

EIN EXPERIMENTELLER BEITRAG ZUR PLASTIZITÄTSTHEORIE.

Von Prof. Dr. E. Chwalla, Brünn.

Der Verfasser hat zur Klärung des Problems der „Schneidenfestigkeit“ Versuche mit Hartgummimodellen durchgeführt, über die gelegentlich berichtet werden soll. Diese plastizitätstheoretischen Untersuchungen inhomogener Spannungsfelder wurden auch auf den Fall der gelochten Scheibe ausgedehnt und zur Beleuchtung des Verhaltens derartiger Bauelemente unter statischen Überlastungen zwei Versuche durchgeführt, bei denen — um den Einfluß der Restspannungsfelder auszuschalten — auf Dehnungsmessungen verzichtet wurde.

Als Versuchsmaterial wurde Hartgummi bester Qualität gewählt, da sich dieser Werkstoff unter Druckbelastungen bei gewöhnlichen Temperaturen angenähert wie ein „ideal-plastischer“ Werkstoff verhält und beim Zugversuch schon unter kleinen Zugspannungen eine Gefügetrennung erleidet. Die Versuchsscheiben (Seitenlänge 10 bzw. 12 cm, Dicke 1,6 cm, Lochdurchmesser 1,7 cm) wurden vorerst einer nahezu konzentrierten Druckbelastung

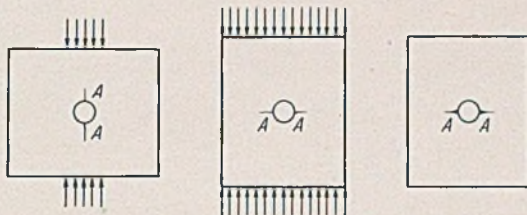


Abb. 1.

(Abb. 1a) ausgesetzt. In diesem Belastungsfall treten stark ausgeprägte Zugspannungsspitzen am Lochrand bei AA auf, so daß schon eine geringe Last genügt, um bei AA eine Trennung des Ge-

füges zu bewerkstelligen; die Ribbildung ist für das freie Auge kaum wahrnehmbar und beim Versuch an einem leichten Knall zu erkennen. Nach dieser Vorbehandlung wurde die Scheibe um 90° gedreht und nun einer einmaligen, gleichmäßig verteilten Druckbelastung (Abb. 1b) unterworfen, deren Größe so gewählt wurde, daß die am Lochrand bei AA auftretenden Druckspannungsspitzen mit Sicherheit den plastischen Bereich erreichen. Die durch die Vorbehandlung erzielte Bruchfläche verläuft im Detail ausreichend ungestetig, um bei diesem Druckversuch eine ungestörte Übertragung der Schubspannungen zu gewährleisten.

Steht für den verwendeten Werkstoff die neuere Fließhypothese, die durch eine beschränkte „Anpassung“ des Werkstoffes an Spitzenwerte des inhomogenen Spannungsfeldes gekennzeichnet ist, in Geltung, dann muß der primäre Haarris bei AA nicht nur vor und während der Belastung, sondern auch nach der Belastung für das freie Auge unsichtbar bleiben, da die Materialfasern bei AA keine bleibende Stauchung erfahren. Gilt hingegen die klassische Plastizitätshypothese, die von der Anschauung ausgeht, daß der Beginn der örtlichen Plastizierung nur von der örtlichen Anstrengung abhängt, dann muß der primäre Haarris nach der Entlastung in auffallendem Maße klaffen (Abb. 1c), und zwar um so mehr, je weiter die Plastizierung des Werkstoffes bei AA unter der gewählten Laststufe vorgedrungen war; denn die Materialfasern erfahren nach dieser Hypothese bei AA eine bleibende Stauchung, die auch nach der Entlastung bestehen bleibt, da die primäre Gefügetrennung einen Abbau dieser Stauchungen durch elastische Rückstellkräfte (Restspannungen) ausschließt. Die beiden Versuchskörper haben nach der Entlastung das Klaffen der Haarris bei AA deutlich erkennen lassen.

ZWEI STAHLSCHELETTBAUTEN DES DEUTSCHEN GEMEINSCHAFTS-DIAKONIE-VERBANDES.

Von Oberingenieur Otto Sudergath, Regierungsbaumeister a. D., Mainz.

Der Deutsche Gemeinschafts-Diakonie-Verband mit dem Hauptsitz in Marburg/Lahn, in dessen Gesamtwerk einige 1000 Schwestern auf allen Gebieten karitativer Arbeit tätig sind, hat für seine Diakonissen-Mutterhäuser in Gunzenhausen und in Elbingerode/Harz vor einigen Jahren zwei größere Neubauten vorgenommen.

Das Mutterhaus Hensoltshöhe in Gunzenhausen, das vor zwei Jahren sein 25jähriges Bestehen mit 1000 Schwestern feiern konnte, errichtete seinen notwendig gewordenen Neubau im Jahre 1931. Das Mutterhaus Neuvandenburg entstand nach Abtretung der östlichen Provinzen durch erzwungene Übersiedlung des größten Teils der Schwesternschaft aus dem Mutterhaus Vandenburg/Westpr. und Erwerb eines geeigneten Baues bei Elbingerode. Bei der raschen und starken Entwicklung im vorigen Jahrzehnt erwies sich der vorhandene Bau als unzureichend und ein großzügiger Neubau wurde im Jahre 1932 in Angriff genommen.

Beide Gebäude sind als Stahlskelettbauten errichtet, deren Konstruktion im folgenden beschrieben wird.

Diakonissen-Mutterhaus „Hensoltshöhe“.

Der Neubau des Hauses Hensoltshöhe ist 36 m lang und 16 m breit und hat Keller, Erdgeschoß, 3 obere Vollgeschoße, 1 Dach-

geschoß und 2 Dachböden, siehe Abb. 1. Die Höhe von ± 0 bis zur Traufe ist 14 m. Die Konstruktion besteht aus Geschoßrahmen, die in Abständen von 6 m angeordnet sind und Deckenträgern in der Längsrichtung mit einem gegenseitigen Abstand von 1,25 m. Außer in den Giebelrahmen und in dem in einer Gebäudeecke befindlichen Treppenhaus mit Aufzugsschacht sind nur im Keller jeweils 2 Zwischenstützen angeordnet, die übrigen Rahmenriegel spannen über die ganze Gebäudebreite. So war die größtmögliche Freiheit in der gesamten Innenaufteilung sowohl beim Neubau als auch bei später etwa notwendig werdenden Änderungen gegeben.

Der auf die Dachrahmen aufgesetzte hölzerne Dachstuhl trägt ein verschaltes Pfannendach — Neigung etwa 50° — mit innerer Lattung, Rohrung und Putz. Die Zwischendecke zwischen den beiden Dachböden ist eine Holzbalkendecke, die Ausbildung der Geschoßdecken, deren Ausführung mit dem Auftrag auf die Stahlkonstruktion verbunden war, wurde gemäß Abb. 2 gewählt. Hiermit erhielt man in nahezu völliger Trockenbauweise eine Decke von geringem Eigengewicht und hoher Isolierfähigkeit bei mäßigen Kosten. Die Nutzlasten betragen im Erdgeschoß 500 kg/m^2 , im 1. und 2. Obergeschoß je 300 kg/m^2 , in den folgenden je 200 kg/m^2 , wozu jeweils ein Zuschlag von 75 kg/m^2 für Zwischenwände kommt. Die Deckenträger sind in bekannter Weise als elastisch verlaschte

Durchlaufträger ausgeführt. Die Ausmauerung der Außenwände ist geschößweise abgefangen, sie besteht aus eineinhalb Stein starkem Schwemmsteinmauerwerk mit beiderseitigem Verputz.

Architekt Schwethelm, Harzgerode, endgültige Gestalt gewann.

Der Bau besteht aus dem Hauptgebäude von etwa 60 × 14 m Grundrißabmessungen und 21 m Höhe vom Kellerfußboden bis zur

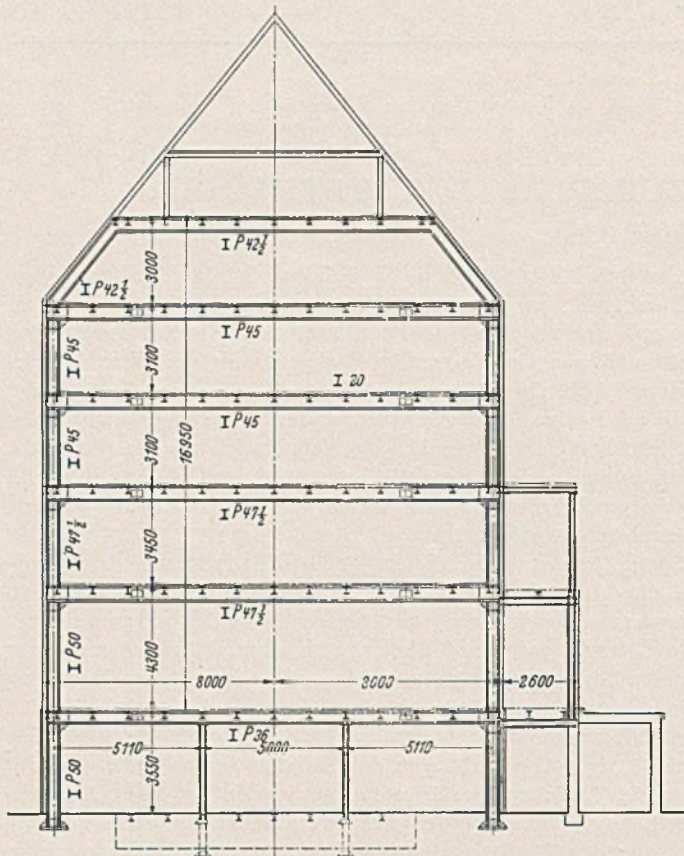


Abb. 1. Normalquerschnitt. Haus Hensoltshöhe.

Aus dem vorher Gesagten ergibt sich der denkbar einfache Kraftfluß. Alle senkrechten und die waagrechten Kräfte in der Gebäudequerrichtung werden durch die einzelnen Rahmen abgetragen. Die Windkräfte in der Längsrichtung werden durch die Ausmauerung der Längswände aufgenommen, darüber hinaus sind die Wandträger jedes Geschosses mit den Rahmenposten biegesteif verbunden. Die Stockwerksrahmen bestehen aus aufeinandergesetzten Zweigelenrahmen, deren Eckverbindung durch Werkstattschweißung hergestellt wurde. Da der ganze Rahmen für den Transport zu sperrig war, war eine Unterteilung im Riegel notwendig, die zweckmäßig mit 2 Stößen an den Stellen der Momentennullpunkte bei senkrechter Vollbelastung gewählt wurde. Abb. 3 zeigt Einzelheiten des Rahmens im 3. Obergeschoß.

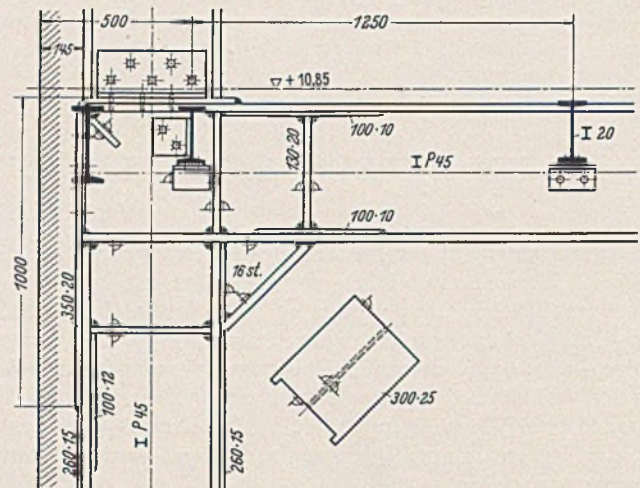


Abb. 3. Einzelheiten eines Rahmens. Haus Hensoltshöhe.

Traufe, an das sich verschiedene An- und Vorbauten anschließen, unter welchen der Saalbau durch seine Größe selbständigen Charakter gewinnt. Der Hauptbau hat Kellergeschoß, Sockelgeschoß,

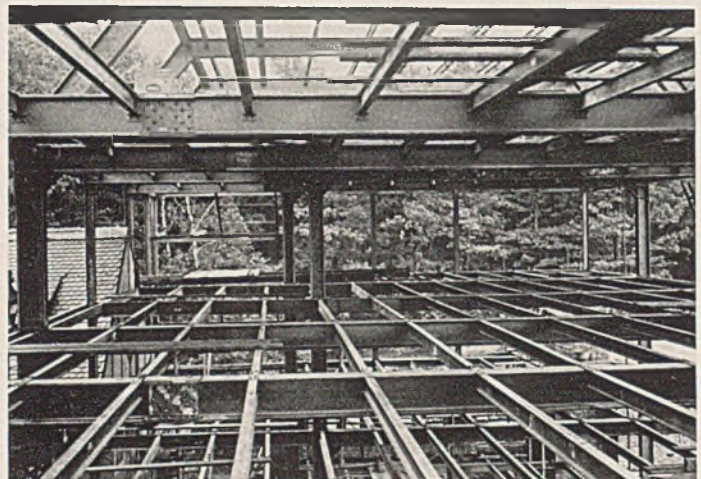


Abb. 4. Durchblick im 3. Obergeschoß. Haus Hensoltshöhe.



Abb. 2. Regelquerschnitt der Zwischendecken. Haus Hensoltshöhe.

Der Bau zählt wohl mit zu den ersten größeren Hochbauten, bei denen in großem Umfange und an wichtigen Stellen elektrisch geschweißt wurde. Daß man heute Einzelheiten z. T. anders ausführen würde, liegt nach den in der erkenntnisreichen Zwischenzeit gemachten Erfahrungen auf der Hand.

Abb. 4 und 5 zeigen das fertig montierte Stahlgerüst. Die Stahlkonstruktion wurde am 10. April 1931 bestellt, am 10. Juli war die Montage beendet. Das Gewicht beträgt 280 t, mithin 23 kg/m³ umbauten Raumes.

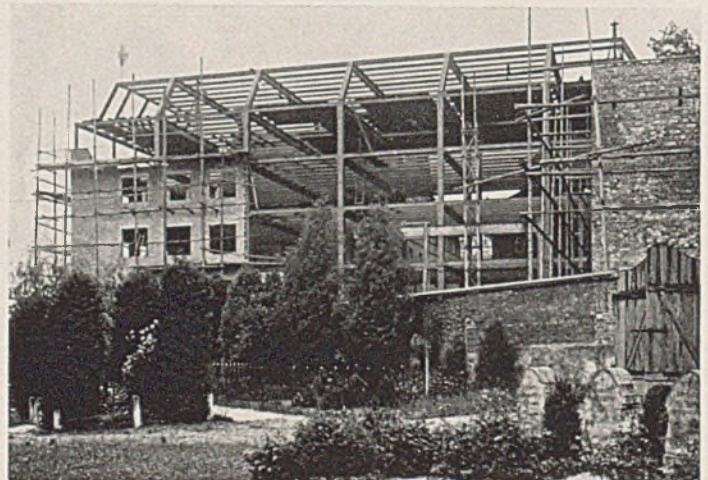


Abb. 5. Gesamtansicht der fertig montierten Konstruktion. Haus Hensoltshöhe.

Diakonissen-Mutterhaus „Neuvandsburg“.

Der Bauausführung dieses Gebäudes ging eine besondere langwierige Projektierung voraus, bis das Projekt in den Händen von

Erdgeschoß, 3 obere Geschosse und das Dachgeschoß. In Abb. 6 ist der Grundriß der Decke über Erdgeschoß dargestellt, in Abb. 7 der Querschnitt an der Stelle des Saalbauanschlusses. Im Sockel-

geschoß sind die Wirtschaftsräume untergebracht, vor allem die moderne Groß-Küche mit Nebenräumen und die Bäckerei. Im Erdgeschoß sind am Südende Haupteingang und Empfangsräume, daran anschließend der große Saal der Hausschwester, der durch Klappwände unterteilt werden kann. Der anschließende Teil kann

die wichtigsten weiter unten besprochen werden, ist die Anordnung des Traggerippes so, daß längs der 3 Säulenreihen A, C und E die Unterzüge verlaufen und senkrecht hierzu in Abständen von 2,5 m die Deckenträger. Deckenträger und Unterzüge der Mittelreihe sind, soweit möglich, als Durchlaufträger ausgebildet.

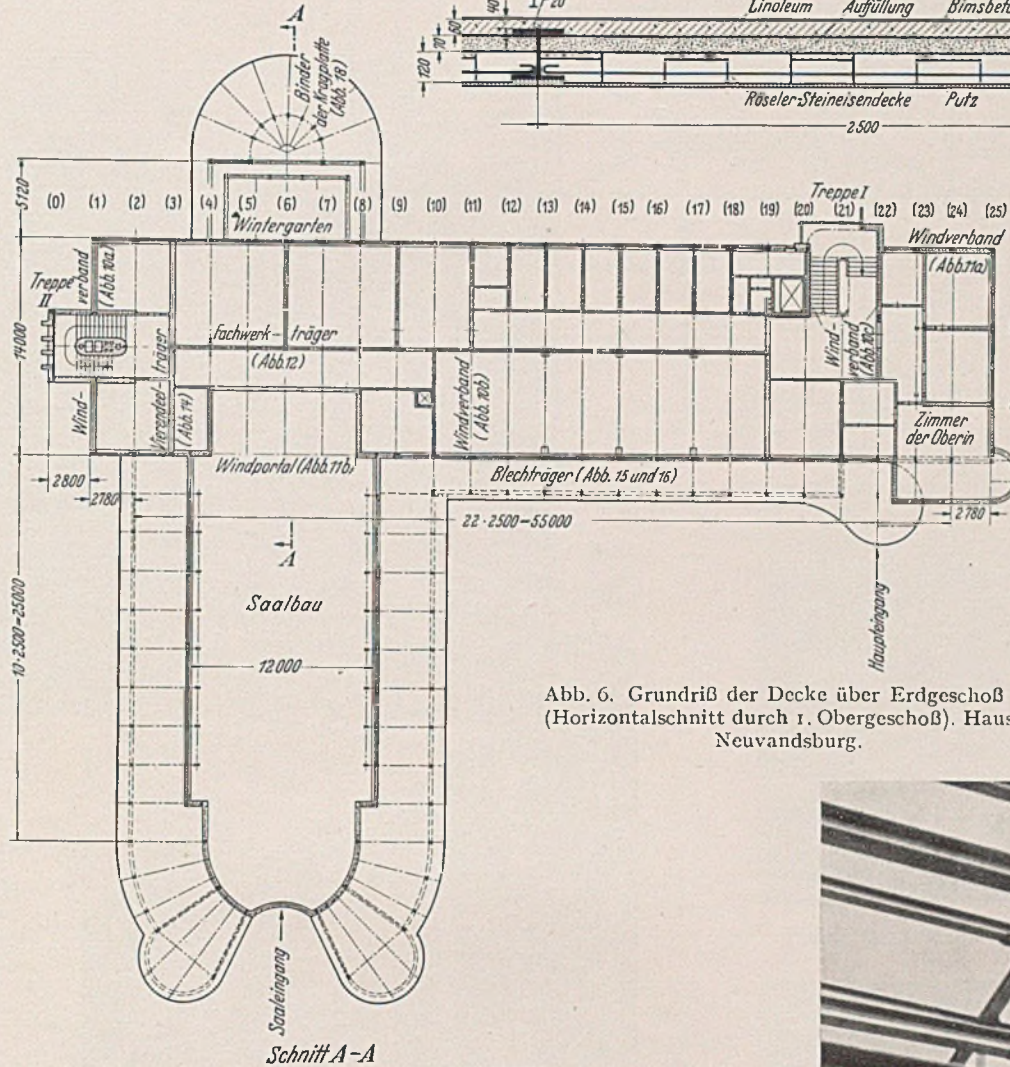


Abb. 8. Regelquerschnitt der Zwischendecken. Haus Neuvandenburg.

In Abb. 8 ist die Normalausführung der Zwischendecke gezeigt, die aus einer Röseler-Steineisendecke mit Bims Kiesauffüllung und Ausgleichbeton besteht. Da bei einem Stahlskelettbau Stahlgerüst und Zwischendecken in ihren gegenseitigen Beziehungen den Gesamtpreis entscheidend beeinflussen, kann die wirtschaftliche Beurteilung eines Entwurfes nur unter Einbezug der Zwischendecken erfolgen. Dies war der Grund, daß auch hier die Ausführung der Decken mit in die Hände der Stahlbau firma gelegt wurde. Die Art der Decke erforderte eine Bemessung möglichst vieler Träger in gleicher Höhe, um Durchbrechungen der ebenen Unter-

Abb. 6. Grundriß der Decke über Erdgeschoß (Horizontalschnitt durch 1. Obergeschoß). Haus Neuvandenburg.

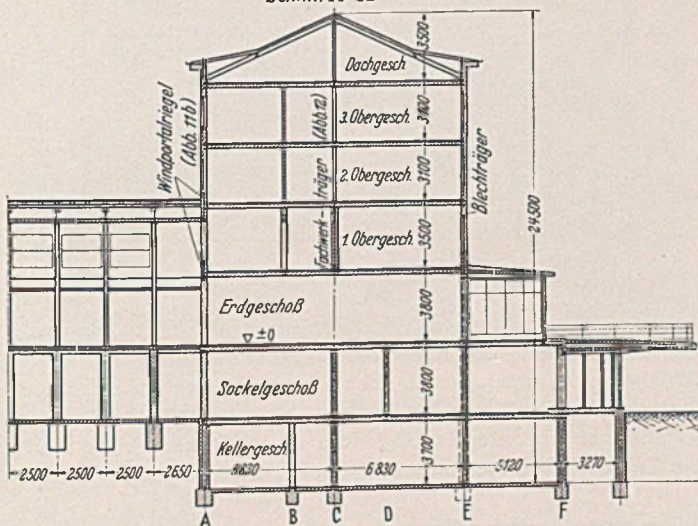


Abb. 7. Querschnitt A-A. Haus Neuvandenburg.

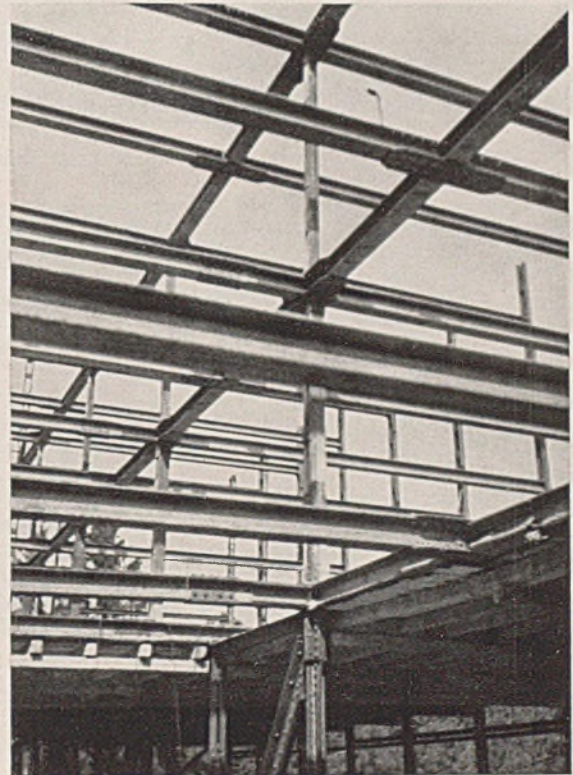


Abb. 9. Träger und Unterzüge. Haus Neuvandenburg.

durch Öffnen der Klappwände mit dem Hauptsaal zu einem ganz großen Raum vereinigt werden, so daß der Blick vom Ende des Hauptsalles reicht bis in den jenseits des Hauptbaues liegenden Wintergarten. Im 1. Stock befinden sich Arbeits- und Büroräume, im 2. und 3. Obergeschoß sind Schlafräume für etwa 160 Schwestern. Abgesehen von zahlreichen Abweichungen und Sonderkonstruktionen, die z. T. aus dem Grundriß erkenntlich sind und von denen

sicht nach Möglichkeit zu vermeiden. Dies machte an zahlreichen Stellen Verstärkungen einzelner Träger notwendig. Bei diesen und den Verlasungen der Träger — siehe Abb. 9 — war die Konstruktionshöhe daher äußerst beschränkt, so daß zumindest die Niet- bzw. Schraubköpfe der Unterseite versenkt werden mußten.

Für die Aufnahme der Windkräfte wurden die Zwischendecken

als starre Scheiben mit herangezogen. Für die Windkräfte in der Querrichtung sind Windverbände bei (1), bei (11) und in den Treppenhäuswänden (20)—(22) angeordnet, siehe Abb. 10 a, b, c.

Für die Windkräfte in der Längsrichtung ist ein Verband in der Wand E von (23)—(25) geschaffen, in Wand A sind die auf 10 m spannenden Unterzüge (4)—(8) zwischen Hauptbau und Saalbau

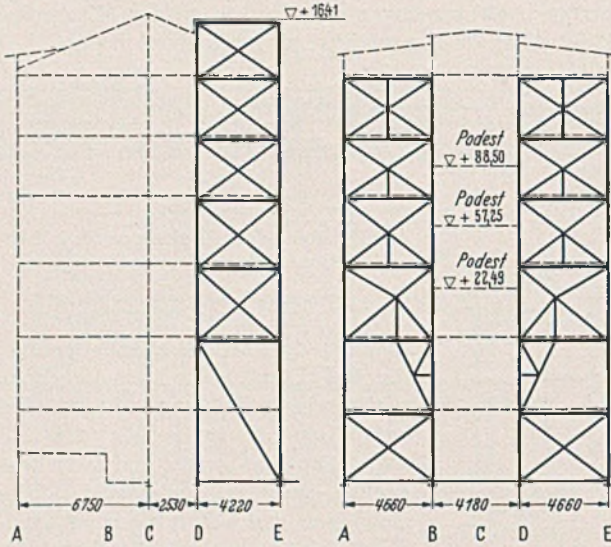


Abb. 10. a—c Windverbände bei (1), (11) und (20)—(22). Haus Neuvandsburg.

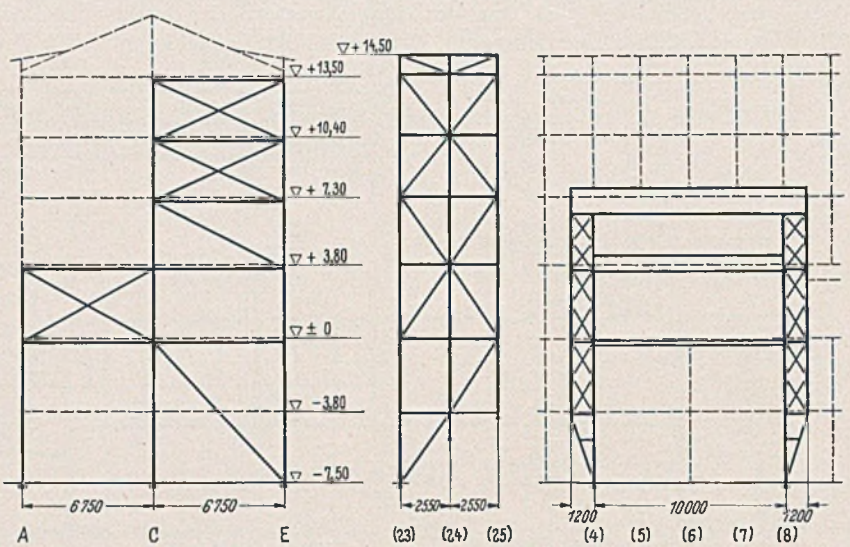


Abb. 11. a u. b Windverbände E (23)—(25) und A (4)—(8) Haus Neuvandsburg.

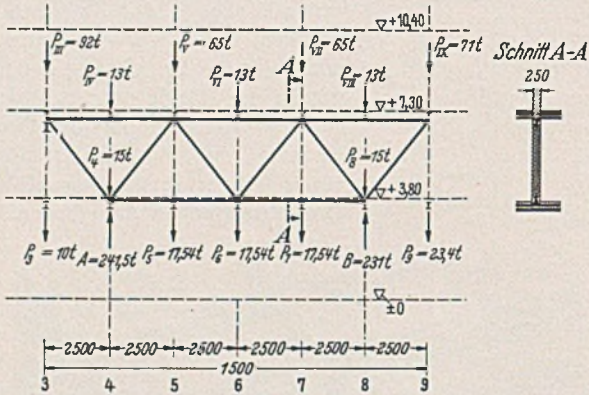


Abb. 12. Fachwerkträger C von (3)—(9). Haus Neuvandsburg.

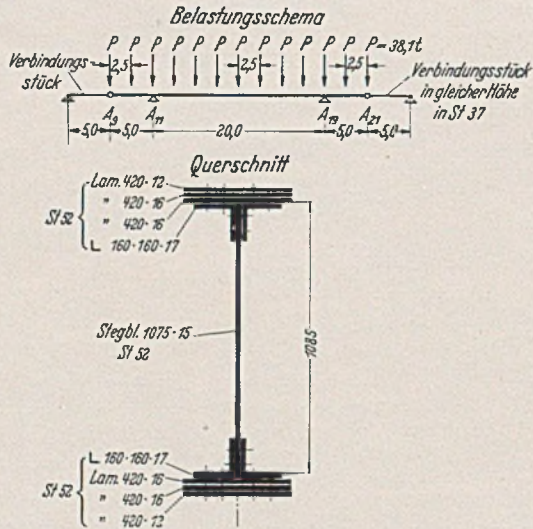


Abb. 15. Querschnitt des großen Blechträgers in Reihe A. Haus Neuvandsburg.

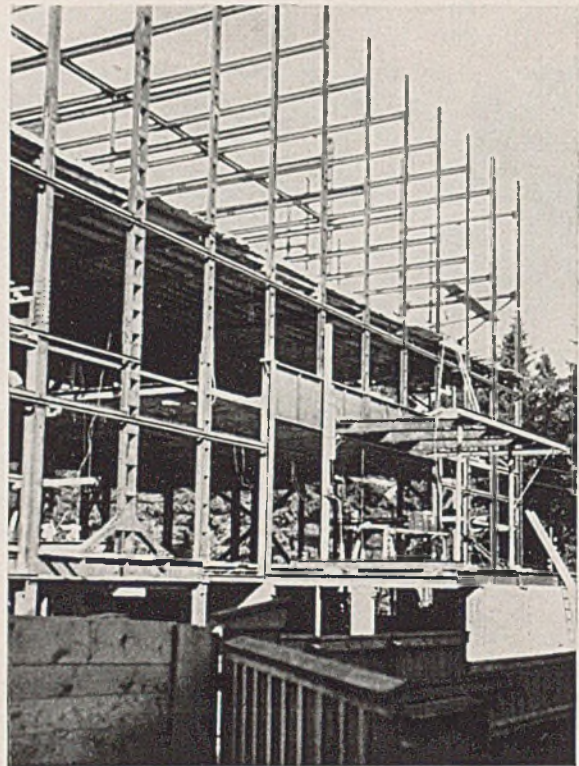


Abb. 13. Blick auf die Längswand E. Haus Neuvandsburg.

mit ihren Stützen zu einem Windportal vereinigt, Abb. 11a und b. Die Säulen sind größtenteils der Gewichtersparnis halber aus 2 U-Eisen zusammengesetzt, nur wo große Lasten zusammenkommen, sind Breitflanschträger gewählt.

Die meisten Unregelmäßigkeiten in der Konstruktion sind in dem Teil des Hauptgebäudes, an den der Saalbau anschließt. Die

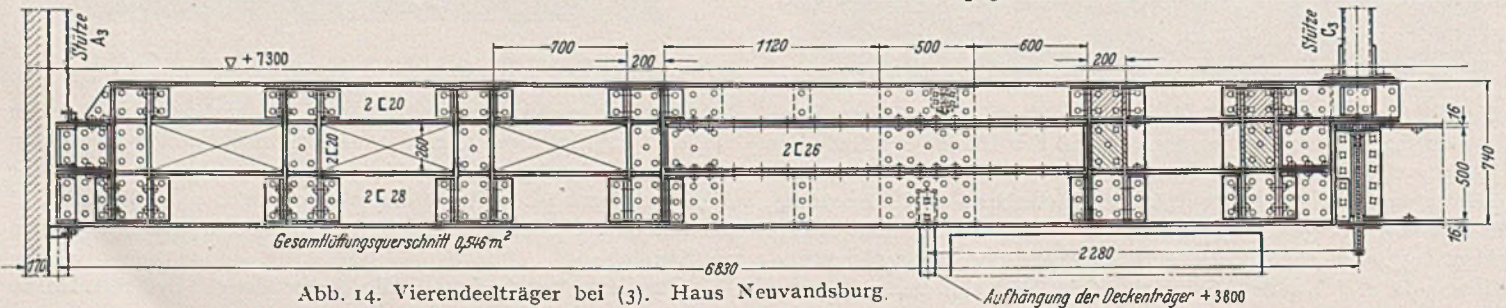


Abb. 14. Vierendeelträger bei (3). Haus Neuvandsburg.

Säulen C (4) und C (8) sind im Erdgeschoß zweiteilig, damit die Klappwand dazwischen geschoben werden kann, welche, geöffnet, den Durchblick zum Wintergarten freigibt.

gebaut und in einem Stück montiert. Er ist in Abb. 12 dargestellt. Seine größte Breite war mit Rücksicht auf die Ausmauerung auf 25 cm beschränkt. Sein Gewicht beträgt etwa 5 t.

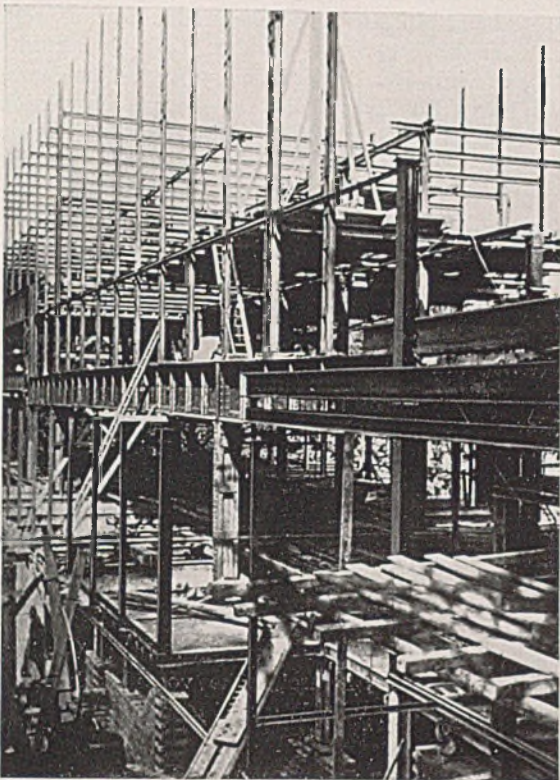


Abb. 16. Stand der Montage 12 Wochen nach Auftragserteilung. Haus Neuvandenburg.

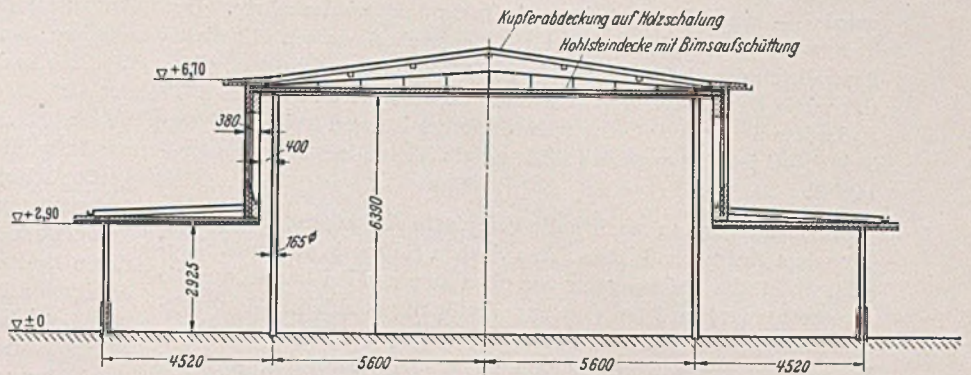


Abb. 19. Querschnitt durch den Saalbau. Haus Neuvandenburg.

Die Lasten über dem Eingang zum Wintergarten werden durch einen geschweißten Vollwandträger von 1250 mm Höhe, E (4)—(8) abgefangen, der auf Abb. 13 zu sehen ist, die einen Teil der Längs-

Im 1. Obergeschoß ist hier ein Fachwerkträger von Geschoßhöhe angeordnet, der von oben her die Lasten der Säulen bei (3), (5), (7), (9), aufnimmt und auf die vorgenannten Doppelstützen bei (4) und (8) im Erdgeschoß abgibt. Dieser Fachwerkträger mit 15 m Länge und 3,30 m Höhe wurde im Werk vollständig zusammen-

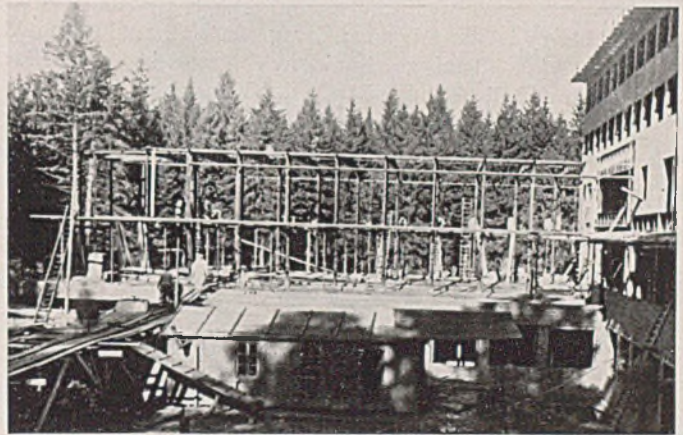


Abb. 20. Saalbau fertig montiert. Haus Neuvandenburg.

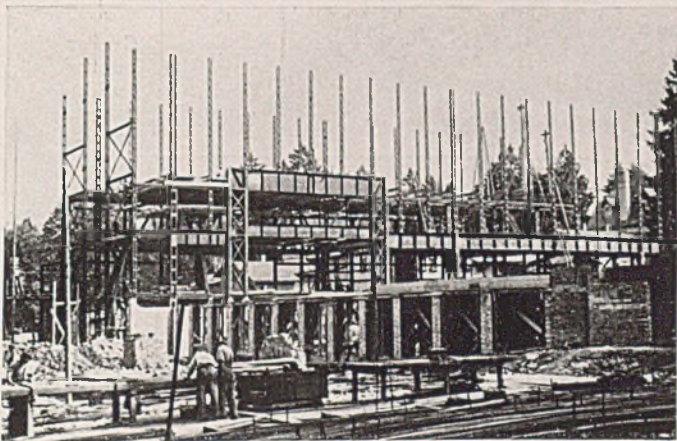


Abb. 17. Blick auf die Wand A. Haus Neuvandenburg.



Abb. 21. Fertiges Bauwerk. Haus Neuvandenburg.

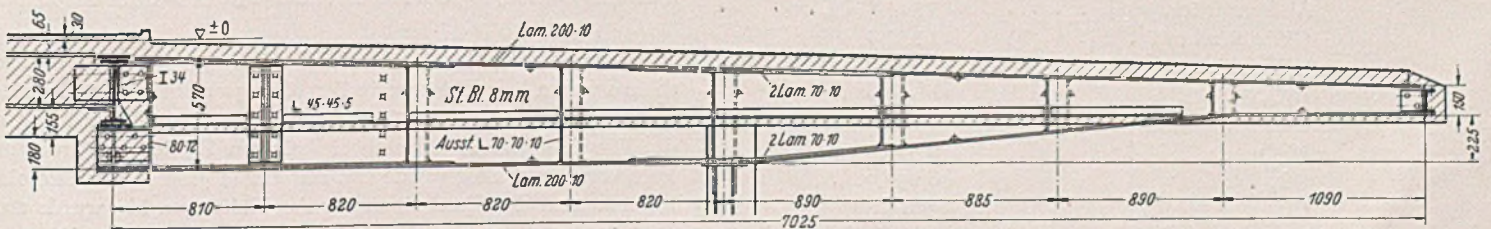


Abb. 18. Binder der Kragplatte beim Wintergarten. Haus Neuvandenburg.

wand E darstellt. In dieser Abbildung ist auch die besondere Fußausbildung einer abzufangenden Säule zu sehen, die wegen der Beschränkung in der Konstruktionshöhe des Unterzuges erforderlich wurde — eine Konstruktion, die mehrmals wiederkehrte. Der Träger A—E bei (3) über dem 1. Obergeschoß, dessen Mittelaufleger durch den linksseitigen Kragarm des Fachwerkträgers gebildet wird, war in der Höhe ebenfalls beschränkt und mußte z. T. außerdem noch große Öffnungen für Rohrleitungen freigeben. Der Teil A—C ist daher gemäß Abb. 14 als Vierendeel-Träger ausgebildet.

Schwierigkeiten machte die geforderte Abfangung der Säulen über dem Erdgeschoß, Reihe A, zwischen Haupteingang und Saalbau, wo für die Stützung der von oben kommenden Lasten nur die Säulen bei (11) und bei (19) zur Verfügung standen. Die vorgeschriebene Konstruktionshöhe dieses Unterzuges betrug nur 1200 mm bei einer Stützenentfernung von 20 m. Die Belastung je Säule beträgt etwa 38 t. Das größte Feldmoment ist 590 t m. Querschnitt und Stützungsschema dieses Trägers, der als einziges Konstruktionsglied des Baues in Stahl 52 ausgeführt wurde, sind in Abb. 15 dargestellt. Der Träger wurde für ständige Last und halbe Nutzlast überhöht mit maximal 100 mm. Abb. 16 zeigt diesen Träger von der Ecke bei A(25) aus gesehen.

In Abb. 17 ist zu erkennen der große Vollwandbalken, das Windportal A(4)—(8) mit geschweißten Vollwandriegeln und Fachwerkpfosten und die Windverbände der Wand (1).

Zu erwähnen ist noch die Kragplatte des Wintergartens, siehe Abb. 6, wo die radiale Anordnung das Belastungsverhältnis zwischen Kragarm und Stützweite besonders ungünstig gestaltete und

einengende Vorschriften die Konstruktionshöhen beschränkten. Der geschweißte Binder ist in Abb. 18 gezeigt.

Der senkrecht zum Hauptbau von Ost nach West verlaufende Anbau für den großen Saal hat im Unterteil ein Schwimmbassin erhalten. Der Unterbau ist in Eisenbeton ausgeführt. Darauf steht die Stahlkonstruktion des Festsaales, die durch den Querschnitt der Abb. 19 erläutert wird. Der Binder ist ein geschweißter Blechträger, die Säulen haben Rohrquerschnitt. Da diese Konstruktion zur Aufnahme waagerechter Kräfte ungeeignet ist, liegt im Dach ein großmaschiger Windverband, der die Windkräfte einerseits auf das mehrfach genannte Windportal, andererseits auf eine Rahmenkonstruktion abgibt, die im Übergang vom geraden in den abgerundeten Endteil des Grundrisses eingebaut ist. Auf Abb. 20 ist die fertig montierte Konstruktion des Saalbaues zu sehen.

Dem besonders rauhen Harzklima und der Höhenlage des Baues wurde vom Architekt Rechnung getragen durch sorgfältigste Ausbildung von Dach und Wänden. Das Dach des Hauptbaues besteht aus Kupferblech auf Holzschalung und einer Isolierplatte (Heraklith) unter den Sparren mit Verputz. Die Dachneigung ist 19°. Beim Dach des Saalbaues ist die untere Isolierung durch eine horizontal liegende Hohlsteindecke mit Bimsaufschüttung und unterem Verputz hergestellt. Die Wand besteht aus 25 cm starkem Schwemmsteinmauerwerk mit innerer Heraklith-Isolierung und außen vorgesetzter Keramikplatte. Abb. 21 zeigt das fertige Bauwerk. Das Gewicht beträgt 437 t, somit 21 kg/m³ umbauten Raumes.

Beide Bauten wurden von der Maschinenfabrik Augsburg Nürnberg ausgeführt, der Bau Hensoltshöhe vom Werk Nürnberg, der Bau Neuvandsburg vom Werk Gustavsburg.

GEFÄHRDUNG VON KOHLENSILO S DURCH SCHWEFELHALTIGE KOHLE.

Von Prof. Dr. Rich. Grün, Düsseldorf.

(Mitteilung aus dem Forschungs-Institut der Hüttenzementindustrie Nr. 170.)

Schwefelhaltige Kohle verleiht dem mit ihr in Berührung kommenden Wasser sehr starke Aggressivität. Es ist deshalb notwendig, Kohlensilos sorgfältig gegen dieses aggressive Wasser zu schützen, andernfalls mit starken Zerstörungen, wie sie im Industriegebiet schon häufig beobachtet wurden, zu rechnen ist. Die bevorstehende Zerstörung kündigt sich an in der Form von Ausblühungen löslicher Salze, und weiter durch weiße Verfärbung des Betons (Gipsbelag). Schließlich rosten die Eiseneinlagen, sprengen den Beton ab, und in weiterer Folge zerfällt dieser zu einer lockeren Masse. In einem Falle im Aachener Revier wurde für das Kohlenwasser folgende Analyse festgestellt:

Abdampfrückstand	26 441,6 mg
Glührückstand	25 680,8 „
HCl unlösl.	7,2 „
R ₂ O ₃	190,4 „
CaO	2 845,0 „
MgO	5 271,0 „
SO ₃	16 310,0 „
Cl	Spuren
Ph-Wert	3,8 (stark saure Reaktion).

Das durch den Beton gelaufene Wasser hatte folgende Zusammensetzung:

Abdampfrückstand	15 514,4 mg
Glührückstand	13 354,4 „
HCl unlösl.	63,2 „
R ₂ O ₃	29,6 „
CaO	1 185,0 „
MgO	2 520,0 „
SO ₃	8 230,0 „
Cl	Spuren
Ph-Wert	6,2 (schwach saure Reaktion).

Es hat also bereits einen Teil seines Sulfats im Beton zurückgelassen und seine saure Reaktion zum größten Teil eingebüßt. Auf dem Beton des Kohlensilos zeigten sich starke **A u s b l ü h u n g e n**, die folgende Zusammensetzung hatten:

	1.	2.
	Kleine Kohlen-tasche	Großer Bunker Ausblühungen außen
SiO ₂	1,2	6,7
Al ₂ O ₃	0,0	0,1
Fe ₂ O ₃	5,4	1,0
CaO	4,9	21,2
MgO	6,8	2,2
SO ₃	41,2	39,4
Cl	n. best.	n. best.
Glühverlust	30,7	22,7
CO ₂	1,4	1,2

Die Zahlen zeigen, daß die Ausblühung 1 in der Hauptsache das Alkalisulfat ist, wie es sich beim Verdunsten des Wassers aus der Kohle abgeschieden hat. Bei Ausblühung 2 dagegen hat bereits eine Umsetzung des Alkalisulfates mit dem Kalk des Zements zu Gips stattgefunden.

Der Putz im Innern der Bunker war noch gut erhalten, ebenso waren bemerkenswerte Zerstörungserscheinungen im Beton noch nicht zu sehen. Der Grund für diesen guten Befund war, daß die Einwirkungszeit der schwefelhaltigen Kohle verhältnismäßig kurz war, denn diese wurde erst seit einem Jahr in den Silo eingebracht: Auf das Erscheinen der Ausblühungen hin wurde sofort Untersuchung beantragt und Schutzmaßnahmen ergriffen. Bei der Untersuchung des Putzes wurden folgende Zahlen gefunden:

	3. Großer Bunker innen, Putz auf dem inneren Sattel Boden	4. Großer Kohlen- bunker Innen- seite, v. Rost abge- sprengte Schicht Seiten- wand	5. Kohlen- tasche Außen- seite, abge- spreng- ter Putz	6. Kohlen- tasche, Putz schicht
Unlösli.	61,2	49,6	55,7	40,0
SiO ₂	5,7	6,1	6,8	7,4
Al ₂ O ₃	2,4	2,1	2,5	2,8
Fe ₂ O ₃	1,9	3,6	1,5	2,0
CaO	15,6	18,2	19,5	19,5
MgO	0,5	0,5	1,5	1,5
CaSO ₄	0,3	1,5	2,2	8,3
Cl	n. best.	n. best.	n. best.	n. best.
Glühverlust	12,2	18,0	11,3	18,3
CO ₂	2,7	12,0	6,0	8,4
Reaktion des wässerigen Aus- zugs	n. best.	n. best.	n. best.	n. best.
	99,8	99,6	99,9	99,8
II Glühverlustfrei				
Unlösliches	69,9	60,8	62,8	49,1
SiO ₂	6,5	7,5	7,7	9,1
Al ₂ O ₃	2,7	2,6	2,8	3,4
Fe ₂ O ₃	2,2	4,4	1,7	2,5
CaO	17,8	22,2	21,8	23,9
MgO	0,6	0,6	0,5	1,8
CaSO ₄	0,3	1,9	2,6	10,2
	100,0	100,0	100,0	100,0
III Lösliche Bestandteile (glüh- verlustfrei)				
SiO ₂	21,6	19,2	20,7	17,9
Al ₂ O ₃	9,0	6,6	7,5	6,7
Fe ₂ O ₃	7,3	11,2	4,6	4,9
CaO	58,9	56,7	59,1	46,9
MgO	2,0	1,5	1,3	3,5
CaSO ₄	1,2	4,8	6,8	20,1
	100,0	100,0	100,0	100,0

Die Zahlen der Analysen (waagerechte Spalte I) zeigen eine steigende Anreicherung an Gips von 3 mit 0,3%, Gips zu 6 mit 8,3% Gips. Will man die Anreicherung des Bindemittels an Gips feststellen, so ist es nötig, die Verschiebungen, die durch den verschiedenen Zementgehalt hervorgerufen werden, auszuschalten und die löslichen Anteile auf 100 zu berechnen (waagerechte Spalte III). Die Anreicherung an Sulfat ergibt sich dann noch deutlicher. Während das Bindemittel aus Mörtel 3 nur 1,2% Gips aufweist, also normal ist, sind die drei anderen mit 4,8, 6,8 und 20,1% stark mit Gips übersättigt.

Der Schutz des der aggressiven Lösung so stark ausgesetzten Betons im kleineren Silo (Kohle tasche) wurde in der Weise durchgeführt, daß zunächst eine dreifache Bitumenpappschicht aufgeklebt, dann eine Bimswand vorgesetzt und schließlich ein Putz aufgebracht wurde. Beim Schutz des größeren Silos, des Kohlenbunkers, wurde aus Gründen der Kostenersparnis, da der Beton

noch gut erhalten war, einfach ein dreifacher Bitumenschutzanstrich angeordnet, der allerdings nach einiger Zeit erneuert werden muß.

Zusammenfassung.

Schwefelhaltige Kohle macht das Waschwasser stark aggressiv und besonders angriffsfähig für Eisen und Beton. Infolgedessen bedürfen Eisenteile, die mit Waschwasser von Kohlen in Berührung kommen, ebenso wie ganz besonders Betonteile besonderen Schutzes. Wird dieser Schutz nicht zweckmäßig durchgeführt, so ist mit einer Zerstörung des Betons zu rechnen. Im Industriegebiet lassen die bereits an zahlreichen Stellen an Kohle silos auftretenden Ausblühungen und weißen Verfärbungen, welche letztere auf Gipsbildung zurückzuführen sind, auf beginnende Zerstörung des Betons schließen.



Es ist zweckmäßig, den Sulfatgehalt des Wassers durch dauernde Analysen ständig zu überwachen und bei stärkerer Aggressivität des Wassers den Beton auf sein Verhalten zu beobachten. Bei höherem Sulfatgehalt als 500 mg/l für das Waschwasser ist unbedingt Schutz des Betons notwendig. Dieser kann durchgeführt werden in einfachen Fällen durch mindestens dreimaligem Schutzanstrich des Betons. Bei stärkerer Aggressivität durch Bekleben mit Bitumenpappe, die gegen mechanische Zerstörung gegebenenfalls durch Übermauerung zu schützen ist. Beim Neubau von Silos muß für hohe Widerstandsfähigkeit des Betons gesorgt werden durch

1. fettes Mischungsverhältnis (400 kg Zement),
2. richtiges Korngrößenverhältnis der Zuschlagsstoffe,
3. plastische Verarbeitung oder gute Verdichtung bei erdfeuchtem Arbeiten,
4. Heranziehung eines kalkarmen Zementes oder Puzzolanzusatz,
5. genügende Alterung des Betons vor Zutritt des aggressiven Wassers,
6. Schutzanstrich, gegebenenfalls Verkleidung mit Bitumenpappe.

DER GERADLINIGE TRÄGERANLAUF (SCHRÄGE).

Von Ingenieur **Leopold Herzka**, Wien.

Die häufigste Form des Trägeranlaufes (Voute) ist die Schräge, die, von einer bestimmten Stelle eines Trägers angefangen, sich unter einem endlichen Winkel gradlinig gegen das Trägerende zu entwickelt, sich aber auch über eine ganze Trägerlänge und darüber hinaus erstrecken kann. Sie beherrscht die äußere Form der Trägergestaltung im Eisenbetonbau fast ausnahmslos. Im Stahlbau hat sich die Schräge erst in den letzten Jahren eingebürgert, dank der Entwicklung der Schweißtechnik, die der statisch bedingten Formgestaltung freiestes Spiel läßt.

Erfolgt die Berechnung der Endverdrehungswinkel τ irgend, wie belasteter Balken oder deren Durchbiegung δ aus:

$$(1) \int \frac{MM'}{EJ} dx = \frac{1}{EJ_m} \int MM' y dx,$$

so empfiehlt Ritter¹ für Träger mit gesetzmäßigen Anläufen, der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente durch die Beziehung:

$$(2) y = 1 - i \varphi^{2r}$$

Rechnung zu tragen; darin bedeuten:

$$(3) \left\{ \begin{aligned} y &= \left(\frac{J_m}{J} \right) = \left(\frac{d_m}{d} \right)^3 \\ i &= 1 - \Delta^3; \Delta^3 = \left(\frac{J_m}{J_a} \right) = \left(\frac{d_m}{d_a} \right)^3. \end{aligned} \right.$$

J_m, J_a, J sind die Trägheitsmomente am Anlaufbeginn, am Trägerende und an der Stelle φ , wenn die Länge des Anlaufes = 1 ist, d_m, d_a und d die bezüglichen Trägerhöhen bei Rechteckquerschnitt. Die Form des Anlaufes ist durch die Hochzahl „r“ gekennzeichnet; sie muß fallweise bestimmt werden. Die mit Hilfe der Gl. (2) abgeleiteten Formeln für die Winkel τ sind den nachstehend angeführten Arbeiten² zu entnehmen. Ihre Kenntnis wird daher vorausgesetzt; Hinweise auf dieselben sind z. B. durch (2, β), (2, δ) usw. gekennzeichnet.

Durch Sonderwertung der Hochzahl r ist es stets möglich, dem Anlauf in sehr befriedigender Annäherung die Form einer Schräge vorzuschreiben. Es genügt, wie die folgenden Beispiele zeigen, die Hochzahl „r“ aus der Bedingung abzuleiten, daß Gl. (2) für die Mitte des Anlaufes ($\varphi = \frac{1}{2}$) durch das an dieser Stelle herrschende, rechnerisch ermittelte J_0 (d_0) befriedigt wird. Mit

$$\frac{J_m}{J_0} = \left(\frac{d_m}{d_0} \right)^3 = \Delta_0^3, i_0 = 1 - \Delta_0^3$$

erhält man aus Gl. (2) für $\varphi = \frac{1}{2}$ unmittelbar:

$$(4) r_s = \frac{\log(i/i_0)}{2 \log 2}.$$

Ersichtlich besteht auch die Beziehung:

$$(5) (i/i_0) = \frac{1 - \Delta^3}{1 - \left(\frac{2\Delta}{1 + \Delta} \right)^3},$$

deren Anwendung die Ermittlung von J_0 erspart; für $\Delta = 1$ ($d_m = d_a$) wird $(i/i_0)_{\text{lim}} = 2$ und $r_s = \frac{1}{2}$; $\Delta = 0$ ($J_a = \infty$) entsprechen: $i = 1$, $(i/i_0) = 1$ und $r_s = 0$. Die folgende Tabelle enthält die zu einzelnen Δ gehörenden i , (i/i_0) und r_s ; sie gilt streng genommen für Rechteckquerschnitt, darf aber auch mit großer Ge-

naugigkeit für beliebige, symmetrisch gestaltete Querschnittsformen benützt werden.

$\Delta =$	0,0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	1,0
$i =$	1,0	0,998	0,984	0,947	0,875	0,756	0,578	0,330	0,0
$(i/i_0) =$	1,0	1,009	1,052	1,131	1,243	1,387	1,561	1,765	2,0
$r_s =$	0,0	0,0065	0,0364	0,089	0,157	0,237	0,323	0,410	0,50

Die außerordentliche Brauchbarkeit des angegebenen Verfahrens möge an Hand von Beispielen nachgeprüft werden, die dem Schrifttum der letzten Jahre entnommen sind.

1. Beispiel. Ein Konsolträger aus Holz, $l = 1,35$ m, sei am Ende mit $P = 1000$ kg belastet; $d_m = 14$ cm, $d_a = 28$ cm; Balkenbreite $b = 10$ cm. Wie groß ist die unter P auftretende Durchbiegung δ_P , wenn die Verjüngung der Konsole gradlinig erfolgt? $E = 100000$ kg/cm².

Nach Winkel („Festigkeitslehre für Ingenieure“, Verlag Julius Springer, 1927, S. 187) liefert eine genaue Rechnung den Wert $\delta_P = 0,73$ cm.

Die Durchbiegung des unter P stehenden Konsolträgers folgt aus:

$$\delta_P = \int_0^1 \frac{MM'}{EJ} dx = \frac{1}{EJ_m} \int_0^1 MM' y d\varphi$$

($x = 1 \cdot \varphi$, $dx = 1 \cdot d\varphi$); mit $M = Px = P1\varphi$, $M' = 1 \cdot 1 \cdot \varphi$ entsteht:

$$\delta_P = \frac{P^2}{EJ_m} \int_0^1 (1 - i\varphi^{2r}) \varphi^2 d\varphi$$

und nach Auswertung:

$$(6) \delta_P = \frac{P^2}{3EJ_m} \left(1 - \frac{3i}{2r+3} \right).$$

Diese Formel gilt natürlich auch für r_s .

Wegen $\Delta = \left(\frac{d_m}{d_a} \right) = \frac{1}{2}$, $i = 0,875$ und dem Zahlentafelwert $r_s = 0,157$ ergibt sich schließlich:

$$\delta_P = \frac{1000 \cdot 135^3}{3 \cdot 10^5 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 14^3 \right)} \left(1 - \frac{3 \cdot 0,875}{3,314} \right) = 0,746 \text{ cm},$$

welcher Betrag das theoretische Maß um nur 2,2% überschreitet³.

2. Beispiel. Es liege ein geschweißter Träger mit durchlaufender Gurtplatte 320/8 mm und mit Schräge im Ausleger vor. Stegdicke 11 mm. Gefragt ist die Größe der Durchbiegung am freien Ende für die in Abb. 1 eingetragene Belastung⁴.

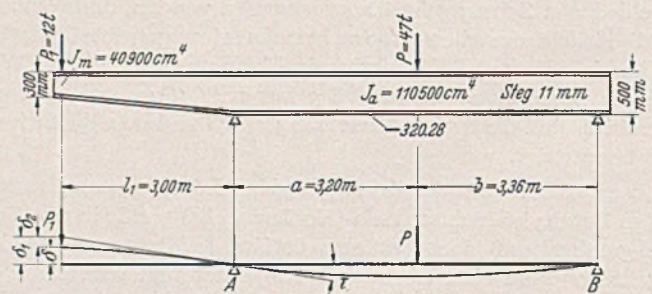


Abb. 1.

Der Verdrehungswinkel τ in A infolge der Feldlast P und dem Auslegermoment $M = -P_1 l_1$ beträgt: $\tau = \tau_P - \tau_M$; mit den be-

³ Siehe auch Herzka: Eisenbetonmaste mit Rechteckquerschnitt. Schweiz. Bauztg. 1922, Bd. LXXX.

⁴ Entnommen: Stahlbau-Kalender 1936, S. 85 (Verlag Ernst u. Sohn, Berlin).

¹ Über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. Schweiz. Bauztg. 1909 Bd. LIII.

² Herzka: a) Die Berechnung des zweiastigen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff. Z. Betonbau 1916 H. 6—9. — β) Balken mit stetig veränderlicher Höhe. Bauing. 1920, H. 12. — γ) Berechnung von Rahmentragwerken aus Elementen stetig veränderlicher Höhe. Schweiz. Bauztg. 1929, Bd. 77. — δ) Das statische Verhalten der unter Schwindenfluß stehenden Rahmentragwerken aus Eisenbeton. Beton u. Eisen 1929 H. 12—16.

kannten Formeln für konstantes J_a findet man daher:

$$\tau = \frac{P a b}{6 E J_a} \left(1 + \frac{b}{l} \right) - \frac{P_1 l_1 l}{3 E J_a}$$

Die Hebung (Senkung) am freien Ende stellt sich sohin auf: $\delta_1 = \tau \cdot l_1$. Nach der bezogenen Quelle ist: $J_m = 40,900 \text{ cm}^4$, $J_a = 110,500 \text{ cm}^4$ und in Auslegermitte (rechnungsmäßig) $J_0 = 65,850 \text{ cm}^4$ somit:

$$A^3 = \left(\frac{J_m}{J_a} \right) = 0,37; i = 0,63,$$

$$A_0^3 = \left(\frac{J_m}{J_0} \right) = 0,62; i_0 = 0,38$$

und damit:

$$r_s = \frac{\log \frac{0,63}{0,38}}{2 \log 2} = 0,366.$$

Gemäß Gl. (6) senkt sich das Auflagerende infolge P_1 um:

$$\delta_2 = \frac{P_1 l_1^3}{3 E J_m} \left[1 - \frac{3 i}{(2 r_s + 3)} \right].$$

Wenn $\delta_1 > \delta_2$, entsteht eine Hebung:

$$\delta = (\delta_1 - \delta_2) = \frac{l_1}{6 E J_m} \left[\left\{ P a b \left(1 + \frac{b}{l} \right) - 2 P_1 l_1 l \right\} A^3 - 2 P_1 l_1^2 \left(1 - \frac{3 i}{2 r_s + 3} \right) \right]$$

Mit den Sonderwerten laut Abb. 1 folgt ($E = 2100 \text{ t/cm}^2$): $\delta = 0,035 \text{ cm}$; der Unterschied gegenüber dem in obiger Quelle recht umständlich ermittelten $\delta = 0,034 \text{ cm}$ ist belanglos.

3. Beispiel. Ein dachförmiger Zweifeldbalken von $2 \times 15 \text{ m}$, Abb. 2, ist für $g = 2,16 \text{ t/m}$, eine Nutzlast $p = 0,47 \text{ t/m}$ und zwei wandernde Einzellasten $P_1 = 3,34 \text{ t}$ und $P_2 = 2,27 \text{ t}$ in festen Abstände $a = 3,0 \text{ m}$ hinsichtlich der Größe des auftretenden Stützmomentes zu untersuchen. Stoßwert $\psi = 1,28$.

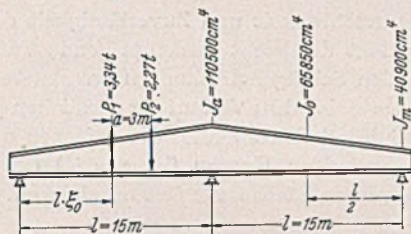


Abb. 2.

Angenommene Querschnittsmaße (nach Dipl.-Ing. A. Brandt: Symmetrische dachförmige Zweifeldbalken. Bauing. 1936, H. 15/16):

$$d_a = 700 \text{ mm}, J_a = 168,700 \text{ cm}^4 (175,300)$$

$$d_m = 400 \text{ mm}, J_m = 49,400 \text{ cm}^4 (51,400).$$

Daher:

$$A^3 = \left(\frac{J_m}{J_a} \right) = 0,294 (0,293); A \doteq 0,665; 1 - A^3 = i = 0,706.$$

$$(i/i_0) = \frac{1 - A^3}{1 - \left(\frac{2 A}{1 + A} \right)^3} = \frac{0,706}{0,4903}$$

$$r_s = \frac{\log (i/i_0)}{0,60206} = 0,263.$$

Nach (2, β) beträgt das Stützenmoment unter der Gleichlast „q“ Gl. (II):

$$(7) \quad q M_s = - \frac{q l^2}{8} \left(\frac{1}{K_1} \right)$$

und für eine im Abstände $x = l \xi$ vom Endauflager stehende Einzelast P (S. 353):

$$(8) \quad p M_s = - \frac{P l}{4} \cdot \left(\frac{K_6}{K_4} \right) \cdot \xi (1 - \xi^2).$$

Zu setzen ist:

$$(9) \quad K_4 = 1 - \frac{3 i}{(2 r_s + 3)}, \quad K_6 = 1 - \frac{6 i}{(r_s + 2) (2 r_s + 3)}$$

Die zahlenmäßige Auswertung liefert: $K_4 = 0,400$, $K_6 = 0,469$ und $\left(\frac{K_6}{K_4} \right) = 1,173$; somit:

$$g M_s = - \frac{1}{8} \cdot 2,16 \cdot 15^2 \cdot 1,173 = - 71,60 \text{ tm}$$

$$\psi \cdot p M_s = - \frac{1}{8} \cdot 0,47 \cdot 15^2 \cdot 1,173 \cdot 1,28 = - 19,85 \text{ tm}.$$

Durch die beweglichen Lasten entsteht, wenn

$$a = \alpha \cdot l \left(\alpha = \frac{a}{l} = 0,2 \right)$$

gesetzt wird und P_1 in $x_1 = l \xi_1$, P_2 in $x_2 = (x_1 + a) = l (\xi_1 + \alpha)$ stehen, ein Gesamtmoment Gl. (8):

$$(8') \quad p M_s = - \frac{1}{4} \psi \cdot \left(\frac{K_6}{K_4} \right) \left\{ P_1 (1 - \xi_1^2) \xi_1 + P_2 [1 - (\alpha + \xi_1)^2] (\alpha + \xi_1) \right\}.$$

Aus: $\frac{d(p M_s)}{d \xi_1} = 0$ rechnet sich ξ_0 für die ungünstigste Laststellung aus:

$$\xi_0^2 + 2 \frac{\alpha P_2}{P_1 + P_2} \xi_0 = \frac{1}{3} - \frac{\alpha^2 \cdot P_2}{P_1 + P_2}.$$

Mit der Wurzel: $\xi_0 = 0,488$ wird:

$$p M_{s \max} = - \frac{1}{4} \cdot 0,47 \cdot 15^2 \cdot 1,173 \cdot \left\{ 3,34 \cdot (1 - 0,488^2) \cdot 0,488 + 2,27 \cdot (1 - 0,688^2) \cdot 0,688 \right\} = - 11,624 \text{ tm}.$$

Das totale Stützenmoment stellt sich somit auf:

$$M_{s \text{ tot}} = - 102,73 \text{ tm}$$

Das vorgeschlagene, frei von einer Versuchsrechnung zum Ziele führende Verfahren liefert gegenüber der Brandtschen Methode ($M_{s \text{ tot}} = - 103,7 \text{ tm}$) ein nur um rd. 1% geringeres Moment.

Auf die Berechnung der Durchbiegungen, für die Brandt keine sehr brauchbare Lösung angibt, soll in einer späteren Arbeit näher eingegangen werden.

4. Beispiel. Aus einem IP 65 (Peineträger) wird durch geeignete Spaltung, nachherige Zusammenlegung und Verschweißung der in Abb. 3 dargestellte Durchlaufträger (7,0 + 15,0 + 7,0) m

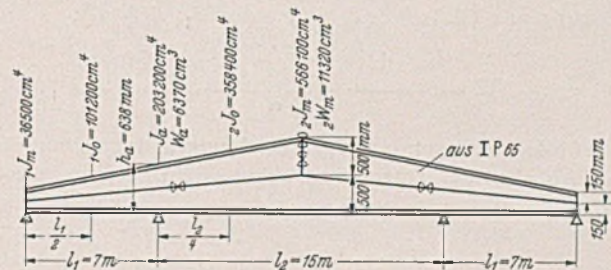


Abb. 3.

mit gegen die Mitte ansteigender Schräge hergestellt. Belastung: $g = 2,35 \text{ t/m}$, $\psi \cdot p = 4,7 \text{ t/m}$. Wie groß ist die Sicherheit gegen Abheben am Trägerende, wenn nur das Mittelfeld mit ψp belastet wird? ⁵

Die Formeln für den Dreifeldträger können unmittelbar aus (2, β) entnommen werden. Sohin gilt für das Stützenmoment bei totaler Belastung mit „g“ Gl. (XIX):

$$(10) \quad g M_s = - \frac{g l^2}{4 \alpha} (K_{6,1} + \nu \cdot \mu^3 K_{2,2})$$

und bei Mittelfeldbelastung mit „ ψp “ (Gl. (XVII)):

$$(11) \quad \psi p M_s = - \frac{\psi \cdot p \cdot l_1^2 \cdot \nu \cdot \mu^3}{4 \alpha} \cdot K_{2,2}.$$

Im besonderen ist zu setzen (Abb. 3):

$$\nu = \left(\frac{1 J_m}{2 J_m} \right) = \frac{36500}{566,100} = 0,0645$$

$$\mu = \frac{l_2}{l_1} = \frac{15}{7} = 2,143$$

und nach [2, β] S. 354:

$$(12) \quad 2 \alpha' = \alpha = 2 \left[K_{4,1} + \frac{3}{2} \cdot \nu \cdot \mu \cdot K_{3,2} \right].$$

Der 2. Fußzeiger bei den Festwerten K deutet auf das bezüg-

⁵ Dr.-Ing. W. D e r n e d d e: Verwendung von P-Trägern in geschweißten Konstruktionen. Der P-Träger 1935. Nr. 4.

liche Feld hin. Für die K-Werte wurde gefunden:

$$K_{4,1} = 1 - \frac{3 i_1}{(2 r_{s1} + 3)}, \quad K_{6,1} = 1 - \frac{6 i_1}{(2 r_{s1} + 3)(r_{s1} + 2)},$$

$$K_{2,2} = 1 - \frac{3 i_2}{(2 r_{s2} + 1)(2 r_{s2} + 3)}, \quad K_{3,2} = 1 - \frac{i_2}{(2 r_{s2} + 1)}.$$

Weiter hat man:

$$\Delta_1^a = \frac{1^7 m}{J_a} = \frac{36,500}{203,200} = 0,180, \quad i_1 = 0,820;$$

$$o \Delta_1^a = \frac{1 J_m}{1 J_0} = \frac{36,500}{101,200} = 0,361, \quad o i_1 = 0,639;$$

$$r_{s1} = \frac{\log(i_1 / o i_1)}{0,60206} = 0,180.$$

Die Gleichung der Schräge im Feld l_1 hat, bezogen auf das freie Trägerende, die Form:

$$(13) \quad y = 1 - 0,82 \varphi^{0,36}$$

ferner ist:

$$\Delta_2^a = \frac{2 J_m}{J_a} = \frac{566,100}{203,200} = 2,786; \quad i_2 = -1,786;$$

$$o \Delta_2^a = \frac{2 J_m}{2 J_0} = \frac{566,100}{358,400} = 1,579; \quad o i_2 = -0,579;$$

$$r_{s2} = \frac{\log(i_2 / o i_2)}{0,60206} = 0,8125.$$

Die Gleichung der Schräge für Feld l_2 lautet, bezogen auf die Feldmitte:

$$(14) \quad y = 1 + 1,786 \varphi^{1,625}$$

Die Auswertung ergibt nunmehr:

$$K_{4,1} = 0,268, \quad K_{6,1} = 0,328, \quad K_{2,2} = 1,441, \quad K_{3,2} = 1,680 \quad \text{und} \quad \alpha' = 0,616.$$

Das totale Stützenmoment findet sich für die vorgeschriebene Belastung aus Gl. (10) und (11), wenn $M_{11} = \frac{1}{8} g l_1^2$:

$$(15) \quad M_{s \text{ tot}} = - \frac{K_{6,1} + \left(1 + \frac{\psi \cdot P}{g}\right) \nu \cdot \mu^3 \cdot K_{2,2}}{\alpha'} \cdot M_{11}$$

Für die vorliegende Trägeranordnung und Belastung besteht gegen Abheben des Trägerendes eine ganz bestimmte s -fache

Sicherheit. Aus der Bedingung, daß dann der Auflagerdruck = 0 sein muß, folgt:

$$\frac{1}{2} g l_1^2 = s \cdot |M_{s \text{ tot}}|$$

und daher:

$$(16) \quad s = \frac{g l_1^2}{2} \cdot \frac{1}{|M_{s \text{ tot}}|} = \frac{4 \left\{ K_{4,1} + \frac{3}{2} \nu \cdot \mu \cdot K_{3,2} \right\}}{\left\{ K_{6,1} + \left(1 + \frac{\psi \cdot P}{g}\right) \nu \cdot \mu^3 \cdot K_{2,2} \right\}}$$

Die Sonderwertung ergibt $s = 0,8$; es tritt sohin Abheben der Tragwerksenden ein; einen anderen s -Wert herausrechnen wollen, wie dies D e r n e d d e versucht ($s = 1,3$) ist abwegig und hat unzureichende konstruktive Maßnahmen zur Folge. Gl. (16) übergeht für konstantes, jedoch feldweise abgestuftes Trägheitsmoment ($K = 1$) in die von D e r n e d d e angegebene Beziehung (S. 75, rechts oben) und liefert z.B. für $\nu = \frac{1 J_m}{2 J_0} = 0,0645$ eine $s = 1,65$ fache Sicherheit; diese Annahme ist allerdings unzulässig, ebenso auch jene für durchaus gleiche Querschnitte ($\nu = 1$), der nur noch eine 0,55fache Sicherheit entspricht. Hingegen besteht mit dem genauen Werte der Gl. (16) fast volle Übereinstimmung, wenn mit den mittleren Trägheitsmomenten $1 J_0$ und $2 J_0$, also mit $\nu = 0,282$ gerechnet wird ($s = 0,82$). Von dieser Vereinfachung wird man bei ähnlich liegenden Verhältnissen mit Vorteil Gebrauch machen.

Abschließend sei noch erwähnt, daß der gefährdete Querschnitt nicht in der Mitte von l_2 liegt ($\sigma \doteq 1120 \text{ kg/cm}^2$), sondern über den Stützen; eine genaue Rechnung ergibt, daß dort unter der ungünstigsten Belastung ein Moment $M_{s \text{ max}} = -90,94 \text{ tm}$ entsteht, das eine Inanspruchnahme von $\sigma_s = \frac{9094000}{6370} \doteq 1430 \text{ kg/cm}^2$ hervorruft.

Für die Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit des empfohlenen Verfahrens spricht die leicht nachzuprüfende Tatsache, daß die Linie der aus den Schrängleichen errechneten theoretischen Trägheitsmomente sich dem Verlauf der wirklichen J weitestgehend anschmiegt, und daß sich überdies die zwischen den durch Überschneiden dieser beiden Kurven (in $\varphi = \frac{1}{2}$) entstehenden positiven und negativen Flächenteile fast ausgleichen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Amerikanische Versuche mit einbetonierten Stahlstützen.

In Zusammenarbeit mit der Brückenbauabteilung der Port of New York Authority prüfte das National Bureau of Standards vier Stahl- und Betonstützen gemäß Abb. 1 auf Festigkeit und Steifigkeit. Die eigentlichen Stahlstützen waren ebenso ausgebildet wie diejenigen, die seinerzeit im Zusammenhang mit dem Bau der George Washingtonbrücke untersucht wurden (TC 1 und TC 2, Forschungsbericht RP 831). Diese Ergebnisse für die Tragfähigkeit der reinen Stahlstütze sind der Berechnung des Tragfähigkeitszuwachses durch den Beton zugrunde gelegt worden. Die Längs- und Bügelbewehrung der Stützen geht ebenfalls aus Abb. 1 hervor; es wurden abwechselnd 4- (A) und 8-eckige (B) Formen der Bügelbewehrung angeordnet. Die Stützen waren 7,315 m lang, die Querschnittsfläche der Stahlstütze betrug 1026 cm² und diejenige des Betons unter Berücksichtigung der abgeschrägten Ecken 8032 cm². Der Anteil des Stahles übersteigt also den in den neuen amerikanischen Vorschriften zulässigen Prozentsatz von 8 v. H. Bei den vier Stützen wurde unterschieden, ob in der aufrechtstehenden Druckmaschine die Kraft nur in den stählernen Teil (Stützen IC 1 und IC 2) oder sowohl in den Stahl als auch in den Beton eingeleitet wurde (IC 3 und IC 4). Im letzten Falle lag die Betonfläche mit der Stahlfläche an den beiden Stützenenden bündig, im ersten Fall ragte der stählerne Teil um 13 mm vor.

Der für die Betonherstellung verwendete Zement genügte den Anforderungen der ASTM-Vorschriften und den Prüfungen für Portlandzement. Die Zuschlagstoffe bestanden aus Potomac-River-Sand und -Kies, wie sie üblicherweise in der betreffenden Gegend allgemein verwendet werden. Das Mischungsverhältnis wurde überwacht und so geregelt, daß das Wasser-Zement-Verhältnis möglichst gleich blieb. Die unvermeidlichen Unterschiede des Kieses und Sandes erforderten eine Änderung des Mischungsverhältnisses von Zement zu Zuschlagstoffen von 1:2,1:3,6 bis 1:2,24:3,92. Die Steife des Betons wurde offenbar nach dem Setzversuch von Abrams bestimmt, danach betrug das Steifenmaß 76—127 mm und genügte damit den entsprechenden Vorschriften für den Portland-Zement-Beton.

Für jede der vier Stützen wurden aus dem zugehörigen Beton 12 Zylinder von 152 mm Durchmesser und 305 mm Länge hergestellt. Im Alter von 24 Stunden wurden sie in dampfgeschwängelter Luft bis zur Festigkeitsprüfung gelagert. Die Probezylinder jeder Stütze teilte man in vier Gruppen mit je drei Zylinder ein, um sie nach sieben Tagen, achtundzwanzig Tagen, zwei Monaten und sechs Monaten zu prüfen. Das Ergebnis dieser Prüfung ist in Tafel 1 zusammengestellt. Bei der Stützenprüfung selbst war der Beton 70 Tage alt. Zu dieser Zeit war die Festigkeit des Betons annähernd ebenso groß wie diejenige der Prüfzylinder im Alter von zwei Monaten. Der Beton wurde zwei Minuten lang in einer Trommel gemischt. Zum Einbetonieren dienten die auf Abb. 2 rechts sichtbaren Stahlschalungen. Sie wurden frühestens 48 Stunden nach dem Betonieren entfernt.

Die Bestimmung der Güteeigenschaften des Stahles erfolgte mit sehr viel Sorgfalt und großem Zeitaufwand. Die Prüfstäbe waren aus den Winkeln und Breitflachstählen herausgearbeitet und hatten deren Dicke, eine Meßlänge von 203 mm und eine Breite von 38 mm. Besondere Beachtung schenkte man der Feststellung der Fließgrenze. Hierfür wurden an mehreren Prüfkörpern Dehnungsmesser angebracht. Als Fließgrenze galt diejenige Spannung, für welche die Dehnung um 0,2 v. H. größer war als die aus der Spannung und dem Elastizitätsmodul errechnete Dehnung. Die auf diese Weise erhaltenen Werte stimmten offenbar ausreichend genau mit der Spannung überein, bei welcher der Gegengewichtshebel an der Prüfmaschine plötzlich absank. Daher wurde für die Prüfkörper ohne Dehnungsmesser diese Fließgrenzenbestimmung zugrunde gelegt. Die Geschwindigkeit des beweglichen Querhauptes der Prüfmaschine ist in möglichster Annäherung an die Belastungsgeschwindigkeit der Stützen in der großen Versuchsmaschine viel kleiner gewählt worden als bei der üblichen Streckgrenzenbestimmung. So wurde weitgehend der Tatsache Rechnung getragen, daß die Fließgrenze, wenn sie durch das Absinken des Gegengewichtshebels der Prüfmaschine bestimmt wird, von der Geschwindigkeit des beweglichen Querhauptes abhängig ist: je höher die Geschwindigkeit, desto höher die Fließgrenze.

Die Ergebnisse der Zugversuche sind in Zahlentafel 2 wiedergegeben.

Es sind dies jeweils Mittelwerte aus nicht weniger als 32 Einzelversuchen. Bei der Berechnung des Mittelwertes wurde sogar das Verhältnis der Querschnittsfläche des betreffenden Stütztes, aus dem der Probestab entnommen ist, zur gesamten Stabquerschnittsfläche berücksichtigt. Die chemische Analyse der stählernen Teile der Stütze gibt Zahlentafel 3 wieder.

Die Bewehrungseisen wiesen einen Kohlenstoffgehalt von 0,11 bis

0,13 v. H. und einen Phosphorgehalt von 0,018—0,011 v. H. auf. Die durchschnittlichen Werte für den Elastizitätsmodul, die Fließgrenze, die Zugfestigkeit und die Dehnung bei 203 mm Meßlänge betragen: 2078 900 kg/cm², 3270 kg/cm², 4613 kg/cm² und 24,4 v. H.

Versuchsdurchführung und Messungen.

Die Stützen wurden gemäß nachstehender Zahlentafel 4 wiederholt belastet und nach der 26. Belastung stufenweise weiterbelastet. Für jede Stufe stellte man die Zusammendrückungen und seitlichen Ausbiegungen fest, bis diese so groß waren, daß die Verkürzungsmeßgeräte von der

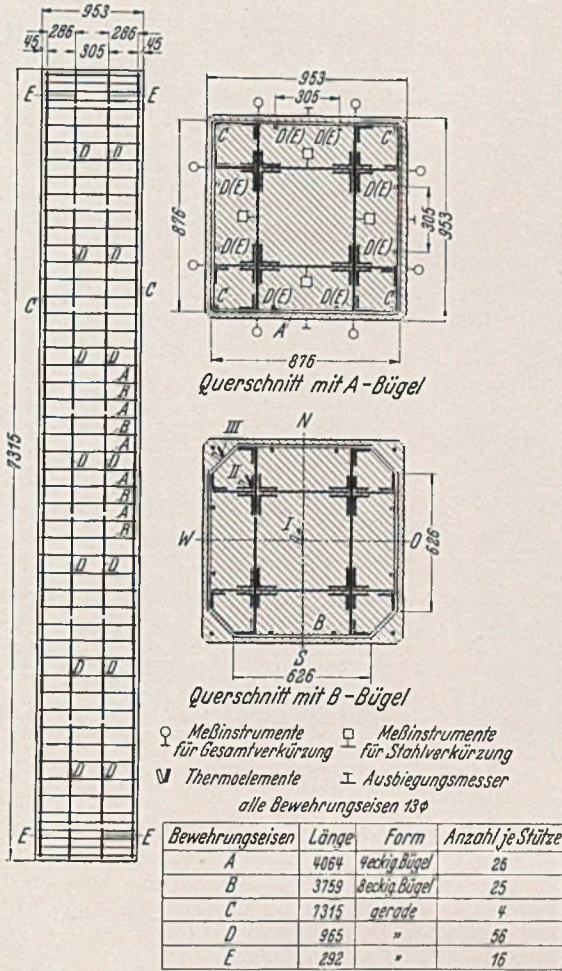


Abb. 1. Ausbildung der Versuchsstützen.

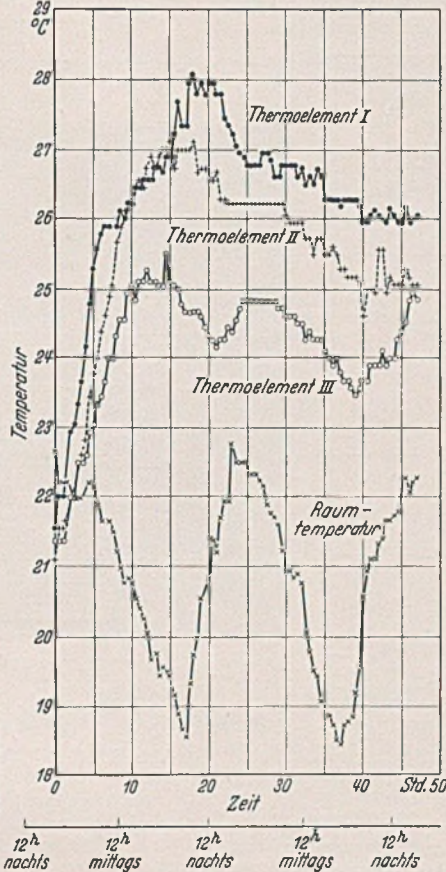


Abb. 3. Temperaturen während des Abbindevorganges.

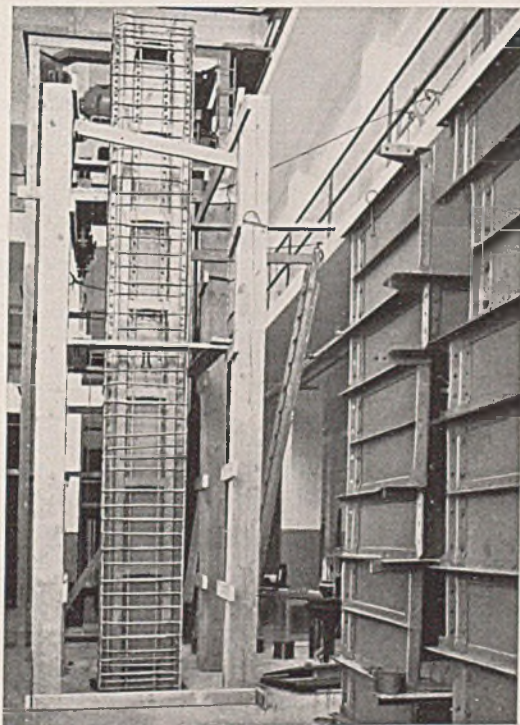
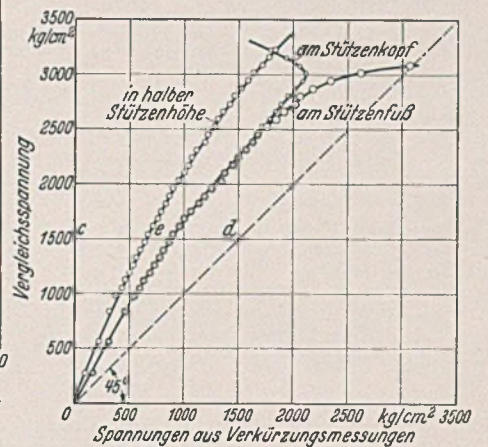
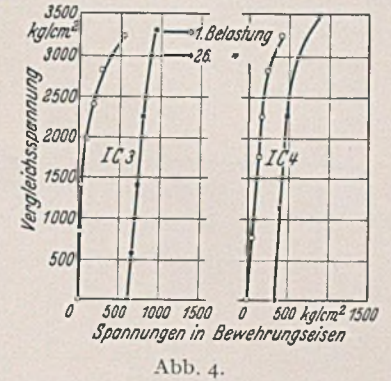


Abb. 2. Stahlstütze vor dem Einbetonieren.

Stütze berührt wurden. Nach Entfernung der Meßgeräte arbeiteten die Pumpen der Maschine mit gleichbleibender Geschwindigkeit, bis die Last absank. Belastungsmessungen erfolgten jede Minute.

Gemessen wurden u. a. die Temperaturen während des Abbindevorganges mittels Thermolementen, deren Anordnung im Stützenquerschnitt Abb. 1 wiedergibt. Die Ergebnisse dieser an sich recht peinlich durchgeführten Messungen in halber Höhe der Stütze zwei Tage nach dem Einbetonieren enthält Abb. 3. Die Betontemperaturen waren höher als die Raumtemperaturen. Der Höchstwert wurde zwischen 14 und 18 Stunden nach dem Einbetonieren erreicht. Erwartungsgemäß war der Beton in der Mitte des Stützenquerschnittes (Thermolement I) am wärmsten. In der Nähe der Außenfläche (Thermolement III) der Stützen stieg und fiel die Temperatur in starker Abhängigkeit von den Veränderungen der Raumtemperaturen, jedoch mit einer Nacheilung von etwa 2—3 Stunden. Nach 45 Tagen hatte der Beton etwa die gleiche Temperatur wie der Raum. Die Verkürzungen des stählernen Teiles der Stütze wurden mit gegen den Beton abgekapselten Meßgeräten (Telemeter mit 203 mm Meßlänge) schon während des Abbindevorganges gemessen. Mit einer Ausnahme blieben die abgelesenen Werte unter 26 kg/cm². Einige Ablesungswerte wiesen sogar auf Zugspannungen hin. Aus diesen Angaben des Berichtes läßt sich nicht sehr viel schließen. Die Berichtersteller vertreten die Auffassungen, daß das Abbinden des Betons keine beachtenswerten Spannungen in den Stahlteilen erzeugt.

Die Verlängerungen der Bügel maß man mit Dehnungsmessern, die eine Meßlänge von 203 mm hatten. Die Dehnungen in den Bewehrungseisen A und B (s. Abb. 1) wurden für jede Stütze etwa in deren Mitte ermittelt. Die mittlere Spannung errechnete sich aus der mittleren Dehnung und dem mittleren Elastizitätsmodul für die Bewehrungseisen A und B. Es zeigten sich für gleiche Belastung beträchtliche Unterschiede der an den einzelnen Meßstrecken gemessenen Dehnungen. Wahrscheinlich hätte man für die mittleren Dehnungen ausgeglichene Werte erhalten, wenn an einer größeren Anzahl Bewehrungseisen gemessen worden wäre. Die Spannungen wuchsen mit der Erhöhung der rechnermäßigen Spannung in der Stütze (s. Abb. 4). Merkwürdigerweise sank die Span-

nung in den Bügeln bei völliger Entlastung nicht auf Null herab, obwohl die vorangegangene Belastung etwa 25 v. H. der Proportionalitätsgrenze des für die Bewehrung verwendeten Stahles nicht überstieg.

Die aus den Verkürzungen des stählernen Teiles der Stütze als Mittelwerte bestimmten Druckspannungen sind für Stütze IC 1 in Abb. 5 wiedergegeben. Hier sind waagrecht die Spannungen aufgetragen, die sich ergeben würden, wenn die Gesamtlast nur von dem Stahlteil aufgenommen würde; im folgenden kurz Vergleichsspannungen genannt. Die Abszisse irgendeines Punktes der 45°-Linie z. B. c—d veranschaulicht die Gesamtlast. Dann wird in halber Stützhöhe der vom Stahl aufgenommene Lastanteil durch die Strecke c—e und der auf den Beton entfallende Lastanteil durch das Stück d—e dargestellt. Mit zunehmender Last wächst der prozentuale Lastanteil des Stahlquerschnittes.

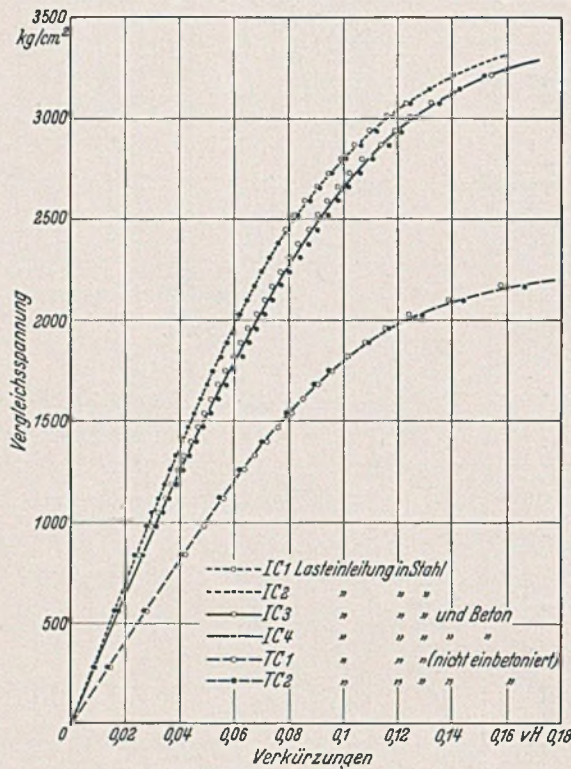


Abb. 6.

Die Spannungen des Stahlteiles sind in Stützenmitte höher als an den beiden Stützenenden, wo sie bis zu einer Vergleichsspannung von 2461 kg/cm² nahezu gleich groß waren. Bei weiterer Belastungssteigerung stiegen die Spannungen am Stützenfuß sehr rasch, während sie am Stützenkopf abnahmen. Offenbar handelt es sich hierbei um zufällige örtliche Verformungen der Stahlteile, aus denen sich keine allgemeinen Schlüsse ziehen lassen.

Die Größtspannung im Beton wurde in verschiedenen Höhenlagen aus dem Unterschied zwischen Gesamtkraft und der den gemessenen Verkürzungen an den Stahlteilen entsprechenden Kraft berechnet. Nahe dem Kopfe betrug die Betonspannung 184 kg/cm² und in halber Stützhöhe 180 kg/cm², beide Male bei einer Vergleichsspannung von 3234 kg/cm². In der Nähe des Stützenfußes ergab sie sich zu 98 kg/cm² bei 2531 kg/cm² Vergleichsspannung. Die Schaubilder für die übrigen drei Stützen unterscheiden sich wenig von Abb. 5, woraus gefolgert werden kann, daß die unterschiedlichen Krafteinleitungen bei diesen Versuchen keinen bemerkenswerten Einfluß hatten. Aus dem Bericht muß man allerdings schließen, daß bei den höheren Belastungen das vorstehende Ende der stählernen Stütze offenbar zu gering war, so daß auch in diesen Fällen die Stützenkraft mit auf den Beton übertragen wurde.

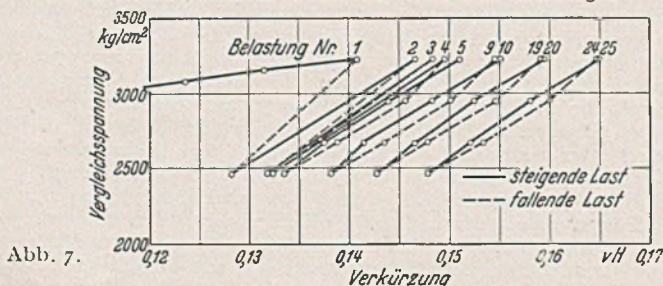


Abb. 7.

Für eine Vergleichsspannung von 1400 kg/cm², also etwa für den Bereich der Nutzlast, lagen die Verkürzungen des stählernen Teiles der Stütze bei 562 und 703 kg/cm²; folglich wurde vom Stahl- und Betonquerschnitt ungefähr je die Hälfte der Last übertragen.

Die gemessenen Gesamtverkürzungen der Stütze sind in Abb. 6 wiedergegeben. Sie sind im Vergleich zu den entsprechenden ebenfalls

eingetragenen Werten der reinen Stahlstütze (TC 1 und TC 2) wesentlich kleiner, z. B. entspricht einer Verkürzung von 0,07 v. H. bei der einbetonierten Stütze eine Vergleichsspannung von 1406 kg/cm² und bei der reinen Stahlstütze eine solche von 2109 kg/cm². Bei derselben Gesamtverkürzung trug also die einbetonierte Stütze eine um 50 v. H. größere Last.

Die Stützen wurden nach Abschluß der Messungen bei der ersten Belastung nunmehr wiederholt gemäß Abb. 7 belastet. Bei jedem neuen Belastungsspiel verkürzte sich die Stütze weiter. Nach Mitteilung der Berichterstatter wurde mit wachsender Zahl der Belastungen diese Verformungszunahme immer geringer. Durch Abb. 7, dem die entsprechenden Bilder der übrigen Stützen nach dem Bericht ganz ähnlich sein sollen, wird diese Schlußfolgerung aber kaum gestützt, denn die jeweils fünf Belastungsspielen entsprechende Verformungszunahme läßt eine merk-

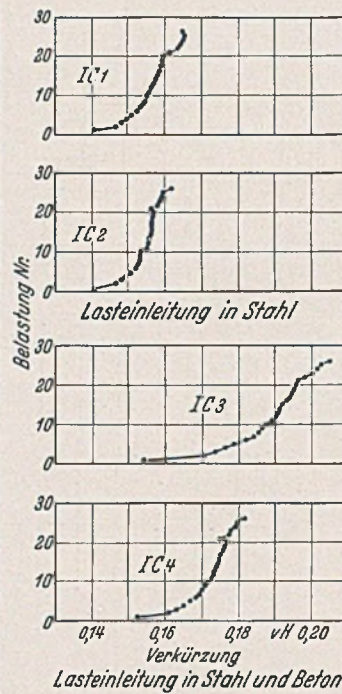


Abb. 8.

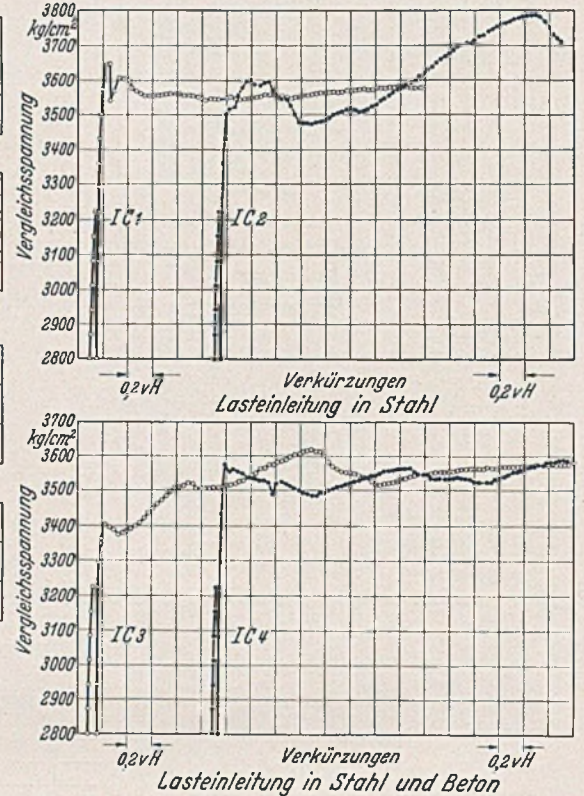


Abb. 9.

liche Abnahme kaum erkennen. Es hätte daher interessiert, bei einer Stütze die Belastungsspiele solange fortzusetzen, bis ein Gleichgewichtszustand mit nahezu gleichbleibender Verkürzung eingetreten wäre¹.

Die Gesamtverkürzungen der Stütze sind für die verschiedenen Belastungsspiele in Abb. 8 wiedergegeben. Hier zeigt sich, daß sich die Stütze, bei der die Kraft durch den stählernen Teil eingeleitet wurde, günstiger verhielt. Die bemerkenswerten Unterschiede dieser Messungen — diese Feststellung steht im übrigen in Übereinstimmung mit den Ausbiegungsmessungen — veranlassen die Berichterstatter zu der Mitteilung, daß der Stahl und der Beton bei wiederholter Belastung wohl nicht als Einheit wirken. Nach ihrer Vermutung ist dies eine Folge des verhältnismäßig großen Querschnittsanteiles der stählernen Stütze und der ungenügenden Haftung zwischen Stahl und Beton. Sie fügen ferner hinzu, daß es fraglich ist, ob sich aus den vorliegenden Versuchsergebnissen das Verhalten solcher wiederholt belasteter Stützen in der Praxis voraussagen läßt. Sofern diese Auffassungen durch die beträchtlichen Abweichungen bei den Messungen der bleibenden Verkürzungen und der Ausbiegungen hierzu Veranlassung geben, dürfte wohl zu beachten sein, daß diese Störungen nach den deutschen Versuchserfahrungen zu einem wesentlichen Teil durch sorgfältige Zentrierung der Stützen in der Versuchsmaschine (Ausrichten) zu beseitigen sind. Das Verhalten solcher Stützen unter wiederholter Belastung haben wir noch nicht untersucht. In Nachahmung der Wirklichkeitsverhältnisse sollten die wiederholten Belastungen mit einer gewissen Vorlast (etwa 1/3 bis 1/2 der Gesamtlast) durchgeführt werden.

Über die seitliche Durchbiegung wäre noch nachzuholen, daß diese bis unmittelbar vor der Höchstlast sehr klein blieb. Bei wiederholter Belastung erhöhte sich die seitlichen Ausbiegungen beträchtlich. Daß hierbei eine Stütze (IC 2) eine bemerkenswerte Ausnahme machte, deutet wieder darauf hin, daß die Einleitung der Kraft in den Versuchskörper von ausschlaggebendem Einfluß auf diese Meßergebnisse ist.

Nach Beseitigung der Meßgeräte wurde die Belastung durchgehend gesteigert bis die Stütze nachgab. Der Verlauf der Lastverkürzungslinien ist, wie Abb. 9 erkennen läßt, wiederum für die einzelnen Stützen recht

¹ Schaechterle; Stahlbau 3 (1930) S. 277, 289.

unterschiedlich. Das Absinken der Belastung war meist von Ribbildungen oder sogar von dem Abfall großer Betonstücke begleitet. Daraus schließen die Verfasser, daß die Eigenschaften des Betons wahrscheinlich einen größeren Einfluß auf diese Verhältnisse haben als diejenigen des Stahles. Auch hier können aber unterschiedliche Außermittigkeiten der einzelnen Stützen das abweichende Verhalten erklären. Die ersten Risse

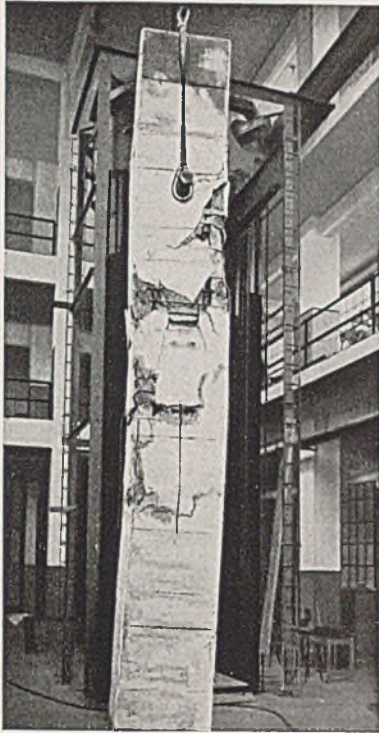


Abb. 10.



Abb. 11.

an den Außenflächen des Betons erschienen an den Stützenenden, und zwar in der Nachbarschaft der Schenkel der stählernen Winkel. Sie verliefen nahezu parallel zur Stützenachse und traten bei Vergleichsspannungen von etwa 1200 kg/cm² auf. Bei den Belastungssteigerungen weiteten sich die Risse kaum merklich. Bei wiederholter Belastung erschienen Risse in der Nähe der Bügel in Stützenmitte. Ihre Weite vergrößerte sich mit zunehmender Zahl der Belastungen, bis waagerechte Streifen vom Beton abfielen (s. Abb. 10). Beim letzten Belastungsspiel bogen sich bei der Überschreitung der Vergleichsspannung von 2430 kg/cm² die in Abb. 1 mit C bezeichneten Längsbewehrungen nahe den Stützenecken zwischen dem Bügel (A) nach außen. Keiner der Bügel B brach. Die abstehenden Winkelschenkel beulten zwischen den Bügeln aus. Die Länge der Ausbeulung ist gegenüber derjenigen bei den reinen Stahlstützen, wo sie gleich der Entfernung der Aussteifungen war, nur klein gewesen. In einigen Fällen wurde bei der Zusammendrückung der

Zahlentafel 1.

Festigkeit der Betonzylinder.

Probezylinder aus dem Beton für Stütze	Anzahl der in jedem Alter geprüften Zylinder	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ² im Alter von			
		7 Tagen	28 Tagen	2 Monat.	6 Monat.
IC 1	3	109	177	203	267
IC 2	3	103	143	197	199
IC 3	3	124	223	227	244
IC 4	3	129	192	204	230
mittlere Druckfestigkeit		117	184	208	235

Zahlentafel 2.

Ergebnisse der Zugversuche an Stahlprüfkörpern.

Prüfkörper aus Stütze	Fließgrenze kg/cm ² (Mittelwerte)	Zugfestigkeit kg/cm ² (Mittelwerte)	Dehnung (203 mm Meßlänge) v. H. (Mittelwerte)	Querschnittsverminderung v. H. (Mittelwerte)
IC 1	2376	4162	30,3	55,7
IC 2	2390	4134	30,2	56,6
IC 3	2390	4148	30,2	55,7
IC 4	2419	4176	30,0	55,9

Zahlentafel 3.

Chemische Zusammensetzung des Stahles.

Dicke mm	Art der Proben	Zugfestigkeit kg/cm ²	Chemische Zusammensetzung				
			C	Mn	P	S	Si
			v. H.	v. H.	v. H.	v. H.	v. H.
13	Winkel	3874	0,18	0,56	0,015	0,033	0,03
13	..	4704	0,24	0,55	0,018	0,037	0,03
14	..	3747	0,14	0,46	0,012	0,031	0,02
14	..	4289	0,18	0,53	0,026	0,048	0,04
16	Breitflachstahl	3726	0,14	0,33	0,009	0,023	0,11
16	..	4331	0,19	0,46	0,019	0,022	0,11

Zahlentafel 4.

Belastungs-Nummern	Kleinstwert	Größtwert
I	0	3318 t
2 bis einschl. 20	2524 t	3318 t
21	0	3318 t
22 bis einschl. 25	2524 t	3318 t
26	0	Bruch

Stützen der Beton zwischen den Aussteifungen nach außen gedrückt (s. Abb. 11). Die Versuche wurden unterbrochen, wenn die seitliche Ausbiegung in halber Stützhöhe etwa 250 kg/cm² betrug und große Betonstücke abfielen. Ein Verformungsrückgang trat bei Entlastungen natürlich nicht ein. Die Verfasser empfehlen bei künftigen Versuchen zur Beurteilung der Frage der Krafteinleitung den stählernen Teil der Stützen wesentlich weiter herausragen zu lassen als bei ihren Versuchskörpern.

Im Hinblick auf das unterschiedliche Verhalten einbetonierter Stahlstützen bei der Bestimmung der Höchstlast empfehlen die Verfasser insbesondere mit Rücksicht auf die Fälle, wo vor Eintritt bemerkenswerter Ausbiegungen keine Größtlast feststellbar ist, eine Art Stützenfließgrenze festzustellen in Anlehnung an die bekannte Vereinbarung der 0,002-Grenze als Fließgrenze. Aus der Abb. 9 ergeben sich für diese Verkürzungen dann die in Zahlentafel 5 enthaltenen Werte für die Stützenfließgrenze.

Zahlentafel 5.

Festigkeit der Stützen.

Stütze	Lasteinleitung in	Querschnittsfläche		Stützenfließgrenze kg/cm ²	Letzte Höchstlast t	Die der letzten Höchstlast entsprechende Vergleichsspannung kg/cm ²
		Stahl cm ²	Beton cm ²			
IC 1	Stahl	1026	8032	3600	3754	3656
IC 2	..	1026	8032	3585	3895	3797
IC 3	Stahl und Beton	1026	8032	3417	3725	3628
IC 4	..	1026	8032	3565	3710	3614
Mittel:				3543	3771	3676

Für die Angabe der Festigkeit solcher Stützen wurden die entsprechenden Werte sämtlicher vier Stützen benutzt, da sich ja ein nennenswerter Unterschied zwischen den Stützen verschiedener Krafteinleitung nicht feststellen ließ. Es ergeben sich dann folgende mittlere Festigkeitswerte:

Höchstlast der einbetonierten Stützen 3771 t
 .. der nicht einbetonierten Stützen 2655 t
 Zuwachs der Traglast durch den Beton 1116 t
 Festigkeit des Betons, bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche, 139 kg/cm²
 Festigkeit des Betons, bezogen auf die Betonquerschnittsfläche innerhalb der A-Bügel (7677 cm²) 146 kg/cm²
 Festigkeit des Betons im Alter von zwei Monaten 208 kg/cm²

Es ist um so mehr berechtigt, die Last auf die Betonfläche zwischen den Bügeln zu beziehen, als die äußere Betonschale abplatzt, bevor die Höchstlast erreicht wurde. Die Festigkeit des Betons konnte bis zu ²/₃ seiner Zylinderfestigkeit ausgenutzt werden, was die Verfasser wenigstens z. T. mit den unterschiedlichen Temperaturen- und Feuchtigkeitsgehalten während des Abbindens begründen.

Die Frage des Einflusses der wiederholten Belastungen ist leider durch diese interessanten Versuche noch nicht geklärt. Die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der stählernen Stütze durch Hinzutritt des

Betonkernes steht grundsätzlich in Einklang mit entsprechenden deutschen Versuchen².

Zusammenfassend wäre festzuhalten, daß der „Stützen-Streckgrenze“ bei der einbetonierten Stütze eine um 51 v. H. größere Last entspricht als bei der reinen Stahlstütze. Der entsprechende Wert für die Höchstlasten betrug 42 v. H.

(Nach A. H. Stang, H. L. Whittemore und D. E. Parsons, National Bureau of Standards, Forschungsbericht RP 873.)
K. Klöppel, Berlin.

Die neue Markthalle von Gennevilliers (Seine).

Eine der Hauptforderungen bei der Konstruktion einer Markthalle ist, die Halle selbst möglichst frei von Stützen zu halten. Es sind im Laufe der Jahre verschiedene Versuche gemacht worden, dieses zu erreichen. Z. B. um einige größere Bauwerke dieser Art zu nennen: Die Halle in München aus dem Jahre 1911 in Basilikaform, die hinsichtlich Beleuchtung und Belüftung günstige Vorbedingungen schafft; die Markthalle von Frankfurt (1926/27), die eine Kombination von mehreren großen Tonnengewölben darstellt und die völlig abweichende Konstruktion in Leipzig, die eine Überdachung durch drei Achteckkuppeln vorsah.

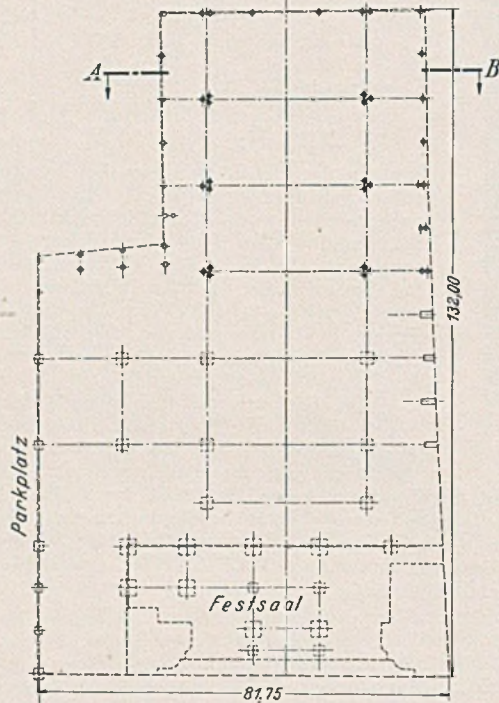


Abb. 1.
Grundriß.

Die Markthalle von Gennevilliers hat auf eine Grundfläche von 7600 m² 14 Stützen (Abb. 1). Die Hauptkonstruktion der Überdachung der Halle besteht aus Dreigelenkbogen von verschiedener Höhe mit dazwischen gespannten Gewölben, die in der Längsachse 17,24 m und in der Querachse 14,28 m hoch sind. Beide Gewölbe werden gestützt mittels einer Verstärkung auf 4 m im Anlauf durch Dreigelenkbogenstützen, welche auch die Träger der daran anschließenden seitlichen Überdachung in Form eines Kragdaches aufnehmen (Abb. 2). Die Spannweite der

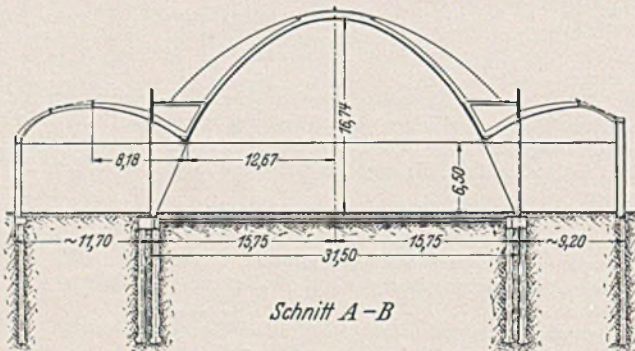


Abb. 2.

Bogen beträgt 31,50 m in Richtung Längsachse und 17,10 m in Richtung Querachse; die Öffnung am Gewölbeanfang 25,34 m bzw. 17,10 m; die Binderentfernung 17,10 m bzw. 16,80 m auf eine Gesamtlänge von 97,60 m und Gesamtbreite von 33,70 m. Jeder Binder besteht aus zwei Dreigelenkbogen, durch einen Abstand von 15 mm voneinander getrennt, so daß die einzelnen Abschnitte von 17,10 m bzw. 16,80 m Breite, die auch gleichzeitig Arbeitsfugen bilden, voneinander unabhängig sind und genügend Spielraum zur Ausdehnung infolge Temperaturschwankungen

² Memmler, Bierett, Grüning, Stahlbau 4 (1934) S. 49, 61; 5 (1935) S. 81, 99. Klöppel, Stahlbau 6 (1936) S. 97.

usw. haben. Die Platten zwischen den Bogen sind 6,5 cm stark und durch zwei oder drei nach außen vorspringende Rippen in jedem Feld versteift, um Schnee- und Windlast aufzunehmen. In jedem Feld, über die ganze Höhe des Gewölbes hinweg, sind Fenster von 1,70 Breite mit waagerechter Sprossenteilung zwischen den Verstärkerrippen angeordnet. Außerdem sind jeweils die Giebelfronten in Glas aufgelöst. Genau so wie die Längshalle ist auch die kleinere Querhalle ausgebildet. Die Durchdringung beider zeigt Abb. 3 und 4. Da die auftretenden Horizontalkräfte nicht durch die Dreigelenkbogen und die Verstärkungen im unteren Teil der Gewölbeplatten aufgenommen werden konnten, wurde hier, um Zuganker an dieser Stelle zu vermeiden, zusammen mit einer äußeren Aufhängungskonstruktion ein steifer Bogen verwendet.

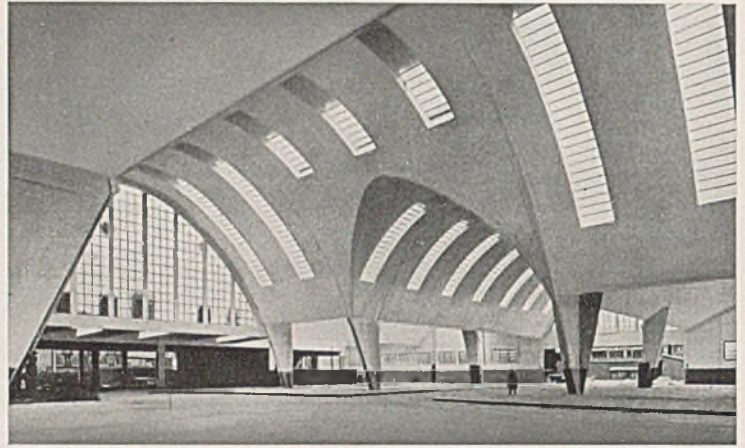


Abb. 3. Innenansicht.

Die Konstruktion der seitlichen Anbauten besteht einmal aus dem schon erwähnten Kragdach von 8 m bzw. 9 m Auskragung. Gleichfalls parallel mit den Haupthallen und daher auch mit dem Kragdach sind auf durchlaufender Kragstütze freitragende Gewölbe angeordnet. Der Zwischenraum zwischen diesem Gewölbe und dem Kragdach ist durch einen Dachaufbau in Glas geschlossen (Abb. 2 u. 4). Die Ausmauerung der Außenwände der Anbauten besteht aus Backsteinen mit Zementverputz.



Abb. 4. Außenansicht.

Der Untergrund war teilweise aufgefüllt, teilweise bestand er aus gutem Boden. Für die Gründung wurden zweierlei Pfähle verwendet (Abb. 1): 1. Franki-Pfähle für die Stützen der eigentlichen Hallen, die gerammt wurden, und zwar drei für jede Stütze, die auf 10 m Tiefe hinabreichen, und eine senkrechte Last von 220 t aufzunehmen haben. Der Horizontalschub beträgt 28 t. Aus diesem Grunde wurde ein Zugband unter dem Hallenfußboden ausgeführt. 2. Forum-Pfähle (Preßluftpfähle) für die Stützen der Anbauten. Wo guter Untergrund festgestellt werden konnte, ruhen die Stützen auf einfachen dreieckigen Sohlen aus Eisenbeton, die auf eine Schicht von grobem Kiesbeton gelagert wurden.

Über die ganze Länge des Gewölbes geht am Scheitel eine Dehnungsfuge durch; ebenso ist jede Verstärkerrippe am Scheitel mit einem Gelenk versehen, um Temperaturschwankungen nachgeben zu können. Die Entlüftung geschieht durch Ventilatoren, die ebenfalls am Scheitel der Gewölbe zwischen den Fenstergewänden angebracht sind (Abb. 4).

Die Konstruktion des beweglichen Lehrgerüsts für die Betonierung war die übliche. Mit Hilfe von Schraubenwinden wurde der Arbeitsvorgang des Ausschalens in ungefähr einer Stunde von 15 Arbeitern bewältigt. 1600 m³ Beton wurden verwendet und 200 t Stahl. Zur Verfestigung des Beton wurden Rüttler in Tätigkeit gesetzt, die auch gleichzeitig eine Oberflächenbehandlung des Betons ermöglichten.

An die Markthalle selbst schließt sich noch ein Festsaal mit drei Stützenreihen von 1400 m² an (Abb. 1). Das Innere der Markthalle macht einen einfachen und klaren Eindruck. Jegliche unnötigen Auskragungen, vorspringende Ecken, Winkel und Zugeisen usw. wurden

vermieden, um Staub und Schmutz keinerlei Angriffsfläche zu bieten, was gerade an diesem Ort von großer Bedeutung ist.

(Nach Techn. d. Trav. 12 [1936] S. 365).

Dipl.-Ing. F ö h r i n g e r, Hannover.

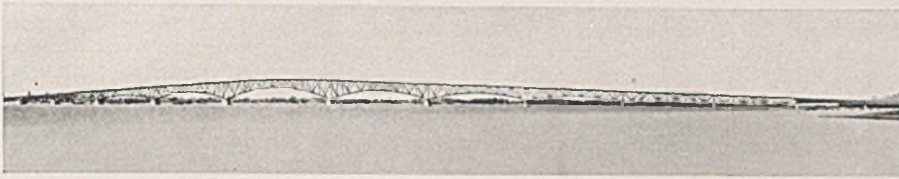


Abb. 1.

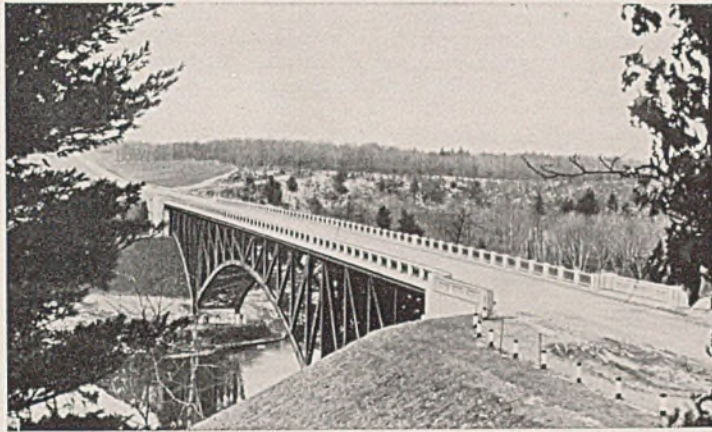


Abb. 3.

Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken.

In dem jährlichen Wettbewerb für die schönsten Stahlbrücken des Jahres 1935 in USA wurden diesmal in allen drei Klassen Preise er-

teilt¹. Die an erster Stelle preisgekrönten Brückenbauwerke sind in den Abb. 1—3 dargestellt. Abb. 1 zeigt den 1. Preis in der A-Klasse (Baukosten mehr als 1 Million Dollar), welches Bauwerk den Niagara nahe an den berühmten Fällen überbrückt; Abb. 2 eine rd. 300 m lange Bogenbrücke



Abb. 2.

über das Rocky-Tal in Cleveland mit 4 Öffnungen, die mit dem ersten Preis der B-Klasse (mehr als 250 000 Dollar-Baukosten) ausgezeichnet wurde und schließlich Abb. 3 die Mortimer E. Cooley-Brücke über den Manistee-Fluß in Michigan, welche den ersten Preis in der C-Klasse (weniger als 1/4 Million Dollar Baukosten) erhielt.

Nach den vorliegenden Mitteilungen macht sich dieser jährliche Wettbewerb allmählich beim Entwurf bemerklich. Die einfachen klaren Tragwerke werden in USA jetzt in größerem Umfang als früher verwendet. (Nach L'Ossature Métallique 5 (1936) S. 394.)

S c h l e i c h e r, Hannover.

¹ Vgl. den Bericht über das Jahr 1934 Bauing. 17 (1936) S. 32.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Das neue deutsche Patentgesetz.

Das Patentgesetz vom 5. Mai 1936, in Kraft getreten am 1. Oktober 1936, tritt an die Stelle von Gesetzen, die, mit einigen durch die Verhältnisse der Kriegs- und der Nachkriegszeit bedingten Änderungen seit dem Jahre 1877 bestehend, den gewerblichen Rechtsschutz in Deutschland fast 60 Jahre lang geregelt haben. Wenn — geradezu selbstverständlich — auch an dem Grundsatz, der das gesamte Patentwesen beherrscht, nicht gerüttelt wird, so unterscheidet sich das neue Gesetz doch von dem bisherigen grundlegend dadurch, daß es der heutigen Anschauung, den Grundsätzen des Nationalsozialismus in weitgehendem Maße Rücksicht trägt. Patente werden nach wie vor „erteilt für neue Erfindungen, die eine gewerbliche Verwertung gestatten“, aber — und das ist der wesentliche Unterschied gegenüber dem alten Gesetz — während das alte Gesetz nur den Anmelder kannte, rückt das neue Gesetz den Erfinder in den Vordergrund: „Das Recht auf das Patent hat der Erfinder oder sein Rechtsnachfolger“. Das entspricht der Auffassung, die in der schöpferischen Tätigkeit des Erfinders ein für das an manchem anderen armen Deutschland wertvolles Gut sieht, das für den Wiederaufbau Deutschlands von unschätzbarem Werte ist. Um allerdings die Prüfung der Patentanmeldung durch das Patentamt nicht aufzuhalten, gilt zunächst der Anmelder als Erfinder, jedoch hat vor Erlaß des Beschlusses über die Bekanntmachung, also ehe das Reichspatentamt zum Ausdruck bringt, daß nach der Prüfung der Anmeldung durch die Prüfungsstellen der Erteilung des Patents von dieser Seite kein Hindernis mehr im Wege steht, der Anmelder den Erfinder zu benennen. Das neue deutsche Patentgesetz geht also nicht so weit wie das amerikanische, das den Erfindereid verlangt; es läßt vielmehr noch einer Unternehmung die Möglichkeit, die Erfindung eines Angestellten zum Patent anzumelden, es zwingt aber die Unternehmung, den Namen dieses Angestellten zu nennen und so sein Recht an seinem geistigen Eigentum anzuerkennen. Die Richtigkeit der Angabe des Erfinders wird zwar vom Reichspatentamt nicht nachgeprüft, bei der Bekanntmachung der Anmeldung wird aber der Erfinder genannt, und dieser ist daher in der Lage, zu überwachen, daß ihm dabei sein Recht geworden ist. Ist dies nicht der Fall, so kann der Berechtigte, sei es, daß seine Erfindung von einem Nichtberechtigten angemeldet ist, oder daß sie ihm widerrechtlich entnommen ist, verlangen, daß ihm der Anspruch auf Erteilung des Patents abgetreten oder, wenn das Patent bereits erteilt ist, das Patent auf ihn übertragen wird. Auch bei der Erteilung des Patents und auf der Patentschrift ist der Er-

finder zu nennen, und die Nennung wird auch in die Patentrolle eingetragen. Bei unrichtiger Angabe oder beim Unterbleiben dieser Angabe ist der Patentsucher oder Patentinhaber verpflichtet, der Berichtigung oder Nachholung der Nennung des Erfinders zuzustimmen.

Freilich muß sich andererseits der Erfinder gefallen lassen, daß seine Rechte eine gewisse Einschränkung erleiden, wenn ihnen ältere Rechte oder Belange der Allgemeinheit entgegenstehen. Aus den Anschauungen, die dem Patentwesen zugrunde liegen, geht als geradezu selbstverständlich hervor, daß ein Patent auf denselben Gegenstand nur ein Mal erteilt werden kann, daß also, wenn dieselbe Erfindung wiederholt angemeldet wird, ein Patent nur dem erteilt werden kann, der die Erfindung zuerst angemeldet hat. Gegen den, der zur Zeit der Anmeldung bereits im Inlande die Erfindung benutzt oder die dazu erforderlichen Vorkehrungen getroffen hat, tritt die Wirkung des Patents nicht ein. Das gleiche gilt gegenüber dem Reich und den selbständigen Reichsverkehrsanstalten, also Reichspost, Reichsbahn-Gesellschaft und wohl auch dem Unternehmen „Reichsautobahnen“, wenn die Erfindung zur Zeit der Anmeldung bereits derart in einem amtlichen Schriftstück ihrer Verwaltung, das aber nicht etwa eine Mitteilung des Anmelders oder eines Betriebsfremden sein darf, so aufgezeichnet war, daß danach die Benutzung durch andere Sachverständige möglich erscheint.

Eine weitgehende Beschränkung der Rechte des Erfinders tritt ferner insofern ein, als die Wirkung des Patents aufgehoben ist, wenn die Erfindung nach Bestimmung der Reichsregierung zur Förderung des Wohles der Volksgemeinschaft benutzt werden soll. Als einen Sonderfall dieser Bestimmung kann man es ansehen, daß sich die Wirkung eines Patents nicht auf eine Benutzung der Erfindung erstreckt, die auf Anordnung der zuständigen Stellen für Zwecke der Landesverteidigung erfolgt. In diesen Fällen hat der Anmelder Anspruch auf angemessene Vergütung.

Das Patent dauert nach wie vor 18 Jahre. Neben der Anmeldegebühr (25 Mark) und der Bekanntmachungsgebühr (30 Mark) sind zur Erhaltung des Patents Gebühren zu zahlen, die von 30 Mark im 3. Patentjahr auf 1000 Mark im 18. steigen. Stundung und Erlaß der Jahresgebühren ist unter gewissen Bedingungen möglich. Von ihnen ist nur die Hälfte zu zahlen, wenn der Patentinhaber sich bereit erklärt hat, jedermann die Benutzung der Erfindung gegen angemessene Vergütung zu gestatten. Dem unbemittelten Erfinder, der eine solche Erklärung abge-

geben hat, können gewisse Auslagen, die durch die Erlangung des Patents verursacht worden sind, aus der Reichskasse ersetzt werden.

An der Gliederung des Reichspatentamts, dessen Aufgabe es ist, Patente zu erteilen, sie für nichtig zu erklären oder zurückzunehmen, wird durch das neue Gesetz nichts geändert. Auch die Prüfung der angemeldeten Patente spielt sich im wesentlichen in den bisherigen Formen ab. Von besonderer Bedeutung für den, der ein Patent anmelden will, sind die Anmeldebestimmungen für Patente und ein Merkblatt für Patentanmelder, beide herausgegeben vom Präsidenten des Reichspatentamts und bei der Auskunftstelle dieser Behörde unentgeltlich zu haben. Die Anmeldung, die mit Zeichnung und Beschreibung der Erfindung und mit einem Patentsanspruch oder mehreren schriftlich beim Reichspatentamt einzureichen ist, wird von einem Mitglied des Patentamts, dem Prüfer, geprüft. Erachtet er die Erteilung eines Patents nicht für ausgeschlossen, so beschließt er die Bekanntmachung der Anmeldung, wodurch einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents eintreten. Entspricht die Anmeldung nicht den Anforderungen des Gesetzes, so weist der Prüfer die Anmeldung zurück, und gegen diesen Beschluß kann der Patentsucher innerhalb eines Monats nach dessen Zustellung Beschwerde erheben, über die von einem der mit drei Mitgliedern besetzten Beschwerdesenate entschieden wird.

Die Bekanntmachung eröffnet den Weg für das Einspruchsverfahren. Der Einspruch kann, auf die Behauptung, es liege keine patentfähige Erfindung vor, gestützt, von jedermann erhoben werden. Er ist, mit Gründen versehen, schriftlich einzureichen. Über den Einspruch entscheidet im ersten Rechtszug die Patentabteilung, gegen deren Beschluß die Entscheidung des Beschwerdesenats angerufen werden kann. Für die Beschwerden ist eine Gebühr von 20 Mark zu zahlen.

Eine wichtige zugunsten des Erfinders eingeführte Neuerung enthält der § 2 des neuen Patentgesetzes. Eine Erfindung gilt nach wie vor als nicht neu, wenn sie zur Zeit der Anmeldung in öffentlichen Druckschriften aus den letzten hundert Jahren bereits beschrieben oder im Inland offenkundig vorbenutzt ist. Eine Ausnahme von der patenthindernden Wirkung einer Veröffentlichung bildet Beschreibung oder Benutzung innerhalb der letzten sechs Monate vor der Anmeldung, die auf der Erfindung des Anmelders beruht. Freilich hat diese Bestimmung für einen deutschen Erfinder nur beschränkten Wert. Die von ihm selbst herrührende Vorveröffentlichung bildet zwar kein Hindernis für die Erlangung eines Patents in Deutschland, sie steht aber der Erteilung eines Patents im Auslande hindernd entgegen, so lange nicht die anderen Länder eine entsprechende Bestimmung in ihre Patentgesetze aufnehmen. Es ist also immer noch Vorsicht geboten, wenn man glaubt, einen neuen Gedanken zur Erlangung eines Patents ausnutzen zu können. Man darf ihn, wenn man im Auslande Patente nehmen will, nicht vor der deutschen Anmeldung, aus der man für das Ausland die Unionspriorität in Anspruch nehmen will, im Fachschrifttum zur Erörterung stellen.

Auf das Nichtigkeitsverfahren, auf die Erteilung einer Zwangslizenz, auf die Mitwirkung des Reichspatentamts bei Patentprozessen vor den ordentlichen Gerichten und auf eine Anzahl weitere Fragen, die das neue Patentgesetz regelt, indem es sie, zum Teil aus Sondergesetzen herrührend, in das Patentgesetz eingegliedert hat, worunter die Bestimmungen über die Wiedereinsetzung in den vorigen Stand sind, soll hier nicht eingegangen werden, wie überhaupt die vorstehenden Darlegungen keinen Anspruch darauf erheben können, das neue Patentgesetz erschöpfend wiederzugeben. Insbesondere enthalten sie sich mit verschwindenden Ausnahmen aller Erläuterungen zu den gesetzlichen Bestimmungen. Eine erschöpfende Wiedergabe des Patentgesetzes, begleitet mit Erläuterungen, würde weit über den Rahmen eines Zeitschriftenaufsatzes hinausgehen. Wer näher über den Gegenstand unterrichtet zu werden wünscht, muß auf die zum Teil bereits erschienenen, zum Teil im Erscheinen begriffenen Kommentare verwiesen werden. Nur noch auf eine Bestimmung sei hingewiesen, nämlich darauf, daß alle am patentrechtlichen Verfahren Beteiligten ihre Erklärungen über tatsächliche Umstände vollständig und der Wahrheit gemäß abzugeben haben, was nur der bereits in der Zivilprozeßordnung verankerten heutigen Anschauung entspricht.

Kaum für einen deutschen Erfinder, wohl aber für einen Ausländer, der seine Erfindung in Deutschland unter Inanspruchnahme der Priorität seiner Anmeldung in seinem Heimatland anmelden will, von Bedeutung ist die Bestimmung des neuen Patentgesetzes, daß die Prioritätserklärung nicht mehr bei Einreichung der Anmeldung abgegeben werden muß, sondern, daß dies noch innerhalb von zwei Monaten nach dem Tage der Anmeldung geschehen kann.

Eine weitere Rechtsquelle neben des neuen Patentgesetzes für das deutsche Patentwesen ist die Verordnung des Reichsministers der Justiz vom 6. Juli 1936, die im wesentlichen die Gliederung und den inneren Dienst des Reichspatentamts regelt. Inhaltlich schon erwähnt war in vorstehenden Darlegungen das ebenso wie das Patentgesetz unter dem 5. Mai 1936 erlassene Gesetz über die patentamtlichen Gebühren. Nur nebenbei sei erwähnt, daß gleichzeitig mit dem Erlaß des Patentgesetzes auch das Gebrauchsmuster- und das Warenzeichenrecht neu geregelt worden ist, so daß nunmehr der gesamte gewerbliche Rechtsschutz in Deutschland nach Gesichtspunkten zu handhaben ist, die heutiger Anschauung entsprechen. Die Vorarbeiten für diese Neuregelung gehen bis in die Zeit vor dem Kriege zurück, aber der Regierung Adolf Hitlers war es vorbehalten, die widersprechenden Ansichten auf diesem Gebiet zu

einem Gesetz zu verarbeiten, das seinen Teil zum Wiederaufbau unseres deutschen Vaterlandes beitragen soll.

Für denjenigen, der nur ganz gelegentlich oder zum ersten Mal ein Patent anmeldet, sei besonders auf das schon erwähnte, vom Präsidenten des Reichspatentamts herausgegebene „Merkblatt für Patentanmelder“ hingewiesen, das geradezu als ein „Patentgesetz für die Westentasche“ bezeichnet werden kann. Unterrichtung über das Patentgesetz und seine Handhabung hat seine Schwierigkeiten. Es gehört zum Verständnis der einschlägigen Fragen nicht nur Kenntnis der gesetzlichen Bestimmungen und der Entscheidungen des Reichspatentamts und der Gerichte, sondern Erfahrung, die nur durch langjährigen Umgang mit den Fragen des gewerblichen Rechtsschutzes erworben werden kann. Wer sich über das Patentgesetz und seine Handhabung unterrichten will, tut dies am zweckmäßigsten, allerdings nicht immer ganz schmerzlos, durch Erfahrung am eigenen Leibe, nämlich indem er eine Erfindung zum Patent anmeldet und das Verfahren durchführt. Lehrreicher als eine von vornherein erfolgreiche Anmeldung ist dabei eine solche, bei der es Widerstände zu überwinden gibt, die, vom Prüfer zurückgewiesen, von einem Beschwerdesenat bekanntgemacht wird und die schließlich noch das Fegefeuer des Einspruchsverfahrens durchzumachen hat, ehe sie, meist nicht in dem Umfang, wie ihn der Patentsucher erwartet hatte, zu einem Patent führt.

W e r n e k k e , Berlin.

Korrosionstagung 1936.

Vortragsfolge: Korrosion und Gestaltung. Köln, 22. Oktober 1936.

In seiner Begrüßungsansprache führte der Vorsitzende der „Arbeitsgemeinschaft auf dem Gebiete der Korrosion und des Korrosionsschutzes“, Ministerialrat a. D. Reichsbahndirektor L i n d e r m a y e r u. a. folgendes aus:

„Vor fünf Jahren verwirklichten die größeren technisch-wissenschaftlichen Vereine in Deutschland den bei den Herstellern von Stahl und Eisen schon seit einiger Zeit gehegten Plan, durch wiederkehrende besondere Veranstaltungen die für alle Sachgüter wichtige Frage der Korrosion und der Korrosionsbekämpfung gemeinsam zu erörtern. Als tragende Vereine dieser losen Arbeitsgemeinschaft traten zunächst der Verein deutscher Ingenieure, der Verein deutscher Eisenhüttenleute, die Deutsche Gesellschaft für Metallkunde, der Verein deutscher Chemiker zusammen. In der Folge schloß sich der Deutsche Verein von Gas- und Wasserfachmännern und die Deutsche Gesellschaft für chemisches Apparatewesen, als Fachgruppe des Vereines deutscher Chemiker an.

Von vornherein wurde hierbei betont, daß jeder Verein in seinen Arbeiten auf diesem Gebiet nach wie vor selbständig bleiben soll, daß die Verwaltungsarbeit ganz in den Hintergrund zu treten habe, daß vielmehr die lose Arbeitsgemeinschaft lediglich die Querverbindung schaffen soll, um die wertvollen Erfahrungen der verschiedenen Stellen für die Gesamtheit verwertbar zu machen. Die in Jahresfolge durchgeführten Korrosionstagungen hatten eine ständig wachsende Bedeutung. Heute sind wir mehr denn je verpflichtet, alles zu tun, um die Sachgüter zu erhalten, zumal dort, wo die benötigten Rohstoffe aus dem Ausland stammen. Beträgt doch nach Berechnung von Geh.-Rat (S. 1279) S c h a p e r: Stahl u. Eisen 56 (1936) der Wert der jährlichen Korrosionsverluste in Deutschland über 120 Millionen RM.

Die durch Verrosten alljährlich verlorengehende Stahlmenge stellt mit 500 000 t die Arbeitsleistung der gesamten deutschen Stahlindustrie von 10 Tagen dar.

Von den Vorträgen erwähnen wir folgende:

Reichsbahnoberrat E. D ä h n i c k , Berlin, über:

Einfluß der Formgebung auf die Korrosionsfestigkeit von Schienenfahrzeugen.

Die Fragen der Rostverhinderung durch Schutzanstriche, Baustoffveredelung und Pflege im Betriebe verlieren wesentlich an Bedeutung, wenn es schon bei der Formgebung gelingt, die Schienenfahrzeuge derart auszubilden, daß der hartnäckige Schädling Korrosion keine Angriffsmöglichkeiten findet. Bei den Kesseln der Dampflokomotiven werden an den Lukenlöchern in den Kumpelstellen entstehende Feinrisse, die die chemischen Einwirkungen erleichtern, durch Einschweißen der Lukenfutter und möglichst große Ausrundung der Umbüge vermieden. Falten in den Umbügen werden sorgfältig beseitigt. Das Verstemmen der Nietnähte und Döppern der Nietköpfe muß mit größter Vorsicht ausgeführt werden, da zwischen stark verdichteten und unverdichteten Stellen desselben Baustoffes ebenso wie zwischen verschiedenen Werkstoffen elektrische Potentialunterschiede auftreten. Durch den jetzt erfolgenden Einbau von stählernen Feuerbüchsen und Stahlstehbolzen an Stelle solcher aus Kupfer werden die gefährlichen Berührungsstellen zweier verschiedener Werkstoffe vermieden. Die Zuführung des Speisewassers wird derart ausgebildet, daß das Wasser sofort beim Eintritt in den Kessel über einen Treppenrost rieselt, wobei der im Wasser enthaltene Sauerstoff ausgeschieden und durch Mischung mit dem Dampf auf kürzestem Wege aus dem Kessel entfernt wird. Bei den Aschkästen und Tendern wird durch Schweißen für fugenlose Bauformen gesorgt. Versteckte und unzugängliche Hohlräume über den Innenzylindern müssen durch Öffnungen gut durchlüftet werden.

Bei den offenen Güterwagen werden die Träger des Untergestells

durch Bitumenzwischenlagen oder auch durch Abdeckbleche geschützt. Auch werden die Oberteile der Träger selbst dachförmig ausgebildet. Bei den gedeckten Holzwagen wird für genügende Zwischenräume zwischen den hölzernen Wänden und den stählernen Winkel- und Knotenblechverbindungen gesorgt, um Fäulnis des Holzes und Verrosten der Bleche zu verhindern. Bei den geschweißten Güterwagen entfallen die gefährlichen Fugen der Verbindungsstellen. Bei den Personenwagen wurden die früher in den Wänden der hölzernen Bauart eingelegten Wärmeschutzstoffe, die die Feuchtigkeit aufsaugten und nur langsam wieder abgaben, allgemein entfernt und die zahlreichen Stoßstellen der Bekleidungsbleche durch Zusammenschweißen der einzelnen Blechteile vermindert. Ferner wird jetzt für eine gute Ableitung des Schwitzwassers und der aus anderen Gründen eingedrungenen Feuchtigkeit aus den Hohlräumen der Seitenwände, der Einstiegtüren und des Doppeldaches sowie für eine gute Durchlüftung dieser Stellen durch besondere Öffnungen in den unteren und oberen Langträgern der Seitenwände gesorgt. Die zu den Saugelüftern führenden Lüfterkästen werden durch Ableitungsrohre entwässert. Auch bei diesen Wagen werden durch die Einführung des Schweißens Fugen und die Bildung von Rostnestern begünstigenden Nietköpfe weitgehend vermieden. Die zum Schutz der Schienenfahrzeuge gegen die schädlichen Auswirkungen der Korrosion erforderlichen Formgebungsarbeiten gewinnen jetzt noch größere Bedeutung, weil die heute in großem Umfang verwendeten Heimstoffe meistens rostempfindlicher als die früher eingebauten Werkstoffe sind.

Postrat M ö l l e r , Berlin, über:

Einfluß der Formgebung auf die Korrosionsfestigkeit von Straßenfahrzeugen.

Die Kraftfahrzeuge, die im Betriebe allen Unbilden der Witterung ausgesetzt sind, werden bei fehlerhafter Bauart und mangelnder Pflege von schweren Korrosionsschäden bedroht, gegen die erst in neuerer Zeit wirksame Maßnahmen getroffen werden. Von diesen Schäden wird das Fahrgestell, wie vielfach zu Unrecht angenommen wird, nicht verschont. Die Kühlanlage, die Lenk- und Bremsgestänge, Federn und Rahmen, Kotflügel und Radfelgen, Sammler- und Stromverbraucher, Auspuffleitung und elektrische Kabel, sie alle machen dem Kraftfahrer oft große Sorgen, wenn sie immer wieder von Rost und anderen Anfrassungen angegriffen und zerstört werden. Aber noch schlimmer als beim Fahrgestell sieht es oft beim Aufbau aus, wo die Wasserschäden in den Fensterhächten und Doppelwänden des Aufbaus, meist dem Auge des Wagenbenutzers verborgen, ihr Unheil anrichten können. Die Stromlinie des neuzeitlichen Personenkraftwagens wirkt durch Vermeidung aller überflüssigen Vorsprünge und „Wassersäcke“ der Korrosion entgegen. Aber sowohl bei den Aufbauten für Personenkraftwagen als noch mehr bei denen großer Nutzfahrzeuge und Kraftomnibusse werden immer wieder kleine und große Fehler in der Herstellung gemacht, die sich im Betrieb als schwere Korrosionsschäden auswirken. Nur durch sorgfältigste Herstellung der Aufbauten, wirksamen Rostschutzanstrich und möglichst weitgehende Verwendung korrosionsfester Baustoffe können die Schäden, die der Kraftverkehrswirtschaft jährlich hohe Instandsetzungskosten aufbürden, verhütet werden. Wo der Wirtschaft heute solche Baustoffe fehlen, müssen neue Stoffe gefunden werden. Dem Leichtmetall als heimischem Baustoff gebührt hier der Vorzug. Denn mit diesem Stoff können wir die Korrosionsgefahren erheblich verringern, die Fahrzeuggewichte in wünschenswertem Umfang senken und damit für den Haushalt des Kraftfahrzeugbesitzers ein gutes Werk tun.

Dr. phil. S c h a f m e i s t e r und Dr.-Ing. B r a u n , Essen, über:

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung an chemischen Apparaten.

Es wurden bauliche Maßnahmen besprochen, die eine Veränderung der Korrosionsbedingungen oder der Werkstoffe bedingen.

Durch Verwendung verschiedener leitend miteinander verbundener Metalle können in Elektrolyten galvanische Ströme korrosionsverstärkend auftreten. Ähnliche verstärkte Anfrassungen treten gelegentlich auch bei Berührung von Metallen mit Nichtleitern auf. Änderungen der Konzentration und Temperatur durch konstruktive Fehler können die Korrosionsbeanspruchungen verschärfen. Kaltverformungen und Spannungen verändern die Werkstoffeigenschaften.

Direktor H a r t m a n n , Leipzig, über:

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung bei Gasrohrleitungen.

Bezüglich der Frage der Außenkorrosion von Rohrleitungen hat eine im Auftrag des Deutschen Vereins von Gas- und Wasserfachmännern vom Gasinstitut Karlsruhe durchgeführte Erhebung bei den deutschen Gaswerken gezeigt, daß die Ursache der Außenkorrosion von Leitungen in überwiegendem Maße auf aggressiven Boden zurückgeführt wird. Wenn auch auf Grund der Ergebnisse von Untersuchungen in anderen Berufsgruppen nicht daran zu zweifeln ist, daß der aggressive Boden eine der Hauptursachen der Außenkorrosion ist, so ist ein abschließendes Urteil über die Richtigkeit dieser Annahme jedoch erst dann möglich, wenn auch durch genaue Untersuchungen, z. B. durch pH-Messungen, der Charakter des Bodens festgestellt worden ist. Daß die Außenisolierung von Stahlrohren, deren Oberfläche bekanntlich leichter angreifbar ist als die Oberfläche von Gußeisen, eine besondere wichtige Rolle bei der Verlegung von Leitungen in den Erdboden spielt, liegt auf der Hand. Die unangenehmen Erfahrungen, die man im Laufe der Jahre mit Leitungen gemacht hat, deren Isolierung während der Verlegung beschädigt wurde, hat dazu geführt, daß schon beim Transport der Rohre peinlichste

Sorgfalt beobachtet wird. Auch eine sorgfältige Prüfung der Rohrisolierung vor dem Versenken der Leitungen und Einfüllen der Leitungsgräben ist im Interesse einer möglichst langen Lebensdauer der Leitungen unbedingt erforderlich. Eine große Anzahl von Außenkorrosionen wird durch die vagabundierenden Ströme aus Gleichstrombahnen und aus fehlerhaften Kabeln und Leitungen hervorgerufen. Der beste Schutz gegen die Zerstörungen durch diese Irrströme besteht in der Beseitigung der Ursachen. Trotzdem ist jedoch zu empfehlen, namentlich bei den wichtigeren Mittel- und Hochdruckleitungen, zusätzliche Maßnahmen gegen das Auftreten von Irrströmen zu treffen. Neben dem Schutz durch Isolierungsmittel ist es zu empfehlen, die Rohrstränge in dem Gefahrenbereich durch kurze Isolationsstrecken, durch Einbau von schlecht leitenden Materialien an den Rohrverbindungen, zu unterteilen, so daß keine direkte und gut leitende Verbindung von Metall zu Metall besteht.

Gußrohre sind ebenfalls den Angriffen in aufgefülltem Boden und von vagabundierenden Strömen nicht gewachsen. Auch in solchen Fällen wird man eine entsprechende Bewicklung der Rohroberflächen und Einbettung in Sand oder Kies nicht vermeiden können. Während die Außenkorrosion schließlich zur Zerstörung der Rohrwandung und damit zum Gasverlust mit seinen unerwünschten Folgen führen, so haben die Materialzerstörungen infolge Innenkorrosion an den Rohrleitungen selbst nicht die Bedeutung wie bei der Außenkorrosion. Die Bedeutung der Innenkorrosion liegt mehr in den unliebsamen Folgeerscheinungen, die durch das Auftreten der Korrosionsprodukte, namentlich von Rost in den Zuleitungen von Laternen und Häusern, in den Gasmessern, in den Innenleitungen und an den Gasgeräten hervorgerufen werden. Die dadurch hervorgerufenen Schäden können ein Vielfaches der durch die Außenkorrosion verursachten Verluste betragen. Für die Innenkorrosion kann in der Hauptsache nur die Gasbeschaffenheit verantwortlich gemacht werden. Der Sauerstoffgehalt des Gases ist es vornehmlich, der in Gegenwart von kondensiertem Wasserdampf die Innenwandung der Rohrleitungen angreift und Rost bildet. Daneben sind Kohlensäure, ferner Schwefel-, Zyan- und Ammoniak-Verbindungen zusammen mit dem Wasserdampf ebenfalls aggressiv und unterstützen die Zerstörungsarbeit des Sauerstoffes. Außerdem können sich durch Umsetzungen Berliner Blau und u. U. auch freier Schwefel bilden. Die Entfernung des Wasserdampfes aus dem Gase kann auf verschiedene Weise, z. B. durch Tiefkühlung und Trocknung des Gases durch die verschiedensten wasserentziehenden Mittel erfolgen. Leider hat sich vielfach gezeigt, daß mit der Trocknung des Gases unvorhergesehene Schwierigkeiten in der Betriebsführung der Rohrnetze auftauchen. Die bisher an den Rohrleitungen durch die Feuchtigkeit festhaftenden Rostablagerungen wurden ausgetrocknet und vom Gasstrom mitgetragen, so daß sie zu Verstopfungen von Zuleitungen, Regelorganen, Gasmessern und anderen Apparaten führten. Auch die Einwirkung des trockenen Gases auf die mit Hanfstrick und Blei hergestellten Rohrdichtungen scheinen unerwünschter Natur zu sein, weil durch Austrocknen der Hanfstricke die Muffenverbindungen undicht werden können. Eine Entfernung des Sauerstoffes aus dem Gase ist nicht möglich. Immerhin kann an verschiedenen Stätten der Gaserzeugung durch entsprechend vorsichtig eingestellte Saugung etwa angesaugter Luftsauerstoff auf ein Minimum herabgedrückt werden. Die sonst an der Innenkorrosion beteiligten Inhaltsstoffe des Gases, wie Schwefel, Zyan, Ammoniak, können durch die Reinigungsanlagen auf den Erzeugungsstätten restlos beseitigt werden. Die Beseitigung der letzten Reste dieser Stoffe ist lediglich eine Geldfrage. Das Auftreten von Flugrost in den Rohrleitungen ist sehr unerwünschter Natur. Die für die Beseitigung der hierdurch hervorgerufenen Störungen aufzuwendenden Personal- und Materialkosten sind sehr groß. Es kommt vor, daß die Verstopfungen in Rohrleitungen namentlich kleineren Durchmesser, so stark und hartnäckig sind, daß eine Neuverlegung billiger ist als die Beseitigung der festhaftenden Korrosionsprodukte. Es ist ferner erwiesen, daß durch Flugrost vielfach Gasmesserstörungen hervorgerufen werden, die zum Ausbau des Gasmessers und zur Vornahme von verhältnismäßig kostspieligen Reparaturen zwingen.

Besonders unangenehm für die Gaswerke sind die an den Gasgeräten der Verbraucher hervorgerufenen Störungen durch auftretende Korrosionsprodukte, wobei die begriffliche Verärgerung der Gasverbraucher als ein besonderer Nachteil der auftretenden Störungen hervorzuheben ist. Um die Korrosionsprodukte zu entfernen bzw. deren unangenehme Folgewirkungen zu verhindern, sind folgende Maßnahmen zu empfehlen. Grundsätzlich sollte man bei vorkommenden Verstopfungen der Gasrohrleitungen die vorhandenen Korrosionsprodukte nicht, wie es noch häufig geschieht, wieder durch Überdruck in die Rohrleitungen zurückblasen, sondern man sollte sie soweit wie möglich durch Saugung entfernen. In Leitungen mit größerer Gasgeschwindigkeit, also bei Mittel- und Hochdruckleitungen, sollte man bei Richtungswechsel besondere Rostsäcke oder ähnliche Auffangvorrichtungen einbauen und von Zeit zu Zeit durch den Gasstrom ausblasen lassen. Zur Isolierung der Rohrwandungen sind besonders ausgesuchte Bitumina zu verwenden, deren Löslichkeit im Gasstrom auf ein Minimum herabgesetzt ist. Bei vielen Gaswerken werden die durch die Korrosionsprodukte hervorgerufenen Störungen noch stark vermehrt durch das gleichzeitige Auftreten von Naphthalin. Gerade diese Art der Störungen in den Gasverteilungsrichtungen ist seit der stärkeren Entbenzolierung des Gases gestiegen. Die in vielen Fällen zur Beseitigung der Naphthalinstörungen durchgeführten Tetralin-Einspritzungen in die Rohrleitungen werden nicht überall gleichmäßig günstig beurteilt. Wenn es auch möglich ist,

z. B. durch aktive Kohle das Naphthalin aus dem Gase restlos zu entfernen, so wird die hierfür notwendige belageldliche Belastung des Betriebs leider in vielen Fällen eine durchgreifende Verbesserung der Verhältnisse nicht ermöglichen. Die Korrosion bei Gasrohrleitungen, namentlich die Folgen der Innenkorrosion, spielt also eine erhebliche Rolle. Die Maßnahmen für die Beseitigung der Ursachen der Innenkorrosion müssen in erster Linie bei der Erzeugung des Gases selbst getroffen werden, und zwar dadurch, daß man die Korrosionsbildner soweit wie möglich aus dem Gase entfernt. Selbstverständlich muß sich jeder verantwortliche Betriebsführer überlegen, ob die hierdurch entstehenden Mehrkosten bei der Gaserzeugung im Hinblick auf den eintretenden Erfolg tragbar erscheinen. Die Aufgabe ist schwierig, doch werden die Ansprüche, die in Zukunft in steigendem Maße von den Gasverbrauchern an die Gasverteilung und -verwendung gestellt werden, dafür sorgen, daß das Ziel, ein sauberes Gas zur Verfügung zu stellen, möglichst frei von korrosierenden Bestandteilen und Korrosionsprodukten, in nicht allzu ferner Zeit erreicht wird.

Dipl.-Ing. Herbst VDI, Bochum, über:

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung bei Förder- und Drahtseilen.

Bauliche Maßnahmen zur Verringerung der Korrosionsgefahr bei Seilen sind sowohl bei den Seilen selbst als bei den in Verbindung mit ihnen benutzten Einrichtungen geboten. Sofern an die Biegsamkeit von Drahtseilen nur geringe Ansprüche gestellt werden, können zur Verringerung der Korrosionsgefahr Macharten mit dicken Drähten oder auch mit Drähten besonderer Querschnittsform angewendet werden, die das Seil nach außen dicht abschließen. Von Metallüberzügen eignet sich am besten eine starke Feuerverzinkung, da ein Schutz durch das Zink infolge seiner elektrochemischen Wirkung auch dann noch geboten wird, wenn der Überzug stellenweise abgescheuert ist. Eine Bleidecke über der Verzinkung kann bei Gefährdung durch SO_3 Vorteile bieten. Für die Innenbeschmierung sind säurefreie steifklebrige Fette anzuwenden, die fest haften und daher lange wirksam bleiben. Beim Aufbau der Hanfseile sind aufsaugfähige Weichfasereinlagen zur Aufnahme des Schmiermittels vorteilhaft, die in Hartfaserdecken einen widerstandsfähigen Schutz finden können. Bei Treibscheibenträgern können Treibscheiben besonderer Bauart benutzt werden, die eine genügende Reibkraft auch dann noch bieten, wenn das Seil zum Schutz gegen Rost stark geschmiert wird. Besondere Vorsicht ist endlich an den Befestigungsstellen der Seile geboten, um Korrosionen zu vermeiden.

Dr.-Ing. Adrian, VDI, Berlin, über:

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung im Stahlbau.

Der Korrosionsschutz im Stahlbau hat durch die neuzeitliche Schweißtechnik wertvolle Förderung erfahren, besteht doch die Möglichkeit, durch Schweißen die Konstruktion so zu gestalten, daß die Bauwerke korrosionssicherer werden. Besonders hervorragende Hilfe für die anstrichtechnisch richtige Gestaltung leistet die Schweißtechnik auf dem Gebiet des Schiffbaues. Die einfachen Formen geschweißter Bauwerke erleichtern jedoch nicht nur die Ausführung aller Arbeiten zur Sicherung gegen Korrosion, sondern ermöglichen auch erhebliche Ersparnisse an Anstrichmitteln und damit an wertvollen Rohstoffen. Die wichtige Rolle, welche die Schweißtechnik auf dem Gebiet des Korrosionsschutzes spielt, gibt gleichzeitig ein anschauliches Bild, wie durch die Entwicklung eines Zweiges der Technik auf einem ganz anderen technischen Arbeitsfeld Fortschritte erzielt werden können.

Direktor Goedeken, Hamburg, über:

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung im Schiffbau.

Bei Schiffen mit großer Geschwindigkeit findet man gelegentlich, daß die Kanten der überlappt genieteten senkrechten Stöße starken Verschleiß aufweisen, trotzdem sie an Stellen liegen, wo ein Verschleiß durch Grundberührungen oder Berührungen von Kaimauern nicht eintreten kann. Nähere Untersuchungen haben ergeben, daß dieser Verschleiß der Plattenkanten, der so stark werden kann, daß die Platten erneuert werden müssen, auf die Wirbelbildung in Verbindung mit Kavitation beim fahrenden Schiff zurückzuführen ist. Diese Erscheinungen können auch bei Schiffen mit geringerer Geschwindigkeit an Stellen im Hinterschiff auftreten, wo der Schiffskörper stark eingeschnürt ist. Diese Beschädigungen, gegen die auch der beste Anstrich nichts nützt, da es sich bei den auftretenden Wirbel- und Kavitationsbildungen um rein mechanische Einwirkungen des Wassers handelt, sind dadurch zu vermeiden, daß man die Plattenstöße elektrisch schweißt. Diese geschweißte Verbindung hat dann überdies noch den Vorteil größerer Festigkeit. Bekannt ist die zerstörende Wirkung der Kavitation an Schiffsschrauben, die unter Umständen schon nach einem halben Jahr ausgewechselt werden müssen. Auch hier liegt einzige Abhilfe in einer anderen Formgebung. Ein weiterer Bauteil, der im Unterwasserschiff Anlaß zu starker Korrosionsbildung geben kann, sind die Niete in der Außenhaut. Auf Tankschiffen haben sich außerdem nach 5—6 Jahren verschiedentlich starke Zerfallserscheinungen an den Nietköpfen in den Ladeöltanks eingestellt, in denen bekanntlich abwechselnd Öl und Seewasser gefahren wird. Eingehende Untersuchungen haben ergeben, daß die Zusammensetzung des Werkstoffes für die Niete von ausschlaggebender Bedeutung ist.

Am äußern Schiffskörper sind weiter die Regenleisten über den Seitenfenstern von Fahrgasträumen häufig Quellen starker Korrosion,

nämlich dann, wenn sie aus gewöhnlichem, verzinktem Blech bestehen und angeschraubt sind. Aus Schwarzblech hergestellte Regenleisten, die aufgeschweißt werden, sind dagegen viel haltbarer. Im Innern des Schiffes müssen alle Stahlteile, die mit Wasser in Berührung kommen können, leicht zugänglich gemacht werden, um die Möglichkeit der Erneuerung des Anstrichs zu schaffen. Die Holzverkleidung unter den Seitenfenstern in der Außenhaut muß aus diesem Grunde abnehmbar sein. In den Küchen dürfen die Decken und Wände nicht mit Holz verschalt sein, damit der Anstrich, der durch Dämpfe, Hitze und Nässe leidet, ständig beobachtet und gegebenenfalls rechtzeitig erneuert werden kann. Bei Kühlräumen muß, wenn die Isolierschicht nicht unmittelbar auf die stählernen Wände und Decken aufgebracht werden kann, für Abfluß des Schwitzwassers gesorgt werden. Bei geschweißter Ausführung des Doppelbodens, der zum größten Teil als See- und Frischwassertank benutzt wird, ergeben sich einwandfreie Verhältnisse für einen guten Anstrich. Ebenso ist ein geschweißter Seewasserkasten, durch den dauernd das für den Kondensator erforderliche Seewasser fließt, viel besser zu streichen und damit viel haltbarer als ein genietetes Kastensystem. Ein anderes Beispiel für eine festere und weniger zur Korrosion neigende Bauart bei geschweißter Ausführung sind die Masten von Schiffen.

Normenmäßige Berechnungsgrundlagen im Kranbau.

Vom ehemaligen Deutschen Kran- und Fördermittel-Verband jetzt Fachgruppe Hebezeuge, Fördermittel und Aufzüge der Wirtschaftsprüfungsmaschinenbau, war vor Jahren ein Normblattentwurf DIN 120 „Grundsätze für die Berechnung und bauliche Durchbildung der Eisenkonstruktionen von Kranen (B.S.K.)“ aufgestellt worden. Dieser Entwurf ist dann zwischen dem Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB) und der obengenannten Fachgruppe weiter beraten worden und jetzt als

DIN 120, Blatt 1: „Berechnungsgrundlagen für die Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen“,

Blatt 2: „Grundsätze für die bauliche Durchbildung“ und Beiblatt: „Erläuterungen“

herausgegeben worden. In der nächsten Zeit wird die Norm zuständigen Reichsbehörden und Länderministerien zur Einführung als Baupolizeivorschrift vorgelegt werden.

Die Berechnungsgrundlagen für Krane schließen sich in der Einteilung und Fassung an bereits bestehende Baupolizeivorschriften an. Sachlich stimmen sie soweit möglich mit DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“ überein. Sie enthalten folgende Abschnitte: Einteilung, Größe, Belastungsannahmen, Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnung, Zulässige Spannungen und Spannungsermäßigungen, Bemessungsregeln und Standsicherheit der Krane.

Bei den Grundsätzen für die bauliche Durchbildung sind besondere Angaben über die Verbindungsmittel und die einzelnen Bauformen enthalten.

Die Erläuterungen geben Auskunft über die Auslegung der einzelnen Bestimmungen in den Berechnungsgrundlagen.

Die Blätter können von der Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses, dem Beuth-Verlag, Berlin SW 19, Dresdener Straße 97, zum Gesamtpreise von RM 2,— ausschließlich Versandkosten bezogen werden.

Einsturz eines Getreidesilos.

(Haftungsfragen, die den beratenden Architekten und die Spezialfirma angehen.)

Ein bekanntes Sprichwort heißt: „Viele Köche verderben den Brei“. Daß der Grundgedanke dieses Sprichwortes, nach welchem nichts Ersprießliches entsteht, wenn mehrere ein Werk nach ihren verschiedenen eigenen Gedanken und Entwürfen herstellen und vollenden wollen, auch auf die Baukunst anzuwenden ist, zeigt ein Rechtsstreit, der unlängst dem Reichsgericht zur Entscheidung vorgelegen hat.

Der Mühlenbesitzer F. in Burg bei Magdeburg ließ sich im Jahre 1920 von dem Stadtbaurat X., der damals im freien Architektenberuf stand, wegen der beabsichtigten Errichtung einer Mühle mit Getreidesilo beraten. Auf Grund der von X. angefertigten Bauentwürfe, die als Inneneinrichtung des Silos 12 Holzkammern vorsahen, wurde die Baugenehmigung erteilt. Nach diesen Entwürfen stellte der Maurermeister S. in Genthin im Jahre 1920 den Rohbau des Mühlengebäudes und des Silos her. Erst im Sommer 1921 wurde der Innenausbau des Silos an eine Spezialfirma in Br. vergeben. Diese führte den Innenausbau nach eigenen Plänen und statischen Berechnungen aus. Sie fertigte nicht 12 Holzkammern an, sondern teilte den rechteckigen Gesamttraum des Silos durch zwei überkreuz eingezogene Betonwände in vier Kammern auf. Der Ausbau wurde mit der gesamten Anlage im Sommer 1922 baupolizeilich abgenommen. Nachdem schon im Jahre 1930 an der Außenmauer des Silos mehrere Risse aufgetreten waren, stürzte — nach einer Füllung der Nordwestkammer mit größeren Getreidemengen — die Nordwestecke der Außenmauer des Silos am 14. April 1932 fast in ihrer ganzen Höhe zusammen. Infolge des Einsturzes verlangt nunmehr der Kläger aus abgetretenen Rechten Schadensersatz von dem beklagten Stadtbaurat X. mit der Begründung, daß der Beklagte die ihm obliegende Aufsichtspflicht vernachlässigt habe. Zunächst sei der Einsturz auf Mangelhaftigkeit der

Außenmauern zurückzuführen, da der Maurermeister S. statt Zementmörtel Zementkalkmörtel verwendet habe, die Hauptursache aber liege darin, daß die Mauer ohne jede Zugbewehrung gelassen worden und nicht stark genug gewesen sei, so daß die Silokammern dem auftretenden Seitendruck der Getreidesäulen nicht haben widerstehen können.

Das Landgericht wies die Klage ab, da die Klageforderung nach § 638 BGB. verjährt sei. Dagegen hat das Oberlandesgericht Naumburg der Klage stattgegeben, davon ausgehend, daß die Verpflichtung des Beklagten nicht auf Grund des Werkvertrages, sondern nach den Bestimmungen über den Dienstvertrag zu beurteilen sei. Auf die Revision des Beklagten hat das Reichsgericht das Urteil des Oberlandesgerichts aufgehoben und die Sache wegen unzulänglicher Begründung eines Verschuldens des Beklagten zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an einen anderen Senat der Vorinstanz zurückverwiesen. Aus der Entscheidung des Reichsgerichts sind die folgenden Erwägungen wissenschaftlich für alle davon berührten Fachkreise:

Ohne Rechtsirrtum hat das Oberlandesgericht unter Zugrundelegung der getroffenen Vereinbarungen festgestellt, daß die Vertragsleistung des Beklagten als Dienstleistung zu beurteilen ist. Für die Bedeutung der vom Beklagten geleisteten Dienste kommt es darauf an, wofür der Beklagte mit seiner Aufsicht einzustehen hatte und welche Endzwecke dadurch erreicht werden sollten. Die Art, wie der Beklagte sich seiner Dienstleistung der Aufsichtsführung entledigte, ob er sich mit gelegentlichen Besuchen der Baustelle begnügen durfte, oder eine ständige örtliche Aufsicht auszuüben hatte, ist für die Feststellung des Dienstvertrages nicht von Belang.

Die Entscheidung darüber, ob der Beklagte seine Vertragspflichten verletzt hat und ob der Einsturz darauf zurückzuführen ist, war — wie das Reichsgericht weiterhin ausführt — von der Klärung technischer Vorfragen abhängig, die vom Berufungsgericht (Oberlandesgericht) aber nicht erschöpfend geklärt worden sind. Das Berufungsgericht ist davon ausgegangen, daß die Stärke der Umfassungsmauer genüge, wenn es bei dem Einbau der beabsichtigten 12 Holzkammern geblieben wäre. Denn in diesem Falle hätte die Mauer nur ihr Eigengewicht und das Gewicht des Daches tragen brauchen. Nun hat zwar das Berufungsgericht festgestellt, daß man den Plan mit den 12 Holzkammern bereits vor Errichtung der Umfassungsmauern fallen gelassen habe. Dagegen hat das Berufungsgericht aber die nähere Ausgestaltung des neuen Planes nicht festgestellt, insbesondere ist unklar geblieben, ob bei dem neuen Plan die Größe und die Anzahl der Kammern dem alten Plane entsprach. Das mußte für die vom Beklagten zu verlangenden Maßnahmen von Bedeutung sein. Das Berufungsgericht hat nur festgestellt, daß an Stelle des Holzes Beton als Werkstoff genommen werden sollte. Insofern also sind seine Feststellungen lückenhaft.

Soweit ersichtlich, gab es zwei Wege, auf denen dem Seitenschub, der etwa nach dem abgeänderten Plane zu erwarten war, begegnen werden konnte. Einmal hätte man die Seitenmauern stärker ausbilden und in ihrem Innern mit einer Eisenbewehrung versehen können, man konnte aber auch Maueranker, Umfassungsringe oder Innenvorlagen verwenden, um dadurch den Seitenschub von der Mauer abzunehmen. Es ist durchaus nicht zwingend, daß der Beklagte wegen der Abänderung des Planes gleich zu einer Verstärkung des Mauerkörpers hätte greifen müssen. Vielleicht war es zur Ersparung von Kosten nicht unzweckmäßig, die Umfassungsmauern zunächst unverändert hochzuführen und die Anwendung von anderen Hilfsmitteln für später vorzubehalten. Sicherlich verfehlt aber sind die Ausführungen des Berufungsgerichts in der Richtung, daß der Beklagte verpflichtet gewesen sei, sich um die Arbeiten der Spezialfirma zu kümmern und ihre Konstruktionen und Berechnungen nachzuprüfen. Fraglich ist, ob die Spezialfirma die fremde Einmischung zugelassen haben würde. Verfügte der Beklagte aber selbst nicht über die nötigen Spezialkenntnisse, so hätte er sich doch wieder auf eine Hilfskraft verlassen müssen. Das war nichts anderes, als wenn er auf Wunsch

des Bauherrn die Spezialfirma beauftragte. Daß der Auftrag an diese Firma ausschließlich die Errichtung der Innenwände zum Gegenstande gehabt habe und die Firma sich um die Außenwände nicht kümmern sollte, hat das Berufungsgericht nicht festgestellt. Das Verschulden des Beklagten hinsichtlich der Konstruktionen der Außenmauer und hinsichtlich seines Verhaltens gegenüber der Spezialfirma ist mithin nicht ausreichend begründet. Aus den gekennzeichneten und aus anderen Mängeln ergibt sich die Aufhebung des Berufungsurteils. („Reichsgerichtsbriefe.“)

M i ß l a c k.

Haftung des Bauunternehmers für eine gefährliche Böschung.

Der an den Verkehr gewöhnte Mensch stumpft in gewisser Beziehung gegen Verkehrsgefahren ab. Zu diesen Gefahren gehören auch solche, die durch die Dunkelheit ländlicher Straßen, durch Straßenbauten, Steinhäufen und ähnliche Anlagen entstehen. Im Schadensfall wirkt diese Nachlässigkeit zu seinem Nachteil. Aber auch der Unternehmer, der Bauten ausführt, ohne den damit in Berührung kommenden Verkehr hinreichend zu schützen, handelt fahrlässig und macht sich im Schadensfall haftbar. Diese Grundsätze beherrschen eine neue Reichsgerichtsentscheidung.

Der Milchfahrer S. geriet in der Nacht zum 9. Juni 1934 auf der Straße von Holsthum nach seinem Wohnort Peffingen mit seinem beleuchteten Fahrrad, das er neben sich herschob, an eine etwa 1,25 m hohe senkrecht abfallende Böschung, stürzte sie hinab und zog sich eine schwere Prellung des Rückenmarks zu. An den Folgen der Verletzung ist der Verunglückte acht Tage darauf gestorben. Seine Witve nimmt für sich und ihre Kinder den Bauunternehmer W. auf Schadensersatz (Unterhaltsrente usw.) in Anspruch. W. hatte unmittelbar neben der Verkehrsstraße nach Peffingen Ausschachtungsarbeiten für einen neuen Weg nach Schankweiler ausführen lassen. Zum Schutze des Verkehrs gegen die steilabfallende Böschung lagen am Rande der Straße nur Steine, teils in Abständen voneinander, teils zu einem Steinwall aufgeschichtet. Beluchtet war die Baustelle nicht. Dieser mangelhafte Verkehrsschutz ist von den Gerichten jedoch nicht als alleinige Ursache des Unfalles angesehen worden, im überwiegenden Maße vielmehr das eigene Verschulden des Verunglückten. Und zwar haben — nachdem die erste Instanz die Klage wegen eigenen Verschuldens des S. vollständig abgewiesen hatte — Oberlandesgericht Köln und Reichsgericht die Ansprüche der Klägerin zu zwei Fünftel dem Grunde nach für gerechtfertigt erklärt, zu drei Fünftel wegen eigener Unachtsamkeit des Verunglückten abgewiesen. In den reichsgerichtlichen Entscheidungsgründen wird gesagt:

Wer an Orten, an denen Menschen verkehren, Abhänge dergestalt unverwahrt läßt, daß daraus Gefahr für andere entstehen kann, wird nach § 367 Ziff. 12 StGB. bestraft. Das Gebot, solche Abhänge zu verwahren, richtet sich nicht nur an den Grundstückseigentümer, sondern auch an denjenigen, der die tatsächliche Verfügung über die Grube (Baustelle) hat. Das war hier der beklagte Bauunternehmer. Er haftet deshalb der Klägerin aus §§ 823 ff. BGB. Gerade durch das Hinlegen der einzelnen Steine war die Gefahr des Stolperns und Abstürzens erhöht worden. Es ist etwas anderes, ob jemand in der Dunkelheit eine an einem Berghang führende oder sonstwie erhöhte Straße benutzt, oder ob er eine an sich ungefährliche Straße geht, an der durch Ausschachtung eine Gefahr erst geschaffen worden ist. Erfahrungsgemäß sind auch die Bäume an der Straßenseite und weißgekalkte Prellsteine weit besser zu sehen, als flach auf dem Boden liegende „Sicherheitssteine“. — Die vom Oberlandesgericht vorgenommene Würdigung des eigenen Verschuldens des Verunglückten zu $\frac{3}{5}$ ist unbedenklich. Er mußte in der Dunkelheit die ihm bekannte Straße mit besonderer Vorsicht gehen. („Reichsgerichtsbriefe.“)

M i ß l a c k.

BUCHBESPRECHUNGEN.

B ö h m, Franz: „Schalung und Rüstung“ mit 126 Textabb. 2. neubearbeitete Auflage. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1936. 130 Seiten. Kl. 8°. Preis kart. RM 5,20.

Das Büchlein, das mit besonderer Liebe die einfachsten der vorkommenden Aufgaben behandelt, kann jedem empfohlen werden, der sich über das Gebiet der Schalungen im Eisenbetonbau unterrichten will, denn es bietet nicht nur dem Anfänger eine gute Anleitung, sondern kann auch dem erfahreneren Praktiker manchen Wink geben. Bei der Neubearbeitung wurde der Abschnitt über die Gleitschalungen weggelassen, da dieser vom selben Verfasser in einem besonderen Buche behandelt wurde. Hingegen wurden in der neuen Auflage verschiedene Erweiterungen vorgenommen; neu hinzu gekommen sind die Abschnitte über den Seitendruck des Frischbetons und die Schalung von Silotrichtern. Der klare Stil und die knappe Darstellung machen das Lesen zum Vergnügen und die ganze Behandlung des Stoffes zeigt, daß der Verfasser aus reicher Erfahrung schöpft.

Dr.-Ing. P u c h e r, Berlin.

G o l d s t e r n, Walter: Raumheizung. 40 Rechentafeln für Wärmetechniker mit dreisprachigen Erläuterungen in Deutsch, Eng-

lisch, Französisch. München—Berlin: R. Oldenbourg, 1936. 80 S. DIN A 5. Preis RM 6,—.

Der Verfasser hat sich die Aufgabe gestellt, dem berechnenden und projektierenden Heizungsingenieur in Gestalt von Rechentafeln ein Hilfsmittel in die Hand zu geben, mit dem er eine große Zahl von dauernd wiederkehrenden Berechnungsaufgaben in kürzester Zeit mit genügender Genauigkeit ausführen kann. Er setzt dabei die Kenntnis der Größen und des Ganges der Berechnungen voraus.

Jeder Tafel ist auf der Textseite ein Berechnungsbeispiel mit Zahlen beigefügt, das mit dem eingezeichneten Linienzug und den zugehörigen Pfeilen übereinstimmt, so daß das Einfühlen in die Benutzungsweise erleichtert wird. Die 40 Tafeln beziehen sich auf die Berechnung des Wärmebedarfs, Kesselanlage und Schornstein, Rohrleitung und Rohrisolierung, Bemessung der Rohrnetze, Heizvorrichtungen und auf die Überwachung des Heizbetriebes.

Der Anregung zur Verbesserung, die im Vorwort ausgesprochen wird, soll an dieser Stelle ohne Anspruch auf Vollständigkeit Folge geleistet werden. Die Dimensionen der Wärmeleitzahl in Tafel 1 stimmen nicht überein mit denen der Zeichenerklärung. α und α_a in Tafel 6 sind Wärmeübergangs- und nicht Wärme durchgangszahlen. Das Zahlen-

beispiel der Tafeln 13 und 15 muß gegenseitig abgeglichen werden. Aus Tafel 37 liest man für Anthrazit einen unteren Heizwert von 8300 kcal/kg ab; den gibt es ebenso wenig wie ein Braunkohlenbrikett von 10 v. H. Wassergehalt.

Die Dreisprachigkeit der Tafeln in deutsch, französisch und englisch soll dazu beitragen, dem Büchlein eine größere Basis zu geben.

Marcard, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Stern, O.: Zur Beherrschung der Betonbildung durch systematisches Messen. Mit 1 Tafel. Wien: Österr. Ing.- und Architektenverein 1936. 20 S. 15,5 × 23 cm.

Mitteilungen der deutschen Materialprüfungsanstalten. Heft 20. Berlin: Julius Springer 1936. 10 S. DIN A 4. Mit Inhaltsverzeichnis der Hefte 1 bis 20. XVI S. Preis RM 4,50.

Irrigacion en Mexico. Monatszeitschrift. 20 × 30 cm. (In spanischer Sprache.)

Acqua e Gas. Rivista dell'Associazione Italiana Gas e Asqua (A. I. G. A.) 22 × 31 cm. Erscheint monatlich.

Ramshorn, Baudirektor: Der Lippeverband im Rechnungsjahr 1935. Dortmund. 10 S. DIN A 4.

Ramshorn, Baudirektor: Die Emschergenossenschaft im Rechnungsjahr 1935. Essen. 15 S. DIN A 4.

Straßenbau mit Shellbitumen. Herausgeber: Rhenania-Ossag Mineralölwerke A. G. Hamburg, Shellhaus. 97 S. 18 × 24 cm. Wird kostenlos abgegeben. 1936.

Stählerne Brücken. Sonderheft der „Stahl Überall“, Schriftenreihe. Düsseldorf (Stahlhof, Bastionstr.) 1936. 32 S. Mit 56 Abb. DIN A 4. Wird kostenlos abgegeben.

Demirdash, I. A. el: Das Stahlgerüst für den Umbau der Mohammed Aly-Moschee auf der Citadelle zu Kairo. Mit 6 Abb. Zürich: Gebr. Leemann & Co. 1936. 6 S. DIN A 4. Preis RM 1,20.

Ringschieber und Meßringschieber. Herausgegeben von Bopp und Reuther, Mannheim-Waldhof. 1936. 48 S. Mit 62 Abb. DIN A 5. Wird kostenlos abgegeben.

Die Dach- und Hohlstein-Industrie. (Die Falzziegelwerke C. Ludowici, K.-G. a. A. Jockgrim.) Bd. 36 der Schriftenreihe „Musterbetriebe deutscher Wirtschaft“. 33 Tafeln. Leipzig: J. J. Arnd 1936. Mit 34 Abb. und 103 S. DIN A 5. Preis geb. RM 2,30.

Merkblätter für die Herstellung von Pappdächern III. Das Holzzementdach-Anschlüsse bei Pappdächern. Herausgegeben von der Fachuntergruppe Dachpappenindustrie. Berlin NW 40, In den Zelten 19. 1936. 23 S. Mit 66 Abb. DIN A 5. Wird kostenlos abgegeben.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 29. Oktober 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. S 122 321. Rudolf Spolders, Duisburg. Eiserner Grubenstempel; Zus. z. Anm. S 117 686. 11. IV. 36.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 42 941. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Starrer eiserner Grubenstempel. 17. VIII. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 43 604. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Aus zwei ineinander verschiebbaren U-Eisen bestehender eiserner Grubenstempel. 19. II. 34.
- Kl. 18 c, Gr. 2/23. B 165 088. Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Vorrichtung zum Abschreckhärten von Schienenköpfen bzw. einer Längsfläche von langgestreckten Werkstücken. 14. IV. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. N 36 491. Nollische Werke Komm.-Ges., Weißenfels a. S. Nagel mit Schleifenkopf zum Befestigen von aus faserigem Stoff, z. B. Holzwolle, bestehenden, mit einer Putzschicht zu versehenen Leichtbauplatten. 21. III. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 23/04. S 113 726. Johann Spieß, Freihung, Obpf. Zementmasse für Kunststück. 21. IV. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 12. Z 21 713. Zeitzer Eisengießerei und Maschinenbau-Akt.-Ges., Zeitz. Einrichtung zum Überführen des Förderguts vom oberen Trum eines in vertikaler Ebene umlaufenden Förderbandes auf das untere Trum. 28. IV. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 106. M 119 872. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung zum Bedienen von Bunkergräben. 23. V. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 112. L 89 526. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Trichterwagen zur Verteilung des durch ein Förderband zugeführten Förderguts. 16. I. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 112. M 131 898. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Förderbandausleger zum Beladen von Förderwagen. 22. VIII. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 131 660. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Überlastungssicherung für den Turasantrieb von Eimerkettenbaggern, Absetzern oder ähnlichen schweren Geräten. 22. VII. 35.
- Kl. 85 b, Gr. 1/05. P 68 672. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Enthärten und Entsalzen von Wasser. 23. XII. 33.
- Kl. 85 c, Gr. 2. M 129 783. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Vorrichtung zur Schaumerzeugung für Ein-

richtungen zur Klärung von Abwässern nach dem Schaum-schwimmverfahren. 18. I. 35.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 5. November 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 21/01. L 86 846. Dipl.-Ing. Arnold Lämmert, Berlin-Charlottenburg. Herstellen von Sprenglöchern. 25. X. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. Z 22 644. Richard Zimmermann, Mülheim, Ruhr. Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten. 25. VII. 35.
- Kl. 42 c, Gr. 29. A 74 347. Askania-Werke A.-G., vormals Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg, Friedenau, Berlin-Friedenau. Tiefenmeßgerät, insbesondere Pegel. 17. X. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 5/02. G 90 760. Dr. Richard Grün, Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung eines Zements mit ganz besonders geringer Abbindewärme. 2. VII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 21/03. W 81 911. Kaspar Winkler, Altstetten bei Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. Fr. Warschauer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zur Herstellung von Spezialbeton. 25. II. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 125. M 130 070. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Abraumförderanlage mit einer aus mehreren hintereinander angeordneten, fahrbaren Förderern gebildeten Bandstraße. 14. II. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/13. K 129 768. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Steuervorrichtung für die Sohldichtung eines unter die Staulage absenkbaren Wehrkörpers; Zus. z. Pat. 619 685. 10. IV. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 4/02. C 49 239. Ceskomoravska-Kolben-Danek Akt.-Ges., Prag, und Alois Wasserbauer, Blansko, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Beetz, Pat.-Anw., Berlin-Tempelhof. Abwälzreglungsverschluß für Druckrohrleitungen, insbesondere für Grundablässe von Talsperren. 22. V. 34. Tschechoslowakische Republik. 5. II. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 53 868. Ilseder Hütte, Peine. Vorrichtung zur Vermeidung des Voreilens der Spundbohlenfüße und des Auspringens der Schlösser beim Rammen von doppelwandigen Spundbohlen. 13. XII. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 3. L 89 417. Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt a. M. Vorrichtung zur Verlängerung des Schachtrohres bei Druckluftgründungsanlagen. 20. XII. 35.
- Kl. 85 e, Gr. 2. L 86 620. Henri Lancery und H. Lancery Société à Responsabilité Limitée, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Jourdan u. Dipl.-Ing. W. Paap, Pat.-Anwälte, Berlin W 35. Kanalisationsanlage zum Abführen von Haushalts- und Industrieabfällen mittels Unterdruck. 19. IX. 34. Frankreich 19. IX. 33 u. 1. IX. 34.