

## AUTOBAHNBRÜCKE ÜBER DAS BRUNNENTAL BEI HELMSTEDT.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Krafft von Scanzoni**, OBK Hannover.

Die Reichsautobahn Berlin—Hannover zieht in etwa 2 km Entfernung auf einem bewaldeten Höhenzug an dem tausendjährigen Helmstedt vorbei, reizvolle Blicke auf die alte Stadt vermittelnd. Zwei tiefe Geländefurchen, das Maschtal und das Brunntal, unterbrechen die zügige Linie des Autobahn und gaben Veranlassung zur Errichtung von 2 namhaften Brückenbauten.

Über die Maschtalbrücke ist bereits im „Bauingenieur“ berichtet<sup>1</sup>. Gegenstand der folgenden Ausführungen soll die Brücke über das Brunntal sein. Vgl. Abb. 1.

seitigem Abstand und zur völligen Fortlassung der unteren gewölbten Platte.

Auch auf die anfangs gefühlsmäßig für notwendig gehaltenen, sichtbaren Querversteifungsrahmen, die in Abständen von rd. 6 m folgen sollten, wurde verzichtet, nachdem sich rechnerisch ihre Notwendigkeit, in vortretender sichtbarer Form, nicht ergeben hatte. So entstand ein Entwurf, der nicht nur die gestellte Bedingung mit 120 RM/m<sup>2</sup> unterbot, sondern vor allem durch die Erstmaligkeit seiner Ausführung, seine formalen Reize und nicht



Abb. 1. Gesamtansicht, Blick in Richtung Beendorf.

Phot. Ed. Kühne.

Die Autobahn überquert das Brunntal in einer mittleren Höhe von etwa 10 m (größte Höhe 12 m), die Länge des überbrückten Talquerschnittes beträgt 163 m zwischen den beiderseitigen Flügelen. Die Höhenverhältnisse sind somit für die Entwicklung eines Brückenbaues nicht günstig, wenn die Forderung nach gleichen oder niedrigeren Kosten gegenüber einem Erddamm erfüllt sein soll. Da jedoch an dieser landschaftlich besonders reizvollen Stelle des Tales, ein Damm untragbar gewesen wäre und auch nicht die Zustimmung der Landesbehörden gefunden hätte, mußte alles aufgegeben werden, um eine billige, die Dammkosten nicht überschreitende Lösung zu finden.

Erwähnt sei hier noch, daß auch bei der Dammlosung zwei Bauwerke erforderlich gewesen wären, nämlich eine Brücke zur Unterführung der 8 m breiten Kreisstraße und ein Entlastungsbauwerk über dem Wasserleitungstollen der Stadt Helmstedt. Die Kosten für den Damm mit diesen beiden Kunstbauten waren auf 420 000 RM veranschlagt. Es dürfte also bei insgesamt 3480 m<sup>2</sup> überbauter Fläche die Brücke nicht mehr als 120 RM je m<sup>2</sup> überbauter Fläche kosten.

Da weder Balkenbrücken aus Stahl oder Eisenbeton noch weniger massive Gewölbe diese Bedingungen erfüllen konnten, entschied man sich für das System der Bogenscheiben, das sich schon beim Bau der 1,5 km benachbarten Maschtalbrücke als zweckmäßig und wirtschaftlich erwies. Während bei dieser Brücke jedoch vier Scheiben je Brücke in rd. 3,15 m gegenseitigem Abstand und eine untere durchgehende Gewölbeabschlußplatte angeordnet wurde, führte bei der Brunntalbrücke die durch den Autobahnbau geförderte ständige Weiterentwicklung des Brückenbaues zur Anordnung von nur zwei Bogenscheiben in 6,7 m gegen-

zuletzt durch eine gewisse Kühnheit das Interesse der Fachwelt finden dürfte.

### Allgemeine Anordnung.

Wie der Übersichtszeichnung (Abb. 2—5) zu entnehmen ist, besteht die Brücke entsprechend der benachbarten Maschtalbrücke aus zwei symmetrischen Brückenhälften, die durch ein 2,60 m breites Lichtband voneinander getrennt sind. Die beiden Brücken ruhen auf durchgehenden massiven Betonfundamenten, die sich schiffartig über die Oberfläche erheben, und so einen wirksamen Zusammenschluß der beiden Überbauten bewirken. Die Brückengradiente liegt in einer Mulde mit einem Ausrundungsbogen von 16 500 m. Fünf Öffnungen von rd. 25 m kleinstem und rd. 28 m größtem Achsstand überspannen das Tal. Diese Ungleichheit ist bedingt durch die ungleiche Höhe aller Kämpferanschlüsse und das gleichbleibende Maß des Gewölbehalbmessers von 12,35 m.

Die Bogenscheiben sind als Dreigelenkbogen ausgebildet, besitzen nach der steinmetzmäßigen Bearbeitung 0,62 m Stärke und setzen sich in gleicher Stärke als Widerlagerabschlußwände in die Böschungen fort. Zwischen diesen Wänden böschet sich der Dammkörper in der Neigung 1:2 gegen das Talgelände zu ab. Auf den Bogenscheiben ruht die Fahrbahnplatte durch Querträger unterstützt, die außerhalb der Scheiben wirkungsvoll als Kragarme endigen.

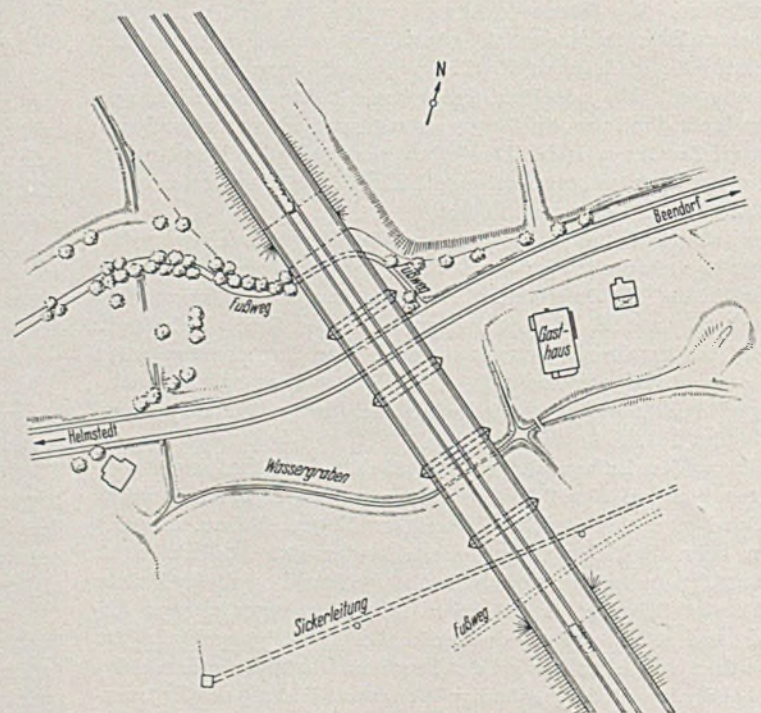
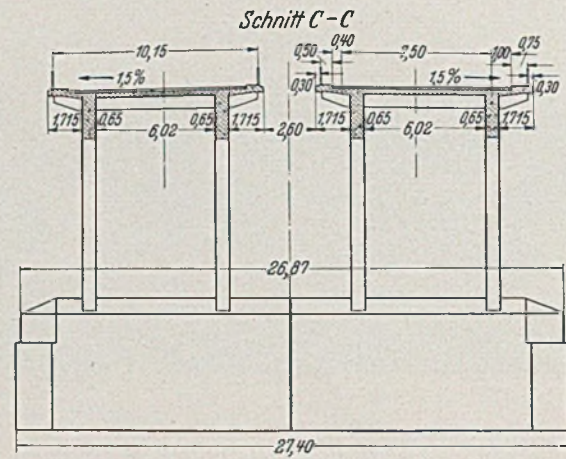
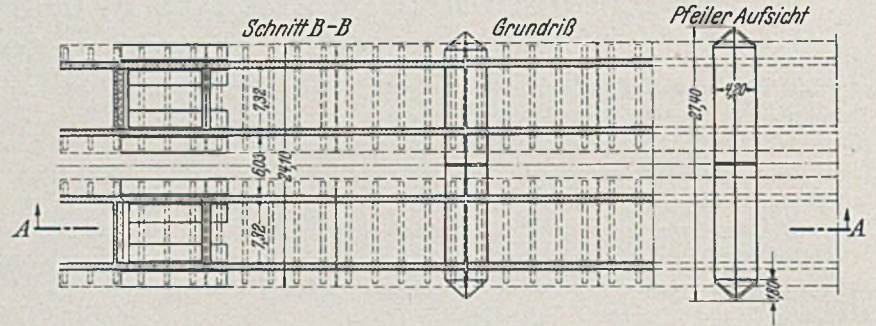
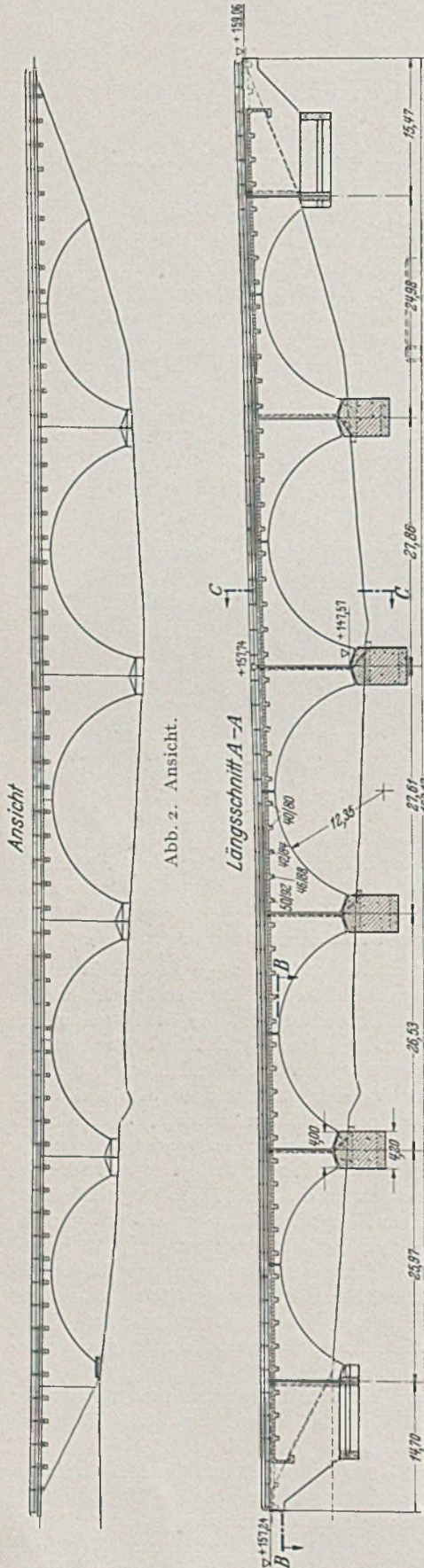
Der Baugrund war als gut zu bezeichnen. Nach wechselnden lehmigen und tonigen Schichten traf man in 4—5 m Tiefe teils festen, teils lockeren Sandstein an, der auf 70 m mächtiger Sandsteinbank ruht. Man führte deshalb die Fundamente bis auf die Sandsteinschicht und bewehrte den Fundamentbeton, um etwa vorhandene Klüfte mit Sicherheit zu überbrücken.

<sup>1</sup> Bauing. 17 (1936) S. 195.



Durch die zweite westliche Bogenöffnung zieht sich die Kreisstraße Helmstedt—Beendorf hindurch. Die Flügelböschungen stützen sich innen und außen gegen eine 1 m hohe Stützmauer aus Natursteinen; am westlichen Widerlager ist eine halbkreisförmige Bankanlage aus demselben Natursteinmaterial angeordnet.

Die Fußgänger, auf dem durch die westliche Endöffnung führenden Fußweg kommend, sollen Muße finden, das stattliche Bauwerk zu betrachten. Das etwas unregelmäßige Gelände unter und zu beiden Seiten der Brücke mußte ausgeglichen und den vorstehenden Pfeilerfundamenten angepaßt werden, wobei die Freude an dem schönen Werk Bauherrn und Angrenzer manches mehr zur Verschönerung des Brückengeländes tun ließen als notwendig gewesen wäre. Dem Situationsplan (Abb. 6) kann die ganze Brückenanlage nebst Gelände entnommen werden.













dere die Knick- und Ausbeulsicherheit des Systems zu erhalten, wurde von Herrn Prof. Dr.-Ing. S c h l e i c h e r eine Stabilitätsrechnung aufgestellt. Die Untersuchung ergab, daß ein Ausweichen der Bogenscheiben aus ihrer Ebene heraus unter den auftretenden Belastungen nicht in Frage kommt und die Sicherheit ausreichend ist. Das aus den Bogenscheiben, der Fahrbahntafel und dem Windrahmen bestehende räumliche Tragwerk kann die zweifache Last (auch des Eigengewichtes und des Winddruckes) sicher aufnehmen. Unter dieser Belastung würde dann erst die Fließgrenze der Bewehrung erreicht. Das Tragwerk würde jedoch trotzdem imstande sein, noch eine weitere, größere Belastungssteigerung auszuhalten, bevor der Zusammenbruch vom Anschluß der Querträger am Windrahmen ausgehend, eintritt.

Die Fahrbahnplatte ist kontinuierlich über die Querträger gespannt. Die Plattenstärke beträgt durchweg 25 cm. Die in ungefähren Abständen von 2,82 m folgenden Querträger haben Querschnitte, die von der Scheitel- gegen die Kämpferfuge zu von 80/40 auf 92/50 cm zunehmen. Diese Querschnittsänderung hängt mit der durch den Windrahmen bedingten größeren Querschnittsfläche der beiden am Kämpfer liegenden Querträger zusammen. Die Querschnittszunahme erfolgt gleichmäßig, so daß sie von unten nicht auffällt. Sonst bietet die Ausführung der Fahrbahndecke nichts Besonderes. Der Betonbedarf für die Fahrbahnplatte beträgt 0,30 m<sup>3</sup>, der Eisenaufwand 52 kg je m<sup>2</sup> Grundriß.

Interesse dürfte noch die Ausbildung der Widerlager finden. Wie schon eingangs erwähnt, laufen die Bogenscheiben über die beiden untersten Kämpferfugen durch und bilden so die Widerlagerwände. Diese sind mit der Fahrbahnplatte zu einem Rahmen zusammengeschlossen, der in die Fundamente eingespannt ist. Die Ausbildung der Bewehrung ist der Zeichnung Abb. 12 sowie Abb. 13 zu entnehmen.

Lichtbild Abb. 14 zeigt noch die Bewehrung der Fundamente. Als bemerkenswert sei noch anzufügen, daß das stärkste Bewehrungseisen dieses immerhin nicht unbedeutenden Bauwerkes nur  $\varnothing 26$ , im Durchschnitt jedoch nur  $\varnothing 24$  mm ist.

und einem Bitumengehalt von 40% als Dichtungsschicht und die obere mit einem Bitumengehalt von 18% und einer Stärke von 15 mm als Schutzschicht an Stelle der sonst üblichen 5 cm starken Betonabdeckung dient. Zwischen den beiden liegt eine 625er Wollfilzpatte. Zur Verwendung kam bei den Dichtungsarbeiten deutscher Naturasphalt.

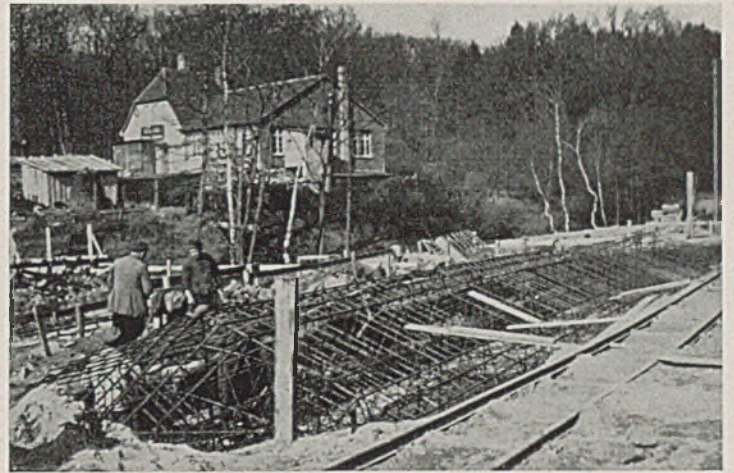


Abb. 14. Bewehrung der Pfeilerfundamente.

Die Gelenkfugen in der Fahrbahntafel wurden auf 6 cm Tiefe und 8 cm Breite ausgespart, mit beiderseits bituminierten, 1 mm starkem Mangalblech von 38 cm Querschnittsbreite ausgelegt und der Zwischenraum mit Fugenvergüßmasse ausgegossen. In den Schrammborden konnten zur Fugendichtung noch gefaltete Bleistreifen Verwendung finden. Abb. 15 zeigen die ausgeführten Dichtungen. Zur Unterbringung der Kabel wurden auf der südlichen Brücke dreizügige Kabelformstücke eingebaut. Die Schrammkanten wurden in gehärtetem Beton hergestellt.

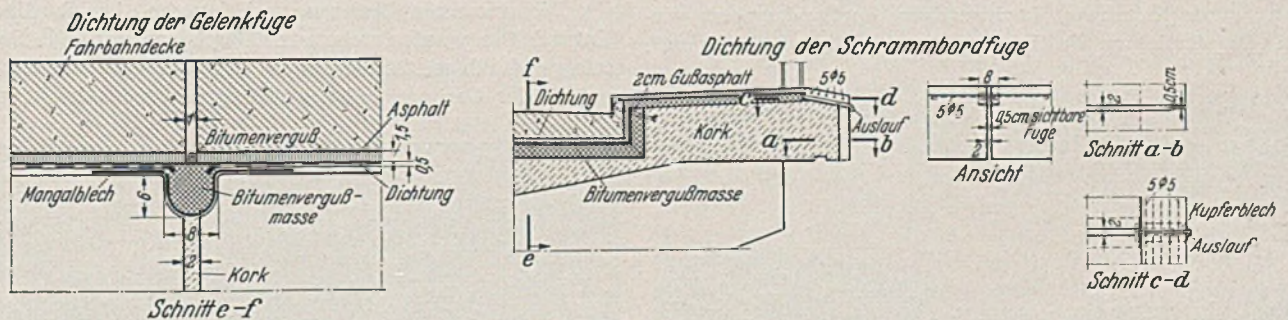


Abb. 15. Dichtung.

Der statischen Berechnung wurden die Belastungsannahmen für Straßenbrücken DIN 1072 (Brückenklasse I), die Berechnungsgrundlage DIN 1075 und die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom 14. Mai 1932 zugrunde gelegt.

Die senkrechten und liegenden Gelenkfugen wurden mit einprägnierten Korkplatten von 2 cm Stärke ausgelegt, die jedoch etwa 5 cm vor der Sichtfläche zu enden hatten; die nach außen sichtbaren Fugen wurden durch Einlegen von schmalen Leisten nur mit 0,5 cm Stärke scharfkantig hergestellt.

Da die Brücke genügend Längs- und Quergefälle hat, war die Ausbildung einer wirksamen Entwässerung möglich. Jede Brücke erhielt an der tiefer liegenden Außenseite jeweils über den Pfeilern Einlaufschächte mit befahrbarem Rost. Die Abfallrohre aus Eternit führten im Inneren der Scheiben nach den Fundamenten, von dort über einen Reinigungsschacht nach der Vorflut.

Die Abdichtung der Fahrbahn besteht aus zwei Lagen Asphaltmastic, von denen die untere Schicht bei einer Stärke von 5 mm

Die nachstehende Aufstellung gibt eine Übersicht über die bei der Brücke eingebauten Beton-, Eisen- und Schalungsmengen.

1	2	3	4	5	6	7	8
überbaute Fläche	Beton	m <sup>3</sup> Beton je m <sup>2</sup> überbrückte Fläche m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	Schalung	Schalung je m <sup>2</sup> Beton m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	Eisen	kg Eisen je m <sup>2</sup> überbrückte Fläche	Bewehrung kg Eisen je m <sup>2</sup> Beton
163 × 21,40 = 3480 m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t	m <sup>2</sup>	kg
Fundamente . .	2720	0,78	500	0,18	42	12,1	15,4
Bogenscheiben einschließlich Widerlagerwände	1760	0,506	5 900	3,35	97	27,9	55,0
Fahrbahnplatte einschließlich Konsolen . . .	1040	0,299	4 000	3,84	180	51,8	173,0
Gesamte Brücke	5520	1,588	10 400	1,88	319	91,8	57,8



Die Brücke kostet im ganzen 425 000 RM, davon sind 38 300 RM für steinmetzmäßige Bearbeitung ausgegeben.

#### Ausführung.

Von den beiden Brückenhälften wurde zuerst die südliche in Angriff genommen. Das Lehrgerüst (vgl. Abb. 16) wurde nur

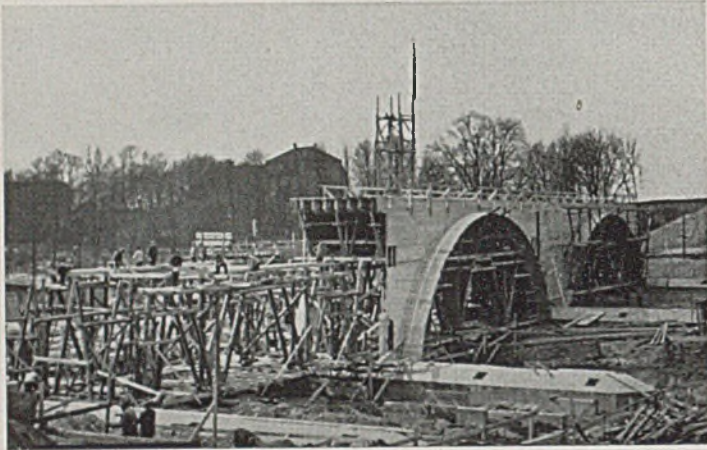


Abb. 16. Lehrgerüst.

für eine Brücke beschafft und nach Ausrüstung der ersten Brücke in die Lage der zweiten verschoben, was wegen des ungleichen Geländes große Umsicht erforderte. Das Lehrgerüst stand auf eisernen Spindeln. Die Ausrüstung erfolgte nach 21 Tagen jeweils unter Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Schönhofer, Braunschweig. Die elastischen Senkungen der Bogenscheitel, die im Maximum 1 mm betragen, blieben weit unter den vorher errechneten Werten von 5—10 mm.

Für die Betonbereitung wurden Kiesbunker mit Abfüllwaagen vorgeschrieben. Der Zementgehalt betrug für die Fundamente 250—300 kg/m<sup>3</sup>, für den gesamten Überbau 300 kg/m<sup>3</sup>. Für den Überbau wurde durchweg hochwertiger Portlandzement verwendet. Die erreichten Festigkeiten betragen 300—320 kg/cm<sup>2</sup>.



Phot. Ed. Kühne.

Abb. 17. Blick in Richtung Braunschweig.

An Betonzuschlagstoffen kam Weserkies von Hameln bzw. Vlotho zur Verwendung, der in den Körnungen 0—7 und 7—30 mm angeliefert wurde. Der Weserkies enthält bekanntlich sehr buntfarbiges Gestein, so daß nach der Bearbeitung des Betons ein schöner warmer bunter Ton entsteht. Der Beton wurde in einem Aufzug zu einem über die ganze Brückenlänge ausgebildeten Transportgerüst gebracht und von dort zu den jeweiligen Verwen-

dungsstellen verfahren; er wurde in einem rührfähigen Zustand mit einer Steife von 45 verarbeitet. Es wurde jeweils eine halbe Brücke von Kämpfer zu Scheitelfuge in einem ununterbrochenen Arbeitsgang betoniert; irgendwelche Arbeitsfugen oder sonstige unschöne Unregelmäßigkeiten konnten infolge dieses Betonierverfahrens nicht festgestellt werden.



Phot. Ed. Kühne.

Abb. 18. Innenansicht.

Die gesamten äußeren und inneren Ansichtsflächen und Untersichten wurden steinmetzmäßig bearbeitet. Die Bearbeitung erfolgte durch mittelgrobes Spitzens; sämtliche Kanten mit Ausnahme der Gesimse und der Konsolen wurden leicht, mit einem



Phot. Ed. Kühne.

Abb. 19. Durchsicht durch die zweite westliche Öffnung.

Halbmesser von 3 cm abgerundet; die Abrundung erfolgte mit dem Stockhammer. Die Gesimse wurden scharriert. Im ganzen mußten 9680 m<sup>2</sup> bearbeitet werden. Die Kosten der steinmetzmäßigen Bearbeitung betragen 38 000 RM, d. i. 11 RM je m<sup>2</sup> überbaute Fläche.

Die Gesamtkosten der Brücke beliefen sich einschließlich Steinmetzarbeiten lt. Abrechnung auf 425 000 RM, so daß 1 m<sup>2</sup>



überbaute Fläche auf 122 RM und ohne Bearbeitung auf 112 RM zu stehen kam. Die Kosten blieben genau im Rahmen der veranschlagten Summe.

Der erste Spatenstich erfolgte am 20. Februar 1936, die Ausrüstung der zweiten Brückenhälfte am 7. September 1936, so daß dieses große Bauwerk in der sehr kurzen Zeit von nur 7 Monaten errichtet war. Dies war nur möglich durch das vorzügliche Zusammenwirken von Büro und Baustelle, ferner durch die Umsicht und Tatkraft, mit der die ausführende Firma Beton- und Monierbau A.-G., Abt. Kassel-Hannover, ans Werk gegangen war. Die Entwurfsaufstellung erfolgte durch die OBK. Hannover unter besonderer Mitwirkung des Brückenreferenten der Reichsautobahndirektion, Herrn Direktor Dr.-Ing. Schaechterle.

Die Lichtbilder des fertigen Bauwerkes (Abb. 17—19) zeigen dessen gute Einpassung in das Gelände, sie lassen die eigenartigen Reize dieser neuen Brückenart in Erscheinung treten, sie lassen vor allem erkennen, daß diese Brücke am Anfang einer Entwicklung steht, die für den Bau mittelgroßer Eisenbetonbrücken entscheidend sein wird, entscheidend insofern, als hier größte Wirtschaftlichkeit mit wirkungsvollster Form, unerreicht niedrige Baukosten mit reizvoll äußerer Wirkung zusammentreffen. Es sind auch bereits weitere Brücken dieser Art in Ausführung und Planung, deren Spannweiten sich schon bis zu etwa 80 m gesteigert haben. Es dürfte somit von Interesse gewesen sein, die Fachwelt auf die meines Wissens erstmalige Errichtung dieser Brückenart hingewiesen zu haben.

## DIE NEUE DÜSSELDORFER GROSSMARKTANLAGE.

Von Dipl.-Ing. H. Bücher, Stadtbaudirektor, Düsseldorf.

Mit der Inbetriebnahme der neuen Düsseldorfer Großmarktanlage hat die Stadt Düsseldorf den Grund gelegt für die Befestigung und den Ausbau ihrer Stellung als Umschlagplatz und Vorort des Rheinisch-Westfälischen Industriebezirks und des Bergischen Landes. Zugleich hat nicht nur das äußere Bild, sondern auch die ganze Struktur dieses Marktes durch die neue Anlage eine wesentliche Veränderung im Sinne einer gesicherten und einwandfreien Lebensmittelversorgung der Halbmillionenstadt erfahren.

### Wandlung einer Stadt.

In der Reihe der deutschen Großstädte ist Düsseldorf eine der jüngsten. In einem fast amerikanisch anmutenden Tempo hat sich Düsseldorf von der alten bergischen Haupt- und Residenzstadt, die 1820 kaum 24 000 Bürger in ihren Mauern zählte, zu einer machtvollen Industrie- und Handelsstadt entwickelt, die inzwischen in die Reihe der Weltstädte eingerückt ist. 1885 zählte sie 115 190, 1910 schon 358 728 und Ende 1936 514 500 Einwohner. Diese Bevölkerungszunahme vollzog sich auf einem Raume, der in der gleichen Zeit kaum eine dreifache Ausweitung erfahren hatte; er betrug 1820: 4864 ha, 1935: 15 869 ha. Aus dem kleinen Landstädtchen, dem Jahrhunderte lang der Lebensmittelbedarf aus der eigenen weiträumigen, teils sogar hochkultivierten Scholle erwuchs, war eine reine Verbraucherstadt geworden, die heute aus eigenem Raume nur noch einen geringen Bruchteil des täglichen Lebensbedarfs zu decken vermag. Aus dem Selbstversorgungsgebiet ist ein Zuschußgebiet geworden, das auf die gesicherte und regelmäßige Anfuhr von Gütern des täglichen Bedarfs angewiesen ist. Diese Verlagerung tritt etwa von 1870 ab immer deutlicher in Erscheinung. Die Wochenmärkte, die seit altersher auf wenige Wochentage und auf wenige Plätze beschränkt waren, wurden zu Tagesmärkten erweitert. Allmählich genügten auch diese nicht mehr dem schnell anwachsenden Bedarf. Mit dieser Bedarfssteigerung und begünstigt durch die Spezialisierung des Handels entwickelte sich allmählich ein Großmarkt, der anfangs nur von den Erzeugern der näheren Umgebung beschickt wurde. Mit der zunehmenden Motorisierung weitete sich das Versorgungsgebiet tief in das niederrheinische Land hinein. Die Anfuhr mit der Bahn und auf dem Rheine war mengenmäßig auch dann noch gering. Räumlich war der Großmarkt auf das Gebiet der Altstadt beschränkt; erst nach dem Ausbau der Rheinuferstraße (1902) griff er von den kleinen Plätzen und engen Gassen auf diese Promenade über, die mit dem angrenzenden Burgplatz länger als drei Jahrzehnte der Umschlagplatz für das Düsseldorfer Verbraucherzentrum und darüber hinaus für weite Teile des Rheinisch-Westfälischen Industriegebietes bildete.

Es lag in der Natur dieses „Großmarktes“, daß sich aus seiner räumlichen Lage und aus seiner ganzen Struktur alsbald Verhältnisse entwickelten, die die natürliche Entwicklung des Düsseldorfer Wirtschaftslebens auf das empfindlichste störten. Der normale Straßenverkehr wurde in unerträglicher Weise eingeschnürt und gehemmt. Die Rheinuferstraße, die den Hauptverkehr vom und zum Hafen aufnimmt, mußte bis in die Mittagstunden hinein für

den Durchgangsverkehr gesperrt werden. Der Mangel an Parkplätzen gerade im Bezirk der Altstadt steigerte die Verkehrsschwierigkeiten noch mehr. Für die Bewohner der angrenzenden Straßen ergaben sich, besonders in den frühen Morgenstunden, unerträgliche Ruhestörungen, die den Polizeipräsidenten häufig zu Maßnahmen veranlaßten. So mußte u. a. der Beginn des Großmarktes auf die späteren Morgenstunden verschoben werden. Das bedeutete wiederum eine Erschwerung für die Abwicklung des Marktbetriebes und eine unmittelbare Schädigung der beteiligten Wirtschaftskreise. Ein weiterer Nachteil für den Marktbetrieb war das Fehlen eines Eisenbahnanschlusses. Die aus den weiter gelegenen Erzeugergebieten ankommenden Waren mußten entweder im Hauptbahnhof Düsseldorf (Eilgutabfertigung) in Kraftwagen umgeladen werden oder, soweit es sich nicht um leichtverderbliche Waren handelte, aus dem Reichsbahnbetrieb in den Hafenbahnhof übernommen werden; von dort wurden sie auf den Hafenschlußgleisen der Rheinwerft bis zur Altstadt geleitet. Diese Werft liegt jedoch nicht hochwasserfrei. Schon bei Mittelhochwasser mußte der Eisenbahnbetrieb eingestellt werden. Teilweise wurden die Waren in den unter der Rheinuferstraße liegenden Kasematten gelagert, die bei mittlerem Hochwasser geräumt werden mußten. Da die Rheinuferstraße drei Meter höher als die Werft liegt, war die Anlieferung der Waren zu dem weit ausgedehnten Großmarkt sehr umständlich und zeitraubend. Dieser schwierige Transport verteuerte die Waren durch unnötige Unkosten und verschlechterte sie durch unsachgemäße Lagerung. Die in verschiedener Bauart und Aufmachung erstellten, dem Verkauf und der Warenniederlage dienenden Holzbuden standen auf Straßengelände; sie erweckten einen ungünstigen Eindruck und verunstalteten das Stadtbild ganz erheblich. Für die Großhändler selbst waren diese Holzbuden durchaus ungeeignet und im höchsten Grade unhygienisch. Auf den Straßen verbreiteten die Abfälle einen derartig üblen Geruch, daß nicht zuletzt im Interesse der Volksgesundheit das Weiterbestehen des Großmarktbetriebes in dieser Form nicht mehr zu verantworten war.

### Standortbedingungen und Planung.

Sowohl bei der Stadtverwaltung wie beim Handel bestand Übereinstimmung darüber, daß diese einer Großstadt unwürdigen Verhältnisse nur durch die Anlage einer neuen, großzügig gestalteten Großmarktanlage behoben werden könnten. Anfang 1934 wurden die Vorbereitungen für den Neubau ernsthaft aufgenommen. Für die Auswahl eines geeigneten Geländes waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: günstige Verkehrsverhältnisse, staubfreie Lage und Rücksichtnahme auf die einheimischen Erzeugergebiete. Eine nicht geringe Rolle spielte begreiflicherweise auch die Kostenfrage für den Grunderwerb, die Aufschließung des Geländes und die Errichtung der Baulichkeiten. Auf der Suche nach einem Gelände wurde zunächst eine größere Fläche in nächster Nähe des Düsseldorfer Gemüsebaugebietes Hamm, und zwar südlich der Bahnstrecke Düsseldorf-Neuß (in der Lageplanskizze mit A



bezeichnet), in Aussicht genommen. Die eingehende Bearbeitung des Projektes zeigte alsbald die Schwierigkeiten, die sich an dieser Stelle für die Großmarktanlage ergaben. In erster Linie machte die Herstellung eines leistungsfähigen Gleisanschlusses Schwierigkeiten, weil die Personengleise auf der Südseite der Bahnanlagen liegen, so daß die Herausführung des Anschlußgleises für die Großmarktanlage aus den Gütergleisen erfolgen mußte, die auf der Nordseite der Bahnanlage liegen. Das Anschlußgleis mußte dann unter den Personenzuggleisen hergeführt werden, und zwar mittels eines etwa 80 m langen unübersichtlichen Tunnels. Auf die Erweiterung der Hafenanlage, die immerhin eines Tages erforderlich werden kann, konnte nur unvollkommen Rücksicht genommen werden. Der Rangierverkehr konnte sich im Hinblick auf den langen unübersichtlichen Tunnel nur sehr unzweckmäßig gestalten, so daß Betriebsstörungen bestimmt zu erwarten waren. Dazu kamen die hohen Kosten für den Gleistunnel im Betrage von etwa 160 000 RM.

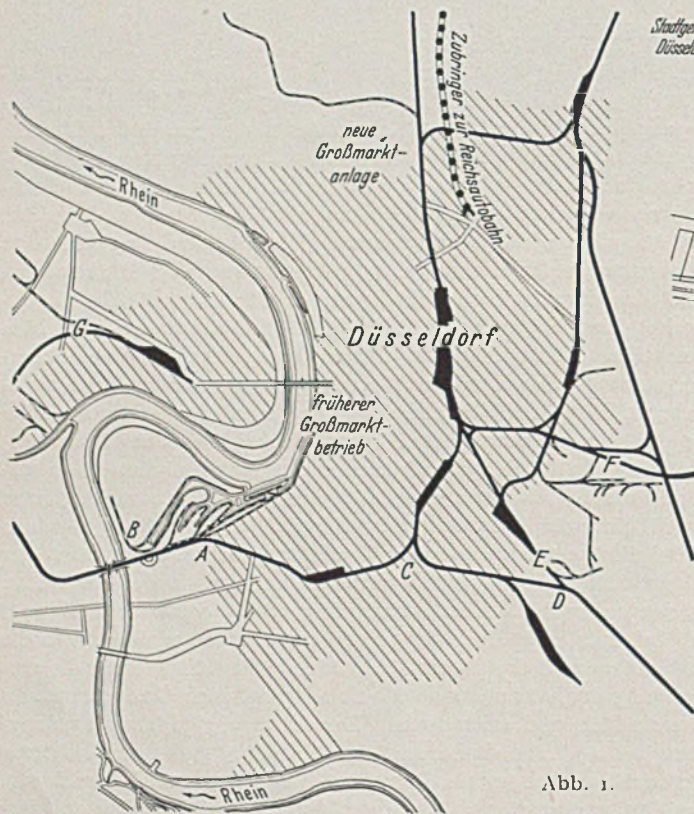


Abb. 1.

Weitere Schwierigkeiten ergaben sich für die Entwässerung dieses Geländes, da die vorhandenen Kanalanlagen nicht ausreichten und ein neuer Vorflutkanal auf einer Länge von 1500 m hätte angelegt werden müssen. Ferner war die Kellerentwässerung der Bauten nur mittels Pumpwerk möglich. Die Kosten für diese besonderen Anlagen für die Entwässerung erforderten einen Betrag von etwa 250 000 RM.

Zu diesen technischen Schwierigkeiten kamen noch die Schwierigkeiten der Geländebeschaffung, da für den Erwerb der Grundstücke ungefähr 70—80 verschiedene Eigentümer in Frage kamen, nicht eingerechnet die vielen Mitbesitzer und Miterben. Auch die Kosten für den Geländeerwerb wären bestimmt höher gewesen als an anderer Stelle. Nicht zuletzt wäre durch die Anlage an dieser Stelle wertvolles Gemüseland beseitigt worden.

Die gesamte Mehrbelastung durch die vorbeschriebenen besonderen Anlagen hätte mindestens 1/4 Million RM betragen. Nach diesem Ergebnis wurde die Absicht, die Großmarktanlage in der Nähe von Hamm zu errichten, aufgegeben, da sich diese finanzielle Mehrbelastung naturgemäß auf die Höhe der von den Interessenten zu tragenden Mietpreise für die festen und offenen Marktstände usw. ausgewirkt hätte.

Es wurden dann noch einige weitere Grundstücke für die Großmarktanlage in Aussicht genommen und Entwürfe dafür aufgestellt, z. B. im Hafengelände (im Übersichtsplan mit B bezeichnet), an

der Oberbilker-Allee zwischen den Eisenbahnstrecken Düsseldorf-Neuß und Düsseldorf-Köln (im Übersichtsplan mit C bezeichnet), dann südlich der Karl-Geusen-Straße (im Übersichtsplan mit D bezeichnet) und nördlich der Karl-Geusen-Straße (im Übersichtsplan mit E bezeichnet), ferner am Höherweg zwischen Ronsdorfer Straße und der Bahnlinie Rath-Eller (im Übersichtsplan mit F bezeichnet) und in Oberkassel zwischen Löricker Straße und Heerdtter Lohweg (im Übersichtsplan mit G bezeichnet). Bei allen diesen Grundstücken

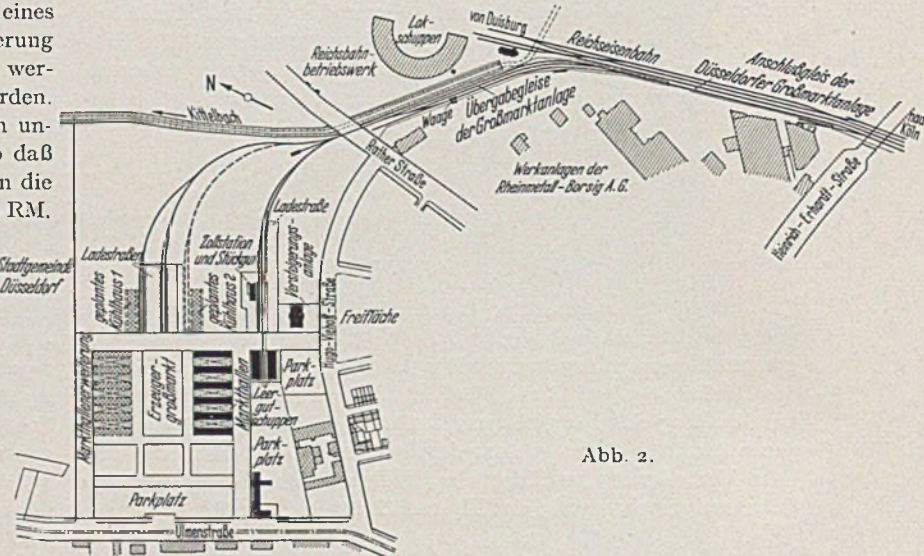


Abb. 2.

haben sich ähnliche Schwierigkeiten oder unzulängliche Verkehrsverhältnisse ergeben. Außerdem wäre die Großmarktanlage an diesen Stellen fast ganz von industriellen Anlagen umgeben gewesen, so daß eine Verunreinigung des Marktbetriebes durch Ruß und Schmutz zu befürchten war. Schließlich wurde dann das Gelände an der Ulmenstraße in Aussicht genommen und nach eingehender Prüfung aller Gesichtspunkte auch angekauft.

Die nähere Untersuchung dieses Geländes ergab, daß der Gleisanschluß ohne besondere Schwierigkeiten und Aufwendungen hergestellt werden konnte. Die Entwässerung in die vorhandenen Kanalanlagen war ebenfalls ohne besondere Schwierigkeiten und Kosten möglich. Die Anfahrtstraße war durch die fertig ausgebaute Ulmenstraße gegeben; eine weitere Anfahrtstraße konnte durch den endgültigen Ausbau der vorhandenen Hugo Viehoff-Straße ohne große Kosten geschaffen werden. Außerdem war der günstige Anschluß an die Reichsautobahnen hier sehr vorteilhaft auszunutzen. Sowohl in der West-Ost-Richtung (Krefeld-Ruhrgebiet) wie auch in der Nord-Süd-Richtung (Duisburg-Köln) sind die Reichsautobahnen durch den in Bau begriffenen nördlichen Zubringer in kürzester Zeit zu erreichen. Nicht zuletzt wird die Großmarktanlage im Norden der Stadt dazu führen, das heute noch landwirtschaftlich genutzte Gelände auf den Gemüsebau umzustellen — in volkswirtschaftlicher Hinsicht zweifellos ein nicht zu unterschätzender Vorteil. Der Geländeerwerb bot überhaupt keine Schwierigkeiten, da nur ein Eigentümer in Frage kam und die Kosten des Erwerbs als mäßig zu bezeichnen sind. Im übrigen bietet das Gelände, das in seiner jetzigen Beanspruchung eine Fläche von 100 000 m<sup>2</sup> umfaßt, den Vorzug, daß es ohne besondere Schwierigkeiten auf 200 000 m<sup>2</sup> oder auch 300 000 m<sup>2</sup> erweitert werden kann.

#### Baubeschreibung.

Beim Entwurf der neuen Anlage hat die Stadtverwaltung bewußt die bisherigen Vorbilder, die wenig schönen und unzweckmäßigen „Gemüse-kathedralen“, verlassen und sich für die offene Bauart entschieden. Die Anlage besteht demnach aus 6 einzelnen Hallen von je 58,08 m Länge und 10,30 m Breite. Sie sind durch 11,20 m breite, überdachte Fahrstraßen untereinander verbunden. Diese Hallenstraßen, die durch Klapptüren geschlossen werden können, bestehen aus Zweigelenkrahmen, die auf die armierten Kellerwände gelenkig aufgesetzt wurden. Die großen Fenster an den Kopfseiten und die Seitenbelichtung sind aus Sprossenverglasung



hergestellt. Das gesamte Bauwerk ist 58,08 m breit und 117,80 m lang, bedeckt also eine Grundfläche von rd. 6 840 m<sup>2</sup>. Die 6 Hallen sind in etwa 96 Stände aufgeteilt, die durchschnittlich 30 m<sup>2</sup>

ist mit gehobelter Schalung ohne Verputz hergestellt. Die gesamten Betonflächen sind innen und außen mit weißem Portlandzement (Dyckerhoff-Weiß) geschlämmt. Die Dachflächen sind ebenfalls

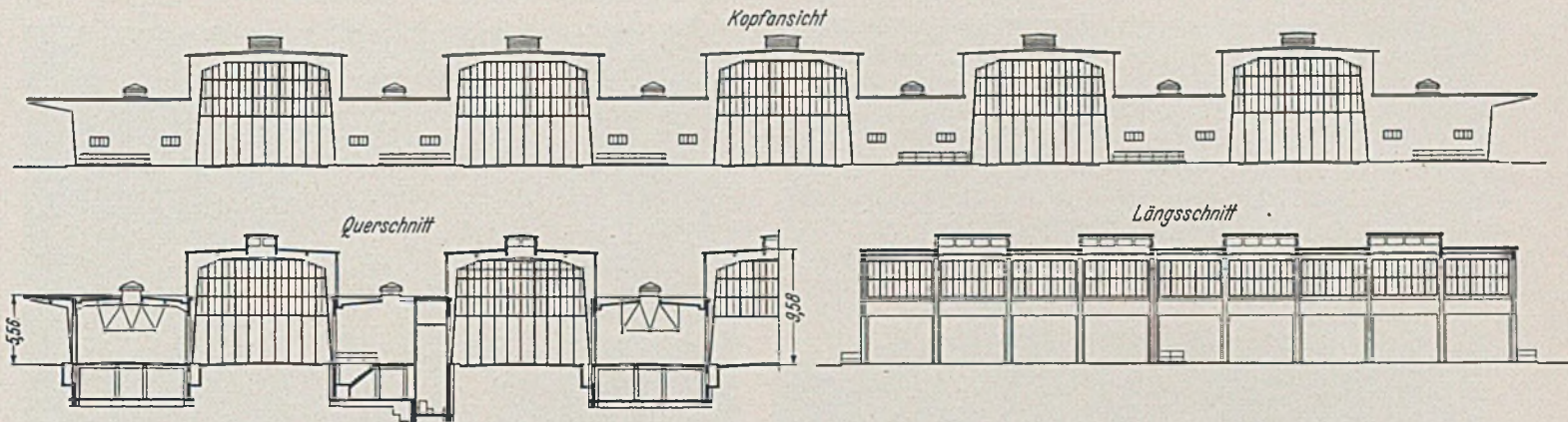


Abb. 3.

groß sind, jedoch beliebig vergrößert oder verkleinert werden können. Die Binderentfernung beträgt 6 m. Die 6 einzelnen Hallen sind unterkellert; jede Halle ist durch 3 Treppenanlagen mit den

aus Eisenbeton und doppellagig mit Dachpappe eingedeckt. Fenster, Türen und Rolläden sind aus Eisen, während die inneren Standeinteilungen aus verzinktem Drahtgeflecht hergestellt wurden.

Die Belichtung der Halle erfolgt durch 90 Stück Fenster, welche i. L. 5,36 · 3,00 m groß sind und zusammen eine Lichtfläche von rd. 1450 m<sup>2</sup> haben. Die Öffnungen zu den Verkaufsständen sind je 5,36 m breit und 4,00 m hoch und werden durch Panzerrolläden geschlossen. Jede Rollade hat eine Schlupftür, so daß die Stände auch betreten werden können ohne die Rolläden hochziehen zu müssen. Der Fußbodenbelag besteht aus einer 3 cm starken Zementfeinschicht unter Zusatz von Stelcon-Ferubinbeton, während die gesamten Treppentufen aus Kunstgranit hergestellt wurden. Sämtliche Hallen sind mit elektrischen Beleuchtungsanlagen versehen. Jeder Verkaufstand hat einen in Holz ausgeführten Büroraum mit Gasanschluß für Heizung und Kochgelegenheit. Die Entlüftung der Hallen erfolgt durch 54 Stück selbsttätige, feststehende regensichere Dachentlüfter mit fünfteiliger Drosselklappe, während bei den Durchgangsstraßen Dachentlüfter mit feststehenden Jalousien aufgebaut sind. Mit den Bauarbeiten wurde am 12. Oktober 1935 begonnen; am 2. Juli 1936 wurde die neue Düsseldorfer Großmarktanlage ihrer Bestimmung übergeben.

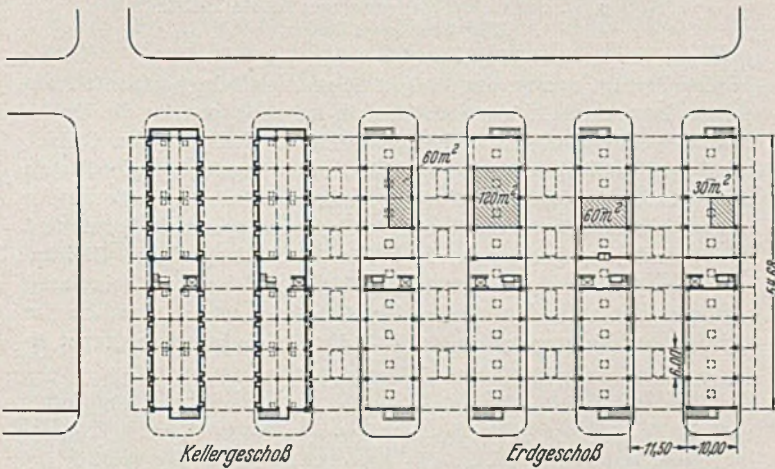


Abb. 4.

Kellerräumen verbunden, diese wiederum sind mit Luken zu den oberen Ständen versehen. Außerdem hat jede Halle für den Warentransport eine Aufzug-Anlage. Belichtet werden die Kellergeschosse durch vorgebaute Lichtschächte, von denen jede Halle 32 Stück aufweist. Das gesamte Bauwerk besteht aus Eisenbeton und

Bestimmung übergeben.

Als Anfahrtsstraßen kommen in Frage die 25 m breite Ulmenstraße, die 22 m breite Hugo-Viehoff-Straße und die etwa 26 m breite Ratherstraße. (Letztere ist jedoch noch nicht überall in dieser Breite vorhanden.) Die Straßen innerhalb des Großmarkt-



Foto: Martin Knauer.

Abb. 5.



Foto: Martin Knauer.

Abb. 6. Großbetrieb auf dem Düsseldorfer Großmarkt.



geländes sind 25 m breit angelegt. Außerdem sind große Parkplätze für die Aufstellung der Fahrzeuge hergerichtet. Für die Verkehrsstraßen wurde Mansfelder Schlacke, für die Hallenstraßen und

Gleisanlagen sind nur Weichen von 1:7 und Gleishalbmesser von 140 m eingebaut worden, da diese Gleisanlagen nicht mit Reichsbahnlokomotiven befahren werden. Das Gefällverhältnis der

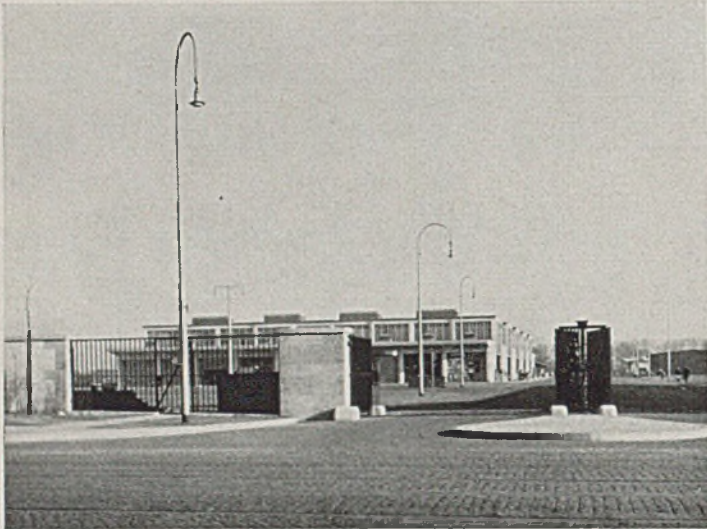


Foto: Oskar Söhn.

Abb. 7. Hauptanfahrtsstraße zum Marktgelände.



Foto: Oskar Söhn.

Abb. 9. Blick auf die Hallenanlage; rechts Teilstück des Verwaltungsgebäudes.

die Kopfstraßen Beton verwendet, die Parkplätze haben eine Befestigung aus Teermakadam erhalten.

Die Gleisanlage ist an den Bahnhof Düsseldorf—Derendorf angeschlossen und zweigt aus den Gleisen der Reichsbahn mit einem 250 m langen Anschlußgleis ab, an das sich die Übergabegleise (Zustellgleis, Abholgleis, Umfahrgleis) mit einer nutzbaren Länge von 265 m anschließen. Für diese Gleisanlagen wurden nur Weichen 1:9 verwendet und Gleishalbmesser nicht unter 180 m angelegt. Die Gefällverhältnisse betragen 1:170 und 1:300; im übrigen liegen die Gleise horizontal. Der Abstand zwischen den

Gleise beträgt 1:185; im übrigen liegen die Gleise horizontal. An einem besonderen Gleisstumpf ist ein Lokschuppen für die Unterstellung einer Rangierlokomotive errichtet. Zwischen den Gleisen sind 15 m und 23 m breite Verladestraßen angelegt, und zwar an einer Stelle, wo sie den übrigen Marktverkehr nicht stören. An einem besonderen Gleis ist ein Stückgutschuppen mit Bahn- und Zollabfertigung gebaut worden. Die Herstellung dieses Gleisanschlusses machte eine Änderung der Verkehrsgleise von Rheinmetall erforderlich, außerdem mußte der Kittelbach verlegt werden. Im übrigen ist Vorsorge getroffen, daß die Gleisanlage unbegrenzt er-



Foto: Oskar Söhn.

Abb. 8. Mittelstück des kunstschmiedeeisernen Tores am Haupteingang.

neuen Übergabegleisen beträgt 4,50 m. Auf dem Zustellgleis ist eine Waggonwage eingebaut. An die Übergabegleise wurden die eigentlichen Werksgleise für die Großmarktanlage angeschlossen, wobei die Ratherstraße in Schienenhöhe gekreuzt wird. Diese Kreuzung ist im Hinblick auf die geringe Verkehrsbedeutung der Ratherstraße unbedenklich, zumal die Überfahrten zu einer Zeit erfolgen, da der Straßenverkehr kaum eingesetzt hat.

Die Gleisanlagen auf dem Großmarktgelände mußten sich der Gesamtanlage anpassen und wurden zunächst nur soweit ausgebaut, wie es der Anfangsbetrieb erforderlich machte. Bei diesen

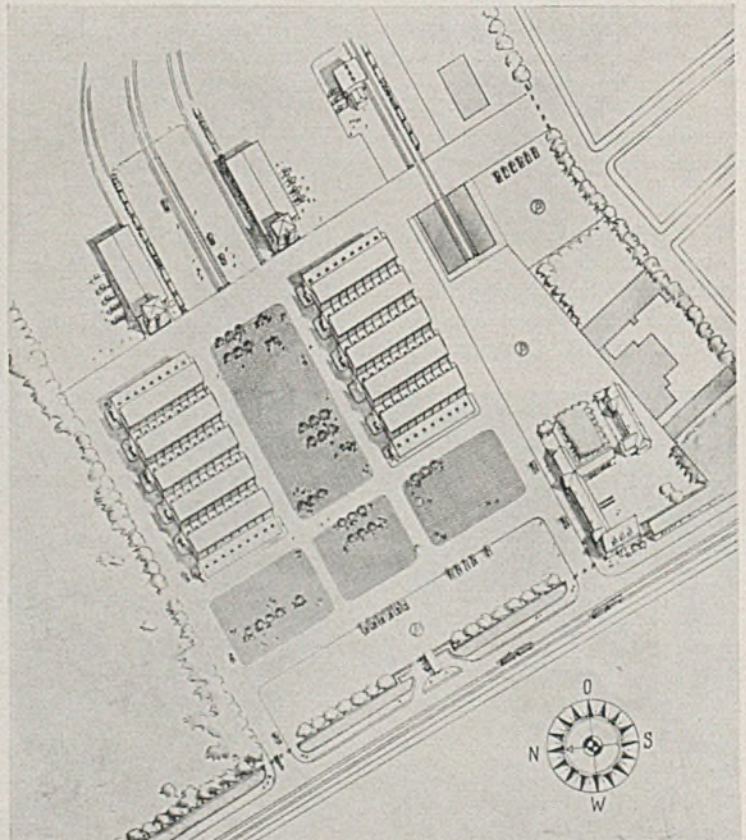


Foto: Oskar Söhn.

Abb. 10. Übersichtsplan des gesamten Markthallengeländes einschl. der geplanten Erweiterung.



weitert werden kann, und, sofern erforderlich, auch eine schienenfreie Kreuzung durch die Überführung der Ratherstraße hergestellt werden kann.

Die zur Großmarktanlage gehörigen Verwaltungsgebäude sind am Haupteingang an der Ulmenstraße so angeordnet, daß sie teils von der Straße, teils von dem eingefriedigten Marktgelände aus zu erreichen sind. Der langgestreckte rechtwinklig zueinander geordnete Baukörper ist in seinem Stil dem niederrheinischen Charakter angepaßt und hebt die monumentale Wirkung der Großmarkthallen als reine Zweckbauten noch kräftiger hervor. Zu den Nebengebäuden gehören eine kleine Gaststätte, die von einheimischen Künstlern reizvoll ausgestattet wurde, die Verwaltungsräume und verschiedene technische Räume. Längs der Straßenseite schließt sich an die Gaststätte ein niedrig gehaltenes Gebäude an, das inzwischen eine Zweigstelle der Städtischen Sparkasse aufgenommen hat. Das Obergeschoß ist zu Wohnungen für den Gaststätteninhaber und den Marktinspektor ausgebaut.

Die Verlegung des Großmarktes vom Rhein in die neuen Anlagen an der Ulmenstraße hat sich reibungslos vollzogen. Der Verkehr in der Innenstadt hat dadurch eine fühlbare Entlastung erfahren. Auf dem neuen Großmarkt ist eine einwandfreie Kontrolle nicht nur in polizeilicher und hygienischer Hinsicht, sondern auch in bezug auf die Preisbildung durchaus gewährleistet. Sie bietet demnach nicht nur die Voraussetzungen für eine geregelte, sondern auch für eine preiswürdige Versorgung ihres weitgedehnten Marktgebietes. Die Entwicklung des Marktverkehrs hat heute schon der Voraussicht recht gegeben. Die vorhandenen Hallen genügen schon heute nicht mehr dem wachsenden Raumbedürfnis, so daß die in dem beigefügten Plan eingezeichneten 6 neuen Hallen und Kühlhäuser in absehbarer Zeit gleichfalls in Angriff genommen werden müssen.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen des Städtischen Hochbauamtes; die Ausführung der Beton- und Eisenbetonarbeiten besorgte die Allgemeine Hoch- und Ingenieurbau A.-G. Düsseldorf.

## DIE URSACHEN DES EINSTURZES DER BAUGRUBE DER BERLINER NORD-SÜD-S-BAHN IN DER HERMANN-GÖRING-STRASSE.

Von Prof. Dr.-Ing. Franz Dischinger, Berlin.

Dieses größte Bauunglück des deutschen konstruktiven Ingenieurbaus seit dem Umbruch hat sowohl in der Öffentlichkeit als auch in Fachkreisen größtes Aufsehen erregt. Die Schriftleitung ist an mich mit der Bitte herangetreten, über die Ursachen dieses Unglücks einen kurzen Bericht zu geben. Nachdem das gerichtliche Verfahren nunmehr schon längere Zeit beendet ist und damit über die Ursachen des Einsturzes vollkommene Klarheit geschaffen wurde, leiste ich dieser Aufforderung gerne Folge. Ich beschränke mich hierbei auf die reinen Tatsachen.

### 1. Vorbemerkungen.

Das sog. Berliner Bausystem, nach dem die großen U-Bahnbauten Berlins ausgeführt wurden und ausgeführt werden, und das unter diesem Namen auch in anderen Großstädten mit ähnlichen Bodenverhältnissen angewandt wird, dürfte in großen Zügen allgemein bekannt sein, so daß ich mich hier kurz fassen kann.

Bei diesem System wird der Tunnel in offener Baugrube hergestellt und das Grundwasser mittels Tiefbrunnen abgesenkt. Bei den Berliner Sandverhältnissen stößt die Grundwasserabsenkung auf keine wesentlichen Schwierigkeiten. Die einzige unangenehme Folgeerscheinung dieses Verfahrens besteht sehr oft in Setzungen benachbarter Häuser, durch die Risse ausgelöst werden können.

Die Außenwände der Baugrube werden ganz allgemein als Trägerbohlwände ausgeführt. Hierzu werden in Abständen von rd. 2 m I- oder IP-Profile gerammt und mit fortschreitendem Bodenaushub zwischen diesen Trägern Bohlen eingezogen (Abb. 1),

men und wieder ziehen als die IP-Profile. Dagegen haben aber die IP-Profile den Vorteil, daß infolge der breiteren Flanschen für die Auflagerung der Bohlen und ihre Verkeilung größere Flächen zur Verfügung stehen, und daß sie infolge ihres größeren Trägheitsmomentes bezüglich der y-Achse bei der Rammung nicht so leicht ausweichen und sich auch weniger verbiegen. Die größeren Schwierigkeiten beim Rammen und Ziehen der IP-Profile hängen damit zusammen, daß sich der Boden zwischen den breiten Flanschen beim Rammen verkeilt. Aus den angegebenen Gründen wurden bisher bei den weitaus meisten Bauten für die Bohlwände I-Träger verwendet, und erst in den letzten Jahren haben sich auch die IP-Profile durchgesetzt.

Die gegenseitige Absteifung der I-Träger (Stiele) erfolgt fast immer mittels Holzsteifen. Entsprechend den mit der Tiefe zunehmenden Erddrücken sind die tiefer liegenden Steifen entweder kräftiger zu halten, oder es muß der senkrechte Abstand der einzelnen Steifenlagen entsprechend verkleinert werden. Die neueren Versuche über den Verlauf des Erddruckes bei derartig ausgesteiften Baugruben haben gezeigt, daß die Annahme eines dreieckförmig nach unten zunehmenden Erddruckes nach der klassischen Erd-drucktheorie nicht ganz richtig ist, sondern daß die größten Drücke entsprechend der Abb. 2 in der Mitte bis zum unteren Drittel auftreten. Das hängt damit zusammen, daß durch eine Gewölberwirkung des Erdreiches unter der Baugrube die unteren Steifen entlastet werden. Daneben ist aber auch noch zu beachten, daß eine durch n übereinander liegenden Steifen ausgesteifte Baugrube ein n-fach statisch unbestimmtes System darstellt, so daß die Größe der Steifendrucke nicht nur von dem theoretischen Verlauf des Erddruckes, sondern auch von der Art der Durchführung jeder einzelnen Verkeilung der Steifen abhängig sind und infolgedessen nicht ohne weiteres diese günstigere gekrümmte Linie des Erddruckes der Abb. 2 der Steifenberechnung zugrunde gelegt werden darf. Mit Rücksicht auf den von den verschiedensten Ursachen abhängigen Verlauf des Erddruckes müssen die tiefer liegenden Steifen kräftiger gehalten werden, als sie dieser Erddrucklinie entsprechen würden.

Bei den normalen Stärken der Steifen von 30—40 cm sind bei der vorgeschriebenen Sicherheit die Längen der Steifen mit 6—7 m begrenzt. Schon bei normalen Tunnelbauten müssen deshalb die Steifen gestoßen werden. Um diesen Stoßstellen den notwendigen Halt zu geben, werden Mittelwände eingezogen, die die Stoßstellen der Steifen gegenüber Verschiebungen in jeder Richtung sichern müssen. In der Abb. 3 ist der Querschnitt und der Grundriß einer dreischiffigen Baugrube sowie der Längsschnitt der beiden Mittelwände dargestellt. Wie schon erwähnt, haben die Stiele der Außen-

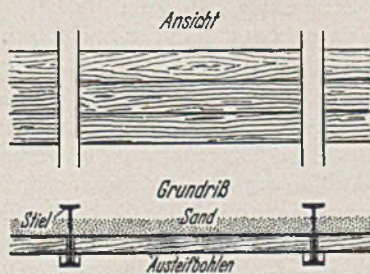


Abb. 1.

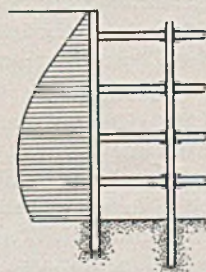


Abb. 2.

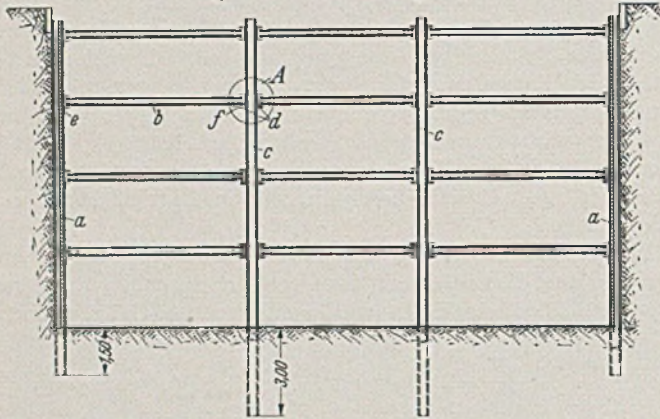
deren Stärke so bemessen wird, daß sie die anfallenden Erddrücke auf diese Träger übertragen können. Die Bohlen werden an den Flanschen dieser Träger verkeilt. Bei den I-Trägern ist diese Verkeilung wesentlich leichter durchzuführen als bei den IP-Profilen, weil die Flanschen der I-Profile keilig ausgebildet sind, während im Gegensatz hierzu die Flanschen der IP-Profile eine gleichbleibende Stärke besitzen. Auch lassen sich die I-Träger besser ram-



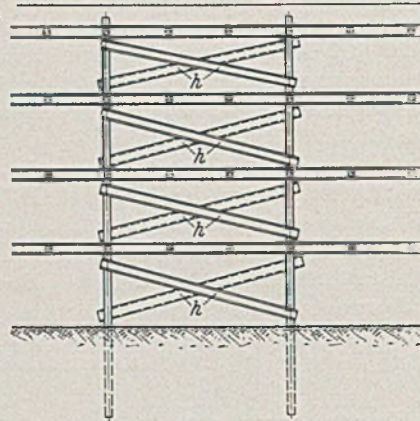
wände (a) einen Abstand von ca. 2 m, die Stiele der Mittelwand (c) werden dagegen gewöhnlich in einem dreifach größeren Abstand (also 6,0 m) angeordnet. An den Außenstielen werden die Steifen b direkt angesetzt und durch Schellen oder Winkel (e) gegenüber

hebliche Reibung zwischen der Trägerbohlwand und dem Erdreich übernommen. Die vorgeschriebene Einbindetiefe von 1,5 m ist weniger für die Abtragung der senkrechten Lasten, sondern vor allem für die Übertragung der horizontalen Erddrücke von den Stielen auf das Erdreich notwendig.

Querschnitt durch die Baugrube



Längsschnitt durch die Baugrube



Grundriß der Baugrube

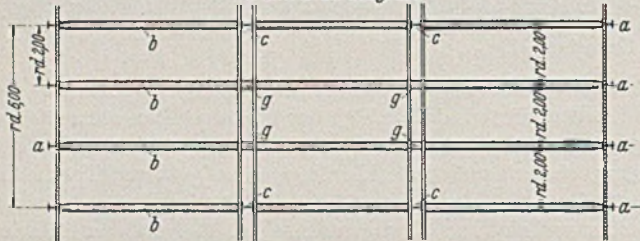


Abb. 3.

senkrechten Verschiebungen gesichert. Da die Steifenzüge zwischen den Außenstielen in einer Geraden durchgehen müssen, ist dafür zu sorgen, daß die Steifen in den Mittelwänden an jeder Stelle angekeilt werden können. Deshalb werden in Höhe der jeweiligen Steifenlagen an den beiden Seiten der Mittelstiele (c) [-Eisen (d) angeschraubt. An diesen [-Eisen erfolgt auch die Verkeilung der Steifen mittels der Keile (f). Infolge dieser Maßnahme können nunmehr die Steifenzüge in einer Geraden zwischen den Stielen der beiden Außenwände durchgeführt und die Mittelstiele in beliebigen und wesentlich größeren Abständen angeordnet werden. An den Stellen, wo die geradlinig durchgeführten Steifenzüge nicht auf Stiele der Mittelwände selbst treffen, muß man zur Durchleitung der Steifenkräfte zwischen den [-Eisen Pfropfen (g) anordnen.

Wie schon erwähnt, sollen die Mittelwände die Stoßstellen der Steifen gegen Verschiebungen sichern. Wir betrachten zunächst die senkrechten Verschiebungen. Diese können eine Folge des Eigengewichts der Konstruktion sein, oder aber von einem über die Baugrube geleiteten Verkehr herrühren. Die Sicherheit gegenüber merklichen Verschiebungen in senkrechter Richtung wird durch eine hinreichend große Einbindetiefe der Mittelstiele gewährleistet. In den Regelblättern ist hierfür ein Maß von 3 m vorgeschrieben, das bei gutem Sand- oder Kiesboden als genügend anzusehen ist. Horizontale Kräfte in Richtung der Mittelwände können auftreten, wenn die Steifenzüge Knicke aufweisen. Genau geradlinige Durchsteifungen sind praktisch nicht auszuführen, sondern es werden immer geringe Knicke verbleiben, weil die Verkeilung der verschiedenen Steifen nicht gleichmäßig ist. Die daraus folgenden Längskräfte müssen von den Mittelwänden nach dem Boden abgeleitet werden. Deshalb sehen die Regelblätter gemäß dem Längsschnitt der Abb. 3 vor, daß an jedem 4.—5. Feld Diagonale (h) eingezeichnet werden, durch welche die Längskräfte bei ganz geringen Verformungen nach unten abgeleitet werden können. Für den Fall einer abgedeckten Baugrube, über die der Verkehr geleitet werden muß, können Längskräfte auch in Form von Brems- oder Beschleunigungskräften auftreten, die dann ebenfalls durch den Diagonalverbund nach unten abzuleiten sind.

Bei der Trägerbohlwand dagegen genügt eine Einbindetiefe von 1,5 m. Die anfallenden senkrechten Lasten aus Eigengewicht und Verkehr werden hier ganz oder zum größten Teil durch die er-

entfernt werden müssen, hat sich schon seit den ersten U-Bahnbauten der Gebrauch eingebürgert, diese untersten Diagonalen gar nicht einzuziehen. Damit braucht an und für sich noch keine Gefahr verbunden zu sein, wie aus der Abb. 4 ohne weiteres zu erkennen ist. Wenn die [-Eisen (d) der Mittelwände bis zu der sich mit dem Bauort-

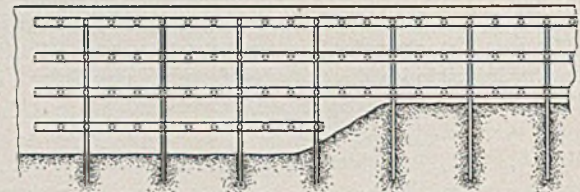


Abb. 4.

schrift verschiebenden Böschung durchgeführt werden, dann besitzen die Mittelwände auch bei Fehlen sämtlicher Diagonalen noch genügend Steifigkeit, da die [-Eisen in den im Boden tief verankerten Stielen an der Böschung einen festen Halt finden und damit die Unverschieblichkeit der Längswände sichern. Aber auch wenn ein solches Anbinden der Längswände an den Böschungen nicht möglich ist, oder die [-Eisen nicht in einer Länge durchgeführt werden können, läßt sich das Einbringen der Sohle ohne Gefahr einer Längsverschiebung durchführen, wenn man die Arbeiten zonenweise durchführt, d. h., wenn man vorerst nur wenige Mittelstiele durchschneidet und die zugehörigen untersten Diagonalen zwecks Einbringung der Isolierung und Betonsohle entfernt. Nach Herstellung der Sohle in dieser Zone kann man dann die Längswände in der fertigen Betonsohle verankern und in den nachfolgenden Zonen dieselben Arbeiten durchführen.

Bestehen die Mittelwände aus IP-Profilen, die auch in der Längsrichtung der Grube ein großes Trägheitsmoment besitzen, dann braucht auch das Fehlen sämtlicher Diagonalen im untersten Feld und das Fehlen jeglicher Anbindung der Mittelwände noch keine Gefahr zu bedeuten, weil für 2—3 m freie Höhe die IP-Profile eine genügende Steifigkeit besitzen, um die Längskräfte nach unten zu leiten, vorausgesetzt natürlich, daß zonenweise gearbeitet wird und zu gleicher Zeit nur eine kleine Anzahl Stiele durch Abschneiden der Mitarbeit entzogen werden.

Ein weiteres Mittel für die Sicherung der Mittelwände gegenüber einer Verschiebung in der Längsrichtung ergibt sich, wenn man z. B. in Höhe der untersten Steifenlage in gewissen Abständen horizontale Dreiecksverbände anordnet. Durch Einziehen einiger Diagonalen werden dann die Längskräfte der Mittelwände durch diese Dreiecksverbände nach den Außenwänden übertragen, die infolge der großen Reibung zwischen Bohlwand und Erdreich abso-



lüt unverschieblich sind und deshalb diese Längskräfte leicht aufnehmen können. Eine solche Lösung hätte auch den Vorteil, daß bei örtlichen Einbrüchen, wie sie z. B. durch Herabstürzen von Kranen hervorgerufen werden können, der Einbruch in der Baugrube auf die kurze Strecke des Abstandes dieser Verbände beschränkt bleibt. Von diesem Hilfsmittel ist vor dem Unglück in der Hermann Göring-Straße noch nicht Gebrauch gemacht worden. Nach dem Unglück wurde auf Grund der verschiedenen Besprechungen über die Ursachen des Unglücks von Herrn Geheimrat Schaper noch wesentlich weitergehende Sicherheitsmaßnahmen verlangt. Es wurden in Abständen von rd. 50 m nicht nur derartige horizontale Verbände, sondern vollständige Raumbachwerke gefordert, mit Verstrebungen in allen drei Richtungen.

## 2. Der Bauvorgang in der Hermann Göring-Straße und die Ursachen des Einsturzes.

Der Tunnel in der Hermann Göring-Straße sollte zuerst in Abweichung von Abb. 3 mittels einer zweischiffigen Baugrube hergestellt werden. Hierbei hatten die einzelnen Stiele annähernd die richtigen Längen entsprechend den Regelblättern, d. h., die Stiele der Außenwände hatten eine Einbindetiefe von 1,5 m, und die der Mittelwände eine solche von 3 m. Als der Aushub schon sehr weit vorgeschritten war, wurden Änderungen im Gesamtprojekt notwendig. Einerseits mußte die Tunnelsohle um rd. 1 m tiefer gelegt werden, um den Tunnel zwecks Unterbringung von Abstellgleisen zweistöckig ausführen zu können, und andererseits mußte aus den gleichen Gründen die Baugrube um ein Schiff verbreitert werden. Aus der zweischiffigen Baugrube mußte nun nachträglich eine dreischiffige gemacht werden. Zur Durchführung dieser Änderungen wurde zunächst der Gedanke einer vollständigen Neurrammung erwogen, aber wieder fallen gelassen, weil damit eine schwierige Umsteifung der zum größten Teil schon ausgehobenen und ausgesteiften Baugrube verbunden gewesen wäre. Diese Entscheidung muß als richtig anerkannt werden, sowohl aus wirtschaftlichen als auch aus technischen Gründen, denn trotz der jetzt gegenüber der Regelblätter ungenügenden Einbindetiefe der Stiele der einen Mittelwand hätte die Sicherung der Baugrube mit geringen Mitteln und ohne große Schwierigkeiten durchgeführt werden können.

Abb. 5 zeigt den Einfluß der Projektsänderung auf die Einbindetiefe der Stiele der Außen- und Mittelwände. Der Querschnitt zeigt zugleich auch den Fortschritt des Bodenaushubs am Tage des Unglücks, der teilweise sogar schon 17 cm tiefer als theoretisch notwendig, durchgeführt war (20,70 m gegenüber 20,87). Die Stiele ( $a_2$ ) der westlichen Außenwand, die projektmäßig 1,5 m in den

Einbindetiefe an Stelle von 3 m nur 1,5 m. Besonders ungünstig lagen die Verhältnisse bei den Stielen ( $c_1$ ) der östlichen Mittelwand, die gemäß dem alten Projekt als Außenstiele mit 1,5 m Einbindetiefe gerammt worden waren. Infolge der Tieferlegung der Bau-sohle um 1 m konnte hier die Einbindetiefe nur noch 0,5 m an Stelle 3 m betragen. Tatsächlich war sie jedoch noch geringer, weil verschiedene Stiele von vornherein etwas zu kurz waren und in der Verhandlung wurde durch Zeugen festgestellt, daß einzelne Stiele dieser Wand ( $c_1$ ) und desgleichen auch der Außenwand ( $a_2$ ) beim Aushub schon freigelegt worden waren. Bei den Stielen der westlichen Außenwand ( $a_2$ ) hatte man eine rd. 3 m breite Berme stehen lassen, so daß die Stiele dadurch wiederum rd. 1,5 m Einbindetiefe hatten (Abb. 5). Die Berme war allerdings nicht auf der ganzen Länge der Einsturzstelle vorhanden, sondern nur an dem südlichen Teil, wo die Stiele besonders kurz waren. An dem nördlichen Teil waren die Stiele von vornherein etwas länger, so daß man hier die Berme nicht für notwendig hielt. Man begnügte sich mit einer Sicherung durch eine fünfte Steifenlage zwischen der Bausohle und der vierten Steifenlage. Die oben erwähnten beim Aushub freigeschaufelten Stiele der Wand ( $a_2$ ) befanden sich am Übergang von der Berme zu dieser fünften Steifenlage. Diese Berme sollte erst entfernt werden, nachdem die zu kurzen Stiele der Außenwand durch Betonsockel gesichert waren. Nach den Aussagen von Herrn Reichsbahnrat Weyher sollte die Baugrube, und zwar in der ganzen Breite, nur bis zur Sohle III—III (Höhe der Berme) ausgehoben werden, und der weitere Aushub sollte erst nach Klarlegung der Sicherungsarbeiten fortgesetzt werden, während die Vertreter der Firma diese Beschränkung nur auf das Liegenlassen einer Berme an der Westseite und die Sicherung der Stiele der Außenwand bezogen hatten. Diese Verschiedenheit in der Auffassung hat aber mit dem tatsächlichen Verlauf des Einsturzes nichts zu tun.

Bevor ich nun auf die Einsturzursachen selbst eingehe, ist es notwendig, kurz die in der Untersuchung festgestellten konstruktiven Mängel der Baugrube zu besprechen, die zwar als direkte Einsturzursache nicht angesprochen werden können. Für die Steifen wurde z. T. gebrauchtes Holz von einer früheren Baustelle verwendet. Diese Steifen waren teilweise zu kurz. Man half sich zunächst dadurch, daß man die Steifen stieß. Gegen das Stoßen der Steifen ist in technischer Hinsicht nicht viel einzuwenden, wenn der Stoß gut durchgeführt wird, so daß die Kraftübertragung einwandfrei erfolgen kann, und die Knicksicherheit der Steifen gewährleistet ist. Man sollte sich jedoch beim Stoßen immer nur auf die oberste Steifenlage beschränken, bei der die zu übertragenden Kräfte gering sind. Der Stoß war aber mehrfach handwerklich nicht einwandfrei, und vor allem wurden gestoßene Steifen nicht nur in der obersten, sondern auch in der zweiten und dritten Steifenlage verwendet. Von der Verwaltung wurde gegen die Verwendung von Stößen Einspruch erhoben. Die Firma griff dann, um die gestoßenen Steifen zu vermeiden, zu einer anderen Hilfskonstruktion, den sog. Konsolen, die technisch noch ganz wesentlich schlechter waren als der Stoß.

In der Abb. 6 ist der Grundriß der Einsturzstelle und zwar in Höhe der vierten Steifenlage dargestellt; es sind hier auch die oben erwähnten Konstruktionen zu ersehen. Um kurze Steifen verwenden zu können, wurden die Längs-Eisen nicht an die Mittelstiele selbst angeschraubt, sondern zwischen die [-Eisen und die Stiele wurden 1—2 I-Eisenstücke geschraubt, wodurch sich rd. 60—70 cm kürzere Steifen und entsprechend lange Pfropfen zwischen den [-Eisen ergaben (vgl. die Stiele 122—125 der Abb. 6 und die perspektivische Darstellung der Stiele 123 und 124 der Abb. 7b und 7c, die Abb. 7a zeigt im Gegensatz dazu eine normale Ausführung). Die weit auskragenden Konsolen mußten die lotrechten und die waagerechten Kräfte der beiderseitigen [-Eisen durch Biegunsspannungen nach den Stielen übertragen. Dazu sind diese Konsolen aber ungeeignet. Auch ist eine Gefahr des Verdrehens der Stiele sehr groß, wenn die Kräfte in den beiderseitigen [-Eisen nicht gleich groß sind. Beim Stiel 123 hat man zur Sicherung eine Verschwertung eingebracht, diese war aber durchaus ungeeignet. Besonders ungünstig liegen die Verhältnisse beim Stiel 122, bei dem die

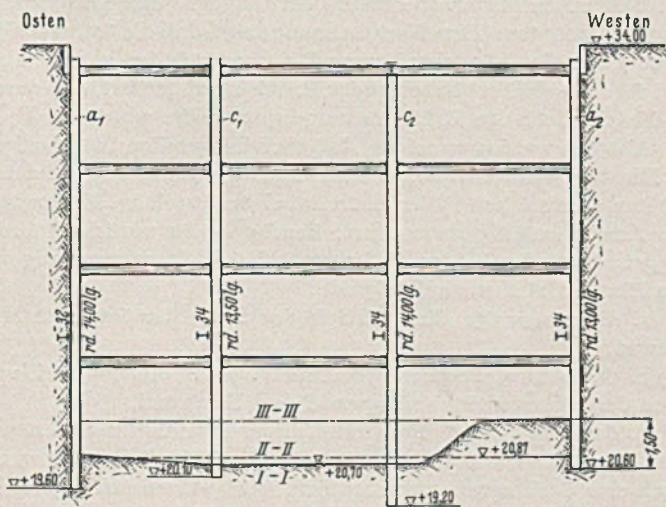


Abb. 5.

Boden eingreifen sollen, hatten infolge der Tieferlegung der Bau-sohle um 1 m, bedingt durch die Projektänderung, nur noch eine solche von 0,27 bis höchstens 0,5 m. Dagegen hatten die Stiele ( $a_1$ ) der östlichen Außenwand, die erst nach der Projektänderung neu gerammt wurden, die richtigen Längen entsprechend den Regelblättern. Bei den Stielen ( $c_2$ ) der westlichen Mittelwand betrug die



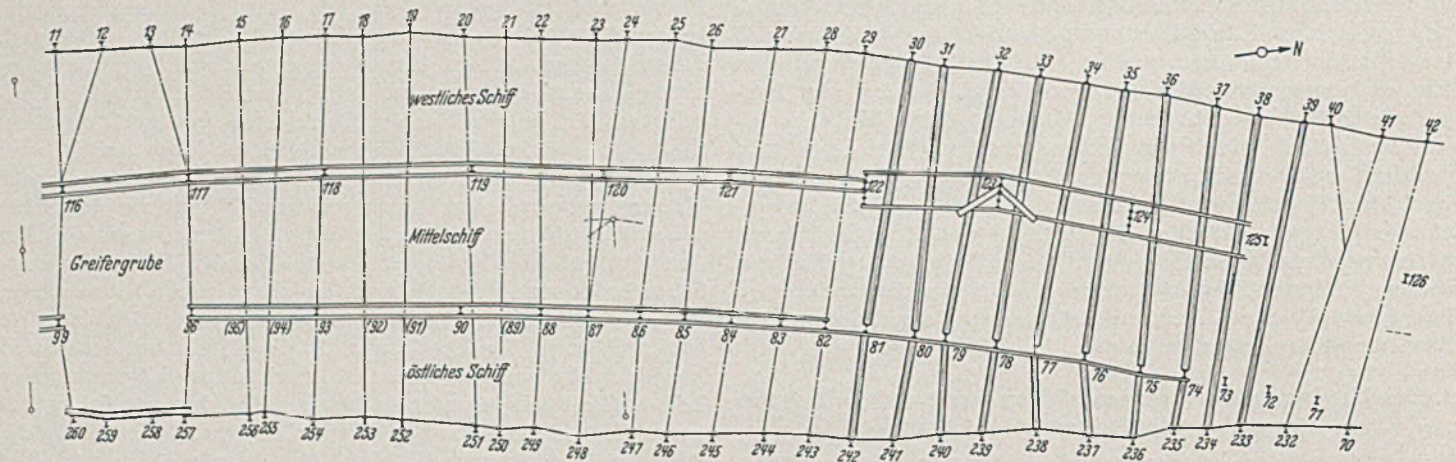


Abb. 6.

[-Eisen abgesetzt sind, so daß eine Durchleitung der Kräfte in den [-Eisen nur durch Biegemomente erfolgen muß. Um eine zuverlässige Konstruktion zu erhalten, hätte man die beiderseitigen [-Eisen oben wie unten durch Verschwertungen zu einem Fachwerkträger verbinden müssen.

Durch die Projektänderung kam das östliche Schiff neu hinzu, während die beiden übrigen Schiffe zum größten Teil schon angehoben und ausgesteift waren. Die östliche Mittelwand war zuerst Außenwand gewesen und damit erklärt sich auch, daß hier die

mathematisches Bild der wirklichen. Es mußten zwar infolge der Arbeitsweise Knicke auftreten, aber es läßt sich auf Grund des vorhandenen Materials nicht beweisen, daß die Knicke größtenteils in einer Richtung verliefen. Die Abb. 6 soll nur zeigen, daß es bei der durchgeführten Art der Aussteifung des östlichen Schiffes gar nicht

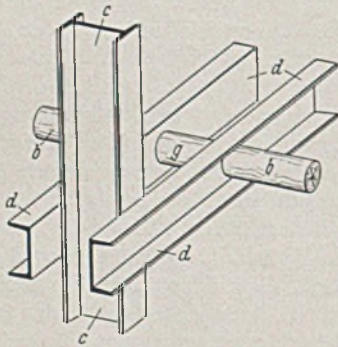


Abb. 7a.

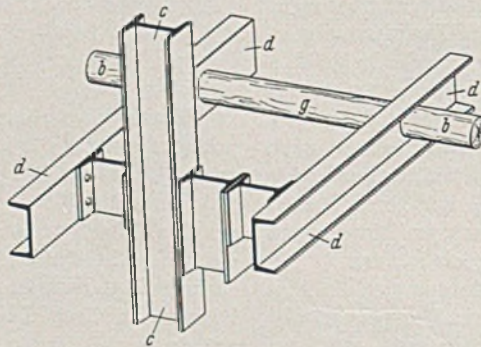


Abb. 7b.

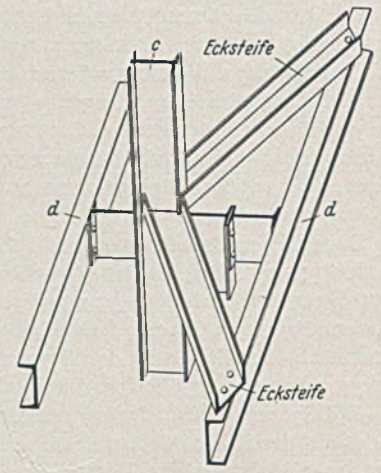


Abb. 7c.

Stiele im Abstand von 2 m stehen und, daß zwischen den Stielen 74—82 die Stiele der neuen Mittelwand nur einseitig durch [-Eisen gefaßt sind. Denn bei den Außenwänden wurden ja die Steifen direkt an die Stiele angesetzt. An dieser Stelle war zur Zeit der Projektänderung der Aushub schon unterhalb der vierten Steifenlage, während südlich davon in Höhe der vierten Steifenlage die Steifen noch nicht eingezogen waren, so daß hier die [-Eisen beidseitig angeordnet werden konnten. Das Fehlen des einen [-Eisens hätte man nur verhindern können, wenn man umgesteift hätte. Das wäre nicht ohne Gefahr gewesen, aber man hätte doch wenigstens zum Ersatz des fehlenden [-Eisens oberhalb und unterhalb der Steifen einen Winkel anbringen können.

Man stand nun vor der Aufgabe, die im westlichen und im Mittelschiff fertigen Steifenzüge möglichst geradlinig nach der neuen östlichen Außenwand durchzuführen. Dazu hätte man die Stiele der östlichen Außenwand genau in Richtung der schon fertigen Steifenzüge schlagen müssen. Das war natürlich wegen der Verarmungen, die sich als Folge der vielen Leitungen im Boden ergaben, nicht durchzuführen, und infolgedessen mußten sich für die Steifenzüge an der östlichen Mittelwand zwischen Stiel 74 und 82 mehr oder weniger große Knicke und damit Längskräfte in dieser Mittelwand ergeben. Diese Knicke wären leicht zu vermeiden gewesen, wenn man in der neuen östlichen Außenwand nicht auf die I-Träger direkt gesteuft, sondern in Höhe der jeweiligen Steifenlagen einen waagerechten Träger vorgesetzt hätte, um die Steifen an jeder beliebigen Stelle ansetzen zu können.

Die in der Abb. 6 dargestellten Knicke sind natürlich kein

möglich war, mathematisch geradlinig zu steifen, und daß dadurch in der östlichen Mittelwand mehr oder weniger große Längskräfte entstehen konnten. Eine Nachrechnung zeigt, daß die östliche Mittelwand nur eine Längskraft von rd. 10 t aufnehmen konnte, aber wie ich schon erwähnt habe, ist der Beweis nicht geführt, daß durch die Knicke derartige Kräfte notwendig ausgelöst wurden.

Aber ich werde nun zeigen, daß auch bei geraden Steifenzügen der Einsturz erfolgen mußte. Eine derartige Katastrophe ist wie fast immer in solchen Fällen nicht auf einen einzelnen, sondern auf eine Anzahl zufällig zusammentreffender Fehler zurückzuführen. Die grundlegenden Fehler, die im ursächlichen Zusammenhang mit dem Einsturz stehen, sind folgende:

1. die zu geringe Einbindetiefe der Stiele der östlichen Mittelwand,
2. das Fehlen jeglicher Verschwertungen in dieser Wand, zwischen der untersten Steifenlage und dem Baugrund,
3. das vollständige Freistehen dieser Wand. Im Süden war diese Längswand, wie aus dem Grundriß der Abb. 6 zu ersehen ist, durch eine Greifergrube unterbrochen. Die [-Eisen fanden also im Gegensatz zur Abb. 4 keinen Halt in der südlichen Böschung. Im Norden zweigte diese Zwischenwand beim Stiel 70 von der östlichen Außenwand ab, aber auch hier bestand keine Verbindung zwischen der Mittel- und der Außenwand mit Rücksicht darauf, daß man beim Betonieren der Seitenwände des Tunnels diese Verbindung doch wieder lösen mußte.

Die östliche Mittelwand war infolge dieser drei Fehler nicht in der Lage, irgendwelche Längskräfte aufzunehmen. Längskräfte



konnten hervorgerufen werden durch die Knicke der Steifenzüge an der östlichen Außenwand; aber wie schon gesagt, ließ sich an Hand der vorhandenen Photos nicht beweisen, daß diese Knicke zum größten Teil in einer Richtung lagen. Auch durch Verkehr konnten keine wesentlichen Längskräfte in dieser Wand erzeugt werden. Die Straßenbahn war zwar teilweise über die Baugrube geführt, aber nur über dem westlichen Mittelschiff, so daß die Brems- und Beschleunigungskräfte aus dem Verkehr nur auf die westliche Außen- und Mittelwand einwirkten. Durch einen Verband war sogar Vorsorge getroffen worden, daß diese Kräfte von der westlichen Außenwand allein übernommen wurden.

Aber auch bei Fehlen wesentlicher Längskräfte in der Mittelwand mußte infolge der drei angegebenen Fehler mit Erreichen der vollen Aushubtiefe der Einsturz unweigerlich erfolgen, weil diese Wand keine genügende Stabilität besaß. Der hier vorliegende Knickfall ähnelt sehr dem Knicken der Gurtungen von offenen Trogbriicken, bei denen die Obergurte nur durch Querrahmen am seitlichen Ausweichen verhindert werden. Der Steifenzug der Baugrube entspricht hierbei dem Obergurt des Fachwerkbalkens der Abb. 8, und an Stelle der Steifigkeit der Querrahmen tritt die der Längswände.

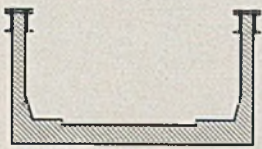


Abb. 8.

Auch, wenn wir von den günstigsten Annahmen ausgehen, daß oberhalb der vierten Steifenlage die östliche Mittelwand in allen Feldern verschwertet war, und daß nur die Verschwertung zwischen der vierten Steifenlage und dem Baugrund entsprechend dem Punkt 2 fehlten, war das System instabil. Wir wollen noch die weitere günstige Annahme machen, daß die westliche Mittelwand in der Längsrichtung absolut unverschieblich war. Diese sehr günstigen Annahmen sind in der Abb. 9 wiedergegeben. Alle

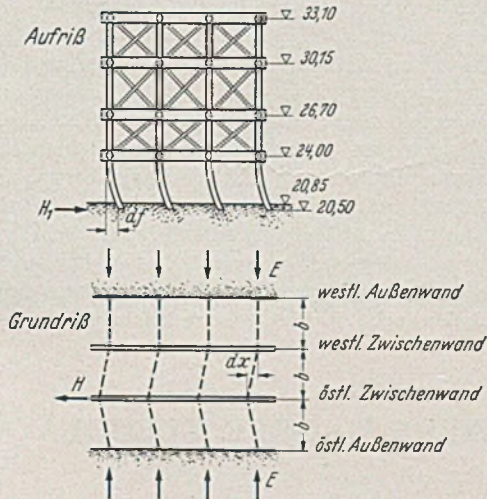


Abb. 9.

Felder oberhalb der vierten Steifenlage sind dort verschwertet, so daß wir den oberen Teil der Wand als eine starre Scheibe betrachten können. Elastisch verbiegbare sollen nur die rd. 50 cm in den Baugrund eingreifenden Stiele unterhalb der untersten Steifenlage sein.

Wir nehmen nun in der bei Knickuntersuchungen üblichen Weise an, daß ein dem Auge unsichtbarer Knick in den Steifenzügen an der östlichen Mittelwand vorhanden war, der durch das Maß  $dx$  im Grundriß gekennzeichnet sei. Aus diesem kleinen Knick ergibt sich, wie aus der Abb. 9 ohne weiteres abzulesen, eine ebenfalls sehr kleine Längskraft  $H = 2 \frac{dx}{b} E$ , wenn wir mit  $E$  den durch

die Steifen zu übertragenden Erddruck bezeichnen. Diese Kraft  $H$  muß nun von den unverschwerteten Stiefen nach dem Baugrund übertragen werden. Hierbei verbiegen sich diese ebenfalls um ein geringes Maß  $df$ . Die Größe der Knicksicherheit ist gegeben durch das Verhältnis  $= \frac{dx}{df}$ . Sobald nun das Maß der Verbiegung  $df$  ge-

rade so groß ist wie  $dx$ , dann wird das System instabil, es tritt eine Selbsterregung des Systems ein, denn durch die Verbiegung der Stiele ergibt sich eine Vergrößerung der Knicke und damit eine Vergrößerung der Längskraft  $H$  durch die dann der Einsturz herbeigeführt wird.

Wir können die Größe der Knicksicherheit auch noch auf andere Weise definieren: Wir erregen das System. Dadurch ergibt sich im Steifenzug ein Knick mit der Ausbiegung  $dx$ , der eine gleich große Ausbiegung  $df$  der Stiele entspricht. Der Größe  $dx$  ist eine aktive Kraft  $H = (2 dx/b) \cdot E$  zugeordnet. Um die Ausbiegung der Stiele um  $df = dx$  zu erzwingen, ist eine von  $H$  verschiedene Kraft  $H_1$  erforderlich, die wir als Rückhaltekraft bezeichnen. Der Quotient  $H_1/H$  gibt die Knicksicherheit an. Ist  $H_1$  größer als  $H$ , dann ist das System stabil, ist sie dagegen kleiner, dann wird die Wand von der Kraft  $H$  in der Längsrichtung umgeworfen. Die Knicksicherheit ist bei dieser Betrachtung gegeben

durch den Wert  $\nu = \frac{H_1}{H}$ . Der Knick gekennzeichnet durch  $\Delta x$

kann auch durch eine Schwingung aus Verkehr herbeigeführt worden sein, anstatt durch eine kleine Ungenauigkeit in der Aussteifung.

Wir wollen zur weiteren Erläuterung und zum Vergleich den Knickfall eines freiaufliegenden gedrückten Stabes betrachten. Wir

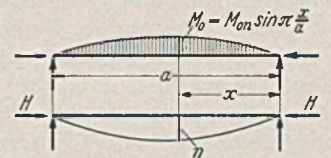


Abb. 10.

erregen diesen durch ein Biegemoment  $M_0 = M_{0n} \sin \frac{\pi x}{a}$ , das durch eine sinusförmige Querbelastung erzeugt wird. (Abb. 10.) Infolge dieses Momentes  $M_0$  ergibt sich eine Durchbiegung

$$\eta = - \int dx \int \frac{M_0}{EJ} dx = \frac{M_{0n}}{EJ} \frac{a^2}{\pi^2} \sin \pi \frac{x}{a};$$

die Druckkraft  $H$  wirkt jetzt exzentrisch und bewirkt ein zusätzliches Moment  $M_0 = H \cdot \eta = \frac{Ha^2}{\pi^2 EJ} M_{0n} \sin \pi \frac{x}{a} = \frac{M_0}{\nu}$ ,

da  $\pi^2 \frac{EJ}{Ha^2}$  die Knicksicherheit  $\nu$  des Stabes bedeutet. Das Mo-

ment  $M_1$  erzeugt nun ein weiteres Moment  $M_2 = \frac{M_1}{\nu} = \frac{M_0}{\nu^2}$  usw.

Damit wird

$$M = M_0 \left( 1 + \frac{1}{\nu} + \frac{1}{\nu^2} + \frac{1}{\nu^3} + \dots \right) = M_0 \frac{1}{1 - \frac{1}{\nu}} = M_0 \frac{\nu}{\nu - 1}.$$

Aus dieser Gleichung ersehen wir, daß für  $\nu = 1$  die Momente unendlich werden, und daß damit der Stab ausknickt. Bei der Baugrubenaussteifung wird die Größe des ursprünglichen Knickes  $dx$  um das Maß  $df$  der Verbiegung der Stiele vergrößert und damit auch die Längskraft  $H$ . Damit ergibt sich nun eine weitere Verbiegung der Stiele und ein ständiges Anwachsen von  $H$ . Sobald die erste Verbiegung der Stiele  $df$  gerade so groß ist wie  $dx$ , wird die Bewegung der Längswand immer weiter gehen, weil diese nicht abgebremst werden kann. Deshalb ist für  $dx = df$  die Knicksicherheit gleich 1, bzw. ist die Größe der Knicksicherheit gegeben durch

$\nu = \frac{dx}{df}$ . Die Nachrechnung hat ergeben, daß trotz der sehr günsti-

gen Annahmen über die Verschwertungen  $df$  fünfmal größer ist als  $dx$ , d. h., die Knicksicherheit betrug nur  $1/5$ . Man wird nun fragen, warum dann die Baugrube nicht schon in einem früheren Zustand, also bei einem geringeren Aushub eingestürzt ist. Der Grund hierfür liegt darin, daß bei der Stabilitätsuntersuchung an den Stoßstellen der Steifen mit Rücksicht auf eine einfache mathematische Behandlung Gelenke angenommen wurden. Die Stoßstellen dieser Steifen stellen aber keine Kugel, sondern Plattgelenke dar, die in der Lage sind, auch gewisse Biegemomente aufzunehmen. Diese günstige Wirkung der Plattgelenke darf bei einer der Aufstellung eines Entwurfes dienenden statischen Berechnung selbstverständlich nie in Rechnung gestellt, aber für die Erklärung des späten Einsturzes nicht außer Acht gelassen werden.

Es ist hier wahrscheinlich, daß schon Stunden vor dem Ein-



sturz die östliche Längswand langsam in Bewegung kam und sich nach der Greifergrube hin verschob. Mit der Zeit wurde die Bewegung dann rascher, die Steifen hatten nicht mehr genügenden Halt, fielen heraus und die Baugrube stürzte schlagartig zusammen.

Ein ganz ähnlicher Vorgang spielte sich wenige Tage später auf einer anderen Baustelle der Nord—Süd-S-Bahn ab. Dort hatten zwar die Stiele die vorgeschriebenen Einbindetiefen, aber die Mittelwände waren nicht angebunden, und die Verschwertungen zwischen der untersten Steifenlage und dem Baugrund fehlten ebenfalls. Die Einbindetiefe der Mittelstiele von 3 m war aber unwirksam, weil die Stiele im Faulschlamm standen und diese unter Bau sohle liegende Faulschlammrinne durch zahlreiche Bohrungen zum Zwecke einer Pfahlgründung des Tunnels angegriffen worden war. Infolge des geringen Widerstandes des Faulschlammes gegenüber einer Längsverschiebung der Mittelwände verschoben diese sich allmählich um 30 cm und die Baugrube war sicherlich nicht mehr weit vom Einsturz entfernt, als man diese starke Verschiebung bemerkte und durch sofortiges Einziehen von waagerechten Dreiecksverbänden und durch Umsteifen die Gefahr beseitigte.

Vielleicht wäre der Einsturz an der Hermann Göring-Straße schon verhindert worden, wenn man an Stelle der I-Träger IP-Profile verwendet hätte, die bei gleichem Trägheitsmomente der x-Richtung ein mehrfach größeres in der y-Richtung besitzen. Jedenfalls aber wäre der Einsturz niemals erfolgt, wenn nicht die drei oben genannten Fehler gleichzeitig zusammen getroffen wären. Von diesen drei Fehlern stand nur der erste in einem Zusammenhang mit der nachträglichen Projektänderung. Besonders unglücklich ist die Anlage der Greifergrube, die in der Abb. 6 dargestellt ist. Hierdurch wurden die [-Eisen der östlichen Mittelwand durchschnitten, so daß die Mittelwände von der Böschung aus nicht gehalten waren. Wenn man die Greifergrube auf allen vier Seiten verschalt hätte, hätte man sie unbedenklich verkleinern und damit die östliche Mittelwand ohne Unterbrechung bis zur Böschung durchführen können.

Die Untersuchungen und Feststellungen, die von den Sachverständigen gleich nach dem Einsturz gemacht wurden, haben den eben geschilderten Einsturzvorgang bestätigt. Von der eingestürzten Baugrube wurden sofort photogrammetrische Aufnahmen gemacht, und mit ihrer Hilfe konnte festgestellt werden, daß der Einsturz durch ein Verschieben der östlichen Mittelwand nach Süden hin eingeleitet wurde. Die Abb. 11 zeigt einen Querschnitt durch die eingestürzte Baugrube und damit die Lage der einzelnen Wände vor und nach dem Einsturz. Aus der photogrammetrischen Aufnahme im Zusammenhang mit dem übrigen photographischen Material konnte der Beweis geliefert werden, daß die östliche Mittel-

wand  $c_1$  schon um 5 m nach Süden durchgefallen war, bevor die übrigen Wände infolge des seitlichen Erddrucks auf sie hereinstürzten. Von verschiedenen Zeugen, auch von solchen, die sich aus der Baugrube retten konnten, wurde angegeben, daß die Steifen fast gleichzeitig auf der ganzen Länge der Unglücksstelle heraussprangen. Während die östliche Mittelwand fast 5 m nach Süden, also in der Längsrichtung der Baugrube, durchgefallen war, konnte bei den übrigen Wänden nur eine Bewegung in der Querrichtung der Baugrube festgestellt werden. Diese ist in Abb. 11 dargestellt.

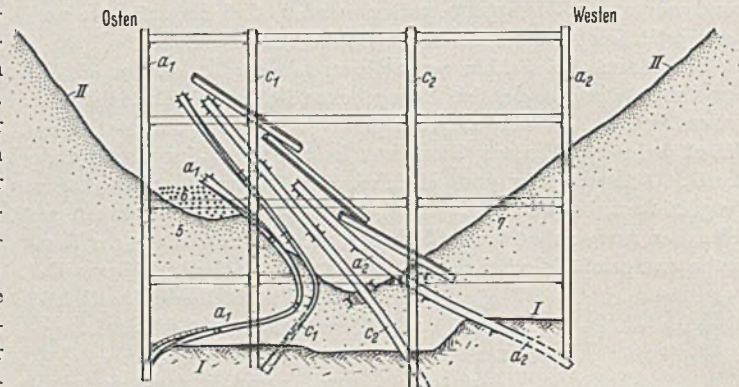


Abb. 11.

Wie bei fast allen großen Bauunfällen lag also auch hier die Ursache in einer mangelnden Stabilität. Es ergibt sich deshalb hieraus wieder die Lehre, daß den Stabilitätsproblemen mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden muß, und für den Praktiker die weitere Lehre, bei allen Gerüsten dafür zu sorgen, daß die Stoßstellen gegenüber Verschiebungen räumlich, d. h., in allen Richtungen durch Verschwertungen gesichert werden. Die am Bau beteiligten Ingenieure haben Gefahren, die sich — als Folge der während des Baues vorgenommenen Projektänderung — aus den zu kurzen Stielen ergaben, wohl erkannt, aber nur die, die sich aus einer senkrechten Verschiebung der Stiele ergaben, und dafür hatten sie Sicherungen vorgesehen. Die Gefahren einer horizontalen Verschiebung wurden nicht erkannt. Man war der Ansicht, daß solche Verschiebungen ausgeschlossen sind, weil keine wesentlichen Längskräfte vorhanden waren. Dieselbe Ansicht wurde auch von einer großen Anzahl anderer Ingenieure, die als Zeugen vernommen wurden, geäußert. Es ist deshalb unbedingt notwendig, daß die Stabilitätsprobleme sowohl bei allen Bauausführungen als auch bei den Entwurfsübungen im Unterricht an den Technischen Hochschulen mehr als bisher berücksichtigt werden.

## DIE VERWENDUNGSMÖGLICHKEITEN BESONDERS GROBER ZUSCHLÄGE.

Von Prof. W. R. Grün, Düsseldorf.

Häufig trifft man auf Baustellen, besonders solchen, die mit künstlich gebrochenem Zuschlag arbeiten, das Bestreben an, im Brechen dieser Zuschlagstoffe möglichst weit zu gehen, um einen möglichst bildsamen Beton zu bekommen. Das diesbezügliche Streben nach Feinung der Zuschlagstoffe kann in sehr vielen Fällen nicht gutgeheißen werden, sondern es ist im Gegenteil darauf hinzuwirken, bei guten Gesteinen diese in möglichst groben Korngrößen zu verarbeiten, da es ja sinnlos ist, die Zuschlagstoffe gewaltsam zu zerbrechen, um sie dann wieder mit dem teuren Zement zusammenzukitteln. Eine solche Arbeitsweise führt nicht nur zu einem höheren Zementverbrauch, sondern auch zu einem in bezug auf Wasserdichtigkeit, Druckfestigkeit und Schwindvermögen ungünstigen Beton.

Die modernsten Verdichtungseinrichtungen, z. B. das Franki-pfahlverfahren, die Rammmaschine von Velten und besonders die verschiedenen Verfahren zum Verdichten von angemachtem Beton (z. B. Hochfrequenzrüttler von Müller und von Vögele) und schließlich das Rütteldruckverfahren (Keller) gestatten die Heranziehung ganz besonders grober Zuschlagstoffe, da bei diesen Ver-

fahren sperrige und grobe Zuschlagstoffe in den Mörtel in befriedigender Weise eingearbeitet bzw. (beim Rütteldruckverfahren) an Ort und Stelle mit Zementleim durchtränkt werden können. Auch das Walzverfahren beim Bau von Zementschotterstraßen gehört hierher.

Daß die Wasserdichtigkeit eines aus groben Zuschlagstoffen hergestellten dichten Betons, vorausgesetzt, daß die groben Zuschlagstoffe gut eingebettet sind, größer ist als diejenige eines Betons aus grobem Sand, ist längst nachgewiesen. Für die Druckfestigkeit gilt dasselbe, da ja der bindende Mörtel bei Anwesenheit grober Anteile sehr viel fetter wird und weniger Wasser braucht als dann, wenn viele feine Anteile mit ihrer größeren Oberfläche den Wasserbedarf erhöhen und Zement „fressen“. Wie die Schwindneigung beeinflußt wird, sollen nachfolgende Ergebnisse zeigen:

Gearbeitet wurde nach dem Verfahren von Keller (Rütteldruckverfahren), nach welchem zuerst die Zuschlagsmischung mit hohem Gehalt an grobem Zuschlag in den Einbaureaum eingebracht, und dann (nicht etwa Mörtel, sondern) Zementleim im vorgeschriebenen Zementwasserfaktor von unten her unter mäßigem Über-



druck bei gleichzeitigem Rütteln eingeführt wird. Die Abb. 1 und 2 zeigen mit Hilfe dieses Rüttelverfahrens hergestellte Betone. Der Körper mit dem groben Zuschlagstoffe ist hergestellt im Mischungsverhältnis 1 Teil Sand 0—4 mm : 1,87 Teilen Grobschotter 60—80 mm. Der zweite Körper dagegen war gewöhnlicher Beton im Mischungsverhältnis 1 Teil Sand 0—7 mm : 1 Teil Kies 7—25 mm Zementwasserfaktor  $1,5 = \frac{W}{Z} = 0,66$ .

Die Druckfestigkeiten der zerschnittenen Körper waren die folgenden:

Körper mit grobem Zuschlag 133 kg/cm<sup>2</sup>  
Körper mit normalem Zuschlag 94 kg/cm<sup>2</sup>

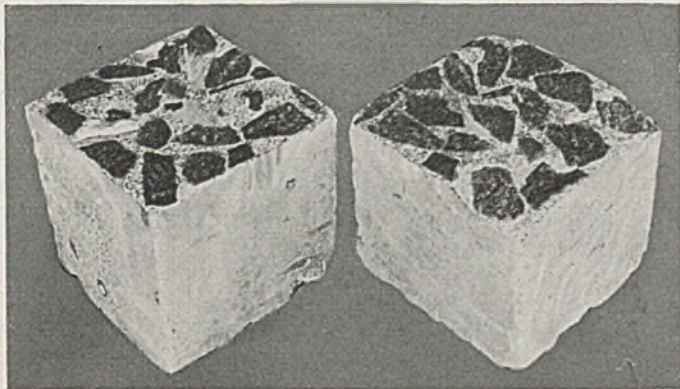


Abb. 1.

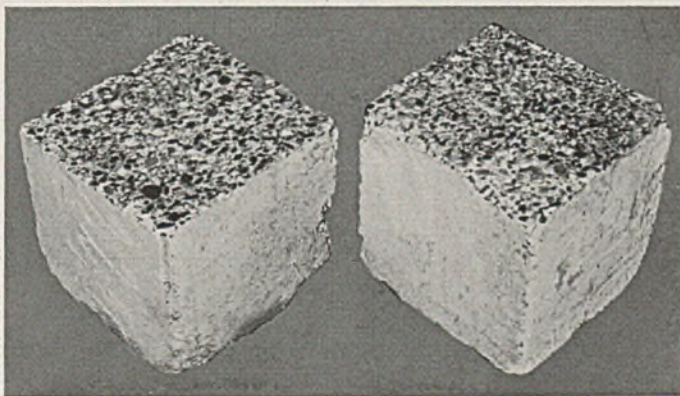


Abb. 2.

Da die übersandten Körper schlecht zu messen waren, wurden im Laboratorium aus dem gleichen Zement (Bonner Portlandzement), der sich bei der Normenprüfung mit 258 kg/cm<sup>2</sup> nach drei Tagen als normal gezeigt hatte, und dem gleichen Zuschlag 50 cm-Prismen hergestellt, deren Zuschlag wie folgt zusammengesetzt war:

Reihe 1. Rheinkies gemäß Sieblinie F der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Mischungsverhältnis 1 : 7.

Reihe 2. 2 Gew.-Tl. Rheinkies wie Reihe 1 + 1 Gew.-Tl. Granit-schotter 30—60 mm, Mischungsverhältnis 1 : 7,9.

Die Biege- und Druckfestigkeiten waren die folgenden:

	Biegefestigkeit kg/cm <sup>2</sup>	Druckfestigkeit kg/cm <sup>2</sup>
Reihe 1 . . . . .	65	300 <sup>1</sup>
Reihe 2 . . . . .	61	374

Für die Schwindung wurden folgende Zahlen gefunden:

	Reihe 1	Reihe 2
nach 28 Tagen	— 185	— 150
„ 56 „	— 390	— 256
„ 90 „	— 469	— 276
„ 8 ½ Monaten	— 534	— 351

Die Zahlen zeigen, daß der grobe Beton von Anfang an in der Schwindung hinter dem feinen Beton stark zurückbleibt. Am Schluß ist die Schwindung nur halb so stark wie diejenige eines normalen Betons.

#### Zusammenfassung.

Die Zufügung von grobem Korn zum Zuschlagstoff muß in viel weiterem Maße als bisher üblich durchgeführt werden. Es ist sinnlos, die Zuschlagstoffe, die in derbem, festem Zustand vorliegen, auf kleine Brocken herabzubrechen und sie dann wieder zu verkitten. Die modernen Verfahren — starkes Rammen und Rütteln — erlauben in ganz anderem Maße die Verdichtung auch sperriger, mit groben Brocken durchsetzter Betone als dies früher mit dem Stampfverfahren möglich war und führen demgemäß zu wasserdichten, druckfesten und wenig schwindenden Körpern.

Besonders zu beherzigen sind die obigen Ausführungen beim Bau von Massenbauwerken, Talsperren und Betonstraßen.

<sup>1</sup> Die Verdichtung war bei den Laboratoriumskörpern noch nicht genügend, sonst wären die Festigkeiten höher geworden. Weitere Versuche mit besserer Verdichtung sind in Angriff genommen. Nach Angabe der Fa. Joh. Keller entspricht es der Natur des Rütteldruckverfahrens, daß Betonkörper größeren Ausmaßes, wie sie auf der Baustelle entstehen, besser werden als Laboratoriumskörper.

## WASSERKÜHLUNG BEI MASSENBETON.

### Entwicklung eines Rechenverfahrens zur Bemessung der Kühlmaßnahmen.

Von Dr.-Ing. Th. Musterle, Gräfenwarth/Thür.

**Übersicht:** Für die Ableitung der Abbindewärme aus Massenbauwerken wird eine Kühlung mittels Durchleitung von Wasser durch einbetonierte Rohre zugrunde gelegt. Durch vereinfachende Annahmen wird die Beziehung zwischen der im Wasser abgeführten Wärmemenge und der Betontemperatur in einer Näherungsgleichung aufgestellt. Aus einigen darnach durchgerechneten Beispielen mit verschiedenen Kühlrohrabständen und -durchmessern werden allgemeine Gesichtspunkte für die Wahl des Kühlsystems entwickelt.

Nachdem die künstliche Ableitung der Abbindewärme aus großen Betonmassen in USA. beim Bau der Boulder-(Hoover-) Staumauer in einem Riesenausmaß Anwendung gefunden hat, ist eine Wasserkühlung des Betons demnächst auch zum ersten Male in Deutschland bei der z. T. im ersten Baustadium befindlichen Saaletalsperre bei Hohenwarte zur Ausführung vorgesehen <sup>1</sup>.

Die Kühlung bei der Bouldersperre verfolgte den Zweck, die gesamte Abbindewärme vor Inangriffnahme des Auspressens der Fugen mit Zementmilch abzuführen. Darüber hinaus soll bei der

Hohenwartesperre mittels der Kühlung versucht werden, die Temperaturunterschiede zwischen Kern und Außenseiten der Mauer von vornherein niedrig zu halten. Das Ziel ist, den Beton in so kurzer Zeit auf die Ausgangs- bzw. mittlere Jahrestemperatur abzukühlen, daß die Formänderungen noch plastisch und spannungslos erfolgen.

Da die Unterlagen über die Wirkung einer Rohrkühlung und über die Bemessung der anzuwendenden Maßnahmen recht mangelhaft sind, war man bislang noch zur näheren Beurteilung auf Versuche angewiesen <sup>2</sup>.

Die Planung für die Hohenwartesperre stützt sich ebenfalls auf Versuche, die beim Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg und beim Bau der Schleuse Allerbüttel durchgeführt wurden <sup>1</sup>.

In diesem Aufsatz ist nun ein Rechenverfahren zur Ermittlung der höchsten Betontemperaturen und ihres zeitlichen Verlaufes in

<sup>1</sup> Vgl. Braun: Der Bau der Hohenwarttalsperre. Dtsch. Wasserwirtsch. 31 (1936) S. 145 u. S. 203.

<sup>2</sup> Vgl. Tölk: Über Schwinden, Rißbildung, Rißsicherung und Kühlmaßnahmen. Dtsch. Wasserwirtsch. 29 (1934) S. 128.



Abhängigkeit von dem Durchmesser und dem Abstand der Kühlrohre und der Temperatur des Kühlwassers ausgearbeitet.

Neben den spezifischen Wärmeigenschaften der Zuschläge und des Wassers ist die Auswirkung einer Rohrkühlung von folgenden Punkten abhängig:

1. Abbindewärmeentwicklung des Bindemittels und Binde- mittelgehalt des Betons.
2. Abstand und Durchmesser der Kühlrohre.
3. Temperatur und Menge des Kühlwassers.

**I. Abbindewärme des Bindemittels und Temperatursteigerung im ungekühlten Beton.**

Die Größe der Wärmeentwicklung des Bindemittels beim Abbin- den ist von seiner Zusammensetzung abhängig und schwankt in weiten Grenzen. Die Literaturangaben hierüber bewegen sich zwischen 30 und 100 cal/kg Bindemittel. Bei Massenbauwerken wie Talsperren, bei denen weniger die Festigkeit als die Wasserdichtigkeit des Betons von Bedeutung ist, wurde schon bisher bei der Auswahl des Bindemittels auf geringe Abbindewärmeentwicklung Wert gelegt, wobei die durch hydraulische Zuschläge oder gemahlene Hochofenschlacke gestreckten Bindemittel meist sehr günstig abschnitten. Die Bestimmung der Abbindewärme im Laboratorium aus Temperaturmessungen während des Abbindens ist nicht ganz einfach und wegen der fast unvermeidlichen Wärmeverluste nur annäherungsweise durchzuführen. Einwandfreie kalorimetrische Bestimmungen sind im allgemeinen auf Baustellenlaboratorien nicht möglich.

Für die nachstehenden Untersuchungen soll in Anpassung an eine praktische Ausführung ein durch Zusätze gestrecktes Binde- mittel zugrunde gelegt werden, das nach Versuchen 40 cal/kg Bindemittel beim Abbinden entwickelt.

Bei einem Beton mit 285 kg Bindemittelgehalt<sup>3</sup> pro m<sup>3</sup> be- trägt somit die Abbindewärme 285 · 40 = 11 400 cal/m<sup>3</sup> Beton.

Bei einer Zusammensetzung des Betons aus

1800 kg Zuschlägen mit spez. Wärme	= 0,18
195 kg Wasser	= 1,0
285 kg Bindemittel	= 0,20
<hr/>	
2280 kg/m <sup>3</sup>	

ist, sofern keine Wärme abgeführt wird, eine Temperatursteige- rung von

$$1800 \cdot 0,18 \cdot x + 195 \cdot 1,0 \cdot x + 285 \cdot 0,20 \cdot x = 11\,400$$

$$x = \frac{11\,400}{576} = \sim 20^\circ \text{C}$$

zu erwarten.

Die spez. Wärme des fertigen Betons ergibt sich zu:

$$\frac{11\,400}{2280 \cdot 20} = 0,25.$$

Bei der Ausführung wird allerdings vielfach je nach der Ge- stalt des Bauwerkes, dem Baufortschritt und der Jahreszeit, in welcher die Hauptmassen eingebracht werden, im Kern der Mauer mit einer höheren Temperatursteigerung als 20° C zu rechnen sein. Diese Erscheinung wird, namentlich bei raschem Baufortschritt, dadurch hervorgerufen, daß die unteren, zuerst eingebrachten Betonblöcke ihre Abbindewärme noch nicht voll abgegeben haben und ein Teil der abfließenden Wärme sich dem neu eingebrachten kühleren Mischgut mitteilt und dessen „Einbringetemperatur“ nachträglich erhöht, solange die Entwicklung der eigenen Abbinde- wärme noch nicht zu einer dem unteren Block gleichen Temperatur geführt hat. Nach der Sohle zu, welche die mittlere Jahrestemperatur hat, kann je nach der Jahreszeit der umgekehrte Vorgang auf- treten; die Temperatursteigerung erreicht hier nicht voll die rech- nungsmäßige, da ein Teil der Abbindewärme schon während der Entstehung nach dem kühleren Untergrund abfließt.

Die nachträgliche Berechnung der Abbindewärme des Binde-

mittels aus der aufgetretenen Temperatursteigerung, die als Diffe- renz zwischen höchster Temperatur und Einbringetemperatur er- mittelt ist, kann daher zu falschen Ergebnissen führen. Es muß hierzu eine „berichtigte“ Temperatursteigerung eingeführt werden, bei welcher die Wärmebilanz zwischen Eigenentwicklung, Wärme- übergang und Wärmeausstrahlung Berücksichtigung gefunden hat.

Das Bestreben, eine rasche Wärmeableitung herbeizuführen und die Temperatursteigerung gering zu halten, hat dazu geführt, möglichst niedrige Betonblöcke anzuwenden, wodurch aber der namentlich bei Wasserbauten unangenehme Nachteil der Ent- stehung vieler horizontaler Arbeitsfugen mit in Kauf genommen werden muß.

Der zeitliche Verlauf der Entwicklung der Abbindewärme ist ebenfalls von der Zusammensetzung des Bindemittels abhängig und muß von Fall zu Fall durch Laboratoriumsversuche bestimmt werden. Zu beachten ist hierbei, daß der zeitliche Verlauf verschie- den ist, je nachdem ob das Bindemittel allein, der zugehörige Mörtel oder der Beton selbst untersucht wird.

Zum vorerwähnten Beispiel kann angenommen werden, daß nach 48 Stunden die Wärmeentwicklung ihren Größtwert von 11400 cal/m<sup>3</sup> Beton und die Temperatursteigerung ihren Endwert von 20° C erreicht hat. Dabei dürften bereits nach 24 Stunden etwa 86% der Endtemperatur vorhanden sein.

In Anpassung an Großversuche ist in Abb. 1 der Temperaturverlauf und die Wärmeentwicklung des ungekühlten Betons der vorstehend ge- nannten Zusammensetzung dargestellt unter der Voraussetzung, daß eine Wärmeableitung nicht stattfindet. Aus der angenommenen Temperat- urkurve und mit dem Endwert von 11400 cal/m<sup>3</sup> Beton ist die zu einer Temperatursteigerung  $\Delta T$  gehörige Wärmemenge für 1 m<sup>3</sup> Beton nach der Beziehung

$$(1) Q = V \cdot \gamma \cdot s \cdot \Delta T = 2280 \cdot 0,25 \cdot \Delta T$$

errechnet und aufgetragen.

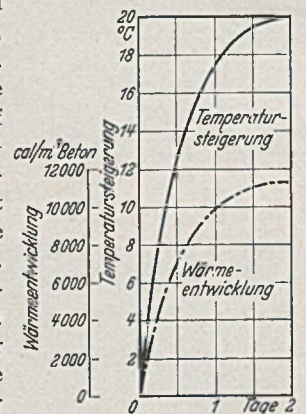


Abb. 1. Durch Versuche er- mittelte Temperatursteige- rung und Wärmeentwicklung beim Abbinden.

**II. Gleichung des Temperaturgefälles im gekühlten Beton.**

Entsprechend der amerikanischen und der bei der Hohen- wartesperre vorgesehenen Ausführung wird ein Kühlsystem aus horizontalen, in gleichen Abständen parallel zur Sperrmuerachse verlegten Eisenrohren zugrunde gelegt.

Unter der Einwirkung des durchfließenden Kühlwassers bildet sich im Beton ein Temperaturgefälle nach den Kühlrohren zu aus.

Denkt man sich nach Abb. 2 die Mauer in einzelne Zylinder, deren Durchmesser gleich dem Kühlrohr- abstand  $a$  ist, aufgeteilt, so ist die in dem Zylinder auf 1 m Rohrlänge entwickelte volle Wärmemenge

$$(2) Q = \frac{\pi \cdot a^2}{4} \cdot 11\,400 \text{ in cal.}$$

Die Auftragung der Gl. (2) für ver- änderliche Kühlrohrabstände (Abb. 3) zeigt am einfachsten, wie mit zuneh- mender Zylindergröße die Wärme- menge eines Zylinders ansteigt. Unter der Voraussetzung, daß ein Wärmeverlust durch Ausstrahlung nicht stattfindet, d. h. die gesamte Abbindewärme durch das Kühlwasser abzuführen ist, gibt die Abbildung gleichzeitig die durch ein Kühlrohr auf 1 m Länge abzuführenden Gesamtwärmemengen an.

Durch die Auftragung der Gl. (2) über einem Halbmesser des Zylinders, wobei der Koordinatenschnittpunkt in den Mittelpunkt des Kühlrohres gelegt wird, kann außerdem aus Abb.3 ermittelt werden, welche Wärmemengen durch eine beliebige Zylindermantel- fläche  $2 \times \pi \cdot l$  mit dem Halbmesser  $x$  durchfließen müssen.



Abb. 2. Anordnung und Ein- flußbereich der Kühlrohre.

<sup>3</sup> Portlandzement und Streckmittel sind zusammen als „Bindemit- tel“ gerechnet, da das Streckmittel ebenfalls eine, wenn auch geringere Eigenreaktion aufweist.



Man erhält hierfür

$$(3) \quad Q_x^{a/2} = \frac{\pi \cdot 11400}{4} (a^2 - 4x^2).$$

Es ist einleuchtend, daß — sofern man von den zwischen den einzelnen Zylindern befindlichen Zwickeln, die bei der Rechnung ganz

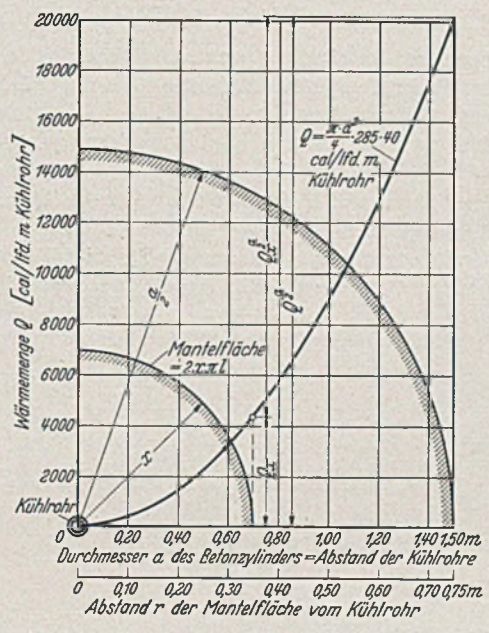


Abb. 3. Abhängigkeit der abzuführenden Wärmemenge vom Kühlrohrabstand.

vernachlässigt werden, absieht — die höchste Temperatur am äußeren Umfang des Zylinders im Abstand  $\frac{a}{2}$  auftreten muß.

Das Temperaturgefälle vom Kühlwasser bis zum Zylindermantel zu einem beliebigen Zeitpunkt beim Abfluß einer Wärmemenge  $q_w$  im Kühlwasser in cal/Std. lfd. m Rohr ist in Abb. 4 skizziert.

Zur Aufstellung der Gleichung dieser Temperaturkurve werden folgende Voraussetzungen gemacht:

1. Die gesamte im Betonzylinder vom Durchmesser  $a$  entsethene Wärmemenge wird durch das Kühlrohr und das Kühlwasser abgeführt.
2. Der Wärmefluß erfolgt gleichmäßig von allen Seiten nach dem Kühlrohr zu, so daß alle Teilchen mit gleichen Abständen vom Kühlrohr gleiche Temperatur aufweisen.
3. Die Abnahme  $\Delta q$  des Wärmeverrates aller Volumenteilchen  $\Delta V$  des Betonzylinders erfolgt gleichmäßig.

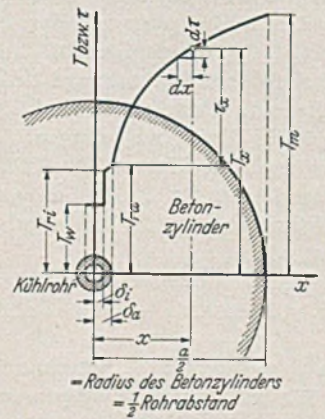


Abb. 4. Temperaturgefälle im gekühlten Beton.

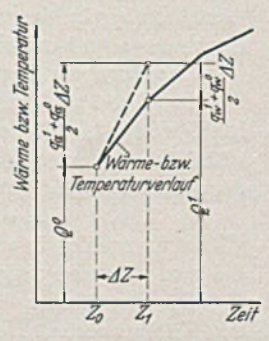


Abb. 5. Schrittweise Berechnung des Temperaturverlaufes.

Mit den Bezeichnungen:

$T_w$  = mittlere Temperatur des Kühlwassers zwischen Eintritt und Austritt (auf 1 m Kühlrohrlänge) in °C.

$T_{ri}$  = Temperatur an der inneren Rohrwand in °C.  
 $T_{ra}$  = Temperatur an der äußeren Rohrwand in °C.

$q_w$  = die vom Kühlwasser auf 1 m Rohrlänge abgeführte Wärmemenge in cal/Std. m.

$\alpha$  = Wärmeübergangszahl in cal/Std.  $m^2 \cdot ^\circ C$ .

$F_i = 2 \delta_i \cdot \pi$  = Fläche der inneren Rohrwand pro lfd. m Rohr

berechnet sich<sup>4</sup> das Temperaturgefälle zwischen innerer Rohrwand und Kühlwasser aus

$$(4) \quad q_w = \alpha \cdot F_i (T_{ri} - T_w).$$

Wegen der Kleinheit von  $\delta_a - \delta_i$  und der im Verhältnis zum Beton großen Wärmeleitzahl des Eisens wird genau genug  $T_{ra} = T_{ri}$  gesetzt.

Zur Untersuchung des Temperaturgefälles im Beton nimmt man beim Durchfluß der stündlichen Wärmemenge  $q_x$  auf die Strecke  $dx$  ein Temperaturgefälle  $d\tau$  an, wobei die Durchgangsfläche  $F_x = 2 \pi x$  auf 1 m Rohrlänge ist.

Unter Fortlassen der Zwischenrechnung ergibt sich

$$(5) \quad \tau = \frac{q_w}{\lambda \cdot 2 \pi} \left( \ln x - \frac{2x^2}{a^2} - \ln \delta_a + \frac{2\delta_a^2}{a^2} \right).$$

Die Temperatur  $T_x$  wird somit

$$(6) \quad T_x = T_w + \frac{q_w}{\alpha \cdot F_i} + \frac{q_w}{\lambda \cdot 2 \pi} \left( \ln x - \frac{2x^2}{a^2} - \ln \delta_a + \frac{2\delta_a^2}{a^2} \right)$$

und man ersieht, daß die Temperatur im Beton nach einer logarithmischen Kurve abfällt.

Die am meisten interessierende Temperatur der Mantelfläche

im Abstand  $\frac{a}{2}$  von den Kühlrohren wird:

$$(7) \quad T_m = T_w + \frac{q_w}{\alpha \cdot F_i} + \frac{q_w}{\lambda \cdot 2 \pi} \left( \ln \frac{a}{2} - \frac{1}{2} - \ln \delta_a + \frac{2\delta_a^2}{a^2} \right).$$

Die Manteltemperatur  $T_m$  entspricht der höchsten Temperatur des Betons zwischen zwei Kühlrohren.

Für die weitere Berechnung wird (7) nach  $q_w$  umgeformt in

$$(7a) \quad q_w = \frac{T_m - T_w}{\frac{1}{\alpha \cdot F_i} + \frac{1}{\lambda \cdot 2 \pi} \left( \ln \frac{a}{2} - \frac{1}{2} - \ln \delta_a + \frac{2\delta_a^2}{a^2} \right)}.$$

Man erkennt hieraus, daß vom Kühlwasser nur diejenige Wärmemenge abgeleitet werden kann, die bei einem gegebenen Rohrsystem infolge des Temperaturgefälles zwischen dem wärmsten Punkt des Betons und dem Kühlwasser im Beton selbst zum Abfluß kommt.

### III. Berechnung des zeitlichen Temperaturverlaufes im gekühlten Beton.

Mit den Gl. (6) u. (7) bzw. (7a) ist das Temperaturgefälle im Beton zwischen zwei Kühlrohren nur für einen einzigen bestimmten Zeitpunkt gekennzeichnet.

Zur vollständigen Beurteilung der Kühlmaßnahmen ist jedoch die Kenntnis des gesamten zeitlichen Verlaufes der Betontemperatur und der im Kühlwasser abgeführten Wärme von Bedeutung. Die Betrachtung kann sich dabei auf die Temperatur an der wärmsten Stelle im Beton in der Mitte zwischen zwei Kühlrohren beschränken, da nach Gl. (7) bzw. (7a) zur Bestimmung der im Kühlwasser abgeführten Wärme bei bekannter Kühlwassertemperatur die höchste Betontemperatur allein ausreichend ist.

Nach Abb. 5 setzen wir den Verlauf der Betontemperatur am wärmsten Punkt als bekannt voraus und betrachten den Wärmeverrat des zu untersuchenden Zylinderkörpers zu den Zeiten  $Z_0$  und  $Z_1$ .

Bezeichnet  $q_a^0$  bzw.  $q_a^1$  die in der Zeiteinheit zugeführte Ab-

<sup>4</sup> Hütte, Bd I, Abschn. Wärme.

<sup>5</sup> Der Wert  $\frac{2\delta_a^2}{a^2}$  kann bei der Auswertung meist vernachlässigt werden.

Die dritte Voraussetzung trifft zwar für das erste Kühlstadium nicht voll zu. Für den gesamten Kühlvorgang kann sie jedoch mit den tatsächlichen Verhältnissen als genügend übereinstimmend angesehen werden.



bindewärme des Bindemittels, so ist die Änderung der Wärmeenergie des Körpers in der Zeit  $\Delta Z = Z_1 - Z_0$ :

$$(8) \quad \Delta Q = Q_1 - Q_0 = \frac{q_a'' + q_a'}{2} \Delta Z - \frac{q_w'' + q_w'}{2} \Delta Z.$$

Die der Wärmeänderung entsprechende Temperaturänderung ergibt sich aus

$$(9) \quad \Delta Q = Q_1 - Q_0 = V \cdot \gamma \cdot s (\vartheta_1 - \vartheta_0),$$

worin  $\vartheta_1$  und  $\vartheta_0$  die mittlere Körpertemperatur zur Zeit  $Z_1$  und  $Z_0$  bezeichnen.

Unsere Betrachtung ist anstatt auf der mittleren Temperatur  $\vartheta$  auf der Höchsttemperatur  $T_m$  aufgebaut. Eine Nachrechnung mit Hilfe der Gl. (5) zeigt jedoch, daß die Temperaturänderung  $\Delta \vartheta = \vartheta_1 - \vartheta_0$  praktisch genau genug mit der Differenz

$$\Delta T_m = T_m^1 - T_m^0$$

übereinstimmt, und man erhält somit als Näherungsgleichung für den zeitlichen Verlauf der Betontemperatur in der Mitte zwischen zwei Rohren

$$(10) \quad V \cdot \gamma \cdot s \sum (T_m^1 - T_m^0) = \sum \frac{q_a'' + q_a'}{2} \Delta Z - \sum \frac{q_w'' + q_w'}{2} \Delta Z.$$

Die numerische Auswertung dieser Gleichung hat schrittweise von einem gegebenen Punkt aus zu erfolgen und muß durch Probieren gefunden werden.

IV. Wärmeübergangszahl  $\alpha$  und Wärmeleitzahl  $\lambda$ .

Für die praktische Anwendung der vorstehenden Ableitungen ist noch die Kenntnis der Wärmeübergangszahl  $\alpha$  und Wärmeleitzahl  $\lambda$  erforderlich.

Nach Hütte, Bd. I: Wärme (Versuche von Sonneck) ist:

1. für glatte Oberfläche (Messingrohr)

$$\alpha = 2020 \frac{w^{0,9}}{d^{0,1}} (1 + 0,014 t_i),$$

2. für raue Oberfläche (Gasrohr)

$$\alpha = 735 \frac{w^{0,7}}{d^{0,3}} (1 + 0,014 t_i),$$

worin

- w = Wassergeschwindigkeit in m/s,
- d = innerer Rohrdurchmesser in m,
- $t_i$  = Temperatur der inneren Rohrwand in °C.

Mit einem mittleren Wert von  $\alpha = 600$  wird man für den vorliegenden Fall genügende Genauigkeit erhalten.

Die Wärmeleitzahl  $\lambda$  findet sich in Tabellenwerken für Beton mit 0,65—0,70 angegeben, ist aber sicher in hohem Maße von der Leitfähigkeit des verwendeten Zuschlagstoffes und dem Raumgewicht des Betons abhängig.

Nach einer Darstellung von Cammerer<sup>6</sup> hat der genannte Wert Gültigkeit für einen ausgesprochenen Leichtbeton, wie er zu Probierzwecken Verwendung findet.

Für einen dichten Beton mit dem Raumgewicht von 2300 kg/m<sup>3</sup> erhält man jedoch eine Wärmeleitzahl  $\lambda = 2,0$ .

Mit diesem Wert wird man auch im vorliegenden Falle mit der Wirklichkeit genügende Übereinstimmung erzielen.

V. Berechnungsbeispiele.

Zur näheren Veranschaulichung wird nachstehend die Berechnung des Temperaturverlaufes und der vom Kühlwasser abzuführenden Wärmemenge durchgeführt für folgende Verhältnisse:

1. Lichte Weite der Kühlrohre = 1"; Wandstärke = 3,3 mm (Gasrohre).
2. Kühlrohrabstand = 1 m.
3. Einbringetemperatur des Mischgutes = 20° C.
4. Temperatur des Kühlwassers als Mittel zwischen Eintritt und Austritt  $T_w = 18° C$ .
5. Die Kühlung beginnt zur gleichen Zeit, zu der die Entwicklung der Abbindewärme einsetzt.

Der Beton soll, wie schon eingangs erwähnt, einen Bindemittelgehalt von 285 kg/m<sup>3</sup> mit einer Abbindewärme von 40 cal/kg Bindemittel haben.

Die gesamte Abbindewärme beträgt somit für einen Betonzylinder von 1 m  $\varnothing$  (= Rohrabstand)

$$\frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} 285 \cdot 40 = 8950 \text{ cal,}$$

der eine Temperatursteigerung von 20° C entspricht. Der zeitliche Verlauf dieser Temperatursteigerung des ungekühlten Betons ist bereits in Abb. 1 festgelegt.

Von drei zu drei Stunden wird aus dieser gemessenen oder angenommenen Kurve die zugeführte Wärme errechnet und in Spalte 7 der Zahlentafel 1 eingetragen. Auf die Berechnung der einzelnen Werte  $q_1$  kann dabei verzichtet werden.

Zur Vereinfachung der Rechnung wird die Gl. (7) bzw. (7a) graphisch dargestellt, wie dies in Abb. 6 geschehen ist.

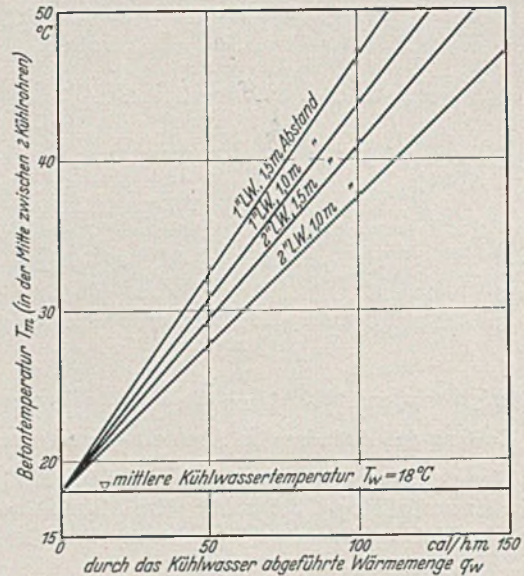


Abb. 6. Auftragung der Gl. (7) für  $T_w = 18° C$  und verschiedene Kühlrohrdurchmesser und -abstände.

Nach diesen Vorbereitungen kann nun die eigentliche Berechnung durch ständig wiederholte Anwendung der Gl. (7) und (10) am besten in Tabellenform nach Art der Zahlentafel 1 durchgeführt werden. Die Betontemperatur zur Zeit  $Z_1$  wird geschätzt und daraus unter Benutzung der Abb. 6 die vom Kühlwasser in der Zeit  $\Delta Z$  abgeführte Wärme ermittelt. Aus der Differenz zwischen zugeführter und abgeleiteter Wärme in Spalte 8 wird die entsprechende Temperaturänderung (Spalte 9) ermittelt, die nun mit der in Spalte 2 angenommenen Änderung  $T_m^1 - T_m^0$  aus dem geschätzten Wert  $T_m^1$  übereinstimmen muß. Bei Nichtübereinstimmung ist die Rechnung so oft zu wiederholen, bis beide Werte gleich sind.

Das Ergebnis dieser Rechnung ist in Abb. 7 aufgetragen.

In Abb. 6 und 7 sind außerdem noch die Kurven für Kühlrohre von 1" l. W. bei 1,5 m Abstand und für Kühlrohre von 2" l. W. bei 1 und 1,5 m Abstand aufgetragen. Auf die Wiedergabe der Berechnungen kann verzichtet werden.

In Abb. 7 sind auch die durch das Kühlwasser abgeführten Wärmemengen  $q_w$  in cal/Std. pro lfd. m Rohr für 1"- und 2"-Rohre bei 1 m Abstand aufgetragen.

Die abgeführten Wärmemengen  $q_w$  werden für die Berechnung des Kühlwasserbedarfes und damit für die Wahl der Pumpen zur Zuleitung des Kühlwassers benötigt.

Legt man  $\max q_w$  der Berechnung zugrunde, so erhält man für den gesamten Kühlwasserbedarf:

$$(11) \quad \frac{\max q_w \cdot z \cdot l}{60} = w \cdot \Delta t_k,$$

worin

l = Länge eines Kühlrohres in Meter,

<sup>6</sup>) Cammerer: Die konstruktiven Grundlagen des Wärme- und Kälteschutzes im Wohn- und Industriebau. Berlin: Julius Springer, 1936.



$z$  = Anzahl der Kühlrohre von der Länge  $l$ ,  
 $w$  = Kühlwassermenge in ltr./min,  
 $\Delta t_k$  = Temperaturunterschied des Kühlwassers zwischen Eintritt und Austritt.

Im allgemeinen wird es jedoch nicht erforderlich sein, den Wasserbedarf nach  $\max q_w$  zu bemessen. Bei Großbauten mit gleichmäßigem Betonierfortschritt wird die Abkühlung der einzelnen

mehrfährigen Bauzeit die endgültige natürliche Verteilung angenommen haben, damit kurz vor Inbetriebnahme des Bauwerkes ein etwaiges Auspressen aller Arbeitsfugen vorgenommen werden kann.

Zahlentafel 1. Berechnung des zeitlichen Verlaufes der höchsten Betontemperatur bei Kühlrohren von 1" LW und 1 m Abstand.

Einbringtemperatur = 20° C. Kühlwassertemperatur  $T_w = 18^\circ$  C.  
Hierzu Abb. 6 u. 7.

$$1. V \cdot \gamma \cdot s \sum (T_m - T_m^0) = \sum \frac{q_a^i + q_a^0}{2} \cdot \Delta Z - \sum \frac{q_w^i + q_w^0}{2} \cdot \Delta Z.$$

$$2. q_w = \frac{T_m - T_w}{\frac{1}{\alpha \cdot F_1} + \frac{\ln \frac{a}{2} - \frac{1}{2} - \ln \delta_a + \frac{z^2 \delta_a^2}{a^2}}{\lambda \cdot 2 \pi}}$$

$a = 600 \quad a = 1 \text{ m} \quad F_1 = 2 \delta_1 \pi = 0,0254 \cdot \pi = 0,08 \text{ m}^2$   
 $\lambda = 2,0 \quad a/2 = 0,50 \text{ m} \quad \delta_a = \delta_1 + s = 0,0127 + 0,0033 = 0,016 \text{ m}$   
 $s = 0,25 \quad \gamma = 2280 \text{ kg/m}^3$

Zeit Z	Betontemp. $T_m$	Abgeführte Wärmemenge				Summe $\sum q_w^m \cdot \Delta Z$	in Beton entwick. Abbindewärme $Q_a = \frac{q_a^i + q_a^0}{2} \cdot \Delta Z$	in Beton verbliebene Abbindewärme $\Delta Q = Q_a - \sum q_w^m \cdot \Delta Z$	aus Spalte 8 errechn. Temp.-Anstieg $\Delta T = \frac{\Delta Q}{V \cdot \gamma \cdot s}$
		pro Std. $q_w$	im Mittel $\frac{q_w^i + q_w^0}{2}$	in der Zeit $\Delta Z$ $q_w^m \cdot \Delta Z$	in $q_w^m$				
in Std	in °C	in cal/Std m	in cal/Std m	cal/m	cal/m	cal/m	in $Q_a$		
0	20,0	8,0			0	0	0		
3	24,4	25,0	16,50	49	49	2000	1951	4,35	
6	27,3	36,5	30,75	92	141	3440	3299	7,35	
9	29,7	46,0	41,25	124	265	4600	4335	9,70	
12	31,5	53,0	49,50	148	413	5540	5127	11,45	
15	32,8	57,5	55,25	166	579	6300	5721	12,80	
18	33,8	62,0	59,75	179	758	6930	6172	13,80	
21	34,5	65,0	63,50	190	948	7440	6492	14,50	
24	35,0	66,5	65,75	197	1145	7840	6695	14,95	
27	35,2	67,0	66,75	200	1345	8140	6795	15,20	
30	35,2	67,0	67,00	201	1546	8380	6834	15,20	
33	35,2	67,0	67,00	201	1747	8570	6823	15,20	
36	35,1	67,0	67,00	201	1948	8720	6772	15,10	
39	34,9	66,0	66,50	199	2147	8830	6683	14,90	
42	34,6	65,0	65,50	196	2343	8900	6557	14,60	
45	34,3	64,0	64,50	193	2536	8930	6394	14,30	
48	33,9	62,0	63,00	189	2725	8950	6225	13,90	
54	33,1	59,0	60,50	363	3088	8950	5862	13,10	
60	32,3	56,0	57,50	345	3433	8950	5517	12,30	
66	31,6	53,0	54,50	327	3760	8950	5190	11,60	
72	30,9	50,5	51,75	311	4071	8950	4879	10,90	
78	30,2	48,0	49,25	296	4367	8950	4583	10,20	
84	29,6	45,5	46,75	281	4648	8950	4302	9,60	
90	29,0	43,0	44,25	266	4914	8950	4036	9,00	
96	28,4	40,5	41,75	251	5165	8950	3785	8,40	
108	27,4	36,5	38,50	462	5627	8950	3323	7,40	
120	26,5	33,5	35,00	420	6047	8950	2903	6,50	
132	25,6	30,0	31,75	381	6428	8950	2522	5,60	
144	24,8	27,0	28,50	342	6770	8950	2180	4,85	
156	24,2	24,5	21,75	309	7079	8950	1871	4,20	
168	23,6	22,0	23,25	279	7358	8950	1592	3,55	
180	23,0	20,0	21,00	252	7610	8950	1340	3,00	
192	22,5	18,0	19,00	228	7838	8950	1112	2,50	
204	22,0	16,0	17,00	204	8042	8950	908	2,00	
216	21,6	14,0	15,00	180	8222	8950	728	1,60	
228	21,3	12,5	13,25	159	8381	8950	569	1,30	
240	21,9	11,5	12,00	144	8525	8950	425	0,95	
252	20,7	10,5	11,00	132	8657	8950	293	0,65	
264	20,4	9,5	10,00	120	8777	8950	173	0,40	
276	20,1	8,5	9,00	108	8885	8950	65	0,14	
288	19,9	7,5	8,00	96	8981	8950	-31	-0,07	

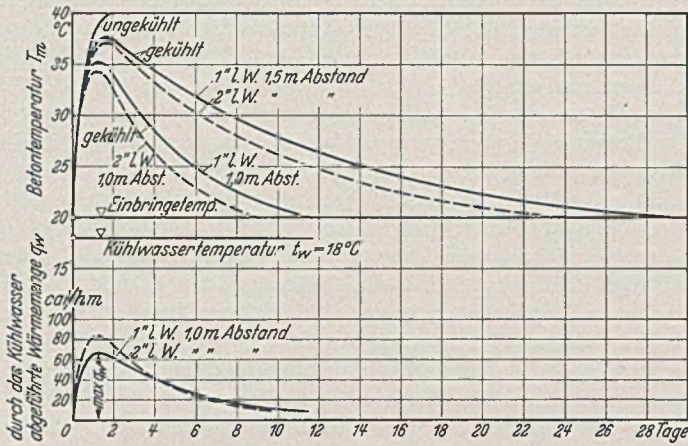


Abb. 7. Zeitlicher Verlauf der höchsten Betontemperatur und der abgeführten Wärmemenge bei verschiedenen Kühlrohrdurchmessern und -abständen.

Blöcke bereits verschieden weit vorgeschritten sein, und man wird den zur Bestimmung der Kühlwassermenge maßgebenden Wert von  $q_w$  von Fall zu Fall aus dem jeweiligen Kühlstadium der einzelnen gleichzeitig gekühlten Blöcke ermitteln müssen.

VI. Schlußfolgerungen und allgemeine Gesichtspunkte für die Wahl des Kühlsystems.

1. Aus den durchgerechneten Beispielen (Abb. 7) ist ersichtlich, daß der Kühlrohrdurchmesser auf die für die Abführung der Abbindewärme benötigte Zeitdauer wie auch auf die Höhe der Abbinde temperatur einen wesentlich geringeren Einfluß hat als der Kühlrohrabstand.

In Abb. 8 ist — aus Abb. 7 entwickelt — die Zeitdauer für die Ableitung der Abbindewärme in Abhängigkeit vom Kühlrohrabstand dargestellt. Bei einer gewünschten Zeitdauer von z. B.

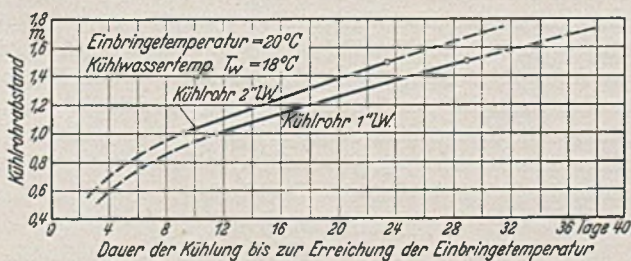


Abb. 8. Abhängigkeit der Kühldauer vom Kühlrohrabstand.

20 Tagen bis zur Ableitung der Abbindewärme ist bei 1" Rohren ein Abstand von 1,25 m, bei 2" Rohren ein Abstand von 1,4 m erforderlich. Bei Verwendung von normalen Gasrohren läßt sich daraus der Aufwand an Rohren pro  $\text{m}^3$  Beton

- bei 1" Rohren zu 3,62 kg,
- bei 2" Rohren zu 6,83 kg errechnen.

Zweckmäßig wird also der Kühlrohrdurchmesser möglichst klein zu wählen sein. Die untere Begrenzung des Rohrdurchmessers ist dadurch gegeben, daß die Reibungsverluste des Kühlwassers mit abnehmendem Durchmesser rasch ansteigen, wodurch stärkere Pumpen und größerer Arbeitsaufwand sich nötig machen.

2. Die Wahl des Rohrabstandes wird bedingt durch das Ziel, das mit der Kühlung erreicht werden soll. Hier sollen nur die folgenden beiden Grenzen der Kühlwirkung angedeutet werden.

a) Die Temperatur im Bauwerk soll erst mit Abschluß einer



Hierbei ist je nach der Dauer der Bauzeit mit ganz großen Rohrabständen von mehreren m auszukommen, wobei die Rohre nach den Außenseiten zu weniger dicht verlegt werden brauchen, da hier durch den natürlichen Wärmeabfluß die künstliche Kühlung unterstützt wird.

b) Zur möglichsten Verhinderung von Temperaturspannungen soll von Baubeginn an eine gleichmäßige dem Endzustand weitgehend angepaßte Temperaturverteilung erzielt werden.

Der Rohrabstand ist hierbei so zu bemessen, daß die Einbringtemperatur zu der Zeit wieder erreicht ist, wenn auf dem gekühlten Block ein weiterer Block aufbetoniert werden soll.

3. Die Verwendung von vorkühltem Wasser wie bei der Bouldersperre dürfte für deutsche Verhältnisse nur in Ausnahmefällen in Frage kommen. Es ist bei uns fast stets möglich, Kühlwasser zu beschaffen, das um 2—3°C unter der Einbringtemperatur des Mischgutes liegt. Die dabei benötigte Zeit von 10—20 Tagen bis zur Abkühlung auf die Einbringtemperatur dürfte ebenfalls allen Anforderungen gerecht werden. Die Entscheidung muß eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung bringen, in der einerseits die Kosten einer Ammoniakkühlanlage einschließlich der nicht unerheblichen Mehrkosten für Betrieb, andererseits die dabei erzielte Einsparung an Kühlrohren durch die mögliche Vergrößerung der Rohrabstände in Vergleich gestellt werden.

4. In den meisten Fällen wird es genügen, die Kühlung des Betons zuerst nur bis auf die Einbringtemperatur durchzuführen

und erst mit fortschreitender Jahreszeit eine Nachkühlung bis auf die mittlere Jahrestemperatur (8—10°C) vorzunehmen, wenn auch das zur Verfügung stehende Kühlwasser tiefere Temperaturen angenommen hat. Damit wird immer noch vor dem Eintreten der tiefen Außentemperaturen der endgültige Temperaturzustand des Bauwerkes erreicht und damit die Gefahr erhöhter Ribbildung aus Temperaturspannungen ausgeschaltet.

5. Die durch eine sofort beim Betonieren einsetzende Kühlung bewirkte Verringerung des Temperaturanstieges gegenüber dem ungekühlten Beton beträgt je nach der Kühlwassertemperatur u. U. zwar nur wenige °C. Da aber eine sofort einsetzende Kühlung im allgemeinen keine oder nur geringe Mehrkosten verursacht, sollte dieser, wenn auch geringe Vorteil doch ausgenützt werden, da dann die größten Formänderungen schon im plastischen Zustand des Betons vollendet und damit fast spannungsfrei verlaufen sind.

6. Die Wahl der zulässigen Erwärmung des Kühlwassers ist nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu tätigen, welche die Beschaffung des Wassers selbst, die Größe der Pumpen und die aufzuwendende Pumparbeit erfassen. Bei größeren Temperaturunterschieden zwischen Eintritt und Austritt empfiehlt es sich, einen Ausgleich in den damit bedingten unterschiedlichen Blocktemperaturen zu schaffen. Dies kann in der Weise erfolgen, daß die Fließrichtung des Wassers in den Rohren in bestimmten Zeitabständen umgekehrt wird. Hierauf ist bei der Anlage des Rohrsystems Rücksicht zu nehmen.

## DIE BERECHNUNG VON DOPPELT GEKRÜMMTEN SCHALEN MITTELS DIFFERENZENGLEICHUNGEN.

Von Dr. techn. Adolf Pucher, Berlin-Charlottenburg.

Übersicht: Es werden die grundlegenden Beziehungen zur Ermittlung des Membranspannungszustandes in doppelt gekrümmten Schalen mittels Differenzrechnung entwickelt und eine Erweiterung der Differenzgleichungen auf Gitter mit veränderlichen Spannen gezeigt. Am Schluß wird ein Zahlenbeispiel durchgeführt.

### I. Einleitung.

Die Membranspannungen in doppelt gekrümmten Schalen unter Flächenlasten lassen sich, wie vom Verfasser gezeigt wurde<sup>1</sup>, immer aus einer Spannungsfunktion ableiten. Dadurch wird die Ermittlung der inneren Kräfte solcher Schalen auf die Integration einer einzigen partiellen Differentialgleichung zweiter Ordnung mit veränderlichen Koeffizienten zurückgeführt. Da über die Form der Schale sowohl als auch über die Belastung keine andere Voraussetzung gemacht ist, als deren stetiger Verlauf, so ist diese Differentialgleichung allgemein gültig.

Die Berechnung der Membranspannungen mit geschlossenen Funktionen oder durch konvergierende Reihen gelang bisher nur für einige besondere Schalenformen<sup>2</sup>. Gerade bei den für den Bau von Schalenkuppeln vorwiegend in Betracht kommenden Formen sind jedoch strenge Lösungen selten möglich. Im folgenden wird nun die Anwendung der Methode der Differenzgleichungen auf das vorliegende Problem gezeigt. Durch die Besonderheiten bei der Berechnung von Kuppeln ist es aber vorteilhaft, eine Erweiterung der von Marcus bei der Berechnung von elastischen Platten nach derselben Methode angewendeten Begriffe zu entwickeln.

### II. Die Grundlagen der Berechnung<sup>3</sup>.

Eine kurze Wiederholung der theoretischen Grundlagen ist für das Verständnis erforderlich. Die Mittelfläche der Schale folge der Gleichung  $z = z(x, y)$ . Unter der Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der Spannungen über die Querschnittsdicke der Schale (Membrantheorie) genügt die Angabe der drei Spannungskomponenten  $N_x$ ,  $N_y$  und  $N_{xy}$ . Im vorliegenden Falle wird das Flächenelement so gewählt, daß dessen Normalprojektion auf die  $xy$ -Ebene ein Rechteck mit den Seiten  $dx$  und  $dy$  ergibt.

Das Flächenelement ist daher ein Parallelogramm mit den Seiten  $\frac{dx}{\cos \varphi}$ ,  $\frac{dy}{\cos \psi}$  und dem Winkel  $\alpha$  ( $\cos \alpha = \sin \varphi \sin \psi$ ). Die an einem Linienelement  $ds$  angreifende Schnittkraft wird jedoch nicht, wie üblich in Komponenten normal und parallel zum Linienelement, Normalkraft und Scherkraft, zerlegt, sondern in zwei Richtungen parallel zu den Seiten des Flächenelementes. Wir nennen die unter dem Winkel  $\alpha$  stehenden Kraftkomponente  $N_n$ , die der Normalkomponente entspricht, die Längskraft, die zugeordnete Kraftkomponente in Richtung des Linienelementes heißt die Querkraft. Durch diese Wahl der Schnittkraftkomponenten wird erreicht, daß die Projektion der Schnittkräfte  $N_x \cdot ds_2$  bzw.  $N_y \cdot ds_1$  auf die  $xy$ -Ebene normal zu den Koordinatenrichtungen stehen.

Ebenso wird die relative Belastung der Fläche durch die drei Komponenten  $XYZ$  in Richtung der Koordinatenachse, bezogen auf die Flächeneinheit der Grundebene, ausgedrückt.

Die auf die Längeneinheit der  $xy$ -Ebene bezogenen Projektionen der Schnittkräfte  $\mathfrak{N}_x$ ,  $\mathfrak{N}_y$  und  $\mathfrak{N}_{xy}$  stehen mit den Schnittkräften an der Schale in einfacher Beziehung.

$$(1) \quad \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{N}_x &= N_x \frac{\cos \varphi}{\cos \psi}, \\ \mathfrak{N}_y &= N_y \frac{\cos \psi}{\cos \varphi}, \\ \mathfrak{N}_{xy} &= N_{xy}. \end{aligned} \right.$$

Es läßt sich nun zeigen, daß sich die Kräfte  $\mathfrak{N}_x$ ,  $\mathfrak{N}_y$  und  $\mathfrak{N}_{xy}$  von einer Spannungsfunktion  $\mathcal{F}$  ableiten lassen, derart daß

$$(2) \quad \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{N}_x &= \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial y^2} - \int_{x_0}^x X \, dy, \\ \mathfrak{N}_y &= \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial x^2} - \int_{y_0}^y Y \, dx, \\ \mathfrak{N}_{xy} &= - \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial x \partial y}. \end{aligned} \right.$$

Durch diesen Ansatz wird dem Gleichgewicht des Elementes in der  $x$ - und der  $y$ -Richtung bereits genügt. Drückt man das Gleichgewicht des Flächenelementes in der  $z$ -Richtung aus und führt hierbei die Spannungsfunktion  $\mathcal{F}$  ein, so erhält man eine partielle

<sup>1</sup> Pucher, A.: Über den Spannungszustand in doppelt gekrümmten Flächen. Beton u. Eisen 33 (1934) S. 298.

<sup>2</sup> Dischinger: Die Rotationsschalen mit unsymmetrischer Form und Belastung. Bauing. 16 (1935) S. 374.

<sup>3</sup> Näheres hierzu s. 1.



Differentialgleichung für  $F$

$$(3a) \quad \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = q,$$

hierbei ist

$$(3b) \quad q = -Z + \left( X \frac{\partial z}{\partial x} + Y \frac{\partial z}{\partial y} \right) + \left( \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \int_{x_0}^x X dx + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \int_{y_0}^y Y dy \right).$$

In diesen Gleichungen ist  $z = z(x, y)$  als Form der Schale bekannt.  $XYZ$  sind die auf die Flächeneinheit der  $x, y$ -Ebene bezogenen Belastungskomponenten. Treten nur senkrechte Lasten auf, z. B. Eigengewicht, so wird  $X = Y = 0$  und  $q = -Z$ .

Wird  $F$  durch Integration bestimmt, so sind auch die Schnittkräfte der Schale bekannt.

Es wird das Verständnis des folgenden erleichtern, wenn wir uns einen Einblick verschaffen in die Natur einer Spannungsfunktion. Bekanntlich genügt jeder Gleichgewichtszustand von Kräften oder Spannungen in einem ebenen Gebilde den Cauchy-Riemannschen Differentialgleichungen

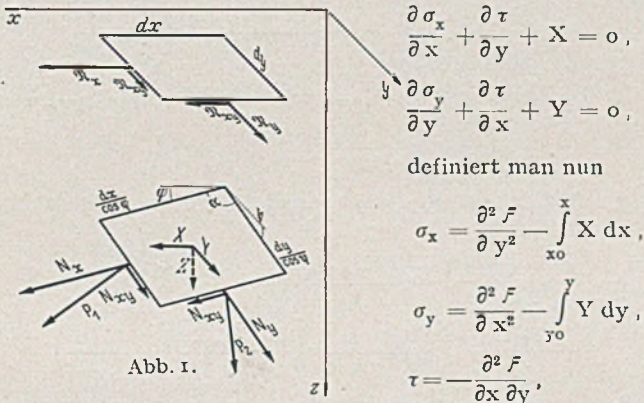


Abb. 1.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} + X = 0,$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} + Y = 0,$$

definiert man nun

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \int_{x_0}^x X dx,$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \int_{y_0}^y Y dy,$$

$$\tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}.$$

so werden obige Differentialgleichungen immer identisch erfüllt. Daraus folgt: Jeder stetig gekrümmten Fläche, denn als solche kann  $F$  als von  $x$  und  $y$  abhängig immer aufgefaßt werden, entspricht ein ebenes System von Kräften, das in jedem Bereich, auch im Flächenelement, im Gleichgewicht steht. Die Krümmung der Fläche entspricht der Normalspannung oder Normalkraft, die Verwindung der Fläche der Schubspannung oder Schubkraft.

Die Spannungsfunktion, wie die Spannungsfunktion genannt wird, ist demnach nichts anderes als der Ausdruck dafür, daß Kräfte ein ebenes Gleichgewichtssystem bilden.

Man kann nun an eine Spannungsfunktion verschiedene Forderungen stellen. Sollen z. B. die Kräfte in der  $x, y$ -Ebene elastische Verschiebungen hervorbringen, die miteinander verträglich sind, so liegt das Problem der nur mit Kräften in ihrer Ebene belasteten Platte (Scheibe) vor. Tatsächlich erhält man auch die Differentialgleichung der Scheibe  $\Delta \Delta F = 0$ , wenn man in die Spannungsdehnungsgleichungen (Hooksches Gesetz) die Spannungsfunktion einführt und diese Ausdrücke in die Verträglichkeitsbedingung einsetzt. Nebenbei bemerkt, ist das der weitaus kürzeste Weg, um die Scheibengleichung abzuleiten.

Beim Schalenproblem ist durch Einführung der Spannungsfunktion das Gleichgewicht des Flächenelementes nach der  $x$ - und  $y$ -Richtung befriedigt. Die dritte Bedingung, Gleichgewicht in der  $z$ -Richtung, ergibt die Differentialgleichung für die Spannungsfunktion.

Wenn man sich immer vor Augen hält, daß die Spannungsfunktion einer stetigen, gekrümmten Fläche entspricht, wird man den nachstehenden Untersuchungen leicht folgen.

Die inneren Kräfte der Schale bzw. deren Spannungsfunktion haben der Differentialgleichung (3) zu genügen. Sie sind darum nicht nur eine Funktion der Belastung, sondern auch der Randbedingungen für  $F$ , demnach im Falle des Schalenproblems, der Stützbedingungen. Das partikuläre Integral von (3) entspricht den Kräften, hervorgerufen durch die Belastung. Das Integral der homogenen Differentialgleichung ( $q = 0$ ) beschreibt die Kräfte,

die in der unbelasteten Schale infolge von Randbelastungen auf treten. Durch Überlagerung beider Zustände kann man die Abstützung der Schalen soweit variieren, als das mit dem Membranzustand verträglich ist.

### III. Die Differenzengleichung für die Spannungsfunktion.

In den Fällen, wo eine strenge Integration von (3) nicht gelingt, kommt man zu zahlenmäßigen Ergebnissen von genügender Genauigkeit, wenn man in (3) die Differentialquotienten von  $F$  durch deren Differenzenquotienten ersetzt. Dadurch wird die Differentialgleichung in ein System von linearen Gleichungen umgewandelt.

Wir teilen die Grundfläche der Schale in eine Anzahl gleicher Teile  $h$  in der  $x$ -Richtung und in gleiche Teile  $k$  in der  $y$ -Richtung.

Den Gedankengängen von Marcus<sup>4</sup> folgend, nehmen wir an, die Spannungsfunktion  $F$  sei in den in Abb. 2 dargestellten neun Punkten bekannt. Diese Zahlenwerte nennen wir  $w_{m,n}$ . Legen wir nun eine Fläche  $w$  zweiter Ordnung (allgem. Paraboloid) so, daß sie mit der Spannungsfunktion in den neun Gitterpunkten in der Umgebung von  $m, n$  identisch ist, so ergeben sich die zweiten Differentialquotienten an dieser Fläche im Punkte  $m, n$  zu

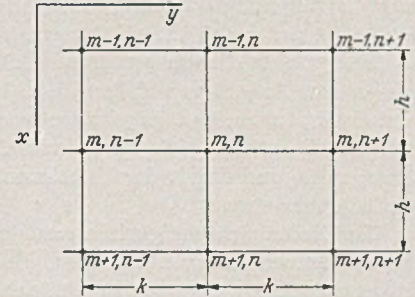


Abb. 2.

Es zeigt sich, daß die zweiten Differentialquotienten der Schmiegungsfläche identisch sind mit den zweiten Differenzenquotienten des Zahlengitters  $w_{m,n}$ . Es ist leicht einzusehen, daß die Differenzenrechnung nur dann zu einem Erfolg führen wird, wenn wir das Zahlengitter so eng wählen, daß das Paraboloid durch die neun benachbarten Punkte den charakteristischen Verlauf der Spannungsfunktion wiederzugeben imstande ist.

$$(4) \quad \begin{cases} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{w_{m+1,n} - 2w_{m,n} + w_{m-1,n}}{h^2} = \frac{1}{h^2} \Delta_{xx} w_{m,n} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{w_{m,n+1} - 2w_{m,n} + w_{m,n-1}}{k^2} = \frac{1}{k^2} \Delta_{yy} w_{m,n} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{w_{m+1,n+1} - w_{m-1,n+1} - w_{m+1,n-1} + w_{m-1,n-1}}{4hk} \\ = \frac{1}{4hk} \Delta_{xy} w_{m,n}. \end{cases}$$

Führen wir nun die Ausdrücke (4) in die Differentialgleichung ein, so ergibt sich eine lineare Gleichung, in der die neun Zahlenwerte  $w_{m-1,n-1}$  bis  $w_{m+1,n+1}$  als Unbekannte auftreten.

Wir nennen

$$(5) \quad \begin{cases} \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = r, \\ \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = s, \\ \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = t \end{cases}$$

und erhalten damit als Ersatz für (3) die Differenzengleichung für die Spannungsfunktion

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} & 2 \left( \frac{t}{h^2} + \frac{r}{k^2} \right) w_{m,n} - \frac{t}{h^2} (w_{m+1,n} + w_{m-1,n}) - \frac{r}{k^2} (w_{m,n+1} + w_{m,n-1}) \\ & + \frac{2s}{hk} (w_{m+1,n+1} - w_{m+1,n-1} - w_{m-1,n+1} + w_{m-1,n-1}) + q = 0. \end{aligned} \right.$$

Die Gl. (6) hat zur Voraussetzung, daß die Abstände zwischen den einzelnen Gitterpunkten (Spannen) konstant bleiben.

Die Gitter mit konstanten Spannen haben bei der Berechnung von Kuppeln mit steilen Rändern jedoch einige Schwierigkeiten zur Folge. Soll eine flache Kuppel berechnet werden, deren charakteristischer Mittelschnitt etwa nach einer Parabel gestaltet ist

<sup>4</sup> Marcus: Theorie elastische Gewebe. II. Aufl., S. 18.



(Abb. 3a), so wird man schon bei einer Wahl von nur drei bis vier gleichen Teilen über die halbe Breite bei Anwendung der Differenzgleichung Ergebnisse von hinreichender Genauigkeit bekommen, da sowohl die Krümmung der Schale, als auch die Belastung durch

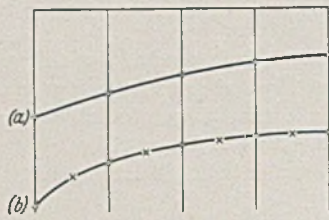


Abb. 3.

Eigengewicht, bezogen auf die Flächeneinheit der Grundebene, sich gegen den Rand zu wenig ändern. Ist jedoch der Mittelschnitt gegen den Rand zu stärker abgekrümmt (Abb. 3b), so erfassen die inneren Gitterpunkte, und auf diese kommt es an, wie später gezeigt wird, bei Anwendung einer gleichen Anzahl von Teilen weder die starke Krümmungsänderung noch die Zunahme des Eigengewichtes in der Nähe des Kämpfers. Es besteht das Bedürfnis, die Gitterpunkte dichter zu legen. Daher muß in solchen Fällen eine größere Anzahl von Teilen, d. h. kleinere Spannen, zur Anwendung kommen, um Ergebnisse von gleicher Genauigkeit zu erhalten. Es erhöht sich aber dadurch die Anzahl der inneren Gitterpunkte und damit der Unbekannten, was die Rechenarbeit erheblich vermehrt.

Um diesen Schwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, sollen jetzt Ausdrücke entwickelt werden, die es gestatten, auch Gitter mit veränderlichen Spannen zu wählen. Es wird dadurch möglich, dort kleinere Spannen anzuordnen, wo es die Natur der Aufgabe erfordert, ohne gleichzeitig die Zahl der Gitterpunkte zu vergrößern.

Wir ersetzen die Fläche  $F$  durch die Schmiegungsfläche  $w$  im Punkt  $m, n$ , die wieder als allgem. Paraboloid angenommen wird, das in neun Punkten mit  $F$  identisch ist (Abb. 4). Die Gleichung dieser Fläche ist:

$$(7) \quad w = + \frac{(y-y_n)(y-y_{n+1})}{k_n(k_n+k_{n+1})} \left[ w_{m-1,n-1} \frac{(x-x_m)(x-x_{m+1})}{h_m(h_m+h_{m+1})} - w_{m,n-1} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_{m+1})}{h_m \cdot h_{m+1}} + w_{m+1,n-1} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_m)}{(h_m+h_{m+1})h_{m+1}} \right] - \frac{(y-y_{n-1})(y-y_{n+1})}{k_n \cdot k_{n+1}} \left[ w_{m-1,n} \frac{(x-x_m)(x-x_{m+1})}{h_m(h_m+h_{m+1})} - w_{m,n} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_{m+1})}{h_m h_{m+1}} + w_{m+1,n} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_m)}{(h_m+h_{m+1})h_{m+1}} \right] + \frac{(y-y_{n-1})(y-y_n)}{(k_n+k_{n+1})k_{n+1}} \left[ w_{m-1,n+1} \frac{(x-x_m)(x-x_{m+1})}{h_m(h_m+h_{m+1})} - w_{m,n+1} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_{m+1})}{h_m \cdot h_{m+1}} + w_{m+1,n+1} \frac{(x-x_{m-1})(x-x_m)}{(h_m+h_{m+1})h_{m+1}} \right]$$

Differenziert man (7) zweimal und setzt für

$$\frac{h_{m+1}}{h_m} = \alpha, \quad \frac{k_{n+1}}{k_n} = \beta,$$

so erhält man für den Punkt  $m, n$ , da  $x = x_m, y = y_n$

$$(8) \quad \begin{cases} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{2}{\alpha(1+\alpha)h_m^2} \left[ w_{m+1,n} - (1+\alpha)w_{m,n} + \alpha w_{m-1,n} \right] \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{2}{\beta(1+\beta)k_n^2} \left[ w_{m,n+1} - (1+\beta)w_{m,n} + \beta w_{m,n-1} \right] \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = \frac{\alpha\beta}{(1+\alpha)(1+\beta)h_m \cdot k_n} \left[ w_{m-1,n-1} + \frac{1-\alpha^2}{\alpha^2} w_{m,n-1} - \frac{1}{\alpha^2} w_{m+1,n-1} + \frac{1-\beta^2}{\beta^2} \left( w_{m-1,n} + \frac{1-\alpha^2}{\alpha^2} w_{m,n} - \frac{1}{\alpha^2} w_{m+1,n} \right) - \frac{1}{\beta^2} \left( w_{m-1,n+1} + \frac{1-\alpha^2}{\alpha^2} w_{m,n+1} - \frac{1}{\alpha^2} w_{m+1,n+1} \right) \right] \end{cases}$$

Damit erhalten wir die Differenzgleichung für veränderliche Spannen.

$$(9) \quad \begin{cases} w_{mn} \left( \frac{t}{\alpha h_m^2} + \frac{(1-\alpha)(1-\beta)}{\alpha\beta h_m \cdot k_n} \cdot s + \frac{r}{\beta k_n^2} \right) - \frac{w_{m+1,n}}{\alpha(1+\alpha)} \left( \frac{t}{h_m^2} - \frac{(1-\beta)s}{\beta h_m k_n} \right) - \frac{w_{m-1,n}}{(1+\alpha)} \left( \frac{t}{h_m^2} - \frac{\alpha(1-\beta)s}{\beta h_m k_n} \right) + \frac{w_{m,n+1}}{\beta(1+\beta)} \left( \frac{r}{k_m^2} - \frac{(1-\alpha)s}{\alpha h_m k_n} \right) - \frac{w_{m,n-1}}{(1+\beta)} \left( \frac{r}{k_n^2} - \frac{\beta(1-\alpha)s}{\alpha h_m k_n} \right) + \frac{s}{(1+\alpha)(1+\beta)h_m \cdot k_n} \left( \frac{w_{m+1,n+1}}{\alpha\beta} - w_{m+1,n-1} \frac{\beta}{\alpha} - w_{m-1,n+1} \frac{\alpha}{\beta} + w_{m-1,n-1} \cdot \alpha\beta \right) + \frac{q}{2} = 0. \end{cases}$$

Gl. (9) enthält dieselben Gitterpunkte in der Umgebung von  $m, n$  wie Gl. (6), jedoch die Koeffizienten sind etwas komplizierter. Beide Gleichungen geben eine lineare Beziehung, die zwischen neun benachbarten Gitterpunkten bestehen muß.

Bei der Berechnung von Schalenkuppeln wird man im allgemeinen nicht im ganzen Bereich die Spannen veränderlich wählen. Es wird meist genügen, wenn man gegen den Rand zu auf kleinere Spannen übergeht.

Abb. 5 zeigt ein Gitter, bei dem gegen den Rand zu in jeder Richtung auf die halbe Spanne übergegangen wird. Da sich die Differenzgleichung nur bis zu den Nachbarreihen des Punktes in der  $x$ - und  $y$ -Richtung erstreckt, so braucht man nur dort, wo ein Gitterpunkt zwischen verschiedenen Spannen liegt, die Gl. (9) anzuwenden, in allen anderen Punkten jedoch die einfachere Gl. (6).

Beispielsweise wird in einem Gitter nach Abb. 5 für den Punkt  $a$  die Differenzgleichung nach (9), da  $\alpha = 0,5, \beta = 1$

$$\begin{aligned} w_{mn} \left( \frac{2t}{h^2} + \frac{r}{k^2} \right) - \frac{4w_{m+1,n}}{3} \cdot \frac{t}{h^2} - \frac{2w_{m-1,n}}{3} \cdot \frac{t}{h^2} + \frac{w_{m,n+1}}{2} \left( \frac{r}{k^2} - \frac{s}{h \cdot k} \right) - \frac{w_{m,n-1}}{2} \left( \frac{r}{k^2} - \frac{s}{h \cdot k} \right) + \frac{s}{3hk} (2w_{m+1,n+1} - 2w_{m+1,n-1} - \frac{1}{2}w_{m-1,n+1} + \frac{1}{2}w_{m-1,n-1}) + \frac{q}{2} = 0 \end{aligned}$$

für den Punkt  $b$  ist  $\alpha = 0,5, \beta = 0,5$  und die Differenzgleichung wird

$$\begin{aligned} 2w_{mn} \left( \frac{t}{h^2} + \frac{s}{2hk} + \frac{r}{k^2} \right) - \frac{3w_{m+1,n}}{2} \left( \frac{t}{h^2} - \frac{s}{hk} \right) - \frac{2w_{m-1,n}}{3} \left( \frac{t}{h^2} - \frac{s}{2hk} \right) + \frac{4w_{m,n+1}}{3} \left( \frac{r}{k^2} - \frac{s}{hk} \right) \end{aligned}$$

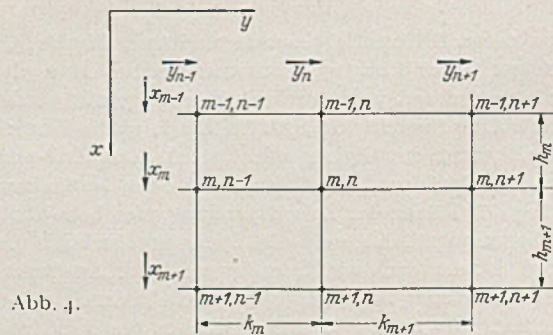


Abb. 4.

$$\begin{aligned} - \frac{2w_{m,n+1}}{3} \left( \frac{r}{k^2} - \frac{s}{2hk} \right) + \frac{4s}{9hk} (4w_{m+1,n+1} - w_{m+1,n-1} - w_{m-1,n+1} + \frac{w_{m-1,n-1}}{4}) + \frac{q}{2} = 0. \end{aligned}$$

Es zeigt sich, daß die Differenzgleichung nach (9) kaum umständlicher aufzustellen ist, als nach (6), so daß der Vorteil, der durch die Anordnung von ungleichen Spannen erzielt wird, offensichtlich ist.

Eine zweite Methode ist die Anordnung von Gittern, in denen je zwei aufeinanderfolgende Spannen in einem festen Verhältnis stehen. Dann bleibt für den ganzen Bereich  $\alpha$  und  $\beta$  konstant und man kann für alle Punkte die Differenzgleichung nach einem festen Schema aufstellen.

Indem wir die Gl. (6) bzw. (9) auf alle inneren Gitterpunkte anzuwenden, bekommen wir ein lineares Gleichungssystem, in dem als Unbekannte neben den  $w$ -Ordinaten der inneren Gitterpunkte auch die der Randpunkte auftreten. Wenn diese bekannt sind, so kann das Gleichungssystem, da gleich viel Gleichungen als

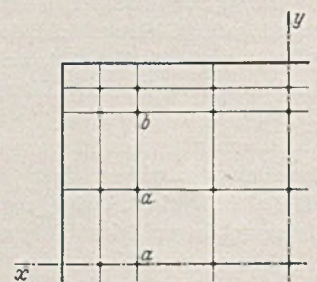


Abb. 5.



Unbekannte vorhanden sind, eindeutig gelöst werden. Die Wurzeln des Gleichungssystems sind die Ordinaten der Spannungsfäche in den Gitterpunkten. Durch Differenzbildung nach Gl. (4) bzw. (8) werden daraus die reduzierten Schnittkräfte  $\mathfrak{N}_x$ ,  $\mathfrak{N}_y$  und  $\mathfrak{N}_{xy}$  berechnet. Die Schnittkräfte der Schale ergeben sich aus der Umkehrung der Gl. (1).

IV. Die Randwerte.

Die Differenzgleichung kann nur auf die inneren Gitterpunkte angewendet werden, da ihre Anwendung auf die Randpunkte die Existenz von Gitterpunkten außerhalb des Bereiches voraussetzt, wodurch die Zahl der Unbekannten wieder größer wird. Die Randwerte der Spannungsfäche müssen vielmehr aus den Randbedingungen ermittelt werden.

Wir wählen ein rechtwinkliges Koordinatensystem mit vertikaler Achse so, daß die s-Achse in der Richtung des Randes liegt, die n-Achse normal dazu, nach außen weisend (Abb. 6). Da wir Membranspannungszustand voraussetzen, muß die resultierende

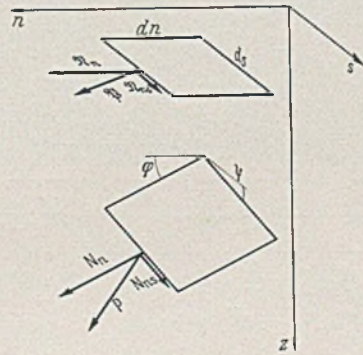


Abb. 6.

Schnittkraft P in der Tangentialebene der Schalenmittelfläche liegen. Wir zerlegen P entsprechend den Voraussetzungen in Abschnitt II in die zwei Komponenten  $N_n$  und  $N_{ns}$  so, daß deren Projektionen  $\mathfrak{N}_n$  und  $\mathfrak{N}_{ns}$  auf die n-s-Ebene in Richtung der n- bzw. s-Achse liegen.

Für die reduzierten Schnittkräfte gilt wieder

$$(10) \quad \begin{cases} \mathfrak{N}_n = \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial s^2} \\ \mathfrak{N}_{ns} = -\frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial s \partial n} \end{cases}$$

Aus Gl. (10) folgt, daß die Randwerte der Spannungsfäche durch zweifache Integration zu ermitteln sind, wenn die am Rande angreifenden Längskräfte  $\mathfrak{N}_n$  bekannt sind. Das System der Differenzgleichung kann gelöst und damit der Spannungszustand der Schale berechnet werden. Die Randschubkräfte ergeben sich zwangsläufig aus der Verwindung der Spannungsfäche am Rande, daher ist eine vorherige Festlegung im allgemeinen nicht möglich.

Aus diesen Überlegungen folgt, daß mittels der Spannungsfunktion die inneren Kräfte einer Schale immer berechnet werden können, wenn an dieser aktive Kräfte, Flächenlasten und Randlängskräfte, angreifen, daß jedoch Reaktionskräfte nur solange zu ermitteln sind, solange die Abstützung der Schale statisch bestimmt ist. Als statisch bestimmte Stützung stellt sich die durch Randschubkräfte allein getragene Schale dar (Abb. 7). Daß nur ein statisch bestimmtes System mit der Spannungsfunktion allein berechnet werden kann, ist selbstverständlich, da lediglich Gleichgewichtsbedingungen zur Differentialgleichung (3) geführt haben. Das statisch unbestimmte Problem kann auch hier nur mit Heranziehung der Verformungsbedingungen gelöst werden.



Abb. 7.

Die statisch bestimmte Abstützung ist gleichzeitig die für den neuzeitlichen Schalenbau wichtigste. Zur Aufnahme der Randschubkräfte wird eine Binderscheibe vorgesehen, die wohl in ihrer Ebene Momente aufnehmen kann, jedoch keine Seitensteifigkeit besitzt. Dann können keine Randlängskräfte als Reaktionskräfte auftreten. Die Momente, die in der Binderscheibe aus den Schubkräften entstehen, können leicht aufgenommen werden, es sind daher große Stützweiten von 50 und mehr Metern ohne besondere Schwierigkeit erreichbar. In diesem Falle, dem sog. ungestützten Rand wird wegen

$$\mathfrak{N}_n = \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial s^2} = 0$$

der Rand der Spannungsfäche eine Gerade, und es können die Randordinaten  $w_R = 0$  gesetzt werden.

Soll der Schalenrand vollkommen frei von Kräften bleiben, also

$$\mathfrak{N}_n = \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial s^2} = 0, \quad \mathfrak{N}_{ns} = \frac{\partial^2 \mathcal{F}}{\partial s \partial n} = 0,$$

so ist dadurch nicht nur der Rand der Spannungsfäche als Gerade definiert, sondern es muß auch deren Randtangente in allen Punkten parallel bleiben. Die Spannungsfäche muß längs des Randes eine gemeinsame Tangentialebene haben. Es ist leicht einzusehen, daß eine so strenge Bedingung nicht bei jeder Schalenform und nicht für jede Belastung möglich ist. Für das Paraboloid über rechteckigem Grundriß z. B. hat der Verfasser nachgewiesen, daß nur eine Seite als kräftefreier Rand möglich ist. Es muß in jedem besonderen Falle eine Untersuchung angestellt werden, ob ein Gleichgewichtszustand ohne Biegemomente in der Schale (Membranzustand) möglich ist.

Der gestützte Rand kann, wie schon erwähnt, ohne die Verformungsbedingungen nicht berechnet werden. Man kann sich jedoch einen Überblick über den Spannungsverlauf machen, wenn man eine zutreffende Annahme über die Größe der Stützkkräfte macht und danach die Schnittkräfte berechnet.

V. Das Rotationsparaboloid über quadratischem Grundriß als Anwendungsbeispiel.

Um die Rechnung möglichst einfach zu gestalten, wählen wir gleichförmig verteilte Belastung, bezogen auf die Flächeneinheit der Grundrißebene. Ferner nehmen wir an, daß die Kuppelränder durch Binderscheiben ausgesteift sind (vier ungestützte Ränder). Diese Kuppelform, die erstmalig von Dischinger vorgeschlagen wurde, stellt gleichzeitig eine Rückungsfäche dar, deren beide Leitkurven zwei gleiche Parabeln sind. Die Gleichung des Rotationsparaboloides (Abb. 8) ist  $z = \frac{1}{2a} q^2$ . Wegen  $q^2 = x^2 + y^2$  ist

$$z = \frac{1}{2a} (x^2 + y^2),$$

daraus folgt

$$r = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{1}{a},$$

$$s = \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = 0,$$

$$t = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = \frac{1}{a} = r.$$

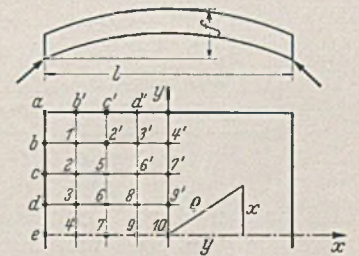


Abb. 8.

Ferner wählen wir  $h = k = \frac{1}{8}$ . Die Differentialgleichung wird nach Gl. (6)

$$4w_{mn} - (w_{m+1,n} + w_{m-1,n} + w_{m,n+1} + w_{m,n-1}) = -ah^2p = -R.$$

Wegen der Symmetrie der Schalenform und der Belastung genügt es, die Differenzgleichung auf die Gitterpunkte 1 bis 10 (Abb. 8) anzuwenden. Da ungestützte Ränder vorausgesetzt sind, verläuft der Rand der Spannungsfäche gerade. Aus Symmetriegründen folgt, daß alle Randwerte gleichgroß sind, und es genügt  $w_a = w_b = w_c = w_d = w_e = 0$  zu setzen. Wir erhalten somit folgendes Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} 4w_1 - 2w_2 &= R \\ -w_1 + 4w_2 - w_3 &= R \\ -w_2 + 4w_3 - w_4 &= R \\ -2w_3 + 4w_4 &= R \\ -2w_2 &+ 4w_5 - 2w_6 &= R \\ -w_3 &+ 4w_6 - w_7 &= R \\ -w_4 &- 2w_6 + 4w_7 &= R \\ &- 2w_6 &+ 4w_8 - 2w_9 &= R \\ &- w_7 &- 2w_8 + 4w_9 - w_{10} &= R \\ &&- 4w_9 + 4w_{10} &= R \end{aligned}$$

Die Wurzeln des Gleichungssystems:

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,1379 R & w_6 &= 3,4405 R \\ w_2 &= 1,7754 R & w_7 &= 3,6243 R \\ w_3 &= 2,1063 R & w_8 &= 4,1747 R \\ w_4 &= 2,2092 R & w_9 &= 4,4081 R \\ w_5 &= 2,8581 R & w_{10} &= 4,6581 R \end{aligned}$$



Die reduzierten Spannungen werden daraus durch Differenzenbildung berechnet. Es wird:

$$\mathfrak{N}_x = \frac{w_{m,n+1} - 2w_{m,n} + w_{m,n-1}}{h^2}$$

$$\mathfrak{N}_y = \frac{w_{m+1,n} - 2w_{m,n} + w_{m-1,n}}{h^2}$$

$$\mathfrak{N}_{xy} = \frac{1}{4h^2} (w_{m+1,n+1} - w_{m+1,n-1} - w_{m-1,n+1} + w_{m-1,n-1})$$

Die Zahlenwerte der Spannungsfunktion haben den Multiplikator  $R = p a h^2$ . Da bei der Differenzenbildung durch  $h^2$  zu dividieren ist, wird der Multiplikator der Schnittkräfte zu  $p a$ . In Abb. 9 ist die Spannungsfläche im Schrägbild dargestellt, die reduzierten Schnittkräfte sind aus der Zahlentafel zu entnehmen.

Schnittkräfte am Paraboloid.

Punkt	Reduzierte			Bei $l = 50^m, f = 10^m$			
	$\mathfrak{N}_x$	$\mathfrak{N}_y$	$\mathfrak{N}_{xy}$	$\mu = \frac{\cos \varphi}{\cos \psi}$	$\mathfrak{N}_x = \frac{1}{\mu} \mathfrak{N}_x$	$\mathfrak{N}_y = \mu \mathfrak{N}_y$	$\mathfrak{N}_{xy} = \mathfrak{N}_{xy}$
a	-1,000	-1,000	2,350	1,000	0	-1,000	2,350
b	0	-1,000	0,980	0,970	0	-0,970	0,980
c	0	-1,000	0,460	0,947	0	-0,947	0,460
d	0	-1,000	0,220	0,935	0	-0,935	0,220
e	0	-1,000	0	0,929	0	-0,929	0
1	-0,500	-0,500	0,720	1,000	-0,500	-0,500	0,720
2	-0,307	-0,693	0,416	0,976	-0,315	-0,676	0,416
3	-0,228	-0,772	0,191	0,963	-0,237	-0,743	0,191
4	-0,206	-0,794	0	0,958	-0,215	-0,761	0
5	-0,500	-0,500	0,275	1,000	-0,500	-0,500	0,275
6	-0,399	-0,601	0,133	0,988	-0,404	-0,594	0,133
7	-0,368	-0,632	0	0,982	-0,375	-0,621	0
8	-0,500	-0,500	0,117	1,000	-0,500	-0,500	0,117
9	-0,467	-0,532	0,067	0,994	-0,471	-0,530	0,067
10	-0,500	-0,500	0	1,000	-0,500	-0,500	0

mal  $p \cdot a$  mal  $62,5 \cdot p$

fläche mit den Endtangente aufgetragen. Die Ordinatendifferenzen im Abstand „1“, gebrochen durch die Spanne, stellen den Mittelwert der Randschubkraft zwischen zwei Gitterpunkten dar. Das Schubkraftdiagramm (Abb. 11 unten) kann daraus mit großer Genauigkeit abgeleitet werden.

Wir wollen uns einen Überblick verschaffen, wie groß die Beanspruchung in einer weitgespannten Kuppel wird. Wir wählen eine Seitenlänge von  $l = 50$  m. Die Gesamthöhe der Kuppel über den Eckpunkten soll  $f = 10$  m sein. Dann wird  $a = \frac{625}{10} = 62,5$  m.

Als Belastung nehmen wir  $p = 300$  kg/m<sup>2</sup> (Eigengewicht 205, Abdeckung 20, Schnee 75 kg/m<sup>2</sup>) an.

Der Zahlentafel entnimmt man die Faktoren für die Umrechnung der reduzierten in die tatsächlichen Schnittkräfte. Diese sind ebendort neben den reduzierten Schnittkräften ersichtlich. Es ergeben sich folgende Größtwerte: Die max. Längskraft

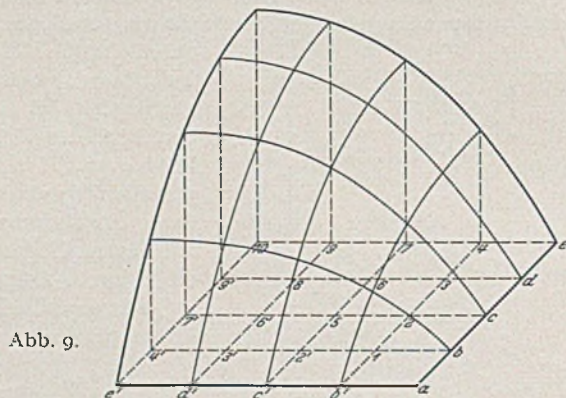


Abb. 9.



Abb. 10.

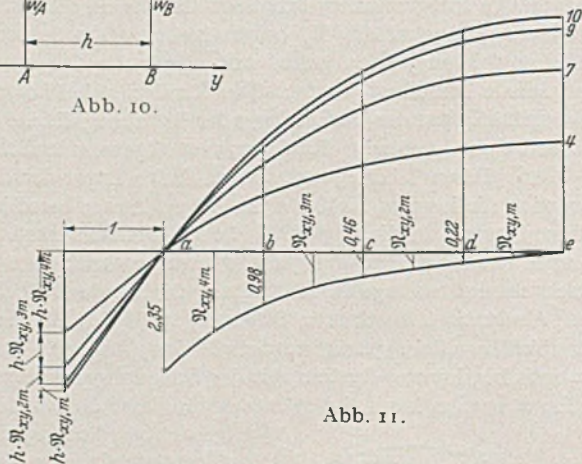


Abb. 11.

Ein besonderes Verfahren muß zur Berechnung der Schnittkräfte am Rand der Schale angewandt werden, da wegen des Fehlens von Gitterpunkten außerhalb des Kuppelbereiches eine Differenzenbildung nicht erfolgen kann.

Wir betrachten den Rand  $y = \text{konst.}$  Es ist laut Voraussetzung  $\mathfrak{N}_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = 0$ . Aus der Differentialgleichung für das Paraboloid  $\frac{1}{a} (\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}) = -p$  folgt, daß am Rande  $\mathfrak{N}_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = -p a$  sein muß.

In den Gitterpunkten A (Rand) und B (Abb. 10) sind die Werte der Spannungsfunktion bekannt. Es ist die Tangente in A so zu bestimmen, daß  $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \mathfrak{N}_x = -p a$  wird. Wir setzen in Übereinstimmung mit den Annahmen, die der Differenzgleichung zugrunde liegen,  $w$  als Parabel durch die Punkte  $w_A$  und  $w_B$  ein, so daß  $\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -p a$  wird. Es ist  $w = p a y (h - y) + \frac{w_B - w_A}{h} y + w_A$ , daraus folgt

$$\frac{\partial w}{\partial y} \Big|_{y=0} = \frac{p a}{2} h + \frac{w_B - w_A}{h}$$

Die Strecke  $\partial$  (Abb. 10) wird dann

$$\partial = \left| \frac{\partial w}{\partial y} \right|_{y=0} \cdot h + w_A - w_B = + \frac{p a h^2}{2}$$

Mit einer dieser Gleichung ist die Randtangente sehr rasch bestimmt. Nun können auch die am Rand wirkenden Schubkräfte ermittelt werden. Es ist  $\mathfrak{N}_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$ , d. h., die auf die Längeneinheit bezogene Neigungsänderung der Tangente an der Spannungsfläche. In Abb. 11 sind die Schnitte durch die Spannungs-

im Punkte a mit  $N_{x_{\max}} = -1,000 \cdot 300 \cdot 62,5 = 18,75$  t/m. Die max.  $N_{xy}$ -kraft im Punkt a mit

$$N_{xy} = 2,35 \cdot 0,300 \cdot 62,5 = 44,0 \text{ t/m.}$$

Bei 8,5 m Schalenstärke ist

$$\sigma_{\max} = \frac{18750}{850} = 22,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die größte Schubspannung tritt an der Ecke auf. Dort ist allerdings auf ein Stück eine Verstärkung der Schale notwendig, um unter dem für Eisenbeton geforderten Wert von  $\tau_0 = 16$  kg/cm<sup>2</sup> zu bleiben.

Die hier ermittelten Werte werden sich bei einer die Veränderlichkeit des Eigengewichtes berücksichtigenden Rechnung noch etwas ändern, da durch die Annahme  $p = \text{const.}$  das wachsende Eigengewicht an den geneigten Teilen der Schale nicht in Rechnung gestellt ist. Der Einfluß ist jedoch bei einer so flachen Schale, wie im gewählten Beispiel, unbedeutend.



VI. Schlußbemerkung.

Die Methode der Differenzenrechnung ermöglicht es, ohne weiteres die Membranspannungen mit einer Genauigkeit von 1—2% zu berechnen, wovon man sich durch Nachprüfung des Gleichge-



Abb. 12. Schalenkuppel über einem stützenfrei überdeckten Grundriß von 10×15 m, ausgeführt von der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Spandau. Die Kuppel ist nach einer Rückungsfläche geformt, deren Leitkurven zwei Kreise mit verschiedenem Radius sind. Die Schalendstärke beträgt 6 cm.

wichtes an Teilen der Schale überzeugen kann. Als Anwendungsbeispiel wurde absichtlich eines gewählt, bei dem sich die Zahlenrechnung möglichst einfach gestaltet, um das Charakteristische des Verfahrens zu zeigen. Bei anderen Schalenformen wird die Rechnung nur deshalb verwickelter, weil dann die Koeffizienten  $\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}$ ,  $\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$  und  $\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$  nicht mehr so einfach zu ermitteln sind. Prinzipielle Schwierigkeiten erwachsen nicht. Es besteht jedoch die Möglichkeit, gegebenenfalls auch die zweiten Differentialquotienten von  $z$  durch die Differenzenquotienten zu ersetzen. Wie ein durchgerechnetes Beispiel zeigte, wird auch hier ein Ergebnis mit genügender Genauigkeit erreicht. Dadurch können evtl. sogar die Membranspannungen in Flächen berechnet werden, die nicht durch mathematische Gesetze gegeben sind. Daß in diesem Falle große Vorsicht am Platze ist, ist selbstverständlich.

Der reine Membranspannungszustand kann in einer doppelt gekrümmten Schale nicht vollkommen verwirklicht werden. Infolge der monolithischen Verbindung der Schale mit den Binderscheiben treten Randstörungen auf, die Biegemomente zur Folge haben. Diese sind jedoch bedeutend kleiner als bei einer einfach gekrümmten Fläche, da sie erstens nur zur Befriedigung der Verträglichkeitsbedingungen und nicht des Gleichgewichtes notwendig sind und da sie zweitens bei einer doppelt gekrümmten Fläche viel stärker gedämpft sind, als bei einer einfach gekrümmten. Man ist noch nicht imstande, diese Randstörungen zu berechnen, jedoch kann man sehr wohl bei einiger Erfahrung im Schalenbau eine Größenabschätzung durchführen. Jedenfalls wird durch die Anwendung der Differenzgleichungen wieder eine ganze Reihe von Schalenformen dem Bauwesen erschlossen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Höchstleistungen neuzeitlicher Gründungstechnik beim Bau französischer Staudämme in Algerien.

Das „Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics“ hat das 93 Seiten umfassende fünfte Heft seiner Annalen 1936 fast ausschließlich den algerischen Staudämmen gewidmet, die infolge der sehr schwierigen Gründungsverhältnisse mit größter Sorgfalt erbaut wurden und daher größte Beachtung verdienen. Im folgenden möge kurz über die Staudämme von Bakhada, Bou Hanifia und Foum el Gueiss berichtet werden, die in der Bauweise (großblockige Steindämme mit wasserseitiger Dichtungsdecke) weitgehend übereinstimmen und gründerstechnisch besonders lehrreich sind.

Löcher wurden in beiden Reihen in 5 m Abstand gebohrt und stufenweise ausgepreßt. Je nach den örtlichen Verhältnissen arbeitete man von unten nach oben oder von oben nach unten. Die umgekehrte Arbeitsweise wurde besonders für die höherliegenden Sandsteine gewählt, wobei man sich entsprechender Verschlüsse bediente. Das Einpressen der Zementbrühe geschah teilweise mit Druckluft, teilweise mit Druckwasser. Die Dosierung war außerordentlich schwankend, in Anpassung an die Art des Gesteins. In einem abgegrenzten Arbeitsbereich wurden immer erst die am weitesten voneinander entfernten Löcher ausgepreßt, um eine wechselseitige Beeinflussung auszuschalten. War man so bis zur Mitte vorgedrungen und die in Frage stehende Teilstrecke geschlossen, so wurde zunächst eine Prüfung durch Bohren von Probelöchern vorgenommen, die mit Druckwasser unter nachfolgendem Auspressen untersucht wurden. Während man im Talgrunde beide Reihen in 3 m Abstand ziemlich senkrecht herunter brachte, wurde am rechten Hang die eine Reihe bergwärts, die andere talwärts geneigt. Durch die bergseitige Neigung hoffte man eine größere Zahl von Klüften des durchbohrten Kalkfelsens zu treffen, während die talseitige Neigung der inneren Reihe eine Unterströmung auf seitlichen Umwegen eindämmen sollte.

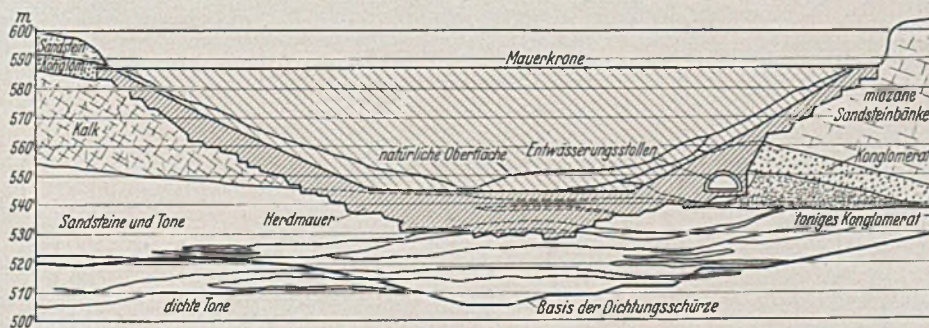


Abb. 1. Bakhada-Staudamm. Längsschnitt mit Herdmauer und Dichtungsschürze.

Über den Bakhada-Staudamm und seine bauliche Gestaltung ist bereits in dieser Zeitschrift berichtet worden, worauf im einzelnen verwiesen sei<sup>1</sup>. Nach den Worten der französischen Kollegen MM. Vergnienaud und Drouhin ist der Bakhada-Staudamm eine erneute Bestätigung des wohlbekannten und trotzdem oft vergessenen Tatbestandes, daß man gar nicht genug Zeit und Geld daran wenden kann, um eine gründliche Voruntersuchung des Talsperrengegendes durchzuführen. Man glaubte, alles sei in bester Ordnung und stieß nachher auf ganz beträchtliche Gründungsschwierigkeiten. An Stelle der erwarteten dichten oligozänen Mergel fand man eine ausgedehnte Trümmerzone von Sandsteinen, Kalksteinen und Tonen, die erst in einer Tiefe von 50—60 m von zusammenhängenden dichten Tonen abgelöst wurde.

Abb. 1 zeigt die tiefe und kräftige Herdmauer mit der darunterliegenden doppelreihigen Einpreßschürze von 50—70 m Tiefe. Die

Außer den Dichtungsschürzen wurden noch zahlreiche Auspressungen im Staugelände vorgenommen. Insgesamt wurden rd. 20000 m Löcher gebohrt und 3500 t Zement eingepreßt. Die Dichtungsschürze vor der Herdmauer umfaßte 10550 m<sup>2</sup> mit 121 kg/m<sup>2</sup> spezifischem Aufnahmevermögen und die Dichtungsschürzen im Gelände 24950 m<sup>2</sup> mit 38,6 kg/m<sup>2</sup>.

Recht beachtenswert sind die Erfahrungen mit der doppelten Dichtungsdecke (Abb. 2). In dem oben erwähnten Berichte war bereits bemerkt worden, daß sich die provisorische Eisenbetonabdeckung von 30 cm Stärke sehr gut bewährt hatte. Es waren beim Setzen keinerlei sichtbare Risse aufgetreten und auch der Sickerverlust hielt sich mit 15 l/sec in erträglichen Grenzen. Wenn trotzdem die endgültige Abdeckung von 40 cm Stärke noch aufbetoniert wurde, so in erster Linie, um die Fugen zu sichern und ein Stauwerk von großer Dauer zu schaffen. In der Tat bestanden beim Aufbringen der zweiten Decke ja hervorragend günstige Verhältnisse. Durch die vorangegangene Füllung des Staubeckens waren die an sich schon geringen Setzungen (30 cm horizontal und 30 cm vertikal) im wesentlichen beendet und alles noch eindringende Sickerwasser konnte in außerordentlich sicherer Weise abgefangen werden. Nach den bisherigen Beobachtungen ist durch die zweite Decke der Sickerverlust von 15 l/sec auf 1,5 l/sec, d. h. auf den zehnten Teil herabgemindert worden.

<sup>1</sup> Bauing. 17 (1936) S. 158.







Der zur Zeit noch in Bau befindliche Bou-Hanifia-Staudamm hat nach den Erfahrungen an der Bakhada-Talsperre eine geotechnische Voruntersuchung größten Ausmaßes erfahren, so daß bei Beginn des Baues vollständige Klarheit über die Untergrundverhältnisse bestand. Nach Abb. 3 sind jene alles andere als erfreulich. Wie man aus den beigelegten Schnitten sieht, kann man sich fragen, ob es sich bei derartigen Dichtungsarbeiten noch um eine Talsperre oder vielmehr um eine Untergrundsperrung handelt. Wenn bei der Bakhada-Sperre die Dichtungsarbeiten schon 25 % der Baukosten verschlangen, so werden bei der Bou-Hanifia-Sperre weit mehr als 50 % auf die Dichtungsarbeiten entfallen.

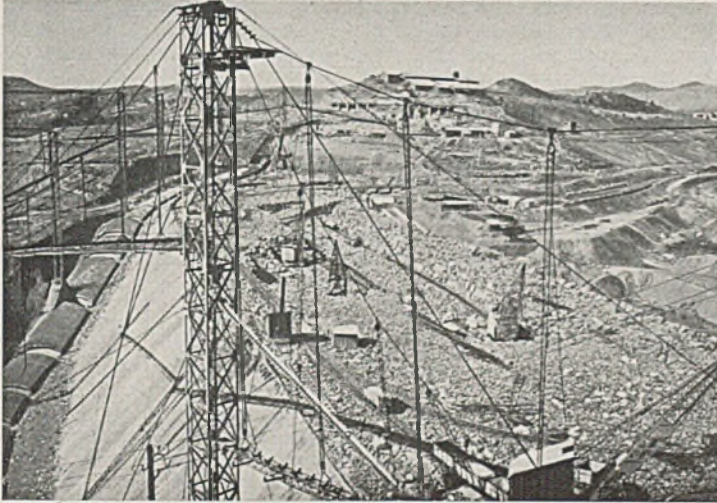


Abb. 4. Bou-Hanifia-Staudamm. Herstellung.

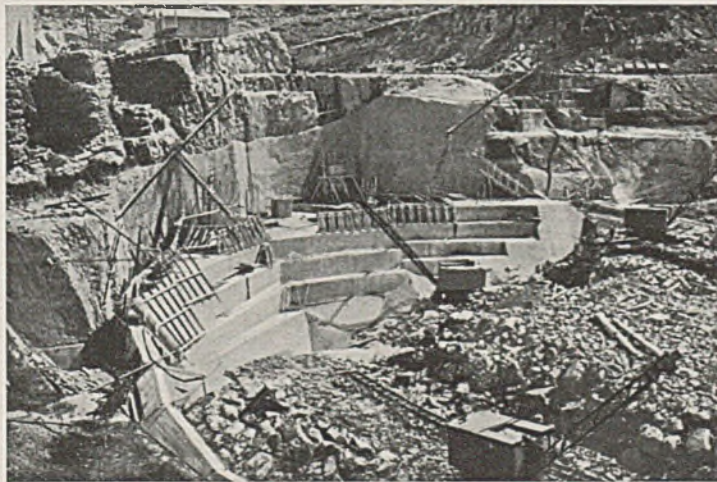


Abb. 7. Fom-el-Gueiss-Staudamm. Herstellung der Anschlußmauer am rechten Hang.

In der Abb. 3 ist alles so ausführlich dargestellt, daß sich weitere Einzelheiten über Lage und Anordnung der Beton- und Dichtungsschürzen hier erübrigen. Man wollte unter allen Umständen eine dichte

Membran über den eoänen Mergelbänken herstellen. Die Betonschürze, die im Talgrunde in 4 m Stärke bis zu 75 m tief herunter geführt wurde, stellt allein schon ein Meisterwerk der Gründungstechnik dar. Die Baugrube wurde im freien Aushub mit Hilfe der Grundwasserabsenkung heruntergeführt. In Abständen von 15—20 m ordnete man Dehnungsfugen an, die in sorgfältigster Weise gedichtet wurden (Abb. 3).

Das Auspressen der Dichtungsschürzen erfolgte teilweise mit Zementbrühe, teilweise mit Silikaten. In den oberen Lagen der stark zerklüfteten mergeligen Sandsteine ging das Auspressen mit Zementbrühe ausgezeichnet. Die Auspreß-Teilstufen wurden der Dicke der Schichten angepaßt, und nach jedem Auspressen wurde die erzielte Wirkung durch Druckwasser nachgeprüft. Handelte es sich um Gesteine mit durchlässigem Gefüge, so preßte man zunächst Chemikalien ein, um eine allzuweite Verflüchtigung der Zementbrühe zu verhindern.

In den unteren Lagen wurden in erster Linie durchlässige Sandbänke angetroffen, deren Kornzusammensetzung so war, daß der Zement nicht eindrang. Diese Schichten behandelte man mit kolloidalen Silikaten, die durch Absetzer und Zentrifugalscheider von Flocken irgendwelcher Art gereinigt waren. Die eingepreßten Silikate bilden mit dem Sand eine gallertartige Verbindung, und zwar in einer frei regelbaren Zeit. Vor Anwendung des Verfahrens wurden Großversuche im Gelände an zwei Bohrungen durchgeführt, die ausgezeichnete Ergebnisse lieferten.

Der Lochabstand wurde in den Zementauspreßzonen auf 2—3 m und in den Silikatzenen auf 1,5 m festgesetzt. Da manche Löcher über 100 m tief waren, erwies es sich als wirtschaftlicher, eine Reihe von Stollen in das Gebirge zu stoßen und von diesen aus die Auspreßarbeiten vorzunehmen. Der laufende Meter Dichtungsschürze verschlang durchschnittlich 150 kg Zement bzw. 400 kg kolloidale Silikate. Insgesamt wurden 14000 t Zement und 5000 t Silikate verbraucht, bei einer Gesamtschürzenfläche von 94000 m<sup>2</sup>.

Der Steindamm, dessen Herstellung Abb. 4 zeigt, ist aus sehr großen Blöcken aufgeschüttet worden, dessen Hohlräume sorgfältig mit kleineren Blöcken ausgefüllt wurden. Das Durchschnittsgewicht der Blöcke betrug etwa 7 t. Man hat dadurch den Hohlraumgehalt von 32 % bei der Bakhada-Sperre auf 26,5 % herabmindern können. Als Dichtungsdecke kommt erstmalig bituminöser Beton zur Ausführung, dessen Zusammensetzung auf Grund langjähriger Vorversuche erfolgt. Um evtl. Sickerwasser sicher abfangen und vor allem auch feststellen zu können, ist längs der ganzen Gründungsfläche das aus Abb. 5 ersichtliche Entwässerungsfilter nach Terzaghi eingebaut worden.

Der Staudamm Fom-el-Gueiss, mit dem sich M. Diraud näher beschäftigt, weist ebenfalls in seiner Art ganz einzigartige Gründungsverhältnisse auf, die einen unwillkürlich an die St.-Francis-Katastrophe erinnern. Am rechten Hang dieses Staudammes wurde ein Schiefergestein angetroffen, das sich vollständig in Wasser zersetzte, wenn es 27 Stunden vorher der Luft ausgesetzt wurde; nach achtstündiger Luftbestrahlung trat eine teilweise Zersetzung ein. Setzte man es unter Wasser schwachen Drücken aus, so war eine merkbare Schwellung festzustellen. Im trockenen Zustande war bei 4 kg/cm<sup>2</sup> bereits der Scherwiderstand erschöpft.

Abb. 6a—e zeigt, wie man sich dieser Situation gegenüber verhalten hat. Die ganze Anschlußfläche an den Schiefer ist durch eine polygonartige Ringmauer eingedeckt worden, die den Staudamm auffängt. Bei der Herstellung kam es vor allen Dingen darauf an, daß der freigelegte Schiefer nicht dem Lichte ausgesetzt wurde. Demgemäß legte man sofort nach dem Freilegen Streckmetall auf und behandelte die Fläche mit der Torkretpumpe. Zur Sicherung der Anschlußfuge gegen Umströmen wurde ein besonders gedichteter Querspon angeordnet, dessen Wirksamkeit von einem Kontrollschacht aus beobachtet werden kann (Schnitt CC). Abb. 7 vermittelt einen sehr schönen Überblick von der Abfangmauer mit den torkretierten Schieferflächen während der Herstellung. [Ann. Inst. Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 1 (1936) Heft 5].

T ö l k e, Karlsruhe.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Werkstoff-Schau Nr. 2.

#### Kunststoff-Ausstellung in Düsseldorf im Mai 1937.

Am 8. Mai 1937 wird in Düsseldorf die Ausstellung „Schaffendes Volk“ eröffnet, die als Fortsetzung der im Jahre 1927 in Berlin durchgeführten Werkstoff-Schau gedacht ist. Auf ihr soll die deutsche Kunststoffindustrie zum ersten Male in einer gemeinsam veranstalteten großen Ausstellung an die Öffentlichkeit treten.

Neben den seit Jahrtausenden in Gebrauch befindlichen Werkstoffen wie Stahl und Eisen, Nichteisenmetalle und Holz werden dabei die Kunst- und Preßstoffe, die organischen plastischen Massen usw. als ein gleichberechtigter, ebenbürtiger Werkstoff gezeigt. Die Erzeugung und Verarbeitung, die Verwendung und der Verbrauch dieser neuen Werkstoffe sollen in einer gemeinsamen Schau in ihren technischen Einzelheiten dargestellt werden, während die Sondererzeugnisse der deutschen Kunststofffirmen in den Einzelständen der großen in Aussicht genommenen „Halle der Kunststoffindustrie“ besichtigt werden können. Gerade diese Ausstellung wird besonders geeignet sein, zu zeigen, was für den Vierjahresplan schon geleistet worden ist und was mit unseren heimischen Werkstoffen in Zukunft noch geleistet werden kann.

### Die wirtschaftliche Lage der Zementindustrie im Jahre 1936.

Der Versand der gesamten deutschen Zementindustrie betrug im Jahre 1936: 11 530 000 t, gegenüber einem Gesamtversand von 8,63 Mill. t im Jahre 1935. Bei einer Leistungsfähigkeit von rd. 16 Mill. t ergibt sich somit eine Ausnutzung von 72 %. Daraus geht hervor, daß die Zementindustrie noch über genügende Leistungsreserven verfügt. Lieferungs-schwierigkeiten sind — abgesehen von den relativ seltenen Fällen unangekündigter stoßweiser Massenabrufe und Zurückstellung einzelner Aufträge infolge vordringlicher Lieferungen — nicht aufgetreten. Es bleibt erwünscht, daß in Zukunft — mehr als bisher — von den bauvergebenden Stellen so frühzeitig wie möglich disponiert wird, damit allen Anforderungen reibungslos entsprochen werden kann.

Von dem Gesamtversand entfallen 644 000 t auf die Ausfuhr gegenüber 531 000 t im Jahre 1935. Diese erfreuliche Ausfuhrentwicklung konnte trotz weiterbestehender großer Schwierigkeiten auf allen Auslandsmärkten erreicht werden dank einer zielbewußten Zusammenarbeit der deutschen exportierenden Zementindustrie.



### Tagung der Deutschen Akademie für Bauforschung in Goslar am 29. und 30. Januar 1937.

Die erste Jahreshauptversammlung der Deutschen Akademie für Bauforschung trug ihr Gepräge durch die starke Beteiligung der Reichs- und Länderregierungen. So zeigte sich am deutlichsten die Bedeutung, die dieser Veranstaltung von der Regierungsseite beigemessen wurde.

In der Mitgliederversammlung wies Präsident Stegemann darauf hin, daß das Jahr 1936 endlich die Zusammenfassung der ganzen Hochbauforschung dadurch gebracht hatte, daß die zuständigen Stellen des Reiches und der Partei die Deutsche Akademie für Bauforschung mit der Leitung und Durchführung dieser Forschungsaufgaben beauftragt haben. Die Akademie hat im Rahmen der Reichsgemeinschaft technisch-wissenschaftlicher Arbeit, von deren Präsident Dr. Todt die Abteilung Hochbau übertragen bekommen, während sie im Reichsamt für Werkstoffe die Bildung der Reichs-Forschungsgemeinschaft Hochbau übernahm. Gleichzeitig trat die Akademie korporativ der Akademie für Landesforschung und Reichsplanung bei und leitete hier die Fachgruppe Hochbauwesen, während ihr seitens des Reichsarbeitsministeriums, des Reichsluftfahrtministeriums und der Reichsstelle für Raumordnung bestimmte Sonderaufgaben zur Durchführung überwiesen wurden. Immer mehr entwickelt sich auch die Akademie zu der Zentralstelle, in der sich alle an der Bauwirtschaft beteiligten Kreise zur Gemeinschaftsarbeit zusammenfinden.

Der Vierjahresplan hat es mit sich gebracht, daß die Akademie in nächster Zeit viel mehr noch als bisher mit ihren Forschungsaufgaben in den großen Organismus des Reiches eingeschaltet werden muß. Deshalb wurde beschlossen, den Sitz der Akademie nach Berlin zu verlegen. Gleichzeitig wurden der Akademie von der zuständigen Stelle ausreichende Mittel zur Verfügung gestellt, um jeden etwaigen Versuch, die Objektivität ihrer Arbeit zum Schaden des Volksganzen zu beeinflussen, zu verhindern und sie wirtschaftlich freier auszugestalten.

**Siedlung — raumpolitisch gesehen** (Oberregierungsrat Dr. Rusch, Berlin):

Schicksal und Geschichte eines Volkes sind aufs innigste mit dem ihm zur Verfügung stehenden Raum verknüpft. Für Deutschland ist kennzeichnend die Mittellage in Europa zwischen den Rassen, Sprachen und Kulturen, die Mängel in der Ausstattung des Lebensraumes, namentlich die Rohstoffarmut und ungünstiges Klima, das Mißverhältnis zwischen Flächengröße und Bevölkerungszahl. Raumpolitik heißt daher für Deutschland: planvolle und daher möglichst vollkommene Ausnutzung des deutschen Lebensraumes für die Erhaltung und Förderung des deutschen Volkes. Die Bedeutung der Aufgabe zeigt sich darin, daß einer besonderen Reichsbehörde, der „Reichsstelle für Raumordnung“, die Aufgabe der zusammenfassenden, übergeordneten Planung und Ordnung des deutschen Raumes übertragen worden ist. Ein wichtiges Mittel zur Durchführung dieser Aufgabe ist die Siedlung, die raumpolitisch die sinnvolle Einordnung des Wohnraumes der Bevölkerung in den Lebensraum des deutschen Volkes bedeutet. Von diesem Gesichtspunkt gilt es einmal, nach Möglichkeit bei den vorhandenen Menschenballungen wie Ruhrgebiet, Berlin, Hamburg, Rhein-Main-Gebiet, Mitteldeutschland, Sachsen, Saargebiet, Oberschlesien mit über 20 Millionen Einwohnern weiteren Zustrom zu hindern, nach Möglichkeit sogar auf eine Auflockerung hinzuwirken. Eine Aufgabe von gigantischem Ausmaß ergibt sich in diesem Zusammenhange aus der Altstadtsanierung. Soweit sich die Entstehung neuer Ballungsgebiete etwa durch Bindung an vorhandenen Rohstoff nicht vermeiden läßt, müssen die Gesichtspunkte der Raumordnung gewahrt werden. In dünnbevölkerten Gegenden, namentlich in den Grenzgebieten, einschließlich der bayrischen Ostmark, ist eine dichtere Besiedlung durch Hebung der landwirtschaftlichen Erzeugung und Entwicklung der sonstigen Erwerbsmöglichkeiten zu fördern. Der industriellen Standortwahl, gerade auch im Rahmen des Vierjahresplanes, kommt in dieser Hinsicht große Bedeutung zu. Die Siedlung muß künftig unter dem Gesichtspunkt der Raumordnung bewußt nach einem bestimmten Plan gelenkt werden. Voraussetzung für eine erfolgreiche Raumordnung ist eine entsprechende Gestaltung des Boden-, Planungs- und Baurechts. Beim Bodenrecht muß die uneingeschränkte Herrschaft des einzelnen über den Boden der deutschen Auffassung der Herrschaft des Gesamtinteresses weichen. Alle Maßnahmen, die den Boden raumpolitisch betreffen, müssen sich den von der Reichsstelle zur Ordnung des Raumes erlassenen Anordnungen einfügen. Nur so läßt sich der Gedanke verwirklichen, das Menschenmögliche aus dem verknüpften deutschen Raum herauszuholen. Das künftige Baurecht wird in Fortsetzung der bereits getroffenen Maßnahmen dem Bauliberalismus ein Ende bereiten. Zur Raumpolitik gehört enge Verbindung der Bevölkerung mit dem Boden; die Folgerung daraus ist weitestgehende Förderung der Kleinsiedlung als staatspolitische Notwendigkeit.

**Holzschutz im Wohnungs- und Siedlungsbau**  
(Assessor Böhringer, Duisburg):

Der schon bisher hohe Anteil an ausländischem Nutzholz auf dem deutschen Baumarkt und der durch die Wirtschaftsbelebung stark erhöhte Holzbedarf zwingt zur Prüfung und Durchführung aller Maßnahmen, welche geeignet sind, dem Holz auch im Wohnungs- und Siedlungsbau eine möglichst lange Gebrauchsdauer zu geben. Es kommt in der letzten Zeit eine Steigerung von Schadensfällen in den Holzkonstruktionen des Hausbaues hinzu, welche diese Aufgaben noch dringlicher macht.

Bei dem Kampf und der vorbeugenden Behandlung des Holzes gegen Fäulnis- und Insektschäden kann der Haus- und Siedlungsbau die Erfahrungen, welche andere Wirtschaftsgebiete seit Jahrzehnten gesammelt haben, sich zunutze machen. Bei der Vielseitigkeit und besonderen Lagerung des Arbeitsgebiets ist jedoch die klare Erkenntnis über den Aufbau des Holzes, über das Wesen und die Lebensweise der holzerstörenden Pilze und Insekten, über Art und Verwendung der Gegenmittel unbedingte Voraussetzung. Nur dann können vorhandene Schäden wirksam und für die Dauer bekämpft werden und kann, was viel einfacher und sicherer ist, die vorbeugende Behandlung des Holzes durchgeführt werden. Es ist zu fordern, daß jede Erkrankung des Holzes im Hausbau nur unter Aufsicht von Sachverständigen behandelt wird; aus diesem Grunde ist es nötig, daß sich die Architekten und Baumeister viel mehr als bisher mit diesen Fragen befassen. Es ist wünschenswert, wenn einheitliche Richtlinien sowohl für die Bekämpfung vorhandener Schäden als für die vorbeugende Behandlung ausgearbeitet und in die Bauvorschriften aufgenommen werden.

Die deutsche Imprägnierindustrie stellt hochwertige Chemikalien zur Verfügung, welche der schärfsten theoretischen Prüfung standhalten und in der Praxis erprobt und bewährt sind. Nach Maßgabe der besonderen Bedingungen, welche der Hausbau an ein Schutzmittel stellt, werden an Stelle vielfach üblicher ölhaltiger Imprägnierstoffe in Zukunft wasserlösliche Mittel (Imprägniersalze) in steigendem Umfang bevorzugt werden.

**Herstellung und Eignung holzhaltiger Leichtplatten** (Professor Dr.-Ing. Fr. Kollmann, Eberswalde):

Da rund 20% des deutschen Brennstoffverbrauchs auf Haushaltung und Gebäudeheizung treffen und einen Wert von 1 Milliarde Reichsmark darstellen, ist Verbesserung des Wärmeschutzes ein volkswirtschaftlich dringendes Gebot. Der Herstellung und Verwendung von wärmedämmenden Leichtbauplatten kommt unter diesem Gesichtswinkel größte Bedeutung zu. Darüber hinaus stellt die Erzeugung dieser Baustoffe ein zweckmäßiges Veredlungsverfahren einheimischer Rohstoffe dar und ermöglicht raschen, preiswerten Trockenbau. Der Absatz an holzhaltigen Leichtbauplatten ist in den letzten Jahren außerordentlich gestiegen. Man unterscheidet Holzwoleplatten einerseits von Holzfaserplatten, Faserpreß- und Pappeplatten andererseits. Holzwoleplatten werden aus Nadelholzwole durch Vermengung mit Portlandzement, Magnesit oder Gips hergestellt. Die Verfahren sind heute weitgehend mechanisiert, so daß ein gleichmäßiges Erzeugnis gewährleistet wird. Die Eigenschaften sind durch unmittelbar vor der Herausgabe stehende Normen festgelegt. Bei einer Länge von 200 cm, einer Breite von 50 cm und 6 Dickenstufen zwischen 1,5 und 10 cm liegt das Raumgewicht zwischen 350 und 500 kg/m<sup>3</sup>. Auch für die Zusammendrückbarkeit und die Wärmeleitfähigkeit bestehen bereits Prüfungsvorschriften. Eine Reihe von Platten sind als feuerhemmend anerkannt.

Für Faser- und Hartplatten wird das gehackte Rohholz in der Regel durch eine chemische Kochung aufgeschlossen. Verwendbar sind sowohl Abfallhölzer als auch Holzabfälle, Nadelhölzer und auch gewisse Laubhölzer (z. B. Buche und Pappel). Für die Zerkleinerung der gekochten Schnitzel gibt es besondere Mühlen. Ein bemerkenswertes amerikanisches Verfahren zerfasert durch Dampfspannung in einem Hochdruckgefäß, der „Kanone“. Dem verdünnten Faserbrei werden Leime, bestimmte Schutzmittel und Kunstharze je nach den gewünschten Eigenschaften der Platten zugesetzt. Die Filzbildung geht auf Langsieb- oder Rundsiebmaschinen vor sich, anschließend werden die auf Länge geschnittenen Platten in mehrstöckigen Trocknern auf 1% Feuchtigkeit gebracht. Hartplatten kommen in mehrstöckige hydraulische Pressen.

Der Wärmeschutz einer 1,5 cm dicken Faserplatte entspricht dem einer 24 cm tiefen Ziegelmauer. Das Verhalten in feuchter Luft ist durch die Hochtemperaturtrocknung gegenüber Holz verbessert. Die Biegefestigkeit läßt sich bei Hartplatten, mit Kunstharz zusammengesetzt bis auf 650 kg/cm<sup>2</sup> bringen. Faserplatten wiegen in der Regel 260 kg/m<sup>3</sup>, Hartplatten bis zu 1100 kg/m<sup>3</sup>.

**Die Verwendung von Holzwole-, Holzfaser-, Pappe- und Hartplatten im Bauwesen** (Dozent Dr.-Ing. habil. E. Mörath, Berlin):

Die Baustoffnot der Nachkriegszeit und neue Erkenntnisse auf dem Gebiete der Wärme- und Kälteforschung haben in ihrer Folge dazu geführt, daß wir uns in vieler Hinsicht vom Vollmauerwerk aus Normalziegelsteinen abwandten und unter Verwendung von Hohlsteinen oder durch Anordnung von kalteisolierenden Luftschichten das Mauerwerk immer mehr schwächten, so daß wir hier häufig tatsächlich bis an die Grenze des Möglichen herangingen. Auf der anderen Seite erkannte man den großen Einfluß der Wärmeverluste durch die Undichtheiten der Türen, Fenster, Rolladenkästen usw. Alle diese neuen Erkenntnisse führten zu dem Bestreben, durch Verwendung von Dämmplatten einen Ausgleich oder eine Verbesserung hinsichtlich der Wärmeleitfähigkeit bzw. des Wärme- und Kälteschutzes zu schaffen. Die erste Möglichkeit sah man dabei in der Anwendung von Holz in der Form althergebrachter Tafelungen, die entweder auf Rahmen und Füllungen, später Sperrholz ausgeführt werden.

Die Wärmeschutzwirkung des Holzes, die auf einem hohen Gehalt an in kleinen Hohlräumen eingeschlossener Luft beruht, wurde dann noch dadurch erhöht, daß man das Holz weiter aufteilte und unter Schaffung luftgefüllter kleiner Hohlräume wieder locker zusammenfügte. Unter



den so hergestellten Platten sind die Holzwoolplatten als erste zu erwähnen. Auf Ziegelwänden werden sie angebracht, indem man sie mit verlängerten Zementmörtel verbindet, die Platten anfügt und evtl. mit langen Nägeln an den Mörtelfugen befestigt. Sehr häufig werden sie auch an gegen Fäulnis geschützten Dübellen angenagelt. In Sonderfällen hat man sogar auf die Ausfachung mit massiven Steinen verzichtet, wobei es allerdings notwendig ist, die Außenseiten mit einer  $2\frac{1}{2}$  cm starken Schicht wasserabweisenden Putzes zu versehen.

Eine noch weitergehende Zerkleinerung erfährt das Holz bei den Faserplatten, die noch höhere Wärmeschutzwirkungen aufweisen und daher in geringeren Stärken dieselben Wirkungen erzielen wie die Holzwoolplatten. Ihre Anwendung ist dort geboten, wo mit den Wandstärken gespart werden muß. Sie eignen sich daher besonders dazu, alte, wärmetechnisch ungünstige Bauten nachträglich zu verbessern. Ihre Anbringung erfolgt meist auf Holzträgern, die in das Mauerwerk eingelassen sind. An anderen Fällen werden sie auch mit Klebitumen oder Mörtel direkt an die Mauerwand geklebt. Sie werden weiter dort verwendet, wo Schwitzwasserbildung in Räumen mit hoher relativer Luftfeuchte auftritt. Sie dienen weiter zur Herstellung von Trennwänden. Dabei ist zu beachten, daß ihre Schalldurchlässigkeit ziemlich groß ist. Sie haben aber eine verhältnismäßig hohe Schallschluckfähigkeit, die besonders dann zur Geltung kommt, wenn man die Trennwände als Doppelwände ausführt. Diese Schallabsorption wird auch zur Verbesserung der akustischen Eigenschaften gebracht.

Durch Steigerung des Preßdruckes bei der Herstellung sowie durch Änderung der Bindemittelzusammensetzung kann man die Dichte dieser Platte und ihre mechanischen Eigenschaften weitgehend erhöhen, wodurch man zu den sog. Hartplatten kommt. Diese Hartplatten sind in den meisten Fällen in gleicher Weise wie das Sperrholz zu verwenden, doch ist bei Konstruktion zu berücksichtigen, daß hier das Verhältnis zwischen Festigkeit und Raumgewicht nicht so günstig ist.

tand und Möglichkeit der Lärm- und Erschütterungsabwehr im Hochbau (Dr.-Ing. Dr. W. Zeller, Berlin).

Eine durchgreifende Lärmabwehr kann nur durch eine staatliche Lenkung erzielt werden, bei der zusammenzufassen wäre die Lärmabwehr im Hochbau bei Planung und Bauausführung, im Verkehr auf Straßen, Schienen, Wasserstraßen und in der Luft, beim Bau von Fahrzeugen ebenso wie im Betrieb, ferner die Lärmabwehr in der Industrie bei lärmenden Betrieben und Arbeitsverfahren.

Im Hochbau ist die Wirtschaftlichkeit des lärmsicheren Bauens erwiesen. Rund 1% der Bausumme reicht aus; die Installation des elektrischen Lichtes erfordert etwa ebensoviel.

Von den Grundlagen der Lärmabwehr hat insbesondere die Tatsache, daß die Skala für die (physiologische) Lautstärke (Phon) und für das (physikalische) Schallstärkemaß (dezipel) logarithmisch aufgebaut ist, wichtige praktische Konsequenzen. Zwei bestimmte Töne z. B., von denen jeder eine Lautstärke von 60 Phon hat, ergeben zusammen 63 Phon.

Die Störung durch Lärm ist durch fünf Größen gekennzeichnet: Lautstärke, Lautstärke der Umgebung (= Lärmpegel), Art des Lärms, zeitlicher Verlauf des Lärms und psychologische Einstellung des Hörers. Meist genügt es, wenn die Lautstärke gemessen wird.

Für die Schalldämmung im Hochbau ist richtige konstruktive Gestaltung ebenso wichtig wie die Anwendung von Schalldämm- und Schallschluckstoffen. Bei einfachen Wänden, Türen und Fenstern hängt der Erfolg vom Gewicht und der sorgfältigen Ausführung dieser Bauelemente ab. Über den schalltechnisch wirksamen Aufbau von Schicht- und Doppelwänden wissen wir heute gut Bescheid. Auch die schalltechnisch einwandfreie Konstruktion von Decken („schwimmender Estrich“) ist empirisch gelöst. Wasserleitungsgeräusche entstehen meist in den Ventilen. Die Herstellung strömungs- und schalltechnisch einwandfreier Auslaßhähne wird gegenwärtig auf eine breitere Grundlage gestellt.

Inwieweit Erschütterungen die Ursache von Schäden an Bauwerken sind, läßt sich nur schwer entscheiden. Meist wirken die verschiedensten Einflüsse zusammen. Heute steht fest, daß Maschinenschütterungen durch schwingende Gründungen, durch Ausgleichsaggregate oder durch Drehzahlverlagerung beseitigt werden können. Schwieriger ist die Abwehr von Verkehrserschütterungen. Planung, Straßen- und Fahrzeugbau müssen dazu beitragen, daß möglichst keine

Erschütterungen entstehen. Von zweifelhafter Wirkung sind alle Maßnahmen, die die einmal vorhandenen Erschütterungen von den Hausfundamenten abhalten sollen; nur in Sonderfällen können Luftschlitze einen gewissen Erfolg bringen.

Die Fragen der Lärm- und Erschütterungsabwehr verdienen heute das volle Interesse weitester Baukreise. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß die Deutsche Akademie für Bauforschung auch diese Gebiete in ihren Arbeitsbereich einbeziehen will.

Akustische Beobachtungen (Professor Michel, Hannover):

Die Lehren der Raum- und Bauakustik haben sich seit einer Reihe von Jahren so weit entwickelt, daß sie dem in der Praxis stehenden Architekten wertvolle Handhaben zu bieten vermögen. Leider wird aber davon noch nicht so ausgiebig Gebrauch gemacht, wie es der Bedeutung des Gegenstandes entspricht. Zum großen Teil mag es daran liegen, daß sich die Fachkreise vielfach noch nicht recht der ihnen dargebotenen Hilfsmittel bewußt geworden sind und daß sie infolgedessen bei der alten Gewohnheit verbleiben, sich in akustischen Dingen lediglich ihrem Gefühl und einem gütigen Geschick anzuvertrauen. Oder sie empfinden die an sie herangetragenen Lehren als eine unbequeme Störung ihrer künstlerischen Gedankenflüge und schieben sie unwillig zur Seite. — Es dürfte daher angebracht sein, ganz kurz auf die verschiedenen Möglichkeiten akustischer Beobachtungen und Untersuchungen einzugehen und dabei auch die akustischen Gefahren und die zu treffenden Gegenmaßnahmen zu streifen.

Handelt es sich um Raumakustik, also um das Verhalten eines im beobachteten Raum erzeugten Schalls, so kann man zunächst geometrisch vorgehen und den Verlauf von Schallwellen in einem Grundriß oder Schnittmaß zeichnerisch ermitteln. Ergänzend tritt dazu die Beobachtung an Lichtrückwürfen, die in einer mit hochpolierten Metallstreifen ausgelegten Metallschablone erzeugt werden.

Ferner können auf der Oberfläche eines Wasserspiegels, ebenfalls innerhalb einer Schablone, Wasserwellen erregt und photographiert werden, und vor allem läßt sich nach einem neuerdings entwickelten Verfahren eine in der Luft sich ausbreitende Schallwelle photographisch unmittelbar erfassen. Ist ein vorhandener Raum zu untersuchen, so bietet die dank dem Rundfunk so hoch entwickelte Elektroakustik genügende Hilfsmittel, um Schallmessungen vorzunehmen und insbesondere die für die Beurteilung der akustischen Verhältnisse wichtige Nachhalldauer festzustellen, Klänge in ihre Bestandteile zu zerlegen sowie Lautstärken zu ermitteln.

Hand in Hand damit gehen theoretische Untersuchungen und Berechnungen, mit deren Hilfe es möglich ist, schon aus der Entwurfszeichnung für einen Neubau, dann aber auch für die beabsichtigte Verbesserung eines bereits bestehenden Raums ein Urteil über die akustische Lage zu gewinnen und danach Vorschläge zur sachgemäßen Ausgestaltung der Räume zu machen.

Auffallend ist es, wie wenig Interesse die deutsche Industrie, von vereinzelt erfreulichen Ausnahmen abgesehen, den akustischen Fragen entgegenbringt, wie wenig sie sich z. B. bemüht, auf wissenschaftlicher Grundlage Materialien zu schaffen, die zur akustischen Behandlung von Räumen geeignet sind.

Die Beobachtung und Bekämpfung von Geräusch und Lärm, sowie die Bauakustik, wird in Amerika besonders eifrig betrieben, und zwar vornehmlich unter dem Gesichtspunkt, daß die Arbeitsleistung in einem ruhigen Arbeitsraum erheblich größer ist als in einem geräuschvollen und daß sich infolgedessen die zur Störschallminderung aufgewandten Mittel reichlich verzinsen. Hoffentlich greift diese Erkenntnis auch bei uns immer mehr Platz, zumal sie in gesundheitlichen Erwägungen und in dem Gedanken von der Schönheit der Arbeit eine wirksame Unterstützung findet.

Die heute so viel beklagte Hellhörigkeit der Wohnungen hat ihre Ursache in der aus wirtschaftlichen Gründen angestrebten Einschränkung der Konstruktionsstärken von Wänden und Decken. Der Architekt muß auf entsprechende Vorbeugungsmaßnahmen Bedacht nehmen. Tut er dies nicht, so kann er sogar haftpflichtig werden, wenn er z. B., dem Drängen eines nichtfachmännischen Bauherrn nachgebend, zu geringe Wandstärken wählt, ohne vorher auf die zu erwartende Hellhörigkeit aufmerksam gemacht zu haben.

## BUCHBESPRECHUNGEN.

Deutscher Ausschub für Eisenbeton. Heft 82. Versuche mit Steineisendecken. Ausgeführt im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem in den Jahren 1934 und 1935. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Kristen und Dr.-Ing. Herrmann. Mit 29 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst u. Sohn, 1936. 32 S. Lex 8°. Geh. RM 3,30.

Durch die Versuche wurde nachgeprüft, wie weit die Einsprüche der Industrie gegen die Verschärfung der Bestimmungen für die Ausführung von Steineisendecken vom Jahre 1932 gegenüber den alten Bestimmungen von 1925 gerechtfertigt sind.

Zehn verschiedene Deckensysteme wurden bis zum Bruch belastet, und die Durchbiegungen und die Zerstörungserscheinungen bei den einzelnen Belastungsstufen beobachtet. Die kurze und klare Beschreibung

der Versuche, die übersichtliche Aufstellung der Versuchsergebnisse und die Lichtbilder von den Decken nach der Überwindung der Steinfestigkeit geben ein anschauliches Bild von dem Wesen der Steineisendecken und lassen auch deutlich das Zusammenwirken von Stein und Mörtelfuge erkennen.

Die erste Versuchsreihe stellt den Einfluß der Hohlräume in der Druckzone fest bei Decken über und unter 15 cm Deckenhöhe. Sehr interessant sind die Versuche über die verschiedene Lagerung der Decken: freie Lagerung, Decken zwischen eisernen Trägern ohne Stelzung, mit senkrechter Stelzung und mit Stelzung 3:1. Beobachtet wurden die Durchbiegungen, das Loslösen der Decken vom Trägersteg und die Bruchlasten der einzelnen Decken bei den verschiedenen Lagerungsarten.



Die letzte Versuchsreihe betrifft den Einfluß des Steinquerschnittes auf die Lastverteilung bei der Belastung durch Einzellasten. Leider konnten im Rahmen dieser Arbeit die Versuchsergebnisse nicht erschöpfend ausgewertet werden. Es bleibt dem Leser überlassen, aus den Biegelinien und aus dem Verlaufe der Risse Stellung zu nehmen zu der amtlich vorgeschriebenen Druckbreite. Doch wurden diese Versuche wertvoll ergänzt durch die Arbeit von Dr. Herrmann „Über die Nutzbreite bei Steindecken“, die im „Bauing.“ 17 (1936) S. 206 veröffentlicht ist.

Dipl.-Ing. Stephan, Berlin.

Gensbaur, M.: Beitrag zur Frage der Stahlbewehrung hochbeanspruchter Eisenbetonkonstruktionen. Mit 2 Abb. Prag: J. G. Calvesche Universitäts-Buchhandlung, 1935. 48 S. 20 × 25 cm. Preis RM 3,20.

Die Anwendung hochwertiger Spezialstähle als Bewehrungsseisen im Eisenbeton hat durch die Werbetätigkeit der Hersteller dieser Stähle und in letzter Zeit auch wegen der Rohstoffknappheit mehr und mehr Eingang gefunden. Die Gründe hierfür sind wirtschaftlicher Natur, da sich trotz des gegenüber normalem Eisen höheren Einheitspreises wegen der Verringerung der einzubauenden Massen Ersparnisse errechnen, die übrigens umstritten und nicht sehr beträchtlich sind.

In technischer Beziehung sind als Folgen der erhöhten Eisenbeanspruchung gewisse Nachteile festzustellen, nämlich die erhöhte Rissegefahr, die vergrößerte Durchbiegung und die höheren Anforderungen an die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton, welche letztere durch Anwendung spezieller Querschnittsformen der Stäbe nur unvollkommen ausgeglichen werden. Die erfolgten amtlichen Versuche haben die Baupolizei veranlaßt, höhere Spannungen für normale Konstruktionen im Inneren von Bauwerken zuzulassen, wobei Einschränkungen der zulässigen Spannungen bei Einzelquerschnitten der Stäbe von über 3,14 cm<sup>2</sup> gemacht werden.

Zweifellos bestehen aber Bestrebungen, diese Einschränkungen abzubauen und den hochwertigen Stahl auch für hochbeanspruchte und der Witterung ausgesetzte Konstruktionen zu benützen. Aus diesem Grunde ist die objektive Darstellung dieser Fragen in der Arbeit von Gensbaur sehr aktuell. Sie erfolgt in Form einer Diskussion über sieben Teilfragen, wobei auf die einschlägige Fachliteratur ausführlich Bezug genommen wird.

In der sonst sehr ausführlichen Darstellung würde man gern einen Abschnitt über die Deformationen stahlbewehrter Konstruktionen sehen, deren Vergrößerung bei schlanken und weitgespannten Konstruktionen unter Umständen auch die Sicherheit herabsetzen können. Ferner wird durch die verstärkte Rissebildung die Frage neu aufgeworfen, ob statisch unbestimmte Konstruktionen, wie bisher üblich, als homogene Körper berechnet werden können, da die Abweichung des tatsächlichen Verhaltens von den Ergebnissen der Theorie zweifellos größer wird.

Das Buch enthält eine Reihe interessanter Gesichtspunkte und besitzt einen großen Anregungswert für alle, die sich in dieser Frage ein Urteil zu bilden haben. Finsterwaller, Berlin.

Voß, Friedr.: Kalkulations-Hilfsbuch für das Baugewerbe. 3. neubearb. Auflage. Rahden i. Westf., im Selbstverlag. 1936. 127 S. DIN A 5. Preis kart. RM 3,—.

Das Büchlein erstreckt sich ausschließlich auf Hochbauarbeiten. Wer die Kosten derartiger Arbeiten gelegentlich schätzen will, findet darin Unterlagen für den Baustoff- und Arbeitsbedarf. Für genaue Kostenanschläge wird man freilich mit derartigen Durchschnittswerten für den Arbeitsaufwand nicht auskommen, sondern auf weitergehende Untersuchungen und eigene Erfahrungen zurückgreifen müssen.

H. Simons, Hannover.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 4. Februar 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/30. Sch 109 014. Alfred Schwesig, Gelsenkirchen-Buer. Z-förmiger Kappschuh für den eisernen Grubenausbau. 23. I. 36.
- Kl. 18 c, Gr. 11/01. W 96 674. Eduard Wecke, Dortmund. Vorrichtung zur Verhütung der Zerstörung von Gewölbe- und Hängedecken für metallurgische Öfen und Feuerungen; Zus. z. Pat. 618 216. 7. VI. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 11. S 117 990. Hugo Seiferth, Düsseldorf-Oberkassel. Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten oder Rippen-schwellen. 17. IV. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 39. V 32 430. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Überwachungseinrichtung für Signalanlagen, im besonderen für Überwege; Zus. z. Pat. 611 953. 30. XII. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 40/07. E 45 890. Franz Erdmenger, München. Handgerät zum Vermauern von Hohlsteinen. 13. VIII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. S 113 947. Silo- und Kulturtechnik Richard Aurich, Dresden. Futtersilo mit einer in eine Rinne eintauchenden Deckelzarge. 15. V. 34.
- Kl. 38 d, Gr. 4. A 67 768. Aktiebolaget Sigr. Stenberg & Co., Näbjö, Schweden; Vertr.: Dr. O. Kron, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Maschine zum Schneiden von länglichen rechteckigen Löchern in Holz und ähnlichen Baustoffen. 22. XI. 32. Schweden 23. XI. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 56/10. H 137 696. Edward Shotton Hume, Perth, West-Australien, u. Hume Pipe Company (Australia) Limited, Melbourne, Victoria, Australien; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wurm, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg 2. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Mörtelgußkörpern durch Schleudern. 7. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 9/09. P 73 369. Wilhelm Polle, Dortmund. Verfahren zur Herstellung von Wärmeschutzmassen. 16. VI. 36.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 11. Februar 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. M 134 439. Dipl.-Ing. Josef Meiser, Dortmund. Verbindung für die Ausbauteile nachgiebiger bogen- oder ringförmiger Grubenausbaurahmen; Zus. z. Anm. M 132 715. 9. V. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 11. D 71 076. Deutsche Reichsbahn, Berlin. Schienenbefestigung auf Rippenunterlagsplatten mit federnden Klemmbügeln. 9. IX. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 7. M 119 710. Dr.-Ing. Fritz Müller, Berlin. Pflasteranschluß an Schienen. 7. V. 32.

- Kl. 19 c, Gr. 8/20. E 46 087. Elektromotoren- u. Apparatebau R. u. M. Hengst, Berlin. Vorrichtung zum Verdichten und Glätten von Beton und ähnl. Schüttmassen. 26. IV. 34.
- Kl. 20 e, Gr. 25. K 133 686. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf. Puffereinrichtung, insbes. für Gleisrückmaschinen. 29. III. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 2. K 140 645. Dipl.-Ing. Albert Krattinger, Karlsruhe. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonrippendecken. 7. I. 36.
- Kl. 37 a, Gr. 6. Z 22 266. Dipl.-Ing. Fritz Zollinger, München. Aus gleichartigen Stäben gebildetes, tonnenförmiges Flechtwerk für Dächer. 11. II. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. M 121 636. Mauser Maschinenbau G. m. b. H., Köln-Ehrenfeld. Hohlbaukörper aus Metall zur Herstellung von raumabschließenden Bauteilen, z. B. Wänden, Decken und Böden. 3. XI. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. M 123 164. Mauser Maschinenbau G. m. b. H., Köln-Ehrenfeld. Hohlbauplatte aus Metall. 7. III. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. D 67 321. Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt, E. V., Berlin-Adlershof. Tragender Holzbauteil, z. B. Balken, Holm, Stütze o. dgl. aus miteinander verleimten Holzteilen mit im wesentlichen in Richtung der Längsachse des Holzbauteils verlaufenden Fasern. 18. I. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. H 143 672. Georg Hossfelder, Berlin. Einrichtung zum Verbinden zweier Teile von Gegenständen, insbes. von Baukonstruktionsteilen. 13. V. 35.
- Kl. 37 c, Gr. 8/01. B 169 384. Hans Brigggen, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. T. v. Laczay, Pat.-Anw., Berlin W 15. Kittlose Glasabdeckung mit sich übergreifenden Glasplatten. 11. IV. 35. Österreich 16. XI. 34 und 9. III. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 5. K 138 707. Ernst Kock, Zarrentin, Mecklbg. Aus Holzstäben zusammengesetzte Platte, insbes. für Fußböden. 23. VII. 35.
- Kl. 38 h, Gr. 2/01. G 86 829. Carl Schmittutz, Dresden. Verfahren zur Imprägnierung von Holz. 11. XI. 33.
- Kl. 42 c, Gr. 14. Z 22 549. Zeiß Ikon Akt.-Ges., Dresden. Großbasis-Entfernungsmesser. 11. VI. 35.
- Kl. 68 b, Gr. 1/13. K 139 513. Eduard Krähmer, Köln-Lindenthal. Verschluss für Schutzraumtüren; Zus. z. Anm. K 137 716. 7. X. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 5/02. S 119 150. Hermann Sporket, Wuppertal-Barmen. Verfahren zur Herstellung von feuerbeständigen, widerstandsfähigen und zähen Betonmischungen. 23. VII. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 138 520. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Aus trogförmigen Walzstäben zusammengesetzter eiserner Ramm-pfahl. 5. VII. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 3. H 138 637. Wilhelm Hirdes, Herne. Schwenklöffelbagger, insbes. Unterwasserlöffelbagger auf einem Prahm. 10. I. 34.