

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 6. August 1937

Heft 34

Die Instandsetzung der gewölbten Eisenbahnbrücke über das Beuthener Wasser bei Gleiwitz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Roloff, Hamburg.

Das Bauwerk (Abb. 1 bis 3), etwa 1900 errichtet, hat zwei Öffnungen von fast 12 m l. W. Pfeiler, Widerlager und Stirnmauern sind aus Bruchstein, die Gewölbe aus Ziegeln. Über diesen sollte sich nach Auskunft der Bestandszeichnungen ein magerer Beton befinden, der etwa längs des Linienzuges $u w x z$ (Abb. 1) seine Schutzabdeckung trug. Im Frühjahr 1936 traten unter der dem Gleise Hindenburg—Gleiwitz benachbarten Stirnmauer und etwa 80 cm von ihrer Vorderkante entfernt in der Leibung beider Gewölbe klaffende Risse auf, die sich von Kämpfer zu Kämpfer erstreckten (Abb. 3). Bis dahin hatten sie sich dem Auge nur als Haarrisse gezeigt, die bei der reichlichen Undichtigkeit des Gewölbes lediglich mehr Tropfsteingebilde aufwiesen als die anderen nassen Stellen. Der

Das ist zwar hier ohne Bedeutung, spielt aber in den überwiegenden Fällen, wo die Brücke über eine aus Rammträgern und waagerechten Bohlen zwischen ihnen ausgesteifte Baugrube greift und ihre Auflager vor und hinter ihr im Erdboden erhält, Zeit und Geld. Die Pausen des Zugbetriebes, in denen Notbrücken eingelegt werden müssen, sind meist kurz. Wenn man dann nur Schienen, Schwellen und Schotter wegzunehmen braucht und nicht noch die Unterbaukrone wegzuschaukeln hat, so ist das ein großer Vorteil. Man erreicht das durch eingezogene Hauptträgerenden und möglichst niedrige Lagerplatten, mit denen sie ihren Druck an den Bahnkörper abgeben. Sogenannte Schwellenroste aus zwei oder mehr Lagen sich kreuzender Gleisschwellen sollten der Vergangenheit angehören. Sie haben ja auch den Nachteil, daß die einzelnen Schwellen Stück für Stück mühsam von Hand eingebracht werden müssen. Die RBD Oppeln hat den Längen der Hilfsbrücken angepaßte Lagerplatten. Beispielsweise genügen für 16 m Stützweite solche von $2,5 \times 3,0$ m² Grundfläche. Bei

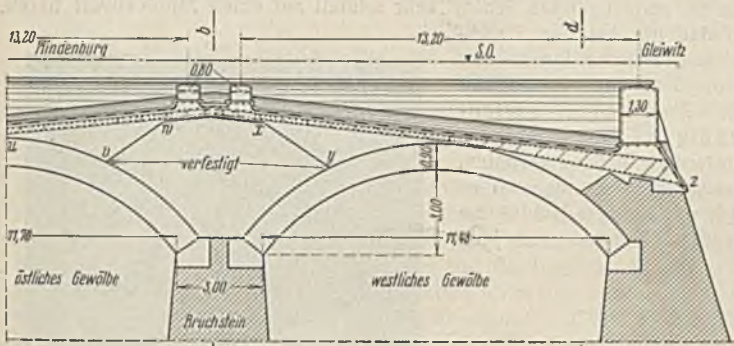


Abb. 1. Längsschnitt im Gleise Hindenburg—Gleiwitz.

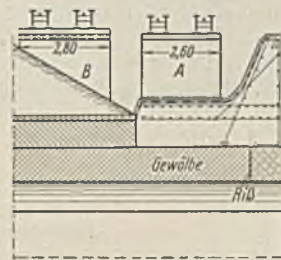


Abb. 3. Schnitt c—d.

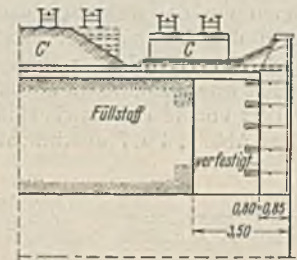


Abb. 4. Schnitt a—b.

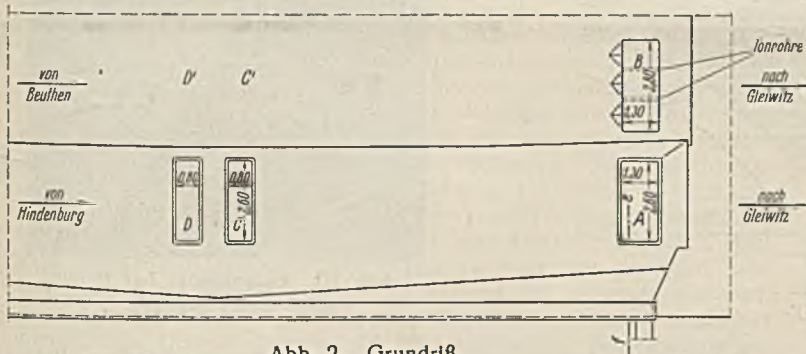


Abb. 2. Grundriß.

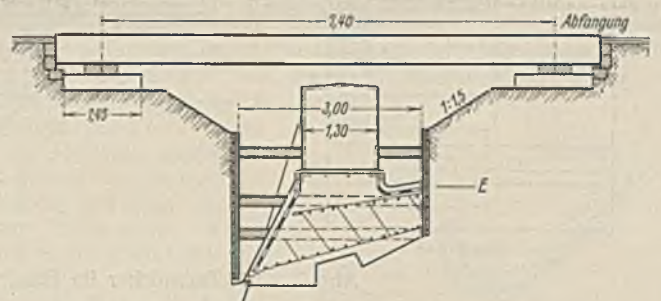


Abb. 5. Baugrube für Pfeiler A.

Zustand nach dem Winter 1936 war in hohem Maße betriebsgefährlich und forderte sofortige Abhilfe. Dabei konnte man dann auch gleich die Stirnmauer so hoch machen, wie es nötig war, um das Gleis Hindenburg—Gleiwitz vom Gleise Beuthen—Gleiwitz um weitere 50 cm aus Gründen der Geschwindigkeitserhöhung abzurücken. Die Aufgabe lautete: Die Stirnmauern bis hinunter auf das Gewölbe und die abgeplatzten Gewölberinge abbrechen und erneuern, und zwar in solcher Weise, daß Abspaltungen künftig ausgeschlossen sind. Danach den Gewölberücken für das Gleis Hindenburg—Gleiwitz neu dichten. Der Betrieb durfte nicht gestört werden.

Das war nur unter Notbrücken möglich. Eine solche wurde auch noch im Gleise Beuthen—Gleiwitz erforderlich, um den Füllboden unter ihm in der Böschungsneigung abgraben und so unter dem Randgleise ungehindert arbeiten zu können (Abb. 3). Zunächst waren die Auflagermöglichkeiten für die 13,2 m weit tragenden Notbrücken zu schaffen. Dafür hielten wir über dem Westwiderlager bei A und B und an den entsprechenden Stellen des Ostwiderlagers sowie über dem Zwickel bei C und D Betonpfeiler, bei C' und D' Schwellenstapel für geeignet (Abb. 1 bis 4). C und D, die bei ihrer geringen Höhe keine großen Baugruben brauchten, wurden unter dem Schutze von Schlenenbündeln, A und B unter 7,4 m weit gestützten Abfangebrücken eingebracht (Abb. 5). Daß ihre in die lichte Öffnung der Bogen greifende Auflagerfläche die Stützlinie etwas ungünstig beeinflusste, war zu vertreten. Aushub und Baustoffe wurden durch Ausbrüche in den Stirnmauern befördert. Zunächst wurden zwei 13,2 m weit gespannte Notbrücken über dem Westbogen eingelegt. Ihre Hauptträger sind an den Enden eingezogen (Abb. 6, 7, 8).

dieser Größe ist eine Lage kieferner getränkter Balken von 22/26 cm² Querschnitt, deren Hirnenden an jeder Seite in ein $\square 26$ gesteckt sind. In beiden Richtungen durch Bolzen und Schraubenmutter zu einer Einheit verbunden. In der einen Achse sind dann nebeneinander zwei Eichenbalken von 16 cm Höhe und 26 cm Breite aufgeschraubt, die das Auflager des Hilfsüberbaues bilden. Eisenbahn- oder Kranschienen eignen sich dazu nicht. Der Boden neben ausgesteiften Baugruben setzt sich naturgemäß, und zwar häufig nicht gleichmäßig. Die Höhenlage der Hilfsbrücke muß deshalb manchmal berichtigt werden. Das geschieht zweckmäßig mit Blechstreifen oder Flachstählen. Diese finden auf Eisenbahnschienen od. dgl. keinen sicheren Halt, wohl aber auf den rauhen und breiten Eichenbalken. Für das Ansetzen der Kranketten ist der Umfang der Lagerplatten mit Haken ausgerüstet. Solche Lagerplatten und an den Enden eingezogene Behelfüberbauten kann man im allgemeinen in ein und derselben kurzen Zugpause einlegen bzw. ausbauen. Die Aufnahme der Abb. 6 ist auf einer Baustelle entstanden, wo der Notüberbau und danach die Lagerplatten eben herausgenommen worden sind und die Gleislücke wieder geschlossen ist.

Sobald die beiden 13,2 m weit gestützten Behelfträger über der Westöffnung eingebracht waren, wurde dort der Füllboden herausgeholt und die Stirnmauer etwa oberhalb $w x z$ (Abb. 1) beseitigt. Nun stellte sich heraus, daß der Körper zwischen dieser Linie und dem Gewölbe gar kein zusammenhängender aus Magerbeton war, wie das nach der Bestandszeichnung sein sollte. Über y (Abb. 1 u. 9) fanden wir von oben nach unten Pappbahnen, zwei Ziegelflachsichten, Magerbeton vielleicht 20

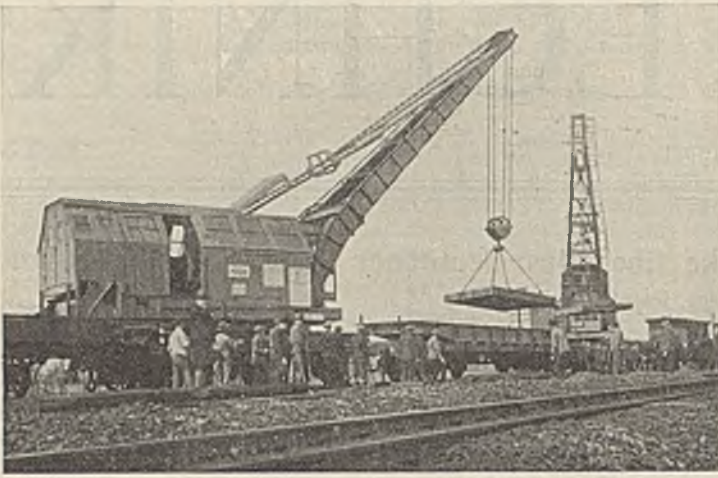


Abb. 6. Zwei 15-t-Krane beim Ausheben eines Notüberbaus und seiner Lagerplatten.

bis 30 cm dick, Kiessand und Kiesgeröll in eben solcher Mächtigkeit mit Ziegelbrocken, wieder Magerbeton und wieder Kiessand und Kiesgeröll. Als wir das feststellten, hatten wir bereits begonnen, unterhalb des Behelfspfellers *C* bei *P* (Abb. 7) die Stirnmauer wenigstens in ihrem vorderen Teile abzubrechen. Dort stand nun nur noch ihre Hintermauerung aus unregelmäßigen Natursteinen, die noch dazu Hohlräume aufwies. Wir fürchteten um die Sicherheit des Behelfspfellers *C* quer zum Gleis und ersetzten den Ausbruch bei *P* schleunigst durch einen Betonkörper, den wir noch gegen den Pfeiler einer in dichtem Abstände von dem Gewölbe stehenden Eisenbahnbrücke absteiften (Abb. 10). Die Instandsetzung des Bauwerkes konnte erst durchgeführt werden, nachdem der lose Körper in dem aus Abb. 1, 4 u. 7 ersichtlichen Umfange verfestigt worden war.

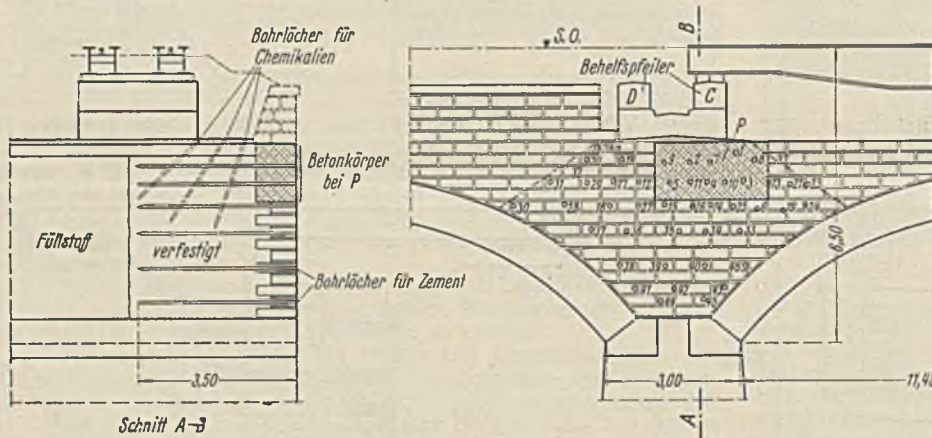


Abb. 7. Die Bohrlöcher im Bereich *vwxy*.

Unser heutiges Wissen um die Verfestigungsverfahren ist in allgemeinen Umrissen dieses: a) Einpressen mit Zement und Zementmörtel ist das billigste und erfährt Hohlräume, versagt aber, wenn die Poren und Haarrisse der zu dichtenden Massen so fein sind, daß die Zementteilchen ausgefüllt werden. b) Feinkörnige Massen können nur nach dem Joosten-

Verfahren verfestigt werden. Bei ihm werden bekanntlich nacheinander zwei chemische Lösungen eingepreßt. Diese erzeugen innerhalb der zu dichtenden Massen ein Kieselsäure-Gel, dessen starke Oberflächenkräfte die Körner verkitten. In äußerst feinkörnigem oder sehr tonhaltigem Sand, der das Wasser gebunden hält, versagen auch diese schweren und sehr zähen Lösungen. Dann bleibt nur noch c) das Shellperm-Verfahren — Einpressen einer Bitumenemulsion — übrig, das aber nicht verfestigt, sondern nur dichtet. b) und c) wirken sofort ohne Abbindezeit.

Wir griffen zu a) und b) und führten zunächst a) durch. Dazu wurden innerhalb der Fläche *vwxy*, d. h. durch den bei *P* für den Ausbruch eingebrachten Betonkörper und das dort sonst noch vorhandene Stirnmauerwerk mit dem Preßluftbohrhammer waagerechte Löcher von etwa 40 mm Durchm. und 3,5 m Länge hergestellt, und zwar im gegenseitigen Abstände von 0,5 m bis 1 m (Abb. 7 u. 10). In diese Löcher wurden der Reihe nach Einpreßdüsen besonderer Bauart eingesetzt, bei denen die Möglichkeit besteht, das Preßrohr gegen die Bohrlochwandung mittels einer Gummimanschette in jeder beliebigen Tiefe des Bohrlochs abzudichten (Abb. 10). Die Einpreßrohre wurden dann der Reihe nach durch einen Hochdruckschlauch mit einer Hochdruckpumpe verbunden, die Preßdrücke bis zu 90 at zuließ. Der Vorteil der Verwendung einer solchen Pumpe gegenüber den üblichen Druckkesseln liegt besonders darin, daß einmal ein ununterbrochener Betrieb gewährleistet ist und andererseits ein ungleich höherer Preßdruck zur Verfügung steht. Bekanntlich sinkt nämlich infolge der großen Reibungsverluste der am Manometer abgelesene Druck innerhalb der zu verfestigenden Schicht sehr schnell auf einen Mindestwert herab, so daß der, bei den Druckkesseln übliche Druck von 5 bis 6 at nicht ausreicht, die Zementmilch gleichmäßig auf eine genügende Entfernung hin zu verteilen, besonders eben da, wo es sich um kleinere Hohlräume handelt. Um andererseits jede



Abb. 10. Betonkörper bei *P* mit Steifen und Einpreßrohr.

Gefahr eines Absprengens des bei *P* vorläufig eingebrachten Betons und der sonst vorhandenen alten Bruchsteinverblendung auszuschalten, wurde der Höchstdruck auf etwa 25 at festgesetzt.

Die Aufnahme von Zement war in den einzelnen Bohrlöchern ganz verschieden, und zwar besonders darum, weil die Löcher teilweise unter-



Abb. 8. Die Ostöffnung freigelegt.



Abb. 9. Befund über *y*.

einander in Verbindung standen und deshalb bereits durch ein Bohrloch größere Flächen beeinflusst wurden. Eine Übersicht über die Einzelmengen zeigt folgende Aufstellung, und zwar in zeitlicher Reihenfolge:

Bohrloch-Nr.	Zementverbrauch	Bohrloch-Nr.	Zementverbrauch	Bohrloch-Nr.	Zementverbrauch
		Übertrag	75 Sack	Übertrag	90 Sack
2	15 Sack	17	1	36	—
5	2	18	1	37	2
4	19	19	1	38	1
6	5	20	1	39	1
1	—	21	1	40	2
3	6	27	1	41	—
8	2	26	1	42	1
7	1	25	1	43	—
9	—	24	1	44	—
13	3	23	2	45	—
10	1	29	1	28a	3
11	1	31	1	28	2
12	1	32	1	30	3
14	2	33	1	46	4
15	11	34	—	22	1
16	6	35	—		
Zus.	75 Sack	Zus.	90 Sack	Gesamtverbrauch 110 Sack	

Durch 46 Löcher wurden demnach insgesamt 110 Sack = 5500 kg Zement verpreßt, womit rd. 55 m³ Masse verfestigt wurden. Rechnet man mit etwa 15% Verlust durch Undichtigkeiten usw., so kommen immerhin noch rd. 85 kg Zement auf 1 m³ Füllstoff!

Als wir den Zement eingepreßt hatten, überzeugten wir uns in der unter der Notbrücke frei gelegten Westöffnung von der Wirkung. Sie entsprach der Erwartung, d. h. die größeren Spalten und Klüfte im Bruchsteinmauerwerk waren einwandfrei erfaßt, nicht so der Kiessand und das Kiesgeröll. Wir bohrten nun die Löcher für die Joosten-Lösungen, und zwar von oben her, unter der Linie *w x* etwa 1,5 m tief, sowie unmittelbar und schräg vor den freien Köpfen der Behelfspfeiler *C* und *D*, um möglichst viel Masse unter ihnen zu erfassen (Abb. 7). Wie weit die Joosten-Lösungen imstande sind, im Gegensatz zu Zementmilch noch die kleinsten Hohlräume auszufüllen, beweist die Tatsache, daß rd. 2500 kg Chemikalien eingepreßt wurden. Über den Erfolg des Joosten-Verfahrens haben wir uns Gewißheit verschafft. In der alten Stirnmauer vor Kopf von *C* und *D* waren feine, etwa 1 mm breite Risse durch hart gewordenes Kieselsäure-Gel geschlossen; aus dem losen Sand unterhalb des Linienzuges *w x* und unterhalb *xy* war auf 3,5 m Breite Sandstein geworden. Die Wirkung unterhalb *vw* in der Ostöffnung konnten wir erst verfolgen, nachdem die Notbrücke dahin umgesetzt und der Füllboden herausgebracht war (Abb. 8 u. 11). Hier hatten sich die Lösungen ebenfalls in dem gewünschten Ausmaß verbreitet. Wo Mengen von Kieseln zusammengeballt lagen, war ihr Hohlraum manchmal nicht durch Zement geschlossen, wohl aber durch das Kieselsäure-Gel. Dieses war teils hart geworden, teils weich geblieben. Weich und klebrig war das Gel unterhalb *vw* auch geblieben, wo die Lösungen zusammenhängende Sandmassen durchflutet hatten. Die Ursache konnten wir nicht feststellen. Das Erreichte genügte aber durchaus. Denn wenn wir beispielsweise den Körper *uvw* über dem Gewölbe nachher beseitigten, so war ja die Masse unter *D* durch die böschungsmäßige Begrenzung in der Gleisachse bei dem geschilderten Befund überaus reichlich gesichert.

Nun konnten die losen Massen zwischen *xz*, *xy* und dem Gewölbe beseitigt, die Stirnmauer über dem Mittelpfeiler bis hinab zu den Kämpfern und der abgeplatze Gewölbering der Westöffnung abgebrochen werden. Nachdem dieser im Verband mit dem Stammgewölbe erneuert war, wurde der aus Abb. 3 ersichtliche Betonkörper aufgebracht. Rundstähle bewahren ihn derart, daß die Stirnmauer nun als Winkelstützmauer anzusprechen ist. Sie und mit ihr der neue Gewölbering sind künftig gegen die Momente und Querkräfte aus dem Erddruck gesichert. Für die angestrebte Wirkung war es naturgemäß geboten, die Querbewehrung des Aufbetons in seiner oberen Zone über die ganze Gleisbreite auszudehnen. Daß die in der Gleisrichtung nötigen Verteilungsstähle zu einer gewissen Entlastung des Gewölbes führen, wird man gern als erfreulich buchen. Auf die Breite der neu befestigten Zone, also in der Gegend von *C* und *D*, war dann noch der neue Stirnbeton, der 80 bis 85 cm dick an die Stelle des mit dem Gewölbering abgeplatzten Bruchsteinmauerwerks trat, sowohl mit der oben beschriebenen Winkelstützmauer als auch mit dem neu verfestigten Körper zu verbinden. Das geschah nach Abb. 4. In Abb. 8 sehen wir diesen neuen Stirnbeton bis zur linken Kante von *D* fertig, die Westöffnung wieder dem Betrieb übergeben, den Notüberbau über dem Ostbogen und diesen vollständig freigelegt, so daß die Betonarbeiten beginnen können. Wir haben nun auch einen Blick auf die Oberfläche *vw* des verfestigten Körpers, während Abb. 11 das verfestigte Gefüge des

Querschnittes *vwxyv* wiedergibt, nachdem die vorderen 80 cm abgearbeitet sind.

Wir wollen nun noch einige Einzelheiten der Ausführung erwähnen: Der untere Teil der Behelfspfeiler *C*, *D*, *A* und des *A* auf dem Ostwiderlager entsprechenden (Abb. 1 bis 4) ist in den engen Baugruben so bewehrt worden, daß er einwandfrei in den oben beschriebenen Eisenbeton eingefügt werden konnte. Zu dem Zwecke sind die Verteilungsstähle der Längsrichtung durch Löcher in der Schalung gesteckt und zunächst in den Raum hinein gebogen worden, der sich zwischen der Ausbohlung der Baugrube und der Betonschalung durch die Brusthölzer ergab (Abb. 12). Später wurden sie dann gerade gestreckt. Die Schäfte der Pfeiler mußten wir, der Not gehorchend, endgültig mit Boden umschütten.



Abb. 11. Blick von Norden auf die verfestigte Zone der Ostöffnung unterhalb *vw*.

Damit an ihrem Orte keine Wunden in der Abdichtung entstanden, haben wir diese einwandfrei in die Pfeiler eingeführt. Abb. 5 u. 13 geben über die Art der Ausführung Auskunft: Ein waagerechter bewehrter Kranz faßt Dichtungsbahn und Betonschutzschicht unter sich, wobei dann die punktgeschweißte Einlage der letzteren in die aus dem Kranz nach unten herausragenden Rundstähle von 8 mm Durchm. eingehakt ist. Auch die unbewehrten Schäfte haben dichten Beton. Die Abdichtung der neuen Stirnmauer erklärt Abb. 14. Nachdem der Beton unterhalb der gepunkteten Arbeitsfuge ausgeführt und erhärtet war, wurde die Dichtungsbahn aufgeklebt. Gegen Abrutschen war sie durch Steinschrauben gesichert. Diese wurden so sorgfältig eingesetzt, daß ihr unterer aufgeschweißter Teller bündig mit dem zu beklebenden Beton lag. Dann wurde die obere Platte über die Spindel gesteckt und der Flachstahl mit hakenförmigem Ansatz aufgeschraubt. Mit diesem wurde die punktgeschweißte Einlage des Schutzbetons fest verknüpft, um

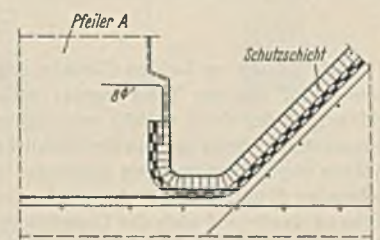


Abb. 13. Einbindung der Dichtungsbahnen in den Pfeiler A.

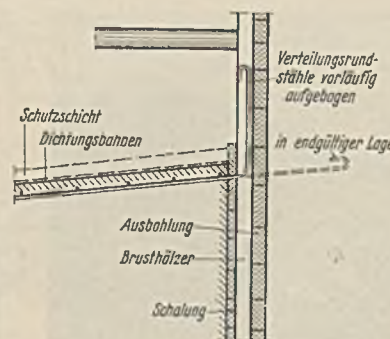


Abb. 12. Einzelheiten zu *E* der Abb. 5.

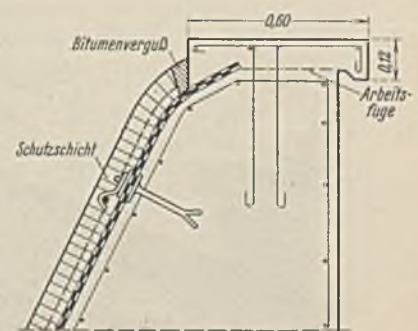


Abb. 14. Die Abdichtung der neuen Stirnmauer.

auch ihr einen Halt während des Betonierens zu geben. Da die beiden Teller einwandfrei auf die Pappe gepreßt werden, ist die Durchbohrung der letzteren ohne Belang. Danach wurde dann die Abdeckplatte über der Arbeitsfuge betoniert, die nun das Ende der Pappbahnen fest ein-klemmt, da sie mit dem unteren Betonkörper durch Rundstähle verbunden ist. Bei dieser Lösung ist es möglich, die Enden der Dichtungs-

bahnen sehr nahe an die Oberfläche der Abdeckplatte heranzuführen. Damit ist dann alles getan, um eine Durchfeuchtung des Betons durch Wasser, das über die OK der Dichtungsbahn sickern könnte, im Rahmen des Erreichbaren zu vermeiden.

Die Pfeiler *B* (Abb. 2) machten wir auch unten aus Massivbeton, weil die Gewölbe unter dem Gleise Beuthen—Gleiwitz nicht zu dichten waren. Prismenförmige Betonansätze in Verbindung mit Tonrohren leiten das Wasser von oben durch *B* über die Rücken der Widerlager.

Für *C'* und *D'* verwendeten wir Schwellenstapel, obwohl wir uns eingangs allgemein gegen solche ausgesprochen haben. Betonpfeiler über einem Gewölbe eingebracht und belassen, das nicht neu zu dichten war, hätte aber zu Undichtigkeiten geführt.

Die RBD Oppeln übertrug das Einpressen der Beton- und Tiefbau-gesellschaft Mast m. b. H., Berlin, die übrigen Arbeiten der Bauunternehmung Borsdorf, Gleiwitz. Die Ausführung dauerte vom Frühjahr bis Herbst 1936.

Alle Rechte vorbehalten.

Großräumige Salzlagerhallen in Holz.

Von F. Trysna VDI, Kassel.

(Schluß aus Heft 30.)

Der Kanal für die Ausspeicherung liegt in Hallenmitte und ist gleichfalls in Eisenbeton ausgeführt und mit Dehnfugen versehen. Als Kanaldecke dient ein Rost von Stahlträgern, dessen Öffnungen durch kurze Holzbohlenstücke abgedeckt sind. Während des Ausspeicherns werden die Bohlenstücke mit fortschreitender Entleerung abgehoben, so daß die vom Kratzer bewegten Salzmassen durch die Deckenöffnungen den fahrbaren Aufgabevorrichtungen zulaufen und so zu den Ausspeicherungs-förderern gelangen.

Am stärksten, und zwar mit 162,87 t belastet ist die Mittelstütze des Nordturms im Erdgeschoß. Ihr Querschnitt daselbst ist neunteilig und besteht aus vier Eckstäben 18/18 cm, vier seitlichen Füllhölzern 16/18 cm und einem mittleren Füllholz 16/16 cm. Das Seitenmaß der quadratisch zusammengefügte Stütze beträgt 52 cm (Abb. 12). Zur Aufnahme des Wind-drucks und der waagerechten Schwingungen aus den Antriebsmaschinen sind kräftige Diagonalverbände in den Bühnen und Wänden verlegt. Abb. 15 zeigt eine Aufnahme des Hallenbaues während des Richtens der Holzkonstruktion.

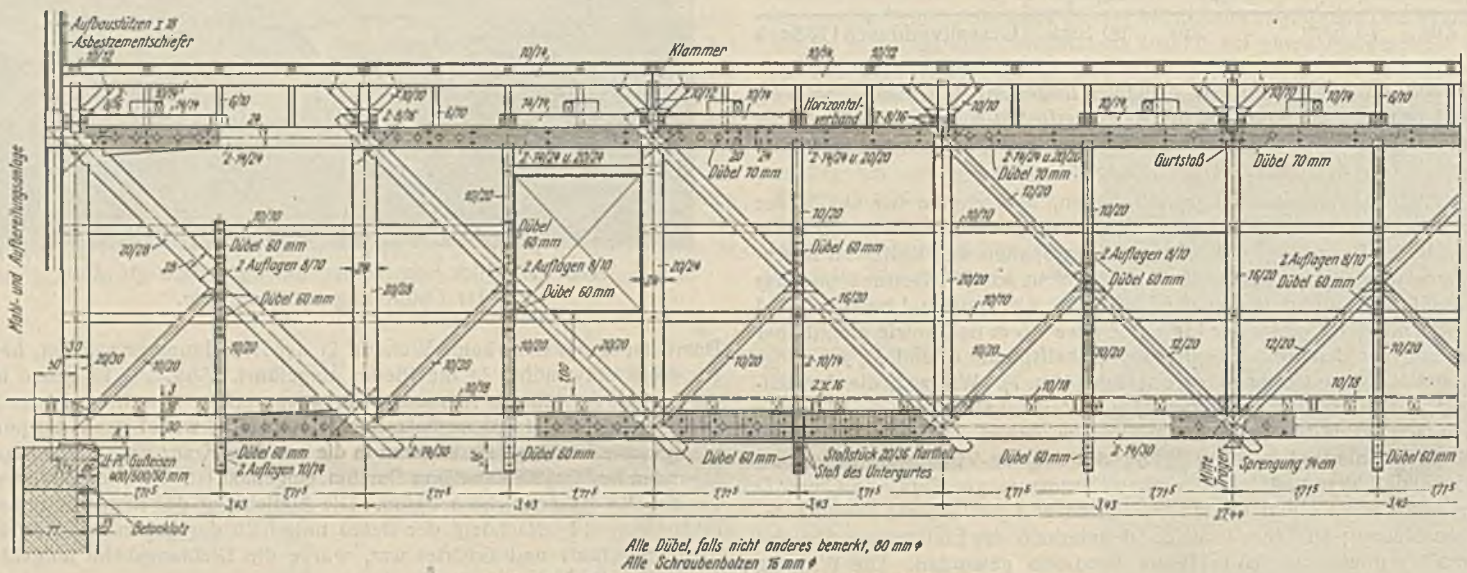


Abb. 13. Einzelheiten des Brückenhauptträgers.

Die Türme an beiden Giebeln der Lagerhalle sind — wie der Hallenbau — im unteren Teile massiv und von Rampenhöhe ab in Holz ausgeführt. Jeder Turm enthält acht Bühnen. Zur Unterstützung der schweren Apparate und Behälter wurden Stahlträger verwendet. Die hölzernen Turmstützen haben mehrteiligen Querschnitt (Abb. 12), bestehend aus vier durchgehenden Eckstäben mit dazwischenliegenden Füllhölzern. In den oberen Bühnen verringert sich der Querschnitt — entsprechend der abnehmenden Belastung — durch Wegfall der Füllhölzer. Die Stützen stehen auf einfachen gußeisernen Platten und sind mit dem Unterbau verankert.

Vom Südturm führt eine hölzerne 4 m breite geschlossene Brücke (Abb. 1, 3 u. 6) nach der Mahl- und Aufbereitungsanlage. Die Brücke ist an drei Punkten gestützt. Ihre Stützweiten betragen 27,44 und 10,88 m. Die Hauptträger (Abb. 13) liegen in den Brückenwänden und nehmen die Dach- und Fußbodenlasten von den Querhölzern unmittelbar auf. Unterstützt wird die Brücke an der Westseite durch die massive Wand der Mahlanlage und an der Ostseite durch die Holzwand des Südturms. Als mittlere Auflagerung dient eine hölzerne Pendelstütze nach Abb. 14. Auf der Brücke sind drei waagerechte Förderer mit Bedienungs-gängen unter-

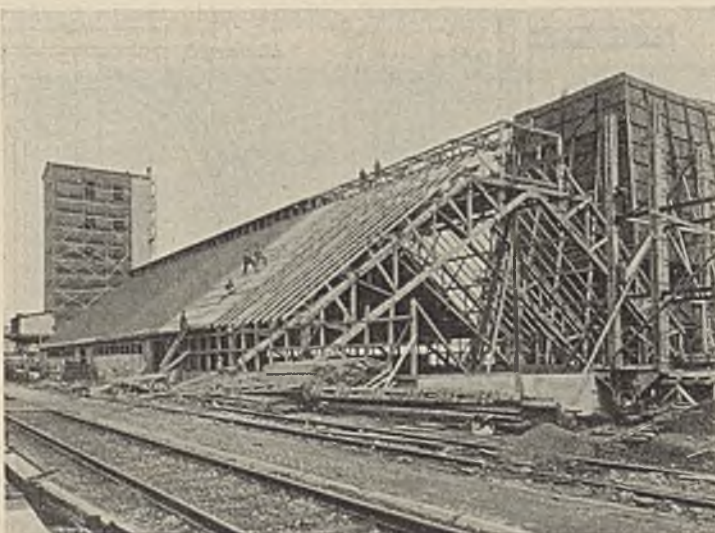


Abb. 15. Lagerhalle während der Ausführung.

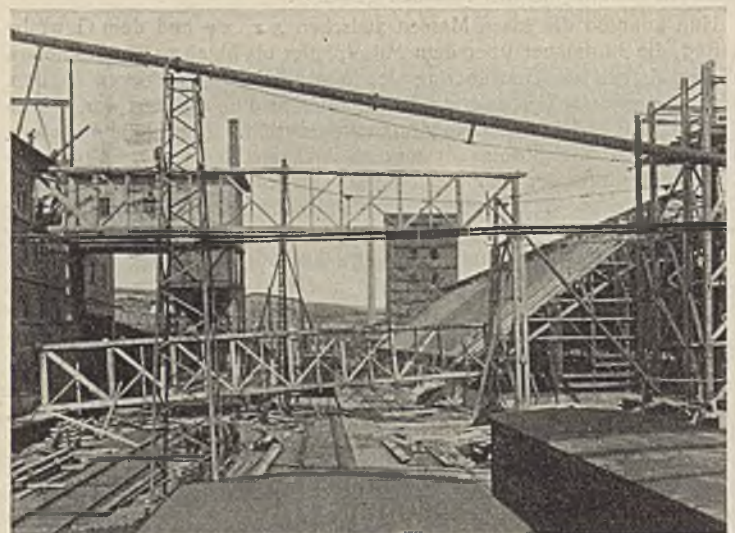


Abb. 16. Aufstellung von Brücke und Südturm.

gebracht. Die Gesamtbelastung, bestehend aus Eigengewicht und Auflast beträgt 4 t auf 1 m Brückenlänge. Die Aufstellung der Brücke zeigt Abb. 16.

Das gesamte Holzwerk der Lagerhalle nebst Anbauten ist nach außen hin mit 24 mm dicken

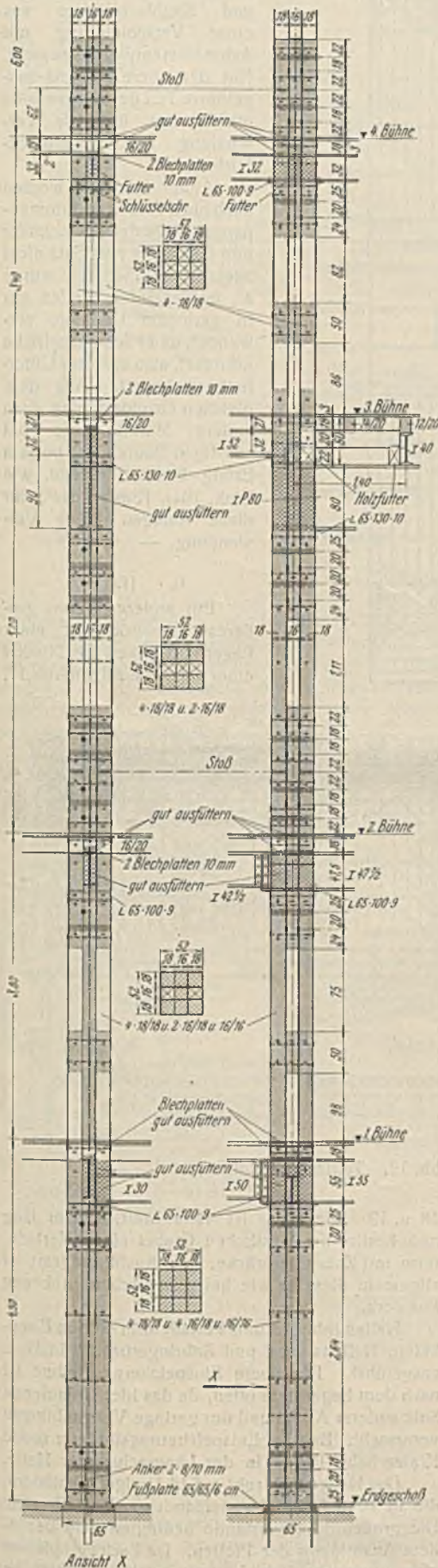


Abb. 12. Rechts: Einzelheiten der Mittelstütze des Nordturmes.

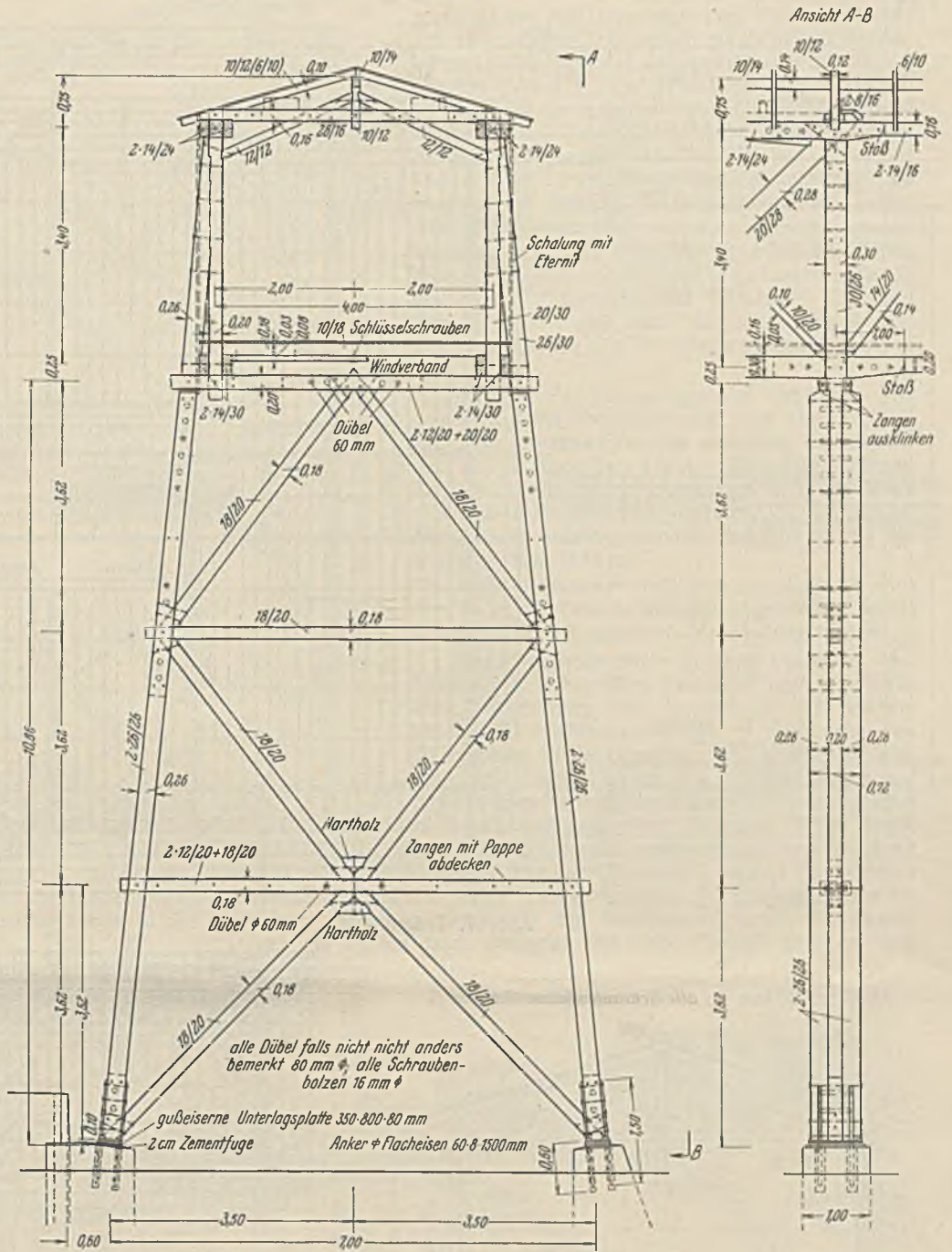


Abb. 14. Einzelheiten der mittleren Brückenstütze.

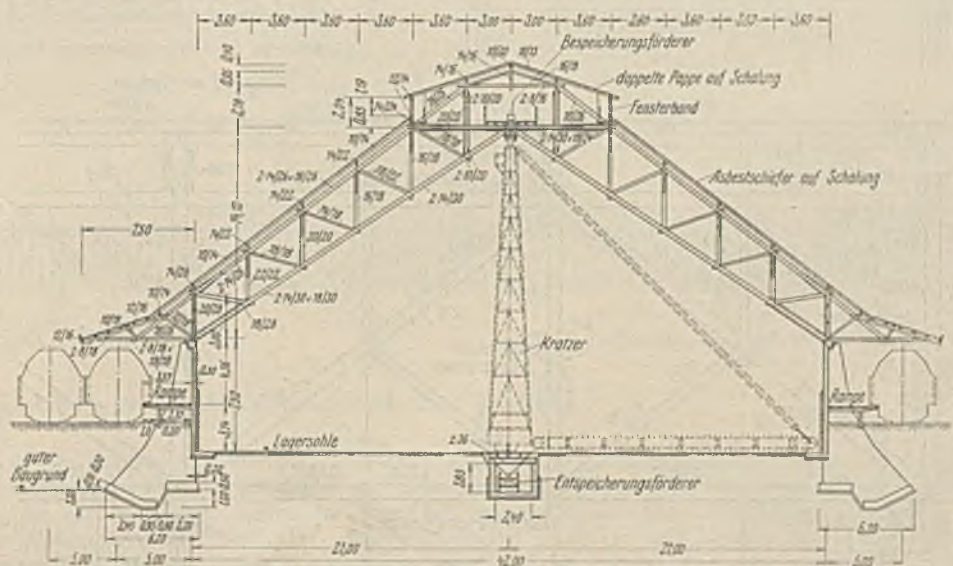


Abb. 18. Querschnitt.

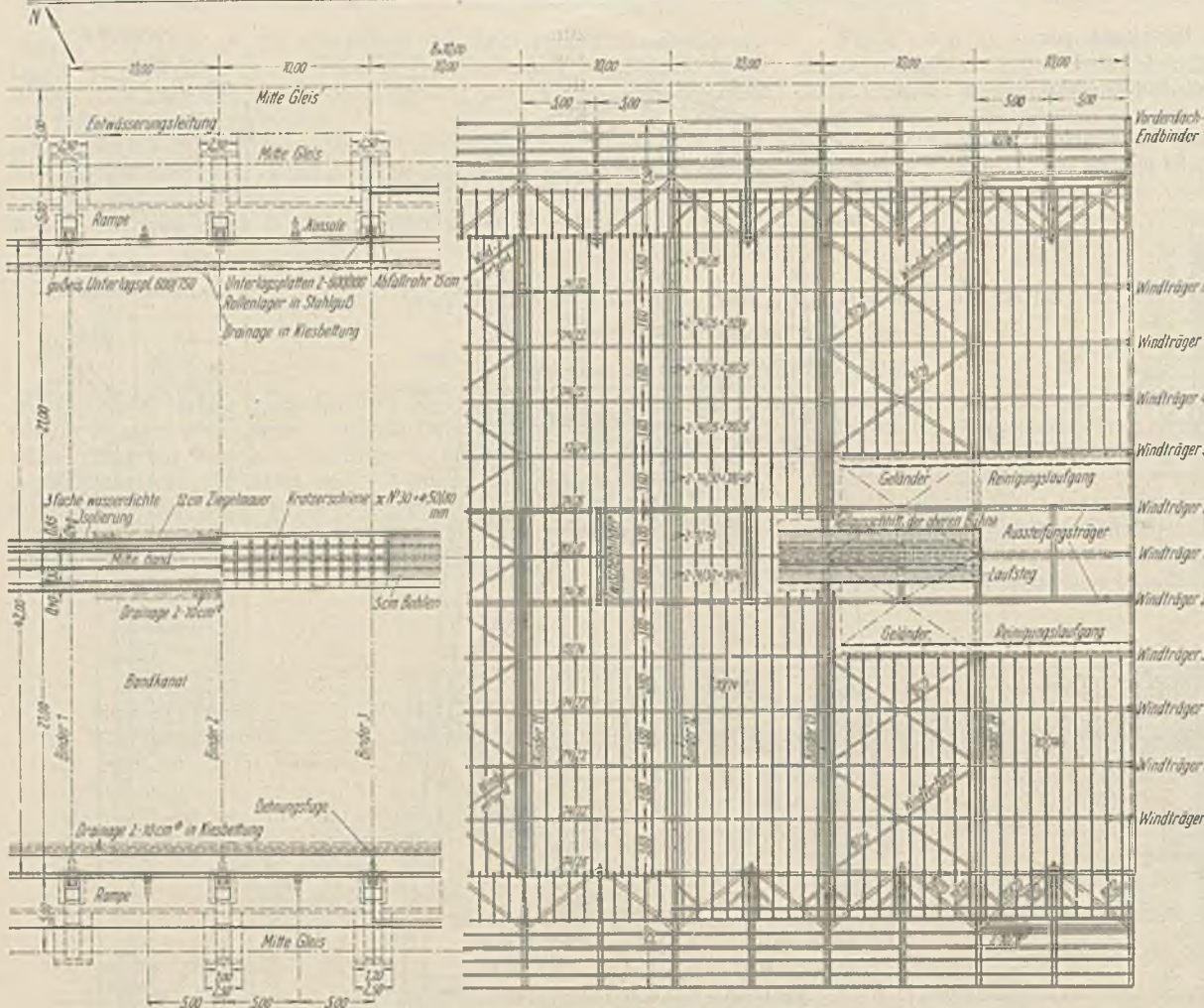


Abb. 17. Teilgrundriß.

Alle Dübel 60 mm ϕ , alle Schraubenbolzen 16 mm ϕ

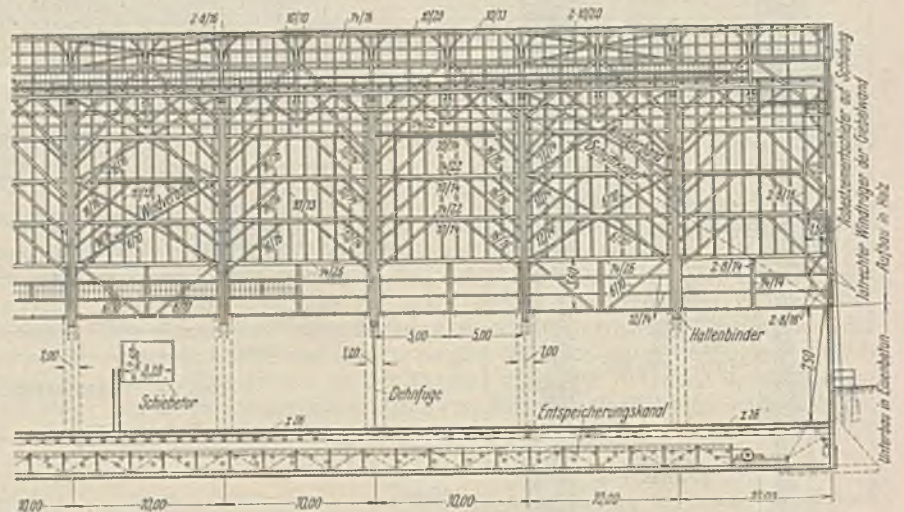
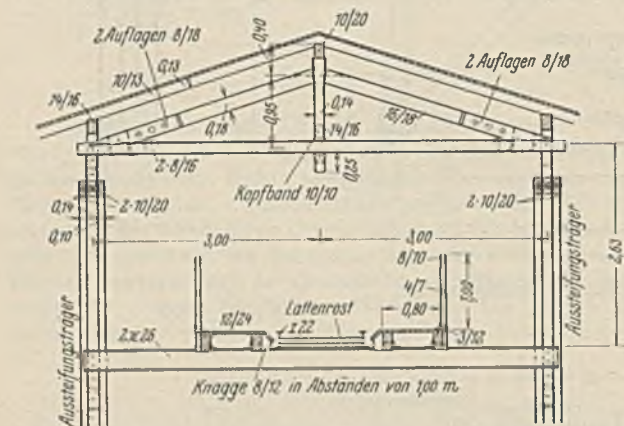


Abb. 19. Teillängenschnitt.

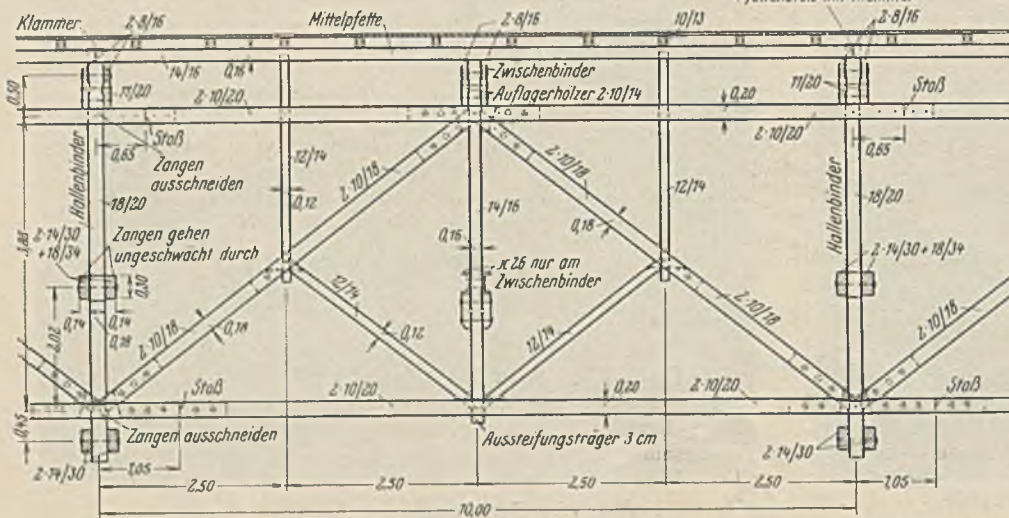


Abb. 20. Zwischenbinder und Aussteifungsträger.

Rauhspundbrettern verschalt. Auf dieser Schalung liegt eine Lage Pappe; dann folgt die eigentliche Außenhaut, die an den flachen Dachflächen aus einer zweiten Papplage und an den Wand- und Steildachflächen aus einer Verschieferung mit Asbestzementplatten besteht. Nur der obere in Holz ausgeführte Teil der Längswände erhielt eine lotrechte Verschalung mit Fugendeckleisten.

Außer dem Holz werden auch noch Teer- und Bitumpappen, Asbestzementschiefer und Gußeisen vom Salz nicht angegriffen. Flußstahl wurde an freiliegenden Stellen nur in geringem Umfange verwendet, da er Schutzanstriche erfordert, also späterer Unterhaltung bedarf. Aus dem gleichen Grunde finden auch andere Metalle, die bei sonstigen Bauten mit bestem Erfolg benutzt werden, wie Zink, Blei, Kupfer usw., für diese Anlagen keine Verwendung. —

II.

Ein anderes, etwas größeres Bauwerk mit einer Lagermöglichkeit von 90000 t einer Salzsorte zeigen Abb. 17,

18 u. 19. Die Halle ist 42 m breit, 150 m lang und besitzt am westlichen Giebel einen Verladeturm mit Zubringerbrücke. Die Ausführungsart ist allgemein dieselbe wie bei dem vorbeschriebenen Bauwerk.

Hallenunterbau und Verladeturm sind in Eisenbeton, Hallenaufbau und Zubringerbrücke in Holz ausgeführt. Die obere Einspeisungsbühne ist nach dem Lagerraum offen, da das hier einlaufende Salz anderer Art ist und nur geringe Verstaubungen verursacht. Be- und Entspeisungsförderer sowie Kratzerbahn liegen in der Längsachse der Halle.

Das Hallendach ruht auf 14 Dreiecksbindern, die in 10 m Abstand voneinander aufgestellt sind. Die großen Binderabstände bedingten eine besondere Ausbildung der Pfeften. Da Fachwerkpfetten eine unwirtschaftliche Lösung ergaben, wurden an ihrer Stelle einfache, mit Spannriegeln verstärkte und durch vier Kopfbänder unterstützte Pfeften nach Abb. 19 u. 21 gewählt. Um nicht zu kleine

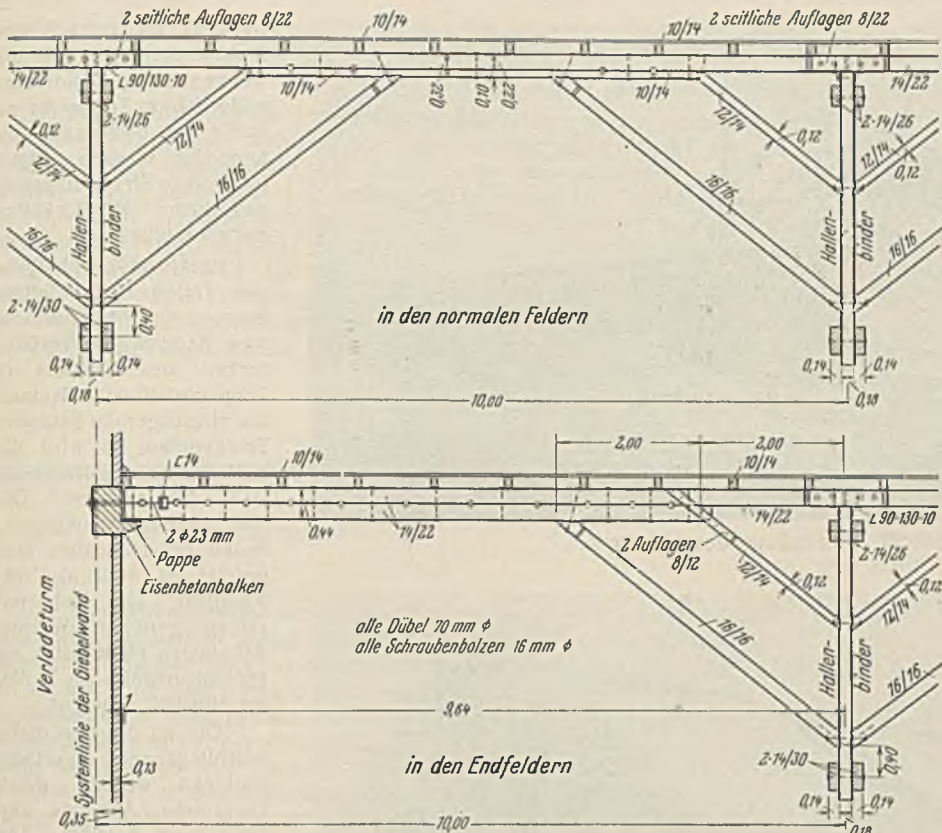


Abb. 21. Pfettenausbildungen.

Querschnitte zu erhalten, wurden die Pfetten für wechselnde Schneelast in den Binderfeldern bemessen. Die Pfettenstöße liegen über den Bindern, und die einzelnen Pfettenhölzer sind zug- und druckfest miteinander verbunden. Die tief herabgeführten Kopfbänder sichern die Binder gegen seitliches Ausknicken und machen weitere Aussteifungsverbände in der Untergurtebene entbehrlich.

Der obere Dachaufbau nebst Bühne und Kratzerführungsbahn ist in der Mitte eines jeden Feldes nochmals durch Zwischenbinder unterstützt

zum Teil von den Haupttragwerken des Hallendaches aus, zum anderen Teil sind sie als Zwischenkonstruktionen in den liegenden Hängewerken des Steildaches gelagert (Abb. 17). Der Winddruck in den Giebelwänden wird durch lotrecht gestellte Fachwerkträger aufgenommen. Zum Richten der Halle wurden zwei Auslegermaste benutzt (Abb. 23 u. 25). Im Durchschnitt kamen täglich zwei Binder zur Aufstellung. Den Vorgang des Richtens der Holzkonstruktion zeigen Abb. 23 bis 25.

Die Binderfüße sind wie im vorbeschriebenen Bauwerk ausgebildet, sie sitzen in gußeisernen Platten und sind mit dem Unterbau verankert. Über den Dehnfugen, die sich auch hier unter den Binderauflagern befinden, sind Rollenlager — ähnlich Abb. 9 — verlegt.

Das von der Erzeugungsstelle kommende Salz gelangt auf Förderanlagen über eine 71,75 m lange Schrägbrücke (Abb. 22) nach dem Verladeturm und von da nach dem Lager. Die Schrägbrücke ist 3,5 m breit, allseitig geschlossen und in halber Länge durch einen Pendelbock unterstützt. Die Hauptträger liegen in den Brückenwänden, ihre Stützweiten betragen 35 und 36,75 m.

Auch die Holzkonstruktionen dieser Anlage wurden nach der Cabrol-Bauweise abgebunden, wobei Runddübel aus Bongossilholz Verwendung fanden.

Die Umfassungswände nehmen außer den verhältnismäßig bedeutenden Dachlasten noch eine 7,5 m hohe Salzschiüttung auf. Ihrer Form nach sind die Wände Winkelstützmauern, die in Abständen von 10 m durch Pfeiler verstärkt und unterstützt werden. Die Wände lagern also in Pfeilern, die auf den tiefliegenden tragfähigen Baugrund heruntergeführt

sind (Abb. 18). An jeder Längswand läuft noch eine 3,5 m breite Eisenbetonrampe durch, die den Unterbau gegen die auftretenden, stark wechselnden Belastungen gut aussteift. Dehnfugen sind in den üblichen Abständen — und wie schon erwähnt — unter den Binderauflagern angeordnet. Ausspeicherungskanal und Elevatorgrube liegen im Grundwasser und werden durch dreilagige Dichtungen trocken gehalten. Alle

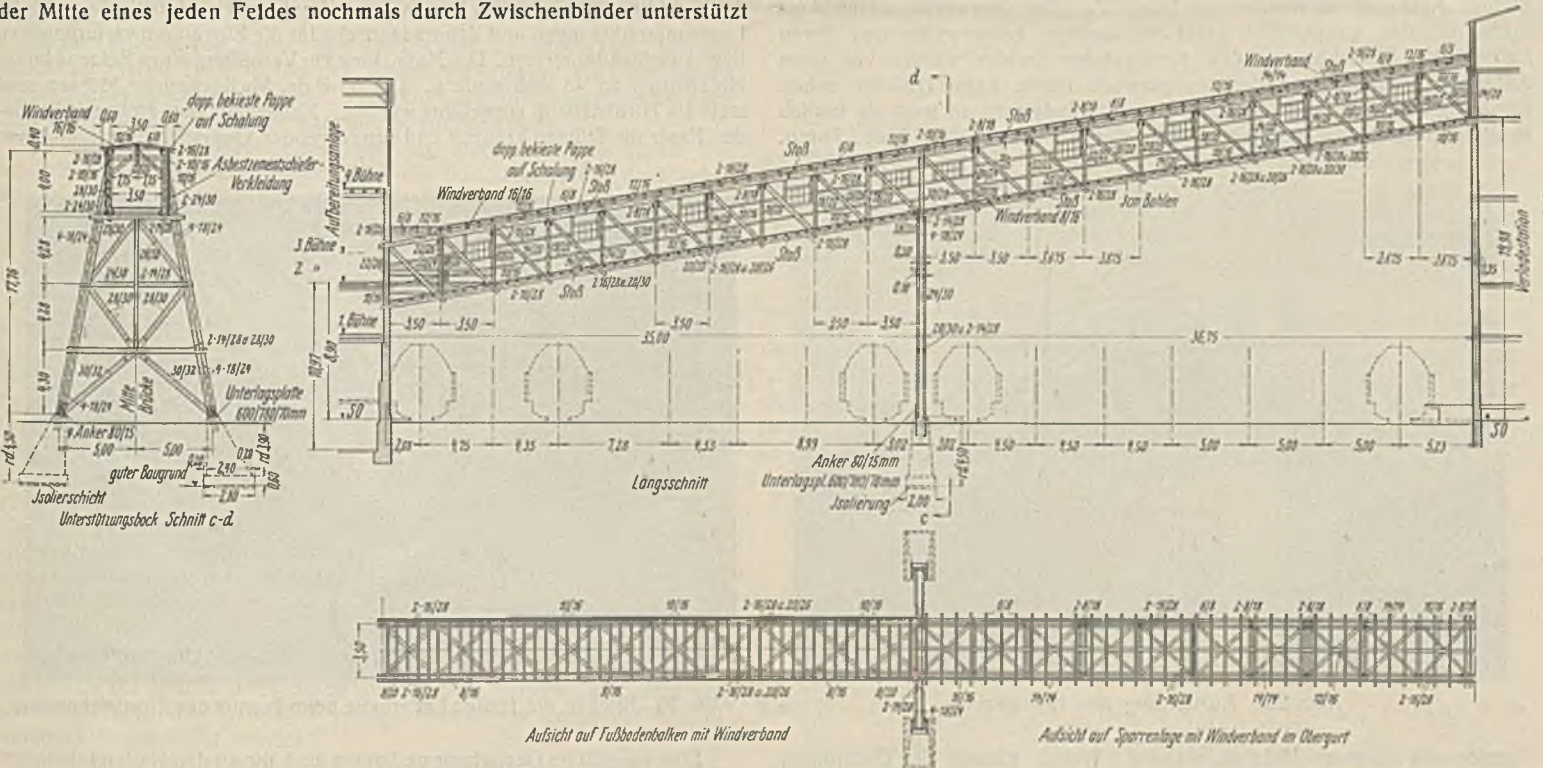


Abb. 22. Schrägbrücke von der Aufbereitungsanlage nach der Halle.

(Abb. 17, 19 u. 20). Als Längsaussteifung der Halle dienen die beiden durchgehenden Fachwerkträger seitlich der oberen Bühne und die Windverbände unter den Sparren. Die Hallenbinder sind für alle in Frage kommenden Belastungsfälle untersucht. Ihre größten Auflagerkräfte an den Längswänden betragen: lotrecht 61,5 t und waagrecht 52,2 t. An den Längswänden befindet sich durchgehende 7,5 m ausladende Vordächer zum Schutze der Verladung. Die Binder der Vordächer kragen

übrigen im Erdreich liegenden Betonflächen wurden zweimal mit Bitumen gestrichen und zum Schutze gegen mechanische Beschädigungen durch eine dünne Tonschicht von der steinhaltigen Hinterfüllung getrennt.

Das gesamte Holzwerk wurde an den Außenflächen verschalt, mit einer Lage Pappe belegt und an den Wänden und Steildachflächen mit Asbestzementschiefer verkleidet. Die flachen Dachflächen wurden mit einer zweiten Papplage versehen.

Das erste Einspeichern geschieht stets unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßnahmen. Um eine gleichmäßige Bodenbelastung und somit ein gleichmäßiges Setzen des stark belasteten Bauwerks zu erreichen, wird die erste Füllung in durchgehenden, gleich starken Lagen eingebracht. Dadurch lassen sich Rissbildungen in den Wänden und im Bandkanal — soweit sie von ungleichen Belastungen und Boden-setzungen hervorgerufen werden — verhüten.

Abb. 26 gibt eine Innenansicht der fertigen Halle zu Beginn des ersten Einspeicherns. —

Beide Lagerhallen zeigen die zweckmäßige Verwendung organischer und anorganischer Baustoffe für hochbelastete Bauwerke der Industrie, die in erster Linie nach betriebstechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten erstellt wurden. Der Holzbau findet hierbei ein dankbares und interessantes Betätigungsfeld. Mit der gewaltigen Steigerung der Salzerzeugung sind auch die Anforderungen an die Lagerhallen von Jahr zu Jahr gewachsen. Aus

kleinen Anfängen entstanden im Laufe der Zeit Bauwerke, deren Ausmaße oft das ganze Bild einer Werkanlage beherrschen und deren betriebliche Einrichtungen den Konstrukteur immer wieder vor neue Aufgaben stellen. Der Benutzungszweck führte beim Holzbau schon frühzeitig dazu, die kraftübertragenden Verbindungen so weit als tunlich in Holz herzustellen und ebenso für die Ausführung der Tore, Türen,

daher zu beachten, daß ein Setzen dieser Bauten nicht eintritt, da sonst die Lagerunterstützungen und Zahnradantriebe für die Elevatoren verlorengehen bzw. auseinandergeraten. Die Maßnahme zur Verhütung eines Setzens hoher Holzbauten ist an sich einfach. Der Stoß der hochgehenden Stützen muß stets als Hirnholzstoß ausgeführt werden. Keinesfalls darf Holz mit liegender Faser die Stützen kreuzen und den tragenden Querschnitt unterbrechen.

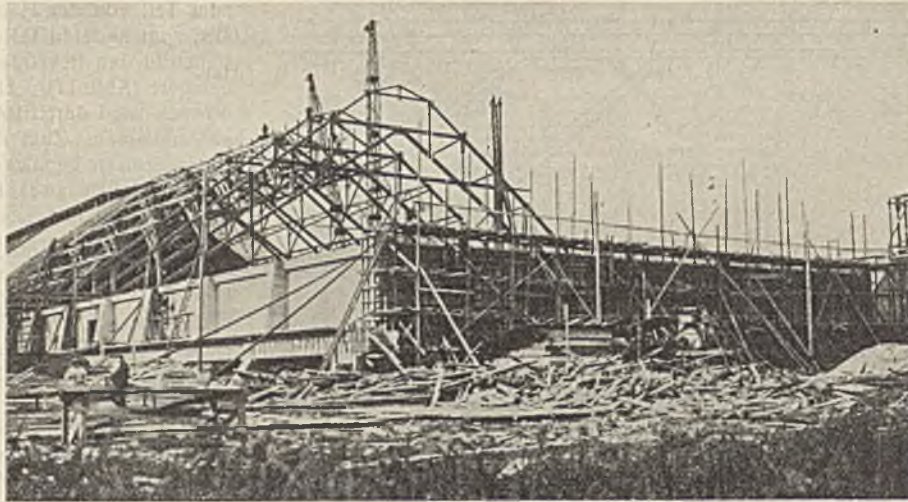


Abb. 23. Aufstellung des Holzwerkes.

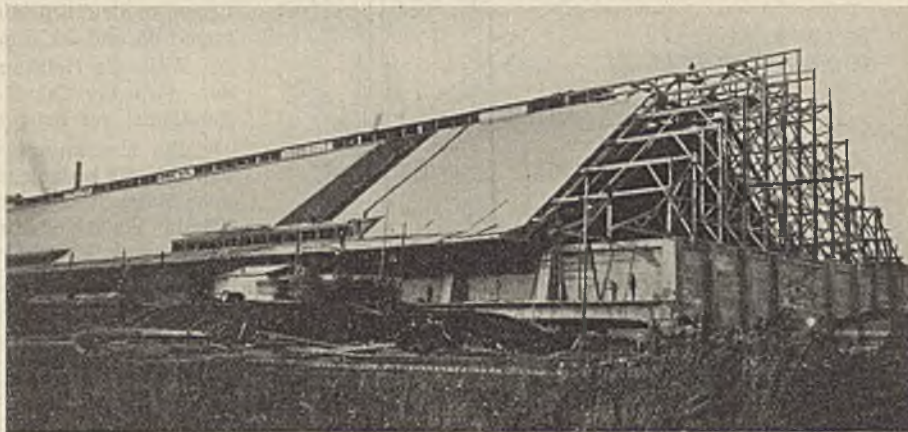


Abb. 24. Aufstellung des Holzwerkes.

tragwerk oft beträchtliche Zusatzbelastungen, die die Verwendung geschlossener vollwandiger Tragwerke an Stelle des Fachwerkes erforderlich machen, damit für größere Staubablagerungen keine Möglichkeiten mehr bestehen.

Merkliche Durchbiegungen dürfen beim Hallen-tragwerk nicht eintreten, weil dadurch die Verfahrbarkeit des Kratzers in Frage gestellt wird. Kommt das einzulagernde Salz vom Trockenofen, so wird die Halle nicht selten auf 60 bis 70° erwärmt. Die Temperaturschwankungen, denen der Hallenbau ausgesetzt ist, sind also beträchtlich. Das Holz mit seinen geringen Wärmedehnungen eignet sich als Hallenbaustoff auch in dieser Hinsicht sehr gut.

Die an die Lagerhalle anschließenden Verladestationen werden durch Elevatoren, Apparate und Silos stark belastet. Die von den Fundamenten bis zum Turmdach hochgehenden Elevatoren liegen in einem Stahlgehäuse und erhalten auf der obersten Bühne ihre Lagerunterstützungen und Antriebe. Bei der Ausführung der oft 30 bis 40 m hohen Holztürme ist

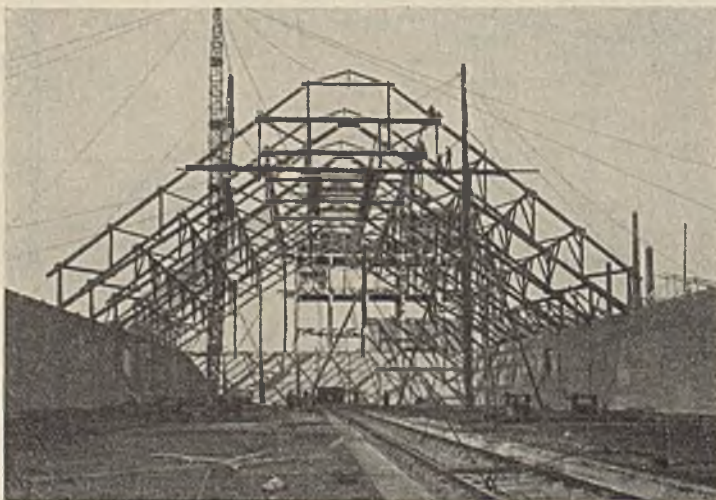


Abb. 25. Aufstellung des Holzwerkes.

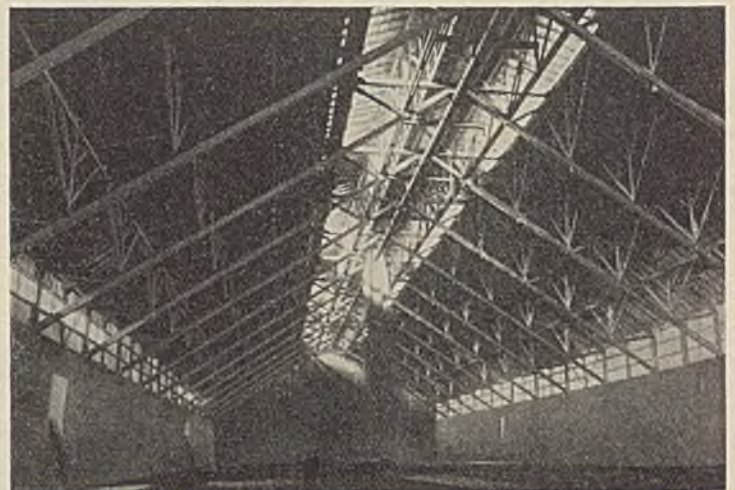


Abb. 26. Blick in die fertige Lagerhalle beim Beginn des Einspeicherns.

Fenster und Treppen Holz zu wählen. Weiter wurden die Dachrinnen und Gesimse aus Holz gefertigt und mit Dachpappe ausgelegt bzw. abgedeckt. Für Regenfallrohre kam Gußeisen oder Asbestzement in Betracht.

Manche Salzarten entwickeln beim Einspeichern beträchtlichen Staub, so daß es bei großen Anlagen zweckmäßig ist, den Lagerraum zu teilen, um das meist gleichzeitig stattfindende Ein- und Ausspeichern räumlich zu trennen. Die stark staubenden Salzsarten erzeugen beim Hallen-

Eine sorgfältige Gestaltung verlangen auch die zu den Hallen führenden Brücken. Ihre oft beträchtlichen Längen und Schräglagen, die allseitige Verkleidung und die meist große Konstruktionshöhe begünstigen es, daß dieser Bauteil im Gelände leicht plump und massiv wirkt. Die Form des großen Baukörpers mit seinen Kopfbauten und Zubringerbrücken beeinflusst wesentlich das Aussehen der Gesamtanlage, so daß neben der bau- und betriebstechnischen Behandlung auch eine gute architektonische Lösung unbedingt anzustreben ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Buckelbleche der Leichtfahrbahnen, ihre Berechnung und Aussteifung.

Von Dr.-Ing. F. Zimirski, Reichsautobahnen OBK. Hamburg.

Buckelbleche dienen zur Abdeckung des Fahrbahnrostes von Straßen- und Eisenbahnbrücken. Während bei Eisenbahnbrücken die Größe der Raddrücke den Abmessungen der Buckelbleche verhältnismäßig enge Grenzen setzt, kann man bei Straßenbrücken wegen der geringeren Verkehrslast zu erheblich weiträumigeren Aufteilungen schreiten und mit Rücksicht auf eine möglichst große Ersparnis an Gewicht und Kosten der Fahrbahndecke Stich und Wölbung der Buckelbleche viel flacher wählen. Aus diesen Erwägungen entstanden die sog. Leichtfahrbahnen¹⁾, die mit Buckelblechabmessungen von 3×7 m bei 12 cm Stichhöhe und nur 5 cm Hartgußasphaltdecke zur Ausführung gelangen (Abb. 1).

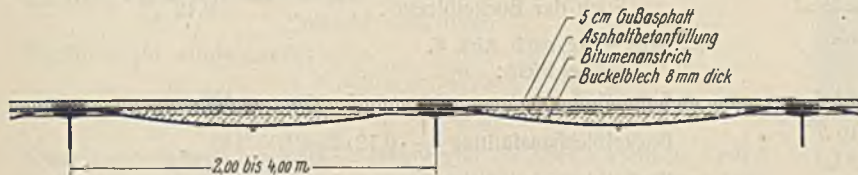


Abb. 1.

Die Kraftwirkungen in den Buckelblechen sind durch Versuche nur selten und rechnerisch bisher überhaupt kaum erfaßt worden, da sich schon bei überschläglicher Ermittlung sehr geringe Beanspruchungen der Bleche und ihrer Anschlüsse ergaben. Die Gefahr größerer Verformung der Buckelbleche unter der wechselnden Verkehrslast wurde als belanglos vernachlässigt und bei der Berechnung der Fahrbahnträger nur der senkrechte Auflagerdruck der Buckelbleche eingesetzt²⁾.

Dies ist bis zu einem gewissen Grade zulässig bei Eisenbahnbrücken mit durchgeführtem Schotterbett, das jede Formänderung ohne weiteres mitmachen kann; bei den obengenannten Leichtfahrbahnen ist eine genauere Ermittlung jedoch unbedingt angezeigt. Wenn auch hier wegen der Rostgefahr und der Blechtafelgrößen Dicken unter 8 mm nicht ausgeführt werden, während für die erforderliche Tragfähigkeit etwa 5 mm genügen würden, so ist doch bei zu starker Verformung des Buckelbleches unter der wechselnden Belastung eine baldige Zerstörung der dünnen Fahrbahndecke zu befürchten.

Die genaue rechnerische Nachprüfung des inneren Spannungszustandes belasteter Buckelbleche führt zu sehr verwickelten Untersuchungen, da die Wölbfläche der Buckel durch einfache analytische Funktionen nicht erfaßbar ist.

Solche Untersuchungen würden auch kaum zu handlichen, für die Praxis brauchbaren Formeln führen. Andererseits ist aber die Übertragung der für Tonnenbleche abgeleiteten Formeln³⁾ auf die Buckelbleche ganz willkürlich und gibt kein Bild über die Kräfteverteilung.

Wir beschreiten daher einen anderen Weg und vergleichen das Buckelblech mit einer elastischen Haut, die nur Längskräfte, aber keine Biegemomente aufnimmt und die an ihren Rändern in senkrechter und waagerechter Richtung unverschieblich gehalten ist.

Die Berechnung einer solchen Membran wird am einfachsten nach H. Marcus⁴⁾ durchgeführt. Dieser ersetzt die elastische Haut durch ein genügend engmaschiges Gewebe, womit auf die Berücksichtigung der Schubspannungen in der Haut allerdings verzichtet wird. Die Bedeutung dieser Schubspannungen, die wir vernachlässigen wollen, geht aus Abb. 2 hervor. Denkt man sich die Haut in mehrere, zur X-Achse parallele Streifen geteilt, so wird bei einer gleichmäßig verteilten Belastung der Streifen 1 die größte Längenänderung annehmen wollen, daran aber durch die folgenden Streifen 2 usw. gehindert werden bis zum Streifen 4, dessen Länge unverändert bleibt. Es entstehen dann also die angegebenen Schubkräfte zwischen den einzelnen Streifen. Da die gleiche Betrachtung auch für die Y-Achse gilt, wird ein Hautelement a in der in Abb. 2 angegebenen Form durch die Schubspannungen beansprucht werden.

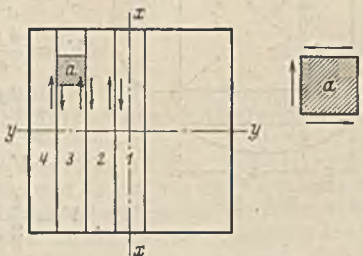


Abb. 2.

Durch diese Schubspannungen, deren Einfluß bei quadratischen Membranen am größten ist, wandert ein geringer Teil der waagerechten

Aufhängekräfte von den Seitenmitten nach den Ecken der Haut ab, ihre Vernachlässigung liegt somit auf der sicheren Seite und ist daher zulässig.

Unter einer gleichmäßig verteilten Belastung nimmt nun eine solche Haut eine stetige, unter Einzel- oder Streckenlasten eine mehr oder weniger unetstetige Form an; die Formänderungen eines Buckelbleches unter wechselnder Belastung müßten also recht erheblich sein.

In Wirklichkeit sind aber die hierdurch bedingten Verformungen nur gering, da die Biegesteifigkeit des Buckelgewölbes verteilend wirkt. Wir lassen die Biegespannungen daher unberücksichtigt, da sie für die Aufrechterhaltung des Gleichgewichts nur eine untergeordnete Bedeutung haben. Die Buckelbleche verhalten sich in diesem Punkte etwa wie eine versteifte Hängebrücke, bei der die Hauptlast von den Kabeln getragen wird, während der Versteifungsträger nur lastverteilend wirkt.

Wichtig ist aber eine angemessene Aussteifung der Aufhängepunkte gegen waagerechte Verschiebung. Nach Abb. 3 gilt für einen flachen Parabelbogen von konstanter Bogenlänge:

$$b = l + \frac{8}{3} f^2 \cdot \frac{1}{l}$$

$$db = dl \left(1 - \frac{8}{3} f^2 \cdot \frac{1}{l^2} \right) + df \cdot \frac{16f}{3l} = 0$$

$$\Delta f \approx - \frac{3l}{16f} \cdot \Delta l$$

Mit $l:f = 25$ ergibt sich z. B.

$$\Delta f = -4,7 \cdot \Delta l$$

Eine geringe Nachgiebigkeit des Aufhängepunktes wirkt sich in erheblich verstärktem Maße in einer Änderung des Wölbungsdurchhanges aus. Die Nachprüfung des von dem Buckelblech ausgeübten waagerechten Zuges und seine Aufnahme im Fahrbahnrost ist also unumgänglich notwendig.

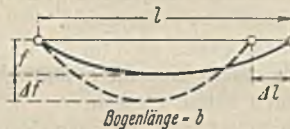


Abb. 3.

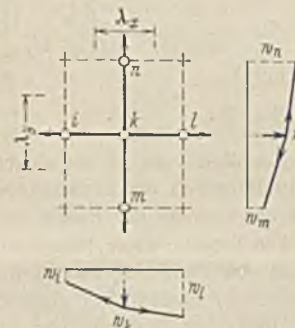


Abb. 4.

Da die Biegespannungen, deren volle Berücksichtigung übrigens zu unwirtschaftlich großen Blechdicken führen würde, vernachlässigt werden können, ist die weitere Ermittlung sehr vereinfacht.

Die Berechnung der Hautspannungen nach dem Verfahren von H. Marcus gestaltet sich wie folgt: Die rechteckige Haut von den Seitenlängen l_a und l_b wird durch ein Gewebe von der Maschenweite λ_x

$= \frac{l_a}{m}$ und $\lambda_y = \frac{l_b}{m}$ ersetzt. Der Abstand der Knotenpunkte von der durch die Seiten gelegten Schlußebene wird mit w_1, w_2 usw. bezeichnet. Ist p die gleichmäßig verteilte Belastung der Haut, ferner S die waagerechte Komponente der wegen der Vernachlässigung der Schubspannungen in der x - und y -Richtung gleichen Hautspannung für die Längeneinheit, so ergibt sich als Gleichgewichtsbedingung für den Punkt k aus Abb. 4:

$$p \lambda_x \lambda_y = S \lambda_x \cdot \frac{2w_k - w_m - w_n}{\lambda_y} + S \lambda_y \cdot \frac{2w_k - w_i - w_l}{\lambda_x}$$

$$\frac{p}{S} = \frac{2w_k - w_m - w_n}{\lambda_y^2} + \frac{2w_k - w_i - w_l}{\lambda_x^2}$$

Wird $\frac{\lambda_x}{\lambda_y} = k$ oder $\lambda_y = \frac{\lambda_x}{k}$ gesetzt, so ergibt sich schließlich

$$2w_k(1 + k^2) - (w_i + w_l) - k^2(w_m + w_n) = p \cdot \frac{\lambda_x^2}{S} = p k^2 \cdot \frac{\lambda_y^2}{S}$$

Für jeden Knotenpunkt des Gewebes läßt sich eine derartige Gleichung aufstellen, wir erhalten also ebensoviel Gleichungen, als unbekannte Gewebeerordinaten w vorhanden sind. Die Auflösung dieses Systems von $(m-1)^2$ Gleichungen ergibt sämtliche Ordinaten w als Funktion der Kraft S , die anderweitig bestimmt oder angegeben werden muß, um eine eindeutige Lösung zu ermöglichen.

In unserem Falle ist nun nicht S , wohl aber der größte Durchhang des Gewebes, d. h. die Pfeilhöhe des Buckelbleches bekannt, so daß sich damit alle anderen Größen, vor allem die für uns wichtige Horizontalkraft S bestimmen lassen.

¹⁾ Schaechterle u. Leonhardt, Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen. Bautechn. 1936, Heft 43 u. 45.

²⁾ Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) 1936, § 46.

³⁾ Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, 1924, S. 351 ff.

⁴⁾ H. Marcus, Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten, 1924.

Die Übertragung der für die elastische Haut durchgeführten Berechnung auf die Buckelbleche, deren Biegesteifigkeit vernachlässigt wurde, ist nunmehr klar. Die Form der Buckelbleche ist zwar im allgemeinen eine etwas andere als die einer gleichmäßig belasteten Haut. Da aber die Kraft S wesentlich nur von dem größten Durchhang w abhängig ist, kann der Horizontalzug der Buckelbleche unbedenklich aus den Ableitungen für die elastische Haut bestimmt werden.

Nach den Ableitungen von H. Marcus ist bereits mit einem viermaschigen Gewebe eine sehr erhebliche Genauigkeit zu erreichen. Für die folgende Ermittlung wird daher $m = 4$ gesetzt. Mit den Bezeichnungen aus Abb. 5 ergibt sich unter Beachtung der durch die Symmetrie bedingten Vereinfachungen nacheinander für die Punkte 1, 2, 3 und 4 des Gewebes:

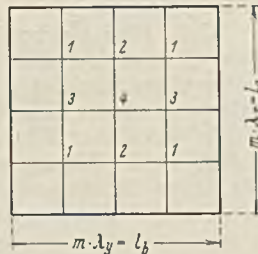


Abb. 5.

$$\begin{aligned} (2 + 2k^2)w_1 & - w_2 & - k^2w_2 & & = \frac{pl_a^2}{16S} \\ -2w_1 + (2 + 2k^2)w_2 & & - k^2w_3 & & = \frac{pl_a^2}{16S} \\ -2k^2w_1 & + (2 + 2k^2)w_3 & - w_4 & & = \frac{pl_a^2}{16S} \\ & - 2k^2w_2 & - 2w_3 + (2 + 2k^2)w_4 & & = \frac{pl_a^2}{16S} \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser Systeme liefert

$$w_4 = \max w = \frac{pl_a^2}{S} \cdot \frac{1}{8(1+k^2)} \left[1 + \frac{k^2(1+k^2)}{1+k^2(7+7k^2+k^4)} \right]$$

oder

$$S = \frac{1}{\max w} \cdot \frac{pl_a^2}{8(1+k^2)} \left[1 + \frac{k^2(1+k^2)}{1+k^2(7+7k^2+k^4)} \right]$$

abgekürzt

$$S = \alpha \cdot \frac{pl_a^2}{\max w}$$

Der Wert α ist für die verschiedenen Größen von k zwischen 0 und 1 ermittelt und in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt. Für l_a ist stets die kleinere der beiden Seiten des Rechtecks einzusetzen.

Die Tabellenwerte lassen sich hinreichend genau auch für die Buckelbleche von Parallelogrammform anwenden, sofern man für l_a und l_b den senkrechten Abstand der gegenüberliegenden Seiten einsetzt.

Dreieckige Buckelbleche lassen sich unter den gleichen Voraussetzungen berechnen wie die rechteckigen. Für eine gleichseitige dreieckige Haut von der Dreieckshöhe l ist nach H. Marcus (S. 136):

$$S = \frac{1}{4} \cdot 0,10547 \cdot \frac{pl^2}{\max w} = 0,0264 \cdot \frac{pl^2}{\max w}$$

Für ungleichseitige und schiefwinklige Dreiecke ist als l ein angemessener Mittelwert einzusetzen.

Formelzusammenstellung.

Berechnung des Horizontalzuges viereckiger Buckelbleche:

$$S = \alpha \cdot \frac{pl_a^2}{\max w}$$

$$k = \frac{l_a}{l_b}$$

wobei $l_a < l_b$;

S in t/m;

$\max w, l_a, l_b$ in m;

p in t/m².

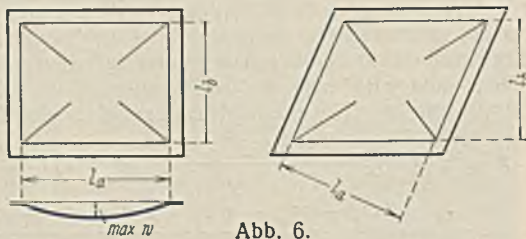


Abb. 6.

Tafel der α -Werte.

k	+ 0,00	+ 0,02	+ 0,04	+ 0,06	+ 0,08
0,0	0,1250	0,1250	0,1250	0,1250	0,1250
0,1	0,1249	0,1248	0,1247	0,1246	0,1244
0,2	0,1241	0,1237	0,1232	0,1227	0,1221
0,3	0,1213	0,1205	0,1196	0,1187	0,1176
0,4	0,1163	0,1152	0,1139	0,1126	0,1112
0,5	0,1098	0,1083	0,1067	0,1052	0,1036
0,6	0,1020	0,1003	0,0987	0,0970	0,0954
0,7	0,0937	0,0921	0,0904	0,0888	0,0871
0,8	0,0835	0,0839	0,0823	0,0807	0,0792
0,9	0,0776	0,0761	0,0746	0,0732	0,0717
1,0	0,0703

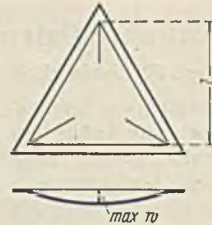


Abb. 7.

Berechnung des Horizontalzuges dreieckiger Buckelbleche:

$$S = 0,0264 \cdot \frac{pl^2}{\max w}$$

S in t/m; $\max w, l$ in m; p in t/m².

Im folgenden wird an einem Zahlenbeispiel die Anwendung des Berechnungsverfahrens und die zweckmäßigste Art der Buckelblechaussteifung bei leichter Fahrbahndecke gezeigt.

Trogbrücke für Brückenklasse II:

- Längsträgerabstand 3,70 m
- Querträgerabstand 3,10 "
- Stich der Buckelbleche 0,12 "

Fahrbahndecke nach Abb. 8.

Eigengewicht:

5 cm Gußasphalt 0,05 · 2500 = 125 kg/m²

Buckelblechausfüllung $\frac{1}{2} \cdot 0,12 \cdot 2500^2 = 150$ "

Buckelblech mit Aussteifungen ≈ 75 "

$g = 350$ kg/m²

$l_a = 3,10 - 0,30 = 2,80$ m

$l_b = 3,70 - 0,20 + 3,50$ m

$k = \frac{l_a}{l_b} = \frac{2,80}{3,50} = 0,80$

$\alpha = 0,0835$

$S_g = 0,0835 \cdot \frac{0,350 \cdot 2,80^2}{0,12} = 1,90$ t/m.

Verkehrslast:

Stoßzahl $\varphi = 1,40$.

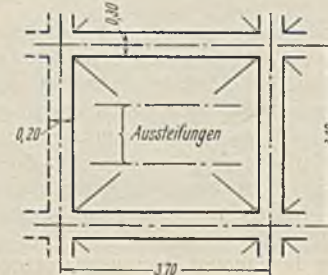
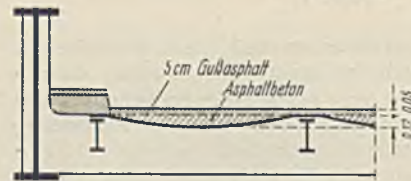


Abb. 8.

5) Für die Berechnung des Rauminhaltes der Buckelung gelten folgende Formeln, bei deren Ableitung die sehr flache Wölbung hinreichend genau als parabolisch angesehen wird.

1. Buckelblech (Abb. 9):

Inhalt der Buckelung:

$$V = 2V_1 + 2V_2$$

$$V_1 = \int_0^{a/2} yz dx$$

$$y = \frac{4f}{a^2} \cdot x(a-x), \quad z = \frac{b}{a}(a-2x)$$

$$V_1 = \frac{4fb}{a^3} \int_0^{a/2} (x^2 a^2 - 3x^2 a + 2x^3) dx$$

$$= \frac{2fb}{a^3} (x^3 a^2 - 2x^3 a + x^4) \Big|_0^{a/2} = \frac{1}{8} \cdot f a b$$

$$= V_2 = \frac{1}{4} \cdot V$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot f a b.$$

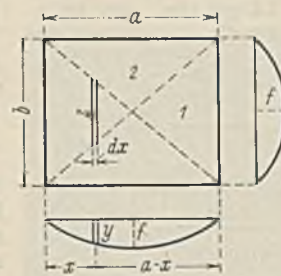


Abb. 9.

2. Tonnenblech (Abb. 10):

Inhalt der Wölbung:

$$V = V_1 - 2V_2$$

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot f a b$$

$$V_2 = \int_0^c yz dx$$

$$y = f \cdot \frac{x}{c}, \quad z^2 = b^2 \cdot \frac{y}{f} = b^2 \cdot \frac{x}{c}$$

$$V_2 = b f \int_0^c \left(\frac{x}{c}\right)^{\frac{3}{2}} dx = \frac{2}{5} \cdot b f \left(\frac{x}{c}\right)^{\frac{5}{2}} \Big|_0^c$$

$$= \frac{2}{5} \cdot f b c$$

$$V = \frac{2}{3} \cdot f a b - \frac{4}{5} \cdot f b c$$

$$V = \frac{2}{15} \cdot f b (5a - 6c).$$

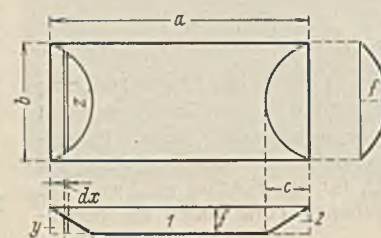


Abb. 10.

Auf ein Buckelblechfeld entfallen zwei Hinter-
räder der Dampfwalze $2 \cdot 4,5 \dots = 9,00 \text{ t}$
Menschengedrange neben der Dampfwalze $(3,5-2,5)$
 $\cdot 2,8 \cdot 0,45 \dots = 1,26 \text{ t}$
zusammen $10,26 \text{ t}$

oder

$$p = \frac{10,26}{3,5 \cdot 2,8} = 1,04 \text{ t/m}$$

$$S_p = 0,0835 \cdot \frac{1,04 \cdot 2,80^2}{0,12} = 5,65 \text{ t/m}$$

$$S = S_g + \varphi \cdot S_p = 1,90 + 1,40 \cdot 5,65 = 9,80 \text{ t/m.}$$

Die Randträger erhalten aus der gesamten Belastung, wie anderweitig ermittelt, das senkrechte Moment

$$\max M_x = 6,70 \text{ tm.}$$

Hierfür allein würde genügen ein

$$I \text{ 28 mit } W = 542 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{670\,000}{542} = 1240 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Ohne Aussteifungen des Buckelblechs ergibt die oben errechnete Kraft S , da die leichte Fahrbahndecke keine wesentlichen Kräfte aufnehmen kann, im Längsträger ein waagerechtes Moment

$$M = 9,80 \cdot \frac{3,10^2}{8} = 11,8 \text{ tm,}$$

d. h. eine außerordentlich hohe Belastung, die eine starke waagerechte Durchbiegung selbst eines entsprechend verstärkten Längsträgers hervorrufen würde.

Es werden daher als Aussteifungen 2 — \bullet 100 · 6 in die Wölbungen der Buckelbleche eingeschweißt (vgl. auch Abb. 12).

Auf eine Aussteifung entfällt die Kraft

$$P = S \cdot \frac{3,10}{3} = 10,1 \text{ t.}$$

Für den Druckquerschnitt kann ein angemessener Streifen des auf Zug beanspruchten Buckelblechs mit herangezogen werden. Dann ist nach Abb. 11:

$$F = 23,78 \text{ cm}^2, i_x = 3,36 \text{ cm}, S_x = 3,70 \text{ m,}$$

$$\lambda = \frac{370}{3,36} = 110, i_x = 2,86 \text{ cm,}$$

$$\sigma = 2,86 \cdot \frac{10\,100}{23,78} = 1210 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Als Längsträger ist ein IP 22 erforderlich mit $W_x = 732 \text{ cm}^3, W_y = 258 \text{ cm}^3.$

Es ist

$$\max M_x = 6,70 \text{ tm, } \max M_y \approx 9,80 \cdot \frac{1}{10} \left(\frac{3,10}{3} \right)^2 = 1,05 \text{ tm;}$$

$$\sigma = \frac{670\,000}{732} + \frac{105\,000}{258} = 915 + 405 = 1320 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

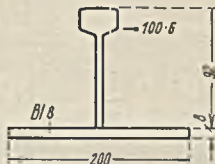


Abb. 11.



Abb. 12.

Abb. 12 zeigt die Ausführung derartiger Aussteifungen für eine Deckbrücke der Brückenklasse I, nämlich für Bauwerk 65 der Reichsautobahn Hamburg—Lübeck, Unterführung der Fackenburg Allee in km 55,2 + 60. Die Abmessungen der Buckelbleche sind $2,98 \times 2,85 \text{ m}$. Diese eingeschweißten Aussteifungen sind sehr wirtschaftlich, da mit geringem Materialaufwand eine kräftige Aussteifung der Felder erreicht wird.

Sie werden im allgemeinen nur in der Querrichtung der Brücke zur Entlastung der Randträger erforderlich sein. Besondere Aussteifungen in der Längsrichtung sind im vorliegenden Falle entbehrlich, da die Buckelbleche der anschließenden Felder, am Ende der Brücke aber die breiten Schleppbleche eine genügende Aussteifung der Querträgerobergurte gegen die längsgerichteten waagerechten Kräfte des jeweils von den schweren Raddrücken der Fahrzeuge belasteten Feldes darstellen. Ist jedoch z. B. bei längeren Überbauten an den Auflagern eine Fahrhahnunterbrechung vorhanden, so ist für die Aufnahme der am Endquerträger freiwerdenden Kräfte durch Anordnung von Aussteifungen auch in der Längsrichtung oder durch entsprechende Verstärkung des Endquerträgers Sorge zu tragen.

Die hier beschriebene Aussteifung der Buckelbleche durch Wulstelsens ist bei einer Reihe von Überbauten der Reichsautobahn Hamburg—Lübeck bereits ausgeführt worden.

Da die Wölbung der Buckelbleche niemals vollständig gleichmäßig ausfällt, müssen die Steifen einzeln eingepaßt werden. Bei der werkstattmäßigen Ausführung hat sich gezeigt, daß diese Arbeit ohne weiteres ausführbar ist und keine größeren Schwierigkeiten bereitet als z. B. das Anpassen von Stößen, Anschlüssen usw. Für die Montage großer und flacher Buckelbleche haben die Aussteifungen den Vorteil, daß sie diese sonst vor dem Einbau sehr beweglichen Bleche sehr gut versteifen. —

Die vorliegende Arbeit ist ein Versuch, die in den Buckelblechen wirksamen Kräfte wenigstens ungefähr zu erfassen und ihnen zu begegnen; es wäre sehr erwünscht, die vorstehend beschriebenen versteiften Buckelbleche mit leichter Fahrbahndecke auch durch Versuche zu erproben.

Vermischtes.

Richtlinien des Amtes für deutsche Roh- und Werkstoffe zur Regelung der im Zuge des Vierjahresplanes anfallenden Bau-tätigkeit.

Vorbemerkung. Nach einem von Major Dr.-Ing. Czimatis, Chef der Abteilung I des vorstehend genannten Amtes, vor der Fachpresse am 19. Juli 1937 gehaltenen Vortrage über „Organisation des Vierjahresplanes, Gesamtplanung, Aufgaben d. Abteilung I“ hat der Vierjahresplan zwei Ziele:

1. den Aufbau einer gesunden und schlagkräftigen Gesamtwirtschaft;
2. die Erzielung höchster produktiver Leistungsfähigkeit.

Wichtigste Grundlage ist die nationale Rohstoffsicherung. Besonderes Merkmal des Vierjahresplanes ist die Erfüllung bestimmter Ziele in befristeten Zeitabschnitten.

Die neuartigen Aufgaben erforderten unbeschadet der uneingeschränkten fachlichen Tätigkeit der Ministerien ein besonders hierfür zugeschnittenes Instrument in der Hand des Ministerpräsidenten Göring als Beauftragten für den Vierjahresplan.

Die Gliederung der Dienststellen des hierfür gebildeten „Amtes für deutsche Roh- und Werkstoffe“ ergibt sich aus dem Erlaß des Ministerpräsidenten über die Durchführung des Vierjahresplanes vom 22. 10. 1936 und späteren Ergänzungen, insbesondere Erlaß vom 3. 7. 1937 (Ernennung des Generalbevollmächtigten für die Eisen- und Stahlbewirtschaftung) und Erlaß vom 12. 7. 1937 (Verteilung der bisherigen Aufgaben der Geschäftsgruppe Rohstoffverteilung).

Für das Roh- und Werkstoffprogramm hat der Chef des genannten Amtes die volle Verantwortung. Die vom Amt aufgestellte „Gesamtplanung“ enthält ausführlich die Grundlagen für das deutsche Erzeugungsprogramm an Roh- und Werkstoffen. Die Bearbeitung der Gesamtplanung geschieht in der Abteilung I des Amtes, der weiterhin folgende Aufgaben obliegen:

Die Behandlung der organisatorischen, sozialpolitischen und produktionstechnischen Arbeiten, soweit sie gemeinsame grundlegende Aufgaben-gebiete sämtlicher Abteilungen des Amtes betreffen. Ferner Rechtsfragen, Statistik, Rohstoffversorgung der Vorhaben der Gesamtplanung, Verwaltung der Kontrolle der Kontingente, Ausweitung der Schlüsselindustrien, Arbeitseinsatz und Siedlungswesen, Raumordnung.

Die Abteilung I hat zunächst die folgenden Richtlinien erlassen¹⁾:

1. Richtlinien für die Bauherren von Industrie- und Siedlungsbauten des Vierjahresplanes zur Herbeiführung einer rationellen Bauausführung, vom 5. 3. 1937. (Abgedruckt im Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 29, S. 743.)
2. Richtlinien für die Einsparung von Baueisen bei den Industrie- und Siedlungsbauten des Vierjahresplanes vom 8. 3. 1937. (Abgedruckt im Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 29, S. 743/5.)

Hieraus sei hier folgendes wiedergegeben:

I. Allgemeines.

II. Bauplanung.

a) Industrielle Bauten.

Der Stahlskelettbau erfordert von allen Bauweisen die größte Eisenmenge. Trotzdem eignet er sich zu Bauvorhaben, die aus zwingenden

¹⁾ Vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 29, S. 743 ff.

²⁾ Vgl. hierzu die Verordnung des Reichsarbeitsministers vom 30. 6. 1937 sowie den Runderlaß des preuß. Finanzministers vom 16. 7. 1937, Bau-techn. 1937, Heft 33, S. 435/6.

Gründen entweder möglichst rasch, oder bei anhaltend strenger Kälte errichtet werden müssen, oder wo ihn besondere technische Gründe, wie z. B. die Eigenart des in ihm vorgesehenen Fabrikationsbetriebes usw. notwendig machen. In allen Fällen bedarf die Anwendung der Stahlskelettbauweise zu Bauten des Vierjahresplanes der besonderen Genehmigung des Amtes für deutsche Roh- und Werkstoffe.

Der Eisenbetonskelettbau benötigt bei gleichwertiger Güte und Haltbarkeit nur 30 bis 40 % der Eisenmenge des reinen Stahlskelettbauwesens, die durch Anordnung durchlaufender Balken oder Gerbergelenkbalken noch wesentlich verringert werden kann.

Die Spannbetonweise kann in vielen Fällen mit Erfolg angewendet werden; bei ihr sind noch größere Eiseneinsparungen als bei der Eisenbetonbauweise mit schlaffer Bewehrung gegeben.

Der Massivmauerwerkbau ist in den meisten Fällen vollwertiger Ersatz für die Skelettbauweise. Die Außenwände und Pfeiler sind aus Mauerwerk oder Stampfbeton herzustellen. Das Dach ist nur auf senkrecht abzuleitende Lasten zu konstruieren.

Der Hallenbau schließt bei weitgespannten Hallen in den meisten Fällen die Verwendung von Mauerwerk aus. Als Ersatz kommt immer nur der Eisenbetonskelettbau in Betracht.

Fundamente sind auch bei schweren Lasten in verstärktem Stampfbeton statt in Eisenbeton überall da auszuführen, wo es die örtlichen Verhältnisse zulassen. Eisenbeton ist nur dort zu verwenden, wo aufgehende Bauteile durch Rundeisenverankerungen mit dem Fundament in feste Verbindung gebracht werden müssen, oder wo nach den statischen Berechnungen Stampfbeton nicht genügt.

Stützmauern aus Eisenbeton können in den meisten Fällen durch Schwergewichtsmauern aus Stampfbeton, Bruchsteinmauerwerk oder durch Erddruckgewölbe ersetzt werden.

Spundwände, Rammfähle usw. aus Eisen lassen sich je nach der Untergrundart durch hölzerne Spundwände, Holzaustrichtung, Betonrohr- oder -rammpfähle ersetzen. In der Anwendung des Kohlensäure-Gefrierverfahrens besteht in vielen Fällen eine weitere Möglichkeit, mit geringstem Eisenverbrauch bei der Umschließung von Baugruben auszukommen.

Dach- und Deckenkonstruktionen sind ganz besonders auf Sparmöglichkeiten hin zu überprüfen. Holzdächer und -decken sind mit Fabrikbauten aus mancherlei Gründen nicht vereinbar. Bei Hallenbauten sind jedoch eiserne Dachkonstruktionen möglichst durch freitragende imprägnierte Holzbinder oder durch Eisenbetonkonstruktionen zu ersetzen. Jeder metallische Dachbelag muß unterbleiben. Fensterrahmen aus Holz sind bei Fabrikfenstern zu vermeiden, jedoch ist für sie weitgehend Kunstpreßstoff statt Eisen zu verwenden.

b) Siedlungsbauten.

(S. Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 29, S. 744.)

3) Richtlinien zur Sicherstellung der termingerechten Durchführung der Bauvorhaben des Vierjahresplanes vom 14. 3. 1937. (Abgedruckt im Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 29, S. 745/6.)

Lagerschuppen für eine Zementfabrik in Nazareth, Pa. Eng. News-Rec. 1937, Bd. 118, Nr. 8 vom 25. 2., S. 291, berichtet über die Bauausführung eines Lagerschuppens für die Lone Star Cement Corp. in Nazareth, bei dem das tonnenförmige Eisenbetondach von Seitenwänden getragen wird, die gleichzeitig als Stützwände für das eingelagerte Zementgestein ausgebildet sind. Das eigentliche Tragwerk der Wände wird aus lotrechten Rippen gebildet, die in Abständen von 4,85 m angeordnet sind; diese Rippen dienen auch zur Unterstützung der Kranträger. Das Förderband zum Einbringen des Lagergutes verläuft in einem Kanal am Fuße der einen Giebelwand. Ebenso ist in einer Seitenwand eine Fördergalerie vorgesehen, wie dies aus Abb. 1 ersichtlich ist.

Abgesehen von der Bauform ist der Lagerschuppen noch bemerkenswert wegen der Herstellung in einer Gleitschalung während der kalten Jahreszeit. Für die lotrechten Teile mit Ausnahme für die Rückwand wurde schnellbindender Zement verwendet, so daß bereits nach vierstündiger Abbindezeit die Wanderschaltung hochgerückt werden konnte. Bei den waagerechten Tragteilen war eine 24-stündige Abbindezeit vor-

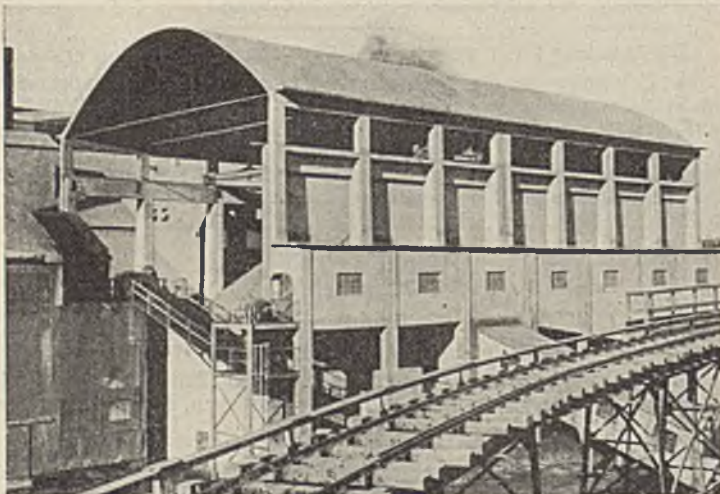


Abb. 1.

gesehen. Das Dachgewölbe wurde durch Abdeckung vor der Frosteinwirkung geschützt.

Abb. 2 zeigt die architektonische Form des Schuppens und läßt das Dachgewölbe erkennen, dessen Dicke im Scheitel 15,5 cm und an den Kämpfern 31 cm ist. Die Gesamtlänge des Gewölbes bzw. des Schuppens ist 34,5 m, eine Dehnungsfuge teilt es in zwei Teile von 15 und 19,5 m Länge. Die Zugstangen zur Aufnahme des Gewölbeschubes bestehen aus zwei Rundstahlstangen von 57 mm. Das Dachgewölbe ruht einerseits auf einem Gleitlager, andererseits auf einem festen Lager auf den Wandstützen. Die Betonierung geschah ebenfalls mittels einer Wanderschaltung, die auf den vorher fertiggestellten Kranträgern und auf einem in der Mittellinie des Schuppens verschiebbaren Holzgerüstruhe. Die Betonierungsarbeiten wurden in sieben Arbeitsabschnitten ausgeführt. Für die richtige Einlagerung der Stahlbewehrung (Rundstäbe 19 mm Durchm.) waren besondere Unterstüzungseinlagen auf der Schalung vorgesehen.

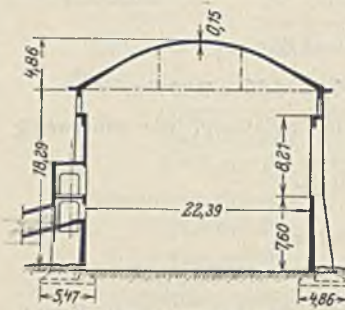


Abb. 2.

— Zs —

Patentschau.

Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton. (Kl. 84c, Nr. 608 309 vom 1. 11. 1927 von Cie Intle des Pieux Armés Frankignoul, Sté Ame in Lüttich, Belgien.) Um das Herabsinken des Betons bei jedem Anheben des Rammkerns, also die selbsttätige Zufuhr des Betons zu sichern und gleichzeitig zu verhindern, daß der Beton bei der Stampfbewegung des Rammkerns wieder zurücktritt, wird der Rammkern hohl ausgebildet und der am Vortreibrohr 1 angebrachte Einguß 22 bei der Bewegung des hohlen Rammkerns 4 durch eine Kulisss 24 des letzteren hindurchgeführt, die durch einen Ansatz 23 des Eingusses verschlossen wird. Ferner ist am Einguß durch eine Stange 25 eine stampfartige Vorrichtung 29 angebracht, die den Beton beim Hochheben des Rammkerns zurückhält. Zur Führung des Rammkerns dienen Führungskörper 8, 9, die am Rohr 1 bzw. am Rammkern 4 sitzen. Um das Festsetzen des Betons in dem Ringraum 19 zu verhindern und das Herabfallen des Betons zu beschleunigen, sind am Rammkern keilförmige Vorsprünge vorgesehen; ferner dienen am Rammkern vorstehende Arme zum Durchkneten und Lockern des Betons im Ringraum 19. Im Rammkernfuß ist eine in der Mitte verengte Öffnung 28 vorgesehen, die sich beim Stampfen durch Beton schließt, nach dem Hochheben des Rammkerns aber durch den Beton lockernde Schläge des Rammkerns wieder freigelegt wird. Bei der Herstellung des Pfahles schlägt der Rammkern 5 auf den Schlagkopf 3 des Rammkerns 4, der auf der am Fuß des

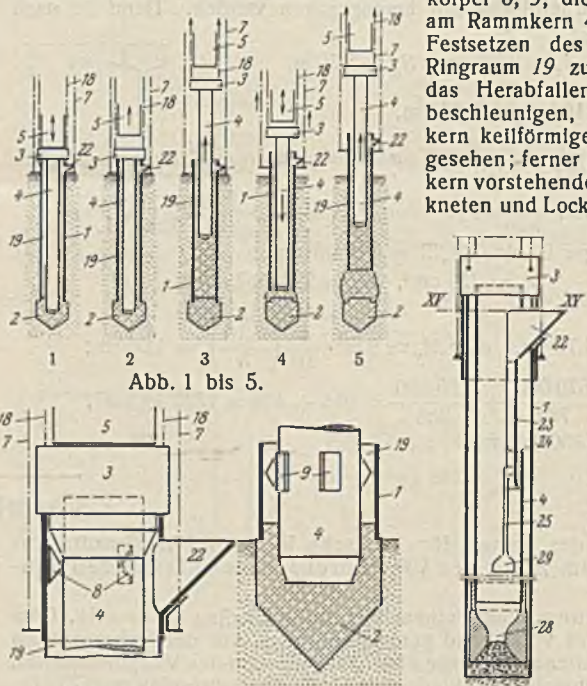


Abb. 1 bis 5.

Abb. 6.

Abb. 7.

Abb. 8.

Vortreibrohres 1 lose angebrachten Vortreibspitze 2 aufsetzt, wodurch das Rohr 1 in den Boden eingetrieben wird (Abb. 1). Sodann wird der Bär 5 hochgenommen (Abb. 2) und in den Ringraum 19 durch den Einguß 22 Beton eingefüllt. Hierauf wird der Bär weiter gehoben (Abb. 3) und der Rammkern mittels der Ketten 18 angehoben, so daß Beton unter den Rammkern gelangt (Abb. 4). Der Rammkern 5 schlägt auf den Kopf 3 und auf den Rammkern 4, der herabsinkt und den unter ihm befindlichen Beton verdichtet, während gleichzeitig das Rohr 1 durch die Ketten 7 um ein bestimmtes Maß hochgezogen wird (Abb. 5). Schließlich wird der Bär wieder hochgenommen und der Rammkern durch die Ketten 18 wieder angeliftet, so daß neuer Beton aus dem Ringraum 19 unter den Stempel gelangt. In dieser Weise wird fortgefahren, bis der Pfahl fertiggestellt ist.

INHALT: Die Instandsetzung der gewölbten Eisenbahnbrücke über das Beuthener Wasser bei Gielwitz. — Großräumige Salzlagerhallen in Holz. (Schluß.) — Buckelbleche der Leichtfahrbahnen, ihre Berechnung und Ausstufung. — Vermischtes: Richtlinien des Amtes für deutsche Roh- und Werkstoffe. — Lagerschuppen für eine Zementfabrik in Nazareth, Pa. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.