

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. Dezember 1942

Heft 51/52

25 JAHRE DEUTSCHE BAUNORMUNG.

Von Reg.-Baumeister a. D. Sander, Berlin.

DK 389.6:624

Der Deutsche Normenausschuß, im Mai 1917 zunächst als „Normalienausschuß für den allgemeinen Maschinenbau“ gegründet, aber bereits am 22. Dezember 1917 in den „Normenausschuß der deutschen Industrie“ umgewandelt, kann in diesem Jahr auf eine 25 jährige Tätigkeit zurückblicken.

Die Ausweitung seines Arbeitsbereiches auf alle Gebiete des täglichen Lebens und die Bedeutung, die seine Arbeiten insbesondere in dem harten Ringen, das das Deutsche Volk heute um seine Existenz führt, gewonnen haben, berechtigen dazu, in einer Rückschau sich den Werdegang dieser größten technischen Gemeinschaftsarbeit zu vergegenwärtigen und der Männer zu gedenken, die begeistert in ehrenamtlicher Arbeit dem Fortschritt auf dem Gebiete der Wirtschaft und Technik gedient haben.

Wie ist in Deutschland der Gedanke, die Vereinheitlichungsbestrebungen zusammenzufassen, gewachsen?

Bereits im vorigen Jahrhundert sind aus Einzelbedürfnissen heraus verschiedene Normungsarbeiten entstanden:

- 1872 wurde das Reichsformat des Ziegels gesetzlich eingeführt.
- 1878 wurden die ersten Erlasse für Zement herausgegeben.
- 1881 wurden durch die Normalprofilbuchkommission die Normalprofile eiserner Walzträger festgelegt und vom Verein deutscher Eisenhüttenleute die Lieferbedingungen für Eisen und Stahl aufgestellt.
- 1882 wurden in Zusammenarbeit zwischen dem Verein deutscher Ingenieure (VDI) und dem Verein von Gas- und Wasserfachmännern Normen für gußeiserne Muffendruckrohre und Abflußrohre geschaffen und
- 1886 vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Verein deutscher Ingenieure und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, die spätere DIN 1000, aufgestellt.
- 1893 begann gleich mit der Gründung des Verbandes deutscher Elektrotechniker (VDE) die Arbeit an den Normalien und Leitsätzen des VDE.
- 1900 und 1912 gab der Verein deutscher Ingenieure weitere Rohrnormalien heraus.
- 1909 wurden die von allen deutschen Bundesstaaten und freien Städten anerkannten deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement herausgegeben.
- 1912 bildete sich beim VDI ein Ausschuß für die Vereinheitlichung der Gewinde.
- 1913 gab W. Hellmich die Anregung zur Zusammenfassung der Vereinheitlichungsarbeiten der Industrieverbände und -werke.
- 1914 gab in der Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure zufolge dieser Anregung Baurat Fritz Neuhäus, der spätere Präsident des Deutschen Normenausschusses, in einem Vortrage einen Überblick über die Möglichkeiten der Vereinheitlichung in der deutschen Maschinenindustrie und über die damals bekannten Maß- und Liefernormen. In Verfolg der dort vorgetragenen Gedanken richtete der Verein deutscher Ingenieure in seinem Lesesaal eine Auslegestelle für Werknormen ein, um mit diesen aus den Bedürfnissen der einzelnen Werke hervorgegangenen Normen möglichst weite Kreise bekanntzumachen.

Der Ausbruch des Weltkrieges 1914 unterbrach zunächst diese Entwicklung und ließ auch diese Auslegestelle für Werknormen in Vergessenheit geraten. Als jedoch die Anforderungen des Krieges an die Ausrüstung des Heeres immer größer wurden, wurde im Herbst 1916 auf Veranlassung des Waffen- und Munitionsbeschaffungsamtes in Spandau ein Büro unter Leitung von Oberingenieur Schaechterle eingerichtet, aus dem am 21. Dezember 1916 durch Erlaß des Chefs des Kriegsammtes das Königliche Fabrikationsbüro Spandau entstand. Schaechterle verfocht zusammen mit Th. Damm leidenschaftlich die Idee einer einheitlichen, zentral gesteuerten deutschen Normung, die seiner Meinung nach der Verein deutscher Ingenieure durchführen muß. Die Aussprachen mit diesem damals größten technischen Verein führten am 18. Mai 1917 unter Vorsitz von W. Hellmich vom Verein deutscher Ingenieure zur Gründung des „Normalienausschusses für den allgemeinen Maschinenbau“.

Im Juli 1917 stellte Wölfel im Normalienausschuß den Antrag, die von verschiedenen deutschen Industrieverbänden und Ausschüssen erarbeiteten Normen mit den VDI-Normalien zu einem Normensammelwerk der deutschen Industrie zu vereinigen. Wölfel schlug auch das Kennzeichen: „DINorm“ (Deutsche Industrie-Norm) vor, aus dem das Zeichen „DIN“ (heute gedeutet als „Das Ist Norm“) entstanden ist.

Am 6. September 1917 schied Schaechterle auf tragische Weise aus dem Leben. Seinem Wirken sollte die deutsche Technik und Industrie stets dankbar gedenken.

Schon in den nächsten Monaten griffen die Arbeiten über den engeren Rahmen des Maschinenbaus hinaus. So traten 1917 unter dem Vorsitz von Prof. Dr.-Ing. Gehler — 1916 bis 1918 als Chef der Bautenprüfstelle im Stabe des Kriegsammtes tätig — in der Bautenprüfstelle die ersten Träger des Normungsgedankens im Bauwesen zusammen, wie z. B. Hermann Muthesius, Friedrich Paulsen, Gerhard Jobst, Peter Behrens und Lövenich. Hier entstanden unter Hinzuziehung der inzwischen in Dresden unter Oscar Kramer gegründeten Normenstelle die ersten Normblattentwürfe für Holzbalkendecken, Türen und Fenster.

Um alle diese Bestrebungen zusammenzufassen, wurde am 22. Dezember 1917 der „Normenausschuß der deutschen Industrie“ gegründet, zu dessen Präsidenten Baurat Dr.-Ing. Neuhäus gewählt wurde, der auch heute noch dieses Amt führt. Das Amt des Obmanns der Baunormung übernahm Prof. Dr.-Ing. Gehler, die Stellvertretung bis 1924 Ministerialrat Huber-München, ab 1924 Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck. Eine ganze Reihe von Körperschaften, so z. B. der Verband Deutscher Elektrotechniker und die Normalprofilbuchkommission, verbanden sich mit dem Normenausschuß zu gemeinschaftlicher Normungsarbeit. Sie erfaßte im Laufe der Jahre immer neuere Gebiete, da ihre Bedeutung in immer weiteren Kreisen anerkannt wurde. Ihr Aufgabengebiet wuchs über den Rahmen der eigentlichen Industrie hinaus (Hauswirtschaft, Gesundheitswesen usw.). Da der Tätigkeitsbereich nicht mehr dem alten Namen entsprach, wurde am 6. November 1926 beschlossen, den Namen „Normenausschuß der deutschen Industrie“ in „Deutscher Normenausschuß“ zu ändern.

Heute erstreckt sich die Normung auf alle Gebiete des täglichen Lebens. Die nachstehende Übersicht zeigt den Umfang der

geleisteten Arbeit, ausgedrückt in der Zahl der Normblätter nach 10-jähriger und 25-jähriger Tätigkeit.

Was war der zwingende Grund, der die Zusammenfassung der deutschen Normung in einer Organisation veranlaßte?

Die immer mehr steigenden Anforderungen des Weltkrieges hatten unsere gesamte Produktion unter ein einziges großes Ziel gestellt: Massen und immer neue Massen von Heeresgut heranzuschaffen und hatten die Vielfältigkeit unserer Erzeugnisse und die mit ihr verbundene Hemmung der Massenfertigung aufgezeigt. Überall entstand zwangsläufig der dringende Wunsch nach Vereinheitlichung, den die verschiedenen Industriezweige in Ausschüssen und Geschäftsstellen zu verwirklichen suchten. Sehr bald zeigte sich die große Gefahr, die mit einer zusammenhanglosen Normung verbunden war und ein unübersehbares Nebeneinander und Gegeneinander zur Folge gehabt hätte. Die führenden Männer wurden sich einig in der Forderung, daß es nur einen Normenausschuß geben dürfe, um die Abhängigkeit der Arbeiten untereinander zu wahren.

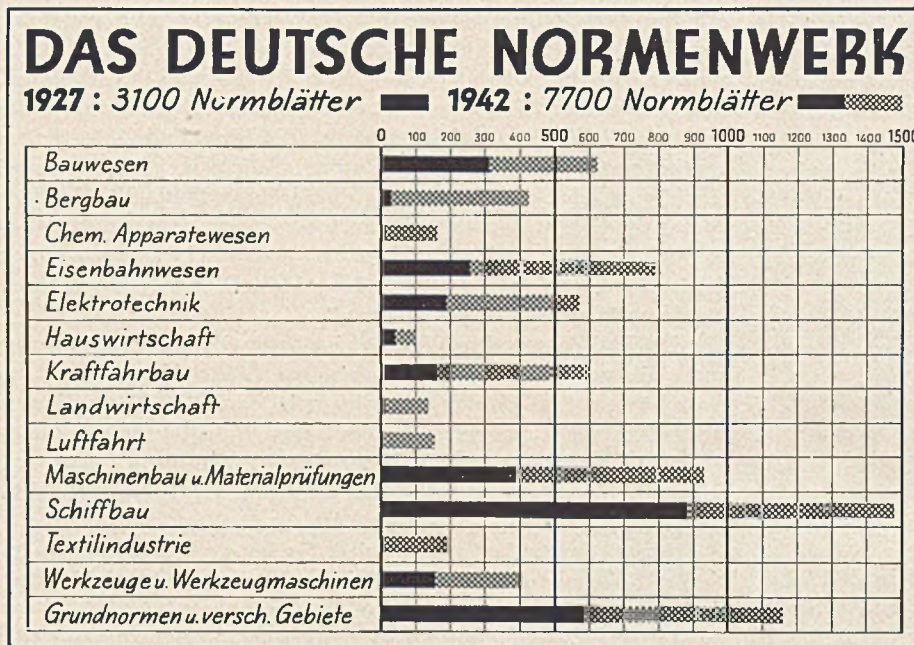


Abb. 1.

Interessant ist es, diese Entwicklung vor 25 Jahren mit den heutigen Gegebenheiten zu vergleichen, da auch heute wieder die ganze deutsche Wirtschaft und Verwaltung auf ein Ziel ausgerichtet ist: unter Anspannung aller Kräfte den Anforderungen gerecht zu werden, die die totale Kriegsführung stellt. Der gewerblichen Wirtschaft ist durch Erlass vom 12. November 1936 zur Erzielung einer Leistungssteigerung die Normung zur Pflicht gemacht worden. Die auf den verschiedensten Gebieten eingesetzten Bevollmächtigten haben im Zuge dieser geforderten Leistungssteigerung durch Anordnungen und Verfügungen auf eine weitgehende Typenverminderung und Normung hingewirkt. Zum Teil liefen diese Arbeiten unabhängig voneinander und es bedurfte des Eingreifens des Normenausschusses, um die Beachtung verschiedener auf Nachbargebieten bestehender Normen und damit die Eindeutigkeit des deutschen Normenwerkes zu sichern. Diesem Ziel dient auch ein Rundschreiben des Reichsministers für Bewaffnung und Munition, Chef des Rüstungslieferungsamtes, vom 8. Oktober 1942, durch das die Leiter der Haupt-, Sonder- und Spezialsonderringebenen sowie der Haupt-, Sonder- und Spezialsonderringebenen gebeten werden, zur Sicherung der Einheitlichkeit des deutschen Normenwerkes und der Wahrung der unmittelbaren und mittelbaren Zusammenhänge aller Normen untereinander mit dem Deutschen Normenausschuß eng zusammenzuarbeiten. Dieser Erlass ist im Interesse der Einheitlichkeit der Führung der deutschen Normung auf das wärmste zu begrüßen.

Die Begeisterung, mit der seit Beginn einer zentral zusammengefaßten Normung eine Vielzahl bester und berufenster Ingenieure

sich für diese Arbeit ehrenamtlich zur Verfügung stellte, entsprang nicht nur technisch materieller Überlegung, sondern, wie es W. Hellmich, das langjährige geschäftsführende Präsidialmitglied und der heutige Kurator des Deutschen Normenausschusses einmal ausgedrückt hat: „der Freude an Klarheit und Wahrheit, getragen von dem Geist, der schafft, nicht weil er soll, sondern weil er muß, weil hinter ihm der Trieb steht, der von Unordnung zur Ordnung, von Willkür zur Gebundenheit, von der Zufälligkeit zum Gesetz strebt“. Dieser Geist schuf die Bande der gemeinschaftlichen Arbeit, die nicht nur in rechnenden technischen Überlegungen, sondern im Unwägbareren ihre Begründung findet.

Diese Gemeinschaftsarbeit brachte aber noch etwas Neues mit sich. Während bisher meistens jede Gruppe, sei es Erzeuger oder Verbraucher oder Verwaltung, bemüht war, ihr Interesse bis zum äußersten ohne Rücksicht auf diejenigen der anderen zu vertreten und durchzusetzen, brachte die Gemeinschaftsarbeit an der Normung das Verständnis und die Achtung vor dem Willen und Streben des anderen. Die Normungsarbeit erzog die Beteiligten zu einem

verständnisvollen Zusammenwirken, indem sie ihre Wünsche in die Zusammenhänge der Gesamtheit der zu lösenden Aufgaben zu stellen hatten, um so die volkswirtschaftlich beste Lösung sicherzustellen. Das heißt nun nicht, daß jeder Meinungskampf ausgeschlossen war, aber die Beteiligten wurden gezwungen, den Kampf sachlich zu führen, denn hier entschieden keine Machtpositionen, sondern lediglich der sachliche Zwang.

Die jeweiligen Normungsaufgaben wurden Arbeits- oder Fachnormenausschüssen überwiesen, die sich aus Vertretern der Erzeuger und Verbraucher, Behörden und Wissenschaft zusammensetzten und deren Obmann dem Präsidenten des Deutschen Normenausschusses für eine objektive sachliche Erledigung der Arbeit verantwortlich ist. Dem Präsidenten steht ein aus den hauptbeteiligten Kreisen berufenes Präsidium zur Seite, dem die Arbeitsergebnisse aller Arbeitsausschüsse zur Kenntnis zwecks Genehmigung zur Aufnahme ins deutsche Normensammelwerk vorgelegt werden. (Als Vertreter des Bauwesens gehören dem Präsidium des Deutschen Normenausschusses zur Zeit an: Mini-

sterialrat a. D. Dr.-Ing. Ellerbek, Prof. Dr.-Ing. Garboitz, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Generaldirektor Dr.-Ing. E. h. Knüttel, Ministerialrat a. D. Karl Neuhaus, Ministerialrat Wedler.)

Dem Präsidium wird seine Arbeit durch die ehrenamtlich tätige Normenprüfstelle erleichtert, die alle Normungsarbeiten auf die Beachtung bereits bestehender Normen prüft und aus ihrer normentechnischen Erfahrung heraus den Arbeitsausschüssen gegebenenfalls Ratschläge für eine klarere und eindeutige Gestaltung gibt.

Den Arbeits- und Fachnormenausschüssen selbst steht zur Durchführung ihrer Arbeiten die hauptsächlich tätigen Ingenieuren bestehende Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses zur Verfügung, deren Aufgabe es ist, die anfallende Verwaltungsarbeit zu leisten und die Obmänner der Ausschüsse sachkundig zu unterstützen.

Die Arbeitsergebnisse der Ausschüsse werden in der Regel als Normblattentwürfe zur öffentlichen Kritik gestellt, die Einwände in abermaligen Arbeitssitzungen geprüft und das Arbeitsergebnis dann nach Zustimmung durch das Präsidium in das deutsche Normenwerk aufgenommen, das zur Zeit rd. 7700 Normblätter umfaßt.

In neuerer Zeit sind für alle die Fälle, in denen die dringende Lösung einer Aufgabe nicht erst die gemeinsame Beratung mit allen Beteiligten gestattet, DIN-Einheitsblätter (DIN E Blätter) geschaffen worden, die als Vorläufer künftiger deutscher Normen anzusehen sind und für deren Richtigkeit nicht der Präsident des Deutschen Normenausschusses, sondern die bearbeitende Gruppe die Verantwortung trägt.

Diese im Laufe der Jahre gewachsene Organisation, die die Anpassung an die Gegebenheiten jedes Einzelfalles gestattet und bürokratische Behandlung vermeidet, hat ihre Zweckmäßigkeit bewiesen und gelegentlich der internationalen Normtagung in Berlin im Jahre 1938 die Anerkennung des Reichswirtschaftsministers gefunden.

Wenn in folgendem ein Rückblick auf die geleistete Arbeit gegeben wird, so sei es gestattet, ihn im Rahmen dieser Betrachtung lediglich auf einige besonders wichtige Normungsarbeiten im Bauingenieurwesen zu beschränken und im übrigen auf das alljährlich erscheinende Normblattverzeichnis zu verweisen.

Für den Ingenieurhochbau sind von besonderer Bedeutung die Arbeiten des Ausschusses für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB.). Schon im Dezember 1919 nahm dieser Ausschuß seine Arbeiten mit folgendem Arbeitsprogramm auf:

1. Belastungen und zulässige Beanspruchungen,
2. Eigengewicht von Baustoffen und Bauteilen,
3. Mauerdicken und Wärmeschutzmittel,
4. Allgemeine Bestimmungen.

Im August 1921 waren die Bestimmungen über die Beanspruchung von Flußstahl, Gußeisen, Holz und über Verkehrslasten und Lastverminderungen, an deren Bearbeitung Oberbaurat Scharff-Hamburg führend beteiligt war, abgeschlossen, bis auf die Frage der Knickbeanspruchung, über deren Berechnungsweise sich ein heftiger Meinungskampf entwickelte, der auch heute noch nicht endgültig entschieden ist. Ohne diese endgültige Klärung wollte der Ausschuß im Einverständnis mit dem damaligen Obmann — Geheimrat Dr.-Ing. Friedrich — die Beanspruchungsvorschrift nicht endgültig herausgeben, da umfangreiche Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes beim Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem liefen.

Erst 1933 wurden unter Vorsitz des inzwischen zum Obmann berufenen Ministerialrat Neuhaus vom Preußischen Finanzministerium und in Zusammenarbeit mit Vertretern sämtlicher Länderregierungen und der Bauwirtschaft die Arbeiten dieses Ausschusses neu aufgegriffen und dann in rascher Folge folgende Arbeiten zum Abschluß gebracht (s. Tab. S. 376).

Diese Normen wurden bis zum Jahre 1937 nach ihrem Erscheinen auf Vorschlag des Preußischen Finanzministers zu einem einheitlichen Termin in allen Ländern und, nachdem 1938 die Baupolizeihoheit auf das Reich übergegangen ist, vom Reichsarbeitsminister als Richtlinien für die Baupolizei im Großdeutschen Reich eingeführt. Die Obmannschaft dieses wichtigen Arbeitsausschusses ist am 25. Juni 1941 auf Ministerialrat Wedler übergegangen.

Der Umfang der Gesamtheit dieser Arbeiten und auch der hier zur Verfügung stehende Raum verbieten es, auf Einzelheiten einzugehen. Ihre Bedeutung liegt in der einheitlichen, ständig dem Fortschritt angepaßten Regelung der technischen Grundlagen des Bauens schon in einer Zeit, in der die Reichsbauordnung, an der nun schon über 10 Jahre gearbeitet wird, noch nicht in Kraft gesetzt ist.

Im Zusammenhang mit diesen Arbeiten stehen auch die Arbeiten des Ausschusses für Entnahme von Bodenproben und einheitliches Benennen der Bodenarten, der unter Vorsitz von Ministerialrat Busch im Jahre 1935 die Normen DIN 4021: Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben, und DIN 4022: Einheitliches Benennen der Bodenarten und Aufstellen der Schichtenverzeichnisse bearbeitet und im Jahre 1938 dem Fortschritt der Technik angepaßt hat. Diese Normen sind ebenfalls amtlich zur Beachtung empfohlen worden.

An dieser Stelle ist auch auf die Stahlbetonbestimmungen zu verweisen, die vom Deutschen Ausschuß für Stahlbeton (Vorsitz: Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck) erstmalig im Oktober 1915 herausgegeben wurden mit dem Ziel, eine einheitliche Regelung auf diesem Gebiet im Deutschen Reich herbeizuführen. Der Entwicklung der Betontechnik folgend, erschienen die Neubearbeitungen von 1926 und 1932. In dieser Fassung wurden sie in das Normensammelwerk als DIN 1044 bis 1048 eingegliedert. Die zur Zeit gültige Ausgabe von 1937 wurde vom Reichsarbeits-

minister am 6. Dezember 1940 im gesamten Großdeutschen Reich als Richtlinie für die Baupolizei eingeführt. Die Neubearbeitung der Stahlbetonbestimmungen steht vor dem Abschluß.

Für diese Arbeiten waren die Zementnormen von grundlegender Bedeutung. Die Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement, die auf Grund der bis in das Jahr 1878 zurückreichenden Erlasse der zuständigen Ministerien für sich ein gewisses Prioritätsrecht in Anspruch nehmen dürfen, wurden in einem Ausschuß des Reichsverkehrsministeriums unter Vorsitz von Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck in Gemeinschaft mit allen Beteiligten geschaffen und im Jahre 1932 als DIN 1164 in das deutsche Normensammelwerk aufgenommen. Kürzlich ist eine Neufassung erschienen, die der technischen Entwicklung der letzten Jahre Rechnung trägt.

Der Ausschuß für die Neubearbeitung der Zementnormen ist seit dem 1. April 1941 in dem Arbeitsausschuß Bindemittel für Mörtel und Beton aufgegangen, der auf Anregung des Deutschen Normenausschusses durch Erlaß des Herrn Reichsverkehrsministers eingesetzt ist und zu dessen Vorsitzenden im Einvernehmen mit dem Präsidenten des Deutschen Normenausschusses Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck und zu dessen Stellvertreter Ministerialrat Plarre berufen ist. Dieser Ausschuß wird in verschiedenen Arbeitsausschüssen künftig alle einschlägigen Bindemittel (Zement, Traß, Kalk, Gips) bearbeiten.

Neben den Traßnormen, die im Jahre 1931 unter Vorsitz von Geheimrat Prof. Gary geschaffen wurden, kommt den Bakalknormen besondere Bedeutung zu, die nach zehnjähriger Forschungsarbeit und Tausenden von Vergleichsversuchen unter Vorsitz von Prof. Krüger aufgestellt und 1939 herausgegeben sind. Eine Überarbeitung im Jahre 1941 brachte nur an einzelnen Stellen Änderungen. Die Führung dieser Arbeit hat in der Zwischenzeit Ministerialrat Wedler übernommen. Von den Gipsnormen sind bisher lediglich die Begriffsbestimmungen und Benennungen festgelegt. Die weiteren Arbeiten werden unter Führung von Prof. Dr.-Ing. Kristen durchgeführt.

Die angespannte Rohstofflage hat es erforderlich gemacht, nach Wegen zu suchen, wie durch Verarbeitung von Abfallstoffen aus der Hüttenindustrie ein Bindemittel geschaffen werden kann, das den Eigenschaften des Zements nahekommt. Die Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet haben zur Aufstellung des Normblattes für Mischbinder — DIN Vornorm 4207 — geführt, die durch fabrikmäßiges Vermahlen von hydraulischen Stoffen unter Zugabe von Anregern (Portlandzement, Weißkalk, Dolomitskalk und Gips oder Gemischen aus diesen Stoffen) hergestellt werden. Sie können für untergeordnete Betonbauten, z. B. Kellergeschosse in Wohnungsbauten, Verwendung finden.

Weiter sei an dieser Stelle noch auf die Normen für Kalksandsteine, die nach heißem Kampf 1927 gegen die Bestrebungen der Ziegelindustrie durchgesetzt wurden, und die übrigen Normen für Schwemmsteine aus Naturbims, Hüttensteine, Hütten Schwemmsteine und Schlackensteine hingewiesen, die in der gesamten Wirtschaft Anwendung fanden und ebenso wie andere Baustoffnormen: Zement, Kalk, Traß, Eisen und Stahl, Gußeisen usw., die Grundlagen für die technischen Baubestimmungen bilden, sei es für Vorschriften für die Vergebung von Bauaufträgen (Reichsverdingungsordnung), sei es für die technischen Baupolizeibestimmungen.

Grundlegende Bedeutung kommt weiter den Arbeiten des Ausschusses für Straßenbrücken zu. Zunächst ist an die Normung der Brückenbreiten — DIN 1071 — herangegangen worden, die 1923 abgeschlossen und mit Rücksicht auf den wachsenden Autoverkehr 1927 für zweispurige Brücken mit Hauptträgern zwischen Fahrbahn und Gehweg und für dreispurige Brücken erweitert wurden. Dieses Normblatt wurde jedoch im Jahre 1939 zurückgezogen, nachdem vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen im Abschnitt III der Richtlinien für den Ausbau von Landstraßen, der die Querschnittsgestaltung von Reichsstraßen und Landstraßen I. und II. Ordnung regelt, eine den Anforderungen des Reichsautobahnverkehrs angeglichene Neufassung herausgegeben war.

DIN	Titel	Erscheinungsdatum	Obmann des Arbeitsausschusses
120	Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile und Grundsätze für die bauliche Ausbildung von Kranen und Kranbahnen	November 1936	Ministerialrat Wedler
1050	Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau	1. Ausg.: Aug. 1934 2. Ausg.: Juli 1937	bis November 1934: Oberreg.- u. -baurat Dr.-Ing. Herbst, ab November 1934: Ministerialrat Wedler
1051	Berechnungsgrundlagen für Gußeisen im Hochbau	Februar 1937	Ministerialrat Wedler
1052	Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung . .	1. Ausg.: Juli 1933 2. Ausg.: Mai 1938 3. Ausg.: Dez. 1940	bis Januar 1933: Reichsbahnrat Ernst bis September 1936: Ministerialdirigent Prof. Dr.-Ing. Schaechterle bis Januar 1940: Abteilungspräsident Dr.-Ing. Krabbe † ab Januar 1940: Ministerialrat Wedler
1053	Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen	Februar 1937	bis Februar 1933: Oberbaurat Tornieporth ab Oktober 1934: Oberbaurat Gottsch
1054	Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes und der Pfahlgründungen	1. Ausg.: Aug. 1934 2. Ausg.: Aug. 1940	Ministerialrat Busch
1055	Lastannahmen für Bauten:		
	Bl. 1: Bau- und Lagerstoffe	1. Ausg.: Aug. 1934 2. Ausg.: Aug. 1937 3. Ausg.: Juni 1940	bis Januar 1933: Oberreg.- u. -baurat Fahlbusch bis April 1938: Ministerialrat Neuhaus ab Mai 1938: Ministerialrat Wedler
	Bl. 2: Eigengewichte von Bauteilen	Aug. 1934	
	Bl. 3: Verkehrslasten	Aug. 1934	
	Bl. 4: Windlast	Juni 1938	Ministerialrat Busch
	Bl. 5: Schneelast	Dez. 1936	Ministerialrat Busch
1056	Grundlagen für die Ausführung freistehender Schornsteine	1. Ausg.: Apr. 1927 2. Ausg.: Aug. 1929 3. Ausg.: Aug. 1940	Prof. Dr.-Ing. Gehler
1057	Schornsteinmauersteine für freistehende Schornsteine	1. Ausg.: Jan. 1927 2. Ausg.: Aug. 1940	Prof. Dr.-Ing. Gehler
4100	Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten	1. Ausg.: Mai 1931 2. Ausg.: Juli 1933 3. Ausg.: Aug. 1934	bis Januar 1942: Ministerialdirigent Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. E. h. Schaper †
4102	Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme	1. Ausg.: Aug. 1934 2. Ausg.: Nov. 1940	Prof. Dr.-Ing. Kristen
4103	Bauliche Maßnahmen zur Minderung der Luftgefahr für Neubauten, Um- und Erweiterungsbauten (durchschlagsichere Branddecken) — in Vorbereitung —		Prof. Dr.-Ing. E. h. Rüth
4104	Raumabschlüsse für Schutzräume	1. Ausg.: Juni 1936 2. Ausg.: Sept. 1939	Prof. Dr.-Ing. E. h. Rüth
4106	Richtlinien für Mauerdicken der Wohnungsbauten und statisch ähnlicher Bauten (Mauern aus Vollsteinen)	Febr. 1937	Mag.-Oberbaurat Wendt
4107	Richtlinien für die Beobachtung der Bewegungen entstehender und fertiger Bauwerke	Febr. 1937	Ministerialrat Busch
4109	Richtlinien für den Schallschutz im Hochbau — Entwurf —		Ministerialrat Wedler
4110	Technische Bestimmungen für Zulassung neuer Bauweisen	1. Ausg.: Aug. 1934 2. Ausg.: Juli 1938	bis April 1938: Ministerialrat Neuhaus ab Mai 1938: Ministerialrat Wedler
4111	Stählerne Bohrtürme für Tiefbohrungen, stählerne Fördertürme für Erdölgewinnung	Febr. 1940	Ministerialrat Wedler
4112	Berechnungsgrundlagen für fliegende Bauten	Mai 1938	Oberreg.- und -baurat Dr.-Ing. Hasenjäger
4129	Trag- und Abspannseile von Kranen	Jan. 1941	Ministerialrat Wedler
4130	Seiltriebe für Krane	Juli 1939	Ministerialrat Wedler
4150	Erschütterungsschutz im Bauwesen	Juli 1939	Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Hertwig

Die Entwicklung der übrigen Vorschriften für Straßenbrücken, die sich auf die Belastungsannahmen, Berechnungsgrundlagen und die Überwachung und Prüfung erstrecken, zeigt folgende Übersicht (s. Tab. S. 377).

Zu diesen Arbeiten kamen nach Einführung der Schweißtechnik im Brückenbau 1937 die Vorschriften für geschweißte, vollwandige stählerne Straßenbrücken — DIN 4101 —, die unter Vorsitz von Geheimrat Schaper aufgestellt wurden.

Parallel zu den Arbeiten für Straßenbrücken wurden auch die Arbeiten für Straßenbaustoffe in Angriff genommen.

Unter dem Vorsitz von Stadtbaurat Prof. Dr.-Ing. Bre d t s c h n e i d e r wurden die Normen für Mosaikpflaster, Bordschwellen und Bordsteine sowie Fußwegplatten bereits 1920 herausgegeben. Der Versuch, Normen für Reihenpflastersteine aufzustellen, war wegen der Verschiedenheit des Materials zum Scheitern verurteilt. Der dann auftauchende Plan, ein Musterbuch zu schaffen, ist erst im Jahre 1938 durch die Forschungsgesellschaft für das deutsche Straßenwesen unter Vorsitz von Prof. T r a u e r durchgeführt worden.

Neben diesen Arbeiten beschäftigte sich die Vereinigung der

DIN	Titel	Erscheinungsdatum	Obmann des Arbeitsausschusses
1072	Straßenbrücken, Belastungsannahmen	1. Ausg.: Juli 1925 2. Ausg.: Okt. 1927 3. Ausg.: Sept. 1931 4. Ausg.: Okt. 1939 5. Ausg.: Apr. 1941	Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck
1073	Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken	1. Ausg.: Apr. 1928 2. Ausg.: Sept. 1931 3. Ausg.: Jan. 1941	Ministerialdirigent Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Schaper †
1074	Berechnung und Ausführung hölzerner Straßenbrücken	1. Ausg.: Aug. 1930 2. Ausg.: Aug. 1941	bis 1934: Reichsbahnrat Ernst bis Juni 1938: Ministerialdir. Prof. Dr.-Ing. Schaechterle bis Januar 1940: Abteilungspräsident Dr.-Ing. Krabbe † ab Jan. 1940: Ministerialrat Wedler
1075	Berechnungsgrundlagen für massive Brücken	1. Ausg.: Aug. 1930 2. Ausg.: Nov. 1933 3. Ausg.: Mai 1938	Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck
1076	Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken	August 1930	Abteilungspräsident Dr.-Ing. Kommerell
1077	Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken	Juni 1933	bis 1939: Ministerialrat Verlohr ab 1939: Ministerialrat Plarre
1079	Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken	1. Ausg.: Jan. 1938 2. Ausg.: Nov. 1938	Abteilungspräsident Dr.-Ing. Kommerell

Bauverwaltungen deutscher Städte bereits seit 1913 mit den Grundsätzen für die Herstellung und Unterhaltung von Asphaltstraßen, die nach zweimaliger Überarbeitung 1928 als DIN 1991 ins Normensammelwerk aufgenommen wurden. Sie hatten anerkanntermaßen den Erfolg zu verbuchen, daß sie durch eindeutige Festlegung der Vertragspflichten die Bauverwaltung vor Übervorteilung durch den Unternehmer und den Unternehmer vor überspannten Forderungen der Verwaltungen zu schützen imstande waren.

In Ergänzung hierzu wurden vom Hauptausschuß der Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung im Jahre 1917 die Vorschriften für die Lieferung und Prüfung von Asphalt und Teer sowie von Asphalt und Teer enthaltenden Massen bearbeitet, die als DIN 1995 und 1996 im Jahre 1928 ins deutsche Normensammelwerk aufgenommen und in überarbeiteter Form im Jahre 1941 bzw. 1942 vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen herausgegeben wurden. Die ersten grundlegenden Arbeiten für diese beiden Normen stammen ebenfalls von Stadtbaurat Prof. Dr.-Ing. Bredtschneider in Zusammenarbeit mit Oberbaurat Dr. Herrmann.

Auch im städtischen Tiefbau wurden die Normungsarbeiten frühzeitig in Angriff genommen. Im Ausschuß für Betonwaren und Werkstein wurden unter Vorsitz von Prof. Dr.-Ing. Gehler die Normungsarbeiten für runde und eiförmige Betonrohre in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Beton-Verein durchgeführt und auch die Normen für Bürgersteigplatten und Bordschweller und Bordsteine aus Beton bearbeitet. Die Normen für Betonrohre wurden 1939 überarbeitet und durch technische Lieferbedingungen und Prüfverfahren, dazu aber noch durch die Normen für Eisenbetondruckrohre — DIN 4036 und 4037 — ergänzt. An dieser Arbeit hat Prof. Dr.-Ing. Marquardt wesentlichen Anteil.

Der Ausschuß für Betonwaren und Werkstein stellte auch die ersten Baugrundsätze für Betonmischmaschinen auf.

Die gußeisernen Kanalisationsgegenstände, wie Straßenabläufe, Schachtabdeckungen, Einsteigschächte usw., wurden in Zusammenarbeit mit der Vereinigung der Oberbeamten deutscher Städte und der Kanalguß herstellenden Industrie unter der Obmannschaft von Gießereibesitzer P a s s a v a n t bearbeitet. Diese Arbeit brachte eine Verminderung der Modelle von 384 auf 26. Heute ist diese Arbeit zum Teil überholt, da infolge der Eisenverknappung auf Beton-Gußeisen-Konstruktionen übergegangen werden mußte, für die dieser Arbeitsausschuß inzwischen die Normen DIN 1228, 1229 und 1231 bis 1234 geschaffen hat.

Der gleiche Ausschuß hat aber auch die Normen für die Einrichtungsgegenstände für die Grundstücksentwässerung, wie Kellersinkkasten, Deckensinkkasten usw., bearbeitet, während die baupolizeilichen Vorschriften für Grundstücksentwässerungsanlagen: die Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen — DIN 1986 — in einem besonderen Ausschuß unter Vorsitz von Stadtbaurat Dr.-Ing. S c h u b e r t erarbeitet wurden.

Die Gesamtheit der die Entwässerungstechnik berührenden Normungsarbeiten war bisher im Fachnormenausschuß für Abwasser zusammengefaßt. Die großen Aufgaben, die jedoch dem Bauingenieur auf dem Gebiet der Wasserwirtschaft für die nächste Zukunft gestellt sind, machten eine Erweiterung des Arbeitsgebietes auch unter dem Gesichtswinkel der Normung notwendig. Im Einvernehmen mit dem Arbeitskreis Wasserwirtschaft des NSBDT sind daher alle diese Arbeiten in einen Fachnormenausschuß für Wasserbau und Wasserwirtschaft überführt, der unter Vorsitz von Prof. Dr.-Ing. Marquardt alle einschlägigen Arbeiten zusammenfassen wird. Die Normungsarbeiten auf dem Gebiet der Wasserkraftnutzung werden unter der Obmannschaft von Dipl.-Ing. B e u r l e, für Wasserversorgung unter der Obmannschaft von Gauamtsleiter Direktor K a s p e r und für Abwasserwesen unter der Obmannschaft von Direktor L a n g b e i n durchgeführt werden, während die Normungsarbeiten für landwirtschaftlichen Wasserbau nach wie vor vom Deutschen Ausschuß für Kulturbauwesen und die des Verkehrswasserbaus vom Generalinspektor für Wasser und Energie betreut werden sollen.

An dieser Stelle mögen auch die Arbeiten an den Technischen Vorschriften für Tiefbau nicht unerwähnt bleiben, die beim Generalinspektor für Wasser und Energie durchgeführt werden und von denen bereits im Jahre 1941 ein Teilabschnitt, und zwar die Technischen Vorschriften für Einbau von Stadtentwässerungsleitungen, als DIN Vornorm 4135 in das Normensammelwerk aufgenommen werden konnte.

Überblickt man rückschauend die bisher geleistete Arbeit, so ist festzustellen, daß die Bemühungen, durch eine wohl überlegte Ordnung der Baustoffe und Bauteile und durch eindeutige, den Regeln der Technik angepaßte Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen zu einer Leistungssteigerung zu kommen, weitgehendst von Erfolg gekrönt sind. Der Entschluß, derartige Vereinbarungen in Gemeinschaft aller Beteiligten aus Verwaltung und Wirtschaft in freiwilliger Zusammenarbeit zu treffen, hat sich als richtig er-

wiesen. Eine solche Arbeit kann nur gedeihen und den höchsten Nutzeffekt sicherstellen, wenn rein sachliche Gesichtspunkte die Gestaltung der Arbeit bestimmen und zur Führung der jeweiligen Arbeit derjenige berufen wird, der am besten und objektiv die Arbeit zu beurteilen vermag. Nicht wirtschaftliche Überlegungen allein können für eine Entscheidung ausschlaggebend sein, wenn technische und verwaltungsmäßige Gegebenheiten im Interesse der Allgemeinheit noch andere Anforderungen stellen müssen. Auf der anderen Seite aber dürfen auch manchmal ästhetische und Güteanforderungen nicht überspitzt werden, wenn darunter die

Wirtschaftlichkeit leidet. Es gilt, die technisch und volkswirtschaftlich beste Lösung zu finden.

Der Deutsche Normenausschuß als Hüter der Idee einer nach Höchstleistung strebenden Ordnung ist sich der Verantwortung bewußt, die er dem Volksganzen gegenüber trägt. 25 Jahre Aufbauarbeit und ihre Erfolge haben dies unter Beweis gestellt. Es sei daher der Wunsch gestattet, daß sich auch in Zukunft immer wieder weitblickende Männer finden mögen, die bereit sind, gegebenenfalls unter Zurücksetzung ihrer eigenen Interessen dem Fortschritt der Technik zu dienen.

ERGEBNISSE VON VERGLEICHVERSUCHEN MIT DRILLWULSTSTAHL- UND RUNDSTAHLBEWEHRUNG.

Von Prof. Dr.-Ing. Lührs, Danzig, und Prof. Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

DK 624.07:012.4:058

Seit etwa 4 Jahren sind von den Verfassern an den Technischen Hochschulen Danzig und Karlsruhe Versuche durchgeführt, die das Verhalten von Bewehrungen aus Drillwulststahl im Vergleich zu Rundstahl klären sollen. Wenn auch das vorhandene Versuchsmaterial noch nicht auf alle auftretenden Fragen Antwort gibt, so gestattet es doch in den Hauptfragen eine abschließende Stellungnahme. Diese erscheint auch deswegen wünschenswert, weil die Bestimmungen demnächst geändert werden und es im Interesse der sparsamen Verwendung unserer Stahlvorräte notwendig ist, die tatsächlich vorhandenen Vorteile restlos auszunutzen.

Der Zweck der besonderen Profilgestaltung des Drillwulststahlprofils ist die Erhöhung des Gleitwiderstandes. Die Vorfrage: Ist ein hoher Gleitwiderstand des Bewehrungsstahles in Beton erwünscht oder spielt die Größe des Gleitwiderstandes eine nur untergeordnete Rolle¹, wurde dabei im bejahenden Sinne beantwortet.

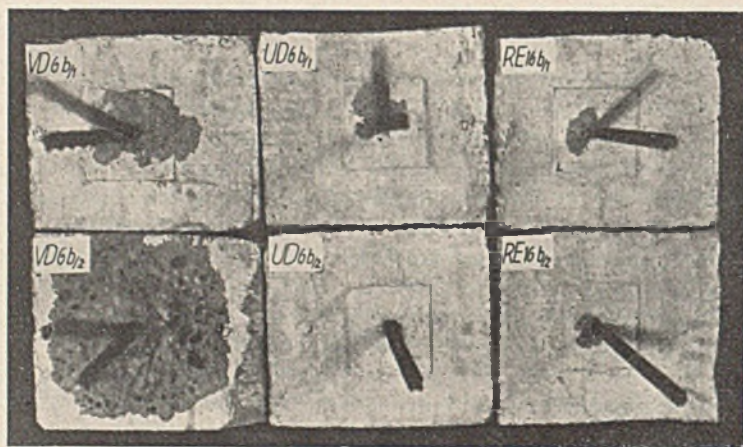


Abb. 1.

Diese bejahende Antwort soll im folgenden kurz begründet werden, da nicht an der Tatsache vorbeizukommen ist, daß die Frage der Haftspannungen und des Gleitwiderstandes jahrzehntelang eine untergeordnete Rolle gespielt hat.

Die Frage der Haftspannungen hat zweifellos erst erhöhte Bedeutung erlangt mit der Anwendung hochwertiger Stähle und der Wahl höherer Stahlspannungen. Bei den niedrigeren Stahlspannungen (bis etwa 1400 kg/cm²) ist im allgemeinen die verfügbare Haftfläche so groß, daß ein Gleiten vor Erreichen der Streckspannung nicht eintritt. Diese Gefahr wächst, abgesehen vom Durchmesser der Einlagen, mit der Erhöhung der zulässigen Spannung. Die erste Aufgabe der besonderen Profilgestaltung ist es also, das Gleiten der Eisen vor Erreichen der Streckgrenze mit Sicherheit zu verhüten. Das weitere und wichtigere Ziel ist die Verhütung bzw. Einschränkung des Gleitens bei über die Streckgrenze hinausgehenden Spannungen.

Es lag nahe, zuerst Versuche anzustellen, die als reine Haft-

spannungsversuche nur die Erhöhung des Gleitwiderstandes klären sollten. Über diese Haftspannungsversuche ist bereits berichtet¹. Zur Ergänzung dieses Berichtes werden hier die beiden Fotos (Abb. 1 und 2, und das Kurvenbild, Abb. 3) gezeigt. Abb. 1 zeigt nebeneinander die Endflächen von sechs 35 cm langen Prismen 25 × 30 cm, aus denen die Eisen (verdrillter Drillwulst 19 — unverdrillter Drillwulst 19 — Rundeisen \varnothing 16 mm) herausgezogen sind. Aus den starken Abblätterungen beim verdrillten Drillwulst im Vergleich zu den beiden übrigen Profilen zeigt sich überzeugend, daß beim verdrillten Drillwulstprofil der Beton nicht nur in der Berührungsfläche auf Haften bzw. Reibung beansprucht wird, sondern daß der schräge Druck auf die Wülste des Betons einen großen Teil des umgebenden Betons mit erfaßt.



Abb. 2.

Abb. 2 zeigt einen Prüfkörper von 45 cm Länge aufgespalten. Man sieht, daß am freien Ende des Eisens das Profil des Stahles im Beton erhalten ist, während am gezogenen Ende der Beton zermürbt ist als Folge der Änderung der Spiralenganghöhe (Ausmaß z. B. 16 mm bleibende Dehnung bei 350 mm Länge). Abb. 3 zeigt die Verschiedenheit im Enderfolg am deutlichsten. Die Länge der Versuchskörper war absichtlich sehr kurz gewählt — für Rundstahl \varnothing 16 ist 350 = 22 d —, um das Drillwulstprofil unter Verhältnissen zu prüfen, bei denen der Rundstahl schon bei Stahlspannungen unterhalb der Streckgrenze ins Gleiten kommen mußte. Wie die Abbildung zeigt, ist nach Eintritt des Gleitens keine Lastaufnahme mehr möglich. Das unverdrillte Drillwulstprofil hebt infolge des vergrößerten Umfanges wohl die Stahlspannung, bei der das Gleiten eintritt, aber nachher verläuft der Lastabfall ähnlich. Ganz anders das verdrillte Profil: nach einem anfänglichen Abfall nach Erreichen der Streckgrenze steigt die Spannung wieder und erreicht fast den Höchstwert, nachdem es bei dem der Abb. 3 zugrunde liegenden Versuchskörper beispielsweise von 350 cm Einbettungslänge 200 cm hineingezogen war, so daß nur noch 150 cm verblieben,

¹ Rossmann: Beton u. Eisen 40 (1941) S. 56.

bei denen dann die in Abb. 2 ersichtliche Zermürbung unter raschem Lastabfall eintrat.

Die Haftspannungsversuche erbringen also den eindeutigen Beweis, daß beim Drillwulstprofil der Eintritt einer Gleitbewegung vor Erreichen der Streckgrenze praktisch nicht eintreten kann, während das bei dem Rundprofil durchaus möglich ist.

Diese Feststellung ist wichtig, weil bei den folgenden Versuchen an Balken durchweg nur Bewehrungseisen mittleren Durchmessers untersucht wurden, so daß auch bei den Rundstahlbewehrungen die Haftspannungen bei Stahlspannungen unterhalb der Streckgrenze stets aufgenommen werden konnten.

Die Versuche an Balken wurden an Balken von teilweise 3 m mit Rechteckquerschnitt, größtenteils 4,5 m Spannweite mit Plattenbalkenquerschnitt durchgeführt. Im ganzen kamen 24 Balken mit Drillwulststahlbewehrung und 30 Balken mit Vergleichsbewehrungen zur Untersuchung, davon neun mit Griffelstahlbewehrung.

Der Zweck der Versuche war ein dreifacher:

1. Erstens sollte an Balken eine Bestätigung der Tatsache gefunden werden, daß beim Drillwulstprofil die Ausbildung von Haken unnötig ist.
2. Zweitens sollte geprüft werden, wie weit die Stahlspannung über die Streckgrenze hinaus ausgenutzt werden kann.
3. Drittens sollte die Ribbildung studiert werden als Vorarbeit zu dem Bestreben, Stahl mit noch höher als 4000 kg/cm² liegender Streckgrenze zu verwenden.

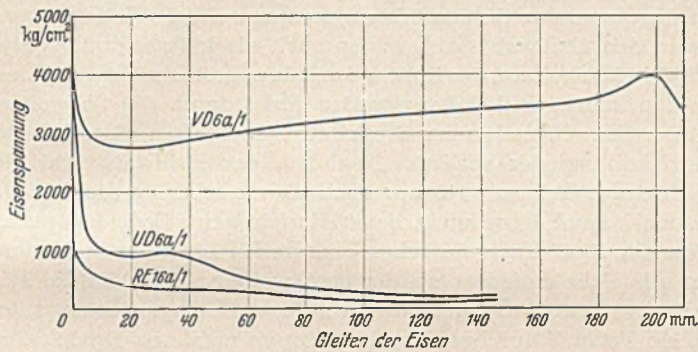


Abb. 3. Spannungsgleitlinien für die verschiedenen Bewehrungseisen der Versuchskörper, Serie „a“.

Zu 1.: Während bei den ersten Balkenversuchen, die zeitlich vor den Haftspannungsversuchen lagen, auch bei dem Drillwulstprofil noch Haken angeordnet wurden, wurden bei den zweiten Versuchen die Haken größtenteils fortgelassen. Es bestätigt sich auch hier, daß die Haken bei dem Drillwulstprofil keinerlei Bedeutung haben. Es zeigte sich in allen Fällen, daß keine Bewegung des Endes der Bewehrungseisen festzustellen war, während bei Rundstahl die Bewegung nur bei sehr hohen Betonfestigkeiten nicht eintrat und in sehr vielen Fällen zur Ausbiegung des Hakens führte, ohne daß der Haken imstande war, die Zerstörung des Balkens aufzuhalten. Im Gegenteil wurde mehrfach die Zerstörung geradezu durch das Nachgeben des Hakens eingeleitet.

Zu 2.: Es kann als anerkannte Tatsache gelten, daß das Rundprofil bei Erreichen der Streckgrenze ins Gleiten kommt und dann nur noch durch eine Verankerung daran gehindert werden kann, die wohl bei den aufgebogenen Eisen vorhanden ist, die aber bei den geraden Eisen mit Haken in der üblichen Form nicht gewährleistet ist. Deswegen ist bei dem Rundprofil eine wesentliche Erhöhung der Stahlspannung über die Streckgrenze hinaus nicht möglich. Bei den Versuchen zeigte sich, daß sowohl bei Rechteckbalken als auch bei Plattenbalken mit Drillwulststahlbewehrung die Bruchlast im Vergleich zu Balken gleicher Art mit Rundstahlbewehrung mit Sicherheit 6% höher liegt.

Da bei den Versuchen eine genaue Übereinstimmung der Querschnitte und der Streckgrenzen nicht möglich war, wurde das Verhältnis der Bruchlast zur aufnehmbaren Eisenzugkraft bei der Streckspannung, d. h. zum Produkt Eisenquerschnitt mal Streckspannung, als Vergleichsmaßstab angesehen. Nicht ohne Interesse ist in diesem Zusammenhang, daß sich bei einer in Danzig parallel

mit den Versuchen durchgeführten Versuchsreihe mit Griffelstahl wohl eine Gleichwertigkeit, aber keine Erhöhung feststellen ließ.

Damit ist erwiesen, daß unbedenklich beim Drillwulstprofil die zulässige Spannung höher angesetzt werden kann, und zwar unter Berücksichtigung der tatsächlich garantierten Streckspannung.

Wenn man bei einer garantierten Streckspannung von 3600 kg/cm² bei Rundstahl bei 1,8facher Sicherheit 2000 kg/cm² zuläßt, so müßten bei einer garantierten Streckspannung von z. B. 4000 kg/cm² beim Drillwulstprofil $\frac{1,06 \times 4000}{1,8} = 2350 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen werden.

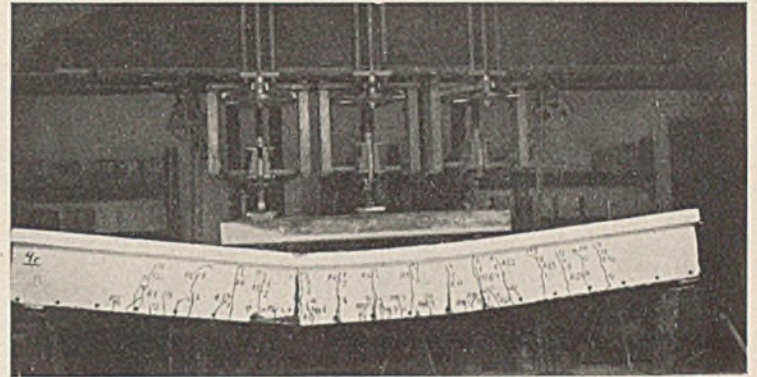


Abb. 4. Rundstahlbalken: Biegelinie mit Knick.

Zu 3.: Die Frage der Anwendung von Stählen mit sehr hoher Streckgrenze hängt auf das engste zusammen mit der Anwendung von Vorspannungen. Durch die Anwendung einer Vorspannung gelingt zweifellos die Beherrschung der Ribbildung am vollkommensten. Unabhängig davon interessiert aber zweifellos auch die Frage, wie weit man ohne die Anwendung von Vorspannungen bei normaler Bauweise gehen kann. Nun ist selbstverständlich die Angabe einer allgemein gültigen höchstzulässigen Streckgrenze nicht möglich, da die Ribbildung (nach Stadium 1 gerechnet) dabei eine entscheidende Rolle spielt und diese wiederum in erster Linie von dem Bewehrungsverhältnis bzw. von der zulässigen Betondruckspannung abhängt. Immerhin geben die bei den Versuchen beobachteten Ribbilder, die in den Abb. 4—6 dargestellt

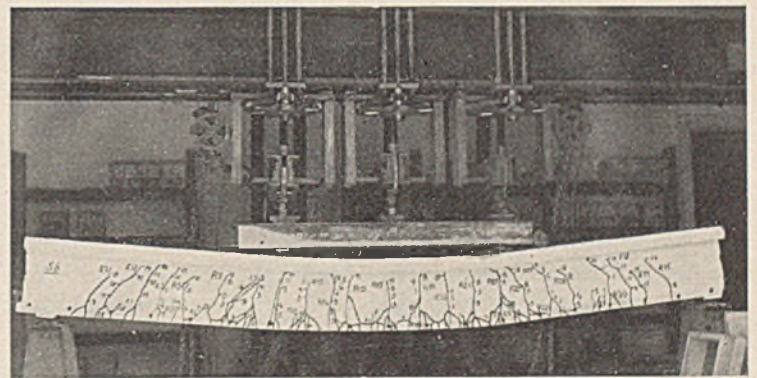


Abb. 5. Drillwulstbalken: Stetige Biegelinie.

sind, einen Beitrag zu der Frage. Die Erfahrungen lassen sich etwa folgendermaßen zusammenfassen:

Wie aus den Ergebnissen zu ersehen ist, verhalten sich die Balken mit Drillwulststahl- und Rundstahlbewehrung bis zur Laststufe, bei der die Streckgrenze erreicht wird, praktisch gleich. Das bezieht sich auch auf die Messung der Ribbreiten bei der Laststufe, bei der die rechnerische Eisenstressung $\sigma_{e \text{ ger}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ betrug. Zur Ribbreitenmessung ist zu sagen, daß die Breite der Risse bei ein und demselben Rib über nur kurze Ribstrecken stark schwanken kann und daß es daher schwierig ist, durch Mikrofotografieren der Risse an je einer Stelle in Höhe der Eiseneinlagen ein ausreichendes Ergebnis betreffs der Ribbreiten zu erhalten.

Des weiteren ist auch zu bedenken, daß die Ränder der Risse bei der Projektion der Reißaufnahme nicht haarscharf abgebildet sind, so daß auch dadurch bei der Reißbreitenausmessung eine Ungenauigkeit der Messung unvermeidbar ist.

Wesentliche Unterschiede im Verhalten bei einem Vergleich zwischen den Balken mit Drillwulststahlbewehrung einerseits und mit Rundstahlbewehrung andererseits traten oberhalb der Streckgrenze der Eisen auf. Die Durchbiegung bei den Balken mit Drillwulststahlbewehrung ist bei den gleichen Laststufen oberhalb der Streckgrenze kleiner als bei den Balken mit Rundstahlbewehrung. Dem entspricht ein Unterschied in der Reißbildung oberhalb der Streckgrenze (vgl. Aufnahmen 4 bis 6). Bei der Bruchlast ist bei den Balken mit Drillwulststahl die Anzahl der Risse in Höhe der Eiseninlagen bei weitem größer als bei den Balken mit Rundstahl. Vor allem aber ist die Form und die Art der Risse wesentlich voneinander unterschieden. Bei Rundstahl entstehen, solange noch ein

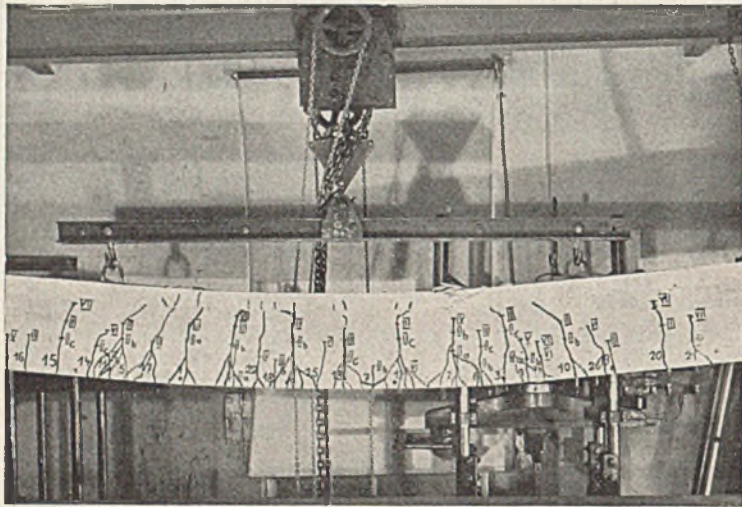


Abb. 6. Drillwulstbalken: Stetige Biegelinie.

Haften der Eisen im Beton vorhanden ist, einzelne Risse. Oberhalb der Streckgrenze, wo von einem Haften der Eisen nicht mehr die Rede sein kann, entstehen nur selten noch neue Risse oder Nebenrisse, die von den Hauptrissen abzweigen, denn die Bewehrungseisen vermögen dann nur noch infolge der gleitenden Reibung auf den Beton zu wirken. Bei den Balken mit Drillwulststahl dagegen entstehen oberhalb der Streckgrenze bis zur Bruchspannung noch neue Risse und zahlreiche Nebenrisse, da die Betonzugzone auch oberhalb der Streckgrenze infolge der Profilgestaltung der Eisen gezwungen wird, in weitem Maße mitzuarbeiten. Mit steigender Belastung der Balken werden daher beiderseits der einzelnen Risse die Betonzugspannungen zu groß und führen zu den Nebenrissen. Diese Tatsache ist auch die Ursache dafür, daß die Durchbiegung bei Drillwulstbewehrung bei den gleichen Laststufen kleiner ist als bei Rundstahlbewehrung und daß daher bei Drillwulsteisen die Betondruckzone entsprechend der Durchbiegung weniger stark beansprucht ist.

Des weiteren ersieht man aus den Reißbildern bei Bruchlast (vgl. Abb. 4—6), daß bei Rundstahlbewehrung einzelne Risse besonders stark klaffen und eine Breite von mehreren Zentimetern erreichen. Die Biegelinie der Balken hat an diesen Stellen einen deutlichen Knick. Bei den Balken mit Drillwulststahl heben sich keine Risse durch besonders starkes Klaffen hervor und die Biegelinie hat einen viel stetigeren Verlauf. Besonders stark klaffende Risse aber müssen durch Überschreitung der Druckfestigkeit eine frühere Zerstörung der Betondruckzone verursachen.

Bei den dynamischen Versuchen wurden die Drillwulst- und Rundstahlbalken von 3,50 m Stützweite bis ungefähr in die Gegend der Streckgrenze der Stähle 150000 Lastwechseln unterworfen. Hierauf wurden sie statisch weiterbelastet. Die Höchstlast konnte nicht ganz erreicht werden, da die Durchbiegung mit 95 mm begrenzt war. Bei dieser Durchbiegung war die Lastaufnahme der Drillwulstbalken um 6% größer als die der Rundstahlbalken.

Mit zunehmenden Lastwechseln sank die Last etwas ab. Nach 20000—30000 Lastwechseln wurde der Lastabfall gemessen. Er war bei den Rundstahlbalken durchschnittlich um 100% größer als bei den Drillwulstbalken. Die Last wurde dann immer wieder auf den Sollwert gebracht und dabei dann die Durchbiegung und die Stahldehnung gemessen. Für die Stahldehnung waren auch Meßstrecken an den Balkenenden vorgesehen, da zu vermuten war, daß sich die Rundstähle bis nahe an die Haken hin stark vom Beton ablösen. Diese Vermutung hat sich bis zu einem gewissen Grade bestätigt. Die Rundstähle sind im Verhältnis zu den Drillwulststählen an den Balkenenden etwas mehr gedehnt (10%) als die Drillwulststähle, jedoch nicht in dem Maße, wie zunächst erwartet werden konnte. Bei den Durchbiegungen ergaben sich keine bemerkenswerten Unterschiede. Bezüglich der Risse zeigte sich dieselbe Feststellung wie beim statischen Balken. Die Drillwulstbalken hatten rd. 25% mehr Risse als die Rundstahlbalken.

Nach den guten Erfahrungen, welche durchweg die vorzügliche Verankerung des Drillwulstprofils bestätigen, liegt es nahe, auch an die Frage der Stoßausbildung heranzugehen. Vielfach wurde gegen den Drillwulststahl, als er noch als kaltverformter Stahl auf dem Markt kam, der Einwand erhoben, daß er nicht geschweißt werden könne, weil kaltverformter Stahl durch die Schweißung an der Schweißstelle seine Werkstoffeigenschaften (Streckgrenze, Festigkeit) wieder verliert. Nachdem der Drillwulststahl aber seit dem 1. Oktober 1940 nur noch als naturharter Stahl in den Handel kommt, bestehen in dieser Hinsicht keine Bedenken mehr¹. Aber der Stoß durch einfaches Übergreifen ist in der Herstellung auf alle Fälle einfacher als der geschweißte Stoß. Um die Möglichkeit der Stoßausbildung durch einfaches Übergreifen zu prüfen, ist ein Versuch durchgeführt, bei dem im mittleren Drittel sämtliche Bewehrungseisen der Zugzone durch einfaches Übergreifen gestoßen sind. Dabei hat sich gezeigt, daß dadurch die Bruchlast nicht im geringsten herabgesetzt wird. Das Ergebnis ist so günstig, daß es wünschenswert erscheint, durch weitere gleiche oder ähnliche Versuche diese Tatsache zu erhärten und dann den Entschluß zu wagen, die Stoßdeckung beim Drillwulstprofil durch einfaches Übergreifen auf eine noch näher festzusetzende Übergreiflänge ohne Querschnittseinbuße fallweise zuzulassen.

Weiter scheint es wünschenswert, Versuche mit stärkerem Durchmesser der Einlagen anzuschließen.

Eine gewisse Unsicherheit kommt naturgemäß durch die verschiedene Betongüte hinein. Bei weiteren Vergleichsversuchen ist eine möglichst gleichmäßige Betonqualität anzustreben.

¹ Wenn der Einwand erhoben wird, daß nach erfolgter Schweißung bei Drillwulststahl nicht immer Wulst auf Wulst zu liegen kommt, so ist diese Erscheinung bei noch nicht gebogenen Stäben auf unsachgemäßes Verfahren beim Schweißen zurückzuführen. Wenn bereits gebogene Stäbe verschweißt werden sollen, dann kann es allerdings vorkommen, daß nach erfolgter Schweißung nicht immer Wulst auf Wulst liegt, wenn die angebogenen Abbiegungen und die Endhaken in gleicher Richtung verlaufen sollen. Eine derartige Schweißstelle kann aber nicht beanstandet werden, wenn durch Zerreißversuche bewiesen ist, daß der Bruch bei einem auf Biegezug beanspruchten Drillwulststahlstab außerhalb der Schweißstelle erfolgt. Soweit die Verfasser unterrichtet sind, sind derartige Versuche durchgeführt, und zwar ohne jede Beanstandung.

DER EINFLUSS DER FORMÄNDERUNGEN DES BETONS AUF DIE TRAGLAST DER STAHLBETONSTÄBE.

Von Professor Dr.-Ing. Alfred Habel, Brünn.

DK 624.071.3 : 012.4 : 046

Übersicht: Es wird nachgewiesen, daß die Tragfähigkeit der Stahlbetonstäbe nicht nur von der Festigkeit des Betons, sondern auch von dessen Formänderungseigenschaften abhängig ist. Eine wissenschaftlich begründete Traglastberechnung muß daher von den Formänderungslinien des Betons und Stahls ausgehen.

I. Beispiele für die Abhängigkeit der Traglast von der Formänderungslinie des Betons.

Vielfach ist die Meinung verbreitet, daß die Traglast einer Stahlbetonstütze oder eines Balkens nur von der Festigkeit des Betons und der Streckgrenze der Stahleinlagen abhängig sei. Diese irrije Ansicht ist sicherlich zum Teil darauf zurückzuführen, daß die amtlichen Bestimmungen die zulässige Betonbeanspruchung nur von der Festigkeit des Betons abhängig machen. In der Wirklichkeit wird die Traglast eines Stahlbetonstabes jedoch nicht nur durch die Betonfestigkeit und die Stahlstreckgrenze, sondern auch durch die Formänderungseigenschaften der Einzelbaustoffe bedingt. Im folgenden wird gezeigt, daß Betone gleicher Festigkeit verschiedene Traglasten ergeben können, wenn ihre Formänderungslinien verschieden sind.

Der sandreiche Beton B mit der etwas kleineren Festigkeit hat die höhere Bruchlast ergeben, weil seine größere Bruchstauchung ϵ_0 eine bessere Ausnützung der Stahleinlagen ermöglicht.

Die Prismenfestigkeit allein ist mithin für die Traglastberechnung nicht ausreichend, man muß auch die Formänderungseigenschaften des Betons (im vorliegendem Falle seine Bruchstauchung) kennen. Die Bruchstauchung des Betons ist nur dann nicht von Einfluß auf die Säulenbruchlast, wenn unter ihr die Quetschgrenze des Stahls erreicht wird. Da nicht jeder Beton eine so große Stauchfähigkeit besitzt, macht E m p e r g e r die Anwendung des in den Bestimmungen enthaltenen „Additionsgesetzes“ bei Säulen mit Bügelbewehrung von einer entsprechenden Betongüte oder einer dichten, die Stauchfähigkeit des Betons erhöhenden Bügelanordnung abhängig.

2. Die Berechnung der Knicklast einer mittig gedrückten Stahlbetonstütze erfolgt nach der Gleichung

$$P_k = \frac{\pi^2 E' J}{l^2}$$

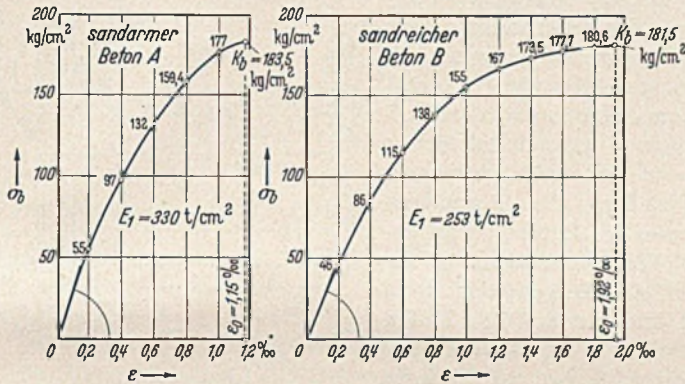


Abb. 1.

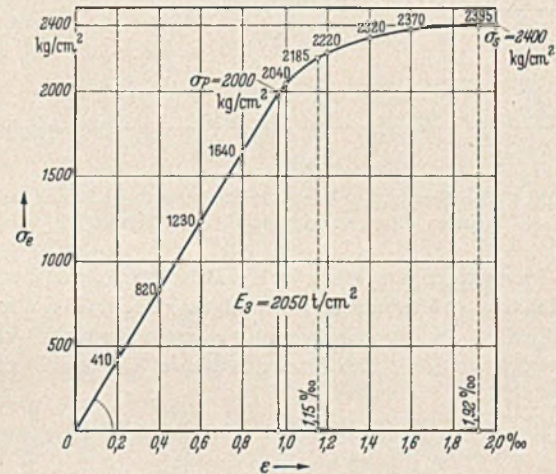


Abb. 2.

1. In Abb. 1 sind die Formänderungslinien zweier annähernd gleich fester Betone dargestellt. Der sandarme Beton A mit der Prismenfestigkeit $K_b = 183,5 \text{ kg/cm}^2$ hat eine Bruchstauchung $\epsilon_0 = 1,15\%$, der sandreiche Beton B mit $K_b = 181,5 \text{ kg/cm}^2$ besitzt die größere Stauchfähigkeit $\epsilon_0 = 1,92\%$. Die beiden an mittig gedrückten Prismen gemessenen σ - ϵ -Linien beweisen, daß Betone trotz gleicher Festigkeit verschiedene Formänderungslinien besitzen können¹. Wir denken uns nun mit den beiden Betonsorten Säulen hergestellt, die einen Bewehrungsprozentatz $\mu = 6\%$ aufweisen sollen. Die in Abb. 2 dargestellte Stauchungslinie der Stahleinlagen ist durch die Proportionalitätsgrenze 2000 kg/cm^2 und die Quetschgrenze 2400 kg/cm^2 gekennzeichnet. Bei mittlerer Belastung folgt dann die Bruchspannung aus der Gleichung

$$\sigma_b = \frac{(100 - \mu) K_b + \mu \sigma_e}{100}$$

wobei unter σ_e die der Bruchstauchung ϵ_0 des Betons entsprechende Stahlspannung zu verstehen ist. Aus Abb. 2 entnimmt man für den Beton A mit $\epsilon_0 = 1,15\%$ die Stahlspannung $\sigma_e = 2185 \text{ kg/cm}^2$, für den Beton B mit $\epsilon_0 = 1,92\%$ ist $\sigma_e = 2395 \text{ kg/cm}^2$. Damit erhalten wir die Bruchspannungen:

Säule aus Beton A

$$\sigma_b = \frac{(100 - 6) 183,5 + 6 \cdot 2185}{100} = 303,59 \text{ kg/cm}^2,$$

Säule aus Beton B

$$\sigma_b = \frac{(100 - 6) 181,5 + 6 \cdot 2395}{100} = 314,31 \text{ kg/cm}^2.$$

¹ v. Emperger: Vierter Bericht des Unterausschusses für Säulen. Mittlg. über Versuche des öst. Eisenbeton-Ausschusses. Wien 1933, Heft 13, S. 47.

worin l die freie Knicklänge und J das Trägheitsmoment des vollen Säulenquerschnitts F_g ohne Stahleinlagen in bezug auf die zur Richtung des Ausknickens senkrechte Schwerachse bedeuten²; die auf F_g bezogene Knickspannung ist

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F_g},$$

die Schlankheit

$$\lambda = \frac{l}{i} = \pi \sqrt{\frac{E'}{\sigma_k}}$$

der Trägheitshalbmesser

$$i = \sqrt{\frac{J}{F_g}}$$

Da der Knickmodul E' von den Elastizitätsmodulen der Be- und Entlastung der Säulenbaustoffe abhängt, entsprechen verschiedenen Formänderungslinien des Betons auch verschiedene Knickspannungen.

Für eine Säule mit dem in Abb. 3 ersichtlichen Querschnitt und $\mu = 1\%$ Bewehrung wurden die Knickspannungslinien unter der Voraussetzung berechnet, daß einmal Beton der Sorte A, dann solcher der Sorte B verwendet wird (Abb. 1). Die Stahleinlagen besitzen in beiden Fällen die in Abb. 2 dargestellte Spannungsdehnungslinie. Wie Abb. 3 zeigt, hat der sandreiche Beton B mit der größeren Bruchstauchung durchweg kleinere Knickspannungen ergeben als der sandarme Beton A. Aus Abb. 3 entnehmen wir für

² Habel: Berechnung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen auf $n =$ freier Grundlage. Beton und Eisen 38 (1939) S. 221.

$\lambda = 80$ und Beton A die Knickspannung $\sigma_k = 201 \text{ kg/cm}^2$, für den Beton B ist $\sigma_k = 186 \text{ kg/cm}^2$; für $\lambda = 145$ sind die entsprechenden Werte 135 und 111 kg/cm^2 . Obwohl die Säule in beiden Fällen aus nahezu gleich festem Beton besteht, ist ihre Knicklast für $\lambda = 145$ bei Verwendung von Beton A um rund 22% größer als bei Beton B. Im Gegensatz zum vorigen Beispiel hat der Beton B mit der größeren Stauchfähigkeit die kleineren Traglasten ergeben.

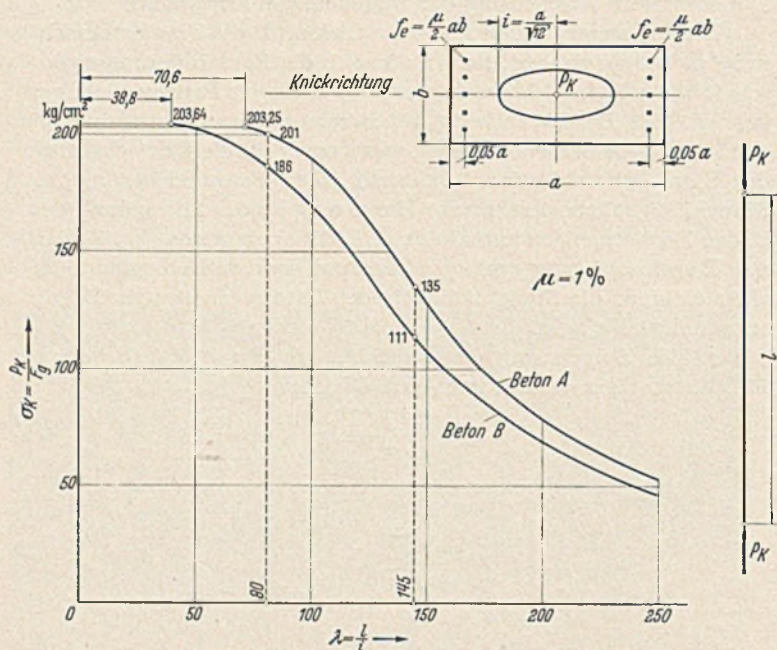


Abb. 3. Einfluß der Bruchstauchung des Betons auf die Knickspannungslinien einer mittig gedrückten Säule.

3. Beim ausmittigen Druck ist die Bruchstauchung des Betons bekanntlich viel größer als beim mittigen Druck. B a u m a n n³ hat den Einfluß der Bruchstauchung auf die Traglast einer ausmittig gedrückten Säule untersucht, indem er für zwei Betone von

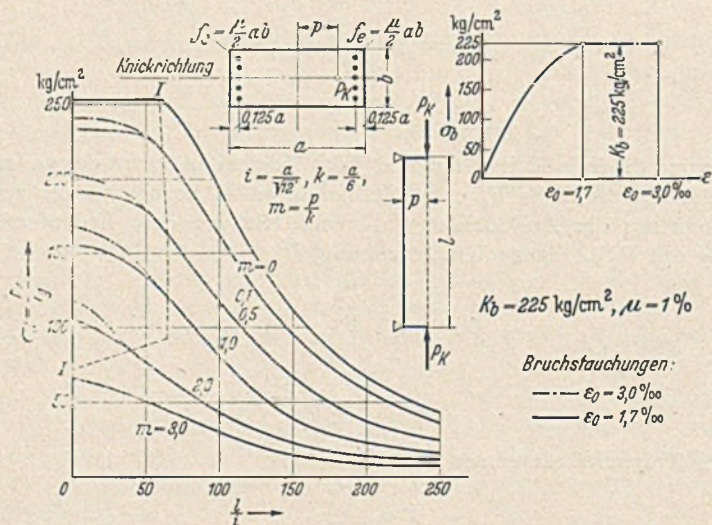


Abb. 4. Einfluß der Bruchstauchung des Betons auf die Knickspannungslinien einer ausmittig gedrückten Säule (nach Baumann).

gleicher Prismenfestigkeit $K_b = 225 \text{ kg/cm}^2$ mit den Werten $\epsilon_0 = 1,7$ und $3,0$ ‰ die Knickspannungslinien berechnete (Abb. 4). Die Formänderungslinie des Betons $\epsilon_0 = 3$ ‰ wurde aus der Stauchungslinie des Betons $\epsilon_0 = 1,7$ ‰ abgeleitet, indem diese über $1,7$ ‰ hinaus durch eine waagrechte Gerade verlängert wurde. Im Bereich kleiner Schlankheiten hat der Beton $\epsilon_0 = 3$ ‰ größere Knickspannungen geliefert als der Beton mit $1,7$ ‰ Bruchstauchung. Die Linie I—I in Abb. 4 gibt für den Beton $\epsilon_0 = 1,7$ ‰ die Grenze zwischen dem Knick- und Festigkeitsbereich an. Bei kleinen Schlankheiten λ und großen Grundspannungen σ_k wird die

³ B a u m a n n: Die Knickung der Eisenbetonsäulen. Bericht Nr. 89 der Eidgen. Material-Prüfungsanstalt. Zürich 1934.

Säule durch Erreichen der Bruchstauchung des Betons ϵ_0 am Säulenrand zerstört, unterhalb und rechts von dieser Linie versagt der Stab schon vor dem Erreichen von $\epsilon_0 = 1,7$ ‰, weil dann beim Überschreiten der Knickspannungen σ_k ein Gleichgewicht zwischen innerem und äußerem Moment nicht mehr möglich ist. Im Knickbereich fallen die Knickspannungslinien der Betone $\epsilon_0 = 1,7$ und 3 ‰ zusammen. Mit zunehmender Stauchfähigkeit des Betons wird der Knickbereich vergrößert und für $\epsilon_0 = 3$ ‰ fällt die Grenzlinie I—I bereits mit der Ordinatenachse zusammen. Da die Bruchstauchung $\epsilon_0 = 3$ ‰ lediglich einen angenommenen Durchschnittswert vorstellt und weil ϵ_0 mit wachsender Ausmittigkeit der Last nur allmählich von dem bei mittlerer Belastung mit $1,7$ ‰ ermittelten Wert ansteigen wird, ist anzunehmen, daß bei kleinen Werten λ und m doch noch eine dem Festigkeitsbereich angehörende Zone vorhanden sein wird. Das Beispiel zeigt, daß die Traglasten ausmittig gedrückter Säulen aus Betonsorten von gleicher Festigkeit verschieden sein können, wenn die Bruchstauchungen verschieden sind, und daß die Grenze zwischen dem Knick- und Festigkeitsbereich durch die Stauchfähigkeit des Betons stark beeinflusst wird.

4. Auch das Bruchmoment der Stahlbetonbalken ist von den Formänderungen des Betons abhängig. Abb. 5 zeigt die Bestimmung des Bruchmoments eines mit $F_c = 6,25 \text{ cm}^2$ bewehrten Rechteckquerschnitts von der Nutzhöhe $h = 30$ und der Breite $b = 10 \text{ cm}$ unter drei verschiedenen, die Formänderungen des Betons betreffenden Voraussetzungen. Während die Betonfestigkeit in den drei untersuchten Fällen denselben Wert $K_b = 200 \text{ kg/cm}^2$ hat, ist die idealisierte Betondruckspannungsfläche in den Fällen α und γ ein Trapez, bei β ein Rechteck. Die Bruchstauchung des Betons beträgt bei α und β 3 ‰, im Fall γ $4,5$ ‰. Der Inhalt der Betondruckspannungsfläche ist in allen drei Fällen derselbe,

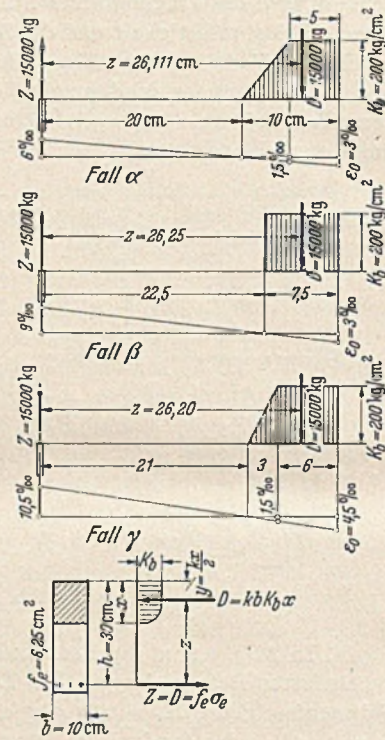


Abb. 5.

er entspricht einer resultierenden Betondruckkraft $D = 15000 \text{ kg}$. Da die Lage der Nulllinie bekannt ist, kann die Dehnung der Stahleinlagen berechnet werden. Die ermittelten Werte $6, 9$ und $10,5$ ‰ liegen innerhalb des sich von etwa $1,2$ bis 15 ‰ erstreckenden Fließbereichs des Stahls, dessen Streckgrenze $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ beträgt. Damit wird die Stahlzugkraft $Z = f_e \sigma_s = 6,25 \cdot 2400 = 15000 \text{ kg}$. Mit den in Abb. 5 eingetragenen Hebelarmen der inneren Kräfte z erhält man folgende Bruchmomente:

- Fall α $M = 3,9167 \text{ mt}$,
- Fall β $M = 3,9375 \text{ mt}$,
- Fall γ $M = 3,9300 \text{ mt}$.

Den verschiedenen Druckspannungsverteilungen und Bruchstauchungen entsprechen zwar verschiedene Bruchmomente, ihr Unterschied ist jedoch praktisch belanglos. Saliger setzt $D = kb \cdot K_b \cdot y$, $y = \frac{kx}{2}$ (Abb. 5 unten) und kommt zum Ergebnis, daß das Bruchmoment im Streckbereich ($\sigma_e = \sigma_s$) von der Bruchstauchung unabhängig ist. Das Beispiel wurde absichtlich gewählt, um zu zeigen, daß es Fälle gibt, in denen die Traglast durch die Formänderungen des Betons nur unwesentlich beeinflusst wird. Außerhalb des Streckbereichs darf der Einfluß der Bruchstauchung des Betons auf die Tragfähigkeit der Balken jedoch nicht vernachlässigt werden, da in diesem Fall mit zunehmendem ϵ_0 auch das Bruchmoment wesentlich größer ausfällt. Nach S a l i g e r

betragen für $\sigma_e > \sigma_s$ die Unterschiede vom kleinsten bis zum größten Wert bis 10%, im Bereich $\sigma_e < \sigma_s$ bis 6%, wenn ϵ_0 von 3 bis 7‰ schwankt⁴.

II. Die Formänderungseigenschaften des Betons sind noch nicht vollständig erforscht.

Unsere Kenntnisse über die Formänderungen des Betons sind leider noch unvollkommen. Daß die Formänderungslinien von Beton mit gleicher Festigkeit ganz verschieden verlaufen können, geht schon daraus hervor, daß die bisher bekannt gewordenen Formänderungsgesetze des Betons voneinander stark abweichen. Die beste Anpassung an die Wirklichkeit ermöglicht das Formänderungsgesetz von Fritsche, welches die Stauchungslinie des mittig gedrückten Betonprismas durch eine Kurve AP mit einer anschließenden Geraden PB im eigentlichen bildsamen Bereich ersetzt (Abb. 6); dabei müssen allerdings die für den Verlauf der σ - ϵ -Linie entscheidenden Werte σ_p , ϵ_p , K_b , ϵ_0 bekannt sein⁵.

Wie Abb. 1 zeigt, hängt die Stauchfähigkeit des Betons sehr von der Kornzusammensetzung der Zuschläge ab; nach Versuchen

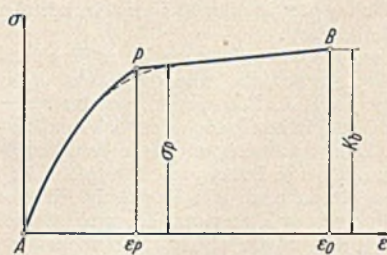


Abb. 6.

ist $\epsilon_0 = \sqrt{\frac{K_b}{C}}$, wobei der von der Sieblinie des Zuschlags abhängige Wert C je nach dem Sandgehalt etwa zwischen 50 und 200 schwankt⁶. So ist z. B. für den sandarmen Beton A der Abb. 1

$$C = \frac{K_b}{\epsilon_0^2} = \frac{183,5}{1,15^2} = 139,$$

für den sandreichen Beton B ist $C = \frac{181,5}{1,92^2} = 50$. Die Formel für ϵ_0 bringt zum Ausdruck, daß Betone mit gleicher Festigkeit je nach der Kornzusammensetzung ihrer Zuschläge verschiedene Stauchfähigkeiten besitzen.

Die Bestimmung der Formänderungslinien mittig gedrückter Betonprismen wird durch den Umstand erschwert, daß die an den gegenüberliegenden Seitenflächen der Versuchskörper gemessenen Längenänderungen manchmal stark verschieden ausfallen. Besonders an der Stampffläche liegend betonierter Prismen wurden infolge ihres höheren Wassergehaltes stets größere Zusammenrückungen beobachtet. Mit diesen Unregelmäßigkeiten muß man sich schon deswegen abfinden, weil Anhäufungen großer Steine, örtliche Mörtelansammlungen und die Schwindbehinderung des Zementsteins durch den Zuschlag auch bei mittig belasteten Probekörpern eine ungleichmäßige Spannungsverteilung im Querschnitt bewirken.

Die Formänderungen mittig gedrückter Betonprismen sind ferner von der Größe der Versuchskörper abhängig. Bei Versuchen von Möhlmann⁷ mit Probekörpern aus gleichartigem Beton und von gleicher Schlankheit zeigten die Prismen 20 · 20 · 100 cm größere Zusammendrückungen als die Prismen 12 · 12 · 60 cm. v. Emperger⁸ fand jedoch bei seinen Versuchen, daß die Zusammendrückbarkeit und Bruchstauchung mittig belasteter Prismen mit zunehmender Säulenquerschnittsfläche kleiner wurde. Die Ergebnisse sind also nicht einheitlich.

⁴ Saliger: Der elastische und plastische Bereich im Eisenbeton. Bericht über die 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, Berlin 1937. S. 430.

⁵ Fritsche: Die Festigkeitseigenschaften des Betons und seine Formänderungsgesetze unter besonderer Berücksichtigung räumlicher Spannungszustände. Beton und Eisen 34 (1935) S. 112.

⁶ v. Emperger: Vierter Bericht des Unterausschusses für Säulen. Mittlg. über Versuche des öst. Eisenbeton-Ausschusses. Wien 1933. Heft 13, S. 47.

⁷ Möhlmann: Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit von hochwertigem Beton an Zug- und Druckkörpern. Zement 17 (1928) S. 658.

⁸ v. Emperger: Vierter Bericht des Unterausschusses für Säulen. Mittlg. über Versuche des öst. Eisenbeton-Ausschusses. Wien 1933. Heft 13, S. 44.

Bei der Übertragung der Formänderungslinie des mittigen Druckes auf den Fall der Biegung und des ausmittigen Druckes ergibt sich die Schwierigkeit, daß die Stauchfähigkeit der gedrückten Randfaser viel größer ist als beim Versuch an mittig belasteten Prismen. Nach Saliger ist ϵ_0 beim mittigen Druck etwa 2—4‰, beim Balken bis 7‰ und manchmal auch noch mehr. Eine anerkannte gesetzmäßige Beziehung über die Bruchstauchung beim außermittigen Druck ist noch nicht gefunden. Brandtzaeg⁹ nimmt an, daß die Bruchrandstauchung eines Stahlbetonbalkens nach der Gleichung $\epsilon_0 = \left(6,88 - 0,93 \frac{K_w}{100}\right) \text{‰}$ mit zunehmender Würfelfestigkeit abnimmt, was auch der Auffassung Saligers entspricht. Beim mittigen Druck wurde jedoch festgestellt, daß die Stauchfähigkeit des Betons nach der Formel

$\epsilon_0 = \sqrt{\frac{K_b}{C}}$ mit zunehmender Betonfestigkeit wächst. Auch diese Frage bedarf noch der Klärung durch Versuche. Die besonders bei hohen Spannungen stark ausgeprägte Abhängigkeit der Formänderungslinie von der Belastungsgeschwindigkeit läßt sich durch Normung der Versuchsgeschwindigkeit ausschalten. Die Entwick-

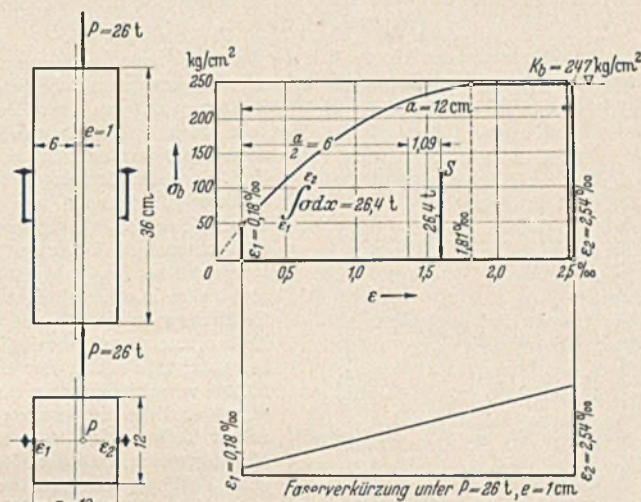


Abb. 7. Spannungsverteilung in einem ausmittig gedrückten Betonprisma (nach Baumann).

lung der Plastizitätslehre und ihre Einführung in die Praxis würde sehr gefördert werden, wenn die Versuchsforschung eine Klärung der erwähnten offenen Fragen herbeiführen würde.

III. Schlußfolgerungen.

Die Beispiele beweisen, daß die Traglast eines Stahlbetonstabes durch die Formänderungseigenschaften des Betons wesentlich beeinflusst wird. Eine wissenschaftlich begründete Traglastberechnung muß auf diese Tatsache Rücksicht nehmen und hat daher von den Formänderungslinien des Betons und Stahls auszugehen.

Die Zulässigkeit der Übertragung der am mittig belasteten Prisma gemessenen Formänderungslinie des Betons auf den ungleichmäßigen Spannungszustand des ausmittigen Druckes wird durch folgenden Versuch von Baumann¹⁰ bestätigt (Abb. 7): Ein Betonprisma 12 · 12 · 36 cm wurde mit der Druckkraft $P = 26t$ im Abstand $e = 1$ cm rechts von der Stabachse belastet; unter dieser Belastung wurden die Randfaserverkürzungen $\epsilon_1 = 0,18 \text{‰}$ und $\epsilon_2 = 2,54 \text{‰}$ gemessen. Die Stauchungslinie für mittigen Druck wurde an einem Prisma der gleichen Betonmischung und desselben Alters bestimmt und durch eine waagrechte Linie über die Bruchstauchung $1,81 \text{‰}$ des mittigen Drucks hinaus verlängert. Schneidet man aus dem σ - ϵ -Schaubild die von den Randlinien $\epsilon_1 = 0,18$ und $\epsilon_2 = 2,54 \text{‰}$ begrenzte Fläche heraus, so entspricht

⁹ Brandtzaeg: Die Bruchspannungen und die zulässigen Randspannungen in rechteckigen Eisenbetonbalken. Beton u. Eisen 35 (1936) S. 219.

¹⁰ Baumann: Die Knickung der Eisenbetonsäulen. Bericht Nr. 89 der Eidgen. Material-Prüfungsanstalt. Zürich. 1934. S. 23.

deren Inhalt einer Druckkraft $P = 26,4$ t. Die lotrechte Schwerachse dieser Fläche stimmt genau mit der Lage der ausmittig angreifenden, infolge Ausbiegung des Prismas um 0,9 mm verschobenen Krafrichtung überein. Da der Unterschied zwischen dem Inhalt des Spannungskörpers und der Belastung nur 1,5% beträgt, wird die Spannungsverteilung der Wirklichkeit gut entsprechen.

Wir sind über die Formänderungseigenschaften des Betons und auch des Stahls im plastischen und Verfestigungsbereich bisher nur unvollkommen unterrichtet. Diese an sich bedauerliche Tatsache darf jedoch nicht zum Anlaß genommen werden, ein von den Formänderungslinien der Baustoffe ausgehendes Berechnungsverfahren abzulehnen. Wenn eine Traglastberechnung auf grundsätzliche Richtigkeit Anspruch erheben will, müssen die Form-

änderungseigenschaften des Betons und Stahls berücksichtigt werden, weil sie die Tragfähigkeit der Stahlbetonstäbe maßgebend beeinflussen. Der Verfasser befindet sich in diesem Punkte in Übereinstimmung mit Prof. Saliger, der die gleiche Ansicht schon seit Jahren vertritt und sie bei seiner n-freien Balkenberechnung verwertet hat¹¹. Man darf allerdings von einer Berechnung nicht Unmögliches verlangen. Wenn man schon beim Würfeldruckversuch mit Streuungen von 20% rechnen muß, darf man sich nicht wundern, daß die Traglasten der Stahlbetonstäbe ebenfalls Streuungen und Abweichungen von den Rechnungswerten aufweisen.

¹¹ Saliger: Bruchzustand und Sicherheit im Eisenbetonbalken. Beton u. Eisen 35 (1936) S. 317. — Saliger: Der bildsame Bereich im Eisenbetonbalken. Beton u. Eisen 37 (1938) S. 15.

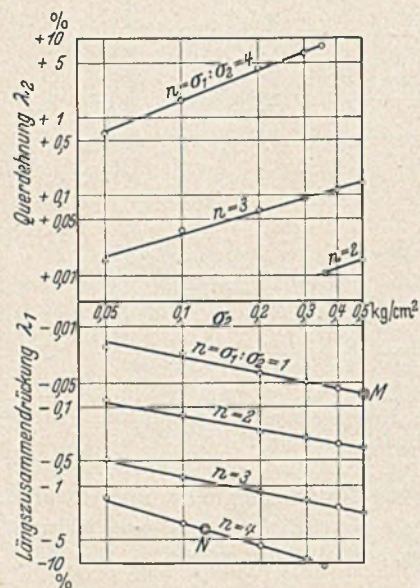
VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift

zum Aufsatz Ohde: „Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern.“ Bauing. 23 (1942) S. 99 u. 122.

Den Ausführungen des Herrn Ohde ist eine große Bedeutung beizumessen, da sie zur Abschaffung der irrthümlichen Anschauung beitragen, daß die Sohldruckspannungen unter einem starren auf sandigem Boden gelagerten Gründungskörper annähernd parabolisch verteilt sind. Diese Auffassung hat sich verbreitet, obzwar sie mit durchgeführten Messungen im Widerspruch steht. Ich berichtete darüber im Jahre 1936¹ und teilte die Ergebnisse von Versuchen mit. Unsere Versuchseinrichtung ermöglichte es, getrennte Teile der Lastfläche verschiedenartig zu belasten und die Senkungen einzelner Teile genau zu messen. Es zeigte sich, daß der Köglerische Fall² eine Sondererscheinung ist, die bei wirklichen Gründungsverhältnissen nicht vorkommt. Bei den Vorarbeiten versuchte ich damals zuerst auch den Weg zu gehen, den Herr Ohde durch die Abb. 17 u. Gl. (3c), S. 124, seines Aufsatzes andeutet. Die Messungen erwiesen jedoch, daß eine Summierung in diesem Sinne nicht eintritt. Die beobachteten Senkungen wichen von den nach dem Überlagerungsgesetz Gl. (3c) errechneten um mehrere hundert Prozent ab. Die Ursache dieser Erscheinung ist in dem Formänderungsgesetz des Sandes zu suchen.

Das tatsächliche Verhalten pseudosolider Massen, die sich im Baugrund in einem dreiachsigen Spannungszustand befinden, kann m. E. lediglich durch Untersuchungen in dreiachsigen Kompressionsapparaten erforscht werden. Solche Versuchseinrichtungen wurden von Bernatzik, Kjellman, Rendulic u. a. konstruiert. Die obenstehende Abbildung gibt den Zusammenhang der bezogenen Dehnungen λ_1, λ_2 mit dem gesamten, in der Festsubstanz wirkenden Hauptspannungen σ_1, σ_2 wieder, welcher aus den von Bernatzik veröffentlichten Ergebnissen³ abgeleitet wurde; bei Benützung logarithmischer Maßstäbe konnten die gemessenen Werte mit großer Annäherung durch Gerade dargestellt werden. Demgemäß hat z. B. die größte Hauptspannung $\sigma_1 = 0,5$ kg/cm² eine Zusammendrückung um $\lambda_1 = 0,07\%$ zur Folge, falls dabei die kleinste Hauptspannung $\sigma_2 = 0,5$ kg/cm² ist (Punkt M in der Darstellung). Dieselbe Spannung σ_1 ruft jedoch eine fünfzigfache Zusammendrückung, $\lambda_1 = 3,5\%$, hervor, wenn σ_2 nur $0,5 : 4 = 0,125$ kg/cm² beträgt (Punkt N). Auf ein ähnliches Formänderungsgesetz des untersuchten Tones weisen auch die Messungen v. Rendulic⁴ hin. Falls nun die Belastung der Teilfläche 1 bzw. 3 (Abb. 17, S. 124) im Punkte 2 die Senkung c_{11} bzw. c'_{13} verursacht, wird bei gleichzeitiger Wirkung beider Lasten $\Delta q_1, \Delta q_3$ die Senkung ζ_2 von der Summe



Das Formänderungsgesetz eines Sandes. (Ausgangsporenziffer 0,70.)

Gl. (3c) errechneten um mehrere hundert Prozent ab. Die Ursache dieser Erscheinung ist in dem Formänderungsgesetz des Sandes zu suchen.

Das tatsächliche Verhalten pseudosolider Massen, die sich im Baugrund in einem dreiachsigen Spannungszustand befinden, kann m. E. lediglich durch Untersuchungen in dreiachsigen Kompressionsapparaten erforscht werden. Solche Versuchseinrichtungen wurden von Bernatzik, Kjellman, Rendulic u. a. konstruiert. Die obenstehende Abbildung gibt den Zusammenhang der bezogenen Dehnungen λ_1, λ_2 mit dem gesamten, in der Festsubstanz wirkenden Hauptspannungen σ_1, σ_2 wieder, welcher aus den von Bernatzik veröffentlichten Ergebnissen³ abgeleitet wurde; bei Benützung logarithmischer Maßstäbe konnten die gemessenen Werte mit großer Annäherung durch Gerade dargestellt werden. Demgemäß hat z. B. die größte Hauptspannung $\sigma_1 = 0,5$ kg/cm² eine Zusammendrückung um $\lambda_1 = 0,07\%$ zur Folge, falls dabei die kleinste Hauptspannung $\sigma_2 = 0,5$ kg/cm² ist (Punkt M in der Darstellung). Dieselbe Spannung σ_1 ruft jedoch eine fünfzigfache Zusammendrückung, $\lambda_1 = 3,5\%$, hervor, wenn σ_2 nur $0,5 : 4 = 0,125$ kg/cm² beträgt (Punkt N). Auf ein ähnliches Formänderungsgesetz des untersuchten Tones weisen auch die Messungen v. Rendulic⁴ hin. Falls nun die Belastung der Teilfläche 1 bzw. 3 (Abb. 17, S. 124) im Punkte 2 die Senkung c_{11} bzw. c'_{13} verursacht, wird bei gleichzeitiger Wirkung beider Lasten $\Delta q_1, \Delta q_3$ die Senkung ζ_2 von der Summe

¹ II. Kongreß der Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Berlin 1936 (Schlußbericht, S. 836).

² Ohde: Abb. 2 S. 99.

³ Wasserwirtschaft u. Technik 2 (1935) S. 185.

⁴ Baining. 18 (1937) S. 459.

$c_{11} \cdot \Delta q_1 + c'_{13} \cdot \Delta q_3$ deswegen grundsätzlich verschieden sein, weil dabei in jedem Punkte der Lotrechten z ein ganz anderes Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ zustandekommt und die Zusammendrückungen einzelner Elemente der Lotrechten daher um ein Vielfaches größer oder kleiner sein können als bei der Belastung einzelner Teilflächen.

Die Setzungsbeobachtungen, welche ich seit 1939 in 12 Punkten einer rd. 19 · 82 m großen, auf einer Lehmschicht ruhenden Stahlbetonfundamentplatte vornehme, ergaben ebenfalls Biegelinien von der Form nach Abb. 14, S. 123, des Aufsatzes Ohde, lassen jedoch deutlich den Einfluß des hohen Verhältnisses der Hauptspannungen unter den Randteilen der Platte erkennen. Dieses muß eine Druckverteilung nach Art der Abb. 16, S. 123, zufolge haben, wenn auch die Tragfähigkeit des Bodens noch nicht erreicht ist, falls nur der Baugrund einem ähnlichen Formänderungsgesetz gehorcht wie die wenigen bisher in dreiachsigen Druck untersuchten Bodenarten. Dies erscheint sehr wahrscheinlich, da es auch für den Beton der Fall ist. Durch Folgerungen aus diesem Gesetz können viele bisher unerklärte Erfahrungen begründet werden.

Prof. Ing. Dr. K. H r u b a n, Brünn.

Erwiderung.

Für seine ergänzenden Mitteilungen danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. H r u b a n. Seine Versuche, von denen ich leider keine Kenntnis hatte, zeigten im wesentlichen die gleichen Ergebnisse, wie sie später von mir erhalten wurden. Zusammen mit den Messungen von F. S i e m o n s e n (Bautechnik 19 (1941), S. 159) ist damit schon durch drei voneinander unabhängige Arbeiten versuchsmäßig nachgewiesen, daß die Sohldrucke eines starren Gründungskörpers normalerweise nicht in der Mitte, sondern in der Nähe des Randes am größten sind. Hruban und Hacar erhielten den größten Druck von rd. dem 1,5-fachen der mittleren Pressung etwa in $\frac{1}{10}$ der Plattenbreite vom Rande entfernt; unter der Plattenmitte wurden $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{5}$ der mittleren Spannung gemessen. Die Sandschicht hatte bei diesen Versuchen eine Höhe von 20 cm und wurde seitlich von 5 cm entfernten Glasplatten gehalten. Die 5-fach unterteilte Lastfläche hatte die Abmessungen 5 x 11 cm. Ein gewisser Einfluß der Seitenreibung des Sandes an den Glaswänden ist hiernach vermutlich vorhanden gewesen.

Den Ausführungen von Hruban über das Formänderungsgesetz der Erdstoffe kann ich mich allerdings nicht anschließen. Da diese Frage von allgemeinem Interesse ist, möchte ich nachstehend etwas ausführlicher darauf eingehen.

Die vorstehend von Hruban in seiner Abbildung nachgewiesene Geradlinigkeit der bezogenen Dehnungen bei doppelt-logarithmischer Auftragung ergibt ein Formänderungsgesetz, das mit meinen Beobachtungen, die sich auf umfangreiche Untersuchungen in der Berliner Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau stützen (vgl. Bauingenieur 20 (1939) S. 454), nicht übereinstimmt. Dieser Widerspruch findet seine Erklärung dadurch, daß H. nur einige der Versuchswerte von Bernatzik aufgetragen hat; bei der Auftragung sämtlicher Werte erhält man in der Mehrzahl gekrümmte Kurven. Es mag in diesem Zusammenhang noch erwähnt werden, daß die Versuche Bernatziks nur für einen verhältnismäßig niedrigen Spannungsbereich (0 bis 0,5 kg/cm²) durchgeführt wurden.

Vor allem möchte ich darauf hinweisen, daß unsere Formänderungsberechnungen für den Baugrund sich in der Hauptsache wohl immer auf Spannungszustände beschränken werden, die noch hinreichend weit vom „Grenzgleichgewicht“ (Überwindung der inneren Reibung und Festigkeit) entfernt sind. Unter dieser Voraussetzung kann man mit gewissen Einschränkungen (Beschränkung auf nicht zu große Spannungsänderungen, Beachtung des Einflusses der Vorbelastung) die für feste Körper geltenden Formänderungsgesetze auch für den Baugrund als gültig annehmen, auch wenn die Formänderungen der Erdstoffe größtenteils plastischer (bleibender) Natur sind¹. Diese grundlegende Annahme hat

¹ Vgl. T e r z a g h i: Erdbaumechanik, Leipzig 1925, S. 104 u. 105, und Bauing. 20 (1939) S. 457.

bisher m. W. bei sorgfältig durchgeführten Versuchen fast in jedem Falle eine ausreichende Bestätigung gefunden.

Aus den Versuchen Bernatziks kann man z. B. folgende Zahlen für die bezogene Zusammendrückung e (λ nach Hruban) entnehmen:

für dichte

Lagerung: $e_1 = 0,041\%$ u. $e_2 = 0,068\%$ für $\sigma_1 : \sigma_2 = 0,5 : 0,5$
(Porenzahl $\varepsilon \approx 0,6$) $e_1 = 0,21\%$ für $\sigma_1 : \sigma_2 = 1,0 : 0,5$ (kg/cm^2)

für mitteldichte

Lagerung: $e_1 = 0,071\%$ u. $e_2 = 0,120\%$ für $\sigma_1 : \sigma_2 = 0,5 : 0,5$
($\varepsilon \approx 0,7$) $e_1 = 0,326\%$ für $\sigma_1 : \sigma_2 = 1,0 : 0,5$.

Für $\sigma_1 : \sigma_2 = 1$ wurde hiernach in waagrechter Richtung eine größere Zusammendrückung erhalten als in lotrechter Richtung², während rechnerisch für diesen Fall $e_1 = e_2$ vorausgesetzt wird. Über solche Verschiedenheiten wird man vorerst, einer einfachen Theorie zuliebe, hinwegsehen. Rechnet man mit den Mittelwerten, so erhält man

für dichte Lagerung: $e_1 \approx 0,055\%$ für $\sigma_1 = \sigma_2$;

$$\frac{0,21}{0,055} \approx 3,8;$$

für mitteldichte Lagerung: $e_1 \approx 0,095\%$ für $\sigma_1 = \sigma_2$;

$$\frac{0,326}{0,095} \approx 3,6.$$

Theoretisch gilt: $e_1 = \frac{\sigma_1}{Z} - 2 \frac{\sigma_2}{mZ} = \frac{\sigma_2}{Z} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} - \frac{2}{m} \right)$,

wenn Z die dem E der festen Körper entsprechende Zusammendrückungszahl bedeutet. Bei gleichem Seitendruck verhalten sich demnach die bezogenen Setzungen wie die Werte

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} - \frac{2}{m} \right).$$

Man erhält für Sand mit einem Verhältniswert λ_n des natürlichen Seitendruckes von rd. 0,45:

$$m \approx 1 + \frac{1}{0,45} \approx 3,2 \text{ (vgl. Bauing. 20 (1939) S. 457).}$$

und weiter mit dieser Querdehnungszahl

$$\text{für } \sigma_1 = \sigma_2 : e_1 = \left(1,0 - \frac{2}{3,2} \right) \frac{\sigma_2}{Z} = 0,375 \frac{\sigma_2}{Z} \left| \frac{1,375}{0,375} \approx 3,7. \right.$$

$$\text{für } \sigma_1 = 2\sigma_2 : e_1 = \left(2,0 - \frac{2}{3,2} \right) \frac{\sigma_2}{Z} = 1,375 \frac{\sigma_2}{Z}$$

Es ergibt sich also auch theoretisch etwa das gleiche Verhältnis der Setzungen, wie es Bernatzik bei seinen Versuchen mit verschiedenem Hauptspannungsverhältnis erhalten hat.

Außerdem ist zu ersehen, daß die Abhängigkeit der Setzungen vom Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ durch die Rechnung ohne weiteres berücksichtigt wird. Hinsichtlich der Einflußlinien in meiner Abb. 17 ist selbstverständlich vorausgesetzt, daß der Einfluß der seitlichen Spannungen σ_2 nicht vernachlässigt wurde. Die Meinung von H., das an Hand der Abb. 17 und Gl. (3c) angedeutete Verfahren führe zu unrichtigen oder zu ungenauen Ergebnissen, ist damit als unbegründet nachgewiesen, solange das Hauptspannungsverhältnis genügend weit vom kritischen Wert entfernt ist. Auch wenn bei gleichzeitiger Wirkung der Lastflächen 1 und 3 „in jedem Punkt der Lotrechten 2 ein ganz anderes Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ zustande kommt“ als bei der Einzelbelastung, so wird doch die Setzung im Punkte 2 nicht größer erhalten, als es der Summe der Setzungen aus den Einzelflächen 1 und 3 entspricht.

In der Nähe des Grenzgleichgewichts nehmen allerdings die Setzungen größere Werte an, als sie die Rechnung ergibt. Mit zunehmendem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ bildet sich allmählich ein stetiger Übergang aus bis hin zum Grenzzustand der Gleitflächenbildung, für den bekanntlich jede beliebige Setzung ohne merkliche Spannungserhöhung erreicht werden kann³. Aus den Auftragungen Bernatziks⁴ geht hervor, daß seine Zusammendrückversuche für $n = \sigma_1 : \sigma_2 = 3$ und 4 bereits dem Grenzgleichgewicht sehr nahe kommen. Hierdurch erklärt sich zwanglos die von Bernatzik für $n = 4$ erhaltene, reichlich 100-fache Setzung gegenüber den Werten für $n = 1$. Mit der Gültigkeit meiner Gl. (3c) hat dieses Verhalten aber kaum noch etwas zu tun.

Man kann natürlich im Sinne der Ausführungen von H. versuchen — etwa mit Hilfe einer gekrümmten Formänderungslinie — auch die Formänderungen in der Nähe des Grenzgleichgewichts noch zu ermitteln. Dieses könnte jedoch nur durch mühsames Probieren erreicht werden, weil das Überlagerungsgesetz für diesen Fall nicht mehr gilt. Ein solches

² „Es scheint dies seine Ursache in der Form der Körner zu haben, die sich beim Einfüllen waagrecht einordnen und daher in dieser Richtung eine größere Beweglichkeit besitzen“ (nach Bernatzik).

³ Dieses etwa dem vermehrten Nachgeben des Baustahles oberhalb der Proportionalitätsgrenze entsprechende Verhalten der Erdstoffe kann bei jedem Zerdrückungsversuch oder Gleitwiderstandsversuch beobachtet werden.

⁴ Vgl. die gestrichelten Kurven der Abb. 5 in „Wasserwirtschaft und Technik“ 1935 S. 185.

Vorgehen dürfte für baupraktische Berechnungen aber kaum noch in Frage kommen. In Anbetracht der Unsicherheiten, die einer weitgehend genauen Ermittlung der Wertigkeit des Baugrundes entgegen stehen (Ungleichmäßigkeit der Erdschichtung, Störungen der Erdproben bei der Entnahme, nicht genau bekannte Vorbelastung usw.), erscheint es mir ratsamer, mit dem einfachen Geradliniengesetz zu rechnen und die Abweichungen von diesem Gesetz in der Nähe der plastischen Bereiche durch gefühlsmäßig ausgerundete Übergangskurven zu berücksichtigen⁵. Zur Beurteilung der Größe des Übergangsbereiches können entsprechende Messungen an Bauwerken oder Modellen wertvoll sein. (Der in meiner Abb. 16 gezeichnete Übergang mag vielleicht noch zu gering angenommen sein). Eine zu gegebener Zeit erfolgende Veröffentlichung der von H. durchgeführten Setzungsbeobachtungen an einer großen Stahlbetonplatte würde die Fachwelt daher sicher sehr begrüßen.

Die von Rendulic mit gestörtem Ton erhaltenen Versuchskurven für konstante Porenzahl-Werte (Bauingenieur 18 (1937) S. 460 bis 465) widersprechen der Annahme eines einfachen Formänderungsgesetzes. Doch läßt sich der Widerspruch weitgehend erklären, wenn beachtet wird, daß Rendulic bei seinen Versuchen eine seitliche Entlastung des Tones erhalten hat, wie er mit Hilfe des gemessenen Porenwasserdruckes nachweist. Sobald aber eine Entlastung hinzukommt, gelten andere Formänderungsgesetze als im Normalfall, bei dem die wirksamen Spannungen immer nur eine Zunahme erfahren haben. Auf diese Frage kann ich hier jedoch nicht weiter eingehen und habe vor, auf die theoretische Deutung der Versuchsergebnisse Rendulics und allgemein auf die Formänderungsgesetze der Erdstoffe an anderer Stelle zurückzukommen.

Für die Erforschung der Formänderungsgesetze gibt es m. E. noch andere Möglichkeiten als nur die Untersuchung in dreiachsigen Zusammendrückungs-Geräten. Man muß bedenken, daß das Arbeiten mit diesen Geräten nicht nur umständlich und zeitraubend ist, sondern auch mancherlei Fehlerquellen in sich schließt (z. B. Undichtigkeiten der Gummihülle, Behinderung der seitlichen Dehnungen in der Nähe der oberen und unteren Druckplatte). Durch Bewegungsmessungen an Bauwerken und bei Probelastungen und Modellversuchen lassen sich mittelbare Anhaltspunkte für das Verhalten gegen Spannungsänderungen gewinnen. — Im übrigen mag noch erwähnt werden, daß das erste Zusammendrückungsgerät mit seitlichem Flüssigkeitsdruck im Jahre 1928 von J. Ehrenberg in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau, Berlin, gebaut worden ist⁶, von wo aus es K. v. Terzaghi, A. Casagrande und vielen anderen bekannt geworden ist.

Joh. O h d e , Neuenhagen b. Berlin.

⁵ Man rechnet ja auch im Stahlbau und Stahlbetonbau mit ähnlichen, die Rechnung vereinfachenden Annahmen.

⁶ Vgl. 1. Talsperrenkongreß, Stockholm 1933, Vol. III, S. 49, oder auch Internat. Wasserausstellung, Lüttich, 1939. Führer durch die wissenschaftl. Abtlg. des Deutschen Hauses, S. 78.

Wer gibt Schrifttumauskünfte?

Zu den Aufgaben der Deutschen Gesellschaft für Dokumentation gehört auch die Vermittlung von Auskünften über Fachschrifttum. Anfragen nach Veröffentlichungen über ein bestimmtes Fachgebiet oder einen bestimmten Gegenstand werden von der Gesellschaft an eine Schrifttumauskunftsstelle weitergeleitet, die das Schrifttum nachweisen kann, oder es wird dem Anfragenden mitgeteilt, an wen er sich wenden kann.

In der Aufstellung eines möglichst vollständigen Verzeichnisses aller Schrifttumauskunftstellen wird ein wesentliches Hilfsmittel gesehen, den Zugang zum Schrifttum zu erleichtern und so Zeit und Arbeitskräfte zu sparen.

Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation beabsichtigt daher, das vom Deutschen Normenausschuß herausgegebene Verzeichnis von Schrifttumauskunftstellen der Technik und verwandter Gebiete, das Vielen schon nützliche Dienste geleistet hat, auszubauen und neu herauszugeben. Insbesondere soll das Verzeichnis auf die Naturwissenschaften, die Wirtschaftswissenschaften, die Medizin, die Landwirtschaft usw. ausgedehnt werden.

Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation wendet sich an alle, die über Einzelfragen auf einem der genannten Gebiete sowie auf dem Gebiet der Technik Schrifttumauskünfte geben können, mit der Bitte, ihre Anschrift der Geschäftsführung, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40 mitzuteilen.

Berichtigung

zum Aufsatz Schroeter: „Praktische Ausführungen von Gitterwand-Brückenwiderlagern“, Bauing. 23 (1942) S. 283—289.

Auf Seite 284 rechts unten muß es in der Formel für ΣH nicht $\pm H_B$ heißen, sondern $+ E'_0$. Die richtige Gleichung heißt also:

$$\Sigma H = E_0 \cdot \cos \alpha + E'_0 + (E_{ag} + E_B) \cos \delta - E'' \cdot \cos \delta'.$$

BUCHBESPRECHUNGEN

Schulze, B., G. Becker und G. Theden: Holzschutzmittel-Prüfung und Forschung II. Wissenschaftliche Abhandlungen der Deutschen Materialprüfungsanstalten. II. Folge. Heft 3. Mit 84 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1942. 88 S. Gr. 4°. Preis geh. RM 16,80.

Das im Jahre 1940 mit der gleichen Bezeichnung erschienene Heft 5 der I. Folge enthält fast ausschließlich Grundlagen der auf neuartige Weise entwickelten umfassenden Prüfung von Holzschutzmitteln, von denen in diesem Heft einige zu Anfang nochmals im Auszuge mitgeteilt werden. Von den weiteren Forschungsergebnissen dürften für den Holzfachmann und Bauingenieur folgende von besonderem Interesse sein:

G. Theden: „Untersuchungen über die Feuchtigkeitsansprüche der wichtigsten in Gebäuden auftretenden Pilze.“ G. Becker: „Beobachtungen über Schädlichkeit, Fraß und Entwicklungsdauer von Anobium punctatum de Geer (Totenuhr).“ B. Schulze: „Vergleichende Untersuchung von Leichtbauplatten und anderen Dämmstoffen auf Fäulnis-, Schimmel- und Insektenbeständigkeit“ und „Die Wirkungsweise von Holzschutzmitteln gegen Hausbock und Anobien.“ Die Prüfungsgrundlagen haben eine Erweiterung erfahren durch Ausdehnung auch auf tropische Belange. G. Becker, B. Schulze und E. Schulz: „Prüfung der vorbeugenden Wirkung von Holzschutzmitteln gegen Termiten“ und G. Becker: „Der Einfluß verschiedener Versuchsbedingungen bei der Termitenprüfung“ von Holzschutzmitteln.“ Weiterhin wird eine Reihe aufschlußreicher, nach neuen Verfahren gewonnener Ergebnisse mitgeteilt. B. Schulze und G. Becker: „Die Fernwirkung von Hausbockbekämpfungsmitteln im Holz und die Prüfung ihrer Reichweite im Tierversuch.“ Von Interesse für den praktischen Holzschutz ist auch die Abhandlung von B. Schulze und G. Theden: „Über das Eindringvermögen von Holzschutzmitteln und dessen Prüfung. I. Gesetzmäßigkeiten für die Eindringung von Flüssigkeiten in Holz.“

Die Ergebnisse der Forschung sind am Schlusse jeder Abhandlung in gedrängter Kürze zusammenfassend wiedergegeben. Vielleicht könnten in Zukunft die Punkte, die den Praktiker besonders interessieren, noch etwas schärfer herausgearbeitet werden.

Stoy, Hildesheim.

Stoy u. Fonrobert: Holz-Nagelbau. (Schrift 6 der Schriftenreihe der Reichsarbeitsgemeinschaft Holz e.V.) 4. Aufl. Mit 54 Abb. Berlin: Reichsnährstand Verlags-Ges. m.b.H. 1942. 71 S. Gr. DIN A 5. Preis RM 1,20.

Das Büchlein bringt in gemeinverständlicher Form das Wichtigste der Theorie und Konstruktion von Nagelbauten. Es ist belebt durch zahlreiche Beispiele, wobei auch der Brückenbau gestreift ist. Verbessert werden könnten die beiden Diagonalanschlüsse in Abb. 14 und 15, die zur Systemachse nicht symmetrisch liegen.

Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.

Damm, L.: Hundert Baufehler und wie man sie vermeidet. „Der Bauwerker“, Schriftenreihe für die Bauberufe. Bd. 1, 2. Aufl. Mit 219 Abb. Berlin: Verlag der Deutschen Arbeitsfront G.m.b.H. 1942. 112 S. Gr. DIN A 5. Preis geb. RM 3,50, geh. RM 3,—.

Die Schrift von Damm ist zuerst 1938 erschienen und hat bereits in einer Auflage von 5000 Verbreitung gefunden. Die zweite Auflage weist gegenüber der ersten nur geringfügige Änderungen auf. Sie behandelt wieder: Fehler bei Gründung und Fundament, Sockel, Ziegelmauerwerk und Ausblühungen, gemauerte Einfriedigungen, Natursteinbau, Putzbau sowie das Dach.

Die Ausführungen des Verfassers sind sehr vielseitig und in lebhafter Darstellung gegeben, so daß sie anregend zu lesen sind. Die über 200 Bilder zu allen möglichen Baufehlern und Bauunsitten sind gut ausgewählt und stellen eine vorzügliche Illustration zu den Textausführungen des Verfassers dar. Für eine neue Auflage sei lediglich der Wunsch ausgesprochen, daß der Bildteil, der jetzt reichlich die zweite Hälfte des Buches füllt, mit dem Text zusammengefaßt werden möchte, damit das störende Blättern zwischen Text- und Bildteil entfällt.

Die Schrift verdient auch in den Kreisen der Bauingenieure noch weiter Verbreitung zu finden, gehen die Fehler den Bauingenieuren doch in gleicher Weise an wie den Architekten. Schleicher

Melan, E. u. R. Schindler: Die genaue Berechnung von Trägerrosten. Mit 101 Abb., 9 Zahlentafeln u. 39 Tafeln v. R. Rothmayer. Wien: Springer-Verlag 1942. V, 134 S. Gr. 8°. Preis br. RM 21,60.

Die statische Berechnung des Trägerrostes führt auf eine große Zahl von Elastizitätsgleichungen, deren Auflösung eine bedeutende Rechenarbeit erfordert, wenn man die statisch unbestimmten Größen X in der Form

$$X_r = \beta_{1r} \delta_{m1} + \beta_{2r} \delta_{m2} + \dots + \beta_{rr} \delta_{mr} + \dots + \beta_{nr} \delta_{mn}$$

gewinnen will, die sich zur Darstellung der Einflußlinien am besten eignet. Dabei wird meistens angenommen, daß die eine Trägerschar auf die andere nur die „Kreuzungskräfte“ X_r (Übertragungskräfte, Knotenkräfte) überträgt, was zu bedeuten hat, daß man nur die Biegesteifigkeit der Träger für Momente in lotrechter Ebene (\perp Rostebene) berücksichtigt und die Momente in waagrechter Ebene sowie die Drillmomente unberücksichtigt läßt. Für Stahlträger vom I-Querschnitt wird dies meist zulässig sein, bei Stahlbetonbalken erhält man auf diese Weise nur Näherungswerte. Neuerdings ist versucht worden, die Rechenarbeit dadurch zu vereinfachen, daß Formänderungsgrößen auf dem Versuchswege bestimmt werden; da hierbei nur Durchbiegungen gemessen zu werden brauchen, so eignet sich in der Tat der Trägerrost hierfür wie kaum ein anderes Tragwerk.

Die vorliegende Arbeit von Melan-Schindler-Rothmayer löst die Aufgabe auf rechnerischem Wege, wobei nur die vorerwähnten Einschränkungen zu Grunde gelegt werden, im übrigen aber die Allgemeinheit der Ansätze hinsichtlich der Felderteilung des Rostes und der Querschnittsverhältnisse beider Trägerscharen weitgehend gewahrt wird. Es handelt sich um eine Verfeinerung und Ausgestaltung der Lösung, die von Melan schon in dem Buche: Bleich-Melan, „Die Differenzgleichungen der Baustatik“, Wien 1927, vorbereitet worden war. Als Unbekannte werden die Durchbiegungen z_{xy} und die Biegemomente M_{xy} der Querträger in den Kreuzungspunkten xy gewählt. Es ergeben sich zwei Systeme simultaner Differenzgleichungen, die durch den Ansatz $z_{xy} = z_x \cdot v_y$ und $M_{xy} = U_x \cdot w_y$ gelöst werden. Durch eine geschickte Umdeutung der Lasten P als $f(v_y)$ erhält man zwei Systeme homogener Differenzgleichungen für v_y und w_y mit einem Parameter λ , die eine der Zahl der Längsträger gleiche Zahl von Eigenwerten λ^i sowie Eigenlösungen v_y^i und w_y^i ergeben. Dieser Teil der Untersuchung hat starke Verwandtschaft mit dem Stabilitätsproblem des mehrfeldrigen Stabes. Der für z_x gültige Ausdruck läßt sich deuten als die Durchbiegung eines Längsträgers, der mit den äußeren Kräften belastet ist und außer in den wirklichen Stützpunkten noch in den Zwischenpunkten elastisch gestützt ist und als das „i-System“ bezeichnet wird. Die Federkonstante dieser Zwischenstützung hängt ab von der Feldweite und vom Trägheitsmoment der Querträger und den verschiedenen Eigenwerten λ^i . Unter der Voraussetzung gleicher Federkonstante in allen Zwischenpunkten lassen sich die statischen Größen der „i-Systeme“ (Moment, Durchbiegungen, Stützendrucke) in Abhängigkeit eines aus der Federkonstante abgeleiteten Parameters ρ^i ein für alle Mal berechnen. Dies ist für Balken auf zwei Stützen mit 2 bis 7 Feldern und durchlaufende Balken über zwei, drei oder mehr Öffnungen mit je 2 bis 7 Feldern in der belasteten Öffnung geschehen, die Ergebnisse sind in einer großen Zahl von Kurventafeln zusammengestellt. Bei mehr als 7 Feldern in einer Öffnung wurde eine stetige elastische Zwischenstützung angenommen. Mit der Kenntnis der Eigenlösungen v_y , w_y und der statischen Größen des „i-Systems“ lassen sich alle statischen Größen des Trägerrostes bestimmen, insbesondere die Einflußlinien längs beider Trägerscharen. Diese liefern durch ihre Nullpunkte „Scheidelinien“ im Grundriß des Rostes, entsprechend den Lastscheiden ebener Träger. Hierdurch ist die Lastverteilung auf dem Rost in der Längs- wie Querrichtung gegeben, um den Maximalwert einer statischen Größe zu bestimmen. An zwei ausführlich durchgerechneten Zahlenbeispielen wird der Rechnungsvorgang erläutert.

Die bedeutende Arbeit stellt eine hervorragende Leistung dar und gibt für eins der wichtigsten Probleme der Baustatik eine umfassende Lösung, die Anwendung in der Rechenpraxis setzt allerdings beim Benutzer anscheinliche Kenntnisse voraus. Pohl.

INHALT: 25 Jahre deutsche Baunormung. Von Reg.-Baumeister a. D. S. 373. — Ergebnisse von Vergleichsversuchen mit Drillwulststahl- und Rundstahlbewehrung. Von Prof. Dr.-Ing. Lührs, Danzig, und Prof. Dr.-Ing. Kammler, Karlsruhe. S. 378. — Der Einfluß der Formänderungen des Betons auf die Traglast der Stahlbetonstäbe. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel, Brünn. S. 381. — Verschiedene Mitteilungen. S. 384. — Zuschrift zum Aufsatz Ohde. — Erwiderung. — Wer gibt Schrifttumauskünfte? — Be-

richtigung zum Aufsatz Schroeter. — Buchbesprechungen. S. 386.