 kg/cm² erreichen. Für solche Gelenke

muß wenigstens der Beton der Güteklasse B 300 verwendet werden. Sämtliche quergerichteten Zugspannungen sind durch Stahleinlagen aufzunehmen. Die Zugspannungen können parabelförmig verteilt und bei annähernd quadratischer Querschnittform des Gelenkkörpers (im Brückenlängsschnitt gesehen) insgesamt zu $\frac{1}{4}$ der Gelenkkraft angenommen werden²²⁾. Die zu erwartenden Abwälzwege sind bei der Wahl der Krümmungshalbmesser und beim Versetzen der Gelenke zu berücksichtigen.

8.6 Zulässige Pressungen für Lagerfugen, Auflagersteine und Auflagerbänke

8.6.1 Lagerfugen

Die zulässigen Pressungen in der Lagerfuge und unter den Auflagersteinen und -bänken sind in Tafel 10 angegeben.

8.6.2 Auflager- und Gelenksteine

Außer der Pressung in den Fugen zwischen den Lager- oder Gelenkkörpern und den Auflagersteinen, die mit Zementmörtel (etwa 1 : 2) oder Blei auszufüllen sind, sowie den Pressungen in den Lagerfugen zwischen den Auflagersteinen und dem anschließenden Beton oder Mauerwerk, sind bei Ausführung von Auflagersteinen aus Stahlbeton auch die quergerichteten Zugspannungen nachzuweisen.

Die Würfelfestigkeit von Auflagersteinen aus natürlichen Steinen muß mindestens 800 kg/cm² sein, Auflagersteine aus bewehrtem oder unbewehrtem Beton müssen mindestens aus Beton B 300 hergestellt werden. Der unmittelbar an die Auflagersteine anschließende Beton muß mindestens die Güte B 225 haben.

Für Druckversuche an natürlichen Steinen ist DIN 52 105 maßgebend.

²¹⁾ vgl. Veit: „Bleigelenke für massive Bogenbrücken“, H. 43 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Verlag Ernst & Sohn.

²²⁾ Über die Berechnung dieser Bewehrung s. Mörsch: „Der Eisenbetonbau“, 6. Aufl., 1. Bd., 2. Hälfte, Stuttgart, Verlag Konrad Wittwer, 1929, S. 462 bis 474.

Tafel 10

Zulässige Pressungen in den Fugen von Auflagern

Bauteil	Druck kg/cm ²
1	2
1 Pressung in den Fugen zwischen Lagern, Gelenken usw. und einem:	
1.1 Auflager- oder Gelenkstein aus Granit oder einem ähnlich festen Gestein oder bei unbe- wehrttem Beton	50
1.2 Auflager- oder Gelenkstein aus Stahlbeton:	
Allgemein für Beton B 300	100
für Beton B 450	130
Bei Brücken und Eisenbahnen	
des allgemeinen Verkehrs für Beton B 300	80
für Beton B 450	110
2 Pressung zwischen Auflagerstein und Mauer- werk	
2.1 aus Beton oder Quadern oder Klinkern in Zementmörtel (1 : 2 bis 1 : 3)	25
2.2 aus lagerhaften Bruchsteinen in Zementmörtel (1 : 2 bis 1 : 3)	15

8.7 Zulässige Pressungen bei Teilbelastung, z. B. bei bewehrten Auflager- und Gelenksteinen

Wenn bei Auflagerquadern oder Gelenksteinen bei annähernd würfelförmiger Form die eine Fläche F nur in einem mittig gelegenen Teil F_1 (Bild 6) oder bei länglicher Form von annähernd quadratischem Querschnitt mit einem mittigen Streifen von der Breite d_1 (Bild 7) auf Druck beansprucht wird und dabei die Höhe h des

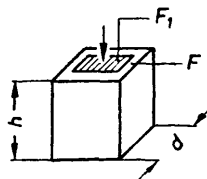


Bild 6

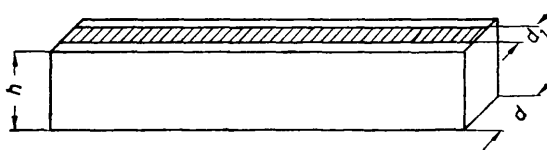


Bild 7

Gelenksteines mindestens gleich der größeren Seite d der Grundfläche F (Bild 6), bei Streifenbelastung mindestens gleich der Breite d (Bild 7) ist, so gilt bei entsprechender Bewehrung²²⁾ für die zulässige Pressung in der Teilfläche F_1 die Formel

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}} \dots \dots \dots (9)$$

²²⁾ Fußnote siehe Seite 440.

und für die Pressung im Streifen von der Breite d_1 die Formel

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{d}{d_1}} \dots \dots \dots (10)$$

Hierbei ist σ die in Tafel 10 Abschnitt 1.2 angegebene, für die betreffende Betongüte zulässige Spannung. Die Spannung σ_1 darf jedoch nicht größer werden als $\frac{W_{28}}{2}$.

8.8 Zulässige Spannungen in hölzernen Lehrgerüsten und Schalungsunterstützungen

Für die Berechnung hölzerner Lehrgerüste und Schalungsunterstützungen gelten DIN 4420, DIN 1052 und DIN 1045^{*)} § 12.

9 Ausführung**9.1 Überhöhung der Haupttragwerke**

Den Lehrgerüsten und Schalungen ist eine derartige Überhöhung zu geben, daß die Tragwerke nach dem Ausrüsten unter der endgültigen ständigen Last nach Beendigung des Schwindens und Kriechens bei mittlerer Temperatur die der Festigkeitsberechnung zugrunde gelegte Form annehmen. Um Durchhängen mit Sicherheit zu vermeiden, ist zur rechnerisch erforderlichen Überhöhung ein Zuschlag zu machen.

9.2 Arbeitsfugen

Kann der Beton nicht ohne Unterbrechung eingebracht werden oder sind stärkere Verformungen des Lehrgerüsts zu erwarten, so sind vor Beginn des Betonierens Arbeitsfugen festzulegen und sorgfältig abzuschalen, um Risse im erhärteten Beton und am Anschluß an bereits erhärtete Bauteile zu vermeiden. Sind größere Verformungen des Gerüsts zu erwarten, so beläßt man zweck-

mäßig zwischen größeren Bauabschnitten zunächst zugängliche Zwischenräume, die später ausbetoniert werden. Für die Behandlung der Arbeitsfugen gelten die Vorschriften in DIN 1045^{*)} § 9 Ziff. 4. Die Arbeitsfugen sind möglichst rechtwinklig zu den Druckkräften und an möglichst wenig beanspruchte Stellen zu legen.

^{*)} Fußnote siehe Seite 425

Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier DIN 1078 Bl. 1 und Bl. 2 — Verbundträger-Straßenbrücken

RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 22. 1. 1957 —
II A 4 — 2.765 Nr. 200/57

1 Das Normalblatt

DIN 1078 Blatt 1 (Ausgabe September 1955) —
Verbundträger-Straßenbrücken;
Richtlinien für die Berechnung und
Ausbildung — Anlage 1

wird unter Hinweis auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBl. NW. S. 801) mit sofortiger Wirkung für das Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt und hiermit auf Grund der Polizeiverordnung über die Feuersicherheit und Standsicherheit baulicher Anlagen v. 27. Februar 1942 (Gesetzsamml. S. 15) i. Verb. mit Nr. 1.3 meines vorgenannten RdErl. bekanntgemacht.

- 2 Mit Blatt 1 des Normblattes DIN 1078 werden erstmalig Richtlinien für die Bemessung und Ausbildung von Verbundträgern bei Straßenbrücken, bei denen die Stahlbeton-Fahrbahnplatte zur Erhöhung der Tragwirkung der Stahlträger durch besondere Verbundmittel mit diesen verbunden wird, bauaufsichtlich eingeführt. Das Normblatt tritt an die Stelle der vom Unterausschuß „Verbundträger“ im Deutschen Ausschuß für Stahlbau bereits 1950 aufgestellten, aber nicht bauaufsichtlich eingeführten „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“.

Da die in Blatt 1 des Normblattes DIN 1078 enthaltenen Bemessungs- und Konstruktionsregeln zum Teil völlig neu sind, hat die Arbeitsgruppe „Verbundträger“ im Fachnormenausschuß „Bauwesen“ Begründungen und Erklärungen zu den in Blatt 1 aufgeführten Richtlinien ausgearbeitet, die in DIN 1078 Blatt 2 enthalten sind. Die Kenntnis des Normblattes DIN 1078 Blatt 2 erleichtert die Aufstellung und die Prüfung von statischen Berechnungen sowie die Ausführung von Verbundträger-Straßenbrücken. Ich weise daher die Bauaufsichtsbehörden des Landes Nordrhein-Westfalen auf

DIN 1078 Blatt 2 (Ausgabe September 1955) —
Verbundträger-Straßenbrücken;
Richtlinien für die Berechnung und
Ausbildung; Begründungen und Erklärungen — Anlage 2

unter Bezugnahme auf Nr. 1.5 meines vorgenannten RdErl. v. 20. 6. 1952 hin und gebe das Normblatt als Anlage bekannt.

- 3 Beim Verbundbau handelt es sich um eine Bauart, die sowohl an die am Entwurf als auch an die an der Ausführung beteiligten Fachkräfte höchste Anforderungen stellt und außerdem eine reibungslose Zusammenarbeit der mit der Planung und Ausführung betrauten Stahlbaufirmen und Stahlbetonbaufirmen als eine Voraussetzung für das Gelingen erfordert. Daher weise ich besonders auf die Einhaltung der in Abschn. 1 des Normblattes DIN 1078 Bl. 1 genannten Voraussetzungen hinsichtlich der Fachkräfte und die Zusammenarbeit der Beteiligten hin.
- 4 Verbundträger-Straßenbrücken gelten als schwierige Bauten im Sinne der Durchführungsbestimmungen v. 7. 9. 1942 (RABl. S. I 392) zur Verordnung über die statische Prüfung genehmigungspflichtiger Bauvorhaben vom 22. August 1942 (RABl. I S. 546; RABl. S. I 391). Bei der Prüfung der den Bauanträgen beigefügten Standsicherheitsnachweise ist daher nach Ziff. 10 der Durchführungsbestimmungen zu verfahren. Daher haben die Baugenehmigungsbehörden die Standsicherheitsnachweise zunächst dem Landesprüfamt für Baustatik oder dem zuständigen kommunalen Prüfamt für Baustatik zur Prüfung zu übergeben. Reichen aber die Kräfte des Prüfamtes für eine rechtzeitige Prüfung nicht aus, so soll nach Ziff. 15 der Durchführungsbestimmungen ein geeigneter Prüfingenieur für Baustatik, der vom Prüfamt für Baustatik benannt wird, von der Baugenehmigungsbehörde mit der Prüfung beauftragt werden. Für die laufende Überwachung der Bauausführungen und die Abnahmen sind tunlichst geeignete Prüfingenieure für Baustatik hinzuzuziehen.
- 5 Das Normblatt DIN 1078 Blatt 1 ist in die Nachweisung A, Anlage 20 zum RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 — (MBl. NW. S. 801), unter VI 9 neu aufzunehmen. Blatt 2 des Normblattes DIN 1078 ist in der Nachweisung B, Anlage 21 zum vorgenannten RdErl., unter III 4 neu zu vermerken.
- 6 Die Regierungspräsidenten werden gebeten, auf diesen RdErl. in den Regierungsamtsblättern hinzuweisen.

Verbundträger-Straßenbrücken

Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung

DIN 1078

Blatt 1

Inhalt

	Seite		Seite
1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken	445	7.6 Schwingbeiwerte	456
2 Formelzeichen	446	7.7 Mitwirkende Plattenbreite	456
3 Mitgeltende Bestimmungen und Vorschriften	449	7.8 Berechnung der Fahrbahnplatte	457
4 Begriffe	449	7.9 Lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte	457
4.1 Verbundträger	449	8 Übersicht über erforderliche Nachweise	458
4.2 Verbundwirkungen	449	9 Spannungsnachweis	458
4.3 Vorspannung	449	9.1 Allgemeines	458
4.4 Ausmaß der Vorspannung	450	9.2 Spannungsnachweis für Montagezustände und ständige Teilbelastungen	458
4.5 Fahrbahn-Arten	450	9.3 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten bei Fertigstellung oder Inbetriebnahme des Bauwerkes	458
5 Baustoffe und ihr Gütenachweis	450	9.4 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten nach Beendigung des Kriechens und Schwindens	458
5.1 Stahl	450	9.5 Zulässige Ermäßigungen für die Überlagerung der Spannungszustände	458
5.2 Beton	450	10 Nachweis der risseverhütenden Maßnahmen	459
6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung und Ausführung	451	11 Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen	459
6.1 Fahrbahnplatte	451	12 Stabilitätsnachweis für den Stahlträger	459
6.2 Ausbildung der Stahlträger	452	13 Verbundsicherung	459
6.3 Verbundmittel; Allgemeines	452	13.1 Allgemeines	459
6.4 Dübel	454	13.2 Dübel	460
6.5 Verbundanker	454	13.3 Verbundanker	463
6.6 Zeitpunkt des Absenkens u. Vorspannens	454	14 Zulässige Spannungen	465
7 Berechnungsgrundlagen	454	15 Anhang: Einbetonierte Walzträger in Verbund	465
7.1 Elastizitätsmodul	454		
7.2 Mitwirkung des Betons in der Zugzone	455		
7.3 Bewehrung der Betonzugzone	455		
7.4 Kriechen und Schwinden	455		
7.5 Temperatureinflüsse	456		

1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken

Entwurf und Ausführung von Verbundbauwerken erfordern gründliche Kenntnisse und Erfahrungen in dieser Bauweise, des weiteren aber auch im Stahlbeton- und Stahlbau.

Dies verpflichtet den Bauherrn, nur solche Firmen oder Betriebe mit der Ausführung derartiger Bauwerke zu betrauen, die diese Kenntnisse und Erfahrungen aufweisen, zuverlässig sind und auch durch die Fähigkeiten ihrer entwerfenden und ausführenden Ingenieure Gewähr dafür bieten, daß die Bauwerke einwandfrei berechnet und ausgeführt werden. Gleiche Grundsätze gelten für die Auswahl der beratenden Ingenieure und Prüflingenieure. Der verantwortliche Bauleiter und seine Vertreter müssen in der Herstellung von Verbundbauwerken erfahrene Bauingenieure sein. Einer von ihnen muß während der Bauausführung stets anwesend sein.

Da die Eigenart der Verbundbauwerke eine enge und verantwortungsbewußte Zusammenarbeit auf dem Gebiete des Stahlbaus und Stahlbetonbaus bedingt, sollte bei der Auftragserteilung grundsätzlich auch die verantwortliche technische Führung und die Haftung der Beteiligten vertraglich festgelegt werden (vgl. DIN 1078, Blatt 2).

2 Formelzeichen

In den Berechnungen sind die Formelzeichen nach DIN 1044, DIN 1350¹⁾ und DIN 4227 sowie die nachstehenden zu verwenden (s. DIN 1078, Blatt 2).

E_b Elastizitätsmodul des Betons

E_s Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahles

E_{st} Elastizitätsmodul des Trägerstahles

} gewöhnlich ist
} $E_s = E_{st}$

¹⁾ z. Z. in Neubearbeitung.

E_z Elastizitätsmodul des Spannstahles

n Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton

$$n = \frac{E_s}{E_b} \text{ oder } = \frac{E_{st}}{E_b}$$

n_z Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahlträger und Spannstahl

$$n_z = \frac{E_{st}}{E_z}$$

ε_s unbehindertes Endschwindmaß

φ Kriechzahl = $\frac{\text{Kriechdehnung}}{\text{elast. Dehnung}}$

k Beiwert für das Erhärtungsalter des Betons beim Aufbringen von Lasten (vgl. DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 8.3)

F_b Querschnitt der mitwirkenden Betonplatte

F_{st} Querschnitt des mit ihr verbundenen Stahlträgers

F_e Querschnitt der Stahlbetonbewehrung

F_z Querschnitt des Spannstahles

J_b Trägheitsmoment des mitwirkenden Betonquerschnittes, bezogen auf seine Schwerachse

J_{st} Trägheitsmoment des Stahlträgers, bezogen auf seine Schwerachse

d Dicke der Betonplatte

d_0 Gesamtdicke des Betonquerschnittes

b_m mitwirkende Plattenbreite

b_0 Breite der Aufstellungen in der Berührungsfuge zwischen Stahlträger und aufgestellter Betonplatte

h_{st} Stahlträgerhöhe

h Gesamthöhe des Verbundquerschnittes

a Abstand der Schwerpunkte von Betonplatte und Stahlträger

γ_b Abstand einer Faser vom Schwerpunkt der Betonplatte

γ_{st} Abstand einer Faser vom Schwerpunkt des Stahlträgers

σ_b Spannungen im Beton

σ_{st} Spannungen im Stahlträger

σ_e Spannungen im Betonstahl

σ_z Spannungen im Spannstahl

τ Schubspannung im Stahlträger

τ_0 Schubspannung im Beton

τ_1 Haftspannung zwischen Beton und Bewehrungsstahl

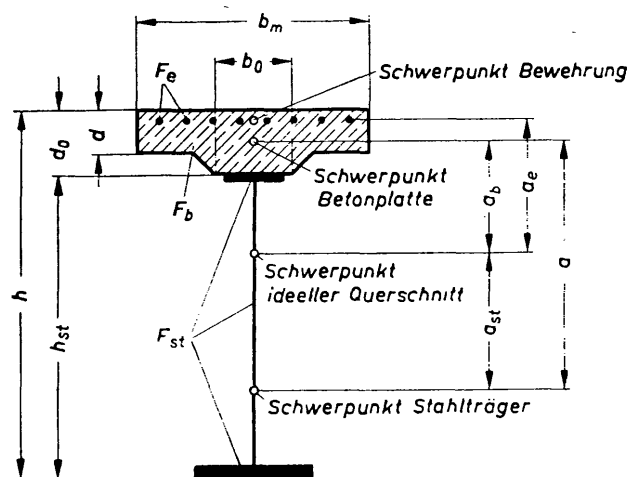


Bild 1a

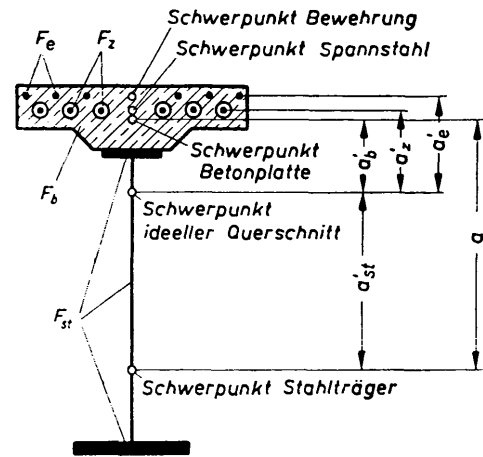


Bild 1b

Verbundquerschnitt ohne Spannstähle

F_i ideale Querschnittsfläche, bezogen auf E_{st}

$$F_i = F_{st} + F_e + \frac{1}{n} \cdot F_b$$

J_i ideales Trägheitsmoment, bezogen auf E_{st}

$$J_i = J_{st} + \frac{1}{n} \cdot J_b + F_{st} \cdot a_{st}^2 + F_e \cdot a_e^2 + \frac{1}{n} F_b \cdot a_b^2$$

a_b Abstand des Schwerpunktes der Betonplatte vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

a_{st} Abstand des Schwerpunktes des Stahlträgers vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

a_e Abstand des Schwerpunktes der schlaffen Bewehrung vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

γ_i Abstand einer Faser vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes.

Werden die ideellen Querschnittsflächen und das ideale Trägheitsmoment auf E_b bezogen, so sind die Ausdrücke für F_i und J_i mit n zu vervielfachen.

Verbundquerschnitt mit Spannstählen

F'_i ideale Querschnittsfläche, bezogen auf E_{st}

$$F'_i = F_{st} + F_e + \frac{1}{n_z} \cdot F_z + \frac{1}{n} F_b$$

J'_i ideales Trägheitsmoment, bezogen auf E_{st}

$$J'_i = J_{st} + \frac{1}{n} \cdot J_b + F_{st} \cdot a_{st}^2 + F_e \cdot a_e^2 + \frac{1}{n_z} \cdot F_z \cdot a_z^2 + \frac{1}{n} \cdot F_b \cdot a_b^2$$

a_b Abstand des Schwerpunktes der Betonplatte vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

a_{st} Abstand des Schwerpunktes des Stahlträgers vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

a_e Abstand des Schwerpunktes der schlaffen Bewehrung vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

a_z Abstand des Schwerpunktes des Spannstahles vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

γ'_i Abstand einer Faser vom Schwerpunkt des ideellen Querschnittes

Werden die ideellen Querschnittsflächen und das ideale Trägheitsmoment auf E_b bezogen, so sind die Ausdrücke für F'_i und J'_i mit n zu vervielfachen.

3 Mitgeltende Bestimmungen und Vorschriften

Folgende Normen sind zu beachten. Soweit einzelne Bestimmungen der Norm DIN 1078 von den mitgeltenden Vorschriften abweichen, ist für Verbundträger DIN 1078 maßgebend.

DIN 1000	Stahlbauten, außer Eisenbahn- und Straßenbrücken, Grundsätze für die Ausführung
DIN 1044	Einheitliche Bezeichnungen im Stahlbetonbau
DIN 1045	Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
DIN 1048	Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton
DIN 1072	Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen
DIN 1073 ²⁾	Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken
DIN 1075	Massive Brücken, Berechnungsgrundlagen
DIN 1079 ²⁾	Stählerne Straßenbrücken, Grundsätze für die bauliche Durchbildung
DIN 1350 ¹⁾	Zeichen für Festigkeitsberechnungen
DIN 4101	Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken
DIN 4114	Stahlbau. Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen
DIN 4227	Spannbeton. Richtlinien für Bemessung und Ausführung
DIN 4420	Gerüstordnung

Ferner sind die Vorschriften über Werkstoffgüte und -prüfung des Baustahles³⁾ sowie — je nach Geltungsbereich — die sonstigen einschlägigen Vorschriften zu beachten.

4 Begriffe

4.1 Verbundträger

Zum Unterschied von stählernen Tragwerken mit aufgelegten Betonfahrbahnplatten sind bei Verbundträgern die Stahlträger mit den Stahlbetonplatten durch besondere Bauteile (Verbundmittel) schubfest so verbunden, daß sie gemeinsam tragen. Die natürliche Haftung des Betons am Stahlträger in der Berührungsfläche und die dübelartige Wirkung von Nietköpfen gelten in diesen Richtlinien nicht als Verbundmittel.

4.2 Verbundwirkungen

Es sind zu unterscheiden:

4.21 Verbundwirkung nur für Verkehrslasten (s. DIN 1078, Blatt 2).

4.22 Verbundwirkung für Eigengewicht oder einen Anteil davon und Verkehrslasten (s. DIN 1078, Blatt 2).

4.23 Verbundwirkung wie unter Abschnitt 4.21 oder 4.22, jedoch mit zusätzlicher Vorspannung.

4.3 Vorspannung

Vorspannung ist dann vorhanden, wenn Betonteile zur Verhinderung später auftretender, unzulässig großer Zugspannungen durch besondere Maßnahmen vorgedückt werden.

4.31 Vorspannung durch Montagemaßnahmen

Im allgemeinen ist dies eine Vorspannung, die durch Heben oder Senken der Träger über Stützen (auch Hilfsstützen) und Endauflagern erzeugt wird (s. DIN 1078, Blatt 2).

²⁾ Neubearbeitung vorgesehen.

¹⁾ siehe Seite 446

³⁾ z. Z. in Neubearbeitung. Zwischenzeitlich wird die Verwendung der Technischen Lieferbedingungen (TL) der Deutschen Bundesbahn bzw. der Deutschen Reichsbahn empfohlen.

TL 918 02: Technische Lieferbedingungen für Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl, Schraubenstahl, Nietstahl u. dgl.

TL 918162: Technische Lieferbedingungen für Baublech, Flußstahl gewalzt, 5 mm dick und darüber (Grobbleche).

TL 918156: Technische Lieferbedingungen für Baustahl St 52 und Nietstahl St 44.

4.32 Vorspannung durch Spannglieder

Spannglieder können außerhalb oder innerhalb des Betons liegen. Im letzten Falle können sie durch geeignete Maßnahmen (Auspressen mit Zementmörtel) mit dem Beton schubfest verbunden werden (s. DIN 1078, Blatt 2).

Der Beton ist hierbei im allgemeinen von Anfang an durch die vorgesehenen Verbundmittel mit dem Stahlträger verbunden (Vorspannen nach dem Verbund zwischen Platte und Stahlträger). Er kann aber auch durch besondere Maßnahmen zunächst gleitend auf dem Stahlträger liegen und erst nach dem Vorspannen mit ihm verbunden werden (Vorspannen vor dem Verbund).

4.33 Vorspannung durch Montagemaßnahmen und Spannglieder

Die Maßnahmen unter Abschnitt 4.31 und 4.32 können zusammen angewendet werden (s. DIN 1078, Blatt 2).

4.34 Als vorgedrückte Zugzone wird der in der Zugzone des Verbundträgers liegende, durch Vorspannmaßnahmen vorgedrückte Bereich der Stahlbetonplatte bezeichnet.

4.35 Als vorgedrückte Druckzone wird der in der Druckzone des Verbundträgers liegende durch Vorspannmaßnahmen vorgedrückte Bereich der Stahlbetonplatte bezeichnet.

4.4 Ausmaß der Vorspannung (s. DIN 1078, Blatt 2)

4.41 Volle Vorspannung im Verbundträger liegt vor, wenn das Auftreten von Betonzugspannungen aus Hauptlasten (s. DIN 1072, Ausg. 6. 52, Abschnitt 4 bis 9) durch Vorspannmaßnahmen verhütet wird und Betonzugspannungen nicht oder nur bei gleichzeitiger Berücksichtigung von Zusatzlasten (s. DIN 1072, Ausg. 6. 52, Abschnitt 10 bis 16 und ggf. 18) entstehen.

4.42 Beschränkte Vorspannung im Verbundträger liegt vor, wenn das Entstehen schädlicher Risse durch Vorspannmaßnahmen verhütet wird, aber noch Betonzugspannungen zu erwarten sind, die jedoch die in Tafel 5 festgesetzten Größtwerte nicht überschreiten dürfen. Beim Lastfall „Vorspannung + ständige Last + Kriechen und Schwinden“, das sind die Lasten, die den Querschnitt ständig beanspruchen, dürfen dabei an der Oberseite der Betonplatte keine Zugspannungen auftreten (Ausnahme s. Abschnitt 7.22).

4.5 Fahrbahn-Arten

Es werden unterschieden:

- a) unmittelbar befahrene Stahlbetonplatten (ohne Schutzschicht und Abdichtung),
- b) Stahlbetonplatten mit Asphaltbelag ohne besondere Abdichtung,
- c) Stahlbetonplatten mit Fahrbahnbelag auf besonderer Abdichtung.

5 Baustoffe und ihr Gütenachweis

5.1 Stahl

Für Stahlträger, für die anzuschließenden Dübel, Verbundanker und Bewehrungsstäbe gelten die einschlägigen Bestimmungen³⁾, für die Spannglieder DIN 4227 und für die schlaffen Bewehrungen der Stahlbetonplatte gilt DIN 1045. Werden die Verbundmittel auf dem Stahlträger aufgeschweißt, so gilt auch der Stahlträger, soweit an ihm Schweißarbeiten vorgenommen werden, als Schweißkonstruktion und unterliegt dem Nachweis auf Schweißbarkeit. Dies gilt auch für Walzträger.

Da die Eignung für Schmelzschweißung an den verschiedenen Stellen des Walzträgerquerschnittes stark unterschiedlich sein kann, sollten den Walzwerken bei der Bestellung die Stellen des Profilquerschnittes angegeben werden, an denen die Schweißnähte vorgesehen sind, damit die Walzwerke die Proben zur Untersuchung auf Schmelzschweißbarkeit an diesen Stellen entnehmen können.

5.2 Beton

Für Beton sind maßgebend DIN 1045, DIN 1048, DIN 1075 und für Bauwerke nach Abschnitt 4.3 DIN 4227, Ausg. 10.53, Abschnitt 3.1 und 4.1. Im Straßenbrückenbau ist für die Beton-

³⁾ siehe Seite 449

fahrbahnplatte mindestens die Betongüte B 300, bei unmittelbar befahrener Betonplatte mindestens B 450 vorzusehen (vgl. Abschnitt 6.11 und 10, ferner DIN 1078, Blatt 2).

5.21 Nachbehandlung des Betons

Durch sorgfältige Nachbehandlung des Betons wird das Schwinden und Kriechen verzögert und verringert, auch die Festigkeit erhöht und das Auftreten von Temperaturrissen beim Abklingen der Abbindewärme vermieden. Der Beton ist deshalb in den ersten Wochen nach dem Einbringen gegen hohe Temperatur (Sonnenbestrahlung), Austrocknung (Wind), Kälte (Frost), chemische Angriffe und Erschütterungen und am ersten Tage auch gegen strömendes Wasser (Regen) zu schützen. In den ersten Wochen ist der Beton möglichst allseitig dauernd feucht zu halten. Beton, der vorgespannt werden soll, sollte besonders lange feucht gehalten werden (vgl. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 5.21 über die Herstellung unmittelbar befahrener Betonplatten und über die Verwendung schnell abbindender Zemente).

Der Beton kann auch durch geeignete Schutzanstriche gegen Austrocknen geschützt werden (s. DIN 1078, Blatt 2).

6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung und Ausführung

6.1 Fahrbahnplatte

6.11 Als Mindestdicken der Fahrbahnplatte gelten die in Tafel 1 angegebenen Werte (vgl. DIN 1078, Blatt 2).

Tafel 1. Mindestdicken für Fahrbahnplatten.

Brückenklassen	Betongüten	
	B 300	B 450, B 600
60, 45 und 30	20 cm	18 cm
12	18 cm	16 cm
6 und 3	16 cm	14 cm

Bei unmittelbar befahrenen Stahlbetonplatten ist die Betonüberdeckung der oberen Stahleinlage um mindestens 1 cm zu vergrößern. Diese Verschleißschicht darf in den tragenden Querschnitt nicht einbezogen werden und ist in den Werten der Tafel 1 nicht berücksichtigt. (Bezüglich der für Stahlbetonplatten ohne besondere Abdichtung einzuhaltenden Betonzugspannungen vergleiche Tafel 5, Zeile 5, 7, 8 und 10, 12, 13.)

Bei durchgehendem Deckblech unter der Stahlbetonplatte dürfen die in Tafel 1 angegebenen Werte um 3 cm unterschritten werden.

6.12 Bei Brücken mit unmittelbar befahrener Stahlbetonplatte und großflächigen Verbindungen zwischen Stahl und Beton (z. B. durchgehendes Fahrbahnblech) sind die Möglichkeit von Rißbildungen längs und quer zur Fahrtrichtung und die damit verbundene Korrosionsgefahr für das Fahrbahnblech zu beachten.

6.13 Ein zwischen dem Beton und den Stahlbauteilen etwa vorgesehener Zwischenraum, z. B. über Querträgern, ist so groß zu wählen, daß die Stahlteile einwandfrei unterhalten werden können. Bei Vorspannmaßnahmen, bei denen der Beton auf dem Stahl gleiten soll, sind besondere Vorsichtsmaßnahmen gegen Rostbildung in der Berührungsfläche zu treffen. Bei Stahlbetonplatten, die vor Herstellung des Verbundes zwischen Platte und Stahlträger eine Druckvorspannung erhalten, ist die beim Spannen erforderliche Verschiebbarkeit der Platte auf dem Stahlträger durch Gleiten oder andere geeignete Maßnahmen, z. B. Zwischenschaltung von Rollen oder Kugeln, sicherzustellen. In der Berechnung ist die dabei auftretende Reibung durch einen entsprechenden Beiwert zu berücksichtigen (vgl. DIN 1078, Blatt 2).

6.14 Die Platte kann mit Aufstelzungen (Vouten) über den Trägern ausgebildet werden (vgl. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 6.11). Dabei sind die Schrägen möglichst nicht steiler als 1 : 3 anzuordnen (vgl. DIN 1045, Ausg. 1943 x x x, § 22 Abschnitt 3a).

Hohe Aufstelzungen mit steileren Schrägen sind nach Abschnitt 13.25 zu untersuchen.

6.15 Das Endfeld der Platte ist zusätzlich wie eine waagerechte Endscheibe zu bewehren, damit die aus Schwinden und Temperaturunterschieden entstehenden Kräfte auf die Verbundmittel im

Endbereich übertragen werden und die mittragende Breite der Betonplatte als Trägerobergurt möglichst bis in die Endbereiche erhalten bleibt (s. DIN 1078, Blatt 2). Hierbei muß besonders für Aufnahme der in der Platte vorhandenen Schub- bzw. Hauptzugspannungen gesorgt werden (vgl. Abschnitt 13.15).

6.16 Die im Bereich negativer Momente des Verbundträgers vorzusehende Bewehrung (Abschnitt 7.3) ist auf die in Abschnitt 7.7 festgelegte mitwirkende Plattenbreite zu verteilen und nach DIN 1045 ausreichend in der gedrückten Zone der Platte zu verankern, wenn die Bewehrung nicht vorher abgebogen und auf dem Trägerobergurt festgeschweißt werden kann. Bei breiteren Platten ist die restliche, nicht mitwirkende Plattenbreite ebenso zu bewehren (s. DIN 1078, Blatt 2).

6.17 Wird die Stahlbetonplatte mit Spanngliedern vorgespannt, so ist dafür zu sorgen, daß an jeder Stelle die beabsichtigte Vorspannkraft vorhanden ist, und daß sie sich über den Querschnitt der Betonplatte gleichmäßig verteilt. Die Verluste an Vorspannkraft durch Reibung beim Spannen sind dabei zu berücksichtigen (s. DIN 1078, Blatt 2).

6.18 Eine Behinderung des Schwindens durch die Querträger ist zu beachten; dies gilt ebenso für eine Beeinträchtigung einer gegebenenfalls vorgesehenen Quervorspannung. Beides kann im übrigen durch zweckmäßig angeordnete Querträger oft vermindert werden (s. DIN 1078, Blatt 2).

6.2 Ausbildung der Stahlträger

Der Obergurt des Stahlträgers und sein Anschluß an den Steg müssen so bemessen sein, daß sie auch die örtlich durch Verbundmittel eingeleiteten Kräfte aufnehmen können. Dies ist auch für die Schubkräfte in den Trägerendbereichen zu beachten, die nach Abschnitt 13.15 zu berechnen sind (vgl. DIN 1078, Blatt 2).

Als Mindestdicke des Obergurtes ist $1/10$ des freien Gürtplattenüberstandes anzunehmen (s. Bild 2).

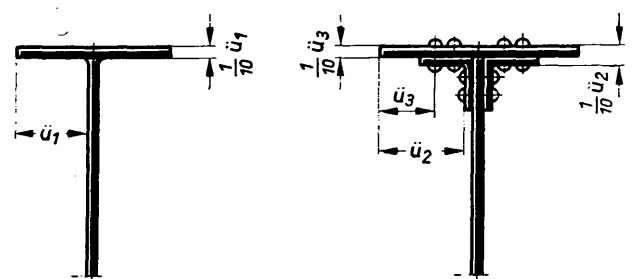


Bild 2

6.3 Verbundmittel; Allgemeines

6.31 Als Verbundmittel werden Dübel und/oder Verbundanker verwendet. Werden sie aufgeschweißt, so ist nach den Schweißvorschriften des Stahlbrückenbaues zu verfahren. Wegen der gegenseitigen Abstände der Dübel ist Abschnitt 13.25 zu beachten (vgl. auch DIN 1078, Blatt 2).

Einige bewährte und durch Versuche auf ihre Eignung geprüfte Arten sind in DIN 1078, Blatt 2 abgebildet.

6.32 Bei Platten ohne oder mit Aufstelzungen, deren Schrägen nicht steiler als 1 : 3 (vgl. Abschnitt 6.14) angeordnet sind, werden zweckmäßig Dübel zusammen mit schrägen oder lotrecht stehenden Verbundankern verwendet, wobei in der Regel jedem Dübel ein schräger oder lotrecht stehender Verbundanker zuzuweisen ist. Die Verbundanker haben dabei die auftretenden schiefen Hauptzugspannungen in der Stahlbetonplatte und in der Berührungsfläche aufzunehmen (Bild 3 und 4). Sie sind nach Abschnitt 6.5 auszubilden.

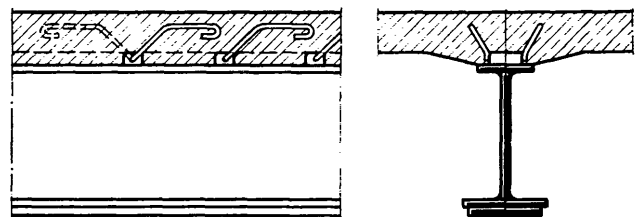


Bild 3

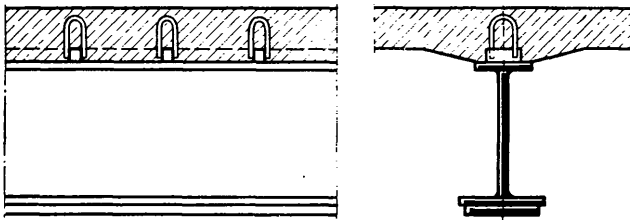


Bild 4

Bei hohen Aufstellungen sind schräge Verbundanker nach Art der Schubbewehrung im Stahlbetonbau (z. B. nach Bild 5a, 5b und 6) vorzuziehen (vgl. Abschnitt 13.33).

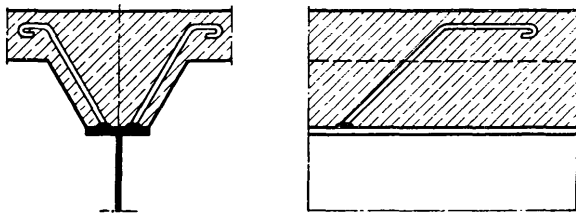


Bild 5a
Schräg geschnittenes Verbundankerende mit Rundnaht angeschweißt

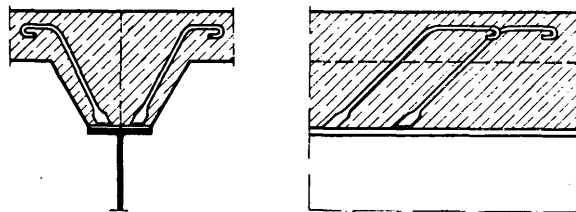


Bild 5b
Warmausgeschmiedetes Verbundankerende mit Kehlnaht angeschweißt

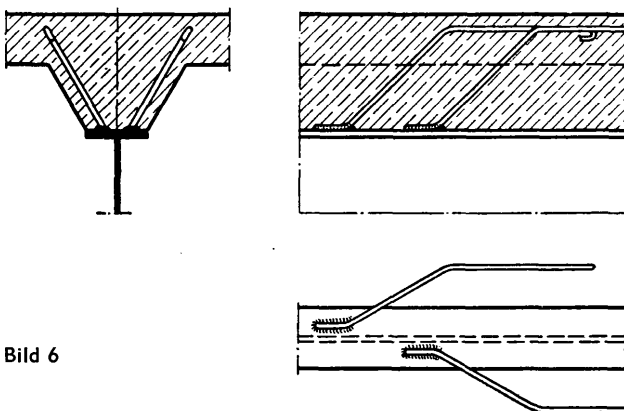


Bild 6

6.33 Kann die Schubkraft ihre Richtung wechseln, so sind die Verbundanker lotrecht oder in beiden Richtungen schräg (mit oder ohne Dübel) anzuordnen (Bild 3 und 4). Dies gilt auch für die Schubkräfte aus Schwinden und Temperaturunterschieden in den Endbereichen (vgl. Abschnitt 13.15).

6.4 Dübel (s. DIN 1078, Blatt 2).

6.41 Dübel sind durch Schweißnähte, Niete oder hochfeste Schrauben mit dem Stahlträger zu verbinden.

6.42 Werden Dübel erst nach dem Betonieren an den Stahlträger angeschweißt, so ist der Beton vor der Schweißwärme zu schützen.

6.43 Dübel mit Keilwirkung sind verboten (s. DIN 1078, Blatt 2).

6.44 Die Schweißnähte sollen um den Dübel herumgeführt werden und vom Rand der Gurtplatte mindestens 5 mm, besser 10 mm Abstand haben (s. auch DIN 1078, Blatt 2, Bild 3 bis 7). Bei Verwendung von St 52 und überwiegendem Anteil der Spannungen aus Verkehrslasten ist die Notwendigkeit einer Bearbeitung der Dübelanschlusssähte zu überprüfen.

6.5 Verbundanker

6.51 Verbundanker sind nach DIN 1045 im allgemeinen mit einer Neigung von 45° und mit ausreichender Haftlänge auszubilden, ferner mit waagerechten Abbiegungen und Haken oder mit geschlossenen Schleifen im Beton zu verankern (vgl. Abschnitt 13.31). Der Durchmesser der Verbundanker soll im allgemeinen mindestens 12 mm betragen.

6.52 Verbundanker dürfen stumpf gegen den Obergurt angeschweißt werden (Bild 5).

Werden Verbundanker mit einem waagerecht abgebogenen Ende (Bild 6) auf dem Obergurt angeschweißt, so ist der Knick am Fuß des Verbundankers möglichst scharf auszubilden und warm zu biegen. Die Schweißnaht ist um diese Aufbiegungsstelle herumzuführen (Bild 6). Auf einwandfreien Wurzeleinbrand ist zu achten. (Vgl. DIN 1078, Blatt 2.)

6.53 Werden Verbundanker an Dübeln befestigt, so soll das Biegemoment ihrer Anschlußkraft das Kippmoment aus der Dübelkraft möglichst nicht vergrößern.

6.6 Zeitpunkt des Absenkens und Vorspannens

Der Beton der Fahrbahnplatte darf im allgemeinen erst dann belastet werden, wenn er mindestens 80% seiner Würfel Festigkeit W_{95} erreicht hat (vgl. DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 5.1). Der Zeitpunkt des Ausschalens, Absenkens oder des Vorspannens ist nach dieser erforderlichen Mindestfestigkeit zu bestimmen. Besteht die Gefahr, daß vorher Risse (infolge Schwinden oder Temperatureinfluß) entstehen, so empfiehlt sich ein Absenken oder Vorspannen in zwei oder mehr Stufen, wobei die ersten Stufen möglichst klein zu halten sind, um übermäßiges Kriechen des Betons zu vermeiden (s. DIN 1078, Blatt 2).

7 Berechnungsgrundlagen

7.1 Elastizitätsmodul

7.11 Stahl

Der Elastizitätsmodul der schlaffen Bewehrung (E_s) und des Stab- und Formstahls (E_{st}) ist mit $210\,000\text{ kg/cm}^2$ anzunehmen. Der Elastizitätsmodul (E_s) für Drähte, Kabel und Spiralseile als Spannglieder ist aus DIN 4227, Ausg. 10. 53, Tafel 2, zu entnehmen.

7.12 Beton

Die elastischen Formänderungen des Betons dürfen mit einem für Druck und Zug gleich großen Elastizitätsmodul des Betons nach Tafel 2 berechnet werden (bei Ermittlung des E-Moduls durch Versuche vgl. DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 7.3). Dabei ist E_b als Mittelwert im Bereich der zulässigen Spannungen zu verstehen. Die in Tafel 2 angegebenen Elastizitätsmoduln für Beton gelten auch für die Schwind- und Kriechuntersuchungen.

Tafel 2. Elastizitätsmodul des Betons und Verhältniszahl

Betongüte (vgl. Abschnitt 5.2)	Elastizitätsmodul E_b kg/cm ²	$n = \frac{E_{st}}{E_b}$	$\frac{1}{n} = \frac{E_b}{E_{st}}$
B 300	300 000	7,0	0,14
B 450	350 000	6,0	0,17
B 600	400 000	5,3	0,19

Verhältniszahl $n = \frac{E_e}{E_b}$ oder $= \frac{E_{st}}{E_b}$ vgl. Abschnitt 2.

Verhältniszahl n_z für Drähte, Kabel und Spiralseile vgl. DIN 4227, Ausg. 10. 53, Tafel 4.

7.2 Mitwirkung des Betons in der Zugzone

7.21 Bei der Ermittlung der Formänderungen und der statisch unbestimmten Größen, für die Beurteilung der Rissegefahr und für die Berechnung der Endverdübelung an den freien Trägern (Abschnitt 13.15) ist stets die Mitwirkung des Betons in der Zugzone anzunehmen.

7.22 Beim Spannungsnachweis darf die Mitwirkung des Betons in der Zugzone nur dann angenommen werden, wenn die Betonzugspannungen die betreffenden Werte der Tafel 5, Zeile 5 bis 14 nicht überschreiten und unter dem Einfluß aller Lasten, die den Querschnitt ständig beanspruchen, z. B. Vorspannung (vgl. auch DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 4.3), ständige Last, Schwinden und Kriechen an der Oberseite der Betonplatte keine Zugspannungen auftreten, ausgenommen solche, die aus Schwinden und Temperaturunterschied in Auflagernähe frei aufliegender Träger entstehen (s. DIN 1078, Blatt 2).

In allen übrigen Fällen ist bei der Berechnung von einer gerissenen Betonzugzone auszugehen. Dies gilt auch für den Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen nach Abschnitt 11.

7.3 Bewehrung der Betonzugzone

Wird nach Abschnitt 7.2 die Mitwirkung des Betons in der Zugzone angenommen, ist die gesamte größte Betonzugkraft, die nach Überlagerung der einzelnen Lastfälle entsprechend Abschnitt 9.3 oder 9.4 verbleibt, durch hierfür eingelegte zusätzliche Bewehrung unter Beachtung der Stahlspannungen in Tafel 6, Zeile 7 und 8 zu decken. Bei vorgespannten Bauteilen mit Haftung zwischen Spanngliedern und Beton darf der im Zugbereich liegende Spannstahl nach DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 10.3 mitberücksichtigt werden.

Wird mit gerissener Betonzugzone gerechnet, so ist in ihr eine risseverteilende Bewehrung einzulegen, die nur Haarrisse zuläßt und mindestens 1 % des auf Zug beanspruchten Betonquerschnittes beträgt. Die Mindestbewehrung nach DIN 1075, Ausg. 4. 55, Abschnitt 4.2 ist dabei zu beachten.

Bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes vom Verbundquerschnitt dürfen auch Bewehrung und Spannstähle, die in der Betonzugzone liegen, berücksichtigt werden, wenn sie ausreichend nach Abschnitt 6.16 verankert sind und die Übertragung der Schubkräfte gewährleistet ist.

7.4 Kriechen und Schwinden

Hierbei gilt DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 8.3 und 8.4.

Für alle Lasten, die den Betonquerschnitt ständig beanspruchen, wie z. B. ständige Lasten, Vorspannung durch Stützen-Senkungen oder Spannglieder (vgl. Abschnitt 4.3) und Schwinden, sind die Spannungsumlagerungen, die durch das Kriechen des Betons ausgelöst werden, getrennt zu erfassen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen mit der Zeit unveränderlichen ständigen Beanspruchungen (z. B. Eigenlasten) und mit der Zeit veränderlichen ständigen Beanspruchungen (z. B. Schwinden).

Die Kriechzahlen und die Beiwerte k sind aus DIN 4227, Ausg. 10. 53, Tafel 5 und Bild 2 zu entnehmen. Im allgemeinen ist die Untersuchung des Einflusses von zwei Grenzwerten für die Kriechzahl bei Verbundkonstruktionen nicht erforderlich. Es genügt, hierfür einen Wert nach den örtlichen Verhältnissen im Rahmen der Tafel 5 in DIN 4227, Ausg. 10. 53, festzusetzen (vgl. DIN 1078, Blatt 2).

Die in Verbundträgern auftretenden und nachzuweisenden Schwindspannungen sind mit dem bei unbehindertem Schwinden zu erwartenden Endschwindmaß ε_s aus DIN 4227, Ausg. 10. 53, Tafel 5 zu berechnen. Bei dem meist üblichen Vorspannen nach Herstellen des Verbundes zwischen Platte und Stahlträger (Abschnitt 4.32) kommt eine Anwendung des Beiwertes k aus DIN 4227 nicht in Betracht. Nur bei Betonplatten, die vor Herstellen des Verbundes zwischen Platte und Stahlträger gespannt werden und bis zum Herstellen des Verbundes unbehindert schwinden können, sind die Endschwindmaße ε_s nach DIN 4227 mit dem 0,6fachen des Beiwertes k zu vervielfachen.

Wird der Beton nach Abschnitt 5.21 nachbehandelt (vgl. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 5.21), so sind die in DIN 4227, Tafel 5, angegebenen Schwindmaße von Betonplatten erst bei Plattendicken ≤ 16 cm um 25 % zu erhöhen; andernfalls gilt als Grenze hierfür

die in DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 8.4 angegebene Mindestdicke von 20 cm.

7.5 Temperatureinflüsse

Als Wärmedehnzahl ist für Stahl und Beton $\alpha_t = 0,000012$ einzuführen.

7.51 Temperaturänderung

Für den Einfluß der Wärmewirkung auf das ganze Bauwerk (z. B. für die Bewegung der Lager oder zur Ermittlung der Stützkkräfte bei Rahmen) ist mit Temperaturschwankungen von $\pm 15^\circ\text{C}$ gegenüber einer angenommenen Aufstellungstemperatur von $+10^\circ\text{C}$ zu rechnen.

7.52 Temperaturunterschied

Der Einfluß der Wärmewirkung aus unterschiedlicher Temperatur in Beton und Stahl ist wie folgt zu berücksichtigen: Bei äußerlich statisch unbestimmten Tragwerken ist mit einem geradlinigen Temperaturgefälle von $\pm 15^\circ\text{C}$ zwischen Oberkante Stahlbetonplatte und Unterkante Stahlträger zu rechnen.

Bei äußerlich statisch bestimmten Tragwerken und allgemein für die Enddübelbereiche nach Abschnitt 13.15 ist der Temperatureinfluß durch ein zusätzliches Endschwindmaß von $10 \cdot 10^{-3}$ zu berücksichtigen, ohne daß für diesen Betrag ein Abbau durch Kriecheinfluß angesetzt werden darf (s. DIN 1078, Blatt 2).

7.6 Schwingbeiwerte

Die Schwingbeiwerte sind für die Stahlbetonplatte aus DIN 1075, für den Verbundträger aus DIN 1073 — und zwar nach DIN 1072 nur für die Hauptspur — zu entnehmen.

7.7 Mitwirkende Plattenbreite

Wird die mitwirkende Plattenbreite nicht nach der genauen Theorie ermittelt, kann das nachstehend angegebene Näherungsverfahren angewendet werden.

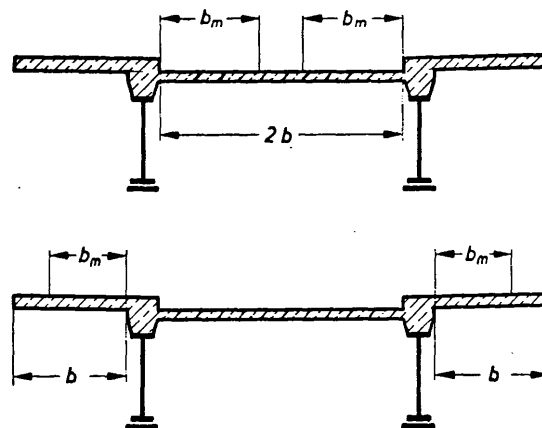


Bild 7

Ist $2b$ die Spannweite einer Platte zwischen zwei Trägern oder b die Kraglänge einer Konsolplatte (Bild 7) und l die Einzelstützweite des Tragwerkes, so kann die mitwirkende Plattenbreite b_m bei Tragwerken mit Momentenflächen gleichbleibenden Vorzeichens nach Tafel 3, bei solchen mit ungleichen Vorzeichen nach Tafel 4 eingeführt werden (s. DIN 1078, Blatt 2). Voraussetzung

Tafel 3

b/l	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	
b_m	1,00	0,89	0,78	0,68	0,58	0,50	$\cdot b$

Bei $b/l < 0,05$ ist $b_m = 1,0 b$

Bei $b/l > 0,30$ ist $b_m = 0,15 l$

Tafel 4

b/l	0,05	0,10	0,15	
b_m	1,00	0,80	0,60	$\cdot b$

Bei $b/l < 0,05$ ist $b_m = 1,0 b$

Bei $b/l > 0,15$ ist $b_m = 0,09 l$

für die Anwendung dieses vereinfachten Berechnungsverfahrens ist, daß an den Endlagern des Tragwerkes Querträger vorhanden sind, mit denen die Stege und die Platte des Plattenbalkens fest verbunden sein müssen.

Die mitwirkende Plattenbreite von Tragwerken mit Momentenflächen gleichbleibenden Vorzeichens darf, wenn kein genauer Nachweis geführt wird, längs der Spannweite konstant angenommen werden.

Nehmen bei einem Tragwerk mit Momentenflächen ungleichen Vorzeichens die Spannweiten der einzelnen Felder von der Mitte nach den beiden Enden allmählich ab, so ist b_m zunächst für jedes Feld nach Tafel 4 zu ermitteln. Die endgültigen Werte für die mitwirkenden Plattenbreiten ergeben sich dann nach Bild 8a durch geradlinige Verbindung der Größtwerte der an einem Auflager ermittelten b_m .

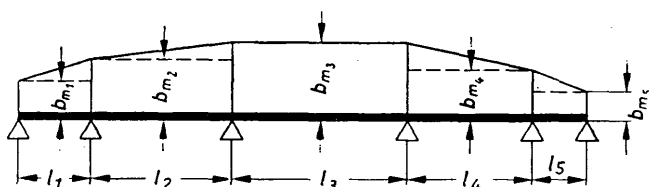


Bild 8a

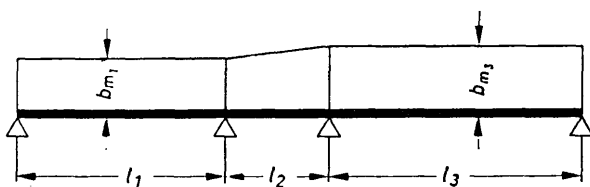


Bild 8b

Stoßen bei einem Tragwerk mit Momentenflächen ungleichen Vorzeichens mehrere Felder unterschiedlicher Spannweiten so aneinander, daß einzelne kürzere Felder von größeren eingeschlossen werden, so ergeben sich die Werte für die mitwirkende Plattenbreite nach Bild 8b.

Für die Führung der Spannungsnachweise ist die Ermittlung der Querschnittswerte wie folgt durchzuführen:

Die errechneten mitwirkenden Plattenbreiten sind an die Stegbreite anzutragen. Zur Stegbreite gehören auch Vouten, die gleich oder steiler als 45° gegen die Waagerechte geneigt sind. Bei Vouten flacher als 45° darf nur eine Neigung von 45° berücksichtigt werden (vgl. Bild 9). Bei Platten, die ohne Stelzungen oder Vouten auf dem Stahlträger liegen, ist als Stegbreite die Obergurtbreite zu wählen.

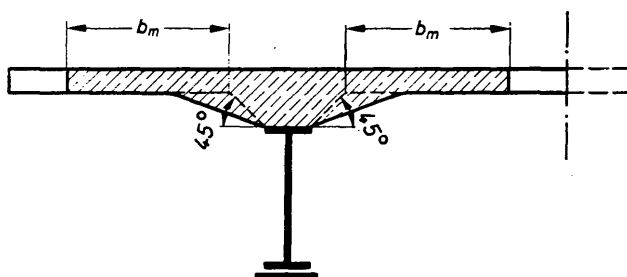


Bild 9

Zur Ermittlung der Querschnittswerte dürfen die Vouten stets voll in Rechnung gestellt werden (s. die schraffierte Fläche in Bild 9).

7.8 Berechnung der Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte ist im allgemeinen nach der Plattentheorie oder nach einem davon abgeleiteten anerkannten Näherungsverfahren zu berechnen (vgl. auch DIN 1075).

7.9 Lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte

Die Beanspruchung der Stahlbetonplatte aus ihrer lastverteilenden Wirkung auf die Hauptträger ist bei Fehlen von lastverteilenden Querträgern oder Querverbänden für die ungünstigste Last-

stellung zu berücksichtigen (vgl. DIN 1075, Ausg. 4.55, Abschnitt 4.3, 1. und 2. Absatz und DIN 1078, Blatt 2).

8 Übersicht über erforderliche Nachweise

Folgende Nachweise sind zu erbringen:

a) Spannungsnachweis (s. Abschnitt 9) für:

Montagezustände und Teilbelastungen (s. Abschnitt 9.2), alle Haupt- und Zusatzlasten bei Fertigstellung des Bauwerkes (s. Abschnitt 9.3), alle Haupt- und Zusatzlasten nach Beendigung des Schwindens und Kriechens (s. Abschnitt 9.4),

b) Nachweis der risseverhütenden Maßnahmen (s. Abschnitt 10),

c) Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen (s. Abschnitt 11),

d) Stabilitätsnachweis für den Stahlträger (s. Abschnitt 12),

e) Nachweis der Durchbiegung.

9 Spannungsnachweis

9.1 Allgemeines

Alle Spannungen aus den verschiedenen Einflüssen müssen getrennt nachgewiesen werden und sind in Tafeln zusammenzustellen. Dabei ist ein zeitlich mögliches Zusammentreffen der einzelnen Einflüsse zu berücksichtigen (Abschnitt 9.2 bis 9.4). Für die Spannungen im Beton sind gleichgerichtete Einflüsse aus der Plattenwirkung wie auch aus der Wirkung als Verbundtragwerk zu überlagern. Die zulässigen Betondruckspannungen ergeben sich aus Tafel 5, Zeile 1 und 2; wegen der zulässigen Betonzugspannungen siehe Abschnitt 10.1 und 10.2.

9.2 Spannungsnachweis für Montagezustände und ständige Teilbelastungen

Die Spannungen im Stahlträger bei den einzelnen Montagezuständen, beim Anheben der Zwischenstützen oder ähnlichen Maßnahmen, auch wenn sie nur vorübergehend auftreten, sind nachzuweisen und mit den zur gleichen Zeit vorhandenen Spannungen aus ständigen Teillasten zusammenzustellen. Für den Stahlträger gelten die zulässigen Spannungen nach Tafel 6, Zeile 1 (s. DIN 1078, Blatt 2).

9.3 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten bei Fertigstellung oder Inbetriebnahme des Bauwerkes

Hierunter fallen alle Haupt- und Zusatzlasten, auch Lasten für besondere Nachweise nach DIN 1072.

Es sind alle Spannungszustände in ungünstigster Zusammenstellung zu untersuchen, auch die Spannungsumlagerungen durch das bis zu diesem Zeitpunkt etwa eingetretene Kriechen und Schwinden. Dies sind in der Regel Spannungen aus Vorspannung, einschl. Stützensenkungen nach Abschnitt 4.31, ständigen Lasten, Verkehrslasten, Temperaturunterschied usw. Für den Stahlträger gelten die zulässigen Spannungen nach Tafel 6, Zeile 2 bis 5 und die in Abschnitt 9.5 zugelassenen Ermäßigungen.

Für Querschnitte, in denen die Stahlspannungen durch Kriechen und Schwinden abgebaut werden und für die nach Abschnitt 9.4 (nach Abschluß des Kriechens und Schwindens) die zulässigen Spannungen der Tafel 6, Zeile 2 und 4 einzuhalten sind, genügt vor Abschluß des Kriechens und Schwindens die Einhaltung der zulässigen Spannungen nach Tafel 6, Zeile 3 und 5 (s. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 9.3 und 9.4, letzter Absatz).

9.4 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten nach Beendigung des Kriechens und Schwindens

Es sind alle zu diesem Zeitpunkt vorhandenen und möglichen Spannungszustände infolge der Lasten nach DIN 1072, auch die Spannungsumlagerungen nach beendetem Kriechen und Schwinden in ungünstigster Zusammenstellung nachzuweisen. Für den Stahlträger gelten die zulässigen Spannungen nach Tafel 6, Zeile 2 bis 5 und die in Abschnitt 9.52 zugelassenen Ermäßigungen (s. DIN 1078, Blatt 2).

9.5 Zulässige Ermäßigungen für die Überlagerung der Spannungszustände

9.51 Beim Nachweis der Betondruckspannungen nach Abschnitt 9.3 dürfen im Bereich einer vorgedrückten Druckzone die

Druckspannungsanteile aus Vorspannung im Zeitpunkt unmittelbar nach dem Vorspannen mit $\frac{3}{4}$ ihres Wertes angesetzt werden. Beim Spannungsnachweis nach Abschnitt 9.4 ist die Vorspannung jedoch voll einzusetzen (s. DIN 1078, Blatt 2).

9.52 Bei Berücksichtigung der Spannungen aus Temperaturunterschied nach Abschnitt 7.52 dürfen folgende erleichterte Lastannahmen getroffen werden, wobei beide Fälle nachzuweisen sind:

- a) volle Verkehrslast und halber Temperaturunterschied
- b) voller Temperaturunterschied und ermäßigte Verkehrslast, und zwar für Stützweiten bis $l \leq 40$ m um 1%, für Stützweiten $l > 40$ m um 40% (s. DIN 1078, Blatt 2).

10 Nachweis der risseverhütenden Maßnahmen

10.1 Für die bei Abschnitt 4.5 unter a) und b) aufgeführten Fahrbahnarten (ohne besondere Abdichtung) sind die Betonzugspannungen nachzuweisen, die infolge aller nach DIN 1072, Ausg. 6. 52, Abschnitt 4 bis 16 und 18 bis 19 anzusetzenden Lasten (s. DIN 1078, Blatt 2) aus der Verbundwirkung und der Plattenwirkung entstehen. Sie dürfen in ungünstigster Zusammenstellung die zulässigen Zugspannungen nach Tafel 5, Zeile 5, 7, 8 oder 10, 12, 13 nicht überschreiten.

Über bauliche Maßnahmen siehe Abschnitt 6.11 und 7.3.

10.2 Stahlbetonplatten nach Abschnitt 4.5 unter c) (Stahlbetonplatten mit Fahrbahnbelag auf besonderer Abdichtung) können unter Annahme einer gerissenen Betonzugzone berechnet werden. Um den Bestand des Bauwerks jedoch nicht durch zu große Rißweiten zu gefährden, dürfen aber die bei Annahme eines mitwirkenden Betonquerschnitts ermittelten Betonzugspannungen die Werte der Zeilen 6 und 9 bzw. 11 und 14 in Tafel 5 höchstens um 100% überschreiten (vgl. DIN 1078, Blatt 2 und DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 10.31 und 11.2 Abs. 2).

11 Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen⁴⁾

Bei allen vorgespannten Verbundtragwerken ist die Sicherheit gegen Eintreten von Fließen im Gurt des Stahlträgers (Tafel 6, Zeile 6) oder gegen Erreichen der Bruchspannung am Rande des Betonquerschnitts für die ungünstigste Zusammenstellung folgender Lasten nachzuweisen:

„Vorspannung durch Spannglieder (Abschnitt 4.32), Vorspannung durch Montagemaßnahmen (Abschnitt 4.31) und 1,6fache Belastung aus ständigen Lasten und Verkehrslasten.“

Bei statisch unbestimmten Tragwerken sind außerdem die für den Belastungszustand nach Abschnitt 9.4 ermittelten statisch unbestimmten Größen aus Schwinden und Kriechen und Temperaturunterschied nach Abschnitt 7.5 zu berücksichtigen.

Bei diesem Nachweis ist als kritische Spannung des Betons $\sigma = 0,60 \cdot W_{28}$ anzunehmen (s. DIN 1078, Blatt 2⁵⁾ und DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 12).

12 Stabilitätsnachweis für den Stahlträger

Für die Stahlteile ist der Nachweis für den ungünstigsten Belastungs- und auch Montagezustand nach DIN 4114 zu führen.

13 Verbundsicherung

13.1 Allgemeines

13.11 Die Verbundmittel sind so zu berechnen und zu verteilen, daß die Schubkräfte, die sich aus den Haupt- und Zusatzlasten nach DIN 1072, Ausg. 6. 52, ergeben, in den für die verschiedenen Zeitpunkte ungünstigsten Zusammenstellungen aufgenommen werden können.

13.12 Wirken auf den Verbundquerschnitt weniger als 80% der ständigen Last, so ist bei der Berechnung der Verbundmittel

außer dem Teil der ständigen Last, der auf den Verbundträger wirkt, zusätzlich mindestens die Hälfte des Teils der ständigen Last mit anzusetzen, der auf den Stahlträger allein wirkt (s. DIN 1078, Blatt 2).

13.13 Bei Zusammenstellung der Schubkräfte für die Bemessung der Verbundmittel gilt für den Einfluß aus Temperaturunterschied (Abschnitt 7.52) ebenfalls die in Abschnitt 9.52 zugelassene Ermäßigung.

13.14 Die natürliche Haftung zwischen Betonplatte und Stahloberfläche darf nicht berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 4.1).

13.15 Die an den Trägerenden angreifenden Schubkräfte aus Temperaturunterschied (kühlere Betonplatte), Schwinden des Betons (vgl. Abschn. 7.2) und aus etwaigem Vorspannen der Betonplatte, die im allgemeinen gegenläufig zu den Schubspannungen aus äußeren Belastungen sind, dürfen — wenn kein genauer Nachweis erbracht wird — als dreieckförmige Schubkraftfläche auf einen Trägerendbereich $b = b_m$ mitwirkende Plattenbreite und auf die in diesem befindlichen Verbundmittel verteilt werden. Hierbei ist die Größtordinate der Schubkraftfläche am Trägerende anzusetzen, wobei der Inhalt der Fläche gleich der Summe der gesamten gegenläufigen Schubkräfte ist (Bild 10).

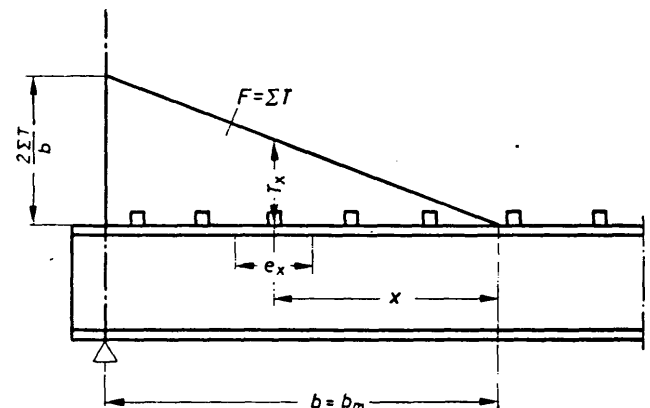


Bild 10

Die Schubkraftflächen aus ständigen Lasten und Verkehrslasten, soweit letzte ungünstig wirken, sind in diesem Bereich zu berücksichtigen.

13.2 Dübel

13.21 Bei der Ermittlung der Betonpressung auf die Dübelstirnfläche ist nur die zu übertragende Schubkraft ohne den Anteil der im Plattenquerschnitt vorhandenen Längsspannung zu berücksichtigen (s. DIN 1078, Blatt 2).

13.22 Die durch einen Dübel übertragbare Schubkraft richtet sich nach der an der Dübelstirnfläche zulässigen Betonpressung σ_1 . Sie wird nach DIN 4227, Ausg. 10. 53, Formel (6) unter Anwendung der aus DIN 1078, Blatt 1, Tafel 5, Zeile 18 zu entnehmenden Grundspannung σ berechnet.

Bei der Eigenart eines Verbundträgers ist die für Formel (6) in DIN 4227, Ausg. 10. 53, Abschnitt 16.2 geforderte Voraussetzung des gemeinsamen Schwerpunktes stets als gegeben anzusehen (s. DIN 1078, Blatt 2). Bei Anwendung dieser Formel auf die örtlichen Pressungen vor dem Dübel eines Verbundträgers darf deshalb im allgemeinen $F_1 = \text{Dübelstirnfläche}$ gesetzt werden; ferner bei Betonplatten ohne Aufstelzung: $F = 2 \cdot d^2$ oder bei Betonplatten mit Aufstelzung: $F = b_o \cdot d_o$.

Die Seitenabmessungen der Verteilungsfläche F dürfen dabei in jeder Richtung höchstens gleich dem 5fachen Betrag der entsprechenden Abmessungen der Übertragungsfläche der Dübel angenommen werden.

13.23 Bei der Berechnung der Anschlußnähte für die Dübel sind sowohl die Querkraft wie auch das Kippmoment zu berücksichtigen (vgl. DIN 4101 und DIN 1078, Blatt 2).

13.24 Bei der Berechnung der Anschlußnähte von Dübeln mit angeschweißten Verbundankern ist die mittig oder außermittig angreifende schräge Zugkraft mit zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 13.32).

⁴⁾ statt des früheren Bruchsicherheitsnachweises

⁵⁾ Schrifttum: Sattler, K.: „Die Fließeisicherheit von Vollwand-Verbundkonstruktionen“ Bautechnik 1953, Heft 6, S. 153—160, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

Tafel 5. Zulässige Betonspannungen

Die in Zeile 3 bis 14 angegebenen Werte gelten nur für beschränkte Vorspannung. Wird ausnahmsweise volle Vorspannung gewählt, so sind die Werte aus DIN 4227, Ausg. 10. 53, Tafel 6a, Zeile 9 bis 12 sinngemäß anzuwenden.

Zeile	1 Beanspruchungsart	2 Anwendungsbereich	3 Zulässige Spannungen in kg/cm ² für Güteklasse des Betons		
			B 300	B 450	B 600
1	Druck	1.1 Allgemein aus Verbundträgerwirkung	100	130	150
2		1.2 Bei Überlagerung gleichgerichteter Spannungen aus örtlicher Plattenwirkung und Verbundträgerwirkung. (Für reine Plattenwirkung quer zum Verbundträger gilt DIN 1075 oder DIN 4227)	110	140	160
3	Zug ⁶⁾	2 Im Bauzustand (vgl. DIN 1078, Blatt 2). Randspannung auf der Oberseite	8	10	12
4		3 Nach Aufbringen aller Lasten ⁸⁾ , die den Querschnitt ständig beanspruchen. Randspannung auf der Oberseite, ausgenommen solche, die aus Schwinden und Temperaturunterschied in Auflagnähe frei aufliegender Träger entstehen	0	0	0
5		4 Bei Berücksichtigung der Hauptlasten Mittiger Zug	12	15	18
6		Randspannung an der Unterseite	25	30	35
7		Randspannung auf der Oberseite: unmittelbar befahren	— ⁹⁾	15	18
8		mit Asphaltbelag	20	25	30
9		mit einer Abdichtung	25 ⁷⁾	30 ⁷⁾	35 ⁷⁾
10		5 Bei Berücksichtigung der Haupt- und Zusatzlasten Mittiger Zug	15	20	25
11		Randspannung an der Unterseite	30	38	45
12		Randspannung auf der Oberseite unmittelbar befahren	— ⁹⁾	20	25
13		mit Asphaltbelag	25	30	38
14		mit einer Abdichtung	30 ⁷⁾	38 ⁷⁾	45 ⁷⁾
15	Schub infolge Biegung (nach DIN 1045, Ausg. 1943 xxx, § 20)	6.1 Ohne Nachweis der Schubsicherung	10	11	12
16		6.2 Höchstwerte bei Nachweis der Schubsicherung	20	22	24
17	Haftung an den Stahleinlagen	7 Allgemein	8	9	10
18	Pressung vor den Dübeln (s. Abschn. 13.22)	8 Grundspannung	80	110	130
19	Lochleibungsdruck	9 Allgemein (vgl. Abschnitt 13.31) bei einer Betondeckung $\geq 2 d$	120	150	180
20		bei einer Betondeckung $\geq 5 d$	140	180	220

⁶⁾ vgl. Abschnitt 10.

⁷⁾ Werden diese Betonzugspannungen überschritten, so muß mit gerissener Betonzugzone gerechnet werden (vgl. Abschnitt 7.2).

⁸⁾ Das sind die Hauptlasten nach DIN 1072, Ausg. 6.52 Abschnitt 4 u. 6, also ohne Verkehrslast.

⁹⁾ Bei unmittelbar befahrenen Stahlbetonplatten ist B 300 nicht zugelassen (vgl. Abschnitt 5.2).

Tafel 6. Zulässige Stahlspannungen

Zeile	Bauglied	Beanspruchungsart	Zulässige Spannungen in kg/cm ²	
			Für St 37	Für St 52
1	Stahlträger	1 Montagespannungen und Montagevorspannungen: In Bauzuständen und Zeitpunkten vor dem Einwirken von Verkehrslasten	1850	2600
2		2 Hauptlasten a) Im Bereich negativer Momente bei Nachweis von Schwinden und Kriechen zum jeweiligen Zeitpunkt (Aus- nahmen für vorübergehende Spannungszustände s. Ab- schnitt 9.3 und DIN 1078, Blatt 2)	1400	2100
3		b) Im Bereich positiver Momente bei Nachweis von Schwinden und Kriechen zum jeweiligen Zeitpunkt (s. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 9.3 und 9.4)	1600	2400
4		3 Haupt- und Zusatzlasten a) Im Bereich negativer Momente bei Nachweis von Schwinden und Kriechen zum jeweiligen Zeitpunkt (Ausnahmen für vorübergehende Spannungszustände s. Abschnitt 9.3 und DIN 1078, Blatt 2)	1600	2400
5		b) Im Bereich positiver Momente bei Nachweis von Schwinden und Kriechen zum jeweiligen Zeitpunkt (s. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 9.3 und 9.4)	1700	2500
6		4 Sicherheit gegen kritische Verformungen (s. Abschnitt 11)	2400	3600
7	Betonstähle für schlafe Bewehrungen	1 Haupt- und Zusatzlasten Betonstahl I	1400	
8		II bis IV	1800	
9		2 Sicherheit gegen kritische Verformungen (s. Abschnitt 11) Betonstahl I	2200	
10		II	3400	
11		III u. IV	4000	
12	Spannstähle (nach DIN 4227) Vorspannung		$\leq 0,75 \cdot \sigma_S \leq 0,55 \cdot \sigma_B$	

 σ_S = Streckgrenze; σ_B = Bruchfestigkeit

13.25 Die Dübelabstände sind aus der Schubkraft zwischen Betonplatte und Stahlträger zu berechnen (s. DIN 1078, Blatt 2). Sie sind jedoch mindestens so groß zu wählen, daß sich entlang den äußeren Umrissen der Dübelreihen (bei Platten mit Vouten in der kürzesten Schnittlinie um die Dübel) im Beton keine Scherflächen bilden können. Als zulässige Schubspannungen gelten die Spannungen in Tafel 5, Zeile 15 und 16.

13.26 Bei steifen Dübeln darf die Betonpressung gleichmäßig über die Dübelstirnfläche verteilt werden.

13.27 Bei weniger steifen Dübeln (z. B. aus Profilstahl) ist die zulässige Betonpressung an der Dübelstirnfläche entsprechend der Nachgiebigkeit der einzelnen Dübelteile zu ermäßigen.

13.3 Verbundanker

13.31 Die schrägen Verbundanker wirken vorwiegend auf Zug. Ihre Haftlänge muß mindestens $30 d$ (d = Rundstahldurchmesser), gerechnet von der Abbiegung in die Waagerechte ab, betragen. Außerdem ist ein Endhaken anzuordnen, der für die Haftlänge nicht mitzurechnen ist. Die zulässigen Stahlspannungen sind nach DIN 1045 zu wählen (vgl. Abschnitt 6.51).

Werden die Verbundanker als Schleifen ausgebildet, so sind der Leibungsdruck im Beton nachzuweisen und die in Tafel 5, Zeile 19 oder 20 zugelassenen Spannungen einzuhalten. Ist bei Rundstählen aus St 37 der Schleifendurchmesser $\geq 15 d$ und die Betonüberdeckung in Richtung der Schleifenkraft $\geq 3 d$, so

erübrigt sich dieser Nachweis. Dabei gilt bei Flachstahl d als das Mittel der beiden Seitenabmessungen.

13.32 Die bei gleichzeitiger Anordnung von Dübeln und schrägen Verbundankern aufnehmbare Schubkraft berechnet sich zu:

$$\text{zul } D = \text{zul } \sigma_b \cdot F_1 + \mu \cdot \text{zul } \sigma_e \cdot F_2$$

mit $\mu = 0,5$ für Haken

und $\mu = 0,7$ für Schleifen.

F_1 = wirksame Dübelstirnfläche,

F_2 = Querschnitt der auf den Bereich eines Dübels entfallenden Verbundanker,

zul σ_b = zulässige Betonpressung an der Dübelstirnfläche nach Abschnitt 13.22,

zul σ_e = zulässige Stahlspannung (nach DIN 1045).
(s. DIN 1078, Blatt 2).

13.33 Bei Verbundsicherung durch schräge Verbundanker allein ist die Schubbewehrung nach den Regeln des Stahlbetonbaus auszuführen, wobei aber abweichend die Schubkraft je Verbundanker mit:

$$\text{zul } D = \text{zul } \sigma_e \cdot F_e$$

anzusetzen ist. (Vgl. DIN 1078, Blatt 2, zu Abschnitt 13.32). An den Trägerenden empfiehlt sich stets die Anordnung kräftiger Enddübel.

14 Zulässige Spannungen

In Tafel 5 sind die zulässigen Betonspannungen, in Tafel 6 die zulässigen Stahlspannungen für die Stahlträger und für die Bewehrung der Fahrbahnplatte zusammengestellt (s. DIN 1078, Blatt 2).

15 Anhang

Einbetonierte Walzträger in Verbund

Diese Norm darf auch auf einbetonierte Stahlträger sinngemäß angewendet werden, wenn diese durch eine nach Bild 11a oder 11b ausreichend dicke Betondruckzone überdeckt und mit ihr schubsicher verbunden sind. Die Betonzugzone ist dabei grundsätzlich als gerissen anzunehmen. Die Dübel sind so anzuordnen, daß sie von der Betonoberkante noch einen ausreichenden Abstand haben, damit das Entstehen von Schwindrissen an der Betonoberfläche vermieden wird und eine einwandfreie Übertragung der Dübelkräfte gewährleistet ist (s. Bild 11a und 11b). Werden auch die Trägerunterflansche einbetoniert, so muß deren Betonüberdeckung mindestens 4 cm, bei Brücken über dampfbetriebenen Eisenbahnen mindestens 6 cm dick sein. Der

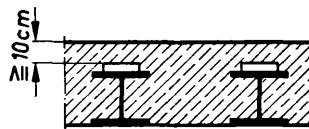


Bild 11a

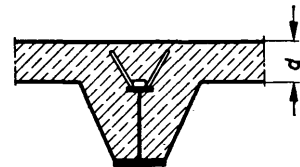


Bild 11b

Beton der Trägerummantelung ist mit dem der Fahrbahnplatte durch eine ausreichende, engliegende Schubbewehrung zu verbinden (s. DIN 1078, Blatt 2).

Eine satte Ausfüllung mit Beton, besonders unter den Flanschen, ist durch sorgfältiges Rütteln mit Innenrüttlern sicherzustellen.

Entsprechend den „Risseverhütenden Maßnahmen“ (Abschnitt 10) ist zu überprüfen, ob eine Abdichtung nötig wird. Hierbei sind auch die Betonzugspannungen aus der querverteilenden Wirkung der Platte zu erfassen, wenn diese nicht durch Quervorspannung überdrückt sind.

Verbundträger-Straßenbrücken

Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung · Begründungen und Erklärungen

DIN 1078

Blatt 2

Eine im Straßenbrückenbau häufig ausgeführte Bauform besteht aus der tragenden Stahlkonstruktion mit aufgelegter Stahlbeton-Fahrbahnplatte, bei der die Einwirkung der Stahlbetonplatte auf die Stahlkonstruktion lediglich hinsichtlich des Gewichtes berücksichtigt ist. Durchbiegungsmessungen an solchen Bauwerken haben zu der Erkenntnis geführt, daß sich die Stahlbetonplatte auch an der Tragwirkung der Stahlträger mitbeteiligt, und zwar auf Grund ihrer natürlichen Haftung an ihnen. Aus dem gleichen Grunde wirken sich aber auch Schwinden und Kriechen und die Verformungen aus einem Temperaturunterschied zwischen Beton und Stahlträger aus und erzeugen unübersichtliche Spannungszustände. Man versuchte deshalb, zunächst die Mitwirkung der Stahlbeton-Fahrbahnplatte auszuschalten. Da sich dafür bisher keine technisch einwandfreie und wirtschaftliche Lösung finden ließ, lag der Gedanke nahe, den gegensätzlichen Weg zu beschreiten, nämlich die ungenutzte Tragfähigkeit der Stahlbetonplatte in der Hauptträgerrichtung in das Haupttragwerk einzubeziehen. So entstand die Verbundkonstruktion, bei der die Mitwirkung der Stahlbetonplatte, zusammen mit dem Stahlträger als ein geschlossener Querschnitt, durch eigens dafür entwickelte Verbundmittel gewährleistet wird, was durch die natürliche Haftung des Betons am Stahlträger für sich allein nicht zu erreichen war.

Um für die Beurteilung von Entwürfen in dieser neuen Bauweise mit ihren vielfachen Möglichkeiten eine Vergleichsgrundlage zu schaffen, wurden vom Deutschen Ausschuß für Stahlbau, Unterausschuß Verbundträger, im Juli 1950 die „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“, 1. Entwurf (Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“, 25. Jahrgang (1950), Heft 9, S. 357 bis 364, Springer-Verlag, Berlin) veröffentlicht. Obwohl bei der Bearbeitung dieser Richtlinien bereits Schweizer und amerikanische Versuchsergebnisse vorlagen — für den Hochbau auch die von Professor Maier-Leibnitz an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführten —, war man doch in vielen wichtigen Fragen allein auf theoretische Überlegungen angewiesen. Diese wurden durch die nunmehr vorliegenden Ergebnisse deutscher Versuche und durch die bei zahlreichen Bauten gewonnenen praktischen Erfahrungen im wesentlichen bestätigt. Zur Verwertung dieser Fortschritte war eine Neubearbeitung der „Richtlinien“ notwendig, und der erreichte Entwicklungsstand gestattete, sie nunmehr als DIN-Norm herauszugeben. Der Hochbau ist aus dieser Norm herausgenommen und in DIN 4239 „Verbundträger-Hochbau, Richtlinien für die Bemessung“ (z. Z. noch Entwurf) behandelt. Für Verbundbrücken unter Eisenbahnen ist DIN 1078 vorerst sinngemäß anzuwenden; ergänzende Vorschriften hierzu werden vorbereitet. Gleichzeitig ist DIN 1078 mit der neubearbeiteten Norm DIN 4227 „Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung“ abgestimmt.

Im folgenden werden Begründungen und Erklärungen gegeben, soweit sie für ein besseres Verständnis oder zur Erleichterung für die Anwendung der Richtlinien als notwendig angesehen werden.

Die Benummerung der Abschnitte entspricht der in DIN 1078, Blatt 1.

Begründungen und Erklärungen

Zu 1 Voraussetzungen für die Ausführung von Verbundbauwerken

Auf die Beachtung der in den Voraussetzungen gestellten Forderungen wird, um Fehlschläge zu vermeiden, hier nochmals hingewiesen.

Insbesondere ist die vertragliche Festlegung der verantwortlichen technischen Federführung — diese liegt im allgemeinen zweckmäßig bei dem Stahlbaubetrieb — wichtig, da vielfach Bauteile vom Stahlbau zu bemessen, vom Betonbau jedoch auszuführen sind.

Zu 2 Formelzeichen

Die Berechnung von Verbundbauwerken bedingt die Festlegung zusätzlicher Formelzeichen.

Zu 4 Begriffe

Zu 4.2 Verbundwirkungen

Zu 4.2.1 Verbundwirkung nur für Verkehrslasten

Verbundwirkung für Verkehrslasten allein liegt dann vor, wenn die Stahlkonstruktion während der Montage und während des Betonierens der Fahrbahnplatte im Feld nicht unterstützt wird, die Durchbiegung infolge Belastungen also nicht behindert wird. Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion und der Betonplatte belastet dann die Stahlträger allein und bewirkt im Feld eine nach unten gerichtete (positive) Vorbelastung des Stahlträgers.

Zu 4.2.2 Verbundwirkung für Eigengewicht und Verkehrslasten

Verbund für Eigengewicht und Verkehrslasten trifft zu, wenn die Stahlkonstruktion bei der Montage und beim Betonieren der Stahlbetonplatte an so zahlreichen Stellen ausreichend starr unterstützt wird, daß in den Stahlträgern infolge Eigengewicht und Gewicht der Stahlbetonplatte bis zum Erhärten des Betons keine nennenswerten Beanspruchungen entstehen.

Ist die Unterstützung nicht starr, sondern elastisch oder nicht kontinuierlich, sondern nur an einzelnen Punkten vorhanden, so ist die Verbundwirkung für ständige Lasten nur teilweise vorhanden. Ihr Ausmaß ist nach dem sich aus Art und Stellung der Stützungen ergebenden statischen System zu erfassen.

Werden nach Erhärten der Betonplatte und Entfernen der Zwischenunterstützungen noch ständige Lasten (z. B. Asphaltbelag) aufgebracht, so wirken diese bereits auf den Verbundquerschnitt.

Zu 4.3 Vorspannung

Zu 4.3.1 Vorspannung durch Montagemaßnahmen

Durch geeignetes Anheben der montierten Stahlträger, das einer negativen Vorbelastung der Träger entspricht, läßt sich erreichen, daß auf den Stahlträger in seiner gesamten Länge negative Momente einwirken. Wird in dieser Lage durch Aufbetonieren der Fahrbahnplatte der Verbundträger hergestellt, so entstehen beim Absenken des Verbundträgers auf die endgültige Höhenlage positive Momente (Bild 1a in DIN 1078, Blatt 2), die auf den Verbundquerschnitt wirken und im Beton in der Tragwerksrichtung Druckvorspannungen erzeugen; während im Stahlträger aus beiden Maßnahmen nur Spannungsdifferenzen bleiben. Die auf diese Weise erzeugten Druckvorspannungen werden mit „Vorspannung durch Montagemaßnahmen“ bezeichnet.

Diese Wirkung wird im allgemeinen beim Träger auf 2 Stützen durch zuverlässige Zwischenunterstützungen erreicht.

Beim Durchlaufträger wird sie oft nur durch senkrechte Bewegungen an den Auflagerpunkten des Systems erzeugt.

Momentenflächen im Verbundträger aus:

Vorspannung durch Montagemaßnahmen

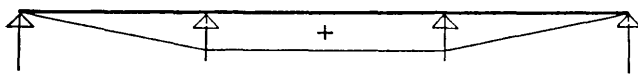


Bild 1a

Vorspannung durch Spannglieder



Bild 1b

Vorspannung durch Montagemaßnahmen und Spannglieder

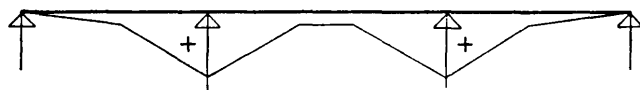


Bild 1c

vergleiche „Bauingenieur“
1951 S. 172

Zu 4.32 Vorspannung durch Spannglieder

Wird die Verbundwirkung zwischen Platte und Stahlträger — wie üblich — vor Aufbringen der Vorspannung sichergestellt, so wirkt sich eine durch besondere Spannglieder erzeugte Druckvorspannung auch auf die Stahlkonstruktion aus. Im Gegensatz zu der Vorspannung durch Montagemaßnahmen ist es hierbei möglich, die Druckvorspannungen im wesentlichen auf bestimmte Abschnitte zu begrenzen, beispielsweise auf den Stützenbereich — Bereich der negativen Momente — bei Durchlaufträgern (Bild 1b in DIN 1078, Blatt 2). Dabei sind die Enden der Spannstähle möglichst gegeneinander zu versetzen, um große örtliche Spannungssprünge zu vermeiden. Statt der üblichen, im Beton verlegten Spannglieder, können diese auch außerhalb des Betons angeordnet und nach dem Spannen mit diesem schubfest verbunden werden.

Zu 4.33 Vorspannung durch Montagemaßnahmen und Spannglieder

Die gemeinsame Anwendung beider Verfahren zur Erzeugung der Vorspannung kann aus wirtschaftlichen Gründen zweckmäßig sein, da sich dabei der erforderliche Spannstahlquerschnitt verkleinert.

Ferner kann man durch die gemeinsame Anwendung auch die Nachteile der beiden Vorspannarten in tragbaren Grenzen halten. Beim Vorspannen nach dem Verbund zwischen Platte und Stahlträger durch besondere Spannglieder werden im Träger außerhalb der vorgespannten Abschnitte negative Momente hervorgerufen, die vor allem im Bereich der Viertelpunkte nachteilige Betonzugspannungen an der Betonoberkante verursachen können. Diesen wirken dann die durch besondere Montagemaßnahmen erzeugten positiven Vorspannmomente entgegen, die nicht nur im Stützenbereich auftreten, wo sie erwünscht sind, sondern auch in den Feldbereichen (Bild 1a bis 1c in DIN 1078, Blatt 2).

Zu 4.4 Ausmaß der Vorspannung

Das zu wählende Ausmaß der Vorspannung hängt weitgehend von der gewählten Fahrbahnausbildung und den nach DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 10, nachzuweisenden, risseverhütenden Maßnahmen ab. Im Verbundtragwerk als Durchlaufträger wird im Bereich der negativen Momente (Stützenbereich) eine beschränkte Vorspannung im allgemeinen wirtschaftlicher als eine volle Vorspannung sein.

Zu 5 Baustoffe und ihr Gütenachweis

Zu 5.2 Beton

Nach der „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“¹⁾ ist für unmittelbar befahrene Stahlbetonplatten als Betongüte mindestens B 370 vorgeschrieben. Bei Brücken wird die nächsthöhere Betongüte B 450 verlangt, für die zugehörige Berechnungsgrundlagen angegeben sind.

Zu 5.21 Nachbehandlung des Betons

Die Nachbehandlung des Betons, die im allgemeinen durch ständiges Feuchthalten und Abdecken seiner Oberfläche vorgenommen wird, kann auch durch geeignete Schutzanstriche, die das Austrocknen des Betons wesentlich verzögern, erreicht werden. Auch hier ist in den ersten Tagen die Betonoberfläche gegen Sonnenbestrahlung zu schützen und nötigenfalls durch Feuchthalten zu kühlen, um Temperaturrisse beim Abklingen der Abbindewärme zu vermeiden.

Um bei unmittelbar befahrenen Stahlbetonplatten den schädlichen Einfluß von Streusalzen einzuschränken, empfiehlt es sich, den Beton Luftporen bildende Zusatzmittel erprobter Art und Menge beizumischen.

Bei schnell abbindenden Zementen ist wegen ihrer höheren Abbindewärme und ihrer größeren Schwindneigung besondere Sorgfalt in der Nachbehandlung geboten. Art und Umfang der hierfür zu treffenden Maßnahmen sollten durch Ermittlung der Zeitdauer und Höhe der Abbindewärme durch Vorversuche bestimmt werden.

Für die Herstellung unmittelbar befahrener Betonplatten ist die Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken¹⁾, die im folgenden auszugsweise wiedergegeben ist, sinngemäß zu beachten:

„Sofort nach ihrer Herstellung sind die Betondecken auf das Sorgfältigste nachzubehandeln. Die dazu nötigen Vorkehrungen sind entsprechend den größten Schichtleistungen von Arbeitsbeginn an bereitzuhalten. Die Betondecke muß sofort nach ihrer Fertigstellung in unmittelbarem Anschluß an das Arbeitszelt bis zur Beendigung des Abbindens des Betons, bei warmer Witterung jedoch mindestens acht Stunden lang gegen Austrocknen infolge Wind oder Sonnenbestrahlung sowie gegen Regen geschützt werden. Dazu sind hellgefärbte, flache und möglichst niedrige Schutzdächer aufzustellen. Diese Schutzdächer müssen durch Überdeckung an ihren Stößen, durch Abschluß an den Giebelwänden sowie durch mindestens alle 30 m eingebaute Trennwände allseits geschlossene Räume bilden, um die Luftbewegung unter den Schutzdächern zu erschweren. Außerdem muß etwa 5 bis 10 cm über der Fahrbahn eine an dem Rahmen der Dächer befestigte Zwischendecke (aus Jutegewebe, Stroh- oder Draht- oder Lattenrost, Bretter) eingezogen sein. Der Beton darf unter den Schutzdächern nicht trocken liegen. Nötigenfalls ist die Decke während des Verschiebens der Dächer gleichmäßig und vorsichtig mit Wasser zu besprengen.“

Nach Beendigung des Abbindens sind die Schutzdächer zu entfernen und die vorher gut angenäßte Decke (einschl. der gegebenenfalls freiliegenden Seitenflächen) mit nassen, in einwandfreiem Zustand befindlichen Geweben, Stroh-, Schilfrohrmatten oder dergleichen mindestens sieben Tage lang vollständig zu bedecken. Diese Abdeckung ist durch Besprengen dauernd feuchtzuhalten. In der kalten Jahreszeit ist die Abdeckung entsprechend den Temperaturverhältnissen zu verlängern, wobei vorzugsweise doppelte Strohmatten zu verwenden sind.

Anschließend an diese Abdeckung ist die Decke mindestens zwei Wochen lang feuchtzuhalten. Vorzugsweise sind dazu luftbereite Sprengwagen zu verwenden. Andernfalls ist die vorher gut anzunässende Decke auf die gleiche Zeitdauer mit einer mindestens 3 cm dicken Schicht aus leicht bindigem Feinsand zu belegen, die ständig gut feuchtgehalten werden muß.

Das Ende jeder Tagesleistung ist durch eine Tafel zu kennzeichnen, die bis zum Abschluß der erforderlichen Nachbehandlung dauernd zu belassen ist. Auf der Tafel sind die Daten der Herstellung des betr. Deckenabschnittes, des Schlusses der Abdeckung und der Feuchthaltung zu vermerken.“

¹⁾ „Anweisung für den Bau von Betonfahrbahndecken“ (ABB), Abschnitt 6, Fassung vom 1. Februar 1939, herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen, abgedruckt in „Straßenbau von A—Z“, Erich Schmidt Verlag, Berlin, Bielefeld, München.

Zu 6 Grundsätze für die bauliche Durchbildung und Ausführung

Zu 6.1 Fahrbahnplatte

Zu 6.11 Mindestdicke der Fahrbahnplatte

Die in DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 6.11, Tafel 1, enthaltenen Mindestdicken sind mit Rücksicht auf den Bestand des Bauwerkes festgelegt worden. Sie ergeben nicht in jedem Falle die zweckmäßigste oder wirtschaftlichste Gestaltung des Bauwerks. Es empfiehlt sich vielmehr oft, die Betonplatte um einige Zentimeter dicker zu wählen oder sie zumindest über den mittleren Längsträgern durch flache Aufstufungen zu verstärken, um die Biegezugspannungen in der Querrichtung zu verringern und dadurch Risse über den Längsträgern möglichst zu vermeiden. Das gleiche läßt sich auch besser durch Quervorspannung erreichen, wobei Abschnitt 6.18 in DIN 1078, Blatt 1 und 2, zu beachten ist.

Die Oberfläche unmittelbar befahrener Stahlbeton-Fahrbahnplatten darf keine Risse aufweisen, damit sie gegen chemische, mechanische und Witterungseinflüsse widerstandsfähig ist. Zur Vermeidung solcher Risse sind daher in DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 10, Betonspannungen nur in solcher Höhe zugelassen, daß keine Rißbildungen zu erwarten sind.

Beim frei aufliegenden Träger werden die zulässigen Betonzugspannungen an der Plattenoberkante im allgemeinen ohne besondere Maßnahmen eingehalten. Dagegen wird dies bei Durchlaufträgern über den Zwischenstützen — Bereich der negativen Momente — im allgemeinen besondere Montagemaßnahmen oder den Einbau von Spanngliedern bedingen. Arbeitsfugen beim Betonieren sind stets an Stellen zu legen, an denen keine Zugspannungen auftreten.

Zu 6.13

Wenn nach DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 4.32, Vorspannen vor dem Verbund zwischen Platte und Stahlträger zur Ausführung vorgesehen wird, wobei also der Verbund zwischen Betonplatte und Stahlträger erst nach dem Vorspannen der Betonplatte hergestellt werden soll, dann ist besondere Sorgfalt auf die Ausbildung der Gleitfuge zwischen Stahlträger und Betonplatte zu verwenden.

Der Rostschutz in derartigen Bewegungsfugen muß für die Dauer des Bestandes der Brücke wirksam sein.

Zu 6.15

Infolge des Schwindvorganges und der gleichgerichteten Wirkung aus Temperaturunterschied will sich die Stahlbetonplatte verkürzen. Es werden dann die dem Trägerende zugekehrten Dübellflächen beansprucht. In dem Trägerendbereich überwiegen besonders bei Durchlaufträgern in der Regel diese Dübelpressungen. Um ein örtliches Ausreißen der Stahlbetonplatte im Enddübelbereich zu verhindern, sind daher die den Enddübeln zufallenden Kräfte durch in der Stahlbetonplatte gut verankerte Rundstäbe aufzunehmen, die entweder um die Dübel herumzulegen sind oder besser an den Dübeln oder in ihrem Bereich am Obergurt zu befestigen sind (für die Bemessung vgl. DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 13.15).

Zu 6.16

Die auf die mitwirkende Plattenbreite zu verteilende Bewehrung der Stahlbetonplatte im Bereich negativer Momente dient neben ihrer risseverteilenden Wirkung der Erhöhung der Sicherheit gegen kritische Verformungen (Abschnitt 11).

Zu 6.17

Ist starke Reibung zu erwarten, so empfiehlt es sich, das Spannglied an beiden Enden vorzuspannen oder die Vorspannseite für die einzelnen Spannglieder laufend zu wechseln.

Zu 6.18

Eine Behinderung des Schwindens oder der Vorspannung quer zur Brücke kann vermieden werden, wenn die Querträger als Fachwerk ausgebildet werden, dessen Obergurt die Stahlbetonplatte bildet (bei zwei Hauptträgern). Die Behinderung durch vollwandige Querträger wird geringer, wenn deren Obergurte möglichst schwachgehalten oder wenn der Zwischenraum zwischen Querträger und Betonplatte möglichst großgehalten

wird. Der gleiche Zweck wird erreicht, wenn die Querträger zunächst mit Spielraum angeschraubt und später — nach Abklingen des Schwindens — fest angeschlossen werden.

Zu 6.2 Ausbildung der Stahlträger

Unsymmetrische Stahlträgerquerschnitte ergeben außer einer größeren Wirtschaftlichkeit im allgemeinen auch geringere Schwindspannungen, besonders bei frei aufliegenden Trägern.

Zu 6.3 Verbundmittel, Allgemeines

Zu 6.31

Da die Betonplatte bestrebt ist, sich von dem Stahlträger abzuheben, sind bei der Verwendung von Dübeln zur Verbund-sicherung stets zusätzlich Verbundanker — schräg oder lotrecht — anzuordnen, die ein Abheben der Betonplatte verhindern.

Zur besseren Einleitung der Dübelpressungen in den Beton sind engere Dübelabstände und dafür kleinere Dübellflächen vorzuziehen. Ihr Abstand sollte im allgemeinen die 2- bis 3fache Betonplattendicke nicht überschreiten, ihr Mindestabstand ist andererseits durch die Bedingungen in DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 13.25 begrenzt.

Nachstehend sind einige Dübel- und Verbundankerformen, über die befriedigende Versuchsergebnisse vorliegen, als Beispiele wiedergegeben²⁾.

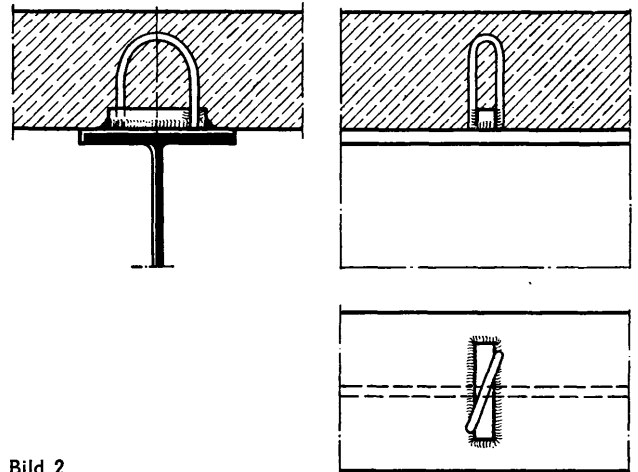


Bild 2

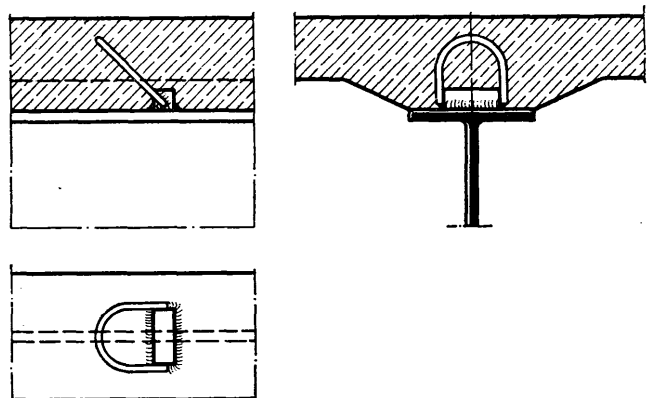


Bild 3

²⁾ Siehe auch: Heft 10 der „Abhandlungen aus dem Stahlbau“ Prof. Graf: „Über Versuche mit Verbundträgern“, S. 74ff., Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn GmbH, Bremen-Horn, und Zeitschrift „Der Bauingenieur“, Jahrgang 1950, Heft 8, Springer-Verlag, Berlin.

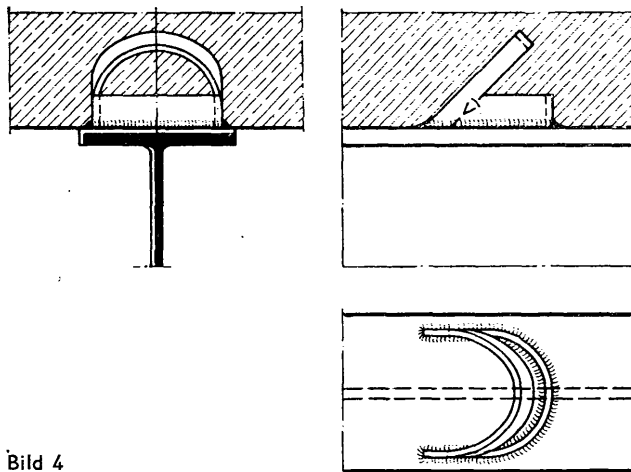


Bild 4

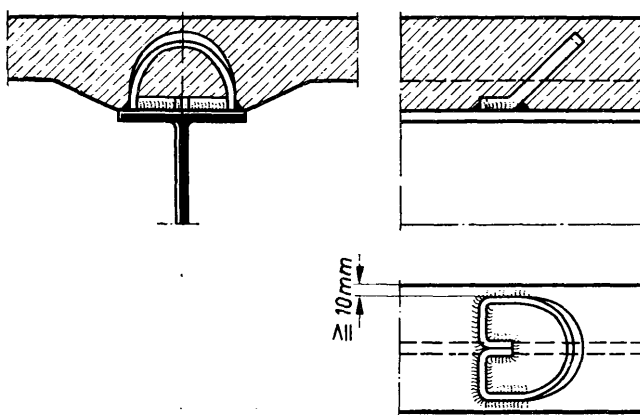


Bild 5 Dübel mit schräg abgebogenem Verbundanker aus einem Flachstahl geformt

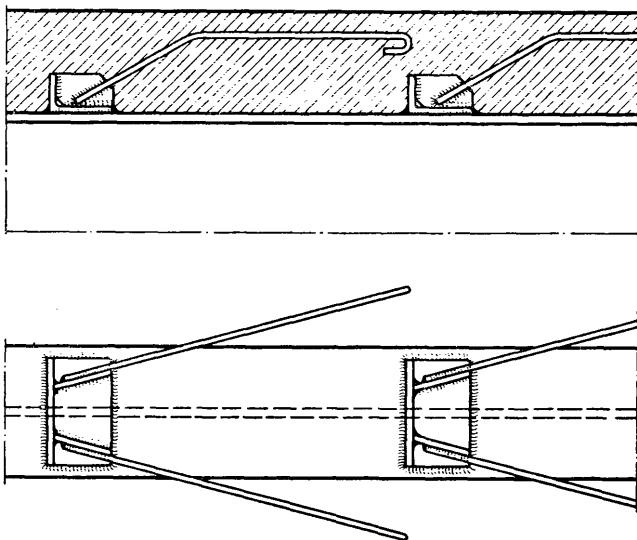


Bild 6

Zu 6.4 Dübel

Dübel werden bei Verwendung schweißbaren Stahles vorzugsweise durch Schweißnähte mit dem Stahlträger verbunden, da hierdurch jeglicher Schlupf zwischen Dübel und Obergurt vermieden wird. Bei Verwendung hochfester Schrauben muß die Schubkraftübertragung allein durch Reibung sichergestellt sein.

Biegesteife Dübel mit geringen Eigenverformungen (starre Dübel) sind biegsameren Dübelformen (weichen Dübeln) vorzuziehen. Sie sind zweckmäßig so biegesteif auszubilden, daß die Betonpressung als gleichmäßig übertragen angenommen werden kann (vgl. DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 13.26 und 13.27).

Dübelformen mit großem Widerstandsmoment der Anschluß-Schweißnaht gegen das Kippmoment haben den Vorteil, daß sie durch die Verringerung der Biegebeanspruchung einen kleineren Schweißnahtquerschnitt ergeben, erschweren aber unter Umständen die Anordnung der unteren Plattenbewehrung.

Sollen Dübel auf die Obergurte von Blechträgern aufgeschweißt werden, so geschieht dies zweckmäßig, bevor der Obergurt an das Stegblech angeschlossen wird, um ein Nachrücken des Gurtes zu erleichtern und um eine Krümmung des Trägers zu vermeiden.

Zu 6.43

Dübel, die wegen ihrer Form ähnlich einem Keil in den Beton eindringen können — vgl. Bild 7 in DIN 1078, Blatt 2 —, gefährden die Betonplatte und sind daher nicht zu verwenden.

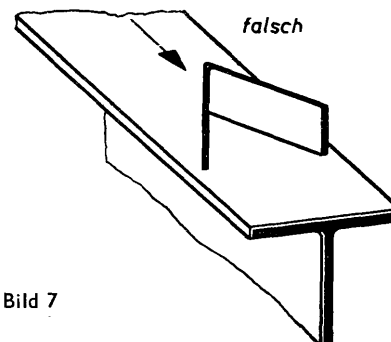


Bild 7

Zu 6.5 Verbundanker

Zu 6.52

Werden Verbundanker als Verbundmittel gewählt, so ist darauf zu achten, daß sie in der Berührungsfuge zwischen Stahlgurt und Betonplatte nicht nachgeben können. Sie sind daher entweder stumpf aufzuschweißen oder, wenn das Ende der Anker auf dem Obergurt flach aufliegt, an der Abbiegestelle mit scharfem Knick zu schmieden. Eine Abbiegung mit Krümmungshalbmesser würde zu nachgiebig sein und ist grundsätzlich zu vermeiden. Im Stahlbetonbau wird zwar Wert auf eine Ausrundung der Abbiegungen gelegt, damit die Kräfte der Druckkomponenten in solchen Ausrundungen abgefangen werden; bei Verbundträgern ist darauf jedoch keine Rücksicht zu nehmen, da sich die Druckkomponenten im wesentlichen auf den Obergurt abstützen.

Zu 6.6 Zeitpunkt des Absenkens und Vorspannens

Um einen zu starken Abbau der durch Absenken eingebrachten Vorspannung infolge des stärkeren Kriechens des jungen Betons zu vermeiden, wird allgemein angestrebt, die Vorspannung möglichst spät einzubringen.

Zur Vermeidung von Rissen infolge Schwindens ist es jedoch oft notwendig, schon bald eine Teilvorspannung in einer Größe vorzunehmen, die dem bis dahin eingetretenen Schwinden ausreichend entgegenwirken kann.

Ein stufenweises Absenken kann auch dann zweckmäßig sein, wenn im Feldbereich bei einem einmaligen Absenken in voller Höhe die zulässigen Betondruckspannungen überschritten würden. Man trägt dann durch die einzelnen Absenkstufen oder Vorspannstufen nur in dem Ausmaß Druckspannungen ein, wie sie zum Ausgleich der durch Schwinden und Kriechen inzwischen entstandenen Zugspannungen notwendig sind. Über den zum jeweiligen Zeitpunkt einzusetzenden E-Modul und plastischen Verformungsmodul siehe DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 7.4 und DIN 4227, Ausg. 10.53, Abschnitt 8.3 und 8.4.

Zu 7 Berechnungsgrundlagen

Zu 7.22 Mitwirkung des Betons in der Zugzone

Die Festlegungen gelten nicht nur für eine Betonzugzone im Bereich negativer Momente, sondern auch für die in Bild 8 der DIN 1078, Blatt 2 angedeutete Zugzone des Betons im Bereich

positiver Momente. Wenn Betonzugspannungen an dieser Stelle wegen ihrer Lage in der Nähe des Schwerpunktes auf die Randspannungen des Verbundträgers auch keinen nennenswerten Einfluß haben, so dürfen sie aber auch nicht zu groß werden, um die Aufnahme der auftretenden Schubspannungen nicht zu gefährden.

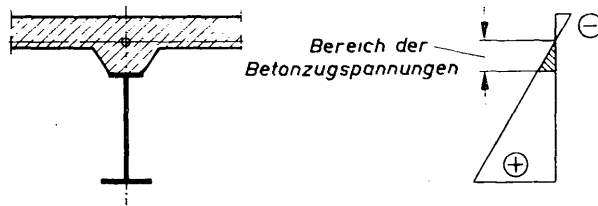


Bild 8

Zu 7.4 Kriechen und Schwinden

Um vergleichbare Ausschreibungsergebnisse zu erhalten, empfiehlt es sich, bereits in den Ausschreibungsunterlagen Hinweise auf die aus DIN 4227, Ausg. 10.53, Tafel 5, zu entnehmenden Werte für die Kriechzahl und das Schwindmaß zu geben.

Zu 7.5 Temperatureinflüsse

Zu 7.52

Temperaturmessungen an Verbundbrücken und Versuchsträgern haben ergeben, daß bei Temperaturunterschieden zwischen Oberkante Stahlbetonplatte und Unterkante Stahlträger die Temperatur im Verbundquerschnitt ziemlich stetig verläuft. Lediglich in der Berührungsfuge zwischen Beton und Stahl tritt ein kleiner Temperatursprung von wenigen Graden auf. Die Abstellung der Berechnung auf diesen wirklichen Verlauf würde unnötige Erschwernisse mit sich bringen.

In Abschnitt 7.52 ist daher, um die Berechnung zu vereinfachen, die Berücksichtigung eines geradlinigen Temperaturgefälles zwischen Oberkante Stahlbetonplatte und Unterkante Stahlträger als ausreichende Annäherung an den wirklichen Verlauf festgelegt worden. Für die Berechnung der Endverdübelung äußerlich statisch unbestimmter Systeme kann dabei wie bei äußerlich statisch bestimmten Verfahren werden.

Da in einem Träger auf zwei Stützen diese Temperaturverteilung keine Eigenspannungszustände erzeugt, ist für die äußerlich statisch bestimmten Tragwerke der Temperatureinfluß durch einen Zuschlag zum Endschwindmaß berücksichtigt. Für diesen Zuschlag darf die Spannungumlagerung durch den Kriecheinfluß nicht angesetzt werden.

Zu 7.7 Mitwirkende Plattenbreite

Zur Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreite ist für DIN 1078 ein Näherungsverfahren ausgearbeitet worden (Professor Koepcke), das einfach ist und im allgemeinen ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Dabei ist zur Bestimmung des Verhältnisses $\frac{b}{l}$

der Wert b , wie in DIN 1078, Blatt 1, Bild 7 dargestellt, für Konsolplatten und die halbe Plattenbreite zwischen den Trägern gesondert einzuführen. Es sind grundsätzlich zwei Tragwerksarten zu unterscheiden:

1. Tragwerke mit Momentenflächen gleichbleibenden Vorzeichens,
2. Tragwerke mit Momentenflächen ungleichen Vorzeichens.

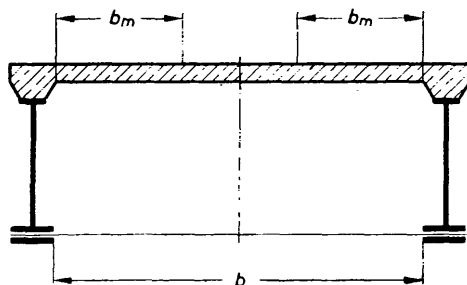


Bild 9

Bei den Tragwerken nach 1 tritt im Bereich einer großen Einzelast oder ähnlich stark konzentrierter Belastungen eine erhebliche Einschnürung der mitwirkenden Plattenbreite ein. Eine ähnliche Wirkung haben die Stützkkräfte der Zwischenstützen von Durchlaufträgern mit Momentenflächen nach 2. Es kann daher zweckmäßig sein, in solchen Fällen, besonders bei Durchlaufträgern größerer Stützweiten, eine genauere Untersuchung der mitwirkenden Plattenbreite durchzuführen.

Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau und der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton lassen zur Zeit genauere Untersuchungen über das Problem der mitwirkenden Plattenbreite durchführen, deren Ergebnisse veröffentlicht werden sollen.

Angaben über die Literatur hierzu sind in dem Aufsatz von Prof. Rüsch: „Die mitwirkende Plattenbreite bei Plattenbalken“, Stahlbau 1953, Heft 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, enthalten.

Zu 7.9 Lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte

Die rechnerische Erfassung der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahnplatte hat bei Verwendung von mehr als 2 Hauptträgern in der Regel Ersparnisse zur Folge, während sie für die Platte selbst zusätzliche Beanspruchungen mit sich bringt. Diese müssen deshalb stets berücksichtigt werden, wenn die lastverteilende Wirkung nicht durch Querträger oder Querverbände allein sichergestellt wird.

Zu 9 Spannungsnachweis

Zu 9.2 Spannungsnachweis für Montagezustände und ständige Teilbelastungen

Bei Verbundtragwerken, bei denen der Betonplatte wesentliche Aufgaben hinsichtlich Biegefestigkeit, Torsionswirkung und Seitensteifigkeit im fertigen Bauwerk zugewiesen werden, ist darauf zu achten, daß diese Aufgaben während der Montage und des Betoniervorganges von der Betonplatte noch nicht übernommen werden können. Es ist daher bei der Entwurfsbearbeitung darauf zu achten, daß diese Aufgaben zwischenzeitlich durch geeignete Mittel, z. B. entsprechende Montageverbände oder Zwischenunterstützungen übernommen werden.

Zu 9.3 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten bei Fertigstellung oder Inbetriebnahme des Bauwerkes

und

Zu 9.4 Spannungsnachweis für Haupt- und Zusatzlasten nach Beendigung des Kriechens und Schwindens

In DIN 1078, Blatt 1, Tafel 6, Zulässige Stahlspannungen, Zeile 2 bis 5, wird ein Unterschied zwischen dem Bereich positiver und negativer Momente gemacht. Der Bereich positiver Momente ist der Bereich, in dem die Betonplatte bei der ungünstigsten Spannungszusammenstellung unter Druckspannungen steht, und diese bei einer weiteren Laststeigerung, wie sie nach DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 11 zur Führung des Nachweises gegen kritische Verformungen vorzunehmen ist, erhalten bleiben oder sich vergrößern. Im Bereich negativer Momente steht die Betonplatte unter Zugspannungen oder ist infolge zu großer Zugspannungen gerissen. Bei Überbelastungen würde also im Bereich negativer Momente nur noch der Stahl tragen. Die zugelassenen Spannungen entsprechen daher denen in DIN 1073. Im Bereich positiver Momente trägt aber die Betonplatte mit. Die durch das Schwinden und Kriechen bewirkte Entlastung der Betondruckzone zu Lasten des Stahlträgers geht bei einer Laststeigerung im Bereich der Fließgrenze wieder zurück. Wegen der dadurch bedingten größeren Tragreserve sind für den Bereich positiver Momente höhere Spannungen zugelassen.

Bei Durchlaufträgern kann der Stahlträgerobergurt im Bereich über den Zwischenstützen des Tragsystems aus positiven Vorbelastungen der benachbarten Felder hohe Zugspannungen erhalten, die durch das Kriechen und Schwinden der aufgetragenen Betonplatte wieder stark abgebaut werden. Für diesen Fall können die für den Bereich positiver Momente vorgesehenen erhöhten Spannungen auch im Bereich negativer Momente zugelassen werden, wenn nach Abschluß des Kriechens und Schwindens die für den Bereich negativer Momente zugelassenen Spannungen wieder eingehalten werden.

Zu 9.5 Zulässige Ermäßigungen für die Überlagerung der Spannungszustände

Zu 9.51

Bei der Spannungszusammenstellung ist die Ermäßigung der errechneten Betondruckspannungen aus Vorspannung in der vordruckten Druckzone — z. B. im Bereich der positiven Feldmomente statisch unbestimmt gelagerter Systeme — für den Zeitpunkt des Aufbringens der Vorspannung nur dann zugelassen, wenn der Beton noch so jung ist, daß ein nennenswerter Abbau dieser Betondruckspannungen infolge des Schwind- und Kriechvorganges zu erwarten ist, es sich also um einen vorübergehenden Zustand — eine Art Montagezustand — handelt. Für den Zustand nach Abschluß des Kriechens und Schwindens sind die unverminderten Spannungen aus der Vorspannkraft einzusetzen.

Erhalten bei statisch bestimmt gelagerten Systemen die Stahlträger negative Vorbelastungen, so gilt diese Ermäßigung auch für die daraus herrührenden Vorspannkraft in der Stahlbetonplatte.

Zu 9.52

Die Ermäßigung bei der Überlagerung der Spannungen aus Temperaturunterschied und Verkehrslast ist deshalb in dieser Form der gegenseitigen Abhängigkeit begründet, weil der Temperatureinfluß im Verhältnis zu der Verkehrslast bei einem Teil der Verbundbauwerke sehr große Werte erreicht und das gleichzeitige Auftreten der Größtwerte aus Verkehrslast und Temperatureinfluß bei Straßenbrücken höchst unwahrscheinlich ist.

Je größer die Brückenlänge ist, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, daß die volle Verkehrslast auftritt. Deswegen sind die Ermäßigungen nach Stützweiten gestaffelt. Bei Durchlaufträgern gilt die gemittelte Stützweite, d. i. die Summe aller Stützweiten, dividiert durch die Anzahl der Felder.

Zu 10 Nachweis der risseverhütenden Maßnahmen

Zu 10.1

Je nach der Art der Fahrbahnoberfläche (DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 4.5) sind entsprechende Maßnahmen zur Verhütung oder Einschränkung einer Rissebildung im Beton — besonders an seiner Oberfläche — notwendig, um die Dichtigkeit und den Bestand der Stahlbetonplatte auf die Dauer zu gewährleisten.

Die lediglich mit einem Asphaltbelag versehene Fahrbahnplatte — also ohne besondere Abdichtung — ist hierbei als eine besondere Gruppe behandelt, für die geringere Forderungen gestellt werden als für eine unmittelbar befahrene Betonplattenoberfläche. Dies ist darin begründet, daß die Sonnenbestrahlung, die stets zusätzliche Temperaturspannungen an der Oberfläche zur Folge hat, nicht unmittelbar auf die Betonoberfläche einwirken kann, und die Betonplatte durch den Verkehr — vor allem Raupen, eisenbereifte Räder und Pferdehufe — nicht unmittelbar beansprucht wird. Wenn der Asphaltbelag auch kein voller Ersatz für eine Dichtung ist, bietet er dennoch für die Betonoberfläche aus den angeführten Gründen einen gewissen Schutz.

Beim Nachweis der Betonzugspannungen sind die Lasten nach DIN 1072, Ausg. 6. 52, Abschnitt 4 bis 16 und 18 bis 19, zu berücksichtigen.

Die Betonzugspannungen für Fahrbahnarten nach DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 4.5a) und b) sind zur Vermeidung von Rissen an der Betonoberfläche beschränkt.

Zu 10.2

Die Betonquerschnitte der Fahrbahnart nach DIN 1078, Blatt 1, Abschnitt 4.5c) sind, sofern bei Annahme einer mitwirkenden Betonzugzone die Spannungen in DIN 1078, Blatt 1, Tafel 5, Zeile 6 und 9 bzw. 11 und 14, überschritten werden, nach der gemäß DIN 1045 üblichen Art unter Annahme einer gerissenen Betonzugzone zu berechnen.

Wegen der Aufgaben des Betonquerschnittes als Bestandteil des Verbundbauwerkes (Aufnahme der Dübelpressungen und Schubkräfte) ist aber für alle Fahrbahnarten, also auch für nicht unmittelbar befahrene Betonfahrbahnplatten nach Abschnitt 4.5c) zusätzlich eine Begrenzung der Rissebildung notwendig, für diese in der Form, daß bei Annahme einer mitwirkenden Betonzugzone die Betonzugspannungen die in Tafel 5, Zeile 6 und 8 bzw. 11 und 13, angegebenen Werte um höchstens 100% überschreiten dürfen.

Bei Brücken über dampfbetriebenen Eisenbahnen sollten zudem stets Rauchschilder angebracht werden.

Zu 11 Nachweis der Sicherheit gegen kritische Verformungen

Wegen der zahlreichen Eigenspannungszustände im Verbundträger ist dieser Nachweis unerläßlich, da zwischen der Belastung aus Eigenlast und Verkehrslast und der Gesamtspannung keine Proportionalität besteht. Es ist ein Sicherheitsfaktor nachzuweisen für das Steigern des Eigengewichtes und der Verkehrslast bis zum Erreichen der Bruchspannung am Rande des Betonquerschnittes oder der Fließgrenze im Gurt des Stahlträgers. Bis zu dieser Grenze können die Querschnitte noch als eben angenommen werden, und es gelten auch bei statisch unbestimmt gelagerten Tragwerken noch alle Elastizitätsgleichungen, wodurch für die Untersuchungen einfache und klare Verhältnisse am Tragwerk behalten werden. Da von dieser Grenze an bis zu einer Vollplastifizierung noch ungefähr 10% Reserven enthalten sind, konnte der Sicherheitsfaktor mit 1,60 festgesetzt werden.

Zu 13 Verbundsicherung

Zu 13.1 Allgemeines

Zu 13.12

Ist z. B. für die gesamte ständige Last kein Verbund vorgesehen, so muß dennoch bei der Berechnung der Verbundmittel der 0,5fache Betrag der Schubkraft, die durch die ständige Last ausgelöst würde, mit angesetzt werden, damit auch die Verbundsicherung bei kritischen Verformungen ausreicht.

Zu 13.2 Dübel

Zu 13.21

Auf eine Berücksichtigung der im Plattenquerschnitt vorhandenen Längskraft kann bei der Ermittlung der Betonpressung auf die Dübelstirnfläche verzichtet werden, da die Längskräfte durch die Dübel in die Betonplatte überhaupt erst eingeleitet werden. Wenn sich dabei örtliche Spannungsspitzen wahrscheinlich nicht vermeiden lassen, so erscheint dies auf Grund der sehr günstigen Versuchsergebnisse als unbedenklich. Hinzukommt, daß im allgemeinen die größten Betonspannungen stets an der Oberkante der Betonplatte auftreten, zur Unterkante zu, an der die Dübel sitzen, aber je nach Lage der Verbundschwerachse stark abfallen oder ihr Vorzeichen wechseln.

Zu 13.22

In der Formel (6) aus DIN 4227

$$\sigma_1 = \sigma \cdot \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$$

ist σ die in DIN 1078, Blatt 1, Tafel 5, Zeile 18, angegebene Spannung, F_1 die Übertragungsfläche (d. i. die von der Dübelstirnfläche gepreßte Betonfläche) und F die Verteilungsfläche.

Die Schwerachse für die Verteilungs- und Übertragungsfläche ist an der Oberkante des Stahlgurtes anzusetzen, auf dem der Dübel befestigt ist. Es liegen also Verhältnisse vor wie etwa bei einer halben Ankerplatte, bei der durch die Mitte des Ankers ein Trennschnitt geführt ist.

Zu 13.23

Bei der Berechnung des auf einen Dübel wirkenden Kippmomentes und der sich daraus für die Schweißnähte ergebenden Spannungen kann davon ausgegangen werden, daß der Dübel um die seiner Stirnfläche abgewandte Kante kippt (Bild 10 in DIN 1078, Blatt 2). Die sich daraus für die Schweißnähte ergebenden Spannungen sind mit den aus der Scherkraft herrührenden zusammenzusetzen (vgl. DIN 4101).

Zu 13.25

Wie zu Abschnitt 6.31 gesagt, sind engere Dübelabstände und dafür kleinere Dübelflächen vorzuziehen. Es sollte hierbei aber aus konstruktiven Gründen als Mindestabstand für die Dübel folgende Bedingung eingehalten werden: Unter der Voraussetzung, daß die zulässige Dübelpressung voll ausgenutzt wird,

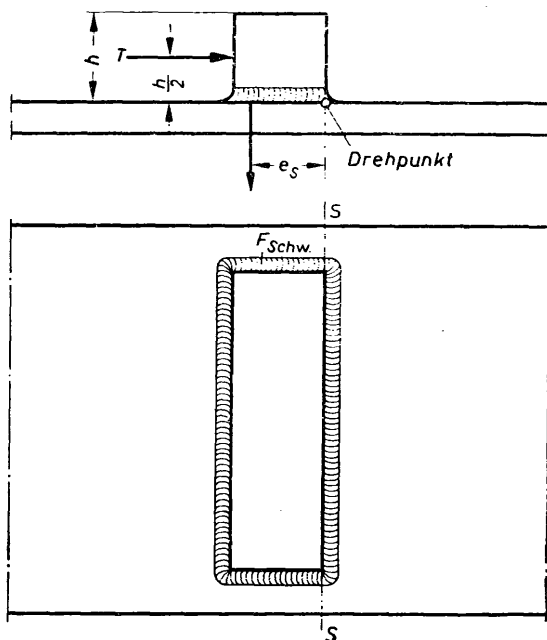


Bild 10 Kippmoment am Dübel

sollte die im Betonbereich unter der Neigung 1 : 5 erweiterte Dübelfläche in der Ebene des nächsten Dübels ihre 3fache Größe erreichen (s. Bild 11 in DIN 1078, Blatt 2).

Zu 13.3 Verbundanker

Zu 13.32

In der Formel für die durch die Verbundmittel aufnehmbare Schubkraft zul. D sind die Verbundanker mit ihrem wirklichen Querschnitt angesetzt. Im Stahlbetonbau wird zwar angenommen, daß sich die Schubkraft in je eine Zug- und Druckkomponente unter 45° zerlegt. Bei den Verbundankern ist eine Abstützung auf den Beton (Druckkomponente) unter 45° nicht als allgemein gegeben anzusehen. Durch das Weglassen des Faktors $\cos \alpha$ wird mit voller Absicht ein Mittelweg beschränkt zwischen dem

Faktor $\frac{1}{\cos \alpha}$ bei Abstützung unter 45° und dem Faktor $\cos \alpha$ bei einer Abstützung durch den Beton lotrecht auf den Stahlträgergurt.

Zu 14 Zulässige Spannungen

Die in DIN 1078, Blatt 1, Tafel 5, vorgesehenen Betonspannungen sind mit den in DIN 4227 enthaltenen zulässigen Spannungen abgestimmt worden. Die zulässigen Betonzugspannungen in DIN 1078, Blatt 1, Tafel 5, Zeile 3, während des Bauzustandes gelten beim Betoniervorgang, wenn die Betonplatte z. B. in einzelnen Abschnitten hergestellt wird, und durch die Last eines neubetonierten Abschnittes die bereits betonierten Teile Zugspannungen ausgesetzt werden.

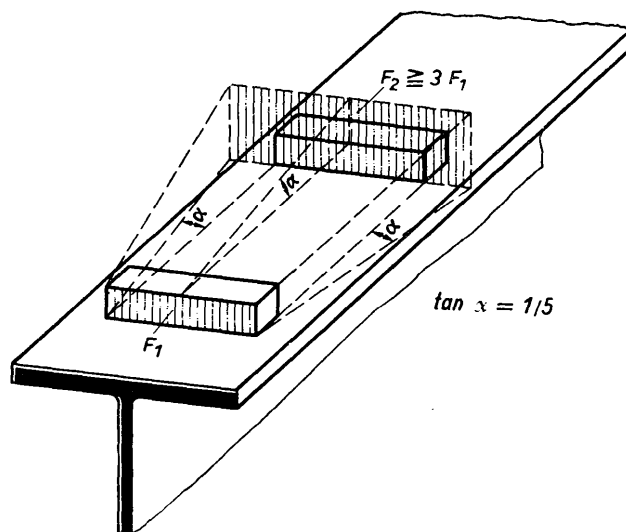


Bild 11

Zu 15 Anhang: Einbetonierte Walzträger in Verbund

Einbetonierte Walzträger werden bei Straßenbrücken in neuerer Zeit nur noch wenig angewendet. Wenn diese Sonderbauart aus besonderen Gründen verwendet werden soll, wird auch hierbei die Ausbildung als Verbundkonstruktion aus wirtschaftlichen Gründen zu prüfen sein. Dabei kann es zweckmäßig sein, die Träger entlang der Stegmitte aufzutrennen und die halben Träger (mit dem Flansch nach unten) als Stahlquerschnitt des Verbundträgers zu verwenden. Die wesentlichen Gesichtspunkte die für einbetonierte Verbundträger zusätzlich zu beachten sind, sind deshalb als Anhang der Norm beigelegt.

— MBI. NW. 1957 S. 443

Einzelpreis dieser Nummer 1,20 DM.

Einzellieferungen nur durch den Verlag gegen Voreinsendung des Betrages zuzügl. Versandkosten (pro Einzelheft 0,15 DM) auf das Postscheckkonto Köln 8516 August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf.
(Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.)

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf;
Vertrieb: August Bagel Verlag GmbH., Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch
die Post. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 4,50 DM, Ausgabe B 5,40 DM.