

WIE LANGE KANN DIE EINWIRKUNG VON FEUER AUF STAHLFACHWERKE DURCH LEICHTE ZWISCHENDECKEN HINAUSGESCHOBEN WERDEN?

Professor Dr.-Ing. Kristen. Abteilungsleiter im Staatlichen Material-Prüfungsamt Berlin-Dahlem.

I. Zweck und Umfang der Versuche.

Auf Veranlassung des Herrn Reichsministers der Luftfahrt sollte festgestellt werden, ob und wie lange es möglich ist, stählerne Fachwerkkonstruktionen gegenüber der Einwirkung des Feuers durch den Einbau leichter Zwischendecken zu schützen¹. An Bedingungen waren für die Zwischendecken zu erfüllen: 1. das Gewicht sollte möglichst gering sein, 2. die Widerstandsfähigkeit gegenüber der Einwirkung eines Brandes bei 500—600° C Höchsttemperatur sollte mindestens 20 Minuten betragen, 3. die Durchwärmung der Zwischendecken der dem Feuer abgekehrten Seite sollte während dieser Zeit 130° C nicht überschreiten.

Das Versuchsmaterial für die Zwischendecken wurde teils vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem aus dem Handel gekauft, teils von den Firmen in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt. Die Decken wurden unter Aufsicht des Amtes von einer Berliner Baufirma sachgemäß hergestellt. Es wurden 25 verschiedene Decken (siehe Tab. 1) geprüft.

Tab. 1. Art und Baustoff der eingebauten Zwischendecken.

- 1 2,4 cm dicke raue Spundbretter mit Deckleisten.
- 2 2,4 cm dicke überplattete raue Schalung.
- 3 2,4 cm dicke raue Spundbretter 2mal gestrichen mit Viehsalz (gesättigte Lösung).
- 4 2,4 cm dicke raue Spundbretter 2mal gestrichen mit Kalkmilch.
- 5 2,4 cm dicke raue Spundbretter 2mal gestrichen mit Duffag Feuerschutzfarbe.
- 6 2,4 cm dicke raue Spundbretter 2mal gestrichen mit Locron.
- 7 2,4 cm dicke raue Spundbretter 2mal gestrichen mit Deuba Asbestfarbe.
- 8 2,4 cm dicke raue Spundbretter 3mal gestrichen mit Feuerfeind.
- 9 2,4 cm dicke raue Spundbretter getränkt mit Feu-Fäu.
- 10 2,4 cm dicke raue Spundbretter getränkt mit Intravan.
- 11 Rohrdeckenputz auf Schalung.
- 12 Etwa 3 cm dicker Kalkgipsmörtelputz mit Rabitzgewebe als Putzträger.
- 13 Etwa 3 cm dicker Kalkgipsmörtelputz mit Streckmetall als Putzträger.
- 14 Etwa 2,5 cm dicker Kalkgipsmörtelputz mit Staußziegelgewebe als Putzträger.
- 15 Etwa 3,5 cm dicker Kalkgipsmörtelputz mit Baustahlmatten als Putzträger.
- 16 1,5 cm dicke Mandoplaten mit Kalkgipsmörtel etwa 2 cm dick geputzt.
- 17 2,5 cm dicke Heraklithplatten mit Kalkgipsmörtel etwa 2 cm dick geputzt.
- 18 5 cm dicke Solomitplatten mit Kalkgipsmörtel etwa 2,5 cm dick geputzt.

- 19 3 cm dicke Solomitplatten mit reinem Gips etwa 1,5 cm dick geputzt.
- 20 5 cm dicke Solomitplatten auf der Unterseite 2mal mit Cellon bespritzt.
- 21 3 cm dicke Gipsdielen.
- 22 Drahtmatten mit Asbestfüllung.
- 23 0,6 cm dicke Fulguritplatten.
- 24 0,6 cm dicke C. & U.-Bauplatten.
- 25 0,4 cm dicke Eternitplatten; die Oberseite mit 1,3 cm dicken Kapag-Isolierplatten belegt.

II. Ausführung der Versuche.

Für die Versuche wurde ein eigenes Brandhaus hergestellt. Die Einzelheiten sind aus der Abb. 1 zu ersehen. Die stählerne Fachwerkkonstruktion wurde in dankenswerter Weise von dem Deut-

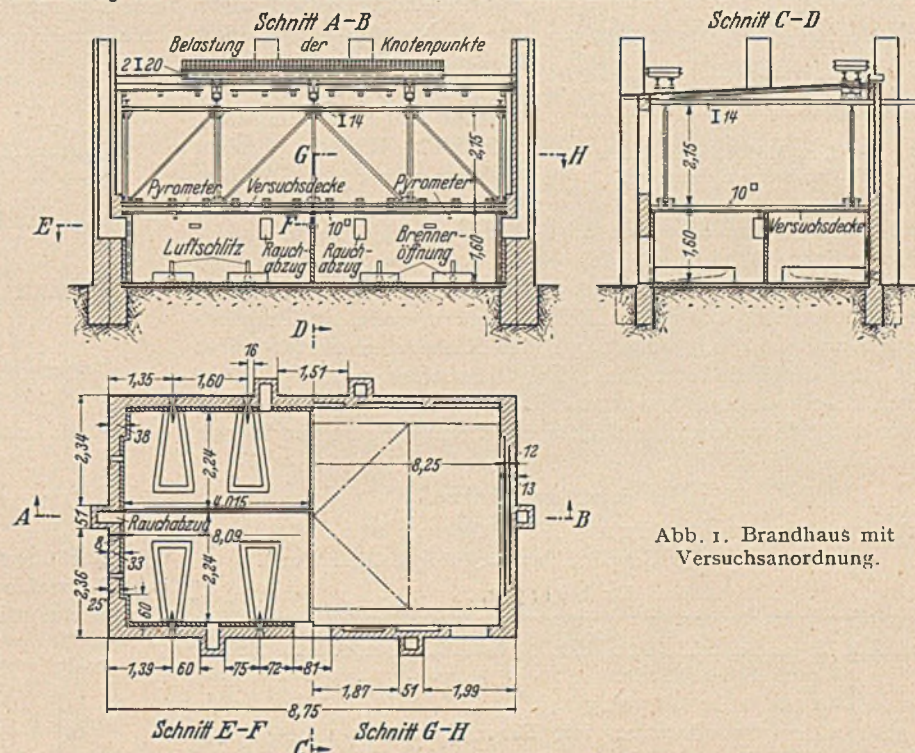


Abb. 1. Brandhaus mit Versuchsanordnung.

schon Stahlbauverband zur Verfügung gestellt. Die zwei eisernen Binder wurden auf Mauerwerk gelagert und an den Auflagern so eingemauert, daß sie sich an einer Seite spannungslos ausdehnen konnten. Um den tatsächlichen Verhältnissen möglichst nahe zu kommen wurden die Binder in den Knotenpunkten so belastet, daß in den Diagonalen der Stahl mit etwa 1000 kg/cm² beansprucht war. Die Zwischendecken wurden an Holzbalken, die an den Bindern befestigt waren, aufgehängt. Das Haus wurde mit Stahlpfannen gedeckt.

Der Brandraum unter der Zwischendecke wurde durch eingezogene Zwischenwände in vier gleich große Kammern von etwa 8 m² Grundfläche geteilt, so daß jede Kammer für sich ein abgeschlossenes Ganzes bildete. Auf diese Weise war es möglich, vier Zwischendecken auf einmal zu prüfen. Jede Kammer wurde durch zwei große Ölgebläsebrenner beheizt, die gemäß der Abb. 1 am Boden des Brandraumes angeordnet waren und in der angegebenen

¹ Die Versuche wurden im Einvernehmen mit dem Referenten im Ministerium, Reg.-Baurat Dr.-Ing. Mehmel, vorgenommen; bei der Durchführung leistete der Technische Mitarbeiter M. Rietz wertvolle Hilfe.

Pfeilrichtung wirkten. Mit Thermoelementen wurden in Abständen von je 5 Minuten folgende Messungen ausgeführt:

1. Messung der Temperaturen innerhalb der einzelnen Kammern an zwei Stellen,
2. Messung der Durchwärmung der Decke zwischen Balken und Decke,
3. Messung der Durchwärmung der Decke auf der Deckenmitte,
4. Messung der Erwärmung der stählernen Binder der Fachwerk-konstruktion an neun Stellen (siehe Abb. 2).

Die Einwirkung des Feuers auf die eingebauten Zwischen-decken wurde während des Versuches durch Schaulöcher beobach-tet und der Befund nach dem Brande festgestellt. Die Versuche

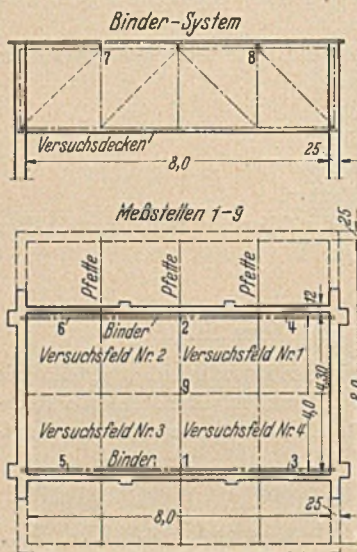


Abb. 2. Meßstellen an den stählernen Bindern.

wurden abgebrochen, wenn die Zwischendecke dem Feuer kei-nen Widerstand mehr bot und die Balken, an denen die Dek-ken aufgehängt waren, in Brand gerieten. Die Decken wurden nach dem Versuch mit Wasser gelöscht. Auch die Außentem-peratur wurde bei jedem Brand-versuch festgestellt. Sie betrug im Durchschnitt + 15° C.

Ein Prüfungsnachweis nach den Bestimmungen des Erlasses des Preußischen Finanzminis-ters vom 30. August 1934 betr. „Baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz“ für die für die Zwischendecken in Frage kommenden Begriffe „schwer-brennbar“ und „feuerhemmend“ sollte nicht erbracht werden. Deswegen wurde auch auf die Einhaltung der Einheitstem-

III. Versuchsergebnisse.

- a) Zusammenstellung des Gewichtes der Decken (ohne Gewicht der Aufhängebalken usw.).

Tabelle 2.

Nr.	Deckenart	kg/m ²
1	2,4 cm Spundbretter	15
2	2,4 cm rauhe Schalung	18
3/10	2,4 cm Spundbretter, mit Feuerschutzmitteln be-handelt.	14
11	Rohrdeckenputz auf Schalung	30
12	3 cm Kalkgipsmörtelputz mit Rabitzgewebe	44
13	3 cm Kalkgipsmörtelputz mit Streckmetall	29
14	2,5 cm Kalkgipsmörtelputz mit Stauziegelgewebe	49
15	3,5 cm Kalkgipsmörtelputz mit Baustahlmatten	44
16	2 cm Kalkgipsmörtel auf 1,5 cm Mandoplatten	31
17	2 cm Kalkgipsmörtel auf 2,5 cm Heraklithplatten	45
18	2,5 cm Kalkgipsmörtel auf 5 cm Solomitplatten	56
19	1,5 cm reiner Gips auf 3 cm Solomitplatten	29
20	5 cm Solomitplatten, mit Cellon gespritzt	15
21	3 cm dicke Gipsdielen	26
22	Drahtmatten mit Asbestfüllung	47
23	0,6 cm Fulguritplatten	16
24	0,6 cm C- & U.-Bauplatten	16
25	0,4 cm einfache Eternitplatten mit Kapagisolier-platten	13

Das Gewicht bewegt sich zwischen 13 und 56 kg/m² ohne die Aufhängevorrichtung.

- b) Ergebnisse der Temperaturmessungen in °C, gemessen an der Oberseite der Zwischen-decken zwischen Balken und Decke.

Die Temperaturen wurden in Abständen von 5 Minuten mit Thermoelementen gemessen. In Abb. 4 sind die Kurven für die Brenndauer von 15, 20, 30 und 45 Minuten eingetragen. Aus den

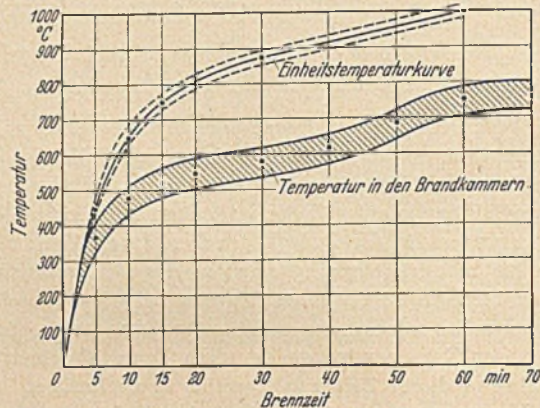


Abb. 3. Temperaturen in den Brandkammern.

Kurven ist zu ersehen, daß die Durchwärmung der Zwischen-decken zwischen Balken und Decke, also an einer Stelle, bei der mit einem Wärmestau zu rechnen ist, selbst bei den leichten Decken im allgemeinen nach einer Brennzeit von 15 Minuten die geforderten

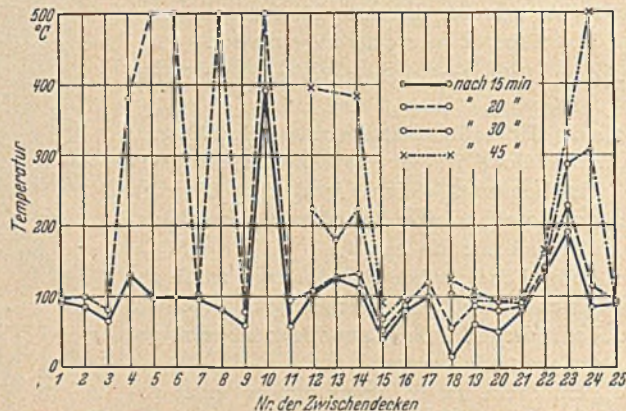


Abb. 4. Temperaturen zwischen Balken und Decke.

130° nicht überschritten hat. Bei Nr. 10 brannte nach 13 Minuten die sehr harzreiche Stelle, an der gemessen wurde, durch und die Temperatur stieg dadurch nach 15 Minuten auf 390°C, während bei

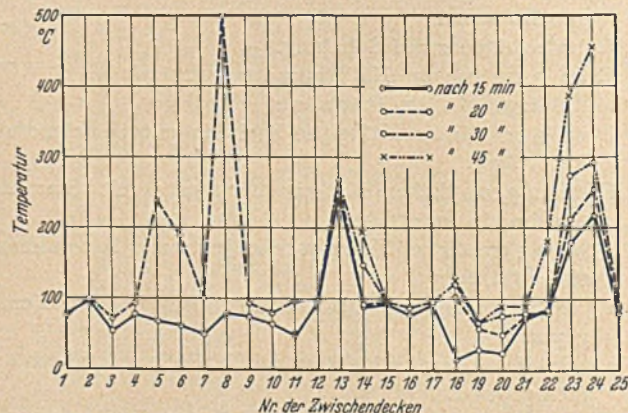


Abb. 5. Temperaturen an der Oberseite der Decke.

den anderen in ähnlicher Weise mit einem Feuerschutzmittel ge-schützten Decken die Temperaturen bedeutend niedriger liegen. Nach 20 Minuten Brenndauer wird die Temperatur von 130° bereits bei acht Decken überschritten, bei 30 Minuten erfüllen nur noch

acht Decken und bei 45 Minuten Brenndauer noch fünf Decken die Bedingungen. Am besten schneiden die Gipsdielen ab, die nach 70 Minuten Brenndauer erst eine Durchwärmung von 100°C aufweisen.

c) Ergebnisse der Temperaturmessungen in °C, gemessen an der Oberseite der Zwischendecken in Deckenmitte.

In Abb. 5 sind in gleicher Weise wie in Abb. 4 die Kurven für eine Brennzeit von 15, 20, 30 und 45 Minuten eingetragen. Die Ergebnisse liegen zum großen Teil unter denen zu b. Bei 70 Minuten Brenndauer erreichen die mit reinem Gips geputzten Solomitplatten nur 80°, die Gipsplatte als zweitbeste 90°C.

d) Ergebnisse der Temperaturmessungen in °C, gemessen an den Bindern der Fachwerkkonstruktion (Meßstellen s. Abb. 2).

Tabelle 3.

Versuch	Bezeichnung der eingebauten Zwischendecken	Brennzeit Min.	Temperaturen in °C gemessen an den Stellen								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		15	20	23	22	23	21	28	26	25	26
		20	22	26	24	25	23	31	28	26	28
		30	28	31	29	33	77	41	34	31	40
		40	35	42	42	40	58	130	38	43	50
		45	43	52	59	53	62	215	50	60	65
		50	50	59	70	63	62	112	67	70	90
2	12 (Feld 1)	60	57	65	75	72	63	85	70	50	120
		65	64	72	80	82	56	48	70	43	88
		15	18	20	24	22	20	20	20	20	20
		20	30	46	97	72	33	33	32	107	53
		30	28	31	29	33	77	41	34	31	40
		40	35	42	42	40	58	130	38	43	50
3	13 (,, 2)	45	43	52	59	53	62	215	50	60	65
		50	50	59	70	63	62	112	67	70	90
		60	57	65	75	72	63	85	70	50	120
		65	64	72	80	82	56	48	70	43	88
4	14 (,, 4)	15	18	20	20	20	60	20	20	23	21
		20	21	25	22	24	53	22	22	24	23
		25	24	31	25	30	56	23	23	28	26
		30	28	31	29	33	77	41	34	31	40
5	16 (,, 3)	15	18	25	28	42	25	24	17	32	22
		20	25	30	70	45	33	25	22	40	34
		30	30	48	49	56	45	57	54	54	50
		40	34	35	45	49	53	50	43	45	53
		45	40	35	46	47	62	45	43	46	55
		50	45	35	48	47	84	42	43	50	58
6	15 (Feld 1)	60	49	37	50	49	132	43	47	56	65
		15	16	20	18	22	15	—	14	18	17
		20	17	23	20	27	15	—	14	20	19
		30	20	32	25	44	17	—	17	22	20
		40	25	45	27	63	20	—	18	25	25
		45	25	46	28	65	20	—	18	25	25
7	17 (,, 4)	50	29	48	29	70	20	—	19	26	20
		60	30	41	30	48	22	—	20	25	25
		70	31	40	30	39	28	—	24	27	27
		15	14	15	19	15	26	13	14	17	14
		20	15	17	28	19	40	15	16	20	—
		30	17	23	54	25	61	18	20	34	—
8	18 (,, 2)	40	17	25	57	27	72	20	24	34	—
		45	18	27	57	29	88	23	27	42	—
		50	18	30	78	30	107	25	30	48	—
		60	18	34	98	34	69	31	39	58	—
		15	7	20	18	20	—	14	22	22	22
		20	9	24	22	25	—	19	27	27	27
9	25 (Feld 2)	30	15	28	34	65	—	24	33	34	32
		30	15	28	34	65	—	24	33	34	32

Die gemessenen Höchsttemperaturen sind für jede Meßstelle durch Fettdruck hervorgehoben. Die höchste überhaupt erreichte

Temperatur betrug bei einer Decke nach 45 Minuten Brennzeit 215°C. Bei den Decken, die eine Brennzeit von 70 Minuten aushielten, betrug die erreichte Temperatur nur 40°C.

e) Bewertung der Decken nach ihrer Widerstandsfähigkeit gegenüber der Feuereinwirkung.

Die Brandkammern wurden solange geheizt, bis die Zwischendecken durchbrannten und die Aufhängekonstruktion gefährdeten. In der nachstehenden Tab. 4 ist diese Zeit eingetragen.

Tabelle 4.

Zwischendecke	Widerstandsfähigkeit in Minuten
1—2	5
3—4—5—6—7—8—9—10—11	15
17	25
16—25	30
23	40
13—22—24	50
20	55
15—18	60
12—14—19	65
21	70

Die Güteeigenschaften der Zwischendecken sind nun gegeneinander abgewogen worden. Hierbei haben die Decken 1 und 2, die den Anforderungen am wenigsten entsprochen haben, die Gütezahl 8 und die Decke 21, die sich am besten bewährt hat, die

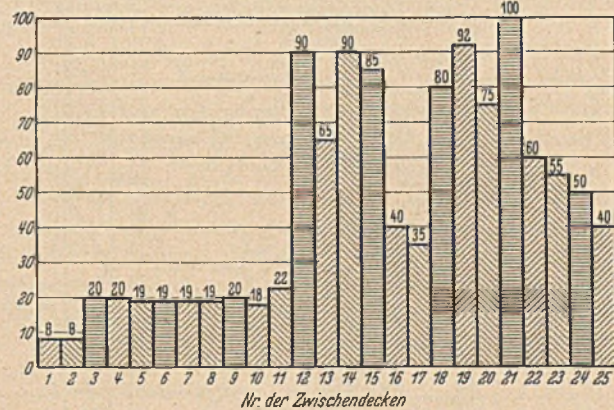


Abb. 6. Gütezahl der Zwischendecken.

Gütezahl 100 erhalten. Die anderen Decken sind entsprechend eingestuft worden. Auf diese Weise ist die Abb. 6 entstanden, die die einzelnen Zwischendecken in ihrer Wertigkeit darstellt.

IV. Schlußfolgerung.

Die Versuche haben den Beweis erbracht, daß durch das Einziehen von leichten Zwischendecken in stählernen, unbedeckten Fachwerkkonstruktionen die Möglichkeit gegeben ist, den Stahl wenigstens eine Zeitlang gegen Brandhitze zu schützen. Nach den bisherigen Erfahrungen kann angenommen werden, daß eine Stahlkonstruktion, in der eine Spannung von etwa 1200 kg/cm² herrscht, bei einer Erhitzung auf etwa 500°C zusammenbricht, da die auftretende Spannung gleich der zu dieser Temperatur gehörigen plastischen Grenze ist. Die an den Bindern aufgetretenen Höchsttemperaturen lagen nur in einem Falle bei 215°, und sonst durchschnittlich unter 100°C. Durch die Verwendung von geeigneten Zwischendecken, wie beschrieben, dürfte das Eintreten der kritischen Temperatur von 500°C gegenüber einer ungeschützten Stahlkonstruktion um etwa 1/2 Std. hinausgeschoben werden.

TURMFÖRDERGERÜST AUF DER HOLLÄNDISCHEN ZECHE LAURA EN VEREENIGING.

Von Dipl.-Ing. E. Ackermann, Berat. Ing., Bochum.

Auf der Limburgischen Zeche Laura & V. in Eyselshoven wurde im September 1935 ein neues Turmfördergerüst in Betrieb

genommen, welches man als einen weiteren Fortschritt dieser verhältnismäßig jungen Bauweise ansehen kann, so daß es nützlich erscheint, hierüber Näheres zu berichten.

Der unter Mitwirkung des Verfassers erbaute Turm hebt sich unter den bisherigen, bekannt gewordenen Ausführungen dadurch hervor, daß außer der Fördermaschine auch die schnelllaufende Umformergruppe oben auf dem Turm untergebracht wurde, und zwar ohne kostspielige Aufwendungen für Sicherungsmaßnahmen gegen Schwingungen, wie sie bei einer anderen solchen Ausführung mit starker Ausmauerung des Turmschaftes noch für notwendig gehalten wurde. Das Maschinenhaus steht hier auf einem offenen Stahlgerüst (Abb. 1), eine Bauweise, die an Wirtschaftlichkeit nicht mehr zu übertreffen sein dürfte und durch die Unterbringung auch der Umformergruppe im Turmkopf im Wettbewerb mit Strebenfördergerüsten (Wahl einer elektrischen Fördermaschine auch hier vorausgesetzt) einen weiteren Vorsprung erhält. Bislang mußte man beim Bau eines Turmfördergerüsts mit unten stehendem Umformer erhebliche Kosten für die Verbindungskabel zwischen Umformer und Fördermotor einsetzen und dazu den Stromverlust in Kauf nehmen, der auf einem längeren Wege bei niedrig gespanntem Gleichstrom erheblich höher ist als bei hochgespanntem Drehstrom. Wie die Ausführung auf Zeche Laura zeigt, kann man hierdurch eine nicht unwesentliche Verbilligung erzielen, da die Verbindungskabel hier nur kurze Längen besitzen, und den Stromverlust vermeiden. Über die sonstigen Vorteile dieser Bauweise braucht hier nichts Näheres gesagt zu werden. Sie sollte daher, nicht nur wenn Platzmangel den Bau eines Fördermaschinenhauses auf der Rasenhängebank erschwert, sondern im allgemeinen mit in Erwägung gezogen werden. Die Gefahr von Schwingungen darf nicht überschätzt werden. Der Turm Laura zeigt jedenfalls ein selten ruhiges Verhalten im Betriebe. Wie dieses im einzelnen erreicht worden ist, soll nachstehend näher beschrieben werden.

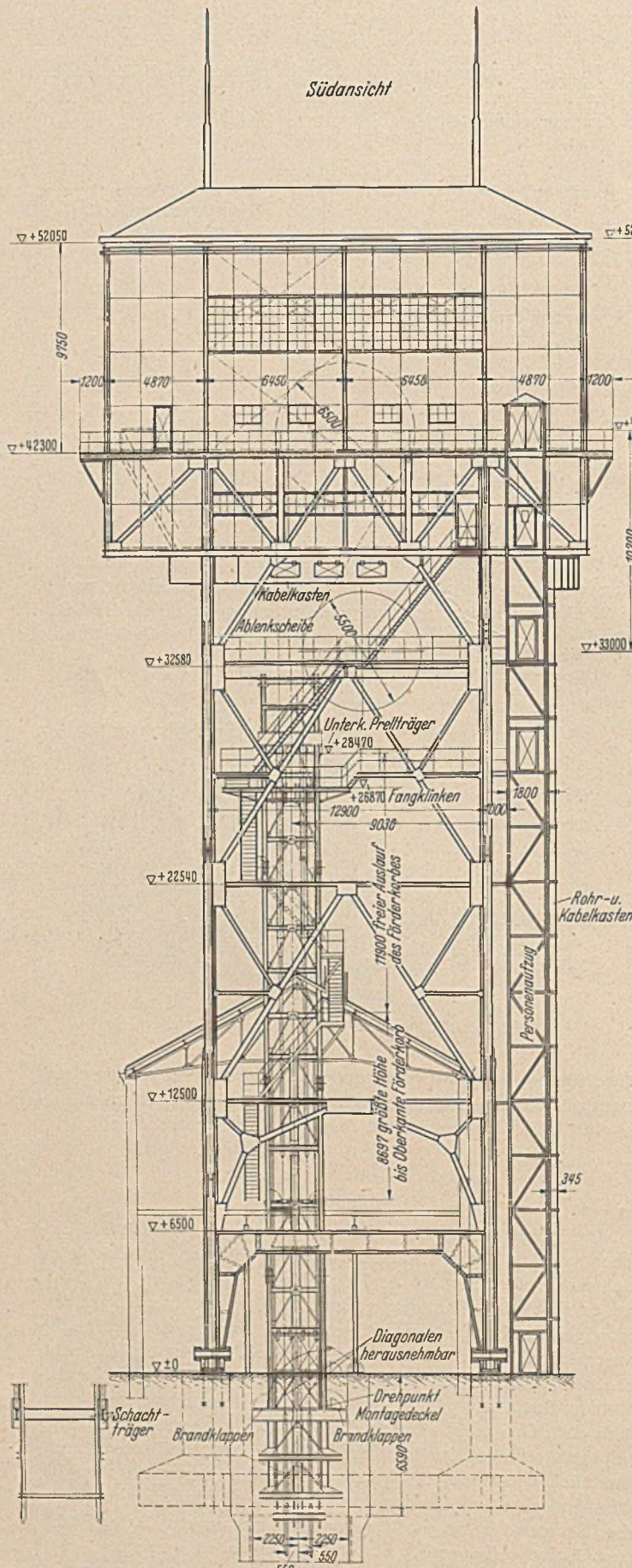


Abb. 1. Breitseite.

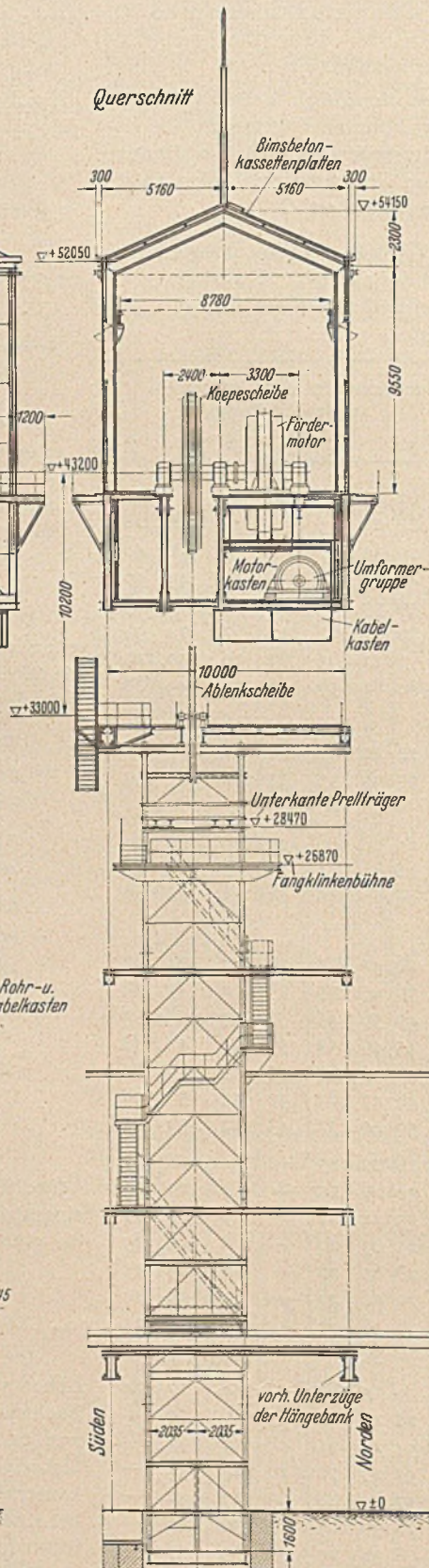


Abb. 2. Vertikalschnitt.

Wie dieses im einzelnen erreicht worden ist, soll nachstehend näher beschrieben werden.

Bezüglich der allgemeinen baulichen Gliederung wird auf die Abbildungen verwiesen. Das Maschinenhaus

hat einen Grundriß von $10,3 \times 22,3$ m und birgt in seinem Hauptgeschoß auf Bühne + 42 300 die Fördermaschine (Köpescheibe) mit einseitig achsial angekuppeltem Gleichstrom-Fördermotor, sowie die für den Betrieb erforderlichen Nebengeräte, wie Teufenzeiger, Führerstand mit Bremse und elektrische Anzeigeräte. Im Untergeschoß des Maschinenhauses (Maschinenkeller) steht auf Höhe + 37 900 die Umformergruppe, sowie das Bremsgestänge mit Sicherheitsbremse. In Höhe + 32 580 ist auf offener Bühne die Ablenkscheibe gelagert, die das Förderseil vom Durchmesser der Treibscheibe von 6,50 m auf den im Schacht erforderlichen Abstand von 1,10 m bringt. Die Hängebank befindet sich auf Höhe + 7500 und war zusammen mit dem Schachtgebäude schon früher vorhanden. Der tragende Schaft des Turmes hat einen Grundriß von $10 \times 12,9$ m und besteht aus vier parallel begrenzten offenen Fachwerkwänden, die außer den schon genannten Bühnen noch drei weitere steife Horizontalverbände auf Höhe + 6500, + 12 500

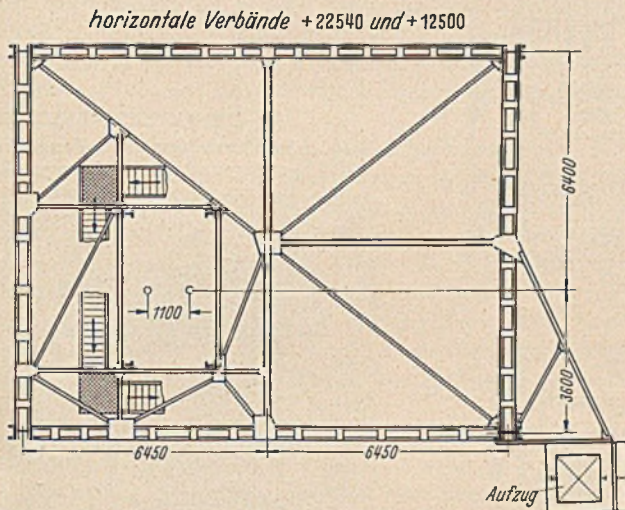


Abb. 3. Horizontale Verbände des Turmschafte.

und + 22 540 besitzen. Das Fachwerk der Wände hat im allgemeinen K-Form; nur auf den Breitseiten ist über der Haupthängebank ein portalartiges Fachwerk gewählt, um den Verkehr auf der Hängebank nicht zu behindern, während darunter über Rasenhängebank ein vollwandiger Zweigelenkrahmen den Durchtritt beim Einbau von Förderkörben freigibt. An der Süd-Ostecke ist ein Personen- und Lastenaufzug angeordnet, der den Verkehr von der Rasenhängebank zum Maschinenhaus und den übrigen Bühnen

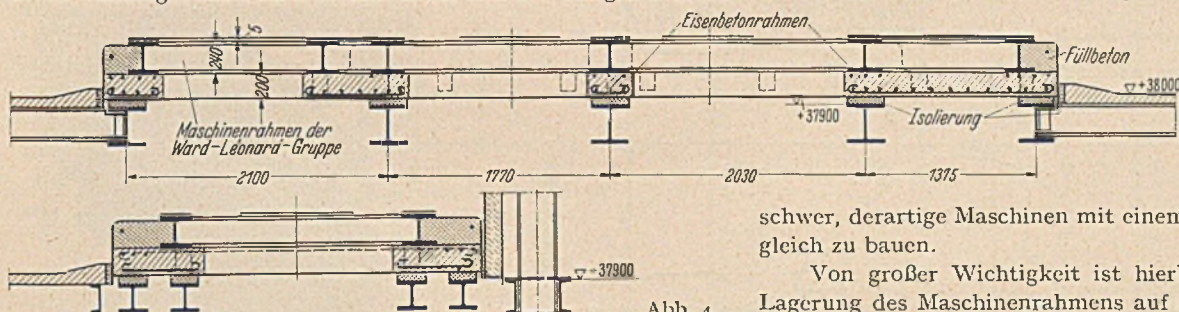


Abb. 4. Einzelheiten der Lagerung der Umformergruppe auf den Stahlträgern.

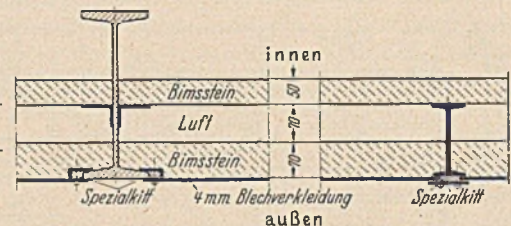
vermittelt und in seinem Führungsgerüst Leitungen verschiedenster Art aufnimmt.

Die beiden Förderkörbe haben vier Etagen zu je zwei Wagen hintereinander. Ihre Bauhöhe, sowie das beim Treiben erforderliche Spiel bedingen die Höhenlage der Ablenkscheibe und damit die ganzen Höhenverhältnisse. Prellträger und Fangklinken sind mit dem Führungsgerüst verbunden, welches unten auf dem Mauerwerk des Schachtes aufruft und weiter nach unten hin gegen Zugkräfte beim Übertreiben eines Förderkorbes und Anschlagen gegen die Prellträger verankert ist. Das Führungsgerüst steht frei für sich und ist beim Durchtritt durch die Horizontalverbände des Turmes, sowie am oberen Ende in Höhe der Ablenkscheibe seitlich nur lose geführt, so daß die Erschütterungen durch den Förder-

betrieb, insbesondere aber die Stoßwirkungen beim Anschlagen eines Förderkorbes gegen die Prellträger nur durch das elastische Seil, nicht aber durch irgendwelche steifen Bauteile unmittelbar auf das Maschinenhaus übertragen werden können.

Hiermit ist die allgemeine bauliche Gliederung kurz gekennzeichnet; die äußere Form ergab sich nach rein wirtschaftlichen

Abb. 5. Horizontalschnitt durch die Wand des Maschinenhauses.



Gesichtspunkten als die zweckmäßigste. Die gegenüber dem Maschinenhaus zurückspringende Breite des Turmschafte (Abb. 1) wird bedingt durch die Forderung nach kurzen Spannweiten für die Unterzüge der Maschinen, die für sich wiederum nur einen noch kleineren Grundriß bedecken, während der Grundriß des ganzen Maschinenhauses von dem erforderlichen freien Raum um die Maschinen herum bestimmt wird. Man könnte nämlich den Eindruck gewinnen, daß auf diese Weise die Basis des Turmes gegen Schwingungen etwas schmal ausgefallen sei und im übrigen die Hauptstützenfüße zum Teil zu nahe am Schacht ständen. Da aber hinsichtlich der Gründung der Hauptstützen in unmittelbarer Nähe des Schachtes keine Bedenken vorlagen, war gegen die lotrechte Stellung der Eckpfosten nichts einzuwenden, so daß sich die vorliegende Form in einfachster Weise ergab.

In schwingungstechnischer Hinsicht haben sich aus der schmalen Basis des Turmes keinerlei Nachteile ergeben. Es wurden für beide Richtungen die niedrigsten Eigenschwingungszahlen ermittelt, wobei sich folgendes ergab:

- a) Nord-Südrichtung (d. h. quer zur Achse des Umformers mit 750 Umdrehungen in der Minute): $n = 49$ Schwingungen je Minute.
- b) Ost-Westrichtung (d. h. quer zur Achse der Fördermaschine mit 48 Umdrehungen in der Minute): $n = 62$ Schwingungen je Minute.

Es war also nicht ohne weiteres sicher, ob nicht durch Resonanz gefährliche Schwingungen auftreten würden. Nun muß berücksichtigt werden, daß die Gefahr der Erregung von unzulässig großen Schwingungen in erster Linie von der Fördermaschine her droht, die infolge des ungleichmäßigen Angriffes der Förderseile an der Treibscheibe weit unruhiger läuft, als ein gut ausgewuch-

teter und zweckmäßig gelagerter Umformer, der außerdem gleichmäßig läuft, während die Fördermaschine ständig manövriert. Es ist heute jedenfalls nicht mehr

schwer, derartige Maschinen mit einem vollkommenen Massenausgleich zu bauen.

Von großer Wichtigkeit ist hierbei auch eine zweckmäßige Lagerung des Maschinenrahmens auf den stählernen Unterzügen. Der Grundrahmen des Umformers ruht auf einer 20 cm starken Eisenbetonplatte (vgl. Abb. 4) und diese auf einer auf den Unterstützungsträgern verlegten Isolierschicht, ein Gewebe aus Pferdehaaren und filzähnlichen Stoffen, welches — in unbelastetem Zustande etwa 6 cm dick — sich unter Belastung stark zusammendrückt. Diese Lagerung hat sich hier offensichtlich gut bewährt, da die Erschütterungen schon an der Entstehungsstelle aufgefangen werden.

Auch bei der Einzeldurchbildung des Stahlbaues wurde darauf Bedacht genommen, ein möglichst steifes Gerippe zu schaffen. Dazu genügt es z. B. nicht, Trägeranschlüsse nur nach statischer Berechnung zu bemessen; man muß vielmehr Wert darauf legen, gerade an den Anschlußstellen der Maschinenträger für weitgehende Einspannung dieser Träger zu sorgen (Knotenbleche auf den Flanschen zur Verbindung mit den sekundären Trägern). Nach

ähnlichen Grundsätzen wurde die ganze Einzelausbildung des Bauwerkes behandelt. Das ruhige Verhalten des Turmes im Betriebe ist sicherlich nicht zuletzt der Anwendung gesunder Konstruktionsgrundsätze zu verdanken.

Über die sonstigen Eigentümlichkeiten des Bauwerkes geben die weiteren Abbildungen Aufschluß. Abb. 5 zeigt einen Hori-

wände angeklemt. Die Fugen wurden mit einem Spezialkitt und stellenweise durch elektrische Schweißung gedichtet. Gegen die Blechwand ist von innen zunächst eine 7 cm starke Schwemmsteinwand gemauert, dahinter folgt zunächst eine 7 cm starke Luftschicht und dann 5 cm starke Bimsbetonplatten, welche an der

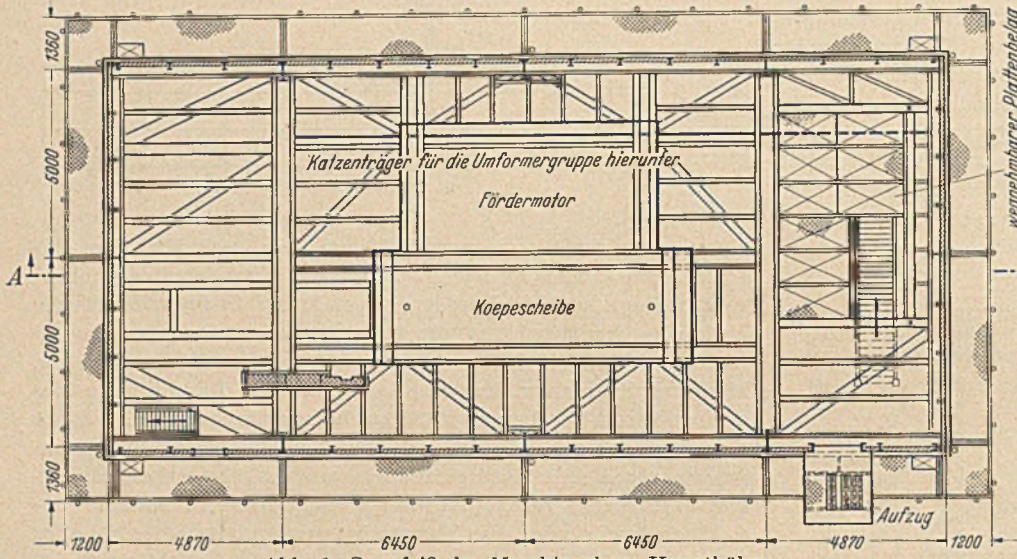


Abb. 6. Grundriß der Maschinenhaus-Hauptbühne.

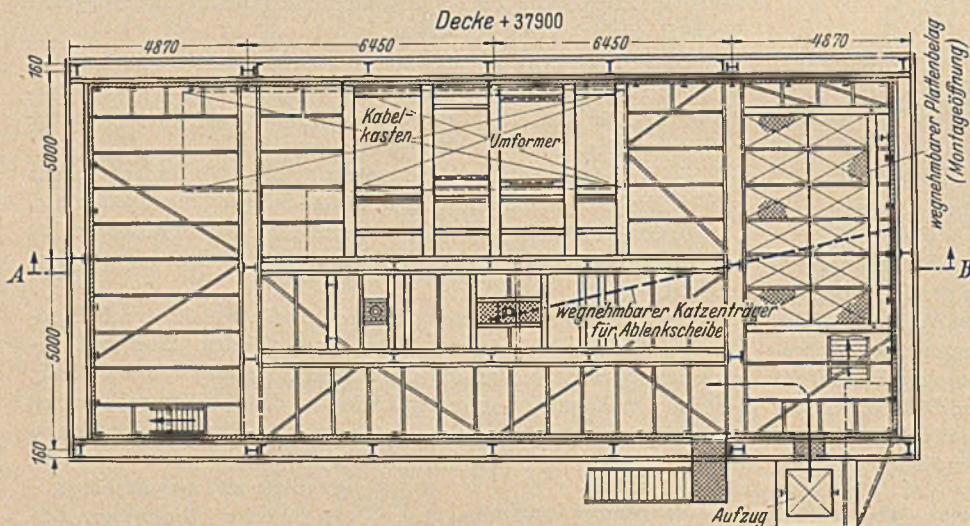


Abb. 7. Grundriß des „Maschinenkellers“ (Bremsenbühne) mit Umformergruppe.

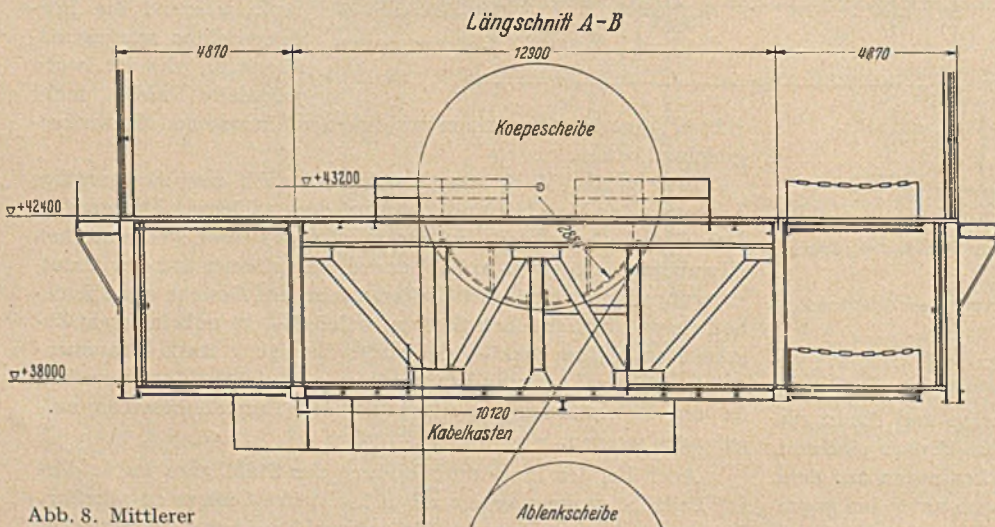


Abb. 8. Mittlerer Fachwerk-Unterzug für das Haupt-Maschinenlager zwischen Koescheibe und Fördermotor.

zontalschnitt durch die Wand des Maschinenhauses, welches von außen mit einer 4 mm starken Blechhaut verkleidet ist. Die Bleche sind nur an den Rändern an das Stahlgerippe der Maschinenhaus-

Innenseite verputzt, bzw. mit glasierten Wandplatten verkleidet wurden. Wichtig ist, daß zwischen Blechverkleidung und Mauerwerk kein Luftraum verbleibt, da dieser die Rostbildung begün-

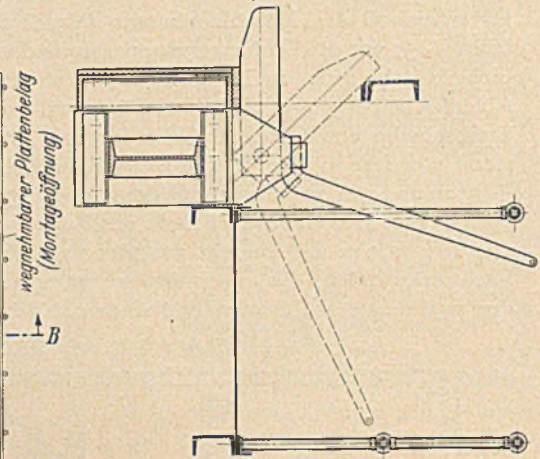


Abb. 9. Einzelausbildung der Fangklinken mit Lagerung und Besichtigungssteg.



Abb. 10. Aufstellung des Turmes bei vollem Betrieb der alten Anlage.



Abb. 11. Hochziehen des Ankers des Fördermotors mit Hilfe des 35 t-Laufkranes des Maschinenhauses durch die Montageöffnungen hindurch.

stigen würde. Das an der Innenseite der Fenster sich bildende Kondensationswasser wird durch verzinkte Abflußröhrchen durch den 7 cm breiten Luftraum abgeführt. Auf rostsicheren Anstrich der Bleche wurde besonderer Wert gelegt. Die Bleche wurden daher im Werk mit Sandstrahlgebläse gereinigt und anschließend sofort in ein Mennigbad getaucht.

Die beiden Decken in Höhe +42 300 und +37 900 sind als Eisenbetonplatten auf Stahlträgern mit Magerbetonauffüllung und Klinkerabdeckung für eine Nutzlast von 1500 kg/m² ausgebildet; in ihrem östlichen Teil sind mit einem abnehmbaren Blechbelag abgedeckte Montageöffnungen von rd. 4 · 5,5 m freigelassen, durch welche der Laufkran des Maschinenhauses Lasten bis zu 35 t Stückgewicht hochziehen kann.

Es empfiehlt sich, bei der Entwurfsbearbeitung eines Turmfördergerüsts die Frage zu prüfen, ob der Lasthaken des Laufkrans zwischen Treibscheibe und Fördermotor in das Führungsgerüst heruntergelassen werden kann, um auch über dem Schacht jederzeit eine kräftige Hubvorrichtung zur Verfügung zu haben. Diese Frage hängt von dem Abstände zwischen Treibscheibe und Fördermotor ab, der ohnehin für Instandsetzungsarbeiten etwas größer gewählt werden sollte.

Die Trägerlage der beiden Maschinenhausdecken ist in den Abb. 6 u. 7 dargestellt. Die Hauptunterzüge unter dem südlichen Lager der Treibscheibe, sowie unter dem gemeinsamen Lager zwischen Treibscheibe und Fördermotor sind Fachwerksträger von 12,9 m Stützweite und rd. 4,5 m Höhe (Abb. 8), also von großer Steifigkeit; im übrigen konnte in den Decken durchweg mit Walzträgern gearbeitet werden. Die übrige Tragkonstruktion bietet nichts Neues. Auch daß der ganze Turm bei etwa eintretenden Senkungen an den Füßen gehoben werden kann, ist eine selbstverständliche Forderung.

An Einzelheiten verdient noch erwähnt zu werden die Einzelausbildung der Fangklinken (Abb. 9), wenn sie auch hier nicht zum ersten Male ausgeführt wurde. Man begegnet immer wieder Ausführungen, die eine klare Kräfteaufnahme beim Aufschlagen von abstürzenden Förderkörben vermissen lassen. Die Klinken bestehen aus starken Vierkantstählen, die durch einen Bolzen gelagert sind; das beim Aufschlagen entstehende Drehmoment wird von zwei getrennten Trägern, von denen der eine nach unten, der andere nach oben belastet wird, aufgenommen. Ein auf die durchlaufende Achse aufgesetzter Handhebel ermöglicht auch, den lichten Raum im Führungsgerüst bei Wiederfreimachen eines Förderkorbes oder erforderlichenfalls aus anderen Anlässen wieder freizugeben.

Eine Treppenanlage mit Podesten an den wichtigen Stellen, z. B. in Höhe der Fangklinken, sichert die Zugänglichkeit zu allen Stellen des Turmes. In Höhe der Hauptmaschinenhausdecke ist außen ein rundumlaufender Besichtigungssteg angebracht, von welchem aus das Putzen der Fenster mittels einer verfahrbaren Leiter erfolgen kann.

Als Grundlagen für die statische

Berechnung wurde zunächst die „Bergpolizeiverordnung für die Seilfahrt“ des Oberbergamtes Dortmund vom 21. Juli 1927 zugrunde gelegt. Darüber hinaus wurde noch, um von vornherein auf eine große Steifigkeit des Turmes hinzuwirken, die Bestimmung getroffen, daß 150 kg/m² Wind in schräger Richtung auf die volle Breite der Diagonale des Maschinenhauses ohne Abminderung für die geneigten Wände einzusetzen sei. Die Betriebslast beträgt 32 t einschl. Eigengewicht von 530 m Förderseil, die Seilbruchlast 230 t. Das Gesamtgewicht der Maschinen einschl. Zwangsscheibe beläuft sich auf rd. 175 t, wovon rd. 25 t auf die Umformergruppe entfallen. Durch Verschleiß der Lager des Fördermotors entstehen zwischen Stator und Rotor magnetische Zusatzkräfte, die seitens des Maschinenlieferers mit 40 t angegeben wurden. Diese Kräfte wirken radial in Ebenen, die normal durch die Achse des Motors gelegt werden, und werden durch den Grundrahmen des Motors wieder in sich ausgeglichen und verursachen daher nur Zusatzkräfte in einigen Zwischenträgern, belasten also nicht den ganzen Turm. Das Kräftepaar des Motors beim Anlassen hingegen teilt sich dem ganzen Turme mit und wurde mit rd. 100 tm eingeführt.

Um ein Maß für die Steifigkeit des Turmes zu gewinnen, wurde noch für Wind von 150 kg/m² auf die Breitseite die Horizontalverschiebung des Turmkopfes in Höhe der Bühne +42 300 ermittelt; es ergab sich 4,66 cm = 1/910 der Höhe. Der Turm hat in zwischen bereits schwersten Stürmen im Betriebe standgehalten ohne daß die Bewegungen des Maschinenhauses störende Formen annahmen.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion einschließlich Führungsgerüst, jedoch ausschl. Blechverkleidung des Maschinenhauses betrug rd. 470 t. Die Ausführung erfolgte durch die Firma De Vries Robbé & Co. in Gorinchem mit ihrer Tochtergesellschaft „Betondak Arkel“.

In seiner Veröffentlichung „Das neue Turmfördergerüst Hannibal I in Bochum“ (vgl. Stahlbau 2 (1929) S. 244 hat Verfasser bereits eine vergleichende Übersicht über die bis dort bekannt gewordenen Ausführungen von Turmfördergerüsten gebracht. Nachstehend ist diese Übersicht nach dem heutigen Stande vervollständigt.

Übersicht über die wichtigsten Ausführungen von Turmfördergerüsten.

Nr.	Zeche	Zahl der Förderungen für die der Turm gebaut ist	Maschinenhaus		Betriebslast t	Seilbruchlast t	Gesamtgewicht der Stahlkonstr. t	Bemerkungen und Literatur
			Grundriß m	Firsthöhe über Rasenhangbank m				
1	Osterfeld IV	1	12 · 13,5	42	20,3	165	320	Umformer auf Zwischenbühne, Turmschaft massiv ausgemauert.
2	Kaiserin Auguste in Lugau	1	13,3 · 15,6	51	—	204	484	Vgl. „Der Stahlbau“ Heft 7 1928.
3	Mauve-Schacht in Rybnik O./Schl.	1	10 · 12,3	39,5	—	154	—	
4	Gewerkschaft Deutschland, Erzgebirge	1	12,9 · 14,6	53,5	—	215	395	
5	Kaiser Wilhelm, Beuthen	2	12 · 30,5	56,9	—	—	—	Vgl.: Walter: „Der Stahlbau“, Heft 2/1928.
6	Minister Stein, Dortmund.	2	12 · 32,7	62,4	26,5	229	470	Vgl. Bruch: Technische Blätter der D. B. Z. vom 9. Januar 1926.
7	Hannibal I, Bochum.	2	15 · 40	65,0	42,0	325	780	Vgl. Ackermann: Der Stahlbau, Heft 21/1929.
8	Königsborn bei Unna	1	12 · 16	66,8	35,6	300	650	Umformer oben, Turmschaft massiv ausgemauert. Vgl. Zimmermann: „Der Stahlbau“, 1929, S. 122.
9	Rosenbkumendelle-Mülheim-Heißen	1	14,5 · 16	55,1	31,7	265	500	Turmschaft ausgemauert.
10	Erwin III, Castrop	1	9,5 · 13	33,78	18,6	143	—	Umformer auf Zwischenbühne, Turmschaft ausgemauert.
11	Laura E. V., Eyselshoven (Limburg)	1	10,3 · 22,3	54,4	32	230	470	Umformer oben; offener Stahlturn.

BEITRAG ZUR UNTERSUCHUNG VON BEHALTERN MIT EBENEN WANDUNGEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Paris.

Die bauliche Ausbildung von Behältern erfordert im Hinblick auf die Rißsicherheit eine besondere Sorgfalt. Sie setzt eine richtige Schätzung der Beanspruchungen voraus.

Die üblichen einfachen Berechnungsverfahren können angesichts des komplizierten Spannungsbildes nur grobe Anhaltspunkte für die tatsächliche Anstrengung geben. Die Anwendung der strengeren Methoden der Elastizitätstheorie führt in vielen Fällen ebensowenig oder nur sehr langsam zum Ziel, weil bei Platten, deren Ränder elastisch oder fest eingespannt sind, die zur Darstellung der elastischen Fläche benutzten, einfach oder doppelt unendlichen Reihen erst nach einer mühsamen Arbeit ausgewertet werden können und weil obendrein ihre Konvergenz nicht immer befriedigend ist.

Bei der Entwicklung und bei der Prüfung dieser Methoden, die im zweiten Bande meines Buches über die Theorie elastischer Gewebe ausführlich behandelt werden, habe ich ein neues Verfahren der *stufenweisen* Integration der Hauptdifferentialgleichung der elastischen Fläche der Wand versucht, das mit einem verhältnismäßig geringen Arbeitsaufwand gestattet, die richtige Lösung mit wachsender Genauigkeit zu erreichen und alle Einzelheiten des Spannungsbildes in einer den praktischen Bedürfnissen entsprechenden Form anschaulich darzustellen.

In der vorliegenden Abhandlung werde ich die Anwendung dieses Verfahrens auf Behälter mit gestütztem oder mit freiem oberem Rande erläutern und einige für die Querschnittsbemessung beachtenswerte Feststellungen mitteilen.

§ 1. Der Behälter mit quadratischem Grundriß und mit gestütztem oberem Rande.

In Abb. 1 ist ein Behälter mit quadratischem Grundriß dargestellt. Die Umfassung besteht aus vier gleichartigen Platten, welche längs der lotrechten Kanten starr miteinander verbunden sind. Ich setze voraus, daß sie in den Boden fest eingespannt und am oberen Rande frei drehbar gelagert sind.

Es sei: *h* die Höhe der Wand, *l* die volle Breite der Wand, *a* die halbe Breite der Wand, *d* die Stärke der Wand, *p* der Seitendruck der Wand, *N* die Steifigkeit der Wand, *E* die Elastizitätsziffer des Baustoffes, *m* die Poissonsche Querdehnungsziffer, *x, y* die Ordinaten eines Punktes der Wand, *ζ* seine waagerechte, elastische Ausbiegung.

Der Anfangspunkt des *x, y*-Achsenkreuzes liegt in der Mitte des oberen Randes.

Die elastische Fläche der Wand ist durch die bekannte Differentialgleichung

$$(1) \quad \nabla^4 \zeta = \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + \frac{2 \partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{N} = p \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{12}{E d^3}$$

bestimmt. Ich setze

$$(2) \quad \begin{cases} \frac{x}{a} = \xi, \\ \frac{y}{h} = \eta, \\ \zeta = KXY, \end{cases}$$

wobei unter *X* eine nur von *x* oder *ξ*,

unter *Y* eine nur von *y* oder *η* abhängige Funktion,

unter *K* eine Unveränderliche zu verstehen sind, und erhalte an Stelle von Gl. (1) die Beziehung:

$$(3) \quad \frac{Y}{a^4} \cdot \frac{d^4 X}{d \xi^4} + \frac{2}{a^2 h^2} \cdot \frac{d^2 Y}{d \eta^2} \cdot \frac{d^2 X}{d \xi^2} + \frac{X}{h^4} \cdot \frac{d^4 Y}{d \eta^4} = \frac{p}{KN}$$

Die Ermittlung der Eigenschaften der Funktionen *X* und *Y*,

welche diese Gleichung befriedigen, ist das erste Ziel unserer Untersuchung.

Wir kennen zunächst nur die Symmetrie- und Randvorschriften, denen *X* und *Y* genügen müssen. Da

$$\begin{aligned} \frac{\partial \zeta}{\partial x} = \frac{\partial^3 \zeta}{\partial x^3} &= 0 \quad \text{für } x = 0, \\ \zeta = \frac{\partial \zeta}{\partial x} &= 0 \quad \text{für } x = \pm a, \\ \zeta = \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} &= 0 \quad \text{für } y = 0, \\ \zeta = \frac{\partial \zeta}{\partial y} &= 0 \quad \text{für } y = h \end{aligned}$$

sein soll, so lauten die entsprechenden Bedingungen für *X* und *Y*:

$$\begin{aligned} a) \quad \frac{dX}{d\xi} = \frac{d^3 X}{d\xi^3} &= 0 \quad \text{für } \xi = 0, \\ b) \quad X = \frac{dX}{d\xi} &= 0 \quad \text{für } \xi = \pm 1, \\ c) \quad Y = \frac{d^2 Y}{d\eta^2} &= 0 \quad \text{für } \eta = 0, \\ d) \quad Y = \frac{dY}{d\eta} &= 0 \quad \text{für } \eta = 1. \end{aligned}$$

Stellen wir uns vor, eine dieser beiden Funktionen, beispielsweise *X*, sei bereits bekannt, so könnten wir die Größen

$$(4) \quad \begin{cases} \int_0^1 X d\xi = q_x \\ \int_0^1 \frac{d^2 X}{d\xi^2} \cdot d\xi = r_x \\ \int_0^1 \frac{d^4 X}{d\xi^4} \cdot d\xi = n_x \end{cases}$$

errechnen und die Beziehung (3) durch die Gleichung

$$(5) \quad \frac{Y}{a^4} n_x + \frac{2}{a^2 h^2} \cdot \frac{d^2 Y}{d\eta^2} \cdot r_x + \frac{q_x}{h^4} \cdot \frac{d^4 Y}{d\eta^4} = \frac{1}{KN} \int_0^1 p d\xi$$

ersetzen.

Ist *γ* das spezifische Gewicht des Füllstoffes des Behälters und reicht die Füllung bis zum oberen Rande, so haben wir

$$(6) \quad p = \gamma y = \gamma h \eta,$$

mithin:

$$(7) \quad Y + \frac{2 a^2}{h^2} \cdot \frac{r_x}{n_x} \cdot \frac{d^2 Y}{d\eta^2} + \frac{a^4}{h^4} \cdot \frac{q_x}{n_x} \cdot \frac{d^4 Y}{d\eta^4} = \frac{\gamma h a^4}{KN n_x} \cdot \eta.$$

Setzt man

$$(8) \quad \begin{cases} \frac{a}{h} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_x}{q_x} + \frac{r_x}{q_x}} \right)} = \mu \\ \frac{a}{h} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_x}{q_x} - \frac{r_x}{q_x}} \right)} = \nu \end{cases}$$

und wählt man

$$(9) \quad K = \frac{\gamma h a^4}{N n_x},$$

so läßt sich die Lösung der vorstehenden, totalen Differentialgleichung in der Form

$$(10) \quad \begin{cases} Y = \eta - (A \sin \mu \eta \operatorname{Sh} \nu \eta + B \cdot \sin \mu \eta \operatorname{Co} \nu \eta \\ + C \cos \mu \eta \operatorname{Sh} \nu \eta + D \cos \mu \eta \operatorname{Co} \nu \eta) \end{cases}$$

darstellen. Unter *sin, cos* sind hierbei die trigonometrischen, unter *Sh, Co* die hyperbolischen Funktionen von *η*, unter *A, B, C, D* vier Konstanten zu verstehen, welche den vier Randvorschriften für die *y*-Richtung anzupassen sind.

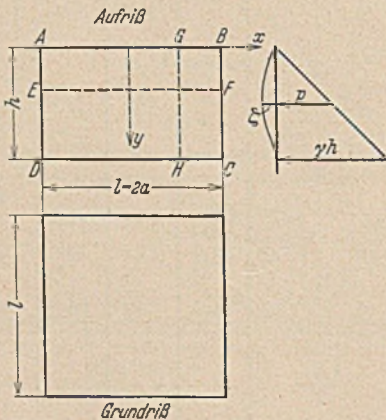


Abb. 1.

Wenn wir nunmehr umgekehrt Y als gegeben betrachten und die Beizahlen

$$(4a) \left\{ \begin{aligned} \int_0^1 Y d\eta &= q_y, \\ \int_0^1 \frac{d^2 Y}{d\eta^2} \cdot d\eta &= r_y, \\ \int_0^1 \frac{d^4 Y}{d\eta^4} \cdot d\eta &= n_y \end{aligned} \right.$$

kennen, so werden wir ebenso für die zugehörige Funktion X eine totale Differentialgleichung

$$(7a) X + \frac{2h^2}{a^2} \cdot \frac{r_y}{n_y} \cdot \frac{d^2 X}{d\xi^2} + \frac{h^4}{a^4} \cdot \frac{q_y}{n_y} \cdot \frac{d^4 X}{d\xi^4} = \frac{\gamma h^5}{KN n_y} \int_0^1 \eta d\eta = \frac{\gamma h^5}{2KN n_y}$$

aufstellen und mit Hilfe der Werte

$$(8a) \left\{ \begin{aligned} \frac{h}{a} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_y}{q_y} + \frac{r_y}{q_y}} \right)} &= \varepsilon, \\ \frac{h}{a} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_y}{q_y} - \frac{r_y}{q_y}} \right)} &= \vartheta, \\ K &= \frac{\gamma h^5}{N n_y} \end{aligned} \right.$$

die Lösung

$$(10a) \left\{ \begin{aligned} X &= 1 - (\bar{A} \sin \varepsilon \xi \cdot \text{Sin} \vartheta \xi + \bar{B} \sin \varepsilon \xi \cdot \text{Cos} \vartheta \xi \\ &+ \bar{C} \cos \varepsilon \xi \cdot \text{Sin} \vartheta \xi + \bar{D} \cos \varepsilon \xi \cdot \text{Cos} \vartheta \xi) \end{aligned} \right.$$

definieren und die vier Konstanten A, B, C, D den vier Randvorschriften für die x -Richtung anpassen können.

Die vorstehenden Untersuchungen haben uns gezeigt, wie Y oder Y zwangläufig bestimmt werden kann, wenn Y oder X bereits bekannt ist. Diese Verkettung weist eine besondere Eigentümlichkeit auf: die kennzeichnenden Zahlen $\varepsilon, \vartheta, \mu, \nu$ sind nämlich Verhältniszahlen, die sich nur sehr wenig verändern, wenn die zugehörige, richtige Funktion Y (oder X) durch eine andere Funktion \bar{Y} (oder \bar{X}) ersetzt wird, sofern wenigstens \bar{Y} (oder \bar{X}) den gleichen Symmetrie- und Randvorschriften wie Y (oder X) entspricht.

Wir dürfen daher am Anfange unserer Berechnung eine Funktion $\bar{X} = X_1$ willkürlich wählen, beispielsweise

$$X_1 = 1 - \frac{2x^2}{a^2} + \frac{x^4}{a^4} = 1 - 2\xi^2 + \xi^4,$$

die zugehörigen Beizahlen q_1, r_1, n_1, μ_1 und ν_1 mit Hilfe der Gl. (4) und (8) errechnen und die entsprechende Funktion Y_1 auf Grund der Gl. (10) bestimmen. Die erste Näherungslösung lautet dann

$$\zeta_1 = \frac{\gamma h a^4}{N n_1} \cdot X_1 Y_1,$$

sie stellt nur ein Abbild, aber häufig ein sehr ähnliches Abbild der wirklichen elastischen Fläche dar.

Aus der soeben ermittelten Funktion Y_1 können wir jetzt mit Hilfe der Gl. (4a), (8a) und (10a) eine neue Funktion $X = X_2$ und einen zweiten Näherungswert

$$\zeta_2 = \frac{\gamma h^5}{2 N n_2} Y_1 X_2$$

ableiten, aus X_2 wiederum entstehen die Funktion $Y = Y_3$ und der Ansatz

$$\zeta_3 = \frac{\gamma h a^4}{N n_3} X_2 Y_3,$$

aus Y_3 liefert der gleiche Mechanismus die Werte $X = X_4$ und

$$\zeta_4 = \frac{\gamma h^5}{2 N n_4} Y_3 X_4$$

usf. . . .

Nach wenigen Wiederholungen dieser kettenförmigen Bestimmungen der Funktionen X und Y wird man bald feststellen, daß die zwei aufeinanderfolgenden Werte ζ_{m-1} und ζ_m sich so gut wie nicht

mehr voneinander unterscheiden und daß sich also die Lösung wie bei einer gut konvergierenden Reihe stabilisiert hat.

Ein Vergleich zwischen den Ergebnissen dieser Methode der stufenweisen Integration der Hauptdifferentialgleichung der Platte und denjenigen, die man sonst mit Hilfe unendlicher Reihen erhält, hat eine so gute Übereinstimmung gezeigt, daß das neue Verfahren wohl als durchaus zuverlässig bezeichnet werden darf.

Um die praktische Anwendung zu erläutern, will ich jetzt als Beispiel die Wand mit dem Seitenverhältnis

$$\begin{aligned} h : l &= 1 : 2, \\ h : a &= 1 \end{aligned}$$

behandeln.

Nehmen wir als Vorbild die Gleichung der elastischen Linie des beiderseits eingespannten Balkens und setzen wir zunächst

$$\bar{X} = X_1 = 1 - 2\xi^2 + \xi^4,$$

so liefern die Gl. (4), (8) und (10):

$$q_1 = \frac{8}{15}, \quad r_1 = 0, \quad n_1 = 24.$$

$$\mu_1 = \nu_1 = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{24 \cdot 15}{8}}} = \sqrt{\frac{45}{4}} = 1,8314 = 104^\circ 56'$$

$$Y_1 = \eta - (A_1 \sin \nu_1 \eta \cdot \text{Sin} \nu_1 \eta + B_1 \sin \nu_1 \eta \cdot \text{Cos} \nu_1 \eta + C_1 \cdot \cos \nu_1 \eta \cdot \text{Sin} \nu_1 \eta + D \cos \nu_1 \eta \cdot \text{Cos} \nu_1 \eta)$$

Um diesen Ansatz den eingangs festgelegten Randvorschriften (c) und (d) anzupassen, müssen

$$(11) \left\{ \begin{aligned} A_1 &= D_1 = 0 \\ B_1 &= \frac{\sin \nu_1 \text{Cos} \nu_1 - \cos \nu_1 \text{Sin} \nu_1 + \frac{1}{\nu_1} \cdot \cos \nu_1 \text{Sin} \nu_1}{\text{Sin} \nu_1 \text{Cos} \nu_1 - \sin \nu_1 \cos \nu_1} = 0,33405 \\ C_1 &= \frac{\sin \nu_1 \text{Cos} \nu_1 + \cos \nu_1 \text{Sin} \nu_1 - \frac{1}{\nu_1} \cdot \sin \nu_1 \text{Cos} \nu_1}{\text{Sin} \nu_1 \text{Cos} \nu_1 - \sin \nu_1 \cos \nu_1} = 0,04250 \end{aligned} \right.$$

genommen werden. Es ist daher

$$(I) \left\{ \begin{aligned} Y_1 &= \eta - 0,33405 \cdot \sin \nu_1 \eta \cdot \text{Cos} \nu_1 \eta - 0,04250 \cos \nu_1 \eta \cdot \text{Sin} \nu_1 \eta \\ \zeta_1 &= \frac{\gamma h a^4}{24 N} \cdot X_1 Y_1. \end{aligned} \right.$$

Dieser Funktion Y_1 sind die Größen

$$(12) \left\{ \begin{aligned} q_2 &= \int_0^1 Y_1 d\eta = \frac{1}{2} - \frac{1}{2\nu_1} [(B_1 + C_1) \sin \nu_1 \text{Sin} \nu_1 + (B_1 - C_1) (1 - \cos \nu_1 \text{Cos} \nu_1)] = 0,05265 \\ r_2 &= \int_0^1 \frac{d^2 Y_1}{d\eta^2} \cdot d\eta = \nu_1 [(B_1 + C_1) (1 - \cos \nu_1 \text{Cos} \nu_1) - (B_1 - C_1) \sin \nu_1 \text{Sin} \nu_1] = -0,31046 \\ n_2 &= \int_0^1 \frac{d^4 Y_1}{d\eta^4} \cdot d\eta = 4\nu_1^4 \frac{(B_1 + C_1) \sin \nu_1 \text{Sin} \nu_1 + (B_1 - C_1) (1 - \cos \nu_1 \text{Cos} \nu_1)}{2\nu_1} \\ &= 4\nu_1^4 \left(\frac{1}{2} - q_2 \right) = 20,13075 \end{aligned} \right.$$

zugeordnet.

Wir finden weiterhin mit Hilfe der Gl. (8a) die Werte

$$\varepsilon_2 = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_2}{q_2} + \frac{r_2}{q_2}} \right)} = 2,6132 = 149^\circ 27',$$

$$\vartheta_2 = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{n_2}{q_2} - \frac{r_2}{q_2}} \right)} = 3,5673,$$

und auf Grund der Gl. (10a):

$$X_2 = 1 - (A_2 \cdot \sin \varepsilon_2 \xi \cdot \text{Sin} \vartheta_2 \xi + \bar{B}_2 \cdot \sin \varepsilon_2 \xi \cdot \text{Cos} \vartheta_2 \xi + \bar{C}_2 \cos \varepsilon_2 \xi \cdot \text{Sin} \vartheta_2 \xi + \bar{D}_2 \cos \varepsilon_2 \xi \cdot \text{Cos} \vartheta_2 \xi).$$

Damit die für die x -Richtung gültigen Randvorschriften (d) und (b) befriedigt werden, müssen für die Konstanten die Werte

$$(11a) \left\{ \begin{aligned} \bar{B}_2 &= \bar{C}_2 = 0 \\ \bar{A}_2 &= \frac{\varepsilon_2 \cdot \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \vartheta_2 - \vartheta_2 \cdot \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \vartheta_2}{\varepsilon_2 \text{Sin} \vartheta_2 \text{Cos} \vartheta_2 + \vartheta_2 \sin \varepsilon_2 \cos \varepsilon_2} = 0,095234 \\ \bar{D}_2 &= \frac{\varepsilon_2 \cdot \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \vartheta_2 + \vartheta_2 \cdot \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \vartheta_2}{\varepsilon_2 \text{Sin} \vartheta_2 \text{Cos} \vartheta_2 + \vartheta_2 \sin \varepsilon_2 \cos \varepsilon_2} = -0,009396 \end{aligned} \right.$$

gewählt werden. Es ergibt sich also

$$(11) \begin{cases} X_2 = 1 - 0,095234 \sin \varepsilon_2 \xi \cdot \text{Sin} \theta_2 \xi + 0,009396 \cos \varepsilon_2 \cdot \text{Cos} \theta_2 \xi \\ \zeta_2 = \frac{\gamma h^5}{2 \cdot 20,13075} Y_1 X_2 \end{cases}$$

Aus X_2 leiten wir jetzt die Beizahlen

$$(12a) \begin{cases} q_3 = \int_0^1 X_2 d\xi = 1 - \frac{1}{\varepsilon_2^2 + \theta_2^2} [\bar{A}_2 (\theta_2 \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \theta_2 - \varepsilon_2 \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \theta_2) + D_2 (\theta_2 \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \theta_2 + \varepsilon_2 \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \theta_2)] = 0,63471 \\ r_3 = \int_0^1 \frac{d^2 X_2}{d\xi^2} \cdot d\xi = 0 \\ n_3 = \int_0^1 \frac{d^4 X_2}{d\xi^4} \cdot d\xi = \bar{A}_2 [\theta_2 (3\varepsilon_2^2 - \theta_2^2) \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \theta_2 - \varepsilon_2 (3\theta_2^2 - \varepsilon_2^2) \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \theta_2] + D_2 [\theta_2 (3\varepsilon_2^2 - \theta_2^2) \cos \varepsilon_2 \text{Sin} \theta_2 + \varepsilon_2 (3\theta_2^2 - \varepsilon_2^2) \sin \varepsilon_2 \text{Cos} \theta_2] = 139,6682 \end{cases}$$

und die Winkelgrößen

$$r_3 = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \frac{n_3}{q_3}} = 2,7235 = 156^\circ 2' 42''$$

ab, berechnen in Anlehnung an die Gl. (11) die Werte

$$B_3 = 0,12889, \quad C_3 = -0,08653$$

und erhalten

$$(11) \begin{cases} Y_3 = \eta - 0,12889 \cdot \sin r_3 \eta \text{Cos} r_3 \eta + 0,08653 \cos r_3 \eta \text{Sin} r_3 \eta \\ \zeta_3 = \frac{\gamma h^4}{N \cdot 139,6682} \cdot X_2 Y_3 \end{cases}$$

Diese neue Funktion Y_3 liefert uns, indem wir in den Gl. (12) r_1, B_1, C_1 durch r_3, B_3, C_3 ersetzen, die Beizahlen

$$\begin{aligned} q_4 &= 0,16003, \quad r_4 = -0,88459, \quad n_4 = 88,0136 \\ \varepsilon_4 &= 2,9937 = 171^\circ 3' 18'' \\ \theta_4 &= 3,8065, \end{aligned}$$

und in Anlehnung an die Gl. (11a) die Größen

$$\begin{aligned} \bar{A}_4 &= 0,062743, \\ \bar{D}_4 &= -0,035110, \end{aligned}$$

mithin

$$(IV) \begin{cases} X_4 = 1 - 0,062743 \sin \varepsilon_4 \xi \cdot \text{Sin} \theta_4 \xi + 0,035110 \cos \varepsilon_4 \xi \cdot \text{Cos} \theta_4 \xi \\ \zeta_4 = \frac{\gamma h^5}{N \cdot 2 \cdot 88,0136} Y_3 X_4 \end{cases}$$

Setzen wir die Rechnung in der gleichen Weise fort, so ergibt sich der Reihe nach

aus X_4 :

$$\begin{aligned} n_5 &= 178,433, \quad r_5 = 2,8506, \\ Y_5 &= \eta - 0,105236 \sin 2,8506 \eta \text{Cos} 2,8506 \eta \\ &\quad + 0,089409 \cos 2,8506 \eta \text{Sin} 2,8506 \eta; \end{aligned}$$

aus Y_5 :

$$\begin{aligned} 2n_6 &= 171,283, \quad \varepsilon_6 = 2,8856, \quad \theta_6 = 3,7109 \\ X_6 &= 1 - 0,073263 \sin 2,8856 \xi \cdot \text{Sin} 3,7109 \xi \\ &\quad + 0,031379 \cos 2,8856 \xi \cdot \text{Cos} 3,7109 \xi; \end{aligned}$$

aus X_6 :

$$\begin{aligned} n_7 &= 163,9634, \quad r_7 = 2,8027, \\ Y_7 &= \eta - 0,113798 \sin 2,8027 \eta \text{Cos} 2,8027 \eta \\ &\quad + 0,088671 \cos 2,8027 \eta \text{Sin} 2,8027 \eta; \end{aligned}$$

aus Y_7 :

$$\begin{aligned} 2n_8 &= 163,0459, \quad \varepsilon_8 = 2,8670, \quad \theta_8 = 3,7008 \\ X_8 &= 1 - 0,074817 \sin 2,867 \xi \cdot \text{Sin} 3,7008 \xi \\ &\quad + 0,03025 \cos 2,867 \xi \cdot \text{Cos} 3,7008 \xi. \end{aligned}$$

Diese Aufstellung zeigt, wie sich die endgültige Gestalt der Funktionen X und Y allmählich kristallisiert. Vergleichen wir die beiden Flächen

$$\zeta_7 = \frac{\gamma h^5}{N n_7} \cdot X_6 Y_7 \quad \text{und} \quad \zeta_8 = \frac{\gamma h^5}{N_2 n_8} Y_7 X_8,$$

miteinander, so finden wir beispielsweise für $x = 0$ und $y = \frac{h}{2}$:

$$\begin{aligned} \zeta_7 &= 0,001805 \frac{\gamma h^5}{N}, \\ \zeta_8 &= 0,001813 \frac{\gamma h^5}{N}. \end{aligned}$$

Werte also, die so gut wie vollkommen miteinander übereinstimmen. Wir können ganz allgemein feststellen, daß eine Lösung

$$\zeta_m = \frac{\gamma h^5}{N n_m} X_{m-1} \cdot Y_m$$

als ausreichend genau zu betrachten ist, sobald die für X_{m-1} und Y_m kennzeichnenden Zahlen n_{m-1} und n_m sich fast nicht mehr von einander unterscheiden, denn in diesem Falle sind die beiden Grundgleichungen (7) und (7a) gleichzeitig befriedigt und dies besagt, daß die Belastungen, welche die Durchbiegung ζ_m erzeugen, nämlich

$$\begin{aligned} p_x &= N \int_{x=-a}^{x=+a} d^4 \zeta_m dx \\ p_y &= N \int_{y=0}^{y=h} d^4 \zeta_m dy \end{aligned}$$

längs jeder Geraden EF oder GH (Abb. 1) der tatsächlichen Belastung

$$n_x = \int_{x=-a}^{x=+a} p dx \quad \text{und} \quad n_y = \int_{y=0}^{y=h} p dy$$

gleichwertig sind.

Der Nachweis dieser Gleichwertigkeit ist deswegen ein besonders wichtiges Kriterium, weil Platten gewissermaßen unendlichfach statisch unbestimmte Gebilde darstellen, welche unter völlig verschiedenen Kräften scheinbar ähnliche Durchbiegungen erfahren oder umgekehrt sich bei derselben Belastung scheinbar verschiedenen Gleichgewichtsformen anpassen können. Diese Eigenschaften, die ich als Plastizität des Tragwerkes bezeichnen möchte, treten in unserem Falle erst dann hervor, wenn, wie bei der Untersuchung der elastischen Fläche und des zugehörigen Spannungsbildes, nicht nur die Krümmungen $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}, \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}, \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}$, sondern auch die für die äußeren

Kräfte maßgebenden höheren Abgeleiteten $\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4}, \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4}, \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2}$ in Betracht ziehen.

Aus der vorhin ermittelten Lösung

$$\zeta_8 = \frac{\gamma h^5}{N \cdot 2 n_8} \cdot X_7 Y_8$$

können wir nunmehr die Momente der reduzierten Bieugungsspannungen

$$(13) \begin{cases} s_x = -N \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} = \frac{\gamma h^5}{2 n_8 a^2} Y_8 \left(\frac{-d^2 X_7}{d\xi^2} \right) \\ s_y = -N \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} = \frac{\gamma h^3}{2 n_8} X_7 \left(\frac{-d^2 Y_8}{d\eta^2} \right) \end{cases}$$

mit Hilfe der Gleichung

$$(14) \begin{cases} -\frac{d^2 X}{d\xi^2} = \bar{A} [(\theta^2 - \varepsilon^2) \sin \varepsilon \xi \cdot \text{Sin} \theta \xi + 2\varepsilon \theta \cos \varepsilon \xi \cdot \text{Cos} \theta \xi] \\ \quad + \bar{D} [(\theta^2 - \varepsilon^2) \cos \varepsilon \xi \cdot \text{Cos} \theta \xi - 2\varepsilon \theta \cdot \sin \varepsilon \xi \cdot \text{Sin} \theta \xi] \\ -\frac{d^2 Y}{d\eta^2} = 2v^2 [B \cos v \eta \text{Sin} v \eta - C \cdot \sin v \eta \text{Cos} v \eta] \end{cases}$$

bestimmen. Nach diesen Gleichungen sind die in der Tab. 1 enthaltenen Werte errechnet. Der Spannungsverlauf ist durch Abb. 2

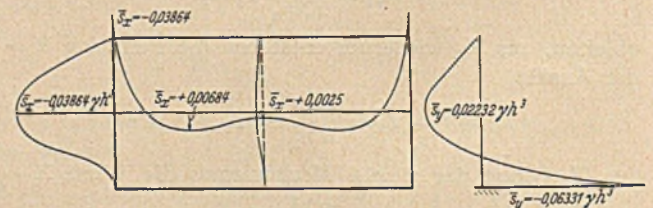


Abb. 2. Spannungsmomente der Behälterwand mit gestütztem oberem Rand.

veranschaulicht. Sie zeigt uns, daß, wie wir es früher bei der gleichförmig belasteten Platte festgestellt haben, die Spannungsmomente s_x der Längsstreifen ihren größten positiven Wert nicht

längs der Mittellinie $x = 0$, sondern im Schnittpunkt der Winkelhalbierenden der Ecken erreichen und daß trotz der großen Länglichkeit der Wand die Spannungsmomente \bar{s}_x durchaus ansehnlich sind und im Interesse der Rißsicherheit bei der Anordnung der Bewehrung wohl beachtet werden müssen.

Tab. 1. Biegemomente einer am oberen Rande freiaufliegenden, an den übrigen Kanten fest eingespannten Wand mit dem Längenverhältnis $h:l = 1:2$ (Abb. 2).

Stelle	Linie $x = 0$		Linie $x = \pm a$	Stelle	Linie $y = \frac{h}{2}$
	\bar{s}_x	\bar{s}_y			
$y = \frac{1}{4}h$	$+0,001833\gamma h^3$	$+0,01389\gamma h^3$	$-0,02830\gamma h^3$	$x = \pm 0$	$+0,00250\gamma h^3$
$y = \frac{1}{2}h$	$+0,002503$	$+0,02232$	$-0,03864$	$x = \pm \frac{1}{4}a$	$+0,00405$
$y = \frac{3}{4}h$	$+0,001409$	$+0,00849$	$-0,02176$	$x = \pm \frac{1}{2}a$	$+0,00684$
$y = h$	—	$-0,06331$	—	$x = \pm \frac{3}{4}a$	$+0,00134$
				$x = \pm a$	$-0,03864$

§ 2. Der Behälter mit freiem oberem Rande.

Wenn der obere Rand frei von jeglicher Stützung ist, so müssen längs der Geraden $y = 0$ die Biegemomente

$$\bar{s}_y = -N \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} = -N \cdot K \cdot \frac{X}{h^2} \cdot \frac{d^2 Y}{d\eta^2}$$

sowie die aus den Scherkräften

$$v_y = -N \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right)$$

und den Drillungsmomenten

$$t = -N \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x \partial y}$$

zusammengesetzten Auflagerkräfte

$$a_y = v_y + \frac{\partial t}{\partial x} = -N \left(\frac{\partial^3 \zeta}{\partial y^3} + \frac{2 \partial^3 \zeta}{\partial x^2 \partial y} \right) = -K \frac{N}{h^3} \left(\frac{d^3 Y}{d\eta^3} + \frac{2h^2}{a^2} \cdot \frac{d^2 X}{d\xi^2} \cdot \frac{dY}{d\eta} \right)$$

verschwinden. Diese Bedingungen sind, da

$$\int_0^1 \frac{d^2 X}{d\xi^2} \cdot d\xi = 0$$

ist, mit ausreichender Genauigkeit erfüllt, wenn

$$(c') \quad \text{für } \eta = 0: \frac{d^2 Y}{d\eta^2} = \frac{d^3 Y}{d\eta^3} = 0$$

werden. Für den unteren fest eingespannten Rand gelten wie vorhin die Vorschriften

$$(d') \quad Y = \frac{dY}{d\eta} = 0 \quad \text{für } \eta = 1.$$

Die in § 1 abgeleitete und durch Gl. (10) dargestellte allgemeine Lösung liefert für den vorliegenden Fall, wenn man beachtet daß wiederum infolge der Einspannung längs der Ränder $x = \pm a$ $q_x = 0$, also

$$\mu = \nu = \sqrt{\frac{1}{4} \frac{n_x}{q_x}}$$

sein muß und wenn man für die Konstanten die Werte

$$(11b) \quad \begin{cases} A = 0 \\ B = C = \frac{\sin \nu \cos \nu - \cos \nu \sin \nu + \frac{1}{\nu} \cdot \cos \nu \cos \nu}{\cos^2 \nu + \cos^2 \nu} \\ D = \frac{2 \cos \nu \cos \nu - \frac{1}{\nu} (\sin \nu \cos \nu + \cos \nu \sin \nu)}{\cos^2 \nu + \cos^2 \nu} \end{cases}$$

Tab. 2. Biegemomente einer am oberen Rande ungestützten, an den übrigen Kanten fest eingespannten Wand mit dem Längenverhältnis $h:l = 1:2$ (Abb. 3).

Stelle	Linie $x = 0$		Linie $x = \pm a$	Stelle	Linie $y = \frac{h}{4}$
	\bar{s}_x	\bar{s}_y			
$y = 0$	$0,009334 \gamma h^3$	$0 \gamma h^3$	$-0,048576 \gamma h^3$	$x = 0$	$0,009640 \gamma h^3$
$y = \frac{1}{4}h$	$0,009640$	$0,00953$	$-0,050167$	$x = \frac{1}{4}a$	$0,009913$
$y = \frac{1}{2}h$	$0,008324$	$0,020629$	$-0,043317$	$x = \frac{1}{2}a$	$0,009512$
$y = \frac{3}{4}h$	$0,003941$	$0,002792$	$-0,020507$	$x = \frac{3}{4}a$	$-0,004331$
$y = h$	—	$-0,082363$	—	$x = a$	$-0,050167$

wählt, die den Randbedingungen c' und d' abgepaßte Funktion (10b) $Y = \eta - B (\sin \nu \eta \cos \nu \eta + \cos \nu \eta \sin \nu \eta) - D \cos \nu \eta \cos \nu \eta$ mit den zugehörigen Beizahlen

$$(12b) \quad \begin{cases} q_y = \int_0^1 Y d\eta = \frac{1}{2} - \frac{1}{2\nu} [2B \sin \nu \sin \nu + D (\sin \nu \cos \nu + \cos \nu \sin \nu)], \\ r_y = \int_0^1 \frac{d^2 Y}{d\eta^2} \cdot d\eta = \nu [2B (1 - \cos \nu \cos \nu) + D (\sin \nu \cos \nu - \cos \nu \sin \nu)], \\ n_y = \int_0^1 \frac{d^4 Y}{d\eta^4} \cdot d\eta = 4\nu^4 \left(\frac{1}{2} - q_y \right). \end{cases}$$

Der Gang der Untersuchung ist im übrigen genau derselbe wie bei der Wand mit gestütztem oberem Rand: es treten nur an Stelle der Gl. (10), (11) und (12) die Formeln (10b), (11b) und (12b).

Hat die Wand wie vorhin das Längenverhältnis $h:l = 1:2$, so ergibt sich beispielsweise

$$\begin{aligned} Y_7 &= \eta - 0,199859 (\sin 2,3715\eta \cos 2,3715\eta + \cos 2,3715\eta \sin 2,3715\eta) \\ &\quad + 0,260383 \cdot \cos 2,3715\eta \cos 2,3715\eta \\ X_8 &= 1 - 0,178037 \sin 2,679\xi \sin 2,7308\xi \\ &\quad + 0,056984 \cos 2,679\xi \cos 2,7308\xi \\ \bar{s}_x &= \frac{\gamma h^3}{N \cdot 79,537} Y_7 X_8. \end{aligned}$$

Ich habe auf Grund dieser letzten Gleichung die Hauptwerte der Momente der reduzierten Biegespannungen errechnet und in Tab. 2 zusammengestellt. Die Abb. 3 zeigt die Spannungsver-

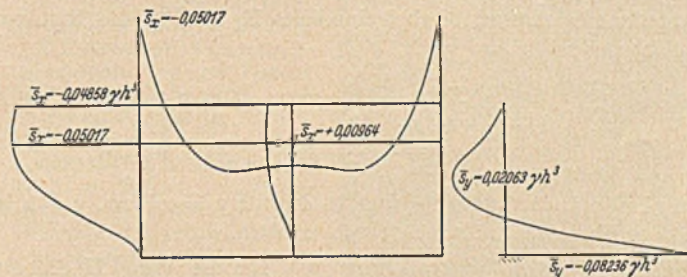


Abb. 3. Spannungsmomente der Behälterwand mit freiem oberem Rande.

teilung: wir sehen, daß trotz der Länglichkeit der Wand die Längsstreifen hinreichend steif sind, um die elastischen Querstreifen wesentlich zu stützen und merklich zu entlasten. Diese Wirkung ist in der Größe der positiven Momente \bar{s}_y und der zugehörigen negativen Momente deutlich zu erkennen. Beachtenswert ist wiederum, daß die Biegemomente \bar{s}_x der Längsstreifen ihren größten positiven Wert jenseits der lotrechten Mittellinie der Wand erreichen und daß die lotrechten Ränder durch beträchtliche waagerechte Spannungsmomente beansprucht werden, welche im Hinblick auf die Rißsicherheit bei der Querschnittsbemessung nicht unterschätzt werden dürfen.

3. Der Behälter mit rechteckigem Grundriß.

Die in den vorstehenden Abschnitten dargestellte Methode gibt uns die Möglichkeit, auch für den beträchtlich schwierigeren Fall des Behälters mit rechteckigem Grundriß eine verhältnismäßig einfache Lösung zu finden.

Wir bezeichnen nach Abb. 4 mit a_1 und a_2 die halben Breiten der Wände I und II, mit N_I und N_{II} ihre Steifigkeiten, mit ζ_1 und ζ_{II} ihre waagerechten Ausbiegungen.

Wir zerlegen die Belastung

$$P = \gamma Y$$

in die Anteile

$$P'_I + P''_I,$$

bzw.

$$P'_{II} + P''_{II}$$

derart, daß

$$(1) \quad \begin{cases} P'_I = \gamma Y \psi_1, & P'_{II} = \gamma Y \psi_2, \\ P''_I = \gamma Y \omega_1, & P''_{II} = \gamma Y \omega_2, \\ \psi_1 + \omega_1 = \psi_2 + \omega_2 = 1 \end{cases}$$

sein soll: unter $\psi_1, \psi_2, \omega_1, \omega_2$ sind hierbei vorläufig unbestimmte Beizahlen zu verstehen.

Wir denken uns die Wand I zunächst nur mit p'_I , sodann nur mit p''_I belastet und ermitteln die zugehörigen Werte ζ'_I und ζ''_I unter der Voraussetzung, daß die Platte längs der Kanten

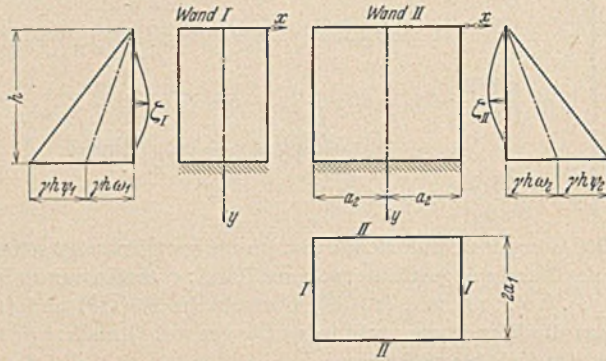


Abb. 4.

$x = \pm a_1$ das erste Mal frei drehbar gelagert, das zweite Mal hingegen fest eingeklemmt ist. Die entsprechenden elastischen Flächen lassen sich in der Form

$$(2) \quad \begin{cases} \zeta'_I = \gamma \psi_1 \cdot \frac{h a_1^4}{N_I} \cdot X_I Y_I, \\ \zeta''_I = \gamma \omega_1 \cdot \frac{h a_1^4}{N_I} \cdot \bar{X}_I \bar{Y}_I \end{cases}$$

darstellen; es müssen hierbei einerseits X_I und \bar{X}_I die Randvorschriften

$$(3a) \quad \begin{cases} X_I = \frac{d^2 X_I}{dx^2} = 0 \quad \text{für } x = \pm a_1, \\ \bar{X}_I = \frac{d \bar{X}_I}{dx} = 0 \quad \text{für } x = \pm a_1, \end{cases} \text{ bzw.}$$

und ebenso andererseits Y_I und \bar{Y}_I die für $y = 0$, bzw. $y = h$ jeweils gegebenen Randbedingungen erfüllen.

In gleicher Weise bestimmen wir für die Wand II die den Belastungen p'_I und p''_I entsprechenden Durchbiegungen

$$\begin{aligned} \zeta'_I &= \gamma \psi_2 \cdot \frac{h a_2^4}{N_2} X_{II} Y_{II}, \\ \zeta''_I &= \gamma \omega_2 \cdot \frac{h a_2^4}{N_2} \bar{X}_{II} \bar{Y}_{II} \end{aligned}$$

unter Beachtung der Randvorschriften

$$(3b) \quad \begin{cases} X_{II} = \frac{d^2 X_{II}}{dx^2} = 0 \quad \text{für } x = \pm a_2, \\ \bar{X}_{II} = \frac{d \bar{X}_{II}}{dx} = 0 \quad \text{für } x = \pm a_2 \end{cases} \text{ bzw.}$$

Die totale Lösung lautet:

$$(4) \quad \begin{cases} \zeta_I = \gamma \frac{h a_1^4}{N_I} [\psi_1 X_I Y_I + \omega_1 \bar{X}_I \bar{Y}_I] \\ \zeta_{II} = \gamma \frac{h a_2^4}{N_2} [\psi_2 X_{II} Y_{II} + \omega_2 \bar{X}_{II} \bar{Y}_{II}] \end{cases}$$

Längs der angrenzenden Kanten der Wände I und II müssen die elastischen Flächen stetig ineinander übergehen und die beiderseitigen waagerechten Biegungsspannungen untereinander gleich sein. Diese Stetigkeit ist gewährleistet, wenn

$$\begin{aligned} \xi_I \Big|_{x=a_1} &= \xi_{II} \Big|_{x=-a_2}, \\ \left(\frac{\partial \zeta_I}{\partial x} \right) \Big|_{x=+a_1} &= \left(\frac{\partial \zeta_{II}}{\partial x} \right) \Big|_{x=-a_2}, \\ N_I \left(\frac{\partial^2 \zeta_I}{\partial x^2} \right) \Big|_{x=+a_1} &= N_{II} \left(\frac{\partial^2 \zeta_{II}}{\partial x^2} \right) \Big|_{x=-a_2} \end{aligned}$$

ist. Die erste dieser Vorschriften ist von vornherein erfüllt. Die zweite und die dritte können mit ausreichender Genauigkeit durch die Bedingungen

$$\int_0^1 \left(\frac{\partial \zeta_I}{\partial x} \right) \cdot d\eta = \int_0^1 \left(\frac{\partial \zeta_{II}}{\partial x} \right) \cdot d\eta$$

$$N_I \int_0^1 \left(\frac{\partial^2 \zeta_I}{\partial x^2} \right) \cdot d\eta = N_{II} \int_0^1 \left(\frac{\partial^2 \zeta_{II}}{\partial x^2} \right) \cdot d\eta$$

ersetzt werden. Sie lassen sich durch die Gleichungen

$$(5) \quad \begin{cases} \frac{a_1^3}{N_I} \cdot \psi_1 \cdot X'_I q_I + \frac{a_2^3}{N_{II}} \cdot \psi_2 \cdot X'_{II} q_{II} = 0 \\ a_1^2 \cdot \omega_1 \cdot \bar{X}''_I \bar{q}_I + a_2^2 \cdot \omega_2 \cdot \bar{X}''_{II} \bar{q}_{II} = 0 \end{cases}$$

ausdrücken, wobei

$$(6) \quad \begin{cases} q_I = \int_0^1 Y_I \cdot d\eta, \quad \bar{q}_I = \int_0^1 \bar{Y}_I \cdot d\eta \\ q_{II} = \int_0^1 Y_{II} \cdot d\eta, \quad \bar{q}_{II} = \int_0^1 \bar{Y}_{II} \cdot d\eta, \\ X'_I = a_1 \cdot \left(\frac{d X_I}{d x} \right) \Big|_{x=a_1, \xi=+1}, \quad X'_{II} = \left(\frac{d X_{II}}{d \xi} \right) \Big|_{\xi=+1}, \\ X''_I = a_1^2 \cdot \left(\frac{d^2 X_I}{d x^2} \right) \Big|_{x=+a_1, \xi=+1}, \quad X''_{II} = \left(\frac{d^2 X_{II}}{d \xi^2} \right) \Big|_{\xi=+1} \end{cases}$$

Aus den beiden Gl. (5) im Verein mit den Gleichungen

$$\psi_1 + \omega_1 = \psi_2 + \omega_2 = 1$$

sind wir leicht imstande, die vier Beizahlen ψ_1 , ψ_2 , ω_1 und ω_2 zu bestimmen.

Durch dieses Verfahren der Lastzerlegung ist die Behandlung des Kontinuitätsproblems des rechteckigen Behälters auf die einfachere Aufgabe der sukzessiven Berechnung einzelner, voneinander unabhängiger Wände zurückgeführt.

Zur Bestimmung der Funktionen X und Y steht uns die in den Abschnitten § 1 und § 2 für die Behandlung der Wand mit fest eingespannten lotrechten Kanten entwickelte Methode zur Verfügung.

Die für eine frei aufliegende Wand charakteristische Funktion

$$(7) \quad X = 1 - \bar{A} \sin \varepsilon \xi \cdot \text{Ein } \vartheta \xi - \bar{D} \cos \varepsilon \xi \cdot \text{Coj } \vartheta \xi$$

wird durch die Wahl der Konstanten

$$(8) \quad \begin{cases} \bar{A} = \frac{\sin \varepsilon \text{Ein } \vartheta - \frac{\vartheta^2 - \varepsilon^2}{2 \varepsilon \vartheta} \cdot \cos \varepsilon \text{Coj } \vartheta}{\sin^2 \varepsilon \text{Ein}^2 \vartheta + \cos^2 \varepsilon \text{Coj}^2 \vartheta} \\ \bar{D} = \frac{\frac{\vartheta^2 - \varepsilon^2}{2 \varepsilon \vartheta} \cdot \sin \varepsilon \text{Ein } \vartheta + \cos \varepsilon \text{Coj } \vartheta}{\sin^2 \varepsilon \text{Ein}^2 \vartheta + \cos^2 \varepsilon \text{Coj}^2 \vartheta} \end{cases}$$

den Randbedingungen

$$X = \frac{d^2 X}{d \xi^2} = 0 \quad \text{für } \xi = \pm 1$$

angepaßt.

Die zugehörigen Beizahlen sind:

$$(9) \quad \begin{cases} q = \int_0^1 X d \xi = 1 - \frac{1}{\varepsilon^2 + \vartheta^2} [\bar{A} (\vartheta \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta - \varepsilon \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta) + \bar{D} (\vartheta \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta + \varepsilon \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta)], \\ r = \int_0^1 \left(\frac{d^2 X}{d \xi^2} \right) \cdot d \xi = \bar{D} (\varepsilon \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta - \vartheta \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta) - \bar{A} (\varepsilon \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta + \vartheta \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta), \\ n = \int_0^1 \left(\frac{d^4 X}{d \xi^4} \right) d \xi = \bar{A} [\vartheta (3 \varepsilon^2 - \vartheta^2) \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta - \varepsilon (3 \vartheta^2 - \varepsilon^2) \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta] + \bar{D} [\vartheta (3 \varepsilon^2 - \vartheta^2) \cos \varepsilon \text{Ein } \vartheta + \varepsilon (3 \vartheta^2 - \varepsilon^2) \sin \varepsilon \text{Coj } \vartheta] \end{cases}$$

Da im Gegensatz zur Wand mit fest eingespannten lotrechten Kanten die Beizahl r bei der frei aufliegenden Wand nicht verschwindet, so müssen wir zur Ermittlung von Y unter Anlehnung an die Formeln (8) und (9) von § 1 die Grundgleichung

$$Y = \eta - (A \sin \mu \eta \text{Ein } \nu \eta + B \sin \mu \eta \text{Coj } \nu \eta + C \cos \mu \eta \text{Ein } \nu \eta + D \cos \mu \eta \text{Coj } \nu \eta)$$

benutzen. Hierbei sind wiederum die vier Konstanten aus den vier Bedingungen für den oberen und für den unteren Rand zu bestimmen. Diese einfache Aufgabe sei dem Leser überlassen. —

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Holztagung 1935.

Am 29. und 30. November fand in Berlin die diesjährige Holztagung statt. In insgesamt 16 Vorträgen wurde behandelt: Rohholzfragen; Sperrholz; das Holz in der Industrie; Holz als Kraftstoff; Holzschutz und Luftschutzdecken aus Holz; ferner sprachen in einer besonderen Veranstaltung H. W. Behm über „Der Wald als Lebensgemeinschaft“ und Architekt W. March über „Der Holzbau in der deutschen Landschaft“. — Für den Bauingenieur waren folgende Fragen von besonderem Interesse:

1. Dr.-Ing. Mörrath-Darmstadt berichtete über Leimverbindungen, insbesondere über neuere Kunstharzleime, die sich durch vollkommene Wetterfestigkeit auszeichnen und deshalb u. a. für den Ingenieur-Holzbau große Bedeutung erlangen dürften (Sperrholz für Knotenplatten und Stegplatten, Verleimung einzelner Bauglieder usw.). Das bisher bei geleimten Holzbauten oft beobachtete Klaffen bzw. Aufblättern kasein-geleimter Bauteile, vor allem bei Sperrholzplatten, infolge ungenügender Wetterfestigkeit der Kasein-Leime scheint in Zukunft bei Verwendung von Kunstharzleimen durchaus vermeidbar zu sein. Vor allem kommt der „Kaurit“-Leim in Frage (ein Erzeugnis der IG-Farben), für dessen Anwendung einige interessante Beispiele geleimter Ingenieurholzbauten im Lichtbild gezeigt wurden (Vollwandträger aus Holz, Knotenplatten, ein Abzugsrohr für Gase usw.). In der Aussprache wies Ober-Ing. Klingenberg (IG-Farben, Ludwigshafen) erneut und nachdrücklich darauf hin, daß in der chem. Industrie sein infolge seiner Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe nach wie vor als Baustoff für Hallenbauten, Lagerschuppen u. dgl., aber auch für andere Zwecke (Leitungen, Behälter) unübertroffen sei. — Erwähnt sei auch die „Tego-Filmverleimung“ (Hersteller Th. Goldschmidt A.-G., Essen), die für die Herstellung wetterbeständiger Sperrholzplatten für das Bau-gewerbe gleichfalls Bedeutung erlangen dürfte.

2. Über die Ausbildung von Luftschutzdecken aus Holz berichtete Dr. Seidel-Dresden. An Hand von Versuchsergebnissen wurde gezeigt, daß sich die unter dem Dach befindlichen Holzbalkendecken bei Neubauten durch Aufbringen von Eisenbeton-Matratzen u. ä. so widerstandsfähig ausbilden lassen, wie es bei einfachen Wohnbauten überhaupt möglich ist. Die gestellten Leistungsforderungen, nämlich: Widerstand gegen Auftreffen kleiner Bomben, und gegen Feuer, Erhaltung der Bewohnbarkeit nach Beschädigung des Daches, genügende Verankerung an den Seitenwänden und schließlich Aufnahme einer zusätzlichen Belastung von 200 kg/m² (Trümmerlast), können durch eine entsprechend ausgebildete Holzbalkendecke erfüllt werden. Die Versuchsergebnisse werden in den zu erwartenden neuen amtlichen Bauvorschriften über den bautechnischen Luftschutz ihren Niederschlag finden.

3. Über eine, nach einheitlichen Gesichtspunkten durchgeführte Prüfung der im Handel befindlichen Feuerschutzmittel zur Herabsetzung der Brennbarkeit von Holzbauten machte Dr. Metz-Berlin Mitteilung. Die Prüfung wurde nach der Feuerrohrmethode durchgeführt und erstreckte sich auf 65 verschiedene Schutzmittel. Sie ergab, daß nur ein geringer Hundertsatz dieser Mittel als gut zu bezeichnen ist, d. h. alle Forderungen — Widerstand gegen Feuer, Brennverzögerung, flammenlöschende Wirkung, Streich- und Haftfähigkeit, Dauerhaftigkeit, tragbarer Preis — erfüllt. Die Verarbeitung von Kaliumwasserglas scheint nach den Versuchen am ehesten zum Erfolg zu führen. Auch organische Blasenbilder lassen gute Ergebnisse erwarten, während alle öl- oder lackhaltigen Mittel nicht befriedigen.

Bezüglich weiterer Einzelheiten, sowie der übrigen — für den Bauingenieur ebenfalls wertvollen — Vorträge sei auf deren zu erwartende ausführliche Veröffentlichung an anderer Stelle verwiesen.

Die vom Fachausschuß für Holzfragen zusammen mit dem Ausschuß für Technik in der Forstwirtschaft beim VDI und DFV veranstaltete Tagung bewies die Anstrengung der Forstleute, Ingenieure und des Holz-gewerbes, das Holz und seine Erzeugnisse zu veredeln, zu verbilligen und den Forderungen der Verbraucher noch besser anzupassen. Sie unterstrich erneut die große Bedeutung des Holzes für unsere Wirtschaft und für das Baugewerbe.
H. Simons, Hannover.

Bohrpfahlgründung eines Gebäudes in New-York.

Bei der Gründung eines neuen Verwaltungsgebäudes kamen Bohrpfähle von großem Durchmesser (1,20 bis 2,60 m) zur Verwendung, die mit Hilfe einer besonderen Vorrichtung gebohrt wurden. Das Gebäude mit einer Grundrißfläche von 62 x 116 m ist auf 112 Stück gebohrten Pfeilern von einer mittleren Länge von rd. 20 m auf Fels gegründet; einige der Rohrpfeiler haben eine Last von 3500 t zu übertragen. Der den Felsuntergrund überlagernde Boden besteht aus Sand, Kies und Ton mit einem Konglomerat mit zahlreichen Findlingen. Das Grundwasser, das in Höhe der eigentlichen Gebäudesohle anstand, wurde abgesenkt. Die durch 50 Kernbohrungen festgestellte Felsoberfläche verläuft recht unregelmäßig; die voraussichtliche Höhenlage des Felsens an den einzelnen Bohrpfahlstellen wurde durch Entnahme von Zwischenwerten aus dem Ergebnis der Probebohrungen bestimmt.

Die Bohrrohre haben Wandstärken von 3/8" und 1/2" und sind an der Schneide mit sägeblattähnlichen Zähnen versehen, die mit Hilfe eines Schneidbrenners ausgeschnitten wurden; die Zähne sind auf die doppelte Breite der Rohrwandstärke gestellt und erhielten zur Verringerung der

Abnutzung eine hochwertige Stahllegierung aufgeschweißt. Im Innern der Rohre sind Aussteifungsringe angeordnet; außerdem sind im unteren Rohrteil 1—2 Winkleisen in der Längsrichtung aufgeschweißt, so daß ein im Querschnitt dreieckförmiges Spülrohr geschaffen wird, im oberen Rohrteil sind 2"-Rohre als Spülrohre angeschweißt. Die in zwei Teilen vom Werk angelieferten Bohrrohre wurden auf der Baustelle zusammengeschweißt; oben wurden die Rohre durch besondere Kopfplatten abgeschlossen.

Zum Aufrichten, Führen und Bohren der Rohre dient eine 24 m hohe eiserne Gerüstkonstruktion, die mit einer elektrischen 3-Trommel-Winde ausgerüstet ist. Zwischen zwei Führungen ist die Antriebsvorrichtung für das Bohren der Rohre angeordnet mit einem 125 PS starken Motor mit Übersetzung 220:1, wodurch ein Drehmoment von 150 tm ausgeübt werden kann. Die Hebeausrüstung des Gerüsts reicht für 70 t aus, falls es erforderlich werden sollte, ein Rohr zu ziehen.

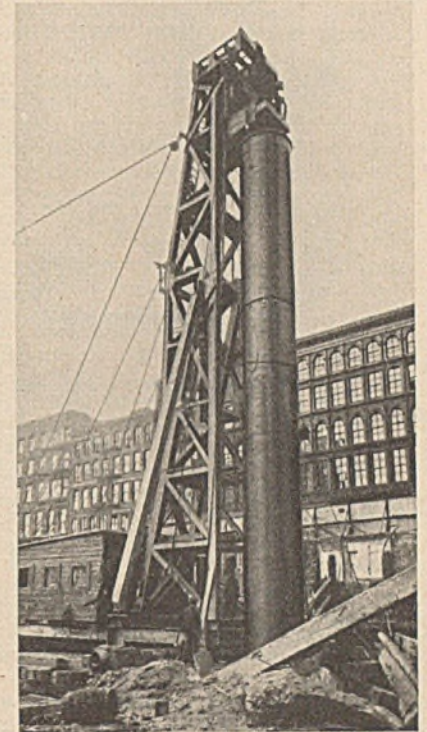
Wenn ein Rohr in die richtige Stellung gebracht ist, wird die Drehkopfvorrichtung mit der Kopfplatte des Rohres gekuppelt. Das Rohr dringt durch sein eigenes Gewicht (bis 24 t) ein Stück in den Boden. Bevor mit dem Bohren begonnen wird, erfolgt eine teilweise Füllung des Rohres mit Preßwasser. Der größte Teil des Bodens im Rohr wird durch das Preßwasser unter der Schneide nach außen gefördert und steigt mit dem Spülwasser hoch; es wird in Absetzgräben entfernt, während das noch verunreinigte Spülwasser der Pumpe wieder zufließt. Die Bohrung wird etwas exzentrisch ausgeführt; die Drehgeschwindigkeit kann in den Grenzen von 3 1/2 bis 11 1/2 Umdrehungen je Minute geregelt werden. Das Bohren erfordert in der Regel eine Stromstärke von 100 bis 200 Ampère, maximal 400 Ampère. Findlinge, die vom Bohrrohr getroffen wurden, konnten von der Schneide glatt durchgeschnitten werden; im Innern des Rohres angetroffene Findlinge wurden durch einen Greifer beseitigt.

Bei etwa der Hälfte der Bohrrohre war die Zuhilfenahme von Druckluft unter Aufsätzen einer Schleuse notwendig, um die Rohre vollständig zu reinigen, z. T. auch zum Unterbauen der Schneide bei einseitigem Aufsitzen auf den Fels; bei diesen Rohren wurde auch der Beton auf 7,5 m Höhe unter Druckluft eingebracht. Bei den übrigen Rohren erfolgte das Einbringen des Dichtungsbetons auf 3 m Höhe mittels Bodenklappenkübeln. Anfänglich waren die Schwierigkeiten mit dem neuen Bohrverfahren recht groß, doch konnten diese nach einiger Erfahrung bald überwunden werden. (Nach Engineering News-Record 1935.)
W. Lydtin.

Schwieriger Bau eines Pfeilers der Hängebrücke über das Goldene Tor in San Francisco.

Der Pfeiler, dessen Gründung hier kurz beschrieben werden soll, liegt 350 m von der Küste entfernt an der schmalsten Stelle des Goldenen Tores, der Einfahrt vom Stillen Ozean in die Bucht von San Francisco. Die Baustelle war starken Stürmen und dem Flutstrom, der dort eine Geschwindigkeit von 3,35 m/sec erreicht, ausgesetzt. Es konnten daher außer Baggern keine schwimmenden Geräte verwendet werden. Eine Transportbrücke auf in den Fels eingelassenen Stahljochen verband Küste und Baustelle. Diese Brücke wurde während des Baues zweimal zerstört, das erstmal durch einen Dampfer und das zweitemal wurde sie durch einen Sturm auf fast die halbe Länge fortgerissen.

Der Felsboden, von dem durch die starke Strömung jede Überlagerung fortgespült ist, liegt 18 bis 24 m unter NW. Die Pfeilersohle sollte mindestens bis 6 m unter die Felsoberfläche reichen und besichtigt werden können. Weiter wurde verlangt, daß der Beton trocken eingebracht werden kann. Es war daher vorgesehen, einen Senkkasten im Schutze einer Betonringmauer durch eine aufgeschüttete Sandschicht abzusenken. Der Pfeiler selbst sollte mit der Schutzmauer keinerlei Verbindung haben. Die erste Absicht, die Mauer unmittelbar auf die Felsoberfläche zu stellen (Abb. 1) hatte man noch vor Beginn der Bau-



Bohrpfahl mit Bohrerüst.

arbeiten abgeändert. Um die Baugrube noch vor dem Bau der Schutzmauer durch Unterwasserspungung mit einem Schwimmbagger auszuheben, wurde die Mauer auch mit in den Boden eingelassen und ihre Sohle lag dann teilweise mit der Pfeilersohle in einer Höhe (Abb. 2).

Man beabsichtigte, die Betonmauer in 22 senkrechten Abschnitten in Stahlformen unter Wasser zu errichten. Die Formen sollten von einem Führungsgerüst aus hinabgelassen werden. Jedoch hatte die Form für den ersten Abschnitt den Boden noch nicht erreicht, als diese am 31. Oktober 1933 samt dem Führungsgerüst durch einen Sturm fortgerissen wurde. Nachdem das Gerüst wieder aufgebaut war, zerstörte es ein Sturm abermals. Daraufhin änderte man den Entwurf grundlegend.

Der Fels wurde nun weiter ausgehoben, so daß die ganze Sohle der Mauer mit der Pfeilersohle in ungefähr eine Höhe zu liegen kam (Abb. 3).



Abb. 1. ursprünglicher Plan - Pfeiler und Schutzmauer getrennt

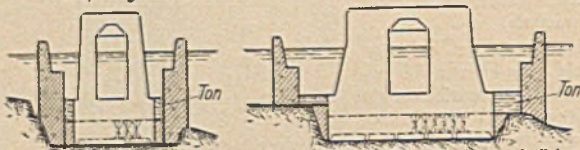


Abb. 2. erste Änderung - Baggern innerhalb der Schutzmauer möglich

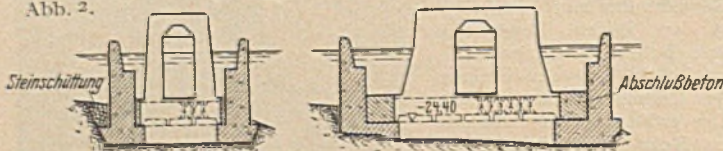


Abb. 3. zweite Änderung - Sohle der Schutzmauer verbreitert

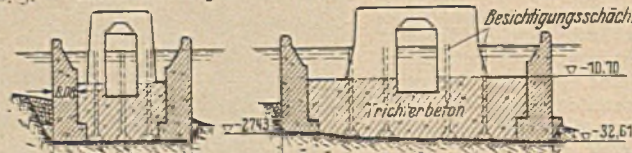


Abb. 4. endgültiger Entwurf - ohne Senkkasten

Außerdem betonierete man die Mauer an Stelle der zuerst vorgesehenen senkrechten Abschnitte nun in je 6 bzw. 7,5 m hohen Ringen. Die mittlere Leistung beim Schütten war 76 m³/Std. je Trichter, von denen je einer auf 83 m² Grundfläche kam. Die Stahlschalung war für einen Strömungsdruck von 0,635 t/m² berechnet. Oberhalb - 12 m legte man eine lotrechte Bewehrung ein und oberhalb - 0,6 m wurde ein Eisenbetonring angeordnet.

Entsprechend der veränderten Höhe mußte die Mauersohle verbreitert werden. Der Senkkasten konnte nun nicht mehr bis zur Gründungssohle abgesenkt werden, da er bei - 24,4 m auf der Fundamentverbreiterung zum Aufsitzen gekommen wäre (Abb. 3). Man entschloß sich daher, den unteren Teil bis 19,8 m auszubetonieren und den Senkkasten darauf abzusetzen. Um den Felsboden besichtigen zu können, wurden Schächte von 1,8 m Durchmesser mit einer Halbkugel von 4,5 m Durchmesser am Ende freigehalten.

Als der obere Teil der Ringmauer noch nicht geschlossen war, wurde der Senkkasten eingeschwommen und festgemacht. Bevor aber die Ringmauer geschlossen werden konnte, riß ein Sturm den Caisson los, so daß die Gefahr bestand, daß er innerhalb der Schutzmauer sank. Er wurde deshalb sofort entfernt. Der Entwurf mußte abermals geändert werden, wenn man sich derselben Gefahr nicht noch einmal aussetzen wollte.

Die Ringmauer wurde nun geschlossen, im Innern bis - 10,7 m weiter hochbetoniert und leergepumpt, so daß sie nun als Fangedamm wirkte (Abb. 4). Der Pfeiler konnte dann bis zur endgültigen Höhe auf + 13,41 m im Trockenen hochgeführt werden. Nachdem man in den Besichtigungsschächten Bodendruckversuche vorgenommen hatte, wurden auch die Brunnen mit Beton gefüllt.

Durch diese verschiedenen Änderungen wurden entgegen dem ursprünglichen Entwurf Pfeiler und Schutzmauer zu einem Ganzen vereint. Die Grundfläche vergrößerte sich dadurch von 1490 auf 3530 m². Der Pfeiler selbst wurde zur Berücksichtigung von Erdbeben für eine Horizontalkraft von 10% des Brückengewichtes bemessen. Nach seiner Fertigstellung am 3. Januar 1935 konnte mit der Aufstellung des Pylons begonnen werden. (Nach „Eng. News Record“ 1935.)

Dipl.-Ing. K. H. Seegers.

Der Umbau der Station Leicester Square in London.

Im Rahmen eines großen Erweiterungsprogrammes der Londoner Untergrundbahn wurde auch die Station Leicester Square umgebaut und in ihrer neuen Form jüngst dem Verkehr übergeben. Die Station liegt

im Kreuzungspunkt zweier wichtiger Linien, der Hampstead- und der Piccadilly Strecke, und hatte einen derartig ansteigenden Verkehr mit starken Belastungsspitzen zu bewältigen, daß ihre bauliche Umgestaltung unumgänglich wurde.

Zur Verbesserung der Zugänge zu den Bahnsteigen wurde die seither in Straßenhöhe befindliche Vorhalle, von der vier Fahrstühle zu den Gleisen führten, unterirdisch verlegt, so daß sie sich unter die beiden darüber befindlichen Hauptstraßen, die Charing-Cross-road und die Cranbourn-street erstreckt und von diesen durch mehrere Treppen erreichbar ist. Von der neuen, unterirdischen Halle führen zwei Hauptrolltreppen zu den tiefer gelegenen Bahnsteigen. Zunächst mußten die Fundamente der Stützen, auf denen die bisherige Halle ruhte, und die abschließenden Stützmauern verstärkt und vertieft werden; die Ver-

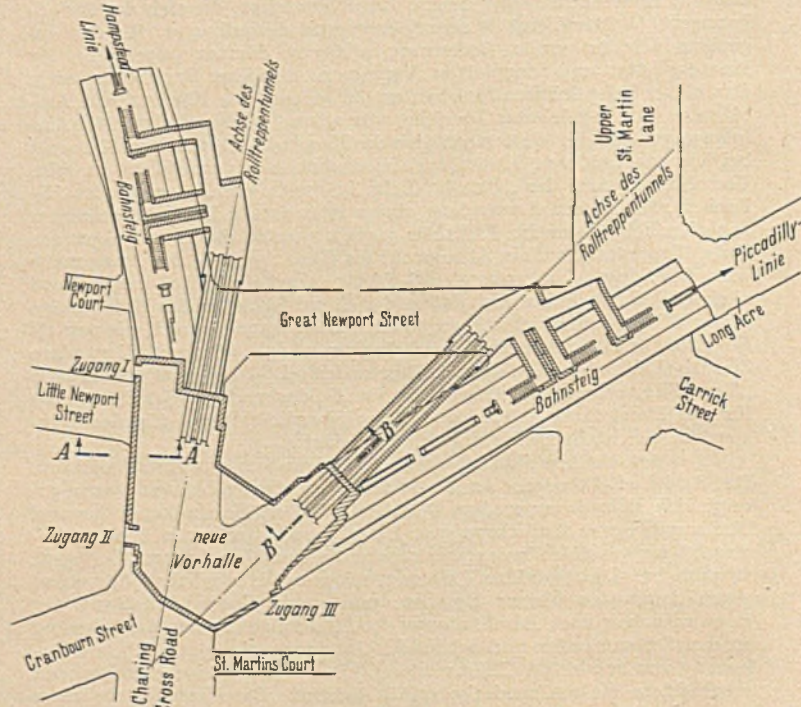


Abb. 1. Lageplan der neuen Leicester Square Station in London.

tiefung war vor allem durch die Tiefenlage des Maschinenraumes für die Rolltreppen bedingt. Die Stützmauer längs der Charing-Cross-road wird von einem Tunnel, der Kabel, Gas-, Frisch- und Abwasserleitungen enthält, gekreuzt; auch dieser mußte tiefer gelegt werden. So wurde ein neuer Tunnel von 3,6 m Durchmesser in etwa 15 m Tiefe unter der Straßenfläche vorgetrieben und durch schräg aufwärts verlaufende Anschlußstücke mit dem alten Kabelgang verbunden. Der neue Tunnel wurde aus ringförmigen Gußeisenteilen gebildet und zur Verstärkung rundherum ummauert. Die Kabel und Rohre wurden zur besseren Überwachung auf stählernen Trägern verlegt. Um die Abwässer der benachbarten Straßen und Gebäude aufzunehmen, wurde ein weiterer Zweigkanal neben dem Hauptgang verlegt (Abb. 2).

In der Cranbourn-street lagen die Versorgungsleitungen seither nicht in einem Sammelgang, sondern im Straßengrund verteilt. So mußte auch hier ein neuer unterirdischer Gang von 3,6 m Durchmesser in ähnlicher Weise wie der oben erwähnte vorgetrieben werden. An das etwa 18 m tiefliegende waagrechte Mittelstück schließen sich schräge Verbindungsstücke an, die an beiden Enden in je einer Sammelkammer ausmünden, wo die Kabel und Rohre gemäß ihrer Verwendungsart geordnet werden. Auch dieses Tunnelstück wird aus gußeisernen Rohrstücken gebildet, an der Kreuzung mit dem wenig darüberliegenden, längs der Charing-Cross-road verlaufenden Tunnel durch einen Ummauerungsgürtel verstärkt. An dieser Stelle sind auch Verbindungen zwischen den beiden Kabelgängen geschaffen. Beide werden übrigens durch Wasserstrahlpumpen trocken gehalten.

Die schwierigste Vorarbeit war die Verlegung eines Hauptabwasser-sammelkanals im Zuge der Cranbourn-street, ohne seine Verwendung zu unterbrechen, da er eine der Rolltreppen behinderte. Zwei Schächte wurden seitlich ausgehoben und von diesen aus Querstollen zum Kanal vorgetrieben. Von da wurden kurze Umleitungsanlege, welche die Abzweigstellen des neuen Kanals umgingen. Das hierdurch frei gewordene Zwischenstück wurde dann abgeriegelt und der neue Sammelkanal, der von einem dritten Arbeitsschacht aus hergestellt wurde, angeschlossen. Nach Inbetriebnahme des neuen Kanals wurden die Umleitungsanlege mit Beton ausgefüllt und nur teilweise, soweit sie die Bauvorhaben behinderten, wieder beseitigt.

Nun konnten die Hauptarbeiten beginnen. Die Achsen der beiden Rolltreppentunnel laufen unter einem spitzen Winkel zusammen, etwa parallel den Achsen der beiden sich darüber kreuzenden Hauptstraßen (Abb. 1), und dadurch ist die Anordnung der neuen Vorhalle bestimmt, die also den dreieckigen Raum zwischen den Ausgangspunkten der Roll-

treppen und der Frontmauer der alten Station ausfüllt. Da diese Halle jedoch erst nach Beseitigung der seitherigen Fahrstühle in Verkehr genommen wurde, die alte Halle also zunächst blieb, mußten acht Hauptstützen erhalten bleiben, deren Fundamente tiefer zu legen waren. Sodann folgte die Herstellung der Maschinenräume für die Rolltreppen, deren Fundamente teilweise unter den Verkehrsstraßen lagen. Von einem großen senkrechten Arbeitsschacht ausgehend wurde ein Stollen unter die Cranbourn-street vorgetrieben, an den sich ein weiterer Stollen längs der Fundamentstützmauer anschloß, von welchem aus diese Fundamente hergestellt wurden. Auf den so betonierten Gründungen wurden die Abschlußmauern in offener Baugrube aufgeführt. An anderer Stelle mußten

struktion der Deckenträger ohne Schwierigkeiten eingebaut; sodann wurden die Räume ausgeschachtet. Die Decke wurde zwischen den Trägern ausbetoniert; dann folgt eine Asphalttschicht, hierauf eine weitere Betonschicht von 10 cm Stärke, eine ebenso dicke Tarmacschicht und schließlich eine letzte Betonschicht mit dem Holzpflaster (Abb. 2/3).

Nach Fertigstellung erhält die Vorhalle in der Mitte einen großen Fahrkartenausgaberaum mit verglaster Decke; das Oberlicht wird in zwei breiten ringförmigen Lichtbändern angeordnet. Weiteres Licht werden die erleuchteten Schaufenster der Läden, die ringsherum in Wandnischen vorgesehen sind, spenden. Die Wände und Säulen werden mit mattweißen Fayence-Ziegeln, der Boden mit gleichfarbenen Zementplatten verkleidet; vor den Rolltreppen wird Gummifußboden verlegt. Auch die Zugangstreppe sind geschmackvoll ausgestattet; eine Fernsprechhalle mit 16 Zellen steht dem Publikum zur Verfügung.

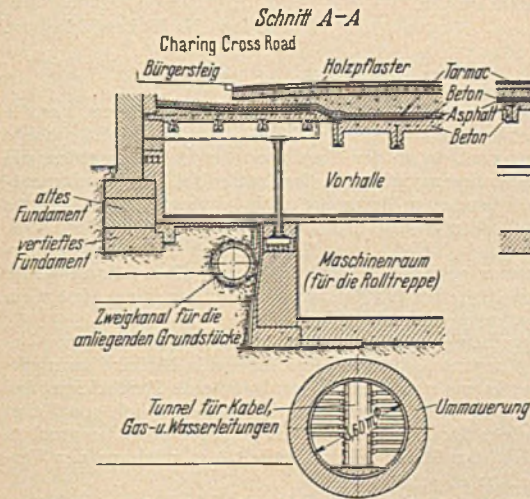


Abb. 2. Schnitt durch Vorhalle, Maschinenraum und Kabelkanal unterhalb der Charing-Cross-road (Schnitt A—A).

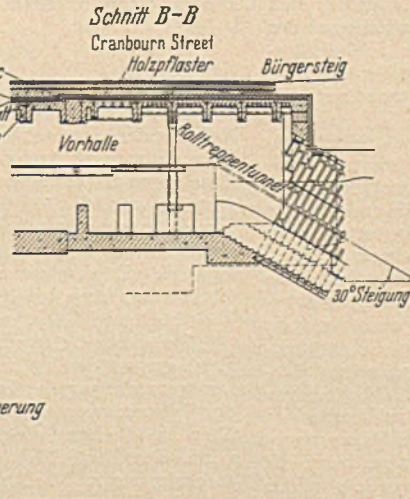


Abb. 3. Schnitt durch Vorhalle und Anfang des Rolltreppentunnels zur Piccadilly-Linie (Schnitt B—B).

Pfeiler angrenzender großer Gebäude vertieft werden. Die Abschlußmauern wurden nur bis zum Niveau der Vorhalle hochgeführt, die ja über den Maschinenräumen liegt; sie tragen gleichzeitig die Trägeroste, auf denen die Deckenstützen dieser Halle ruhen. In ähnlicher Weise d. h. von provisorischen Stollen aus wurden auch die Fundamente der Hauptstützen sowie die Abschlußmauern der Vorhalle hergestellt. Stellenweise wurde dabei das umgebende Erdreich durch eingepreßten Beton verfestigt. Soweit bei diesen Arbeiten die Untergrundbahntunnel aufgerissen werden mußten, wurden Senkungen der darüber befindlichen Straßen durch behelfsmäßige Stützkonstruktionen ausgeschaltet; an diesen Stellen wurde das Holzpflaster der Straße durch dicht-gelegte Schienen mit Asphaltüberdeckung ersetzt. Die Durchführung dieser Arbeiten, insbesondere die Herstellung der Fundamente der Hauptträgerpfeiler brachte z. T. äußerst schwierige Aufgaben. Trotz der unregelmäßigen Anordnung wurde dank genauester Arbeiten die Stahlkon-

Während des Vorhallenbaus wurden die Tunnel für die Rolltreppen und die Verbindungsgänge zwischen den bestehenden Bahnsteigen ausgeführt. Hierbei wurde außerhalb des eigentlichen Baugeländes ein Arbeitsschacht senkrecht heruntergetrieben und von diesem aus die etwa horizontal verlaufenden Verbindungsgänge hergestellt. An entsprechenden Stellen wurden von diesen Horizontaltunneln die Rolltreppentunnel mit 30° Neigung hochgeführt, zunächst mit 2,75 m Durchmesser, dann mit einer Zwischenstufe auf 6,63 m Durchmesser erweitert. Der Rolltreppentunnel der Piccadilly-Bahn ist mit ca. 50 m Länge und 24,6 m Steigung der längste der Welt. Beim Bau wurde das umgebende Erdreich durch unter Druck eingepreßten Betonmörtel verfestigt. Die Tunnelwände wurden aus gußeisernen Ringstücken gebildet, die miteinander Stück für Stück zu einer einheitlichen Röhre verbunden sind. Die Stoßstellen wurden durch Bitumenbänder abgedichtet. Die Zugänge von den Rolltreppen zu den Bahnsteigen haben Rechteckquerschnitt mit gewölbter Decke, im allgemeinen aus Mauerwerk, stellenweise aus Stahlrahmen mit Beton bestehend. In jedem der beiden Schrägtunnel sind drei Rolltreppen untergebracht. Die zur Piccadilly-Bahn führenden Rolltreppen sind, wie schon erwähnt, 50 m mit 304 Stufen, die anderen zur Hampstead-Linie führenden 36 m lang. Ihre Höchstgeschwindigkeit beträgt 55 m/min; gewöhnlich werden sie aber während der Geschäftszeit mit 50 m/min und sonst mit 38 m/min laufen. Geländer und Deckplatten bestehen aus Eiche. Die Tunneldecken sind mattweiß gestrichen und werden durch indirektes Licht angestrahlt.

Die vorhandenen Bahnsteige wurden vollkommen erneuert und mit gelben Ziegeln belegt. Die Wandnischen wurden für Bänke und Automaten ausgenutzt; alle Beschläge, Beleuchtungsarme usw. sind aus Bronze hergestellt.

Die Gesamtanlage erforderte die Ausschachtung von 26 000 m³ Erdreich, den Einbau von 1350 t Stahl, 5400 m³ Beton, 3150 t Gußeiserringen für die Tunnel und rd. 1 Million Ziegeln. (Nach „Engineering“ Nr. 3625 u. 3628 (1935).)

Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Dessau.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zum Einsturz der Talsperre bei Molare.

Auf S. 425 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift veröffentlicht Herr Prof. Probst unter obigem Titel einen aufschlußreichen Aufsatz, wo er über diese Talsperrenkatastrophe und über die vermutlichen Ursachen derselben berichtet. Im folgenden sei es mir erlaubt zu dieser Frage einige Ergänzungen hinzuzufügen.

Ein Blick auf die Abb. 3 c und 6, des genannten Aufsatzes (Bauing. 1935 S. 426 und 427) genügt, ohne daß man die Ergebnisse der amtlichen Untersuchungen abzuwarten brauchte, um eine der Hauptursachen des Einsturzes festzustellen. Die Neigung der Mauersohle ist zu steil, sie beträgt im Durchschnitt 1 lotrecht zu 3 waagrecht. Die Mauer hätte mindestens 40 m flüßauf erbaut werden sollen. Infolge dieser steilen Neigung war die Gleitsicherheit der Mauer ungenügend. Nach den italienischen Vorschriften beträgt die größte zulässige Reibungszahl $f = 0,7$. Wir übergehen hier die Frage, wie weit diese Vorschrift der tatsächlichen Gleitsicherheit Rechnung trägt¹ und stellen uns auf den Standpunkt der italienischen Talsperrenvorschriften, wonach die Reibung die einzige Kraft ist, die ein Abrutschen der Mauer verhindern kann. Wenn wir annehmen, daß die zulässige Reibungszahl von 0,7 bei dem gegebenen Profil und bei waagerechter Sohle gerade erreicht wurde, so berechnet sich die tatsächlich erforderliche Reibungszahl bei einer Sohlenneigung von 1 : 3 zu $f = 1,35$. Die Gleitzahl von Beton auf Fels wird aber niemals einen so hohen Wert annehmen können und es fällt auf, daß man eine derartige Ausbildung der Mauersohle zugelassen hat.

Berücksichtigt man dagegen außer dem Reibungswiderstand die Haftfestigkeit zwischen Beton und Fels, so würde man noch immer eine sehr geringe Sicherheitszahl gegen Gleiten bei diesem Fundamente haben

¹ Kelen, N.: Bestimmung des tangentialen Sohlenwiderstandes von Gewichtsstaumauern. Berlin 1933.

um so mehr, als die Beschaffenheit des Untergrundes nicht besonders gut war.

Nach meinen Informationen war der Untergrund, auf dem die Mauer gegründet wurde, nicht homogen und von schlechter Beschaffenheit, außerdem soll die Mauer auch nicht überall auf Fels gegründet worden sein. Der Umstand, daß der Untergrund der Staumauer nach Einsturz des Bauwerks innerhalb ganz kurzer Zeit bis zu einer Tiefe von 25 m erodiert werden konnte, beweist, daß die Beschaffenheit des Untergrundes äußerst mangelhaft sein mußte. Somit dürfte die Standsicherheit der Staumauer selbst bei normalem Stau nicht ausreichend gewesen sein.

Wir können also beim Einsturz dieser Staumauer dieselben Ursachen feststellen wie bei den meisten Staumauereinstürzen, nämlich: schlechte Beschaffenheit des Untergrundes und fehlerhafte Gründung. Es ist somit kein Wunder, wenn die Staumauer bei einer so erheblichen Überlastung von 5 m über Normalstau eingestürzt ist.

In diesem Zusammenhange wird es nicht uninteressant sein auf eine andere im Talsperrenbau wichtige Frage hinzuweisen. Oft wird zwar auf die sorgfältige Projektbearbeitung und Bauausführung einer hohen Staumauer großer Wert gelegt, während Staumauern von geringerer Höhe wegen ihrer scheinbar kleineren Bedeutung aber oft stiefmütterlich behandelt werden. Nun sind aber Staumauern von kleinerer Höhe gegen eine evtl. Überbelastung viel empfindlicher als die hohen Staumauern. Dasselbe gilt auch für die seitlichen Teile von geringerer Höhe einer hohen Staumauer. In meinem Buche² habe ich den Fall untersucht, welchen Einfluß eine Erhöhung des Stauspiegels über den rechnungsmäßigen Stau auf die Stabilität einer Gewichtsstaumauer ausübt. In

² Gewichtstaumauern und massive Wehre, S. 76—78. Berlin: Julius Springer 1933.

einem Beispiel habe ich berechnet, daß bei einem Raumgewicht des Mauerwerks von $2,35 \text{ t/m}^3$ und bei einer relativen Mauerbreite von $\beta = 0,7$ die Stabilitätsgrenze bei einer Wasserspiegelerhöhung von $7,7\%$ der rechnermäßigen Stauhöhe erreicht wird. Bei einer gegebenen Spiegelerhöhung wird also die Stabilitätsgrenze um so eher erreicht, je niedriger die Mauer ist. Daraus folgt, daß die seitlichen niedrigeren Teile einer Staumauer (vorausgesetzt, daß die Staumauerprofile geometrisch ähnlich sind, was in der Praxis fast immer zutrifft) von einer Erhöhung des Wasserspiegels viel empfindlicher betroffen werden, als die höheren, mittleren Profile und schon in meinem ersten Buche³ habe ich den Nachweis erbracht, daß die seitlichen niedrigeren Teile einer Staumauer bezüglich der Zug- und Gleitgefahr sich ungünstiger verhalten als die mittleren, höheren Teile. Der Einsturz der Staumauer Sella Zerbino bestätigt die Richtigkeit dieser Schlußfolgerungen. Nach meinen Informationen ist nämlich zuerst der niedrige rechtsufrige Seitenteil der Mauer eingestürzt und erst später stürzte die übrige Mauer nach.

Als die Hochwasserwelle kam, die man auf $2300 \text{ m}^3/\text{sec}$ schätzt entsprechend einer außergewöhnlichen Hochflut von $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ pro km^2 , war das Staubecken nur halb gefüllt. Die registrierte Niederschlagsmenge betrug angeblich 510 mm in 6 Stunden. In weniger als in 3 Stunden füllte sich das Staubecken und der Wasserspiegel stieg bis zum Einsturz um 5 m über den Normalstau, so daß die beiden Staumauern von einem Wasserstrahl von $2,50 \text{ m}$ Dicke überflutet wurden. Die Auswaschungen am Fuße der hohen Staumauer wurden angeblich dadurch verhütet, daß der überfallende Wasserstrahl auf das von den Saugüberfällen ausströmende Wasser traf. Der Talsperrenwächter stand neben dem Fernsprechapparat bis die Verbindung vom Wasser unterbrochen wurde und alarmierte die Einwohner des unten liegenden Dorfes. Unglücklicherweise nahm man die Warnung nicht ernst, weil man wußte, daß das Staubecken nicht voll ist und man dachte, es handle sich um die üblichen Hochwasserwellen. Aus diesem Grunde wurden nur die paar Häuser geräumt, die unmittelbar neben dem Fluß standen. Das Krafthaus wurde von den Betonblöcken, die vom Fluß mitgerissen wurden und von dem herauschießenden Strahl der geplatzen Druckrohrleitung zerstört.

Schließlich möchte ich noch auf einen Irrtum hinweisen der Herrn

³ Die Staumauern. Berlin: Julius Springer 1926.

Prof. Probst in seinem genannten Aufsatz unterlaufen ist. Er zitiert einige Stellen aus meinem Buche und macht auf die Auskolkungen aufmerksam, die in dem Umlaufstollen während des Baus von einem Hochwasser von $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ verursacht wurden. Es handelt sich hier um eine Verwechslung mit der Mollaro-Staumauer. Diese Verwechslung erklärt sich aus der Ähnlichkeit der Ortsnamen Molare und Mollaro. Die Mollaro-Staumauer liegt am Flusse Noce in Südtirol. Sie gehört zu der Wasserkraftanlage Mollaro-Mezzocorona der Società Generale Elettrica Tridenta und ist seit dem Jahre 1929 im Betrieb. Die Ortschaft Molare dagegen, die in der Nähe der eingestürzten Talsperre liegt, befindet sich etwa 50 km nördlich von Genua. Beide Staumauern haben also miteinander nichts zu tun.

Dr.-Ing. N. Kelen, Moskau.

Erwiderung.

Zu den vorstehenden Ausführungen von Herrn Dr. Kelen, der die Neigung der Mauersohle als Hauptursache des Einsturzes ansieht, möchte ich nach meinem Augenschein an der Einsturzstelle doch empfehlen, die Ergebnisse der Untersuchungen über die Beschaffenheit des Fundamentgesteins und des verwendeten Betonmaterials abzuwarten. War das ganze Gestein so beschaffen wie das in Abb. 7 b und 7 c meines Berichtes, so scheint es mir fraglich, ob die von Herrn Dr. K. empfohlene Verlegung der Mauer etwas geändert hätte. In meiner Darstellung wollte ich in erster Linie den Ursachen des Einsturzes unter den gegebenen Verhältnissen nachgehen.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich den mir unterlaufenen Irrtum berichtigen, auf den ich bereits von der Societa Edison in Mailand aufmerksam gemacht wurde: In meinem Bericht wird auf eine Erscheinung bei der Talsperre von Mollaro hingewiesen, die in dem Buch von Kelen über die Wirkung eines Hochwassers aus dem Jahre 1928 besprochen wird. Die Ähnlichkeit der Bodenbeschaffenheit hat mich zu der Verwechslung mit Molare geführt.

Die Folgerungen, die aus dem Beispiele von Mollaro in Bezug auf die von mir bei Molare für notwendig gehaltene Nachprüfung des Fundamentgesteins und auf die Nachprüfung der der Berechnung zugrunde gelegten Stauhöhe gezogen wurden, werden dadurch nicht berührt.

E. Probst.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 16. Januar 1935 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 40912. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co. G. m. b. H., Bochum. Für eisernen Grubenausbau bestimmte nachgiebige Verbindung. 17. VI. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. Sch 106 231. Hermann Schwarz Komm.-Ges., Wattenscheid. Aus kreuzweise übereinandergelegten Hölzern gebildeter Stützpfeiler. 11. II. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. V 30 353. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 30. I. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 3. F 70 432. Curt L. Falian, Rottach-Egern, Obbay. Geschlossene Hohlschwelle mit verstärkten Wandteilen für Schienenstränge. 4. III. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 167 304. Dr.-Ing. Wolfgang Bäsel, München. Schienenbefestigung zur Herstellung eines verwerfungssicheren und wandersicheren Gleisrostes. 23. X. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. M 130 094. Ernst Müller, Berlin-Grünwald. Schienenbefestigung für ein tangentes Abwälzen des Schienenfußes auf seiner Unterlage. 15. II. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 28/51. M 122 780. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Auslegergleisrückmaschine für Baggerdoppelgleise. 4. II. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 11/36. M 127 230. Dipl.-Ing. Hanns Mittler, Berlin-Grünwald. Gießbeimer zum Verteilen von dickflüssigen Asphalt- und Teermassen, insbesondere auf Straßendecken. 20. IV. 34.
- Kl. 19 f, Gr. 1. H 130 030. Karl André, Berlin-Zehlendorf. Verfahren zur bergmännischen Herstellung von Tunneln in einzelnen Teilquerschnitten. 28. XII. 31.
- Kl. 19 f, Gr. 1. H 137 469. Karl André, Berlin-Zehlendorf. Verfahren zur bergmännischen Herstellung von Tunneln in einzelnen Teilquerschnitten; Zus. z. Anm. A 130 030. 15. IX. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 37 517. N. V. Machinerieen- en Apparaten Fabrieken „Meaf“, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann und Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Signalanlage, insbesondere Warnanlage für Überwege. 11. XII. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 2. B 163 400. Karl Bornhäuser, Berlin-Charlottenburg. Eisenbeton-Massivdecke mit Stahlprofilträgern; Zus. z. Pat. 580 389. 5. XII. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. W 89 110. Otto Wiczorek, Berlin. Einrichtung zur

Verwendung eines Raumes für zwei verschiedene gewerbliche Zwecke. 30. V. 32.

- Kl. 84 a, Gr. 3/03. Sch 99 563. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Notverschluss aus schwimmfähigen Damm Balken. 21. XI. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/13. K 132 404. Fried. Grupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Bewegliches Wehr mit aufgesetzter Regelklappe. 9. XII. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 23. Januar 1936 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 31/20. B 165 058. Wilhelm Betz, Essen-Ruhr-Rellinghausen. Tiefbohren mit einem Spülwasser. 11. IV. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. Sch 96 295. Emil Schmidtman, Gelsenkirchen. Eiserner Ausbau von Strecken, Tunneln o. dgl. Bauwerken aus spiralförmig verlaufenden Profilleisen. 10. XII. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 24. D 67 714. Deutsche Röhrenwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Schienenbefestigung für Baggergleise. 19. III. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 43/01. Sch 100 866. Otto Schneller, Groß-Wischstauden, Pegau-Land. Vorrichtung zum Herstellen von Formlingen aus Beton, Eisenbeton o. dgl.; Zus. z. Pat. 602 305. 18. VI. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 1/06. H 138 786. Wilhelm Hirdew, Heine i. W. Planierbagger mit einem am Ausleger geführten Löffel. 24. I. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 116 061. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Vorrichtung zum waagerechten Einstellen des um eine Königssäule drehbaren Geräteoberteils eines auf Gleisketten verfahrenen Gerätes, wie Bagger, Absetzer o. ähnl. schwere Maschinen. 9. VII. 31.
- Kl. 85 b, Gr. 1/35. G 74 481. Bran & Lübke, Hamburg. Verfahren zur Verhütung der Wassersteinbildung aus harten Wässern. 1. X. 28.

NEUERSCHEINUNGEN.

Büning, W. und W. Arndt: Tageslicht im Hochbau. Die Ermittlung der notwendigen Fenstergrößen auf Grund lichttechnischer Messungen. 3. Beiheft zur „Bauwelt“. Bauwelt-Verlag 1935. 36 S. 44 Kurventafeln DIN A 4. Preis RM 2,70.

Rathu, H.: Muutamia betonintiveys — ja kestävyys — tutkimuksia. Einige Untersuchungen über die Dichtigkeit und Bodenbeständigkeit des Betons. Mit 13 Abb. Helsinki, Akademische Buchhandlung, 1935. 52 S. $15 \times 21 \text{ cm}$. Preis Fmk 20,—.