

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

13. Jahrgang

Ausgegeben zu Düsseldorf am 26. August 1960

Nummer 96

Inhalt

I.

Veröffentlichungen, die in die Sammlung des bereinigten Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen (SMBI. NW.) aufgenommen werden.

Glied.-Nr.	Datum	Titel	Seite
23234	25. 7. 1960	RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil A — DIN 1045 — Stahlbetonbauten	2253

23234

Einführung von Normblättern als einheitliche technische Baubestimmungen (ETB); hier: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil A — DIN 1045 — Stahlbetonbauten

RdErl. d. Ministers für Wiederaufbau v. 25. 7. 1960
— II A 4 — 2.750 Nr. 500/60

Die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton — DIN 1045 — sind als Ausgabe November 1959 neu herausgegeben worden.

Im Interesse der Bereinigung des Vorschriftenbestandes fasse ich die bisher veröffentlichten RdErl. zusammen und gebe folgendes bekannt:

1 Das Normblatt

DIN 1045 (Ausgabe November 1959) — Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Teil A — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton — Anlage 3

wird unter Hinweis auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6. 1952 — II A 4.01 Nr. 300/52 —¹⁾ mit sofortiger Wirkung für das Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt und hiermit auf Grund der ordnungsbehördlichen Verordnung über die Feuersicherheit und Standsicherheit baulicher Anlagen v. 27. Februar 1942²⁾ in Verbindung mit Nr. 1.3 meines vorgenannten RdErl. bekanntgemacht.

1.1 Die Ausgabe November 1959 des Normblattes DIN 1045 ersetzt die Ausgabe 1943 dieses Normblattes, die durch RdErl. v. 6. 3. 1943³⁾ bauaufsichtlich eingeführt wurde. Alle bisherigen Änderungen und Ergänzungen, die mit RdErl. v. 31. 12. 1943⁴⁾, v. 3. 4. 1944⁵⁾ und v. 20. 6. 1944⁶⁾ und mit meinem RdErl. v. 8. 8. 1951⁷⁾ bauaufsichtlich eingeführt worden sind, sind in der vorliegenden Ausgabe November 1959 enthalten. Die in der ETB-Ergänzung 1⁸⁾ unter Abschnitt B aufgeführten Bestimmungen über die Verwendung von Betonstahl aus Trümmern sind in § 5 Ziff. 6 als Fußnote 14 eingefügt worden.

1.2 Die beiden letzten Absätze im § 14 Ziff. 6 sind neu in das Normblatt aufgenommen worden, nachdem der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton bereits im Jahre 1945 auf Grund der bei Bränden gemachten Erfahrungen diese die Anordnung von Dehnungsfugen betreffende Ergänzung beschlossen hatte.

2 Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen

Die in DIN 1045 §§ 22 bis 24 enthaltenen Bestimmungen über die zulässige Schlankheit von Stahlbetonbauteilen genügen bei Anwendung der in § 29 zugelassenen Spannungen nicht mehr, um bei den niedrigen Bauhöhen unzulässige Durchbiegungen und dadurch Risse in anderen Bauteilen, vor allem in Wänden, die auf solchen Bauteilen stehen, zu verhindern. Daher werden die Bestimmungen des § 17 Abs. 3 und 4, des § 22 Ziff. 2 Abs. 3 und 4, des § 23 Ziff. 1 Abs. 2 und des § 24 Ziff. 2 durch die in Nr. 11 der „Ergänzungen zu DIN 1045“ (Anlage 2) enthaltenen Regelung ersetzt, die unter Hinweis auf Nr. 1.4 meines RdErl. v. 20. 6. 1952¹⁾ mit sofortiger Wirkung für das Land Nordrhein-Westfalen bauaufsichtlich eingeführt und hiermit auf Grund der ordnungsbehördlichen Verordnung über die Feuersicherheit und Standsicherheit baulicher Anlagen v. 27. Februar 1942²⁾ in Verbindung mit Nr. 1.3 meines vorgenannten RdErl. bekanntgemacht wird.

Anlage 2

3 Ergänzungen zu DIN 1045

In den letzten Jahren hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton zu einzelnen Abschnitten des Normblattes DIN 1045 ergänzende Angaben gemacht, die in den

Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2)

Anlage 2

von mir zusammengefaßt worden sind. Sie sind bei der Prüfung der Bauanträge und bei der Überwachung der Bauten zu beachten.

¹⁾ MBI. NW. S. 801/SMBI. NW. 2323
²⁾ Gesetzsammil. S. 15
³⁾ RABI. S. I 190; in Preußen bekanntgegeben durch RdErl. d. Preuß. Finanzministers v. 22. 3. 1943 (ZdR. S. 177).
⁴⁾ RABI. 1944 S. I 32; in Preußen bekanntgegeben durch RdErl. d. Preuß. Finanzministers v. 31. 1. 1944 (ZdR. S. 58).
⁵⁾ RABI. S. I 157; in Preußen bekanntgegeben durch RdErl. d. Preuß. Finanzministers v. 13. 5. 1944 (ZdR. S. 89).
⁶⁾ RABI. S. I 234; in Preußen bekanntgegeben durch RdErl. d. Preuß. Finanzministers v. 29. 9. 1944 (ZdR. S. 154).
⁷⁾ MBI. NW. S. 964/SMBI. NW. 23234

4 Bauanzeige, Eignung des Unternehmers und des Bauleiters

Die Feststellungen, die bei den in den letzten Jahren zu beklagenden zum Teil schweren Unfällen gemacht worden sind, geben Veranlassung, auf folgendes hinzuweisen:

Bei Bauvorhaben in Stahlbeton haben die Bauaufsichtsbehörden — abgesehen von einfachen Ausführungen — darauf zu achten, daß der vom Bauherrn beauftragte Unternehmer entsprechend der Vorbemerkung zu DIN 1045 die Gewähr für eine sachgemäße und sorgfältige Ausführung bietet, und daß der verantwortliche Bauleiter die notwendige fachliche Eignung besitzt und diese Bauart gründlich kennt. Diese Voraussetzungen gelten in besonderem Maße, wenn höhere Betongüten als B 160 erreicht werden müssen oder wenn Stahl mit höheren zulässigen Spannungen, als für Betonstahl II vorgesehen, verwendet werden soll.

Bauwerke aus Stahlbeton sind den Bauten zuzurechnen, zu deren sachgemäßer Ausführung ein höherer Grad praktischer Erfahrung und technischer Vorbildung erforderlich ist. Sind über den namhaft gemachten Bauunternehmer und Bauleiter Tatsachen bekannt, nach denen diese Personen nicht die Gewähr für eine sachgemäße Ausführung bieten, so kann ihnen auf Grund des § 53a der Gewerbeordnung die Ausführung oder Leitung des beabsichtigten Baues im Einzelfall untersagt werden.

5 Bauleitung

5.1 Für den in DIN 1045 § 6 geforderten Nachweis der Güte der verwendeten Baustoffe und des Betons hat der verantwortliche Bauleiter selbst zu sorgen. Die Eigenkontrollen haben sich auf den Zement, die Zuschlagsstoffe, den Beton und den Stahl zu erstrecken. Werden Betonstähle verwendet, für die eine allgemeine Zulassung erforderlich ist, so hat die Bauleitung darauf zu achten, daß die in den Zulassungsbescheiden vorgeschriebenen Prüfungen auf der Baustelle durchgeführt werden. Sämtliche Ergebnisse über die durchgeführten Prüfungen sind auf der Baustelle bereit zu halten.

5.2 Für die Durchführung des Nachweises der Betondruckfestigkeit an Betonwürfeln und für die Normenprüfung von Zement haben sich die in Anlage 1 aufgeführten Prüfstellen für Betonversuche bereit erklärt; sie können sowohl von behördlichen als auch von privaten Auftraggebern in Anspruch genommen werden.

5.3 Der Nachweis der Betondruckfestigkeit an Probewürfeln kann nicht durch eine Kugelschlagprüfung nach DIN 4240 — Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge —⁹⁾ ersetzt werden. Die Kugelschlagprüfung kann nur als Ergänzung zu den Prüfungen mit Probewürfeln angewandt werden.

6 Statische Prüfung und Überwachung der Stahlbetonbauten

6.1 Der Umfang der Prüfung der statischen Berechnungen ist in Abschn. B der Durchführungsbestimmungen v. 7. 9. 1942¹⁰⁾ zur Verordnung über die statische Prüfung genehmigungspflichtiger Bauvorhaben v. 22. August 1942¹¹⁾ festgelegt.

Nach Ziffer 5 Abs. 3 der Durchführungsbestimmungen hat sich die statische Prüfung von Stahlbetonbauwerken auch auf die Bewehrungszeichnungen der wichtigen Bauteile zu erstrecken. Als wichtig sind in dieser Hinsicht alle tragenden Bauteile anzusehen, deren Versagen mittelbar oder unmittelbar zu einem Einsturz des Gebäudes oder von Gebäudeteilen führen kann. Hierzu gehören in erster Linie Deckenplatten, Unterzüge, Stützen, weit gespannte oder hochbelastete Stürze, aussteifende Scheiben oder Bauteile, deren besondere konstruktive Durchbildung ausschlaggebend für die Standsicherheit ist (z. B. Kragplatten, Konsolen). Dagegen dürfte die Prüfung von Bewehrungszeichnungen für Tür- und Fensterstürze mit

⁹⁾ Als Hinweis bekanntgegeben mit RdErl. v. 13. 7. 1955 (MBI. NW. S. 1417/SMBI. NW. 23234)

¹⁰⁾ RABl. S. I 392.

¹¹⁾ RGBl. I S. 546; RABl. S. I 391.

normaler Belastung in den üblichen Ausmaßen im allgemeinen entbehrlich sein. Im Zweifelsfalle hat die Bau genehmigungsbehörde zu entscheiden, welche tragenden Bauteile als wichtig angesehen werden müssen.

Die Bewehrungszeichnungen gehören als Konstruktionszeichnungen zum statischen Nachweis. Aus diesem Grunde kann die Baugenehmigungsbehörde bei schwierigen Bauteilen verlangen, daß bereits mit der statischen Berechnung auch bestimmte Bewehrungszeichnungen vorgelegt werden müssen. Das ist insbesondere dann der Fall, wenn die Prüfung der statischen Berechnung ohne Bewehrungszeichnungen nicht ohne weiteres durchzuführen ist. Im übrigen bestehen keine Bedenken, daß die Bewehrungszeichnungen nach der Prüfung des rechnerischen Standsicherheitsnachweises zur Prüfung vorgelegt werden. Mit der Ausführung der Stahlbetonarbeiten darf jedoch erst begonnen werden, wenn die Bewehrungszeichnungen geprüft sind.

6.2 Alle genehmigungspflichtigen Bauten unterliegen nach § 4 der Bauordnung der Rohbau- und Gebräuchsabnahme. Die Rohbauabnahme ist die bauaufsichtliche Prüfung des in den Wänden und Decken vollendeten Rohbaues.

Bei der sogenannten „Eisenabnahme“ bei Stahlbetonarbeiten handelt es sich nicht um eine Abnahme im Sinne des § 4 der Bauordnung, sondern um die Wahrnehmung der der Bauaufsichtsbehörde obliegenden Pflicht der laufenden Bauüberwachung, die sie nach pflichtmäßigem Ermessen durchzuführen hat. Sie wird dieser Aufgabe im Hinblick darauf, daß die Stahlbewehrung einer vollendeten Stahlbetondecke bei einer Rohbauabnahme nicht mehr geprüft werden kann, besondere Aufmerksamkeit schenken müssen. Deshalb ist nach DIN 1045 § 3 der Bauaufsichtsbehörde der beabsichtigte Beginn der Betonarbeiten 48 Stunden vorher anzusegnen, um der Behörde Gelegenheit zu geben, sich von der ordnungsmäßigen Beschaffenheit der Bewehrung zu überzeugen. Auch wenn Beanstandungen nicht zu erheben sind, bedarf es einer „Abnahmehbescheinigung“ im Sinne des § 4 der Bauordnung nicht, weil die Stahlbewehrung für sich allein kein in sich vollendet Bauteil, sondern nur ein Bestandteil eines solchen darstellt.

6.3 Die bauaufsichtliche Überwachung und Abnahme sind nicht dazu bestimmt, den ausführenden Unternehmer vor Schadenshaftung für die von ihm selbst vorsätzlich oder fahrlässig begangenen Verstöße gegen die Bauordnung oder die technischen Baubestimmungen zu bewahren. Der Unternehmer haftet daher in erster Linie für Schadensersatz selbst.

6.4 In Ziffer 8 der Durchführungsbestimmungen v. 7. 9. 1942¹⁰⁾ zur Verordnung über die statische Prüfung genehmigungspflichtiger Bauvorhaben v. 22. August 1942¹¹⁾ ist vorgesehen, daß die Bauaufsichtsbehörde bei schwierigen Bauvorhaben sich bei der Durchführung der Überwachung der Bauausführung und bei der Abnahme der Bauten der Hilfe des Prüfamtes oder des Prüfingenieurs für Baustatik bedienen kann, die das Bauvorhaben in statischer Hinsicht geprüft haben. Vielfach wird hier von kein Gebrauch gemacht, wenn die Prüfung von auswärtigen Prüfämtern oder Prüfingenieuren durchgeführt worden ist. In diesen Fällen können ortssässige sachverständige Bauingenieure hinzugezogen werden, wenn anders die Überwachung nicht sichergestellt werden kann.

6.5 Soweit in den Vordrucken zu den Bauscheinen den vorstehenden Ausführungen widersprechende Bestimmungen enthalten sind (etwa „Vor der bauaufsichtlichen Abnahme der Eiseneinlagen darf nicht betoniert werden“), bitte ich, zur Vermeidung von Mißverständnissen die Vordrucke zu berichtigen.

7 Aufhebung von Runderlassen

Durch diesen RdErl. werden aufgehoben oder gegenstandslos:

die RdErl. des Reichsarbeitsministers vom

6. 3. 1943 (RABl. S. I 1960)

31. 12. 1943 (RABl. 1944 S. I 32)

3. 4. 1944 (RABI. S. I 157), soweit dieser DIN 1045 betrifft
20. 6. 1944 (RABI. S. I 234)
die RdErl. des Preußischen Finanzministers vom
22. 3. 1943 (ZdB. S. 178)
31. 1. 1944 (ZdB. S. 58)
13. 5. 1944 (ZdB. S. 89), soweit dieser DIN 1045 betrifft
26. 7. 1944 (ZdB. S. 120)
29. 9. 1944 (ZdB. S. 154)
und meine RdErl. vom
25. 4. 1949 (MBI. NW. S. 394/SMBI. NW. 23234)
18. 7. 1950 (MBI. NW. S. 750/SMBI. NW. 23234)
9. 2. 1951 (MBI. NW. S. 139/SMBI. NW. 23234)
8. 8. 1951 (MBI. NW. S. 964/SMBI. NW. 23234)
4. 4. 1952 (MBI. NW. S. 418)

14. 11. 1952 (MBI. NW. S. 1671/SMBI. NW. 23234)
7. 8. 1953 (MBI. NW. S. 1370/SMBI. NW. 23234)
22. 9. 1953 — II A 4 — 2.43 Nr. 2742/53 — (n. v.)
26. 4. 1955 (MBI. NW. S. 771/772/SMBI. NW. 23234)
9. 7. 1955 — II A 4 — 2.352 Nr. 1845/55 — (n. v.)
4. 4. 1957 — II A 4 — 2. 750 Nr. 595/57 — (n. v.)

8 Nachweisung A

Die dem RdErl. v. 1. 9. 1959 (MBI. NW. S. 2333/SMBI. NW. 2323 — RdErl. v. 20. 6. 1952) als Anlage 1 angefügte Nachweisung A ist unter V c 1 entsprechend zu ändern.

Dieser RdErl. ist außerdem unter V c 3, V c 4 und V c 5 jeweils in Spalte 7 zu vermerken.

9

Die Regierungspräsidenten werden gebeten, auf diesen RdErl. in den Regierungsblättern hinzuweisen.

Prüfstellen für Betonversuche im Lande Nordrhein-Westfalen

Lfd. Nr.	Ort	Anschrift der Prüfstelle	Vorhandene Prüfeinrichtungen			
			Prüf- geräte für Zement- normen- prüfung	Druckpressen für Betonwürfel		Geräte zum Prüfen des Betons auf Wasserun- durch- lässigkeit
				größte Kanten- länge der Würfel cm	größter Prüf- druck der Presse t	
1	Aachen	Institut für Bauforschung der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, Schinkelstraße	ja	80	1000	ja
2	Aachen	Forschungsstelle für Straßenbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Aachen, Templergraben	ja	30	300	ja
3	Aachen	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Aachen — Laboratorium für Baustoffprüfungen — Aachen, Blücherplatz 43	ja	30	500	ja
4	Attendorn	Ruhrverband und Ruhrtalsperrenverein, Baustoffprüfstelle, Essen, Kronprinzenstraße 31 (Laboratorium: Attendorn, Gut Ewig)	ja	40	500	ja
5	Beckum	Laboratorium der Westfälischen Zementindustrie, Beckum, Parallelweg 18	ja	30	500	nein
6	Bielefeld	Baustoffprüfstelle beim Kommunalen Prüfamt für Baustatik, Bielefeld, Rathaus	nein	50	500	nein
7	Bochum	Prüfstelle für Betonversuche der Stadt Bochum, Bochum, Albertstraße 18	ja	30	300	nein
8	Dortmund	Staatliches Materialprüfungsamt Nordrhein-Westfalen, Dortmund-Aplerbeck, Marsbruchstraße 186	ja	50	500	ja
9	Duisburg	Betonprüfstelle der Stadt Duisburg, Duisburg, Ruhrorter Straße 4	nein	30	300	nein
10	Duisburg	Betonprüfstelle der Duisburg-Ruhrorter-Häfen AG, Duisburg-Ruhrort, Alte Ruhrorter Straße 44–52	ja	20	300	nein
11	Düsseldorf	Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf, Tannenstraße 2–4	ja	40	500	ja
12	Düsseldorf	Städtische Baustoffprüfanstalt Düsseldorf, Am Karlshof 2	ja	40	500	ja
13	Essen	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Essen — Laboratorium für Baustoffprüfungen — Essen, Robert-Schmidt-Straße 1	ja	50	600	ja
14	Essen	Narjes & Bender GmbH, Portland-Zementfabrik, Essen-Kupferdreh	ja	20	300	nein
15	Gelsenkirchen	Prüfstelle für Betonversuche der Stadt Gelsenkirchen, Gelsenkirchen-Buer, Rathaus	ja	30	300	nein
16	Geseke	Bau- und Industrieforschung, Ing.-Chem. Lappe, Hellweginstitut, Geseke (Westf.)	ja	45	300	ja
17	Geseke	Hermann Milke KG, Portlandzementfabrik, Geseke (Westf.)	ja	30	300	nein
18	Hagen	Öffentliche Baustoffprüfstelle der Städtischen Ingenieurschule für Bauwesen, Hagen (Westf.) Grashofstraße	ja	30	300	nein
19	Herne	Bergwerksgesellschaft Hibernia AG, Herne (Westf.)	ja	20	300	ja
20	Hösel	Baustoff-Forschung Buchenhof Dr. W. Grün, Hösel, Bez. Düsseldorf, Preußenstraße 31	ja	30	300	ja

Lfd. Nr.	Ort	Anschrift der Prüfstelle	Vorhandene Prüfeinrichtungen			
			Prüf- geräte für Zement- normen- prüfung	Druckpressen für Betonwürfel		Geräte zum Prüfen des Betons auf Wasserun- durch- lässigkeit
				größte Kanten- länge der Würfel cm	größter Prüf- druck der Presse t	
21	Höxter	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Höxter—Laboratorium für Baustoffprüfungen — Höxter a. d. Weser	ja	40	500	nein
22	Köln	Baustoffprüfstelle der Stadt Köln, Köln, Eifel- wall 7	ja	70	600	ja
23	Köln	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Köln — Laboratorium für Baustoffprüfungen —, Köln-Nippes, Turmstraße 7	ja	30	300	ja
24	Lage (Lippe)	Material-Prüfungs-Laboratorium an der Inge- nieurschule Lage, Lage in Lippe	ja	30	300	ja
25	Lengerich	Dyckerhoff Zementwerke AG, Werksgruppe Lengerich, Lengerich (Westf.)	ja	20	250	nein
26	Münster	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Münster — Laboratorium für Baustoffprüfungen —, Münster (Westf.), Lotharingerstraße	ja	50	500	ja
27	Münster	Baustoffprüfanstalt der Wasser- und Schiff- fahrtsdirektion Münster, Münster (Westf.), Cheruskerring 11-17	ja	20	500	ja
28	Oberhausen	Hüttenwerk Oberhausen AG, Abt. Zement- werk, Oberhausen (Rhld.), Osterfelder Straße 84	ja	30	500	nein
29	Oberkassel	Bonner Portland-Zementwerk AG, Zement- fabrik bei Oberkassel (Siegkreis)	ja	30	300	nein
30	Paderborn	Portland-Zementwerk Ilse GmbH, Paderborn, Frankfurter Weg 190	ja	30	300	nein
31	Rheinhausen	Forschungsinstitut für Hochofenschlacke, Rheinhausen, Bliersheimer Straße 62	ja	20	500	ja
32	Siegen	Baustoffprüfstelle der Ingenieurschule für Bau- wesen, Siegen (Westf.), Dr.-Ernst-Straße 9	ja	30	500	nein
33	Solingen	Städtische Materialprüfstelle Solingen, Solingen-Wald, Rathaus	ja	30	300	nein
34	Wuppertal	Städtische Baustoff-Prüfungsanstalt, Wupper- tal-Barmen, Klingelholl 80	ja	30	300	nein
35	Wuppertal	Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Wup- pertal — Laboratorium für Baustoffprüfungen — Wuppertal-Barmen, Pauluskirchstraße 7	ja	30	500	ja

Anlage 2**Ergänzungen zu DIN 1045 — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton****1 Bewehrungsstahl**

1.1 Das Normblatt DIN 1045 enthält in § 5 Abs. 6 Bestimmungen über die technischen Anforderungen an Bewehrungsstahl. Betonstähle der Gruppen II b, III und IV bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung¹⁾, weil die Ausnutzung der für diese Stähle zulässigen hohen Spannungen teilweise besondere konstruktive Maßnahmen bei der Bewehrung erforderlich machen. Für die Eignungsprüfung des Stahles (Rückbiegeprobe) und die Wahl des Krümmungsdurchmessers an den Abbiegestellen sind die Besonderen Bestimmungen der Zulassungsbescheide maßgebend.

1.2 Nach Nr. 5 der Besonderen Bestimmungen der Zulassungsbescheide für geschweißte Bewehrungsmatten dürfen die zulässigen Stahlspannungen bei Platten für alle in DIN 1045 und DIN 4225 geregelten Fälle höher angenommen werden als in DIN 1045 und DIN 4225 für Betonstahl IV angegeben ist. Zwingende Voraussetzung für die Anwendung dieser höheren Spannungen bei geschweißten Bewehrungsmatten ist die sorgfältige Beachtung der Festsetzungen des § 29 Ziff. 1 Abs. 2 über die Güte der Ausführung und die Kornfrennung.

1.3 Nach DIN 1045 § 22 Ziff. 4 muß der Querschnitt der Querbewehrung bei Platten je m Plattendicke $1/2$ der Hauptbewehrung f_e sein; mindestens sind bei Betonstahl IV 3 Rundstäbe 5 mm Ø mit $f_e = 0,59 \text{ cm}^2$ anzunehmen. Für geschweißte Bewehrungsmatten der Betonstahlgruppe IV b ist jedoch eine Mindest-Querbewehrung von 4 Stäben 4,2 mm Ø je m Plattendicke (Matte 250 · 4,2) bis $f_e = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ in der Längsrichtung allgemein zugelassen worden. Maßgebend sind die Zulassungsbescheide. Bei der Überwachung der Bauarbeiten ist darauf zu achten, daß bei tragenden Bauteilen nur solche geschweißten Bewehrungsmatten der Betonstahlgruppe IV b verwendet werden, die diesen Bestimmungen entsprechen.

2 Bereitung von Beton

Für die Bereitung und die Nachbehandlung des Betons gelten die Bestimmungen in §§ 8 und 9 DIN 1045. Als Ergänzung hierzu sind „Anleitungen für die Zusammensetzung und Herstellung von Beton mit bestimmten Eigenschaften“²⁾ herausgegeben worden. Diese Anleitungen enthalten wertvolle Hinweise sowohl für den Bauausführenden als auch für die Bauaufsichtsbehörden. Ich empfehle den Bauaufsichtsbehörden, diese Schrift für den Dienstgebrauch, insbesondere für die mit der Baustellenüberwachung beauftragten Personen, in der erforderlichen Anzahl zu beschaffen.

3 Verwendung von Frostschutzmitteln

Häufig wird im Winter versucht, den schädlichen Einwirkungen tiefer Temperaturen auf die Erhärtung des Betons durch den Zusatz sogenannter Frostschutzmittel zu begegnen, die bei sachgemäßer Verwendung die Anfangserhärtung des Betons beschleunigen können. Die Verwendung von Frostschutzmitteln kann jedoch Gefahren in sich bergen. Bei Stahlbeton sind Frostschutzmittel nach Möglichkeit zu vermeiden, weil durch den Zusatz die Rostbildung an den Stählen gefördert wird. Bei Tonerdement als Bindemittel ist die Verwendung von Frostschutzmitteln unzulässig. Aber auch bei unbewehrtem Beton ist äußerste Beschränkung bei der Verwendung dieser Mittel angebracht, weil durch größeren Zusatz, wie er bei tieferen Temperaturen als -5°C erforderlich wird, größeres Schwinden und geringere Endfestigkeiten möglich sind. Daher empfiehlt es sich, stets durch Er-

härtungs- bzw. Güteprüfungen festzustellen, ob der Beton mit Frostschutzmitteln die vorgesehene Mindestdruckfestigkeit erreicht.

4 Anrechnung von Traß auf den Bindemittelgehalt des Betons bei seiner Zugabe auf der Baustelle

In dem Normblatt DIN 1045 sind in § 8 Ziffer 2 — Zementgehalt — die Mindestzementmengen für verschiedene Betongüten und Verwendungszwecke angegeben. Nach Empfehlung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton kann auf diese Menge bis zu 20% auf der Baustelle zugegebener Traß angerechnet werden, wenn als Bindemittel Portlandzement nach DIN 1164 verwendet wird und nachstehende Bedingungen eingehalten werden.

4.1 Der Gesamtbindemittelgehalt (Zement und Traß) muß stets mindestens $300 \text{ kg}/\text{m}^3$ fertigen Betons betragen, so daß noch mindestens $240 \text{ kg}/\text{m}^3$ Zement enthalten sein müssen.

4.2 Die 20%ige Anrechnung des Trasses auf den Bindemittelgehalt ist auch bei Unterwasserbeton zulässig, bei dem jedoch nach DIN 1047 § 10 der Bindemittelgehalt $350 \text{ kg}/\text{m}^3$ fertigen Betons betragen muß.

4.3 In Fällen, in denen Traß zur Verbesserung des Feinstkornanteiles der Zuschlagstoffe verwendet wird, kann außer der auf den Bindemittelgehalt angerechneten Menge noch zusätzlich Traß beigegeben werden.

4.4 Beton, bei dem Traß auf den Bindemittelgehalt angerechnet wird, muß länger feucht gehalten werden. Daher darf dieser Beton nur bei massigen Bauteilen (bewehrten und unbewehrten) verwendet werden, die zum Schutz gegen vorzeitiges Austrocknen länger feucht gehalten werden können (z. B. Grundkörper, Widerlager, Stützmauern). Bei Beton für feingliedrige Stahlbetonbauteile, z. B. des Brückenbaues und für alle Bauteile des Hochbaues, darf Traß nicht angerechnet werden. Ein Zusatz von Traß kann aber zur Verbesserung des Feinstkornanteiles der Zuschlagstoffe verwendet werden.

4.5 Die Mahlfeinheit des Trasses muß so groß sein, daß er auf dem Sieb Nr. 7 gemäß DIN 1171 (4900 Maschen auf 1 cm^2) höchstens 20% Rückstand hinterläßt. In der zur Zeit geltenden Traßnorm DIN 51043 ist eine erheblich geringere Mahlfeinheit vorgesehen. Die neue Traßnorm, die sich zur Zeit in Bearbeitung befindet, wird aber die Forderung nach einer größeren Mahlfeinheit enthalten. Bis zur Herausgabe der neuen Traßnorm ist daher der Nachweis zu fordern, daß vom Lieferwerk die erforderliche Mahlfeinheit gewährleistet ist.

4.6 Auf der Baustelle müssen Einrichtungen vorhanden sein, die eine gleichbleibende Zugabe des Trasses und seine gleichmäßige und innige Vermischung mit dem Zement gewährleisten. Diese Anforderungen können nur bei überdurchschnittlich gut ausgerüsteten und geleiteten Baustellen erfüllt werden. Aber auch dann soll ein strenger Maßstab an den Nachweis der Betongüte entsprechend DIN 1045 § 6 Ziff. 3 bzw. DIN 1047 § 6 Ziff. 3 gelegt werden, sowohl vor Baubeginn als auch während der Bauausführung.

5 Kreuzweise bewehrte Platten

Nach DIN 1045 § 29 Ziff. 2 letzter Absatz dürfen kreuzweise bewehrte Stahlbetonplatten unter Wohnräumen und den zugehörigen Nebenräumen mit höheren zulässigen Beton- und Stahlspannungen bemessen werden, als in der Tafel V hierfür angegeben sind. Zur Vereinfachung kann die Bemessung mit den 0,9fachen rechnerischen Momenten erfolgen. Bei der Anwendung dieser Erleichterung ist auf die Einhaltung der Mindestnutzhöhe nach § 23 Ziff. 1 besonders zu achten.

Bei durchlaufender Ausbildung von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten unter Wohnräumen kann auch die

¹⁾ Entsprechend der Verordnung über die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten v. 8. November 1937 (RGBl. I S. 1177)

²⁾ Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin, 1958.

Bemessung über den Stützen mit den 0,9fachen rechnerischen Stützmomenten durchgeführt werden. Als rechnerisches Stützmoment darf hier das bereits nach § 22 Ziff. 3a abgeminderte Moment eingesetzt werden.

Die nach § 29 Ziff. 2 zulässigen höheren Spannungen für kreuzweise bewehrte Platten sind durch die gute Lastverteilung und den günstigen Einfluß der Drillungsmomente begründet. Diese Einflüsse nehmen aber bei größer werdenden Seitenverhältnissen ab, so daß hier die höheren Spannungen nicht mehr gerechtfertigt sind. Die Bemessung mit den 0,9fachen Momenten ist daher nur bis zu einem Seitenverhältnis $\frac{\max l}{\min l} \leq 1,5$ (Seitenverhältnis 3:2) anzuwenden.

6 Pilzdecken ohne Pilzköpfe

6.1 Es ist in den letzten Jahren üblich geworden, neben den in DIN 1045 § 26 behandelten Pilzdecken auch Decken auszuführen, bei denen die Platten aus architektonischen Gründen ohne sichtbare Unterzüge unmittelbar auf die Stahlbetonsäulen aufgelegt werden. Diese Decken ohne Pilzköpfe werden meist in vereinfachender Weise derart berechnet, daß ein Deckenstreifen von der jeweils erforderlichen Breite als Unterzug aufgefaßt und dann nach den üblichen Verfahren berechnet und entsprechend bemessen wird.

6.2 Die Breite dieser Unterzüge wird fast immer wesentlich größer angenommen als die der Stützen. Im Bereich der negativen Momente und der größten Querkräfte sind diese Unterzüge nicht auf der ganzen Breite unterstützt. Trotzdem wird bei der Ermittlung der Schubspannungen die volle Breite des Unterzuges eingesetzt. Diese werden je nach den Erfordernissen bzw. Deckenarten in einer oder in beiden Richtungen durchlaufend angenommen; im letzteren Falle wird noch häufig angenommen, daß sie nur mit dem jeweiligen Lastanteil q_x oder q_y belastet sind und nicht, wie es in DIN 1045 § 26 für Pilzdecken vorgeschrieben ist, mit voller Last. Diese Art der Berechnung ist unzulässig, weil die Gleichgewichtsbedingungen nicht erfüllt werden; für sie gelten ebenfalls die Bemessungen für Pilzdecken in DIN 1045 § 26.

6.3 Da jedoch diese Art von Decken an sich eine durchaus brauchbare konstruktive Lösung darstellt und aus praktischen und architektonischen Gründen häufig erwünscht ist, wird in Ergänzung zu DIN 1045 § 26 folgendes bekanntgegeben:

Bei Pilzdecken mit vorwiegend ruhender Belastung im Sinne von DIN 1055 Blatt 3 Abschn. 1.4, mit Ausnahme von Fabriken und Werkstätten mit leichtem oder schwerem Betrieb, von Hofkellerdecken und bei stärkeren Erschütterungen oder bei schwerer Einzellast (z. B. Radlasten über 750 kg), sind Säulenköpfe am Anschluß der Säulen an die Deckenplatte entbehrlich, wenn nachstehende Bedingungen eingehalten werden:

6.31 Die Plattendicke darf nicht kleiner als $1/35$ der Stützweite l (gemessen von Säulenmitte zu Säulenmitte) sein. Im übrigen gilt für die Mindestabmessungen der Decke DIN 1045 § 26 Ziff. 2, mit Ausnahme des dort für Säulen vorgeschriebenen Mindestmaßes von 30 cm. Bei der Bemessung nach DIN 1045 § 26 Ziff. 3 ist die Breite der Gurtstreifen mit je $0,2 l$ und die Breite des Feldstreifens mit $0,6 l$ anzunehmen.

6.32 Bei den Gurtstreifen muß mindestens die Hälfte der Bewehrung über den Säulen in einem Bereich liegen, dessen Breite gleich der Dicke der zugehörigen Säulen zuzüglich der doppelten Plattendicke ist. Bei der Bemessung der Platte für die an der Säule auftretenden Biegemomente genügt es, den Nachweis für den Schnitt durchzuführen, der in einem Abstand gleich der halben Plattendicke vom Säulenrand liegt.

6.33 Außerdem ist nachzuweisen, daß die Schubspannungen in einem Schnitt, der in einem Abstand gleich der halben Plattendicke um die Säule geführt wird, die Werte in DIN 1045 Tafel V Zeile 25 nicht überschreiten. Für den

Nachweis dieser Schubspannungen ist in die Gleichung (7) nach DIN 1045 § 20 für die Querkraft Q die größte Säulenbelastung und für die Breite b_0 die Länge des um die Säule geführten vorgenannten Schnittes einzusetzen.

7 Rahmenartige Tragwerke

In DIN 1045 § 28 sind Näherungsformeln für die Berechnung der Randsäulen rahmenartiger Tragwerke angegeben, die angewendet werden dürfen, wenn keine genauere Berechnung der Rahmenwirkung angestellt wird. Diese Näherungsformeln sind seinerzeit zur Vereinfachung des Rechnungsganges für durchlaufende Rahmentragwerke mit nahezu gleichen Stützweiten und Belastungen aufgestellt worden. Nach den heute üblichen Methoden der Rahmenstatik ist ein genauer Nachweis mit einem geringen Rechenaufwand möglich, so daß es an sich nicht mehr notwendig ist, nach den Näherungsformeln zu rechnen, die unter Umständen viel zu kleine Schnittkräfte ergeben können. Soweit diese Näherungsformeln heute überhaupt noch angewendet werden, müssen die vorgenannten ursprünglich angenommenen Voraussetzungen vorliegen; eine Anwendung bei zwei- und mehrstieligen Rahmentragwerken ist nicht vertretbar. Aber auch bei mehrstieligen Stockwerkkrahmen können die nach § 28 errechneten Momente zu gering sein, insbesondere, wenn der Anteil der Verkehrslast an der Gesamtlast stark überwiegt.

8 Standsicherheit von Gerippebauten

8.1 Die Stützen von Gerippebauten werden meist aus wirtschaftlichen Gründen nur für die Aufnahme lotrechter Lasten bemessen, so daß sie nicht in der Lage sind, wesentliche waagerechte Kräfte zu übertragen und nennenswert zur Quer- und Längssteifigkeit der Gebäude beizutragen. Die Aufnahme waagerechter Kräfte (z. B. Windlasten) und die Aufgabe, die Seitensteifigkeit (Stabilität) des ganzen Bauwerks zu sichern, wird dafür waagerechten und lotrechten Scheiben oder Dreiecksverbänden übertragen.

8.2 Der richtigen Ausbildung dieser aussteifenden Scheiben kommt daher große Bedeutung zu. Die als waagerechte Scheiben verwendeten Decken müssen bei großem Abstand der aussteifenden lotrechten Scheiben erhebliche Biege- und Schubkräfte in waagerechten Ebenen aufnehmen, für die eine besondere zusätzliche Bewehrung an den Rändern, und bei Verwendung von Decken aus Fertigteilen auch andere zusätzliche Maßnahmen (z. B. bewehrter Aufbeton) erforderlich sind.

8.3 Stahlbetondecken mit einem Seitenverhältnis bis zu etwa 2,5:1 können ohne besonderen Nachweis dann als starre Scheiben angesehen werden, wenn sie mit kreuzweiser Bewehrung oder bei Hauptbewehrung in einer Richtung mit einer Querbewehrung ausgeführt werden, die mindestens den Anforderungen in DIN 1045 § 22 Ziff. 4 entspricht. Decken aus Stahlbetonfertigteilen können nur dann als starre Scheiben angesehen werden, wenn sie einen mindestens 4 cm dicken Aufbeton mit der gleichen Querbewehrung haben oder wenn sie Querrippen und Randbalken nach Abschn. 16.53 und druckfeste Zwischenbauteile nach Abschn. 5.3 des Normblattes DIN 4225 (Ausgabe Februar 1951xx) — Fertigbauteile aus Stahlbeton; Richtlinien für Herstellung und Anwendung —³⁾ haben. Bei größerem Seitenverhältnis als etwa 2,5:1 muß die Aufnahme der Biege- und gegebenenfalls auch der Schubbeanspruchungen dieser Deckenscheiben rechnerisch nachgewiesen werden.

8.4 Lotrechte Scheiben (Dreiecksverbände) müssen in ausreichender Zahl und zweckmäßig über die Grundfläche des Bauwerks verteilt, in zwei rechtwinklig oder nahezu rechtwinklig zueinander stehenden Ebenen angeordnet und so ausgebildet werden, daß sie die auftretenden Wind- und Haltekräfte sicher bis in den Baugrund leiten können, auch wenn ein Stockwerk — meist das Erdgeschoss — ganz oder teilweise durch eine offene Säulenstellung ersetzt wird. Dazu ist unter Umständen die kraft-

³⁾ Bauaufsichtlich eingeführt und bekanntgemacht durch RdErl. v. 1.8.1955 (MBI. NW. S. 1661/SMBI. NW. 23234)

schlüssige Verbindung dieser Scheiben (Verbände) mit einem als biege- und verdrillungssteifen Kasten ausgebildeten Kellergeschoß erforderlich, z. B. bei Gebäuden, deren Höhe im Verhältnis zu ihrer Tiefe sehr groß ist.

8.5 Die Ausfachungen (Ausmauerungen) des Geripps dürfen nicht als steife lotrechte Scheiben in Rechnung gestellt werden, zumal sie später, um eine andere Benutzung zu ermöglichen, in Unkenntnis ihrer Aufgabe entfernt werden können und beim Bau des Gebäudes in den untersten Geschossen oft noch nicht vorhanden sind, wenn die oberen Geschosse bereits ausgefacht wurden. Hinzu kommt, daß die Ausfachungen zur Gewichtersparnis in der Regel möglichst dünn und aus Leichtbaustoffen hergestellt werden und oft sehr große Öffnungen erhalten.

9 Feuerbeständigkeit von Stahlbeton-säulen (-stützen)

Durch die steigende Verwendung von Beton höherer Festigkeit werden die Stahlbetonstützen in Hochbauten besonders in Gerippebauten mit immer geringeren Abmessungen hergestellt. Vielfach sind Bauherren, Architekten oder Bauausführende bestrebt, möglichst schlank Stützen herzustellen und die in DIN 1045 § 27 Ziff. 1a festgelegte Mindestdicke von 20 cm noch zu unterschreiten. Dies gibt hinsichtlich der Feuersicherheit der Bauten zu ernsten Bedenken Anlaß.

Nach § 10 der auf Grund der Einheitsbauordnungen erlassenen Bauordnungen sind bauliche Anlagen in allen wesentlichen Teilen feuerbeständig herzustellen. Zu den wesentlichen Teilen gehören insbesondere belastete Stützen. Diese sind aber nach DIN 4102 Blatt 2 (Ausgabe November 1940) — Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme; Einreichung in die Begriffe⁴⁾ — Abschn. V e 2 ohne besonderen Nachweis nur dann feuerbeständig, wenn sie mindestens 20 cm dick und mit einem besonderen von einem Drahtgewebe gehaltenen Putz versehen sind. Das gilt auch für Säulen aus Stahlbetonfertigteilen, die an sich nach DIN 4225 (Ausgabe Februar 1951xx) — Fertigbauteile aus Stahlbeton; Richtlinien für Herstellung und Anwendung³⁾ — Abschn. 13.4 15 cm dick sein dürfen⁵⁾.

Wenn kein Putz angebracht werden soll (Sichtbeton), müssen die Stützen, auch als Stahlbetonfertigteile, mindestens 30 cm dick und mindestens aus Beton der Betongüte B 225 bestehen. Das gilt aber nur, wenn der Querschnitt der Bewehrung $\leq 3\%$ des Betonquerschnittes beträgt⁶⁾. Hieron darf nur abgewichen werden, wenn durch Versuche nachgewiesen ist, daß die im Einzelfall vorgesehene Ausbildung der Stützen den Anforderungen, die im Normblatt DIN 4102 Blatt 1 für feuerbeständige Bauteile genannt sind, voll genügt.

10 Probobelastungen

In DIN 1045 § 7 sind Richtlinien für die Durchführung von Probobelastungen angegeben. Weil diese Bestimmungen oft sinnwidrig ausgelegt werden, hat der Auslegungsausschuß des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton hierzu Stellung genommen:

Es ist im allgemeinen nicht Sinn der Bestimmung in DIN 1045 § 7, die tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit eines Bauteils oder eines Bauwerks nachzuweisen, weil dies nur bei einer Belastung bis zum Bruch möglich ist. Probobelastungen nach DIN 1045 § 7 Ziff. 1 sind lediglich für Ausnahmefälle vorgesehen, in denen die wirkliche Tragfähigkeit der Bauteile ohne störende Nebeneinflüsse festgestellt werden kann.

Die Probobelastung soll in der Regel nur dazu dienen, durch eine Beobachtung der Gesamtdurchbiegung und der bleibenden Durchbiegung festzustellen, ob sich das Tragwerk bei der entsprechenden Verkehrslast noch elastisch verhält. Die Beobachtungen bei einer solchen Probobelastung geben nur einen Anhalt dafür, ob bei

normaler Belastung die Standsicherheit noch vorhanden ist (Verlauf der Krafrichtung, E-Modul usw.). Die Probobelastung ist also lediglich ein Behelf und führt nur im Zusammenhang mit der statischen Berechnung zu einer brauchbaren Beurteilung.

Es ist daher abwegig, die Probobelastung mit einer 1,5-fachen Verkehrslast als Nachweis der Standsicherheit aufzufassen, wenn ein Bauteil oder ein Bauwerk schon erkennbare Mängel aufweist. Wenn ein Bauwerk fehlerhaft ausgeführt ist, muß versucht werden, die tatsächliche Druckfestigkeit des Betons (z. B. mit Kugelschlagprüfung), die Lage der Bewehrung und, wenn nötig, die Festigkeit der Bewehrung festzustellen und dann die zulässige Belastung des Bauwerks auf rechnerischem Wege zu ermitteln. Wenn in solchen Fällen versucht wird, die Berechnung so aufzustellen, daß alle wirksamen Tragmöglichkeiten (z. B. Trägerrostwirkung) in Betracht gezogen werden, so kann es unter Umständen zweckmäßig sein, durch eine Probobelastung nachzuprüfen, ob die in der Berechnung angenommenen zusätzlichen Tragwirkungen auch tatsächlich vorhanden sind. Bei vielen Mängeln in einem Tragwerk dürfte jedoch auch eine Probobelastung in dieser Hinsicht wenig aufschlußreich sein.

Eine nach DIN 1045 § 7 durchgeführte Probobelastung ist, abgesehen von vorstehenden Ausnahmen, allein noch kein hinreichender Nachweis für die Standsicherheit eines Bauteils oder eines Bauwerks im Falle einer unzureichenden Bemessung, unzureichender Baustoffbeschaffenheit oder mangelhafter Ausführung.

11 Beschränkung der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen⁷⁾

11.1 Bauteile mit Stützweiten bis zu 4,5 m

Die Schlankheit l_i/h von Platten und Rippendecken (sowohl mit Hauptbewehrung in einer Richtung als auch mit kreuzweiser Bewehrung) und von Balken, Plattenbalken und anderen auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen (z. B. Kragträgern, Rahmenriegeln u. a. m.) darf nicht größer als 35 sein. Dabei bedeutet h die statische Nutzhöhe und l_i die mit dem Beiwert k vervielfältigte Stützweite bzw. Kragweite l eines Bauteils. Der vom statischen System abhängende Beiwert k ist der Tabelle 1 zu entnehmen. Bei Bauteilen, die nur ausnahmsweise (z. B. bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten) begangen werden und bei denen nachträglich Durchbiegungen keine nachteiligen Folgen haben, darf die Schlankheit nicht größer als 40 sein.

Bei durchlaufenden Trägern dürfen hierbei die Endfelder als einseitig und die Mittelfelder als beidseitig eingespannt aufgefaßt werden, solange die kleinste Stützweite noch mindestens das 0,8fache der größten ist. Andere Fälle sind sinngemäß einzustufen.

Tabelle 1
Beiwert $k = l_i/l$

Statisches System	$k = l_i/l$
Balken auf 2 Stützen frei aufliegend	1,0
Balken einseitig eingespannt	0,8
Balken beidseitig eingespannt	0,6
Kragarm starr eingespannt	2,0
Kragarm teilweise eingespannt (z. B. Kragarm eines Durchlaufträgers)	2,0 bis 4,0

11.2 Tragwerke mit einer Stützweite von mehr als 4,50 m

Überschreiten bei Stützweiten über 4,50 m die Spannungen unter der rechnerischen Gebrauchslast (Eigenlast und volle Verkehrslast) in Feldmitte, bei Kragträgern an den Einspannstellen, den Wert $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$, so sind die Grenzschlankheiten der Tabelle 2 maßgebend. Zwischenwerte dürfen gradlinig eingeschaltet werden.

Bei Bauteilen im Freien oder in nicht heizbaren Räumen können die Schlankheiten nach Tabelle 2 um 15% erhöht werden, sie dürfen aber nicht mehr als 35 betragen.

⁴⁾ Bauaufsichtlich eingeführt durch RdErl. d. Reichsministers v. 8. 10. 1940 (RABl. S. 1 524); in Preußen bekanntgegeben mit Erl. d. Preuß. Finanzministers v. 24. 10. 1940 (ZdB. S. 751).

⁵⁾ Vgl. hierzu RdErl. v. 17. 7. 1959 (MBI. NW. S. 1837/SMBI. NW. 23234).

⁶⁾ Bei Stützen mit $> 3\%$ Bewehrung vgl. RdErl. v. 13. 5. 1960 (MBI. NW. S. 1485/SMBI. NW. 23237).

⁷⁾ Bauaufsichtlich eingeführt mit Nr. 2 des vorstehenden RdErl. v. 25. 7. 1960 (MBI. NW. S. 2253/SMBI. NW. 23234).

Tabelle 2
Zulässige Schlankheit bei Stützweiten > 4.50 m

$\sigma_{e,zul} =$ (kg/cm ²)	1400	2000	2800
$l_i/h =$			
$\sigma_b = 40$	35	35	30
60	35	32	28
80	32	30	26
100	30	28	24
120	28	26	22

Durch Einhaltung der Schlankheitswerte der Tabelle 2 soll lediglich erreicht werden, daß die auf die Stützweite bezogene Durchbiegung bei Ausnutzung höherer Beton- und Stahlspannungen nicht größer wird als bei Bauteilen, die für $\sigma_b,zul = 60 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e,zul = 1400 \text{ kg/cm}^2$ bemessen sind und bei denen erfahrungsgemäß die Schlankheitsgrenze von 35 unzuträgliche Durchbiegungen verhindert.

11.3 Nachweis der Durchbiegung bei großen Stützweiten

Die Ausnutzung höherer Beton- und Stahlspannungen ermöglicht aber auch Stützweiten, bei denen zwar nicht die bezogene Durchbiegung, wohl aber ihre wirkliche Größe erheblich zunimmt. Bei weitgespannten Bauteilen können deshalb auch bei Einhaltung der Schlankheitswerte der Tabelle 2 schädliche Durchbiegungen auftreten, namentlich, wenn die Durchbiegungen Beanspruchungen in anderen dafür besonders empfindlichen Bauteilen hervorrufen können. In diesen Fällen empfiehlt es sich daher, die zu erwartende Durchbiegung unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons auf Zug, jedoch unter Berücksichtigung des Einflusses aus Kriechen und

Schwinden des Betons rechnerisch zu ermitteln^{a)} und ihren Einfluß auf andere Bauteile zu untersuchen. Für Kriechen und Schwinden sind dabei die in DIN 4227 Abschnitt 8 angegebenen Werte einzusetzen. Als Gefahren sind vor allem Rißbildungen in daraufstehenden Wänden, unbeabsichtigte Belastung von Ausfachungswänden und dgl., zusätzliche ausmittige Belastung abstützender Bauteile usw. anzusehen.

11.4 Auswirkung der Durchbiegung auf andere Bauteile

Ungünstige Auswirkungen der Durchbiegung auf andere Bauteile sind durch entsprechende bauliche Maßnahmen zu verhindern bzw. auf ein erträgliches Maß herabzusetzen. Dabei ist zu beachten, daß eine Überhöhung beim Herstellen des Traggliedes zwar das Durchhängen verringern, nicht aber die ungünstigen Auswirkungen seiner unverändert großen Durchbiegung verhindern kann.

11.5 Durchbiegung ohne schädliche Auswirkungen

Sind keine schädlichen Auswirkungen der Durchbiegung zu befürchten, so genügt der Nachweis, daß die Schlankheit l_i/h höchstens 35 ist.

^{a)} Hinsichtlich der Rechenverfahren zur Bestimmung der Durchbiegung vgl. z. B.: West, Über die Berechnung der Durchbiegungen von Stahlbetonkonstruktionen, Der Bau, 1957, S. 637; Habel, Praktische Berechnung der Kriechdurchbiegung von Stahlbetonbalken, Die Bautechnik, 1957, S. 64; Pieper, Durchbiegungen von Stahlbetondecken, Beton- und Stahlbetonbau, 1958, S. 184; Mehmel, Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegung schlaff bewehrter Stahlbetonbalken, Der Bauingenieur, 1959, S. 9; Leonhardt, Anfängliche und nachträgliche Durchbiegungen von Stahlbetonbalken im Zustand II, Beton- und Stahlbetonbau, 1959, S. 220;

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton
**A. Bestimmungen für Ausführung
von Bauwerken aus Stahlbeton**

DIN 1045

Inhalt**Vorbemerkungen****I Allgemeines****§ 1 Geltungsbereich****§ 2 Bauvorlagen**

1. Zeichnungen
2. Festigkeitsberechnung
3. Unterschriften

§ 3 Anzeigen an die Bauaufsichtsbehörde**§ 4 Bauleitung****§ 5 Güteklassen des Betons, Baustoffe**

1. Güteklassen des Betons
2. Anwendung der Güteklassen
3. Zement
4. Betonzuschläge
5. Wasser
6. Stahl

§ 6 Nachweis der Güte der Baustoffe und des Betons

1. Zement
2. Betonzuschläge
3. Beton
4. Stahl
5. Überwachung durch die Bauaufsicht

§ 7 Probebelastung**II Bauausführung****§ 8 Bereitung des Betons**

1. Zugabe der Zuschläge
2. Zementgehalt
3. Wasserzusatz
4. Mischweise
5. Porige Zuschlagstoffe
6. Steife des Betons

§ 9 Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons

1. Allgemeines
2. Fördern des Betons
3. Verarbeiten des Betons
4. Arbeitsfugen
5. Nachbehandlung des Betons

§ 10 Betonieren bei kühler Witterung**§ 11 Einbringen der Stahleinlagen****§ 12 Schalungen und Lehrgerüste**

1. Allgemeines
2. Aussteifungen
3. Zeichnungen
4. Schalungsgerüste im Hochbau
5. Festigkeitsnachweis
6. Belastungsannahmen

§ 13 Schalungsfristen und Ausschalen

*) **Frühere Ausgaben:**
9.25, 4.32, 5.37, 4.43 × ×

Änderung November 1959:

Neue Zement- und Betonnormen eingearbeitet;
eine Anzahl von Fußnoten ergänzt, hinzugefügt
oder gestrichen; redaktionell überarbeitet.

III Bauliche Durchbildung**§ 14 Grundsätze für die bauliche Durchbildung**

1. Stahleinlagen
2. Stegbewehrung
3. Betondeckung aller Stahleinlagen
4. Schutz gegen chemische Angriffe
5. Schutz gegen mechanische Angriffe
6. Feuerschutz

IV Allgemeine Berechnungsgrundlagen**§ 15 Belastungsannahmen**

1. Bei Hochbauten
2. Bei Ingenieurbauten

§ 16 Temperaturschwankungen, Schwinden und Kriechen

1. Allgemeines
2. Temperaturschwankungen
3. Schwinden
4. Kriechen

§ 17 Rechnungsannahmen**§ 18 Ungünstigste Laststellung**

1. Rollende Lasten
2. Gleichmäßig verteilte Verkehrslasten
3. Stützkräfte

§ 19 Lastverteilung bei Einzellasten und Streckenlasten

1. Berechnung der Platten auf Biegung
2. Berechnung der Platten auf Schub

§ 20 Schubsicherung**§ 21 Drehbeanspruchung und Haftspannungen****V Vorschriften für bestimmte Bauteile****§ 22 Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung**

1. Stützweite
2. Mindestdicke
3. Momente durchlaufender Platten
4. Bewehrung der Platten
5. Ausbildung des Endauflagers der Platten

§ 23 Kreuzweise bewehrte Platten

1. Stützweite und Mindestdicke
2. Berechnungsverfahren
3. Stützkräfte
4. Bewehrung und Endauflager

§ 24 Stahlbetonrippendecken

1. Begriffsbestimmung
2. Stützweite und Mindestnutzhöhe
3. Druckplatte
4. Rippen
5. Querrippen
6. Füllkörper
7. Ausbildung der Auflager

§ 25 Balken und Plattenbalken

1. Stützweite
2. Plattendicke bei Plattenbalken
3. Mitwirkende Plattenbreite bei Plattenbalken
4. Momente durchlaufender Balken und Plattenbalken
5. Bewehrung der Balken und Plattenbalken

§ 26 Pilzdecken

1. Begriffsbestimmung
2. Mindestabmessungen
3. Berechnung

§ 27 Säulen und Druckglieder**1. Bauart**

- a) Mindestabmessungen
- b) Säulen mit Bügelbewehrung
- c) Umschnürte Säulen
- d) Säulen mit Formstahlbewehrung

2. Berechnung

- a) Vorbemerkung
- b) Mittiger Druck ohne Knickgefahr

- c) Knickberechnung mittig belasteter Säulen
- d) Ausmittiger Druck

3. Ausführung**§ 28 Rahmenartige Tragwerke****VI § 29 Zulässige Spannungen**

- 1. Vorbemerkungen zu Tafel V
- 2. Erhöhung der zulässigen Spannung in Sonderfällen
- 3. Zulässige Druckspannung bei Teilbelastung

Vorbemerkungen

Entwurf und Ausführung von Stahlbetonbauten fordern eine gründliche Kenntnis und Erfahrung in dieser Bauart. Daher darf der Bauherr nur solche Unternehmer damit betrauen, die diese Kenntnis haben und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. Für den Geltungsbereich des RStGB. und des BGB. vergleiche §§ 222, 230, 330 und 367 Ziff. 14 und 15 RStGB. und § 831 BGB., im übrigen die entsprechenden Vorschriften¹⁾.

Als verantwortlicher Bauleiter darf nur bestimmt werden, wer diese Bauart gründlich kennt; zur Aufsicht der Arbeiten sind nur geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter zu verwenden, die bei Stahlbetonbauten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

Die erhöhten Spannungen ermöglichen es, bei zweckmäßiger Festlegung der Betonabmessungen (vgl. auch § 27 Ziff. 2a und § 29 Ziff. 1 Abs. 3) Stahlbetonbauten mit geringstem Stahlaufwand auszuführen, verlangen aber eine besonders zuverlässige Herstellung nach den Regeln dieser Bestimmungen, da sonst keine hinreichende Sicherheit mehr vorhanden ist.

I Allgemeines**§ 1 Geltungsbereich**

Diese Bestimmungen sind für alle Bauausführungen maßgebend, bei denen Beton in Verbindung mit gewalztem Stahl derart verwendet wird, daß beide Baustoffe gemeinsam zur Übertragung der äußeren Kräfte nötig sind²⁾. Außerdem sind zu beachten³⁾: für Brücken aus Stahlbeton „Massive Brücken, Berechnungs-

¹⁾ RStGB. § 222 (Fahrlässige Tötung). Wer durch Fahrlässigkeit den Tod eines Menschen verursacht, wird mit Gefängnis bestraft.

²⁾ § 230 (Fahrlässige Körperverletzung). Wer durch Fahrlässigkeit die Körperverletzung eines anderen verursacht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu drei Jahren bestraft.

³⁾ § 330 (Verletzung von Regeln der Baukunst). Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu einem Jahr bestraft.

§ 367. Mit Geldstrafe bis zu 150 DM oder mit Haft wird bestraft:

14. wer Bauten oder Ausbesserungen von Gebäuden, Brunnen, Brücken, Schleusen oder anderen Bauwerken vornimmt, ohne die von der Polizei angeordneten oder sonst erforderlichen Sicherungsmaßregeln zu treffen;

15. wer als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die polizeiliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eignenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplan ausführt oder ausführen läßt.

BGB. §§ 831 u. 278 Satz 1. Wer einen anderen zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatz des Schadens verpflichtet, den der andere in Ausführung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht trifft nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person und, sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde.

Die gleiche Verantwortlichkeit trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1 Satz 2 bezeichneten Geschäfte durch Vertrag übernimmt.

²⁾ Für vorgespannten Beton ist zu beachten: DIN 4227 „Spannbeton, Richtlinien für Bemessung“.

³⁾ In diesen Bestimmungen werden folgende Vorschriften, Richtlinien und Normblätter angezogen:

- 1. DIN 1044 Einheitliche Bezeichnungen im Stahlbetonbau
- 2. DIN 1046 Bestimmungen für Ausführung von Stahlsteindecken
- 3. DIN 1048 Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton
- 4. DIN 4225 Fertigbauteile aus Stahlbeton, Richtlinien für Herstellung und Anwendung

grundlagen“ DIN 1075, für Stahlbetonschornsteine die „Grundlagen für die Ausführung freistehender Schornsteine“ DIN 1056 Bl. 1 und die „Bestimmungen für die Prüfung von Mauerwerk und Beton für freistehende Schornsteine“ DIN 1056 Bl. 2, für Tragwerke aus Glasstahlbeton DIN 4229 „Tragwerke aus Glasstahlbeton, Grundsätze für die Ausführung“.

Die vorliegenden Bestimmungen gelten auch für Stahlbetondecken mit eingelegten Voll- oder Hohlsteinen oder anderen Füllkörpern, wenn diese zur Spannungsübertragung nicht

- 5. DIN 4226 Betonzuschlagstoffe aus natürlichen Vorkommen, Vorläufige Richtlinien für die Lieferung und Abnahme
 - 6. DIN 4231 Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten, Richtlinien für Ausführung und Berechnung
 - 7. DIN 4232 Geschüttete Leichtbetonwände für Wohn- und andere Aufenthaltsräume, Richtlinien für die Ausführung
 - 8. DIN 4030 Beton in betonschädlichen Wässern und Böden, Richtlinien für die Ausführung
 - 9. Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Stahlbeton (ZdB. d. Bauv. 1931, S. 760)
 - 10. DIN 4163 Ziegelsplittbeton, Bestimmungen für Herstellung und Verwendung
 - 11. DIN 4229 Tragwerke aus Glasstahlbeton, Grundsätze für die Ausführung
 - 12. DIN 120 Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen, Berechnungsgrundlagen
 - 13. DIN 488 Rundstahl gewalzt, für Stahlbeton
 - 14. DIN 1052 Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung
 - 15. DIN 1053 Mauerwerk, Berechnung und Ausführung
 - 16. DIN 1054 Zulässige Belastung des Baugrundes, Richtlinien
 - 17. DIN 1055 Bl. 1 bis 5 Lastannahmen für Bauten
 - 18. DIN 1056 Bl. 1 Grundlagen für die Ausführung freistehender Schornsteine
 - 19. DIN 1056 Bl. 2 Bestimmungen für die Prüfung von Mauerwerk und Beton für freistehende Schornsteine
 - 20. DIN 1074 Holzbrücken, Berechnung und Ausführung
 - 21. DIN 1075 Massive Brücken, Berechnungsgrundlagen
 - 22. DIN 1164 Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement
 - 23. DIN 1167 Traßzement
 - 24. DIN 1179 Körnungen für Sand, Kies und zerkleinerte Stoffe
 - 25. DIN 1602 Werkstoffprüfung, Begriffe (Festigkeitsversuche an metallischen Stoffen)
 - 26. DIN 1605 Werkstoffprüfung, Festigkeitsversuche
 - 27. DIN 1612 Flußstahl gewalzt, Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl. Bis auf Abschn. D ersetzt durch 17 100 Allgemeine Baustähle, Gütekriterien
 - 28. DIN 4028 Bestimmungen für Herstellung und Verlegung von Stahlbetonhohldielen
 - 29. DIN 4035 Stahlbeton-Rohre, Bedingungen für die Lieferung und Prüfung
 - 30. DIN 4036 Stahlbeton-Druckrohre, Bedingungen für die Lieferung und Prüfung
 - 31. DIN 4100 Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten
 - 32. DIN 4102 Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme
 - 33. DIN 4158 Deckenhohlkörper aus Leichtbeton für Stahlbetonrippendecken
 - 34. DIN 4159 Lochziegel für Stahlsteindecken
 - 35. DIN 4160 Lochziegel für Stahlbetonrippendecken
 - 36. DIN 4234 Stahlbeton-Maste, Bestimmungen für die Bemessung und Herstellung
 - 37. DIN 4210 Sulfathüttenzement
- Alle Normblätter (1 bis 7, 11 bis 38), zu denen auch diese Bestimmungen als DIN 1045 gehören, sind durch Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin W 15, Uhlandstraße 175 und Köln zu beziehen.

herangezogen werden. Ferner gelten sie für Decken aus Steinen mit Stahl einlagen (Stahlsteindecken) und für Fertigbauteile aus Stahlbeton, soweit nicht die „Bestimmungen für Ausführung von Stahlsteindecken“ (DIN 1046) bzw. die „Richtlinien für die Herstellung und Anwendung von Fertigbauteilen aus Stahlbeton“ (DIN 4225) etwas anderes vorschreiben. Für Stahlbetonhohldecken sind die „Bestimmungen für Herstellung und Verlegung von Stahlbetonhohldecken“ DIN 4028 zu beachten, für Stahlbetonrohre, und Stahlbetondruckrohre die Normblätter „Stahlbetonrohre, Bedingungen für die Lieferung und Prüfung“ DIN 4035 und „Stahlbetondruckrohre, Bedingungen für die Lieferung und Prüfung“ DIN 4036, für Freileitungsmaste DIN 4234.

Walz- und Blechträger in Beton, deren Steghöhe einen erheblichen Teil der Balkenhöhe ausmacht, dürfen nicht als Stahlbetonbalken berechnet werden, sie sind vielmehr so zu bemessen, daß sie ohne Rücksicht auf die Tragfähigkeit des Betons die Lasten allein aufnehmen können, falls nicht besondere Maßnahmen zur Sicherung des Verbundes getroffen sind. Nur unter dieser Voraussetzung kann auch eine Verbundwirkung zwischen Stahlträgern und darübergeführten oder aufgestellten Stahlbetonplatten anerkannt werden⁴⁾. Wird die Schalung an die Träger angehängt, so ist die Überlagerung der Spannungszustände zu berücksichtigen.

Bei noch nicht erprobten Bauarten kann die Genehmigung von der Vorlage einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung⁵⁾ oder vom Ausfall von Probeausführungen und Belastungsversuchen abhängig gemacht werden. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruch durchzuführen.

§ 2 Bauvorlagen

1. **Zeichnungen.** Bei Bauwerken, die ganz oder zum Teil aus Stahlbeton hergestellt werden, müssen die zur Baugenehmigung vorzulegenden Zeichnungen das Bauwerk im ganzen und seine Teile in Grundrissen und Schnitten deutlich darstellen.

Die Zeichnungen müssen alle erforderlichen Maße und auch die Postennummern enthalten, nach denen die Festigkeitsberechnung eingeteilt ist. Für wichtige Tragteile sind die Bewehrungszeichnungen mit den herausgezeichneten Stahl einlagen vorzulegen. Auf jeder Schalungs- und Bewehrungszeichnung sind deutlich lesbar anzugeben:

- die verwendete Stahlsorte (§ 5 Ziff. 6);
- die Notwendigkeit der Körntrennung (§ 8 Ziff. 1);
- die erforderliche Gütekla sse des Betons (§ 5 Ziff. 1);
- die Zementart (§ 5 Ziff. 3);
- der erforderliche Zementgehalt (§ 8 Ziff. 2).

2. **Festigkeitsberechnung.** Die Festigkeitsberechnung muß die Standfestigkeit aller tragenden Teile nach diesen Bestimmungen übersichtlich und leicht prüfbar nachweisen.

Die Art und Auflagerung der Tragteile, ihre Belastungen und Querschnitte sind in der Berechnung durch Skizzen zu erläutern. Im Anfang der Berechnung sind ebenfalls die unter Ziffer 1a bis e geforderten Angaben zu machen. Wenn nötig, ist die Berechnung durch eine Beschreibung des Bauwerks zu ergänzen.

3. **Unterschriften.** Der Bauherr, der Entwurfsverfasser und vor Beginn der Arbeiten auch der ausführende Unternehmer haben die Vorlagen zu unterschreiben.

§ 3 Anzeigen an die Bauaufsichtsbehörde

1. Die Namen des verantwortlichen Bauleiters und seiner für die Baustelle bestimmten örtlichen Vertreter sind der Bauaufsichtsbehörde vor Beginn der Bauarbeiten anzugeben; jeder Wechsel ist sofort mitzuteilen.

2. Der Bauaufsichtsbehörde ist bei anzeigen- und genehmigungspflichtigen Anlagen schriftlich anzugeben:

- der beabsichtigte Beginn der Betonarbeiten, bei Hochbauten auf Verlangen auch für jedes einzelne Geschöß;
- der Wiederbeginn der Betonarbeiten nach längerer Unterbrechung, besonders nach längeren Frostzeiten;

⁴⁾ Vgl. DIN 1078 Verbundträger — Straßenbrücken und DIN 4239 — Verbundträger — Hochbau.

⁵⁾ Die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung ist geregelt durch die Verordnung über die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten vom 8. November 1937 (Reichsgesetzblatt I S. 1177) und die Bestimmungen über die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung neuer Baustoffe und Bauarten vom 31. Dezember 1937. RABl. 1938 S. I 11.

- auf Verlangen der Bauaufsichtsbehörde die beabsichtigte Entfernung der Schalungen und Stützen.

Die Anzeigen sollen 48 Stunden vor Beginn der betreffenden Arbeiten der Bauaufsichtsbehörde vorliegen, wenn diese nicht ausdrücklich etwas anderes bestimmt.

§ 4 Bauleitung

Während der Bauausführung muß der verantwortliche Bauleiter oder einer seiner Vertreter stets auf der Baustelle anwesend sein. Über den Gang der Arbeiten ist auf der Baustelle ein Tagebuch zu führen, aus dem die Zeitabschnitte für die Ausführung der einzelnen Arbeiten (vgl. z. B. § 13) stets nachgewiesen werden können. Frosttage sind darin unter Angabe der Grade und der Ablesungszeit besonders zu vermerken. Das Tagebuch ist den Aufsichtsbeamten auf Verlangen vorzuzeigen.

§ 5 Güteklassen des Betons, Baustoffe

1. **Güteklassen des Betons.** Es werden folgende Güteklassen unterschieden:

- B 120 mit einer Würfelfestigkeit W_{28} von mindestens 120 kg/cm²,
- B 160 mit einer Würfelfestigkeit W_{28} von mindestens 160 kg/cm²,
- B 225 mit einer Würfelfestigkeit W_{28} von mindestens 225 kg/cm²,
- B 300 mit einer Würfelfestigkeit W_{28} von mindestens 300 kg/cm².

Die Würfelfestigkeit ist hierbei nach DIN 1048 § 8 Ziff. 6 der Mittelwert aus den Bruchspannungen der zusammengehörigen Würfel.

Für Stahlbeton-Fertigbauteile und für Sonderbauten können höhere Betongüten und besondere Bedingungen für die Ausführung und für die Auswahl des Unternehmers festgelegt werden.

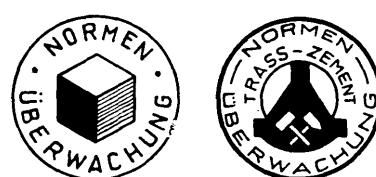
2. **Anwendung der Güteklassen.** Beton B 120 darf nur bei kleinen Ausführungen mit einfachen, statisch bestimmten Bauteilen, also z. B. nicht bei kreuzweise bewehrten Platten⁶⁾ verwendet werden (vgl. auch § 29 Tafel V).

Beton B 160 und B 225 kommen für die große Masse der Stahlbetonbauten im Hoch- und Tiefbau in Frage. Ihre Verwendung setzt aber die Ausführung durch einen Bauunternehmer voraus, der die Einhaltung der gewährleisteten Eigenschaften des Betons durch entsprechende Betriebsmaßnahmen und durch eine sehr sorgfältige Bauüberwachung sicherstellt. Berechnung, Durchbildung und Ausführung müssen hohen Anforderungen genügen.

Beton B 300 kommt nur in besonderen Fällen in Frage. Die Ausnutzung der hierfür in § 29 Tafel V vorgesehenen zulässigen Spannungen bedarf jedesmal einer besonderen bauaufsichtlichen Genehmigung. Diese darf nur an bewährte Unternehmer erteilt werden, die auch durch die Erfahrung und Leistung der entwerfenden und ausführenden Ingenieure Gewähr dafür bieten, daß sie derart hoch beanspruchte Stahlbetonbauten einwandfrei auszuführen vermögen.

3. **Zement.** Es darf nur Zement verwendet werden, dessen Verpackung eins von den folgenden in den Normblättern DIN 1164 und DIN 1167 festgesetzten Überwachungszeichen trägt⁷⁾.

Außerdem dürfen Tonzeremente zugelassen werden, wenn sie normalbindend und raumbeständig sind und mindestens die



⁶⁾ Bei kreuzweise bewehrten Platten aus Leichtbeton, z. B. Ziegelsplittbeton, bestehen wohl keine Bedenken, Beton B 120 mit den Spannungen der Spalte 4 der Tafel V anzuwenden.

⁷⁾ An Stelle dieser Zeichen tritt in der sowjetischen Besatzungszone das nebstehende Gütezeichen △.

Normenfestigkeiten des Zements 475 nach DIN 1164 haben. Tonerdezement darf nicht mit anderen Bindemitteln vermischt werden. An heißen Tagen ist Vorsicht geboten.

In der Regel ist Zement nach DIN 1164 oder DIN 4210 zu verwenden. Die Verwendung von Traßzement (DIN 1167) ist nur bei Bauteilen zulässig, die zum Schutze gegen vorzeitiges Austrocknen länger feucht gehalten werden können, besonders bei massigen Bauteilen, z. B. Fundamenten, Widerlagern, Pfeilern, Talsperren, Wehren.

Die Verwendung von Zement 375 und 475 (DIN 1164) ermöglicht bei günstiger Witterung früheres Ausschalen (vgl. § 13 Ziff. 2) und erleichtert es, höhere Betonfestigkeiten zu erreichen.

Der Zement ist in der Ursprungspackung (Fabrikpackung) auf der Verwendungsstelle anzuliefern und gegen Feuchtigkeit zu schützen.

4. Betonzuschläge. Betonsand, Betonkies und andere Zuschläge (in der Folge Zuschläge, Sand, Kies usw. genannt).
a) In diesen Bestimmungen sind die einzelnen Körnungen wie folgt bezeichnet (vgl. DIN 4226 und DIN 1179).

		Bezeichnung	
Rückstand auf dem Sieb mit Millimeter Lochdurchmesser	Durchgang durch das Sieb	Natürliches Vorkommen	Zerkleinerte Stoffe
1	7	Betonfeinsand Betonrobsand	Betonfeinsand Betonrobsand
7	30	Betonfeinkies Betonrobskies	Betonkies
30	70		Betonrobsand Betonsteinschlag

Betonkiesand ist das Gemenge von Betonsand und Betonkies.

Als Betonzuschläge gelten nach diesen Bestimmungen u. a. auch Hochofenschlacken geeigneter Zusammensetzung⁸⁾, wie zerkleinerte Hochofenstückschlacke, zerkleinerte Hochofenschäumschlacke und Schlackensand, ferner zerkleinerte Lavaschlacke, Bimsand und Bimskies⁸⁾.

b) Die Kornzusammensetzung der Zuschläge beeinflußt in hohem Grade die Güte des Betons⁹⁾.

Die Zusammensetzung des Sandes soll zwischen den Sieblinien A und C des Bildes 1 liegen, die des Gemisches aus Sand und Feinkies oder Splitt¹⁰⁾ zwischen den Linien D und F des Bildes 2. Die Sieblinie des Brechsandes¹⁰⁾ sollte in der Regel nicht tiefer liegen als in der Mitte zwischen den Linien A und B des Bildes 1.

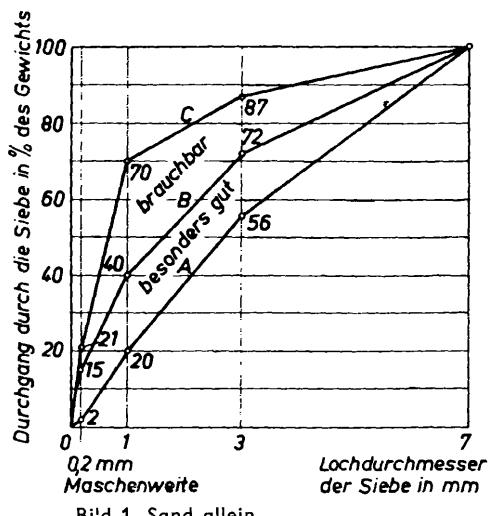


Bild 1. Sand allein

⁸⁾ Zerkleinerte Hochofenstückschlacke muß den „Richtlinien für die Lieferung und Prüfung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton“ entsprechen (vgl. ZdB. d. Bauv. 1931 S. 760).

Hochofenschäumschlacke und Schlackensand, die im Gegensatz zur Hochofenstückschlacke durch schnelles Abkühlen entstehen, fallen nicht unter diese Richtlinien. Sie müssen ihnen aber in den Punkten A I und A II 1 und 4 entsprechen.

⁹⁾ Vgl. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 3. Aufl. Berlin 1930, Springer-Verlag.

¹⁰⁾ Ferner Ziegelsplitt auch aus Trümmern. Hierfür gelten andere Sieblinien; vgl. DIN 4163 Ziegelsplittbeton, Bestimmungen für Herstellung und Verwendung.

Der Sand soll mindestens 20% und höchstens 70% Feinsand enthalten (Bild 1). Im Gemisch aus Sand und Kies, Splitt oder Steinbruch soll mindestens 40% und höchstens 80%, bei Beton B 225 höchstens 60% Sand sein (Bild 2) (vgl. § 8 Ziff. 1).

Als besonders gute Zuschläge gelten solche, deren Sieblinien zwischen den Linien A und B (Bild 1) bzw. D und E (Bild 2) liegen. Bei Beton B 300 sind stets derartige Zuschläge zu verwenden.

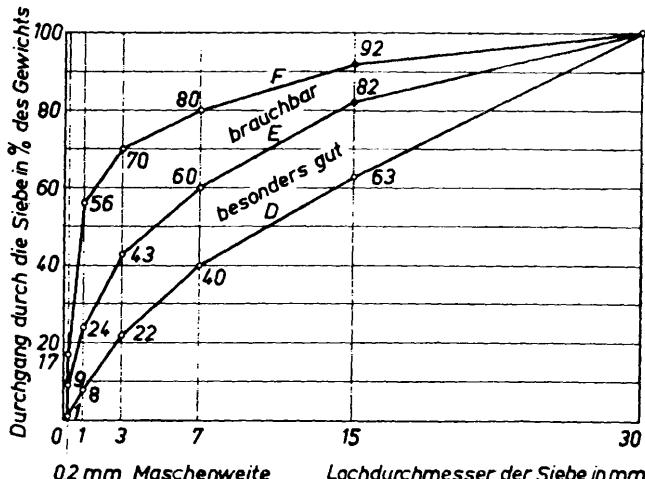


Bild 2. Gesamte Zuschläge

c) Die Betonzuschläge dürfen keine Stoffe enthalten, die das Erhärten oder die Festigkeit des Betons schädigen oder den Stahl angreifen können. In Zweifelsfällen ist ihr Einfluß durch Versuche festzustellen.

Als schädliche Stoffe kommen in Betracht:

a) Lehm, Ton und ähnliche Beimischungen, wie sie in natürlichen Vorkommen (vgl. Ziff. 4a) und im Steinmehl enthalten sein können. Sie wirken besonders schädlich, wenn sie an den Zuschlägen festhaften. Sind sie in geringen Mengen im Sande fein verteilt, ohne an den Körnern festzuhaften, so schaden sie in der Regel nicht. Ein Gehalt der Zuschläge an aufschlämmbaren Stoffen von 3 Gewichts-% ist im allgemeinen nicht zu beanstanden (vgl. DIN 4226 § 5). Als aufschlämmbar gelten alle Anteile bis 0,02 mm Korngröße. Verunreinigte Zuschläge können meist durch Waschen verbessert werden.

b) Organische, humusartige Stoffe;

c) Kohlen-, besonders Braunkohleenteile;

d) Stücke mit großblasigem, schaumigem und glasigem Gefüge in der Hochofenstückschlacke. In ihr dürfen höchstens 5% solcher Stücke vorhanden sein. Sie darf weder zerfallen noch zerrieseln und keine Beimengungen, wie Steine, Ziegel, Lehm, Kohle und dergleichen, enthalten⁸⁾.

e) Schwefelverbindungen¹¹⁾, wie sie in Kessel- und Lokomotivschlacken, Ziegelsplitt aus Trümmern¹⁰⁾, Müllverbrennungs-rückständen usw. vorkommen. Sie vermögen bei Zutritt von Wasser infolge chemischer Umsetzung der Sulfate mit den Bestandteilen des Zements auf den Beton schädlich einzuwirken, wenn sie als Sulfate vorhanden sind oder durch genügende Zufuhr von Luft und Feuchtigkeit zu solchen oxydiert werden. Der Gehalt der Zuschlagstoffe an solchen Stoffen darf höchstens 1% sein (berechnet als SO₃ bezogen auf die bei 98° getrockneten Stoffe).

Schlacken enthalten auch vielfach Stücke von gebranntem Kalk¹²⁾, der bei Aufnahme von Feuchtigkeit nachlöscht, seinen Raumgehalt vergrößert und hierdurch schädlich wirkt. Die in den Schlacken enthaltenen staubigen Bestandteile (Asche) können die Betonfestigkeit vermindern, wenn sie in großer Menge vorhanden sind (vgl. Ziff. 4cx).

¹¹⁾ Der in Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung (vgl. Fußnote 8), wie zerkleinerte Hochofenstückschlacke, zerkleinerte Hochofenschäumschlacke und Schlackensand, als Calciumsulfid vorhandene Schwefel ist unschädlich.

¹²⁾ Solche Kalkteile sind besonders schädlich, wenn sie magnesiahaltig sind, da erfahrungsgemäß dolomitische Kalke stark treiben, besonders wenn sie scharf gebrannt sind und infolgedessen sehr träge löschen.

d) Die Betonzuschläge müssen genügend fest und witterbeständig sein.

Für Bauteile, die im Betrieb hohen Temperaturen ausgesetzt sind (z. B. Schornsteinfűchse), sind Zuschlagstoffe zu verwenden, die den zu erwartenden höchsten Temperaturen gegenüber ausreichend beständig sind und außerdem eine besonders kleine Wärmedehnung und Wärmeleitfähigkeit besitzen¹³⁾.

5. Wasser. Als Anmachewasser sind alle in der Natur vorkommenden Wässer geeignet, soweit sie nicht stark verunreinigt sind. Tonerdezement darf nicht mit salzhaltigem Wasser angemacht werden.

6. Stahl¹⁴⁾.

a) Werkstoff. Die Bewehrungsstäbe müssen die in Tafel I angegebenen Festigkeitseigenschaften haben und außerdem so weit kalt verformbar sein, daß sie den Faltversuch (Kaltbiegeversuch) bestehen. Für die Prüfung gilt § 6 Ziff. 4¹⁵⁾.

Betonstähle der Gruppen I, IIa, IIIa und IVa müssen mit elektrischer Abbrenn-Stumpf-Schweißung derart schweißbar sein, daß die Schweißverbindungen den in § 14 Ziff. 1c angegebenen Faltversuch bestehen.

Sonderbetonstähle sind Stähle, deren Streckgrenze und Zugfestigkeit durch besondere Kaltverformung auf die Werte unter IIb, IIIb und IVb der Tafel I gebracht worden sind. Sonderbetonstahl darf nicht geschweißt oder in anderer Weise warm behandelt werden.

Die Stähle der Gruppen IIb, III und IV bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung⁵⁾.

Bewehrungsmatten, die als statisch wirksam in Rechnung gestellt werden sollen, dürfen nicht gerollt angeliefert werden; bei ihnen sind scharfe Abbiegungen möglichst zu vermeiden. Es darf nur Stahl verwendet werden, der nach der Kaltverformung nicht besonders zur Versprödung neigt.

b) Formgebung der Betonstähle. In Gruppe II können außer gewöhnlichem Rundstahl (mit kreisförmigem Querschnitt)¹⁶⁾ Stähle mit besonderer Formgebung, Betonformstähle (Drall-, Knoten- und Rippenstähle), verwendet werden, um die Verbundwirkung zu verbessern. In den Gruppen III und IV sind Rundstähle bis zu 26 mm Durchmesser (Querschnitt 5,31 cm²) zulässig, bei größeren Querschnitten sind nur Betonformstähle zu verwenden. Querschnittsgröße und Bezeichnungen der Betonformstähle müssen den genormten Durchmesserreihe der Rundstähle entsprechen (vgl. DIN 488).

c) Kennzeichnung der Betonstähle. Die Stähle der Gruppen II, III und IV müssen, soweit sie nicht durch besondere, nur bei der betreffenden Stahlart angewandte Formgebung gekennzeichnet sind, mit einem unverwechselbaren und leicht erkennbaren Unterscheidungszeichen versehen sein.

Betonstahl II als Rundstahl ist durch eine aufgewalzte Marke zu kennzeichnen, die aus einem Strich von 50 mm Länge und einem Werkzeichen bestehen und sich in höchstens 1 m Abstand wiederholen muß. Die Marken müssen so angebracht sein, daß sie das Einspannen der Stäbe in die Schweißmaschine nicht behindern¹⁷⁾.

§ 6 Nachweis der Güte der Baustoffe und des Betons

Für den Nachweis der Güte der Baustoffe und des Betons hat der verantwortliche Bauleiter zu sorgen.

¹³⁾ Vgl. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 60, Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Betonzuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200°C. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.

¹⁴⁾ Betonstahl aus Trümmern kann, auch wenn er durch Feuer beansprucht ist oder kalt gerichtet werden mußte, für Bauten mit vorwiegend ruhenden Lasten (vgl. DIN 1055 Abschnitt 1.4) verwendet werden, wenn er frei von Rissen und anderen stärkeren Querschnittsverminderungen ist. Naturharter Betonstahl (§ 5 Ziffer 6a, Tafel 1) kann dann mit den in § 29 zugelassenen Spannungen, Sonderbetonstahl (§ 5 Ziffer 6a, Tafel 1) darf jedoch nur mit den für Betonstahl I zugelassenen Spannungen beansprucht werden.

¹⁵⁾ Für Sonderausführungen, wie Tragwerke mit vorgespannter Bewehrung (vgl. DIN 4227 Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung), Stahlbeton-Maste (vgl. DIN 4234 Stahlbeton-Maste, Bestimmungen für die Bemessung und Herstellung) usw., können auch andere Stähle nach den jeweils hierfür erlassenen Bestimmungen oder Zulassungen verwendet werden.

¹⁶⁾ Die Durchmesser der Rundstähle für Stahlbeton sind genormt (vgl. DIN 488).

¹⁷⁾ Eine Übersicht der Kennzeichen für solche Betonstähle enthält der Runderlaß vom 5. März 1942 (Reichsarbeitsblatt 1942, Nr. 8, S. I 130).

Tafel I

1 Gruppe	2 Bezeichnung	3 Durch- messer mm	4 Min- dest- streck- grenze kg/cm ²	5 Zug- festigkeit kg/cm ²	6 Mindest- bruch- dehnung am langen Proportionalstab %
I	Betonstahl I ¹⁸⁾		2200	3400 bis 5000	18
IIa	Betonstahl II (naturhart), bisher „hoch- wertiger Betonstahl“	≤ 18 > 18	3600 3400	5000 bis 6200 5000 bis 6400	20 18
IIb	Sonderbeton- stahl II (kaltgereckt)	≤ 18 > 18	3600 3400	$\} \geq 5000$	14
IIIa	Betonstahl III (naturhart), vgl. Ziff. 6b	≤ 18 > 18	4200 4000	$\} \geq 5000$	18
IIIb	Sonderbeton- stahl III (kaltgereckt), nur als „Betonform- stahl“	≤ 18 > 18	4200 4000	$\} \geq 5000$	8
IVa	Betonstahl IV (naturhart), vgl. Ziff. 6b		5000	—	16
IVb	Sonderbeton- stahl IV (kaltgereckt) Bewehrungs- matten mit unverschieb- lichen Kno- tenpunkten, z. B. Bau- stahlgewebe		5000	—	8

1. Zement. Da sich der Erstarrungsbeginn eines Zements ändern kann, muß durch Erstarrungsversuche nachgewiesen werden, daß nur normalbindender Zement verwendet wird. Ferner ist die Raumbeständigkeit des Zements wiederholt durch den Kochversuch zu prüfen. Es wird empfohlen, gleichzeitig den Kaltwasserversuch durchzuführen.

Wegen der Prüfverfahren vgl. DIN 1164. .

2. Betonzuschläge. Die Betonzuschlagstoffe sind auf schädliche Bestandteile zu prüfen, ihre Körnung ist durch Siebversuche festzustellen. Für Beton der Güteklassen B 120 und B 160 genügt es in der Regel, den Anteil des Feinsandes und des Grobsandes zu ermitteln. Wegen der Anforderung im einzelnen vgl. § 5 Ziff. 4b und c.

Bei Bauwerken aus Beton der Güteklassen B 225 und B 300, stets aber bei Verwendung von flüssigem Beton (vgl. § 8 Ziff. 6 und § 9 Ziff. 3c), ist vor Baubeginn eine zweckmäßige Körnung der Zuschläge durch Versuche festzulegen. Ihr Innehalten (mit angemessenem Spielraum) ist während der Bauausführung wiederholt durch Siebversuche nachzuprüfen. Lassen sich wesentliche Änderungen nicht vermeiden, so müssen die gewährleisteten Eigenschaften des Betons (vgl. § 5 Ziff. 1) von neuem nachgewiesen werden.

3. Beton

a) Nachweis vor Baubeginn. Vor Baubeginn ist festzustellen, ob und wie die erforderliche Betonfestigkeit mit den in Aussicht genommenen Baustoffen mit Sicherheit erreicht werden kann (vgl. DIN 1048 Vorbemerkung Ziff. 2a). Die Bauaufsichtsbehörde kann Eignungsprüfungen verlangen.

¹⁸⁾ Für Betonrundstähle bis 30 mm Durchmesser darf Stahl der Gütegruppe St 33 gemäß DIN 17 100 (Ausgabe Oktober 1957) verwendet werden, jedoch ist für den Faltversuch DIN 1045 § 6 Abschnitt 4 maßgebend.

Bei Dicken über 30 mm ist Stahl der Gütegruppe St 37 zu verwenden.

Bei Verwendung von flüssigem Beton und von Beton B 225 und B 300 sind stets Eignungsprüfungen durchzuführen. Gleichzeitig ist auch die Steife festzustellen (vgl. DIN 1048 § 3).

b) **Nachweis während der Bausausführung.** Bei Verwendung von Beton B 160, B 225 und B 300 sind auf der Baustelle stets Güteprüfungen nach DIN 1048 durchzuführen. Gleichzeitig ist auch die Steife festzustellen. Hierzu ist der Beton an der Verwendungsstelle zu entnehmen. Ist eine Eignungsprüfung durchgeführt (vgl. Ziff. 3a), so sind die Ergebnisse der Güteprüfung einschließlich der Steifeprüfung den Ergebnissen der Eignungsprüfung gegenüberzustellen.

Die Prüfungen sind zu wiederholen, wenn sich die Verhältnisse, die bei den früheren Prüfungen vorlagen, geändert haben. Im allgemeinen sind auf je 200 m³ Beton drei Probewürfel herzustellen. Wird in größeren Abschnitten betoniert, bei denen der Beton ohne Unterbrechung eingebracht wird, so genügen dafür drei Probewürfel auf je 500 m³ Beton. Mindestens sind aber bei jedem Bauwerk drei Würfel zu prüfen. Zu geringe Festigkeiten einzelner Würfel sind nicht zu beanstanden, wenn sie nicht mehr als 15% unter der verlangten Festigkeit liegen und wenn der Durchschnitt der Druckfestigkeiten der zusammengehörigen drei Probewürfel über der verlangten Festigkeit liegt.

Bei Beton B 120 kann sich der Unternehmer auch in anderer geeigneter Weise von der Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestfestigkeit überzeugen.

Wegen der vor dem Ausschalen durchzuführenden Untersuchungen vgl. § 13 Ziff. 1.

c) **Anfertigung, Größe und Prüfung der Würfel.** Die Würfel sind anzufertigen und zu prüfen nach den „Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton“ (DIN 1048).

Maßgebend sind hiernach vor allem Würfel von 20 cm Kantenlänge (vgl. DIN 1048 § 8 Ziff. 2). Unter gewissen Bedingungen (vgl. DIN 1048 § 4 Ziff. 1 und § 8 Ziff. 2) sind für die Güte- und Erhärtingsprüfung (DIN 1048 Vorbemerkung Ziff. 1b und 1c) bei weichem und flüssigem Beton auch Würfel von 10 cm Kantenlänge zulässig.

Wird für die Bewertung des Betons die Würffelfestigkeit nach 7 Tagen zugrunde gelegt, so muß diese mindestens 70%, bei Verwendung von Zement 375 oder 475 mindestens 80% der vorgeschriebenen Würffelfestigkeit nach 28 Tagen erreichen. Diese ist außerdem nachzuweisen und bleibt bei Abweichung maßgebend.

Die Würfel können auf der Baustelle oder an anderen Prüfstellen¹⁹⁾ mit einer Druckprüfmaschine (DIN 51 223) geprüft werden, deren Zuverlässigkeit von einer hierfür zugelassenen staatlichen Prüfanstalt²⁰⁾ bescheinigt ist. Die Prüfung der Druckpresse ist mindestens alle zwei Jahre zu wiederholen.

4. **Stahl.** Die Probestäbe dürfen für die Prüfung weder abgedreht noch ausgeschmiedet oder ausgewalzt werden. Beim Faltversuch (Kaltbiegeversuch) muß die lichte Weite der Schleife bei 180° Biegewinkel gleich dem doppelten Durchmesser des zu prüfenden Rundstabes sein (bei Flachstäben gleich der doppelten Dicke). Auf der Zugseite dürfen dabei keine Risse entstehen.

Auf der Baustelle ist bei Betonstählen der Gruppen II, III und IV der Faltversuch stets durchzuführen, auch bei Betonstahl I soll er in der Regel durchgeführt werden; bei Bewehrungsmatten, die nicht gebogen werden, darf er unterbleiben. Wegen der Versuche, die beim Schweißen von Bewehrungen durchzuführen sind, vgl. § 14 Ziff. 1c.

¹⁹⁾ Die Prüfstellen für Betonversuche im Lande Nordrhein-Westfalen sind in Anlage 1 zum vorstehenden RdErl. aufgeführt.

²⁰⁾ Hierfür sind zur Zeit zugelassen:

- a) Die Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem,
- b) das Institut für Bauforschung und Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart,
- c) das Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Darmstadt,
- d) Deutsches Amt für Material- und Warenprüfung Nr. 371 bei der Technischen Hochschule Dresden,
- e) das Materialprüfungsamt der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg,
- f) das Staatliche Materialprüfungsamt bei der Technischen Hochschule Aachen,
- g) die Amtliche Prüfstelle des mechanisch-technischen Laboratoriums der Technischen Hochschule München,
- h) das Staatliche Materialprüfungsamt Nordrhein-Westfalen.

5. **Überwachung durch die Bauaufsicht.** Die Ergebnisse der Prüfungen nach Ziff. 1 bis 4 müssen auf der Baustelle für den Bauaufsichtsbeamten bereitliegen. Bei Beton B 160, B 225 und B 300 sind die Ergebnisse der Güteprüfungen der Bauaufsicht vor der Abnahme der Bauteile schriftlich mitzuteilen.

Die Bauaufsicht kann verlangen, daß weitere Prüfungen durchgeführt werden, z. B. vor dem Ausschalen (§ 13 Ziff. 2 letzter Absatz) und beim Schweißen von Zugbewehrungen (§ 14 Ziff. 1c), wenn nötig unter ihrer Aufsicht oder durch eine staatliche Prüfanstalt.

§ 7 Probebelastung

1. Probebelastungen sollen auf das unbedingt Notwendige beschränkt werden. Sie sind bei Hochbauten nicht vor 45-tägiger Erhärting des Betons vorzunehmen. Hierbei ist darauf zu achten, daß bei balkenartigen Tragwerken keine in der Festigkeitsberechnung nicht vorgesehene Einspannung oder Gewölbe wirkung eintritt.

In besonderen Fällen empfiehlt es sich, einzelne Bauteile durch Stemmungen abzutrennen und bis zum Bruch zu beladen, wenn es ohne Schädigung des Gesamtbauwerks möglich ist.

Die Belastung muß in sich beweglich sein und der Durchbiegung folgen können.

2. Bei Deckenplatten und Balken soll als Probelast höchstens das 1,5fache der Verkehrslast p aufgebracht werden. Ist p größer als 1000 kg/m², so kann die Probelast bis auf den Wert p ermäßigt werden.

3. Bei Brücken und anderen Bauwerken, bei denen auf die Vermeidung sichtbarer Zugrisse im Beton besonderer Wert gelegt werden muß, sind höchstens die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen. Auf keinen Fall darf aber die volle rechnungsmäßige Last bald nach dem Ausrüsten aufgebracht werden.

4. Ist die ständige Last noch nicht voll vorhanden, so ist die Probelast um den fehlenden Betrag zu erhöhen.

5. Die Probelast muß mindestens 6 Stunden liegenbleiben; erst dann ist die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen.

Abgesehen vom Einfluß etwaiger Auflager senkungen darf die bleibende Durchbiegung im allgemeinen höchstens 1/4 der gemessenen Gesamtdurchbiegung sein.

II Bauausführung

§ 8 Bereitung des Betons

1. **Zugabe der Zuschläge.** Die Zuschläge sollen möglichst nach Gewicht zugegeben werden. Werden sie nach Raumteilen abgemessen, so sind die Gewichte der abgemessenen Zuschlagsmengen häufig nachzuprüfen; dies gilt auch dann, wenn selbsttätige Abmeßvorrichtungen vorhanden sind.

Bei Beton der Güteklaasse B 120 dürfen die Zuschläge ungetrennt in einer Körnung verwendet werden. Ihre Zusammensetzung muß aber mindestens dem brauchbaren Bereich (vgl. Bild 2) entsprechen.

Bei den Güteklassen B 160 und B 225 müssen die Zuschlagsstoffe, um eine gleichmäßige Zusammensetzung zu gewährleisten, getrennt 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 (vgl. Bild 2)¹⁹⁾ liegt; jedoch darf bei der Güteklaasse B 225 das Gewichtsverhältnis zwischen Feinem (unter 7 mm) und Grobem (über 7 mm) im Gesamtgemenge nicht größer als 60:40 sein (vgl. § 5 Ziff. 4b).

Bei der Güteklaasse B 300 sind die Zuschläge getrennt, zum mindesten nach den 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 gesamten Gemenges im besonders guten Bereich (vgl. Bild 1 und 2)¹⁹⁾ liegt (vgl. § 5 Ziff. 4b).

2. Zementgehalt²¹⁾. Der Zement wird nach Gewicht zugeschlagen. Beim Festlegen der Mischung ist der Zementanteil in Gewicht (kg) auf das m^3 Fertigbeton anzugeben. Das Mischgut muß so viel Zement enthalten, daß ein dichter Beton entsteht, der eine rostschwere Umhüllung der Stahleinlagen gewährleistet.

Im allgemeinen müssen mindestens 300 kg Zement in 1 m^3 fertigen Beton im Bauwerk enthalten sein.

In Hochbauten darf der Zementgehalt für die Bauteile, die dem Einfluß von Feuchtigkeit und Witterung nicht ausgesetzt sind, bei B 160 und B 225 auf 270 kg/ m^3 herabgesetzt werden. Wird bei diesen Güteklassen die Herstellung von gutem Beton noch besonders dadurch verbürgt, daß die Körnung der Zuschläge zwischen den Linien D und E des Bildes 2 liegt, so darf der Mindestgehalt an Zement bei Hochbauten weiter herabgesetzt werden, und zwar für die Bauteile, die dem Einfluß von Witterung und Feuchtigkeit ausgesetzt sind, auf 270 kg/ m^3 , für die übrigen Bauteile auf 240 kg/ m^3 .

Bei Beton B 120, B 300 und stets bei Brücken müssen mindestens 300 kg Zement in 1 m^3 fertigem Beton im Bauwerk vorhanden sein.

Die Bauaufsichtsbehörde kann den Nachweis des Zementgehalts verlangen.

Bei Bauwerken, die wegen besonders ungünstiger Verhältnisse einen erhöhten Rostschutz verlangen (z. B. Brücken), kann eine größere Mindestmenge Zement gefordert, bei Stahlbetonkörpern größerer Abmessungen, deren Beanspruchung wesentlich unter den zulässigen Werten liegt, darf eine entsprechend geringere Menge zugelassen werden, wenn für den Rostschutz der Stahlstäbe gesorgt wird und, wo nötig, die Wasserundurchlässigkeit des Betons im Bauwerk gesichert ist.

Über die bei Bauten im Meerwasser erforderliche Mindestzementmenge vgl. die Richtlinien für die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser.

3. Wasserzusatz. Der Wasserzusatz richtet sich nach der vorgesehenen Verarbeitung des Betons, nach Art, Feuchtigkeitsgehalt und Wasseraufnahmefähigkeit der Zuschläge, nach dem Mischverhältnis und der Witterung. Der Beton muß die Stahlstäbe vollständig und dicht umhüllen. Der Wasserzusatz darf aber nicht größer sein, als es die gewählte Verarbeitungsweise verlangt, da Wasserüberschuß die Festigkeit stark herabsetzt. Die beim Festigkeitsnachweis (vgl. § 6 Ziff. 3) verwendete Steife des Betons muß während der Bauausführung eingehalten werden. Zum Nachprüfen dient der Eindring- oder der Ausbreitversuch (vgl. § 6 Ziff. 3 und DIN 1048 § 3).

4. Mischweise. Das Mischverhältnis muß an der Mischstelle deutlich lesbar angeschlagen sein und sich beim Arbeitsvorgang leicht feststellen lassen.

a) **Maschinemischung.** Der Beton muß im allgemeinen durch geeignete Maschinen gemischt werden. Die Mischmaschinen müssen Wasserabmessvorrichtungen haben, die so beschaffen sind, daß das Wasser gleichmäßig und rasch zugeführt wird und der Wasserzusatz mit einer Genauigkeit von $\pm 3\%$ gemessen werden kann.

Die Mischmaschinen müssen von erfahrenen Leuten bedient werden, die in der Lage sind, eine gleichmäßige Steife des Betons einzuhalten.

Der Beton ist so lange zu mischen, bis er innig durchgearbeitet ist und gleichmäßig aussieht. Dabei braucht nicht trocken vorgemischt zu werden. Im allgemeinen genügt bei Maschinen neuer Bauart eine Mischdauer (Zeit, während der das Gemenge in der Mischtrömmel bearbeitet wird) von 1 bis 1,5 Minuten. Eine Mischdauer unter 1 Minute ist unzulässig.

Durchlaufmischer sind ausnahmsweise zulässig, wenn die maschinelle Beschickung der Trommel einen vollkommen gleichmäßigen Zufluß der Stoffe gewährleistet und dieser laufend nachgeprüft wird.

b) **Handmischung.** Bei kleineren Bauausführungen ist ausnahmsweise auch Handmischung zulässig. Hierbei ist der Beton auf einer gut gelagerten, kräftigen, dichtschließenden Pritsche oder auf einer anderen ebenen, schlecht absaugenden und festen Unterlage herzustellen. Zunächst sind die Betonzuschläge mit

dem Zement trocken mindestens dreimal zu mischen, bis ein gleichfarbiges Gemenge entsteht; dann ist das Wasser allmählich mit einer Brause zuzusetzen und das Ganze noch so lange zu mischen, bis man eine gleichmäßige Betonmasse erhält.

5. Porige Zuschlagstoffe. Porige Zuschlagstoffe für Leichtbeton²²⁾ müssen vor dem Mischen angenäßt werden, damit der Beton nicht verdurstet und ein gutes Erhärten gesichert ist. Zement und Zuschläge müssen zunächst vorgemischt werden, bevor weiteres Wasser zugegeben wird. Beim Mischen und Verdichten des Betons muß darauf geachtet werden, daß die Zuschläge nicht übermäßig zertrümmert werden.

6. Steife des Betons. Je nach dem Wassergehalt ergeben sich folgende Betonsteifen:

a) **Steifer Beton** eignet sich für Stahlbetonbauten mit geringer, weitmaschiger Bewehrung und für die Verarbeitung durch Rütteln. Er muß mindestens so feucht sein, daß beim Kneten mit der Hand an der inneren Handfläche Zementleim haften bleibt. Steifer Beton enthält aber nur so viel Wasser, daß seine Oberfläche erst beim Stampfen oder Rütteln weich und geschlossen wird. Seine Steife kann durch den Ausbreitversuch nicht gemessen werden.

b) **Weicher Beton** eignet sich besonders gut für Stahlbetonbauten. Er enthält so viel Wasser, daß die Masse teigartig wird. Sein Ausbreitmaß ist höchstens 50 cm.

c) **Flüssiger Beton** wird mit so viel Wasser angemacht, daß er breiig fließt. Sein Ausbreitmaß soll höchstens 65 cm sein. Stellt sich beim Ausbreitversuch heraus, daß sich Wasser absondert und daß der Beton keine geschlossene Masse bildet, so ist seine Zusammensetzung ungeeignet. Flüssiger Beton eignet sich nur für solche Bauten, bei denen die durch den höheren Wassergehalt verursachte Güteminderung bedeutungslos ist.

Die Steife ist festzustellen nach DIN 1048 § 3.

§ 9 Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons

1. Allgemeines. Der Beton soll bald nach dem Mischen und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. Nur in Ausnahmefällen darf er einige Zeit unverarbeitet liegenbleiben — bei trockener und warmer Witterung nicht über eine halbe Stunde, bei nasser und kühler nicht über eine Stunde —, er muß dann aber gegen Witterungseinflüsse, wie Sonne, Wind, starken Regen usw., geschützt und unmittelbar vor Verwendung umgeschaufelt werden. Stets muß der Beton verarbeitet sein, ehe sein Erstarren merkbar wird.

Beim Einbringen des Betons ist darauf zu achten, daß die Mischung gleichmäßig bleibt. Gröbere Zuschlagteile, die sich abgesondert haben, sind wieder mit dem übrigen zu vermengen. Über das Betonieren von Säulen vgl. auch § 27 Ziff. 3.

2. Fördern des Betons. Beim Fördern des Betons von der Misch- zur Verarbeitungsstelle ist dafür zu sorgen, daß sich der Beton nicht entmischt. Weicher und flüssiger Beton dürfen nicht über längere Strecken gefahren werden. Soll Beton herabgestürzt werden, so ist er durch Fallrohre zusammenzuhalten, die erst kurz über der Verarbeitungsstelle enden dürfen. Nur Beton mit hohem Sandgehalt darf bis zu höchstens 2 m frei herabfallen.

Pumpleitungen müssen so verlegt werden, daß der Betonstrom innerhalb der Leitung nicht abreißt. Wassergehalt und Kornzusammensetzung bedürfen beim Pumpbeton besonderer Aufmerksamkeit, damit sich die Rohre nicht verstopfen.

Die Neigung der Rinnen zur Förderung flüssigen Betons ist so festzulegen, daß der Beton mit möglichst geringem Wassergehalt fließt und sich nicht entmischt. Bei der Beschickung der Rinnen ist anzustreben, daß der Beton in möglichst gleichmäßigem Strom durch die Rinnen fließt.

3. Verarbeiten des Betons

a) **Steifer Beton** muß durch Stampfen oder besser durch Rütteln verdichtet werden.

Beim Verdichten durch Stampfen ist steifer Beton in Schichten von solcher Höhe einzubringen, daß die fertiggestampfte Schicht in der Regel nicht dicker als 15 cm ist.

Die einzelnen Schichten sollen rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung verlaufen und in Druckrichtung

²¹⁾ Wegen der Anrechnung von Traß auf den Bindemittelgehalt bei Zugabe auf der Baustelle vgl. Nr. 4 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.)

²²⁾ Probewürfel aus Leichtbeton sind nach Teil D, § 6 Ziff. 3 zu verdichten.

gestampft werden. Wo dies nicht möglich ist, muß der Beton nahezu weich angemacht und so verarbeitet werden, daß gleichlaufend zur Druckrichtung keine Stampffugen entstehen.

Die Schichten müssen durch Hand- oder besser Maschinenstampfer so lange verdichtet werden, bis der Beton an der Oberfläche weich wird und dort eine geschlossene Fläche bildet. In den Ecken und längs der Schalung muß besonders sorgfältig gestampft werden. Vor dem Einbringen einer neuen Schicht ist die vorhergehende aufzurauen, bevor sie erstarrt ist.

Wird steifer Beton durch Rütteln verdichtet, so richtet sich seine Zusammensetzung nach der Leistungsfähigkeit der Rüttler²³⁾. Der Beton muß so zusammengesetzt sein, daß während des Rüttelns an der Oberfläche Schleime, aber nur in geringer Menge, austritt, und daß Innenrüttler von selbst einsinken und beim langsamem Herausziehen des Rüttlers keine Löcher im Beton zurückbleiben. Zum Rütteln des Betons in Säulen, Balken und dicken Platten eignen sich nur Innenrüttler, für dünne Platten kommen Oberflächenrüttler in Frage.

Innenrüttler sind möglichst lotrecht in den Beton einzufügen und nach Erreichen der tiefsten Lage sofort wieder langsam herauszuziehen. Ihr Wirkungsbereich ist am Feuchtwerden der Betonoberfläche und am Austritt von Schleime zu erkennen. Der Abstand der Tauchstellen richtet sich nach der Steife des Betons und nach der Leistung der Rüttler. Besonders in den Ecken und längs der Schalung ist für ausreichendes Rütteln zu sorgen. Die Rüttler sollen die Stahleinlagen nicht berühren.

Oberflächenrüttler sind so langsam fortzubewegen, daß die Betonoberfläche hinter ihnen deutlich feucht wird und mit etwas Schleme bedeckt ist.

Beim Verdichten mit Innenrüttlern darf der Beton in Schichten bis zu 70 cm Höhe eingebracht werden; unter Oberflächenrüttlern soll die Schichthöhe nach dem Verdichten höchstens 20 cm sein. Die Schalung von Beton, der gerüttelt wird, muß dicht sein.

b) Weicher Beton kann durch sorgfältiges Stochern, unterstützt durch Stampfen mit leichten, breitflächigen Stampfern, oder durch Rütteln verdichtet werden. Beim Stochern ist besonders auf satte Umhüllung der Stahleinlagen und gutes Durcharbeiten längs der Schalung zu achten. Dies kann, besonders bei Säulen, durch Klopfen gegen die Schalung unterstützt werden. Stampfen empfiehlt sich hauptsächlich für Platten. Zum Verdichten durch Rüttler eignet sich nur schwer entmischarbarer Beton. Der Beton darf hierbei nur so wenig weich sein, daß er keine wässrige Schleme abstoßt. Die Rüttelzeit muß kürzer sein als bei steifem Beton.

Die Schichthöhe des weichen Betons richtet sich nach der Art des Bauteils, der Größe der zu betonierenden Fläche und nach der Art des Verdichtens.

c) Flüssiger Beton verlangt wegen seines hohen Wassergehalts und der dadurch verursachten Herabminderung der Festigkeit eine ausgesuchte Zusammensetzung der Zuschläge und besonders gute Einrichtungen für das Mischen und Einbringen.

Durch zweckmäßige Kornzusammensetzung der Zuschläge, die stets durch Eignungsprüfungen vor Baubeginn festzulegen und deren Innehaltung durch laufende Überwachung während der Bauausführung zu gewährleisten ist (vgl. § 6 Ziff. 3), ist dafür zu sorgen, daß die Fließfähigkeit mit möglichst geringem Wassergehalt erreicht und die Entmischungsgefahr eingeschränkt wird. Fließt der Beton nicht von selbst überall hin, so ist mit geeigneten Geräten nachzuhelfen. Weites Fließen oder Verziehen muß vermieden werden. Unzulässig ist es, den Beton mit flach auslaufenden Böschungen vorzutreiben.

Nach dem Einbringen ist der Beton durch Stochern so weit durchzuarbeiten, daß die in ihm enthaltenen Luftblasen möglichst entweichen und er ein gleichmäßiges Gefüge ohne Nester erhält.

Wasser und Schlamm, die sich auf der Oberfläche der gegossenen Schichten ansammeln, müssen vorsichtig beseitigt werden. Etwa noch verbliebener Zementschlamm ist später von der erstarrten Schicht zu entfernen.

4. Arbeitsfugen. Die Arbeitsfugen sind vor Beginn des Betonierens festzulegen. Ihre Anordnung richtet sich nach dem Arbeitsvorgang, nach der Leistung der Betonanlage, nach der Art und

²³⁾ Vgl. DIN 4235 „Innenrüttler zum Verdichten von Beton“ und DIN 4236 „Rütteltische zum Verdichten von Beton“ sowie Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 96, Versuche über das Verdichten von Beton durch Innenrüttler und über die Eigenschaften des gerüttelten Betons. Berlin 1941, Wihl. Ernst & Sohn.

Beanspruchung des Bauteils und, soweit die Außenflächen sichtbar sind, nach den Anforderungen, die an das Aussehen gestellt werden.

In den Arbeitsfugen muß für einen ausreichend festen Zusammenschluß der Befonschichten gesorgt werden. Dazu ist die Anschlußfläche des erstarrten Betons aufzurauen und vor dem Weiterbetonieren von losen Bestandteilen, Zementschlamm und Staub sorgfältig zu reinigen und gründlich zu nassen. Sobald die Anschlußflächen nach Aufsaugen des Wassers nur noch mattfeucht sind, ist Zementmörtelbrei oder Beton von fetterer Mischung und feinerer Körnung aufzubringen. Dann ist sofort weiterzubetonieren.

5. Nachbehandlung des Betons. Die Festigkeit des frischen erhärtenden Betons wird durch sorgfältige Nachbehandlung merkbar erhöht. Der eingebrachte Beton ist während der ersten Zeit des Erhärtens gegen schädigende Einflüsse von Hitze (Sonnenstrahlen), Wind (Austrocknen), Kälte, strömendem Wasser, chemischen Angriffen und Erschütterungen zu schützen. Mit Rücksicht auf das Schwinden ist er 8 bis 14 Tage lang dauernd feucht zu halten; Beton mit Zement 375, Zement 475 oder Tonerdezement muß stärker feucht gehalten werden. Bei Frostgefahr ist frischer Beton frostsicher abzudecken.

§ 10 Betonieren bei kühler Witterung

Wenn bei Temperaturen unter + 5°C betoniert werden soll, sind Vorsichtsmaßregeln zu treffen, damit der Beton während des Abbindens eine genügend hohe Temperatur behält. Die Temperatur des Mischgutes ist fortlaufend zu messen; mit einem Mischgut, das kälter ist als + 5°C, darf nicht betoniert werden. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden. Der eingebrachte Beton ist bis zur genügenden Erhärtung vor Abkühlung zu schützen.

Bei vorübergehendem Frost bis etwa — 3°C sind, wenn nötig, das Anmachwasser oder die Zuschläge anzuwärmen. Bei anhaltendem Frost und bei kurzem Frost unter — 3°C darf nur unter besonderen Vorsichtsmaßnahmen betoniert werden. Hierbei ist durch Anwärmen des Wassers und der Zuschläge und durch Umschließen und Heizen der Arbeitsstelle dafür zu sorgen, daß der Beton ungestört erstarrt und erhärtet kann. Dem Beton darf aber das zum Erstarren und Erhärten erforderliche Wasser nicht durch zu große Hitze entzogen werden.

An gefrorene Bauteile darf nicht anbetoniert werden. Durch Frost beschädigter Beton ist zu beseitigen.

§ 11 Einbringen der Stahleinlagen

1. Der Stahl ist vor der Verwendung von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien.

Besondere Sorgfalt ist darauf zu verwenden, daß die Stahleinlagen die vorgeschriebene Form und richtige Lage erhalten und daß die durchlaufenden Zug- und Druckbewehrungen (Hauptbewehrung) mit den Verteilungseinlagen und Bügeln gut durch Bindedraht verknüpft werden. Bei Bewehrungen, die auf Zug beansprucht werden, darf die Verknüpfung mit Draht nicht durch Schweißung ersetzt werden. Über das Verbinden der Längseinlagen und Bügel von Säulen vgl. § 27 Ziff. 3.

Der verantwortliche Bauleiter muß vor dem Betonieren die planmäßige Anordnung und die Querschnitte der Stahleinlagen prüfen.

2. Während des Betonierens ist die Bewehrung in der richtigen Lage festzuhalten. Die erforderliche Betonüberdeckung aller Einlagen ist durch Aufhängen der Bewehrung, Einlegen von Betonklötzen oder gleichwertige Maßnahmen zu sichern; auf die seitliche Überdeckung der Bügel ist besonders zu achten. Die obere Decken- und Balkenbewehrung ist gegen Heruntertreten zu sichern.

3. Die Stahleinlagen sind mit der Betonmasse dicht zu umhüllen. Bei Verwendung von steifem Beton (vgl. § 8 Ziff. 6a und § 9 Ziff. 3) sind sie mit einer Schicht weichen Betons zu umgeben oder unmittelbar vor dem Einbringen des steifen Betons mit Zementmilch einzuschlämmen, wobei darauf zu halten ist, daß die Zementmilch beim Einbringen des Betons noch vollkommen frisch und nicht abgetrocknet ist. Wird der Beton durch Innenrüttler verdichtet, so erübrigen sich diese Maßnahmen. Bei Verwendung von Leichtbeton müssen die Einlagen stets eingeschlämmt werden.

4. Wird ein Bauteil mit Stahleinlagen auf der Unterseite unmittelbar auf dem Baugrund hergestellt (z. B. Fundamentplatte), so ist dieser vorher mit einer mindestens 5 cm dicken Betonschicht oder mit einer gleichwertigen Schicht (z. B. Ziegelflachschicht) abzudecken.

§ 12 Schalungen und Lehrgerüste²⁴⁾

1. Allgemeines. Alle Rüstungen und Schalungen sind tragfähig und standsicher herzustellen. Sie müssen nach den Regeln des Zimmererhandwerks zugerichtet, verbunden und aufgestellt werden.

Die auftretenden Kräfte müssen sicher in den Baugrund abgeleitet werden. Hierauf ist besonders zu achten, wenn sich die Rüstungen und Schalungen auf andere Bauteile stützen, z. B. auf Zwischendecken oder bei Aufstockungen oder Umbauten.

Die Stützenlasten sind sachgemäß auf den Erdboden zu verteilen. Bei nicht tragfähigem oder gefrorenem Untergrund sind besondere Maßnahmen zu treffen. Die Stützen müssen eine sichere und unverrückbare Unterlage erhalten (z. B. Kanthölzer oder Bohlen, aber keinesfalls lose Ziegel oder Steine), um eine ausreichende Lastverteilung oder Lastübertragung auf den Untergrund zu gewährleisten. Lassen sich mehrlagige Unterklotzungen nicht vermeiden, so müssen sie kippssicher ausgebildet werden. Schrägstützen sind gegen Gleiten zu sichern.

Schalungen und Lehrgerüste müssen leicht, gefahrlos und ohne Stöße und Erschütterungen entfernt werden können. Sie sind daher auf Keile, Sandtöpfe, Schrauben oder andere Ausrüstungsvorrichtungen zu stellen.

Schalungen und Lehrgerüste für weitgespannte Bauteile müssen eine solche Überhöhung erhalten, daß die Tragwerke nach dem Ausrüsten die planmäßige Form haben.

Vor dem Einbringen des Betons sind die Schalungen zu reinigen und, wenn nötig, anzunässen. Hierzu sind Reinigungsöffnungen anzuordnen, bei Schalungen von Säulen am Fuß und am Ansatz der Auskragungen, bei tiefen Balkenschalungen an der Unterseite.

Ehe und während betoniert wird, sind die Schalungen und ihre Unterlagen genau nachzuprüfen.

Keinesfalls dürfen Baustoffe auf Schalungen abgestürzt oder in unzulässiger Menge gestapelt werden.

2. Aussteifungen. Alle Schalungs- und Lehrgerüste müssen in der Längs- und Querrichtung so ausgesteift werden, daß die waagerechten Kräfte (vgl. Ziff. 6) sicher in den Erdboden abgeleitet werden können. Als Aussteifungen sind im allgemeinen Dreieckverbände anzuordnen, deren Stäbe so zu führen sind, daß die Stützen möglichst wenig auf Biegung beansprucht werden. Dreieckverbände können in Stützenfeldern entbeht werden, die durch Zangen oder ähnliche Vorkehrungen unverschieblich gegen benachbarte ausgesteifte Felder oder gegen standfestes Mauerwerk festgelegt werden.

Schalungs- und Lehrgerüste müssen auch während der Aufstellung ausreichend ausgesteift sein.

3. Zeichnungen. Bei freistehenden und bei mehrgeschossigen Schalungs- und Lehrgerüsten und in allen Fällen, in denen nach Ziff. 5 ein Festigkeitsnachweis verlangt wird, sind Zeichnungen der Schalungs- und Lehrgerüste für die Baustelle anzufertigen. Dies gilt auch für die Vorkehrungen, die getroffen werden müssen, um bei hohen seitlichen Schalungen den seitlichen Druck des Betons aufzunehmen.

4. Schalungsgerüste im Hochbau

a) Schalungsstützen. Zu den Stützen sollen möglichst geradegewachsene Hölzer verwendet werden. Geringere Zopfdicken als 7 cm sind unzulässig. Wenn nötig, sind die Knicklängen durch doppelte Kreuzstreben nach zwei zueinander senkrechten Richtungen oder durch waagerechte Zangen zu vermindern, die unverschieblich, in der Regel durch Dreieckverbände, gehalten sein müssen. Wegen des Nachweises der Knicksicherheit vgl. Ziff. 5.

Von den Schalungsstützen üblicher Stahlbetontragwerke im Hochbau darf unter Platten nur jede zweite, unter Balken nur jede dritte Stütze gestoßen sein. Die gestoßenen Stützen sind möglichst gleichmäßig zu verteilen. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Die Schnittflächen gestoßener lotrechter

Stützen müssen waagerecht sein und dicht aufeinanderpassen. Die Stoßstellen sind durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern.

Bei Stützen aus Rundholz sind für jeden Stoß drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen zu verwenden. Wegen der Knickgefahr darf der Stoß nicht ins mittlere Drittel der Stütze gelegt werden.

Stützen mit Ausziehvorrichtung oder stählerner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn die Verbindung haltbar und wirksam ist.

Das Einpressen der Stützen in die Lagerhölzer ist, wenn nötig, durch Zwischenlagen aus Hartholz oder Stahl zu vermindern. Die Stützen sind im Stockwerkbau und in mehrgeschossigen Rüstungen so anzuordnen, daß die Last der oberen Stützen unmittelbar auf die darunterstehenden übertragen wird.

b) Notstützen. Die Schalungen für Hochbauten sind so anzuordnen, daß beim Ausschalen einige Stützen (sogenannte Notstützen) stehenbleiben können, ohne daß daran und an den darüberliegenden Schalbrettern gerüttelt zu werden braucht. Die Notstützen sollen in den einzelnen Stockwerken möglichst genau übereinanderstehen.

Bei Balken üblicher Stützweite genügt eine Notstütze unter der Mitte jedes Balkens. Bei größeren Stützweiten sind mehrere Notstützen anzuordnen. Bei Platten von mehr als 3 m Stützweite sind Notstützen in Plattenmitte anzuordnen. Ihr Abstand darf rechtwinklig zur Plattenstützweite höchstens 6 m sein.

5. Festigkeitsnachweis. Bei eingeschossigen Schalungsgerüsten gewöhnlicher Hochbauten, bei denen sämtliche Lasten durch lotrechte Stiele unmittelbar übertragen werden, braucht die Standsicherheit nicht besonders nachgewiesen zu werden, solange die Gerüsthöhe nicht mehr als 5 m beträgt. Bei Zweifeln kann der Nachweis der Knicksicherheit der Stützen verlangt werden. Bei schwer lastenden Bauteilen ist die Knicksicherheit stets nachzuweisen.

Bei allen anderen Schalungs- und Lehrgerüsten ist eine Festigkeitsberechnung aufzustellen.

Für die Bemessung sind die jeweils gültigen amtlichen Vorschriften anzuwenden (für Holz DIN 1052, Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung).

6. Belastungsannahmen. Als lotrechte Kräfte für die Bemessungen der Schalungen und Rüstungen kommen in Betracht: das Eigengewicht der Schalung und Rüstung, das Gewicht des eingebrachten frischen Betons, wobei die Anhäufung an einzelnen Stellen berücksichtigt werden muß, das Gewicht von Fördergerät, der Einfluß von Stößen, z. B. beim Ausschütten des Betons, und das Gewicht der Arbeiter. Als waagerechte Kräfte sind außer der Windlast gegebenenfalls auch Seilzug, Schub aus Schrägstützen und dergleichen zu beachten. Zur Berücksichtigung der Kräfte, die aus unvermeidlichen Schrägstellungen der Stützen usw. entstehen, sind die Versteifungen und ihre Anschlüsse so zu bemessen, daß sie außer den genannten waagerechten Kräften eine in Höhe der Schalungsoberkante angreifende waagerechte

1 Kraft von mindestens $\frac{1}{100}$ der von der Rüstung zu tragenden lotrechten Lasten ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen aufnehmen und sicher in den Erdboden ableiten können. Bei seitlichen Schalungen ist zu beachten, daß weicher und vor allem flüssiger Beton, im übrigen aber jeder Beton, der durch Innenrüttler verdichtet wird, bei größerer Schüttfläche einen hohen seitlichen Druck ausübt.

§ 13 Schalungsfristen und Ausschalen

1. Allgemeines. Kein Bauteil darf ausgeschalt, d. h. keine Schalung oder Stützung eher beseitigt werden, als bis der Beton ausreichend erhärtet ist, der verantwortliche Bauleiter sich durch Untersuchung des Bauteils davon überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat. Über die Notstützen vgl. Ziff. 3.

2. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und dem Ausschalen sind abhängig von der Zementart und der Beschaffenheit des Betons, von der Art, Größe und Beanspruchung des Betonkörpers und von der Witterung.

Besondere Vorsicht ist geboten bei Bauteilen, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnungsmäßige Last haben (z. B. Geschoßdecken, die durch noch

²⁴⁾ Vgl. auch DIN 4420, Gerüstordnung.

nicht erhärtete Decken der oberen Stockwerke belastet sind, Dächer und Dachdecken). Bei günstiger Witterung (niedrigste Temperatur über 5°C) gelten bei Anwendung der üblichen Schalungsverfahren im allgemeinen mindestens folgende Ausschalungsfristen:

Tafel II

1	2	3	4
Verwendete Zementart	Für die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Wände, Säulen oder Pfeiler	Für die Schalung der Deckenplatten	Für die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten
Zement 275 und Traßzement .	3 Tage	8 Tage	3 Wochen
Zement 375 . .	2 Tage	4 Tage	8 Tage
Zement 475 . .	1 Tag	3 Tage	6 Tage

Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind diese Ausschalungsfristen unter Umständen bis auf das Doppelte zu verlängern. Bei Anwendung von Gleit- oder Wanderschalungen und ähnlichen Verfahren oder bei besonders günstigen Witterungsverhältnissen können die Fristen der Spalte 2 sinngemäß herabgesetzt werden.

War es seit Einbringen des Betons zeitweise kühl (niedrigste Temperatur zwischen +5° und 0°), so muß der verantwortliche Bauleiter durch Untersuchen des auszuschalenden Bauteils besonders sorgfältig prüfen, ob der Beton ausreichend erhärtet ist und ob nicht die angegebenen Schalungsfristen entsprechend verlängert werden müssen.

Tritt während des Erhärtens Frost ein, so sind die Ausschalungsfristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. Bei Wiederaufnahme der Arbeiten nach dem Frost und vor jeder weiteren Ausschalung ist der Beton darauf zu untersuchen, ob er abgebunden hat und genügend erhärtet, nicht etwa nur hart gefroren ist.

Bei ungünstiger Witterung und bei Frostwetter kann die Bauaufsichtsbehörde die Entscheidung über die Ausschalungsfristen von dem Ausfall von Druckversuchen an Würfeln (vgl. § 6 Ziff. 3 b u. c) abhängig machen, die unter den gleichen Bedingungen wie der Beton im Bauwerk im Freien erhärtet sind. (Erhärtungsprüfung nach DIN 1048, Vorbemerkung Ziff. 2 c).

3. Die Notstützen (vgl. § 12 Ziff. 4b) sollen nach dem Ausschalen bei Verwendung von Zement 275 und von Traßzement noch wenigstens 14 Tage, bei Verwendung von Zement 375 wenigstens noch 8 Tage und bei Verwendung von Zement 475 wenigstens noch 6 Tage stehenbleiben. Bei Frost sind diese Fristen mindestens um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. In besonderen Fällen kann die Bauaufsichtsbehörde Ausnahmen zulassen.

4. Verfahren beim Ausschalen. Die Säulen und Pfeiler sind in der Regel vor den Balken und Platten auszuschalen.

Die Stützen, Lehrbögen und freitragenden Deckenschalungen sind zunächst durch Lösen der Ausrüstungsvorrichtungen (§ 12 Ziff. 1) abzusenken; verboten ist, sie ruckweise wegzuschlagen und abzuwängen. Auch sonst ist jede Erschütterung dabei zu vermeiden.

5. Läßt sich eine Benutzung der Decken in den ersten Tagen nach dem Herstellen nicht vermeiden, so ist besondere Vorsicht geboten.

Verboten ist, Lasten (Steine, Balken, Bretter, Träger usw.) auf frisch hergestellte Decken abzuwerfen oder abzukippen oder Baustoffe in unzulässiger Menge auf ihnen zu stapeln.

III Bauliche Durchbildung

§ 14 Grundsätze für die bauliche Durchbildung

1. Stahleinlagen

a) Haken der Stahleinlagen. Die Zugeinlagen müssen an ihren Enden halbkreisförmige Haken erhalten, deren lichter Durchmesser bei Betonstahl I mindestens gleich dem 2,5fachen,

bei den Stählen der Gruppen II und III mindestens gleich dem 5fachen Stabdurchmesser ist. Bei Säulen müssen die Längseinlagen mindestens rechtwinklige Haken erhalten.

Bei Verwendung von geeigneten Betonformstählen bis zu 5,31 cm² Querschnitt (entsprechend einem Rundstab von 26 mm Durchm.) dürfen in Balken und Plattenbalken die Endhaken der Zugeinlagen statt mit dem 5fachen mit dem 2,5fachen Stabdurchmesser gebogen werden und bei Zugeinlagen von Platten Endhaken fehlen, wenn das durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung ausdrücklich gestattet ist²⁵⁾. Derartige Zugeinlagen ohne Endhaken müssen um das Maß a_1 über den rechnerischen Endpunkt, bei Auflagern über deren Mitte, hinausreichen.

$$(1) \quad a_1 = \frac{\sigma_{e,zul} F_{e1}}{3 \tau_1 u}.$$

Darin ist:

$\sigma_{e,zul}$ die zulässige Stahlspannung nach Tafel V,
 τ_1 die zulässige Haftspannung nach Tafel V,
 F_{e1} der Querschnitt und u der Umfang des Einzelstabes.

Bei Flächenlagern am Ende von Platten darf a_1 von der inneren Kante der Auflagerfläche ab gerechnet werden.

b) Der lichte Krümmungsdurchmesser an den Abbiegestellen von Bewehrungsstäben muß mindestens das 10fache des Stabdurchmessers sein.

Dieses Maß ist nur ausreichend, wenn die Abbiegestellen im Innern des Betonquerschnitts liegen, d. h. wenn die seitliche Betondeckung mindestens das 2fache des Stabdurchmessers zuzüglich 2 cm beträgt. Sonst, stets aber bei Stäben mit größerem Querschnitt als 12,56 cm² (Durchm. 40 mm), ist ein lichter Krümmungsdurchmesser von mindestens 15 d einzuhalten.

c) Stoßverbindungen der Stahleinlagen. Zugeinlagen sind möglichst nicht zu stoßen. In einem Querschnitt von Balken, Plattenbalken und Zuggliedern soll nach Möglichkeit nur ein Stoß liegen, höchstens aber darf von je 5 Bewehrungsstäben einer gestoßen werden. Stöße sind daher gegeneinander zu versetzen und möglichst an schwächer beanspruchte Stellen (z. B. an Momentennullpunkte) zu legen.

Die Stöße können hergestellt werden durch:

Schweißung,
Spannschlösser,
Überdeckung.

z) Geschweißte Stöße von Zugeinlagen mit runden oder anderen gedrungenen Querschnitten dürfen nur bei Betonstahl (vgl. § 5 Ziff. 6), nicht aber bei Sonderbetonstahl, und nur mit elektrischer Abbrenn-Stumpf-Schweißung hergestellt werden. Der Schweißbart muß dabei allseitig gleichmäßig über den Stabquerschnitt hinaustreten.

Lichtbogenschweißung und Gasschmelzschweißung sind unzulässig.

An der Stoßstelle darf der Querschnitt stumpfgeschweißter Zugeinlagen nur mit 80% in Rechnung gestellt werden. Eine höhere Ausnutzung des Querschnitts darf von der Bauaufsichtsbehörde nur dann zugelassen werden, wenn die erforderliche Sicherheit vor dem Verlegen durch Versuche und ausreichende Nachprüfung der einzelnen Stöße gewährleistet ist²⁶⁾.

Hierbei muß neben der Prüfung der Festigkeit und neben dem Faltversuch auch die Güte der Schweißung beachtet werden. Nach dem Abarbeiten des Schweißbarts dürfen keine unver schweißten Stellen und keine Poren sichtbar werden. Bei Stabdicken über 50 mm ist die Sicherheit der Schweißverbindung unabhängig von der Höhe der Ausnutzung des Querschnitts, stets nachzuweisen²⁶⁾.

Der Querschnittsverlust kann durch allseitig eingebettete und mit Endhaken versehene Zulagestäbe oder durch Vermehrung des gesamten Bewehrungsquerschnitts ausgeglichen werden.

Für die Berechnung und Ausführung anderer Querschnitte, deren Stöße durch Lichtbogen- oder Gasschmelzschweißung hergestellt werden, sind die Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten DIN 4100 maßgebend.

²⁵⁾ Für Betonrippenstahl gelten andere Regeln.

²⁶⁾ Vgl. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 97, Festigkeitseigenschaften von stumpfgeschweißten hochwertigen Betonstählen. Berlin 1941, Wih. Ernst & Sohn.

Die Bauaufsichtsbehörde kann verlangen, daß die Güte der Schweißung durch Faltversuche (Kaltbiegeversuche) um einen Dorn von der Dicke des doppelten Stabdurchmessers bei Betonstahl I und des vierfachen Stabdurchmessers bei Betonstahl II, III und IV nachgewiesen wird. Der erste Anriß darf erst bei einem Biegewinkel von 60° eintreten.

Über das Schweißen der Stöße von Längseinlagen in Säulen und Druckgliedern vgl. § 27 Ziff. 3. Über das Verbinden der Hauptbewehrung mit den Verteilungseinlagen und Bügeln vgl. § 11 Ziff. 1.

β) Spannschlösser bestehen aus Muffen mit Gegengewinden. Der Stahl der Spannschlösser muß den Anforderungen des § 5 Ziff. 6 entsprechen. Im Kern des Gewindes ist die gleiche Spannung zulässig wie im anschließenden Stab. Bei Sonderbetonstählen sind Spannschlösser unzulässig.

γ) Bei Überdeckungsstößen sind die Stabenden nebeneinanderzulegen und mit Rundhaken zu versehen. Die Überdeckungslänge muß (ohne Berücksichtigung der Haken) mindestens sein

$$(2) \quad a_2 = \frac{2 \sigma_{ezul} F_{e1}}{3 \tau_1 u},$$

also bei einem Rundstab vom Durchmesser δ

$$(3) \quad a_2 = \frac{\delta \sigma_{ezul}}{6 \tau_1 u}.$$

Bei Verwendung von geeigneten Betonformstählen dürfen bei Überdeckungsstößen in Platten die Endhaken unter den gleichen Voraussetzungen wie unter Ziff. 1a entfallen. Die Überdeckungslänge muß dann mindestens betragen

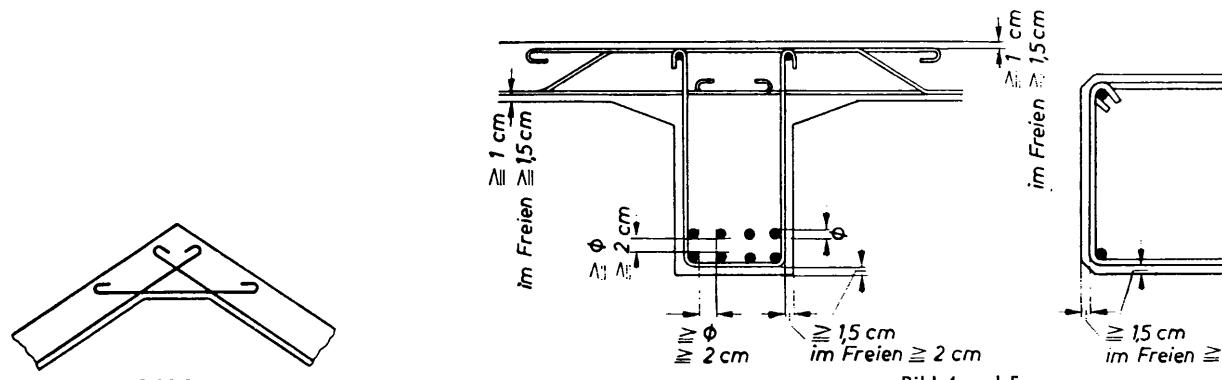
$$(4) \quad a_3 = \frac{\sigma_{ezul} F_{e1}}{\tau_1 u}.$$

Über die Bedeutung der Zeichen vgl. Ziff. 1a.

Trageinlagen in Zuggliedern (z. B. in Hängestangen und Zugbändern) dürfen nicht durch Überdecken gestoßen werden, auch nicht Zugeinlagen von mehr als $5,31 \text{ cm}^2$ Querschnitt (Durchm. 26 mm) in Rippendecken, Balken, Plattenbalken und in rippenförmigen Rahmenriegeln. In Behälterwänden, die auf Zug beansprucht werden, sind Überdeckungsstöße zulässig, wenn sie sorgfältig gegeneinander versetzt sind.

d) Die Zugeinlagen zur Deckung der Feldmomente sind bis über die Auflager zu führen oder so aufzubiegen, daß sie im allgemeinen in der Druckzone, bei hohen Balken wenigstens nicht im Bereich größerer Zugspannungen endigen.

e) Geknickte Zugeinlagen an einspringenden Ecken sollen vermieden werden; die Einlagen sind gerade durchzuführen und in der Druckzone zu verankern (Bild 3). Bei gebogenen oder geknickten Leibungen sind die aus der Richtungsänderung der Zug- oder Druckeinlagen sich ergebenden, nach außen wirkenden Kräfte durch zusätzliche Bügel aufzunehmen.



f) Stahlsorten. Für die Zugbewehrung eines Querschnitts ist stets nur eine Stahlsorte zu verwenden.

2. Stegbewehrung. Bei hohen Balken und Plattenbalken (d bzw. $d_0 > 1,40 \text{ m}$) sind zur Vermeidung sichtbarer Zugrisse im Steg an den Seitenflächen des Steges Längseinlagen anzordnen, die über die Höhe der Zugzone zu verteilen sind. Der

Gesamtquerschnitt dieser Einlagen muß mindestens 8% des Querschnitts der Hauptzugbewehrung sein. Die zusätzliche Bewehrung darf mit der Hälfte auf die Hauptzugbewehrung angerechnet werden, wenn kein genauerer Spannungsnachweis geführt wird.

3. Die Betondeckung aller Stahleinlagen, auch der Bügel, muß mindestens dick sein: bei Platten und Rippendecken 1 cm, im Freien 1,5 cm; bei allen anderen Bauteilen 1,5 cm, im Freien 2 cm (Bild 4 u. 5). Hierbei gelten Steinverkleidungen u. dgl. nicht als Betondeckung.

Bei großen Abmessungen (Brückenbauten u. dgl.) und besonders schwierigen Verhältnissen empfiehlt es sich, mit der Überdeckung der Stahleinlagen über 2 cm hinauszugehen. Bei sehr großen Abmessungen (z. B. Schleusensohlen u. dgl.) und bei Brücken über Eisenbahnen mit Dampfbetrieb ist eine Überdeckung von 4 cm und mehr zweckmäßig.

Sollen die Sichtflächen steinmetzmäßig bearbeitet werden, so sind diese Überdeckungsmaße um mindestens 1 cm, bei sehr kräftiger steinmetzmäßiger Behandlung entsprechend mehr zu vergrößern.

Bei Stahlbetonbauten außergewöhnlicher Art, namentlich bei Verwendung von Formstählen des Stahlbaus, z. B. I-Stählen, sind besondere Maßnahmen zu treffen.

4. Schutz gegen chemische Angriffe. Bauwerke und Bauteile, die der Einwirkung von zementschädlichen Wässern, Säuren, Säuredämpfen, schädlichen Salzlösungen und Ölen, schwefeligen Rauchgasen (z. B. bei Brücken über Eisenbahnen mit Dampfbetrieb) u. dgl. ausgesetzt sind, erfordern besondere Schutzmaßnahmen²⁷⁾. Vor allem ist ein besonders dichter und wasserundurchlässiger Beton zu verwenden (Prüfung auf Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048 „Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton“ Abschn. V). Als weitere Schutzmaßnahmen kommen z. B. in Betracht besondere Verkleidungen, sorgfältig ausgeführter Zementputz, geeignete Schutzanstriche und Vergrößerung der Betondeckschicht bis auf 4 cm (ohne Putz oder Verkleidung). Vgl. auch DIN 4030 Beton in betonschädlichen Wässern und Böden, Richtlinien für die Ausführung.

5. Schutz gegen mechanische Angriffe. In Räumen mit gewerblichen Betrieben und mit starkem Verkehr muß die Oberseite der Decken gegen Abnutzung gesichert werden, und zwar dadurch, daß ein dauerhafter Belag oder Estrich angeordnet wird oder die Decken mindestens 1 cm dicker als rechnerisch nötig hergestellt werden. Hierbei ist an der Oberseite ein besonders widerstandsfähiger Beton zu verwenden.

6. Feuerschutz. Tragteile, die feuerbeständig im Sinne der bauaufsichtlichen Bestimmungen über Feuerschutz DIN 4102 sein sollen, müssen möglichst große Betonquerschnitte erhalten. Günstig wirken auch eine niedrige Stahlspannung und eine hohe Betondruckfestigkeit. Die Tragwerke sollen möglichst durch-

laufend ausgebildet werden und auch auf der Druckseite eine durchgehende Bewehrung erhalten, deren Querschnitt in Feldmitte noch etwa $\frac{1}{3}$ der Zugbewehrung ist. Als weitere Schutz-

²⁷⁾ Schädigende Einwirkungen können eintreten, wenn gleichzeitig Feuchtigkeit vorhanden ist oder hinzutreten kann. Trockene Säuren, Salze u. dgl. wirken im allgemeinen nicht schädlich.

maßnahme empfiehlt sich ein mindestens 1,5 cm dicker Putz aus Kalkzementmörtel nach DIN 1053 „Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen“ § 2 auf einem Bewurf aus Zementmörtel. Wirken Platten und niedrige Balken (d bzw. $d_0 \leq 30$ cm) als Balken auf zwei Stützen, so ist ein solcher Putz zur Erzielung der Feuerbeständigkeit unerlässlich. Bei Säulen ist der Putz durch eine Einlage aus Maschendraht zu sichern.

Bauwerke, in denen nach ihrem Inhalt oder ihrer Ausstattung Brände entstehen können, müssen in angemessenen Abständen a Dehnungsfugen erhalten (vgl. § 16 Ziff. 1), deren lichte Weite mindestens $\frac{a}{1200}$ betragen soll.

Bei Bauwerken, die zur Herstellung, Lagerung oder Bearbeitung größerer Mengen brennbarer oder schwer zu löschen Stoffe oder Gegenstände bestimmt oder mit größerer Mengen hiervon ausgestattet sind oder die Betriebs- oder Lagerräume mit Zerfallgefahr enthalten und bei denen daher bei Bränden mit großen Längenänderungen der Stahlbetonbauteile gerechnet werden muß, soll, wenn sie länger als 40 m sind, der Abstand a der Ausdehnungsfugen möglichst nicht größer als 30 m sein. Ihre lichte Weite muß mindestens $\frac{a}{600}$ sein. Die Fugen müssen durch das ganze Bauwerk einschließlich des Daches und der Verkleidungen gehen. Der Fugenzwischenraum muß offen bleiben und darf nicht mit Leichtbauplatten oder dergleichen ausgefüllt werden. Die Fugen sind aber so abzudecken, z. B. durch Stahlbetonfertigteile, daß die Ausdehnung der Bauteile nicht behindert wird, ein Brand aber auch durch die Fugen weder unmittelbar noch durch zu große Durchwärmung (vgl. DIN 4102 Bl. 1 Abschnitt B IV) übertragen werden kann. Die Wirkung der Fugen darf nicht durch spätere Einbauten, z. B. Wandverkleidungen, Maschinen, Rohrleitungen und dgl., aufgehoben werden.

IV Allgemeine Berechnungsgrundlagen

§ 15 Belastungsannahmen

1. Bei Hochbauten sind die Lastannahmen für Bauten DIN 1055 zu beachten. Stoßzuschläge richten sich nach DIN 1055 Blatt 3. Bei Maschinen mit freien Massenkräften sind die dynamischen Einflüsse zu berücksichtigen.

Bei Kranbahnen sind die Ausgleichzahlen nach DIN 120, Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen, zu berücksichtigen.

Bei der Berechnung der Säulenfundamente und Bodenpressungen von Hochbauten bleiben etwaige Stoßzuschläge oder Ausgleichzahlen unberücksichtigt.

2. Bei Ingenieurbauten ist die ständige Last ebenfalls nach DIN 1055 zu berechnen. Für die Verkehrslasten gelten die Vorschriften der zuständigen Stellen²⁸⁾.

§ 16 Temperaturschwankungen, Schwinden und Kriechen

1. Allgemeines. Bei gewöhnlichen Hochbauten können die Temperaturschwankungen und das Schwinden in den statischen Berechnungen unberücksichtigt bleiben.

Mit Rücksicht auf den Einfluß der Temperaturschwankungen und des Schwindens sind bei Bauwerken von größerer Länge Fugen²⁹⁾ anzudordnen.

2. Temperaturschwankungen. Bei Tragwerken, bei denen die Temperaturänderung beträchtliche Spannungen hervorruft, muß ihr Einfluß berücksichtigt werden.

Im allgemeinen kann dabei mit einer gleichmäßig über das Tragwerk verteilten Temperaturänderung gerechnet werden. Bei künstlich erzeugten Temperaturunterschieden (z. B. bei Fabrikschornsteinen, Behältern für heiße Flüssigkeiten usw.) ist jedoch auch der Einfluß eines Temperaturgefälles innerhalb des betreffenden Bauteiles zu berücksichtigen.

Als Wärmedehnzahl α_t für den Beton und die Stahleinlagen in Beton ist 1:100 000 anzunehmen, wenn nicht in besonderen Fällen ein anderer Wert nachgewiesen wird.

Als Grenzen der durch Änderung der Lufttemperatur hervorgerufenen Temperaturschwankung in den Bauteilen sind je nach den klimatischen Verhältnissen in Deutschland — 5° bis — 10°C

²⁸⁾ Vgl. auch DIN 4230 Abmessungen und Lastannahmen für Rohrbrücken aus Stahlbeton.

und + 25° bis + 30°C anzunehmen. In dem Festigkeitsnachweis ist in der Regel mit einer mittleren Temperatur bei der Ausführung von + 10°C und demnach mit einem Temperaturunterschied von ± 15° bis 20°C zu rechnen.

Bei Bauteilen, deren geringste Abmessung 70 cm und mehr beträgt oder die durch Überschüttung oder andere Vorkehrungen Temperaturänderungen weniger ausgesetzt sind, können die oben angegebenen Temperaturunterschiede um 5°C ermäßigt werden. Beim Feststellen der geringsten Abmessung brauchen vollständig umschlossene Hohlräume nicht abgezogen zu werden (z. B. bei Kastenquerschnitten).

3. Schwinden. Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist der Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines Temperaturabfalls zu berücksichtigen. Dieser ist anzunehmen bei

a) Rahmen und rahmenartigen Tragwerken zu 15°C

b) Betonbogen und Gewölben

mit wenigstens 0,5% Gesamtbewehrung zu 15°C,

mit weniger als 0,5% Gesamtbewehrung zu 20°C.

Als bewehrte Betonbogen und Gewölbe gelten nur solche, deren Längsbewehrung oben und unten mindestens je 4 cm² auf 1 m Gewölbebreite und zusammen mindestens 0,1% beträgt.

4. Kriechen. Der Einfluß des Kriechens des Betons auf die statisch unbestimmten Kräfte darf in Rechnung gestellt werden. Er muß berücksichtigt werden, wenn die inneren Kräfte des Tragwerks künstlich (z. B. durch Vorspannen von Zugbändern, beim Ausrüsten mit Hilfe von Druckpressen in der Scheitelfuge usw.) beeinflußt werden²⁹⁾.

§ 17 Rechnungsannahmen³⁰⁾

Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Längskraft beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck und des Stahls auf Zug und die Bestimmungen über die Schubsicherung und die Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß der Stahl alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug abgesehen wird.

Für die Spannungsermittlung und für das Bemessen der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Stahl und Beton zu $n = 15$ ($E_b = 140 000$ kg/cm²) anzunehmen.

Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderungen aller Tragwerke ist mit einem für Druck und Zug im Beton gleich großen Elastizitätsmaß $E_b = 210 000$ kg/cm² zu rechnen*).

Das Trägheitsmoment ist hierbei aus dem vollen Betonquerschnitt mit oder ohne Einfluß des zehnfachen Stahlquerschnitts zu ermitteln (für Plattenbalken vgl. auch § 25 Ziff. 3 b)*).

§ 18 Ungünstigste Laststellung

1. Rollende Lasten sind immer in der Stellung vorzusehen, die für den untersuchten Querschnitt am ungünstigsten ist. Wenn nötig, ist diese mit Einflußlinien zu ermitteln.

2. Gleichmäßig verteilte Verkehrslasten sind im allgemeinen ebenfalls in ungünstiger Stellung vorzusehen. Bei Hochbauten genügt jedoch im allgemeinen die Vollbelastung der einzelnen Felder in ungünstigster Zusammenwirkung (feldweise veränderliche Belastung).

Die für die Ermittlung der Schub- und Haftspannungen maßgebenden Querkräfte dürfen in Hochbauten bei durchlaufenden Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken für Vollbelastung aller Felder bestimmt werden, wobei die Durchlaufwirkung zu berücksichtigen ist. Bei ungleichen Stützweiten darf die Vollbelastung aller Felder der Querkraftermittlung nur dann zugrunde gelegt werden, wenn die kleinste Stützweite noch minde-

²⁹⁾ S. auch DIN 4227 Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung.

³⁰⁾ Für die Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten vgl. DIN 4231.

^{*)} Ersetzt durch Regelung in Nr. 11 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

stens 0,8 von der größten ist. Bei Balken auf zwei Stützen dürfen die entsprechenden Querkräfte ebenfalls für Vollbelastung ermittelt werden.

3. Stützkräfte. Die von den Platten, Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Säulen übertragenen Stützkräfte dürfen im allgemeinen ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung unter der Annahme berechnet werden, daß die Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken über allen Innenstützen gestoßen und frei drehbar gelagert sind. Dagegen muß die Durchlaufwirkung bei der Ermittlung der Stützkräfte an den inneren Stützen berücksichtigt werden, wenn die Platten, Rippendecken, Balken oder Plattenbalken über nur zwei Felder durchlaufen oder die Stützweiten der beiden anschließenden Felder so verschieden sind, daß die eine kleiner ist als $\frac{2}{3}$ der anderen. Für die Stellung der Verkehrslasten ist dabei Ziff. 2 Abs. 1 maßgebend. Wegen der Stützkräfte kreuzweise bewehrter Platten vgl. § 23 Ziff. 3.

§ 19 Lastverteilung bei Einzellasten und Streckenlasten³¹⁾

1. Berechnung der Platten auf Biegung. Platten von der Stützweite l mit verteilender Deckschicht von der Dicke s oder ohne eine solche sind für Belastung durch Einzel- oder Streckenlasten (z. B. Maschinenfüße) auf Biegung zu berechnen, wie plattenförmige Balken von der Breite (Bild 6)

$$(5) \quad b = b' = t_1 + 2s \quad \text{oder} \quad b = b'' = \frac{2}{3} \left(l + \frac{t_1 + 2s}{2} \right).$$

Von den Werten b' und b'' kann der größere gewählt werden. In der Richtung der Zugeinlagen ist eine Lastverteilung auf die Strecke $t_2 + 2s$ zulässig (Bild 6).

Wegen der Querbewehrung vgl. § 22 Ziff. 4.

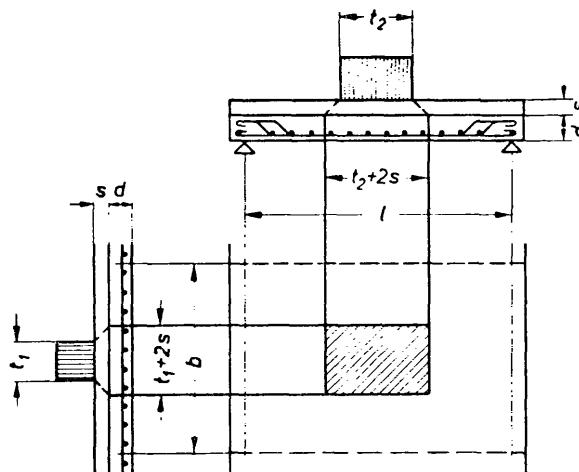


Bild 6

2. Bei der Berechnung der Platten auf Schub ist die rechtmäßige Breite des mitwirkenden Plattenstreifens anzunehmen

$$(6) \quad b = b' = t_1 + 2s \quad \text{oder} \quad b = b''' = \frac{1}{3} \left(l + \frac{t_1 - 2s}{2} \right).$$

Von den Werten b' und b''' kann der größere gewählt werden. Bei Laststellungen unmittelbar am Auflager darf jedoch $b = t_1 + 5d$ angenommen werden (vgl. Bild 6).

Bei Platten von Durchfahrten und befahrbaren Hofkellerdecken ist die Verteilungsbreite auf Verlangen der Bauaufsichtsbehörde nach DIN 1075 zu ermitteln.

§ 20 Schubsicherung

In Platten, Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Rahmen sind die Schubspannungen τ_0 infolge Biegung nachzuweisen. Die Schubspannung τ_0 ist ohne Rücksicht auf abgebogene Stäbe

³¹⁾ Für Fahrbahnplatten von Brücken gelten andere Vorschriften, vgl. DIN 1075 Ausgabe 1955. Vgl. auch Berechnungstafeln für Fahrbahnplatten von Straßenbrücken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 106, Wilh. Ernst & Sohn.

oder Bügel bei gleichbleibender Nutzhöhe h zu berechnen aus der Gleichung

$$(7) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}.$$

Hierin bedeuten b_0 bei Rippendecken und Plattenbalken die Stegbreite (bei Platten und Balken die Breite), z den Abstand des Schwerpunktes der Zugeinlagen vom Druckmittelpunkt und Q die Querkraft (vgl. § 18 Ziff. 1 u. 2). Die Verminderung der Schubspannungen durch die Querschnittsänderung in den Balkenschrägen darf berücksichtigt werden³²⁾.

Wird die Schubspannung τ_0 größer als die in Tafel V Zeile 27 angegebenen Werte $\max \tau_0$, so sind die Abmessungen des Querschnitts zu vergrößern, bis diese Werte nicht mehr überschritten werden.

Zur Aufnahme der Schubspannungen sind in Platten, Balken, Plattenbalken und Rahmen möglichst viele der zur Momentendeckung nicht mehr benötigten Einlagen abzubiegen (vgl. auch § 21 Ziff. 2). In der Druck- und Zugzone kurz verankerte (sogenannte schwimmende) Schrägeinlagen³³⁾ sind unzulässig. Wegen der Bügel vgl. § 25 Ziff. 5, Abs. 4. Bei Balken, Plattenbalken und Rahmen sind die abgebogenen Stäbe unter Wahrung der Momentendeckung (Bild 7) in zweckmäßiger Weise auf die in Betracht kommenden Strecken zu verteilen.

Ist die größte Schubspannung in Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Rahmen größer als die in Tafel V Zeile 26, bei Platten³⁴⁾ größer als die dort in Zeile 25 angegebenen Werte, so ist rechnerisch nachzuweisen, daß auf der betreffenden Feldseite alle Schubspannungen durch abgebogene Stahl einlagen,

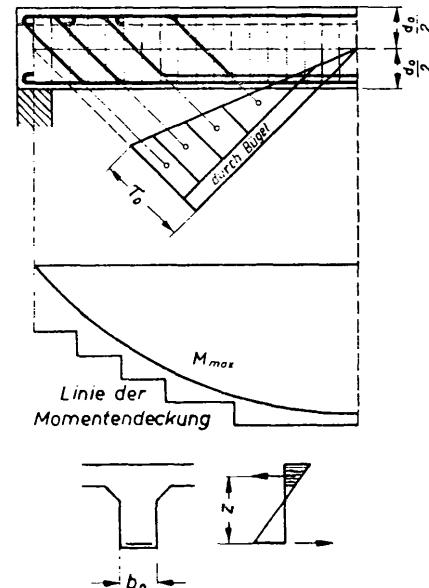


Bild 7

durch Bügel oder durch abgebogene Einlagen und Bügel aufgenommen werden und daß diese Einlagen richtig verteilt sind. Sind bei Rippendecken in jeder Rippe zwei Einlagen angeordnet und ist davon eine aufgebogen, so braucht dieser Nachweis erst geführt zu werden, wenn die in Tafel V Zeile 25 angegebenen Werte überschritten werden.

Es empfiehlt sich, den größeren Teil der Schubspannungen den abgebogenen Einlagen zuzuweisen. Bügel und Schrägeinlagen sind entsprechend dem Verlauf der Schubkräfte so zu verteilen, daß die Aufnahme dieser Kräfte in jedem Querschnitt ohne Überschreitung der zulässigen Stahlspannungen gewährleistet ist. Schrägeinlagen müssen dabei so verteilt werden, daß jeder senkrechte zu ihrer Neigung geführte Schnitt mindestens eine von ihnen trifft. Recht genau können die Schrägeinlagen mit Hilfe eines Schubdiagramms z. B. nach Bild 7 verteilt werden.

³²⁾ Vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, Bd. I, 2. Hälfte, S. 16 bis 19 und 65 bis 69, 6. Aufl. Stuttgart 1929, Konrad Wittwer.

³³⁾ Vgl. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 67, Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte, Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁴⁾ Die hier gegebene Grenze der Schubspannung wird im allgemeinen nur bei Fundamentplatten überschritten. Es empfiehlt sich aber, auch in Fundamentplatten, in denen dies nicht der Fall ist, Bügel anzurufen und zur Aufnahme der Biegemomente nicht mehr benötigten Einlagen aufzubiegen und in der Druckzone zu verankern.

Für die Verteilung der Schubspannungen ist die waagerechte Balkenmittellinie maßgebend. Ist der Abstand einer ausschlaggebenden Kraft vom Auflager kleiner oder wenig größer als z , so ist eine zur Aufnahme der schrägen Spannungen geeignete Bewehrung anzuordnen³⁵⁾.

§ 21 Drehbeanspruchung und Haftspannungen

1. Drehbeanspruchung. Bei Drehbeanspruchung sind Zugspannungen durch geeignete zusätzliche Bewehrung aufzunehmen³⁶⁾.

Überschreitet die Schubspannung infolge Verdrehung die in Tafel V Zeile 28 angegebenen Werte, so ist rechnerisch nachzuweisen, daß die auftretenden Zugspannungen durch die Verdrehungsbewehrung aufgenommen werden.

Wird die Schubspannung infolge Verdrehung größer als die Werte in Tafel V Zeile 29, so sind die Abmessungen des Querschnitts zu vergrößern, bis diese Werte nicht mehr überschritten werden.

Treten gleichzeitig Schubspannungen aus Biegung und Verdrehung auf, so sind sie zusammenzählen. Für die zusammengezählten Spannungen gelten statt der im 2. und 3. Absatz gegebenen Grenzen die Werte der Tafel V Zeilen 30 und 31. Für jeden Anteil der Schubspannung müssen außerdem die Forderungen des § 20 Absatz 3 und 5 bzw. § 21 Ziff. 1, 2. und 3. Absatz erfüllt werden.

2. Haftspannungen. Die Haftspannungen τ_1 brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Stahleinlagen nicht dicker als 26 mm sind.

Wenn nur gerade Einlagen mit Bügeln oder ohne solche vorhanden sind, ist die Haftspannung aus der Gleichung

$$(8) \quad \tau_1 = \frac{Q}{uz}$$

zu berechnen. (u = Umfang der geraden, in der Zugzone verbleibenden Bewehrungsstäbe.)

Sind dagegen so viele Einlagen abgebogen, daß sie zusammen mit den Bügeln imstande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannungen an den geraden Zugeinlagen nur die halbe Querkraft anzusetzen.

Überschreitet die errechnete Haftspannung die Werte der Tafel V Zeile 32, so sind die Trageinlagen besser aufzuteilen oder die Stabenden durch besondere Maßnahmen (Ankerplatten, Querstäbe o. dgl.) zu sichern. Über die erforderlichen Haken vgl. § 14 Ziff. 1a.

Die Haftsicherheit etwaiger Druckeinlagen braucht nicht nachgewiesen zu werden.

V Vorschriften für bestimmte Bauteile

§ 22 Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung

1. Die Stützweite l ist

- bei beiderseits frei aufliegenden oder eingespannten Platten die Lichtweite zuzüglich der Plattendicke in Feldmitte,
- bei durchlaufenden Platten die Entfernung der Auflagermitten oder der Achsen der stützenden Träger, Unterzüge usw.,
- bei Decken auf zwei Stützen, die mit Stelzung oder ohne eine solche auf den Unterflanschen von Stahlträgern aufliegen, entweder der Achsabstand der Träger oder die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerflächen auf den Trägerflanschen. Wenn die Stelzung nicht steiler als 3:1 geneigt und die Höhe der Stelzung mindestens gleich der Plattendicke d ist, darf die Stützweite in der Berechnung 5% kleiner angenommen werden.

Bei über 1 m dicken Platten können sinngemäß die für Balken geltenden Vorschriften angewendet werden (§ 25 Ziff. 1).

³⁵⁾ Vgl. Graf, Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonbalken gegen Abscheren, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 80, Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn; und Rausch, Beanspruchung auf Abscheren im Eisenbeton, Bauing. XII (1931), S. 578.

³⁶⁾ Vgl. Rausch, Bewehrung des Eisenbetons gegen Verdrehung und Abscheren, 2. Aufl. Berlin 1938, Springer-Verlag.

2. Die Mindestdicke d der Platten ist 7 cm. Ausgenommen hiervon sind Dachplatten, die aber mindestens 5 cm dick sein müssen, oder untergehängte Decken, die nur zum Abschluß dienen und nur bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten u. dgl. begangen werden. Über Platten von Rippendecken vgl. § 24 Ziff. 3, von Plattenbalken § 25 Ziff. 2.

Die Platten unter Durchfahrten und von befahrbaren Hof-Kellerdecken müssen mindestens 12 cm dick sein.

Die Nutzhöhe h der Platten muß ferner mindestens betragen*):

bei beiderseits freier Auflagerung $1/35$ der Stützweite,
bei durchlaufenden oder eingespannten Platten $1/35$ der größten Entfernung der Momentennullpunkte. Wird diese Nullpunktentfernung nicht nachgewiesen, so kann sie zu $1/5$ der Stützweite angenommen werden.

Für Platten, die nur bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten u. dgl. begangen werden, sind die entsprechenden Werte $1/40$ der Stützweite und $1/40$ der größten Entfernung der Momentennullpunkte*).

3. Die Momente durchlaufender Platten sind im allgemeinen nach den Regeln für frei drehbar gelagerte durchlaufende Träger zu bestimmen. Dies gilt auch für durchlaufende Platten zwischen Stahlträgern, wenn die Oberkante der Platte mindestens 4 cm über der Trägeroberkante liegt.

a) Stützenmomente. Bei Hochbauten darf die Momentenfläche von Platten über den Stützen nach Bild 8 und 9 parabolisch ausgerundet werden.

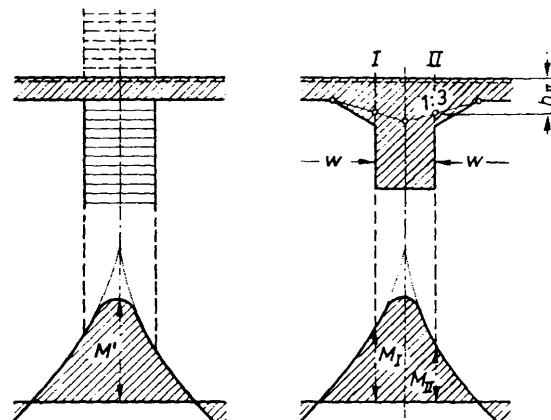


Bild 8

Bild 9

Platten in Hochbauten, die biegefest mit ihrer Unterstützung verbunden sind, müssen für das größte Moment am Rande der Unterstützung (Bild 9, Querschnitte I und II), bei gleichmäßig verteilter Belastung mindestens aber für

das Moment $\frac{q u^2}{12}$ bemessen werden.

In keinem Falle darf die Nutzhöhe h größer angenommen werden, als sie sich bei einer Neigung der Plattenverstärkungen von 1:3 ergeben würde.

b) Negative Feldmomente. Bei durchlaufenden Platten zwischen Stahlbetonträgern brauchen wegen des Verdrehungswiderstandes der Träger die negativen Feldmomente aus Verkehrslast nur mit der Hälfte ihres Wertes berücksichtigt zu werden.

c) Mindestwert für positive Feldmomente. Ergibt sich das größte positive Moment eines Feldes kleiner als bei Annahme voller beiderseitiger Einspannung, so ist diese der Querschnittsbemessung im Felde zugrunde zu legen.

d) Berücksichtigung der Einspannung. Bei Berechnung des Feldmoments im Endfeld darf eine Einspannung am Endauflager nur so weit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.

e) Im Sonderfall gleicher Stützweiten oder auch ungleicher Stützweiten, bei denen die kleinste noch mindestens

^{*)} Ersetzt durch Regelung in Nr. 11 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

0,8 der größten ist, dürfen in Hochbauten bei gleichmäßig verteilter Belastung q die Momente durchlaufender Platten wie folgt berechnet werden:

Positive Feldmomente

Bei Decken mit Auflagerverstärkungen, deren Breite mindestens $1/10 l$ und deren Höhe mindestens $1/30 l$ (Bild 10) ist:

$$(9) \quad \text{in den Endfeldern} \quad \max M = \frac{1}{12} \cdot q l^2$$

$$(10) \quad \text{in den Innenfeldern} \quad \max M = \frac{1}{18} \cdot q l^2.$$

Sind keine oder kleinere Auflagerverstärkungen vorhanden, so sind die entsprechenden Momente zu erhöhen auf

$$\frac{1}{11} \cdot q l^2 \text{ und } \frac{1}{15} \cdot q l^2.$$

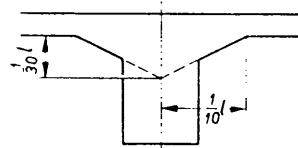


Bild 10

Stützenmomente

Bei Platten über nur zwei Feldern ist:

$$(11) \quad M_s = -\frac{1}{8} \cdot q l^2$$

bei Platten mit drei oder mehr Feldern ist:

(12) an der Innenstütze des Endfeldes

$$M_s = -\frac{1}{9} \cdot q l^2$$

(13) an den übrigen Innenstützen

$$M_s = -\frac{1}{10} \cdot q l^2.$$

Negative Feldmomente

$$(14) \quad \min M = \frac{l^2}{24} \left(g - \frac{p}{2} \right).$$

Bei ungleichen Stützweiten ist in Gleichung (14) bei allen Feldern die größte Stützweite einzusetzen, in den Gleichungen (11) bis (13) das arithmetische Mittel der Stützweiten der benachbarten Felder.

4. Bewehrung der Platten. Der Abstand der Trageinlagen darf in der Gegend der größten Feldmomente bei Platten mit einer Dicke d bis zu 60 cm nicht größer als $1,5 d$ und höchstens 20 cm, bei dickeren Platten nicht größer als $d/3$ sein.

Der Querschnitt der Querbewehrung von Platten muß je m Plattenlänge mindestens $1/5$ der Hauptbewehrung f_e sein. Besteht die Querbewehrung aus einem Stahl geringerer Güte als die Hauptbewehrung, so ist ihr Querschnitt im umgekehrten Verhältnis der zulässigen Stahlspannungen zu vergrößern. Der Einfluß von Einzellasten ist durch den nachstehend angegebenen Bruchteil c des durch die Einzellast allein bedingten Anteils der Hauptbewehrung besonders zu berücksichtigen.

$$(15) \quad c = 0,4 \left(1 - \frac{t_1 + 2s}{b} \right).$$

Mindestens sind aber bei Betonstahl I drei Rundstäbe von 7 mm Durchm., bei Betonstahl der Gruppen II und III mindestens drei Rundstäbe von 6 mm Durchm., bei Betonstahl der Gruppe IV³⁷⁾ drei Rundstäbe von 5 mm Durchm. oder eine größere Anzahl von dünneren Stäben mit gleichem Gesamtquerschnitt auf 1 m Tiefe anzuordnen.

³⁷⁾ Bei geschweißten Bewehrungsmatten der Gruppe IV b kann anstatt der Mindestquerbewehrung von drei Stäben 5 mm Ø eine solche von vier Stäben 4,2 mm Ø mit einem Querschnitt von $0,56 \text{ cm}^2/\text{lfm}$ verwendet werden. (Vgl. Nr. 1 der Ergänzungen zu DIN 1045 – Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

Die aufgebogenen Stahleinlagen durchlaufender Platten müssen, soweit sie als Zugbewehrung für die negativen Momente wirken, genügend weit ins Nachbarfeld eingreifen, bei annähernd gleicher Feldweite durchschnittlich bis auf $1/5$ der Stützweite, wenn die Aufnahme der Momente nicht genau nachgewiesen wird.

5. Ausbildung des Endauflagers der Platten. Ist an den Plattenenden die freie Drehbarkeit nicht in vollem Umfang gewährleistet, so muß auch bei Annahme freier Auflagerung durch obere Einlagen eine etwa doch vorhandene, unbeabsichtigte Einspannung berücksichtigt werden.

Die Tiefe eines Auflagers auf Mauerwerk soll mindestens gleich der Plattendicke in Feldmitte, muß aber mindestens 7 cm sein.

Dieser Wert darf unterschritten werden bei Platten, die mit Stelzung oder eine solche auf den Unterflanschen von Stahlträgern aufliegen. Kleinere Auflagerbreiten als bei Trägern I 16 sind jedoch im allgemeinen unzulässig. Ist die Verkehrsbelastung nicht größer als 275 kg/m^2 , die Stützweite der Platte nicht größer als 1,8 m und sind die Träger beiderseits belastet oder derart gestützt oder verankert, daß sie weder seitlich ausweichen noch sich verdrehen können, so darf die Auflagerbreite nicht kleiner sein als beim Träger I 14. Für die Auflagerbreiten von fertig verlegten Stahlbetonbauteilen gilt das gleiche.

§ 23 Kreuzweise bewehrte Platten

1. Für die Stützweite der kreuzweise bewehrten Platten gilt § 22 Ziff. 1, für die Mindestdicke d § 22 Ziff. 2 Absatz 1 und 2.

Die Nutzhöhe h_u , bezogen auf die unteren Stahleinlagen, muß ferner mindestens sein*:

bei allseitig frei aufliegenden Einfeld-Platten $1/50$,

bei durchlaufenden oder eingespannten Platten $1/60$ der kleineren Stützweite.

Ist das Verhältnis der größeren zur kleineren Stützweite größer als 1,5, so gilt für die Nutzhöhe h_u § 22 Ziff. 2 Absatz 3 u. 4*).

2. Berechnungsverfahren. Rechteckige kreuzweise bewehrte Platten, die frei aufliegen oder eingespannt sind oder sich über mehrere Felder erstrecken, dürfen bei der Berechnung durch zwei Scharen von Längs- und Querstreifen ersetzt werden, die je nach den vorliegenden Auflagerbedingungen als einfache oder eingespannte oder durchlaufende Träger zu berechnen sind.

Eine gleichmäßig verteilte Belastung q wird derart in q_x und q_y zerlegt, daß der Plattenmittelpunkt unter Berücksichtigung der Stützungsart der Ränder im Streifen gleichlaufend zu l_x für die Last $q_x \cdot l_x$ die gleiche Durchbiegung aufweist wie im Streifen gleichlaufend zu l_y für die Last $q_y \cdot l_y$, wobei $q_x + q_y = q$ ist. Für die aufgeteilten Lasten werden die Stützmomente M_x und die Feldmomente M_x in der x -Richtung, sowie M_y und M_y in der y -Richtung wie bei einachsig bewehrten Plattenstreifen für die ungünstigste Laststellung unter Berücksichtigung der jeweils vorliegenden Stützungsart ermittelt. Diese Berechnung kann näherungsweise auf die Fälle des frei aufliegenden und des fest eingespannten Trägers auf zwei Stützen zurückgeführt werden. Wegen der günstigen Wirkung der Verdrillungssteifigkeit dürfen dabei die Feldmomente wie folgt abgemindert werden:

$$(16) \quad \max M_x = v_x \cdot M_x = M_x \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{M_x}{M_y} \right]$$

$$(17) \quad \max M_y = v_y \cdot M_y = M_y \left[1 - \frac{5}{6} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{M_y}{M_x} \right].$$

$$\text{Hierin ist: } M_x = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2 \quad M_y = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_y^2.$$

Ist die Platte mit den Randbalken oder benachbarten Deckenfeldern biegefest verbunden, so braucht man die zugehörigen Drillungsmomente nicht nachzuweisen und keine zusätzliche Drillungsbewehrung anzuordnen.

Besteht keine solche biegefeste Verbindung, so kann auf eine besondere Drillungsbewehrung nur dann verzichtet werden, wenn in den Gleichungen (16) und (17) der Beiwert v durch den Wert $\frac{1+v}{2}$ ersetzt wird. Hierbei ergibt sich z. B. das Moment in der Mitte einer quadratischen Einfeldplatte mit gleichmäßig verteilter Last q zu $\max M \approx \frac{q \cdot l^2}{20}$.

*) Ersetzt durch Regelung in Nr. 11 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

Will man mit den Gleichungen (16) und (17) auch bei Platten rechnen, die nicht biegefest mit den Randbalken oder benachbarten Feldern verbunden sind, so müssen die freien Ecken auf die Strecken $\frac{1}{5} \max l$ eine besondere Drillungsbewehrung erhalten, deren Querschnitt mindestens gleich dem Querschnitt f_e der größeren Bewehrung in Feldmitte sein muß (z. B. f_{ex} in Bild 11). Die zusätzliche Drillungsbewehrung verläuft unten rechtwinklig zur anliegenden Diagonale, oben damit gleichlaufend (im Bild 11 rechts).

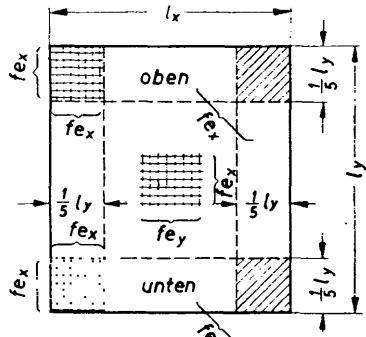


Bild 11

Die Schrägbewehrungen können durch sich kreuzende Bewehrungen gleichlaufend mit den Plattenrändern ersetzt werden (im Bild 11 links, die eingeschriebenen Bewehrungen f_{ex} und f_{ey} beziehen sich auf 1 m Breite).

Bei kreuzweise bewehrten Rippendecken ist in den Gleichungen (16) und (17) immer $\nu = 1$ zu setzen.

3. Die Stützkräfte, die von gleichmäßig belasteten rechteckigen, kreuzweise bewehrten Platten auf die Balken abgegeben werden und die zur Ermittlung der Biegemomente dieser Balken

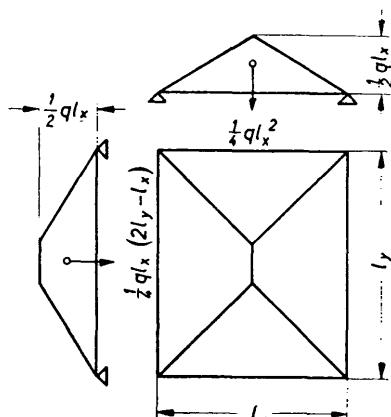


Bild 12

dienen, dürfen aus den Lastanteilen berechnet werden, die sich aus der Zerlegung der Grundrißfläche in Trapeze und Dreiecke nach Bild 12 ergeben³⁸⁾.

4. Für die Bewehrung der Platten und die Ausbildung der Endauflager gelten sinngemäß § 22 Ziff. 4 u. 5, doch darf in der Richtung der minderbelasteten Stützweite der Abstand der Stahleinlagen bis auf die zweifache Plattendicke d , jedoch höchstens auf 25 cm erhöht werden.

§ 24 Stahlbetonrippendecken

1. Begriffsbestimmung. Unter Stahlbetonrippendecken³⁹⁾ werden (aufgelöste) Decken mit höchstens 70 cm lichtem Rippen-

³⁸⁾ Wenn nicht genauer gerechnet wird, z. B. nach Dischinger, Beton und Eisen 1942, S. 86, 103 und 127.

³⁹⁾ Für Stahlsteindecken gelten die „Bestimmungen für Ausführung von Stahlsteindecken“ (DIN 1046). Stahlsteindecken sind mit Stahl bewehrte Steindecken, bei denen die Steine zur Spannungsaufnahme herangezogen werden und die etwa vorhandene statisch wirksame Betondruckschicht mindestens 2 cm und höchstens 5 cm dick ist.

abstand verstanden, die zur Erzielung einer ebenen Unteransicht statisch unwirksame Lochsteine oder andere Füllkörper erhalten können (Bild 13). Diese Füllkörper dürfen zur Spannungsübertragung nicht mit herangezogen werden. Wegen der Anforderungen an die Füllkörper vgl. Ziff. 6.

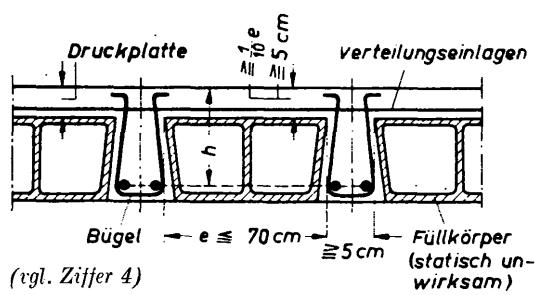


Bild 13

2. Für die Stützweite l gilt § 25 Ziff. 1, für die Mindestnutzhöhe sinngemäß § 22 Ziff. 2 Abs. 3 u. 4*), bei kreuzweise bewehrten Rippendecken § 23 Ziff. 1*), für die Berechnung der Momente § 22 Ziff. 3 bzw. § 23 Ziff. 2.

3. Die Dicke der Druckplatte muß mindestens $1/10$ des lichten Rippenabstandes und darf nicht kleiner als 5 cm sein.

In der Druckplatte ist zur Lastverteilung quer zu den Rippen auf 1 m Rippenlänge mindestens die im § 22 Ziff. 4 Abs. 3 vorgeschriebene Mindestquerbewehrung anzuordnen.

Die Tragfähigkeit der Platte zwischen den Rippen ist auf Anfordern nachzuweisen. Dies muß bei Einzellasten stets geschehen.

4. Die Rippen müssen mindestens 5 cm breit sein. Für den Abstand der Stahleinlagen in den Rippen gilt § 25 Ziff. 5 Abs. 2. Die Rippen müssen Bügel erhalten. Hiervon kann in Wohngebäuden abgesehen werden, wenn nach § 20, Abs. 5 kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung erforderlich ist und außerdem Füllkörper angeordnet werden, die die Rippen auch an der Unterseite mit ausreichend dicken Nasen umschließen (z. B. nach DIN 4158 und DIN 4160) und die Stützweite der Decke nicht größer als 6 m ist.

Am Auflager darf jeder zweite Bewehrungsstab aufgebogen werden, wenn in jeder Rippe 2 Stäbe liegen. Sonst sind die Schubspannungen allein durch Bügel aufzunehmen (vgl. § 20).

Durchlaufende Rippendecken müssen im Bereich der negativen Momente, die von den Rippen nicht mehr aufgenommen werden können, entsprechend ausgestaltet werden. Über den Stützen dürfen aber keine besonderen Druckeinlagen in den Rippen zugelegt werden. Für die aufgebogenen Stäbe durchlaufender Rippendecken gilt § 22 Ziff. 4 letzter Absatz.

Die Bewehrung muß sich auf die einzelnen Rippen tunlichst gleichmäßig verteilen.

5. Querrippen. Decken mit Hauptbewehrung nach einer Richtung müssen zur Lastverteilung Querrippen erhalten, und zwar für Verkehrslasten bis zu 350 kg/m^2 bei Deckenstützweiten von mehr als 5 m eine Querrippe, für größere Verkehrslasten bei Stützweiten von 4 bis 7 m eine Querrippe, bei Stützweiten von mehr als 7 m mindestens drei Querrippen. Werden Füllkörper aus gebranntem Ton oder aus Leichtbeton oder andere, hinsichtlich der Lastverteilung gleichwertige Füllkörper verwendet, so sind bei Stützweiten bis zu 7 m lastverteilende Querrippen entbehrlich.

Die Querrippen müssen den gleichen Betonquerschnitt und für Verkehrslasten über 350 kg/m^2 die gleiche Bewehrung einschließlich der Bügel erhalten wie die Tragrippen. Für geringere Verkehrslasten genügt die halbe Bewehrung. Die Bewehrung der Querrippen ist unten, besser unten und oben, anzuordnen.

Einzellasten sind durch Anordnung von Querrippen oder andere geeignete Maßnahmen auf eine ausreichende Zahl von Rippen zu verteilen.

6. Füllkörper aus gebranntem Ton müssen DIN 4160, Füllkörper aus Leichtbeton DIN 4158 entsprechen. Werden ausnahmsweise zwei Füllkörper übereinander angeordnet, so müssen diese an der Berührungsstelle mit Kalkzementmörtel nach DIN 1053 vermauert werden.

³⁸⁾ Ersetzt durch Regelung in Nr 11 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

7. Über die Ausbildung der Auflager vgl. § 22 Ziff. 5. Für einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite der Rippendecke ist zu sorgen.

Die Tiefe eines Auflagers auf Mauerwerk muß mindestens 15 cm sein. Füllkörper dürfen nicht in Wände eingreifen.

§ 25 Balken und Plattenbalken

1. Die Stützweite ist:

- a) bei beiderseits frei aufliegenden oder eingespannten Balken die Entfernung der Auflagermitten,
- b) bei außergewöhnlich großen Auflagerlängen die um 5% vergrößerte Lichtweite,
- c) bei durchlaufenden Balken die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen oder Unterzüge.

Ist die Länge eines Auflagers ausnahmsweise geringer als 5% der Lichtweite, so ist die Sicherheit des Auflagers nachzuweisen.

2. Plattendicke bei Plattenbalken. Als Druckgurt eines Plattenbalkens dürfen Platten nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn sie mindestens 7 cm dick sind. Für die Mindestdicke bei Plattenbalken unter Durchfahrten und befahrbaren Hof-Kellerdecken gilt § 22 Ziff. 2 Abs. 2.

3. Mitwirkende Plattenbreite bei Plattenbalken.

a) Beim Bemessen von Plattenbalken und beim Nachweis der auftretenden Spannungen darf ein Druckplattenstreifen von der Breite b als mitwirkend in Rechnung gestellt werden. Diese Breite b ist, wenn sie nicht genauer ermittelt wird⁴⁰⁾, anzunehmen:

α) bei beiderseitigen Plattenbalken nach Bild 14

$$b = 12d + 2b_s + b_0,$$

aber nicht größer als der Abstand der Feldmitten und als die halbe Balkenstützweite,

β) bei einseitigen Plattenbalken nach Bild 15

$$b = 4,5d + b_s + b_0,$$

aber nicht größer als die halbe lichte Rippenentfernung $+ b_1$ und als ein Viertel der Balkenstützweite.

Die Deckenverstärkung darf mit keiner flacheren Neigung als 1:3 und ihre Breite b_s mit höchstens 3 d in Rechnung gestellt werden. Sind keine Deckenverstärkungen vorhanden, so ist b_s gleich Null zu setzen.

b) Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderungen aller Tragwerke (vgl. § 17) ist die mitwirkende Druckplattenbreite im allgemeinen anzunehmen:

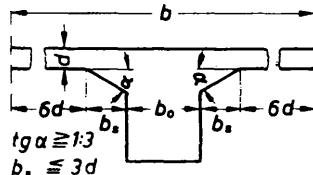


Bild 14

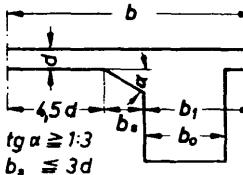


Bild 15

α) bei beiderseitigen Plattenbalken nach Bild 14

$$b = 6d + 2b_s + b_0,$$

aber nicht größer als der Abstand der Feldmitten,

β) bei einseitigen Plattenbalken nach Bild 15

$$b = 2,25d + b_s + b_0,$$

aber nicht größer als die halbe lichte Rippenentfernung $+ b_1$.

c) Werden Stahlsteindecken zwischen Stahlbetonbalken gespannt, so darf die Deckenplatte nur so weit als Druckplatte in Rechnung gestellt werden, wie der volle Beton der Deckenfelder reicht. Für die zulässige Höchstbreite gilt das oben Gesagte.

d) Bei Plattenbalken mit anschließenden kreuzweise bewehrten Platten ist die Überlagerung der Spannungszustände zu berück-

sichtigen, besonders wenn breite Streifen als mitwirkend angenommen werden. Entsprechend ist zu verfahren, wenn die Hauptbewehrung anderer Platten gleichlaufend zur Rippe des Plattenbalkens liegt (vgl. Ziff. 5 Abs. 1).

4. Momente durchlaufender Balken und Plattenbalken sind im allgemeinen nach den Regeln für frei drehbar gelagerte durchlaufende Träger zu ermitteln.

a) Stützenmomente. Für die Stützenmomente von Balken und Plattenbalken gilt sinngemäß § 22 Ziff. 3a (s. auch Bild 16).

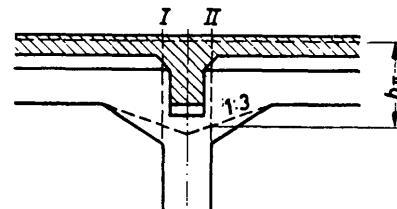


Bild 16

b) Negative Feldmomente. Bei durchlaufenden Balken und Plattenbalken im Hochbau, die mit Unterzügen oder Säulen fest verbunden sind, brauchen wegen des Verdrehungswiderstandes der Unterzüge und des Biegungswiderstandes der Säulen die negativen Feldmomente aus Verkehrslast nur mit $\frac{2}{3}$ ihres Wertes berücksichtigt zu werden.

Im Sonderfalle gleicher Stützweiten oder auch ungleicher Stützweiten, bei denen die kleinste noch mindestens 0,8 der größten ist, dürfen bei Balken und Plattenbalken die negativen Feldmomente eines entlasteten Feldes angenommen werden zu

$$(18) \quad \min M = \frac{I^2}{24} \cdot \left(g - \frac{2}{3} \cdot p \right).$$

Bei ungleichen Stützweiten ist in Gleichung (18) bei allen Feldern die größte Stützweite einzusetzen.

c) Mindestwert für positive Feldmomente. Ergibt sich das größte positive Moment eines Feldes kleiner als bei Annahme voller beiderseitiger Einspannung, so ist diese der Querschnittsbemessung im Felde zugrunde zu legen.

d) Berücksichtigung der Einspannung. Ist bei Hochbauten die Stützenbreite gemessen in Richtung der Stützweite gleich $\frac{1}{5}$ der Stockwerkshöhe oder größer, so sind durchlaufende Balken und Plattenbalken so zu berechnen, als ob sie an der Stütze voll eingespannt wären. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Balken mit der Stütze biegefest verbunden sind oder daß an den Stützen eine entsprechende Auflast vorhanden ist. Als Stützweite ist dabei die um 5% vergrößerte Lichtweite zu rechnen.

Über die Verminderung der positiven Momente in Endfeldern bei biegefester Verbindung zwischen Balken oder Plattenbalken und Randsäulen vgl. § 28.

5. Bewehrung der Balken und Plattenbalken. Liegen die Deckeneinlagen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind rechtwinklig zu ihnen oben besondere Stahleinlagen anzurichten, die die dort auftretenden Zugspannungen aufzunehmen und das Abreißen der Deckenplatte von den Hauptbalken verhindern sollen. Werden Zahl und Dicke dieser Einlagen nicht besonders ermittelt, so sind auf 1 m Balkenlänge 60% der Hauptbewehrung f_e der Platte in Feldmitte, mindestens aber bei Betonstahl I 8 Rundstäbe von 7 mm Durchm., bei Befonstahl der Gruppen II und III mindestens 8 Rundstäbe von 6 mm Durchm., bei Betonstahl der Gruppe IV mindestens 8 Rundstäbe von 5 mm Durchm. anzurichten. Bei Dachdecken oder untergehängten Decken, die nur zum Abschluß dienen und nur bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten u. dgl. begangen werden, genügen 8 Rundstäbe von 5 mm Durchm. Die Länge dieser Rundstäbe richtet sich nach Bild 17.

Der geringste lichte Abstand der Einlagen in den Balken (auch von Rippendecken) soll nach jeder Richtung mindestens gleich dem Stabdurchmesser und nicht kleiner als 2 cm sein (vgl. Bild 4). Wenn sich in der Zugzone geringere Abstände nicht vermeiden lassen, so muß durch einen feinen und fetten Beton für eine dichte Umhüllung der einzelnen Einlagen besonders gesorgt werden.

Im allgemeinen sind in der Zugzone nicht mehr als zwei Lagen von Bewehrungsstäben übereinander anzurichten. Bei Bauteilen,

⁴⁰⁾ Vgl. Taschenbuch für Bauingenieure. Herausgegeben von Schleicher, Berlin 1949, Springer-Verlag; vgl. auch Neuauflage 1955, Bd. 1.

Eckstäben liegende Längseinlagen sind durch eine ausreichende Anzahl von besonderen Bügeln zu umfassen. Auch im Bereich der Trägeranschlüsse müssen Bügel angeordnet werden.

Für den Querschnitt der Längsbewehrung F_e gelten die folgenden Grenzwerte in % von F_b .

$\frac{h_s}{d}$	Mindestwerte %	Betongüte	Höchstwerte %
≤ 5	0,5	B 120, B 160	3
≥ 10	0,8	B 225, B 300	6

Wegen der Mindestbewehrung ausmittig beanspruchter Säulen vgl. Ziff. 2d, letzter Absatz.

Als Höhe h_s der Säulen ist in Hochbauten die volle Stockwerkshöhe, sonst die Länge der Netzlinie in Rechnung zu stellen. d ist die kleinste Dicke der Säule. Für $5 < \frac{h_s}{d} < 10$ dürfen Zwischenwerte von F_e eingeschaltet werden.

Ist der Betonquerschnitt größer als statisch erforderlich, so darf das Bewehrungsverhältnis auf den statisch erforderlichen Betonquerschnitt bezogen werden. Dabei ist das dafür gültige Verhältnis $\frac{h_s}{d}$ zu berücksichtigen.

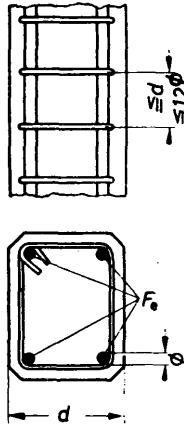


Bild 21

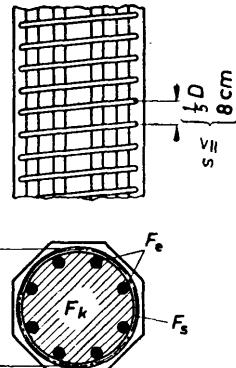


Bild 22

c) Umschnürte Säulen (Bild 22). Als umschnürt gelten Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt, der durch eine Querbewehrung nach der Schraubenlinie umschlossen wird. Auch auf die Höhe der Trägeranschlüsse ist für eine ausreichende Querbewehrung zu sorgen. Säulen, deren Umschnürung nicht kreisförmig ist, sind wie Säulen mit Bügelbewehrung zu berechnen. Die Umschnürung darf nur in Rechnung gestellt werden, wenn $W_{28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$ ist.

Die Ganghöhe s der Schraubenlinie darf höchstens 8 cm und höchstens $\frac{1}{5} D$ sein, wenn D der Durchmesser des Kernquerschnitts F_k ist (Bild 22).

Für den Querschnitt der Längsbewehrung F_e und der Umschnürung F_s gelten folgende Grenzwerte, bezogen auf den Kernquerschnitt F_k

$$F_e \geq 1\% \text{ von } F_k \quad F_e \leq 6\% \text{ von } F_k \\ F_s < 3 F_e.$$

Darin ist $F_s = \frac{\pi D f}{s}$, wobei f den Stabquerschnitt der Umschnürung bezeichnet. Eine größere Querbewehrung F_s als 3 % des Kernquerschnitts F_k ist nur zulässig, wenn die nach Gleichung (20) errechnete Bruchlast nicht mehr als doppelt so groß ist wie die bei Vernachlässigung der Umschnürung aus Gleichung (19) sich ergebende Bruchlast.

d) Säulen mit Formstahlbewehrung (Bild 23). Formstähle des Stahlbaues und ähnliche Walzprofile sind als Längsbewehrung bügelbewehrter und umschnürter Säulen zulässig, wenn die Würffelfestigkeit des Betons $W_{28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$ ist. In ausmittig

belasteten Säulen dürfen Formstähle nur verwendet werden solange $\frac{M}{W_i} \leq \frac{P}{F_t}$ ist (vgl. Ziff. 2d, letzter Absatz).

Die Längsbewehrung F_e darf einschließlich der Rundstahleinlagen nicht mehr als 8 % des Betonquerschnitts F_b bzw. des Kernquerschnitts F_k ausmachen.

Die Formstähle sind spiegelgleich zu den Hauptachsen des Querschnitts und so anzuordnen, daß sie die Bügel oder die Umschnürung höchstens in einzelnen Punkten berühren, jedoch nicht mit ihren Flanschen oder Stegen daran anliegen. Die Betondeckung der Flächen der Flansche, Stege und Bindebleche muß mindestens 5 cm dick sein. Form und Lage der Bügel und der Umschnürung sind durch Rundstahleinlagen zu sichern, deren Dicke für den Abstand der Bügel nach Ziff. 1b Abs. 1 maßgebend ist. Für die Umschnürung gilt Ziff. 1c. In bügelbewehrten Säulen ist zur Verhinderung von sichtbaren Schwindrissen in der Betondeckung außerhalb der Bügel ein Drahtnetz von 15 bis 20 mm Maschenweite anzuordnen, das die Säule umschließt. Seine Längsstöße sind dorthin zu legen, wo die Betondeckung der Formstähle am größten ist.

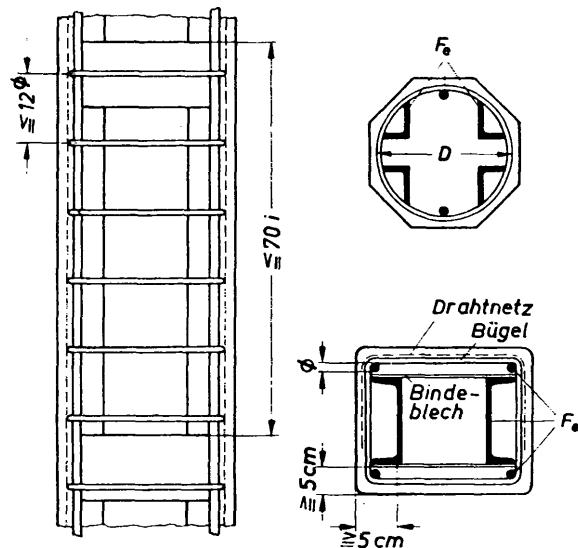


Bild 23

In bügelbewehrten Säulen sind die Formstähle an den Säulenenden und mindestens in den Drittelpunkten der Säulenlänge durch Bindebleche zu verbinden. Jedes Bindeblech ist an jeden Einzelstab mit mindestens zwei Nieten anzuschließen. Der Mittendistanz der Bindebleche l_1 darf höchstens so groß sein, daß der Schlankheitsgrad λ_1 der einzelnen Formstähle zwischen den Bindeblechen.

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1} \leq 70 \text{ ist}$$

$$\left(i_1 = \sqrt{\frac{\min J_1}{F_1}} \right);$$

J_1 = Trägheitsmoment,

F_1 = Querschnitt des einzelnen Formstahles).

2. Berechnung

a) Vorbemerkung. Zur Einsparung von Stahl empfiehlt es sich im allgemeinen, Säulen mit einfacher Bügelbewehrung zu wählen, deren Bewehrungszahl u in der Nähe der unteren zulässigen Grenze liegt. Vgl. § 29 Ziff. 1.

b) Mittiger Druck ohne Knickgefahr. Nach dem sogenannten Additionsgegesetz ist für verbügelte Säulen die Bruchlast P_{Bruch} gleich der Summe der Tragfähigkeiten der Betonsäule vom Querschnitt F_b und der Längsbewehrung vom Querschnitt F_e an der Quetschgrenze σ_s

$$(19) \quad P_{\text{Bruch}} = K_b F_b + \sigma_s F_e,$$

worin K_b die sogenannte Prismenfestigkeit bezeichnet.

Bei umschnürten Säulen ist die Bruchlast P_{Bruch} gleich der Summe der Tragfähigkeiten der Betonsäule vom Querschnitt F_K , der Längsstäbe vom Querschnitt F_e an der Quetschgrenze und der 2,5fachen Tragfähigkeit der Querbewehrung vom Querschnitt F_s an der Streckgrenze σ'_s .

$$(20) \quad P_{\text{Bruch}} = K_b F_K + \sigma_s F_e + 2,5 \sigma'_s F_s.$$

Die zulässige Last beträgt in beiden Fällen

$$(21) \quad P_{\text{zul}} = \frac{P_{\text{Bruch}}}{3}.$$

Die maßgebenden Betongüten, die Rechnungswerte für die Prismenfestigkeit K_b , die Quetschgrenze σ_s und die Streckgrenze σ'_s sind der Tafel III zu entnehmen.

Tafel III

Beton-güte	K_b	Quetschgrenze σ_s der Längseinlagen bei Betonstahl der Gruppen			Streckgrenze σ'_s der Umschnürung bei Betonstahl der Gruppen		
		I	II	III u. IV	I	II	III u. IV
B 120	108	2400	—	—	—	—	—
B 160	144	2400	3600	—	—	—	—
B 225	195	2400	3600	4200	2400	3600	4200
B 300	240	2400	3600	4200	2400	3600	4200

c) Knickberechnung mittig belasteter Säulen⁴³⁾. Die hier angegebene Berechnung setzt voraus, daß die Säulenenden gegen seitliches Ausweichen gesichert sind. Dabei sind beide Enden als gelenkig geführt anzusehen. Die Knicklänge h_k der Säulen ist dann gleich der Säulenhöhe h_s . Sind die Säulenenden gegen seitliches Ausweichen nicht ausreichend gesichert, so sind entsprechend größere Knicklängen in Rechnung zu stellen (z. B. bei überwiegend auf Druck beanspruchten Stielen von Zweigelenkrahmen). Bei Säulen, die an einem Ende eingespannt und am anderen frei beweglich sind, ist als Knicklänge die doppelte Säulenlänge zu wählen.

Ist bei quadratischen und bei rechteckigen Säulen mit Bügelbewehrung das Verhältnis der Knicklänge h_k zur kleinen Querschnittsseite d (Bild 21) größer als 15, bei umschnürten Säulen das Verhältnis zum Durchmesser D des Kernquerschnitts F_k (Bild 22) größer als 10, so sind die Säulen für die ω -fachen Belastungen zu bemessen. Die Knickzahlen ω sind in der Tafel IV angegeben.

Tafel IV

Knickzahlen ω für quadratische und rechteckige Säulen⁴⁴⁾ und für umschnürte Säulen.

	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{\text{bzul}}}{\sigma_{\text{zul}}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta h_k}$ bzw. $\frac{\Delta \omega}{\Delta d}$
Für quadratische und rechteckige Säulen mit einfacher Bügelbewehrung		
für $\frac{h_k}{d} = 15$	1,00	0,016
20	1,08	0,048
25	1,32	0,080
30	1,72	0,112
35	2,28	0,144
40	3,00	
Für umschnürte Säulen		
für $\frac{h_k}{D} = 10$	1,00	0,034
15	1,17	0,066
20	1,50	0,100
25	2,00	
Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.		

⁴³⁾ Für wandartige Druckglieder vgl. „Richtlinien für tragende Wände aus Beton und Stahlbeton im Hochbau“, bauaufsichtlich eingeführt und bekanntgemacht mit RdErl. v. 11. 3. 1960 (MBI, NW. S. 731/SMBI, NW. 23234).

Ist bei rechteckigen Säulen das Ausknicken nach der Ebene des kleinsten Trägheitsmoments durch Aussteifungen mit voller Sicherheit ausgeschlossen, so ist unter d die größere Querschnittsseite zu verstehen.

d) Ausmittiger Druck. Ist eine Säule ausmittig belastet oder kann sie auch seitliche Kräfte erhalten, so ist sie zunächst für Biegung mit Längskraft (ohne Knickzahl) zu berechnen. Dabei darf die Betondruckspannung σ_{bd} die in § 29 Tafel V unter C angegebenen Werte nicht überschreiten. Außerdem muß nachgewiesen werden, daß die Längskraft P nicht größer ist, als sie sich nach Gleichung (21) ergibt. Die Sicherheit gegen Knicken ist wie für eine mittig belastete Säule nachzuweisen.

Ist der Einfluß des Biegemoments klein im Verhältnis zu dem der Längskraft, so dürfen die Kantenpressungen zur Vereinfachung der Rechnung mit der Formel

$$(22) \quad \sigma_b = \frac{P}{F_i} \doteq \frac{M}{W_i} \text{ bzw.}$$

$$(23) \quad \sigma_b = \frac{P}{F_{is}} \doteq \frac{M}{W_i}$$

nachgewiesen werden. Darin ist $F_i = F_b + 15 F_e$, W_i das Widerstandsmoment des Querschnitts unter Berücksichtigung des 15fachen Querschnitts der Längsbewehrung und $F_{is} = F_k + 15 F_e + 37,5 F_s$.

Die Gleichungen (22) und (23) dürfen nur angewendet werden, solange die hierbei errechnete Betondruckspannung σ_{bd} nicht größer als $\frac{1}{4}$ der gleichzeitig im Querschnitt auftretenden Betondruckspannung σ_{bd} ist (Bild 24). Sonst muß die Zugzone des Betons außer Ansatz bleiben, ebenso die Umschnürung bei umschnürten Säulen. Bei Querschnitten, in denen Biegemomente in beiden Achsrichtungen auftreten, dürfen die Gleichungen (22) und (23) angewendet werden, solange die in einer Ecke errechnete größte Betondruckspannung σ_{bd} nicht größer als 0,35 der gleichzeitig in der gegenüberliegenden Ecke auftretenden Betondruckspannung σ_{bd} ist.

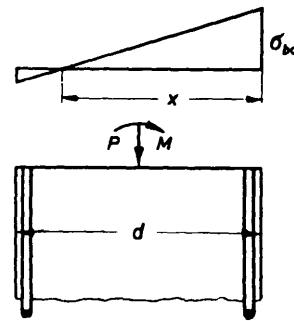


Bild 24

In ausmittig beanspruchten Rechtecksäulen muß die Bewehrung am geringer beanspruchten Rande mindestens 0,4% von F_b sein.

3. Ausführung. Die Längsbewehrung ist mit den Bügeln oder der Umschnürung zu einem steifen Gerippe zu verbinden. Ist bei Säulen mit Bügelbewehrung die Längsbewehrung aus Rundstahl

⁴⁴⁾ Die Knickzahlen für Säulen mit beliebigem Querschnitt und einfacher Bügelbewehrung sind in der Tafel IVa angegeben.

Bei der Ermittlung des Schlangheitsgrades $\lambda = \frac{h_k}{i}$ ($i = \sqrt{\frac{\text{min } J}{F}}$) bleiben die Stahlleihlagen unberücksichtigt.

Tafel IVa

Knickzahlen ω für Säulen mit beliebigem Querschnitt und einfacher Bügelbewehrung.

$\lambda = \frac{h_k}{i}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{\text{bzul}}}{\sigma_{\text{zul}}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
50	1,00	0,004
70	1,08	0,016
85	1,32	0,020
105	1,72	0,037
120	2,28	0,036
140	3,00	

F_e größer als 3% von F_b , bei umschnürten Säulen größer als 3% von F_b , so muß entweder die Längsbewehrung zweier aufeinanderfolgender Geschosse an der Stoßstelle stumpf verschweißt werden, oder es muß die Hälfte der Längseinlagen ungestoßen durch je 2 Geschosse hindurchgehen. Der Querschnitt an der Stoßstelle stumpfgeschweißter Druckeinlagen darf voll in Rechnung gestellt werden.

Der Beton ist in die Formen mittig einzubringen, z. B. durch Trichter. Beton, der sich während der Beförderung entmischt hat, ist unmittelbar vor dem Einbringen in die Schalung nochmals durchzumischen. Keinesfalls darf der Beton unmittelbar aus der Gießrinne in die Schalung geschüttet werden.

Um Hohlräume infolge des Sackens von frisch eingebrachtem Beton zu vermeiden, dürfen die Formen nicht zu rasch gefüllt werden. Die Arbeitsgeschwindigkeit in lotrechter Richtung soll im allgemeinen nicht mehr als etwa 2 m in der Stunde betragen. Das Sacken des Betons ist durch gründliches Stochern und Stampfen, durch Beklopfen der Schalung oder durch Rütteln zu beschleunigen (vgl. § 9 Ziff. 3).

§ 28 Rahmenartige Tragwerke⁴⁵⁾

Bei den üblichen Hochbauten brauchen die Innensäulen, die mit Stahlbetonbalken biegefest verbunden sind, im allgemeinen nur auf mittigen Druck, nicht auf Rahmenwirkung berechnet zu werden.

Randsäulen in biegefester Verbindung mit Balken und Plattenbalken sind als Rahmenstiele zu berechnen.

Wenn bei den Randsäulen keine genaue Berechnung der Rahmenwirkung angestellt wird, so dürfen die Biegemomente in den Randsäulen und im Endfeld des Balkens (Bild 25) nach den Gleichungen (24) bis (26) bestimmt werden:

am Endauflager des Balkens

$$(24) \quad M_3 = M_2 \cdot \frac{c + c_u}{1 + c_0 + c_u}$$

am Kopf der unteren Säule

$$(25) \quad M_u = M_3 \cdot \frac{c_u}{c_0 + c_u}$$

am Fuß der oberen Säule

$$(26) \quad M_0 = - M_3 \cdot \frac{c_0}{c_0 + c_u}.$$

Bei der Bemessung des Balkens darf das Moment M_3 berücksichtigt werden (Schlußlinie 3 im Bild 25).

In den Gleichungen (24) bis (26) sind:

M_2 das Moment am Auflager des voll eingespannten Balkens

$$c_0 = \frac{l}{h_0} \cdot \frac{J_0}{J}, \quad c_u = \frac{l}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J},$$

J das Trägheitsmoment des Balkens oder Plattenbalkens (vgl. § 17 und § 25 Ziff. 3b),

J_u das Trägheitsmoment der unteren Säule,

J_0 das Trägheitsmoment der oberen Säule,

h_u die Höhe der unteren Säule (Stockwerkshöhe),

h_0 die Höhe der oberen Säule (Stockwerkshöhe).

Im übrigen gelten für rahmenartige Tragwerke die Bestimmungen der §§ 22, 25 und 27.

VI

§ 29 Zulässige Spannungen⁴⁶⁾

1. Vorbemerkungen zu Tafel V

Die in den einzelnen Bauteilen zulässigen Beton- und Stahlspannungen⁴⁷⁾ sind in Tafel V angegeben. Zwischenwerte dürfen nicht eingeschaltet werden.

⁴⁵⁾ Vgl. auch Nr. 7 der Ergänzungen zu DIN 1045 (Anlage 2 zum vorstehenden RdErl.).

⁴⁶⁾ Über die Schubsicherung vgl. auch § 20, über die Drehbeanspruchung und Haftspannungen auch § 21, über die bei Säulen zulässigen Spannungen § 27.

⁴⁷⁾ Wegen der zulässigen Spannungen für Betonrippenstahl vgl. Richtlinien für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (7. Auflage der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Wilhelm Ernst & Sohn); für andere Betonformstähle vgl. die Zulassungen; für Betonstahl aus Trümmern vgl. Fußnote ¹⁴⁾.

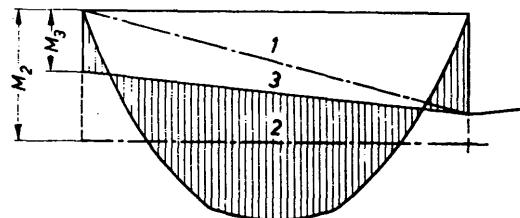
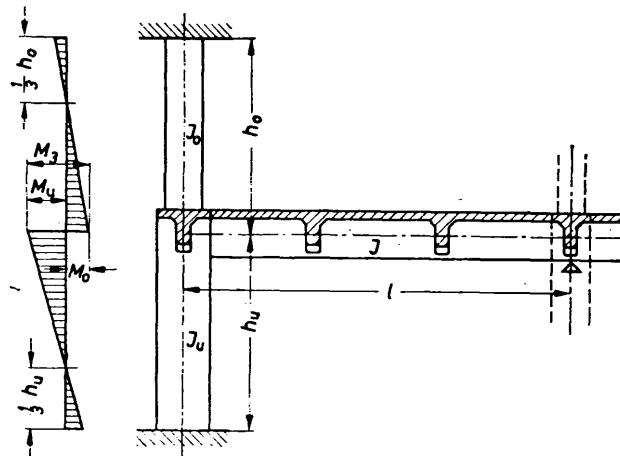


Bild 25

1 = Schlußlinie des durchlaufenden Trägers mit frei drehbarem Endauflager,
2 = Schlußlinie des beiderseits voll eingespannten Balkens,
3 = maßgebende Schlußlinie.

Die in den Spalten 5 und 6 der Tafel angegebenen zulässigen Spannungen dürfen nur dann angewendet werden, wenn in jedem Einzelfalle gemäß § 6 Ziff. 3 nachgewiesen wird, daß die erforderliche Würffelfestigkeit des Betons vorhanden ist, und wenn außerdem die Bedingungen des § 5 Ziff. 2 Abs. 2 über die Auswahl des Unternehmers und des § 8 Ziff. 1 Abs. 3 über die Kornfrennung erfüllt sind, die Werte der Spalte 7 nur dann, wenn außerdem die entsprechenden Bedingungen des § 5 Ziff. 2 Abs. 3 und des § 8 Ziff. 1 Abs. 4 erfüllt sind.

Bei Ausnutzung der in Tafel V angegebenen Betonhöchstspannungen ergeben sich häufig unwirtschaftliche Querschnitte, deren Nutzhöhe h zu klein und deren Stahlbewehrung F_e unvertretbar groß ist. Das gilt besonders für Plattenbalken in Hochbauten, für einachsig bewehrte Platten mit Betonstahl der Gruppe I für kreuzweise bewehrte Platten, für Pilzdecken und Innenwände von Silos. Es wird daher zur Einsparung von Stahl empfohlen, im allgemeinen die Bemessung von Stahlbetonbauteilen mit Betonspannungen σ_b durchzuführen, die unter den Höchstwerten der Tafel bleiben, damit bei größeren Nutzhöhen h kleinere Bewehrungen F_e erforderlich werden.

Einbetonierte Schienen zur Befestigung von Wellenleitungen u. dgl. dürfen bei der Berechnung der Biegespannungen bis zu 50% ihres Gesamtquerschnitts in Rechnung gestellt werden.

2. Erhöhung der zulässigen Spannung in Sonderfällen⁴⁸⁾.

In besonderen Fällen und mit besonderer Zustimmung der Bauaufsicht darf bei den in Tafel V unter C genannten Bauteilen die zulässige Betonspannung erhöht werden auf

$$(27) \quad \sigma'_{zul} = \sigma_{zul} + \frac{W_{28} - 300}{6},$$

wenn W_{28} größer ist als 350 kg/cm² und außerdem die nach Gleichung (22) errechnete Betonzugspannung σ_{bz} höchstens

⁴⁸⁾ Wegen der Zulässigkeit höherer Spannungen in Säulen, Stützen und Pfeilern, die in unmittelbarer Nähe der Bordschwelle stehen und so dem Anprall von Straßenfahrzeugen ausgesetzt sind s. DIN 1055 Bl. 3 Abschnitt 7.42; wegen der Zulässigkeit höherer Spannungen bei Berücksichtigung der Einwirkungen des Bergbaus vgl. Abschnitt 8.2 der Richtlinien für die Ausführung von Bauten im Einflußbereich untertägigen Bergbaus, abgedruckt in Wedler/Luetkens, Bauten im Bergsenkungsgebiet, Berlin 1948, Verlagsgesellschaft Max Lippert, G.m.b.H.

$\frac{1}{4}$ der gleichzeitig auftretenden Betondruckspannung σ_{bd} ist. Für σ_{zul} sind die jeweils in Betracht kommenden Werte der Spalte 7 in Tafel V einzusetzen.

Kreuzweise bewehrte Platten unter Wohnräumen und den zugehörigen Nebenräumen, wie Fluren und Dachräumen, dürfen mit höheren zulässigen Beton- und Stahlspannungen bemessen werden als in Tafel V hierfür angegeben sind. Zur Vereinfachung der Rechnung ist stattdessen bei der Bemessung mit den 0,9fachen rechnerischen Biegemomenten und mit den zulässigen Spannungen nach Tafel V zu rechnen.

3. Zulässige Druckspannung bei Teilbelastung. Wenn bei Auflagerquadern, Gelenksteinen usw. bei annähernd würfelförmiger Form die eine Fläche F nur in einem mittig gelegenen Teil

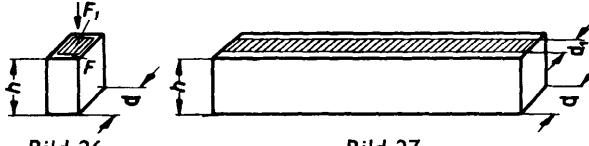


Bild 27

F_1 (Bild 26), oder bei länglicher Form von annähernd quadratischem Querschnitt in einem mittigen Streifen von der Breite d_1 (Bild 27) auf Druck beansprucht wird und dabei die Höhe h mindestens gleich der größeren Seite d der Grundfläche F (Bild 26), bei Streifenbelastung mindestens gleich der Breite d (Bild 27) ist, so gilt bei entsprechender Bewehrung⁴⁹⁾ für die zulässige Beanspruchung in der Teilfläche F_1 die Formel

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}, \text{ für die Beanspruchung im Streifen von der}$$

Breite d_1 , die Formel $\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{d}{d_1}}$. Hierbei ist σ die in Tafel V Zeile 1 angegebene für die betreffende Betongüte zulässige oder, wenn W_{28} größer ist als 350 kg/cm^2 , die aus Gleichung (27) sich ergebende Spannung. Die Spannung σ_1 darf jedoch nicht größer werden als $\frac{W_{28}}{2}$.

⁴⁹⁾ Über die Berechnung dieser Bewehrung s. Mörsch, Der Eisenbetonbau, Bd. I, 2. Hälfte, 6. Aufl., S. 462 bis 474. Stuttgart 1929, Konrad Wittwer.

Tafel V Zulässige Spannungen in kg/cm² ¹⁴⁾

1	2	3	4	5	6	7	8	
Bauteile und Beanspruchungsart	Baustoff und Anwendungsbereich		Zulässige Spannungen Güteklaasse des Betons				Zeile	
			B 120 ⁵⁰⁾	B 160 ⁵¹⁾	B 225 ⁵¹⁾	B 300 ⁵¹⁾		
A Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt auf Biegung	Beton in Platten und Balken mit Rechteckquerschnitt [auch in kreuzweise bewehrten Platten ⁵²⁾ und Pilzdecken] Stahl in Platten: Betonstahl I Betonstahl II Betonstahl III Betonstahl IV Stahl in Balken: Betonstahl I Betonstahl II Betonstahl III u. IV	$d \leq 8 \text{ cm}$. . . $d > 8 \text{ cm}$ ⁵³⁾ . . .	σ_b σ_b σ_e σ_e σ_e σ_e σ_e σ_e σ_e	40 40 1200 — — 1200 — — —	50 60 1400 2000 2200 2200 1400 1800 —	70 80 1400 2000 2200 ⁵⁴⁾ 2400 1400 1800 2000 ⁵⁵⁾	90 100 1400 2000 2200 ⁵⁴⁾ 2400 1400 1800 2000 ⁵⁵⁾	1 2 3 4 5 6 7 8 9
B Plattenbalken und Rippendecken auf Biegung	Beton bei Berücksichtigung der Spannungen in der Platte Werden die Spannungen in der Platte nicht berücksichtigt, so gelten die unter A angegebenen Werte. Beton in den Stegen von Plattenbalken und Rippendecken im Bereich der negativen Momente Betonstahl I Betonstahl II Betonstahl III und IV	σ_b	40	50	70	90	10	
		σ_b σ_e σ_e σ_e	1200 — — —	1400 1800 —	1400 1800 2000	1400 1800 2000	11 12 13 14	
C Biegung mit Längskraft bei Platten, Balken mit Rechteckquerschnitt, Plattenbalken, Rahmen, Bogen (wegen der Mindestbewehrung s. Teil A § 16,3) und Säulen (auch von Pilzdecken) als Teilen rahmentiger Tragwerke, wenn diese ausführlich nach der Rahmentheorie berechnet werden, und zwar bei gewöhnlichen Hochbauten unter Annahme ungünstiger Laststellung, bei anderen Bauten außerdem unter Berücksichtigung der Wärmewirkung, des Schwindens und etwaiger Reibungs- und Bremskräfte	Beton bei a) Rechteckquerschnitten mit einachsiger Biegung b) Rechteckquerschnitten mit zweiachsiger Biegung (Eckspannung) c) Plattenbalkenquerschnitten bei Berücksichtigung der Druckspannungen in der Platte Werden die Spannungen in der Platte nicht berücksichtigt oder liegt die Platte in der Zugzone, so gelten die unter a) und b) für Rechteckquerschnitte angegebenen Betonspannungen. Stahl in Platten: Betonstahl I Betonstahl II Betonstahl III Betonstahl IV Stahl in anderen Bauteilen: Betonstahl I Betonstahl II Betonstahl III u. IV	σ_b σ_b σ_b σ_e σ_e σ_e σ_e	— — — — — — —	70 80 60 1400 2000 2200 2200 ⁵⁴⁾ 1400 1800 —	90 100 80 1400 2000 2200 ⁵⁴⁾ 1400 1800 2000	110 120 100 1400 1400 1800 2000	15 16 17 18 19 20 21 22 23 24	

⁵⁰⁾ Wegen der Beschränkung der Verwendung von B 120 vgl. § 5, Ziffer 2.⁵¹⁾ Die angegebenen Stahlspannungen gelten

bei der Betongüte B 160 für Stähle mit einem $\varnothing \leq 30 \text{ mm}$ (7,07 cm²)
bei der Betongüte B 225 für Stähle mit einem $\varnothing \leq 40 \text{ mm}$ (12,57 cm²)
bei der Betongüte B 300 für Stähle mit einem $\varnothing \leq 50 \text{ mm}$ (19,64 cm²).

Bei größeren Durchmessern sind die angegebenen Stahlspannungen um 200 kg/cm² herabzusetzen.

⁵²⁾ Wegen der Spannungserhöhung in kreuzweise bewehrten Platten unter Wohnräumen vgl. § 29 Ziffer 2.

Wegen der zulässigen Spannungen für kreuzweise bewehrte Platten aus Leichtbeton vgl. Fußnote ⁶⁾.

⁵³⁾ Bei Balken mit Rechteckquerschnitt und 2achsiger Biegung (Eckspannung) dürfen die zulässigen Betonspannungen um 10 kg/cm² erhöht werden.⁵⁴⁾ Bis auf weiteres können bei Platten mit mehr als 8 cm Dicke und bei Anwendung von Betongüte B 225 oder B 300 die mit dieser Fußnote versehenen zulässigen Stahlspannungen (Zeile 5 und 20) um 200 kg/cm² erhöht werden.⁵⁵⁾ Die zulässige Stahlspannung ist für Betonrippenstahl höher. Vgl. Richtlinien für Zulassung und Anwendung von Stäben mit Nenndurchmessern bis zu 26 mm (7. Auflage der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Wilh. Ernst & Sohn), wenn der Bauteil vorwiegend ruhend belastet ist (DIN 1055, Blatt 3, Abs. 1 und 4), also nicht z. B. bei Kranbahnen und Brücken.

Fortsetzung Tafel V

1	2	3	4	5	6	7	8
Bauteile und Beanspruchungsart	Baustoff und Anwendungsbereich	Zulässige Spannungen Güteklaasse des Betons					Zeile
		B 120 ⁵⁰⁾	B 160 ⁵¹⁾	B 225 ⁵¹⁾	B 300 ⁵¹⁾		
D Schub infolge Biegung	Ohne Nachweis der Schubsicherung: in Platten	τ_0	6	8	9	10	25
	in anderen Bauteilen	τ_0	4	6	7	8	26
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Schubbewehrung	max τ_0	14	16	18	20	27
E Verdrehung in Rechteck- querschnitten	Ohne Nachweis der Verdrehungsbewehrung	τ_0	4	5	6	7	28
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Ver- drehungsbewehrung	max τ_0	14	16	18	20	29
F Verdrehung und Schub aus Biegung bei Rechteckquer- schnitten	Ohne Nachweis der Verdrehungsbewehrung	τ_0	6	8	9	10	30
	Höchstwerte ohne Einrechnung der Schub- und Verdrehungsbewehrung	max τ_0	17	20	23	26	31
G Haftung der Stahl- einlagen in Bau- teilen, die auf Bie- gung beansprucht werden	Haftspannung	τ_1	4	5	6	8	32

— MBl. NW. 1960 S. 2253.

Einzelpreis dieser Nummer 2,60 DM

Einzellieferungen nur durch den August Bagel Verlag, Düsseldorf, gegen Voreinsendung des Betrages zuzügl. Versandkosten (je Einzelheft 0,15 DM) auf das Postscheckkonto Köln 85 16 oder auf das Girokonto 35 415 bei der Rhein. Girozentrale und Provinzialbank Düsseldorf. (Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.)

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Druck: A. Bagel, Düsseldorf.
Vertrieb: August Bagel Verlag, Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch die Post.
Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 6,— DM, Ausgabe B 7,20 DM.