DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 26. Juni 1931 | Heft 13

Über den Stahlbau der Großbäckerei der Berliner Konsum-Genossenschaft in Spandau-Haselhorst.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin.

Ende 1930 ist im Nordwesten Berlins ein Bauwerk vollendet worden, das bei seiner Eigenart und Größe, bei der Schnelligkeit und Sicherheit der Ausführung das Interesse der Fachkreise voll beanspruchen darf; ein Betriebsbau neuzeitlicher Form und Baugesinnung, geschaffen aus dem Bau- und Zweckgedanken in der Gemeinschaftsarbeit von Architekt und Ingenieur, ein Unternehmen großen Stils, das einer besonderen Betrachtung wert erscheint.

Dieses Bauwerk betrifft eine Großbäckerei, welche die bekannte, ebenso rührige wie weitverzweigte Konsum-Genossenschaft e. G. m. b. H. von Berlin und Umgegend auf dem von ihr erworbenen Waldgelände in Spandau-Haselhorst nach großzügigen Dispositionen und Bauplänen errichten ließ und vor einiger Zeit dem Betrieb übergeben hat.

Neben den Kraftwerken „Klingenberg" und „West" ist dieses Bauwerk wohl der größte zeitgemäße Stahlskelettbau Berlins.

Auf dem Grundstück von 500 m Länge und 122 m Breite waren zwei gesondert arbeitende Betriebe vorgesehen, und zwar an der Südgrenze entlang ein Zentrallager-Gebäude und ihm parallel und gegenüber an der Nordseite die Großbäckerei-Anlage, die uns hier allein interessiert. Neben diesen Hauptanlagen sind, wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt, auf dem Grundstück noch andere Betriebs- und Nebengebäude errichtet, und zwar für die technische Zentrale, das Kesselhaus, den Fastagenschuppen, die Garage mit Tank, eine Wohnhausgruppe, ein Pförtnerhaus usw.

Die neue Bäckerei dient dem einheitlichen Zweck, in einem völlig neuzeitlich, produktiv und rationell eingerichteten sowie sozial und hygienisch ausgestatteten Großbetrieb Backware verschiedenster Art in moderner Fließarbeit und Massenproduktion herzustellen und den vielen Zweigstellen dieses Konsums zuzustellen.

Auf den Betriebs- und Organisationsgedanken und die dazu unentbehrlichen Dispositionen für Bedienung, Verwaltung und Nebenbetriebe ist das ganze Bauunternehmen der Bäckerei klar, einfach und übersichtlich aufgebaut, das in Einrichtung und Gestaltung seinen vollendeten Ausdruck bekam. Die Schaffung des neuen Bauwerkes war eine große und interessante Aufgabe; es sollte den vielfachen Ansprüchen des gesamten Betriebes sowie weitgehenden hygienischen und sozialen Anforderungen genügen.

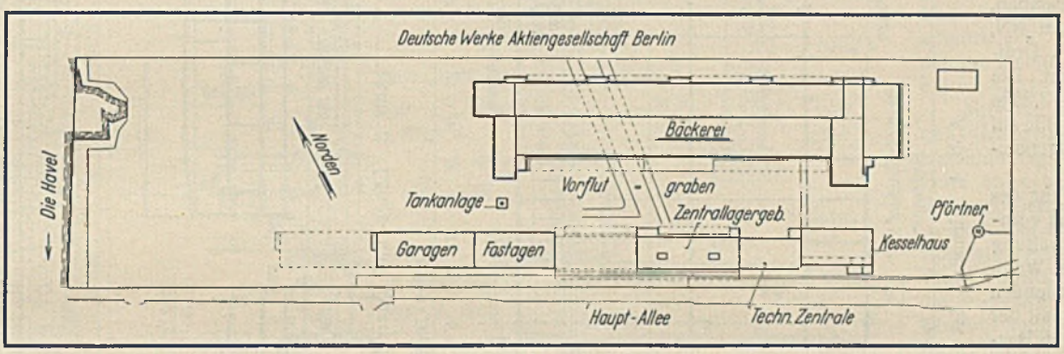


Abb. 1. Lageplan.

Für den konstruktiven Aufbau des Gebäudes der Bäckerei schien der Entwurfs- und Bauleitung ein auf Eisenbeton-Unterbau gestütztes Stahlskelett mit Ausmauerung in Klinkerverblendung sowie mit Trägerrosten für die massiven Geschoß- und Dachdecken am geeignetsten, und zwar in der klaren Erkenntnis der großen Vorzüge des Stahlbaues, die u. a. gerade die bei dem unsicheren Baugrund erwünschte Unempfindlichkeit und Gewichtserleichterung des Aufbaues, schnelle Hochführung, gute Raumausnutzung, die Anordnung großer Fenster und leichte Veränderungsmöglichkeit bieten.

Abb. 2 veranschaulicht die imponierende Größe und die raumgegliederte, lebendige Gestaltung des Bauwerkes inmitten des Forstes.

Die zu einer Einheit zusammengeschlossene Gruppe von Baukörpern verschiedener Höhe und Größe für die verschiedensten Zwecke ist aus den Abb. 3 u. 4, dem Grundriß des Erdgeschosses und den Längs- und Querschnitten, zu erkennen. Zum Teil geben diese Pläne auch einen Einblick in die einzelnen Arbeitsvorgänge.

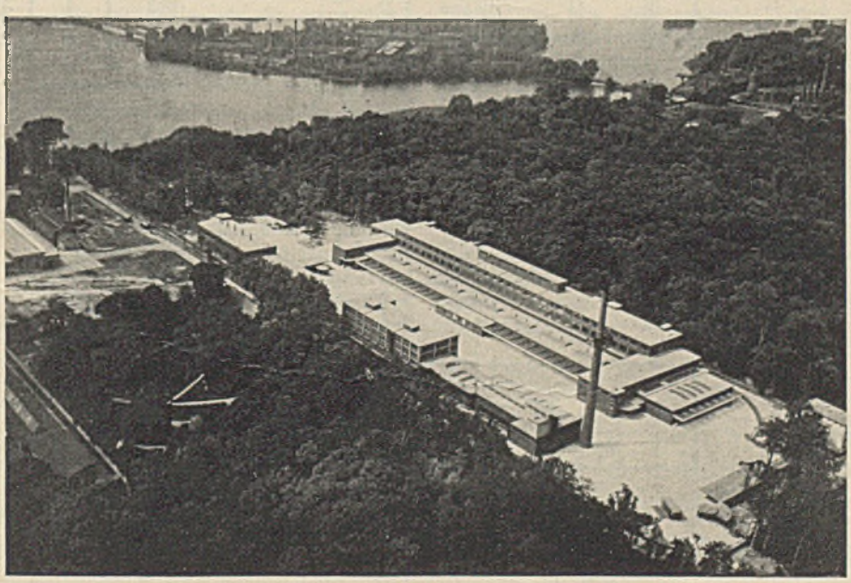


Abb. 2. Fliegeraufnahme der Gesamtanlage.

Als Rohstoffe kommen vor allem in Betracht: Mehl, Zucker, Salz, Zutaten usw., welche mit der Eisenbahn herangeschafft, mit Elevatoren gehoben, in den einzelnen Räumen gelagert, verteilt und dann nach einem Verfahren ungewöhnlichen Ausmaßes und modernen Stils in Backware verwandelt und in der Expeditionshalle zum Absenden bereitgestellt werden.

Im 2. Obergeschoß befindet sich das Mehllager und im mittleren Teil 16 Mehlsilos. Im 1. Obergeschoß sind Vorrats-, Wohlfahrts- und Lagerräume, eine Pfannkuchenbäckerei,

die Teigmisch- und Knetanlage und verschiedene Gärräume untergebracht. Die Verwendung der Räume im Erdgeschoß ist aus den Angaben der Abb. 3 zu ersehen.

Das ganze Gebäude, dessen Hauptfront nach Süden gerichtet ist, hat in der Breite 57 m und in der Länge 228 m größte Ausdehnung, wobei Rampen und Vordächer nicht mitgerechnet sind. Die Stockwerkshöhen sind 3,25 m, 5,75 m, 5,2 m, 4,7 m und 5,9 m. Die Gesamthöhe vom Gelände bis zum Dachfirst stellt sich auf 22,7 m.

Das Gelände liegt am Gebäude auf + 33,3 m NN und das die Haupträume enthaltende Erdgeschoß 1,15 m darüber, in gleicher Höhe wie die Laderampen, d. h. auf + 34,45 m NN, im Entwurfsplan mit Ordinate + 0,0 bezeichnet. Die Kellersohle ist auf — 3,25 m und die Fundamentsohle auf etwa — 4,25 m angenommen.

Bei der Anordnung des Gebäudes mußte von vornherein mit der Erhaltung der Vorflut eines das Waldgelände durchfließenden Grabens und ferner mit der tiefen Lage des guten Baugrundes gerechnet werden.

Der Aufbau des Stahlskeletts, seine Stützen- und Trägerabstände sind der Ausbildung des Gebäudes nach Abb. 4 angepaßt. Die von den einzelnen Trägerlagen in den Decken aufzunehmenden Nutzlasten waren recht erheblich und betrugen:

in den Wohlfahrtsräumen	500 kg/m²
im Mehllager im 2. Obergeschoß . .	800 „
im Salz- und Papierlager im 1. Obergeschoß . .	1500 „
in d. Gärräumen im 1. Obergeschoß . .	1750 „

Außer diesen gleichmäßig verteilten Belastungen waren noch schwere Teigknetmaschinen auf besonderen Trägerlagen abzufangen, ebenso auch eine Transportbahn im 1. Obergeschoß mit 800 kg/lfd. m. Die ebenfalls in Stahlkonstruktion ausgeführten Mehlsilos ergaben bei 7 m Höhe und 1,8 m ⌀ eine Belastung von je 6100 kg, und schließlich betrug das Gewicht der Backöfen im Erdgeschoß 3800 ÷ 4500 kg/m².

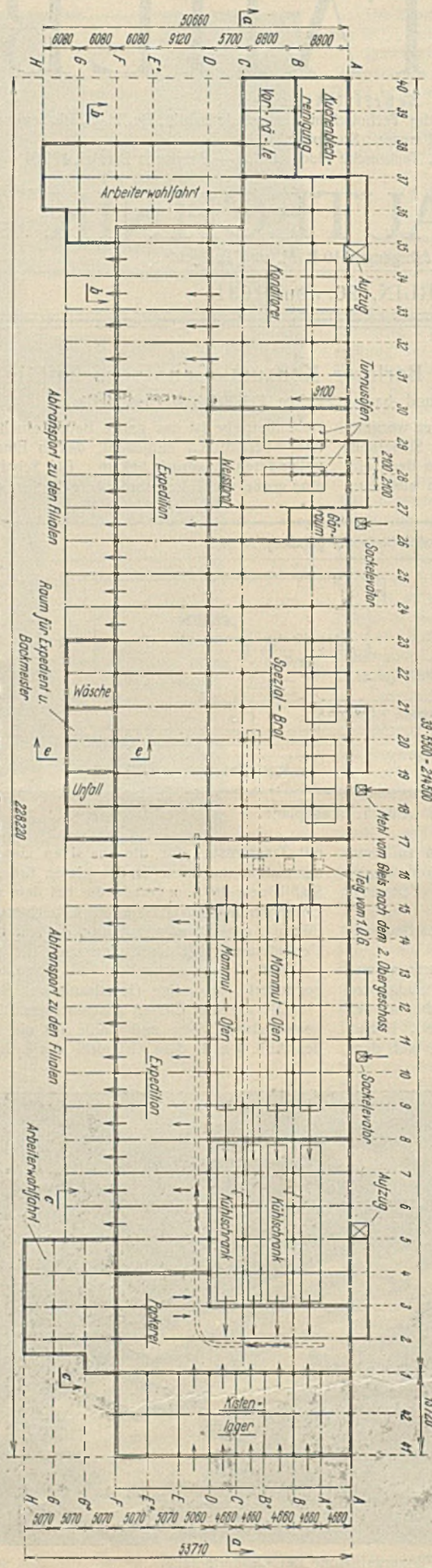


Abb. 4. Grundriß des Großbäckereigebäudes.

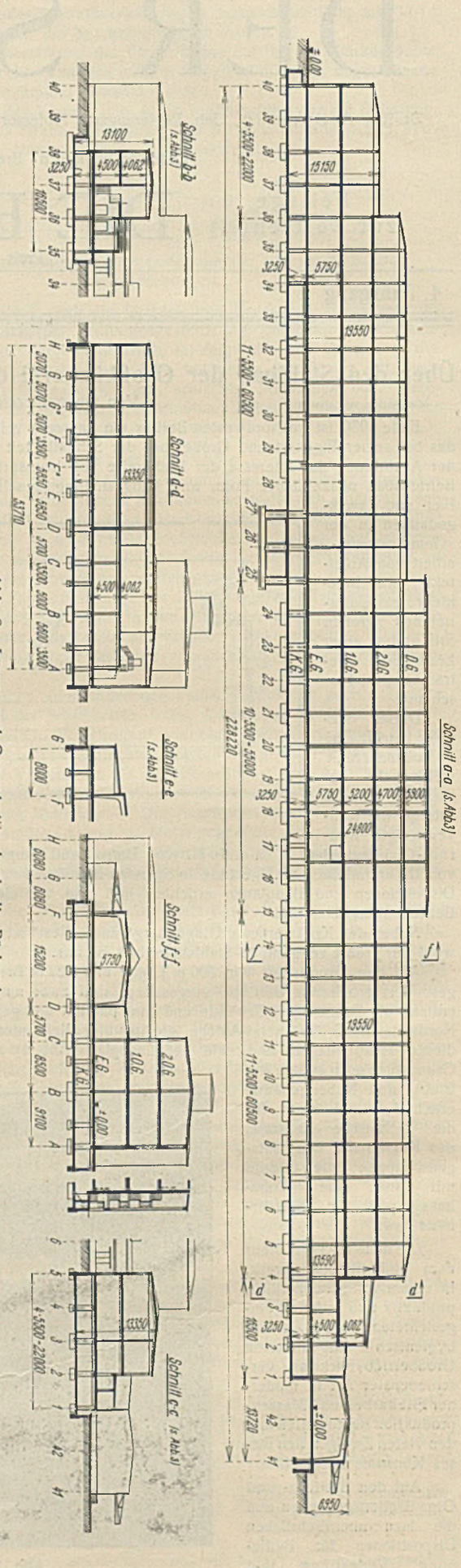


Abb. 3. Längs- und Querschnitte durch die Bäckerei.

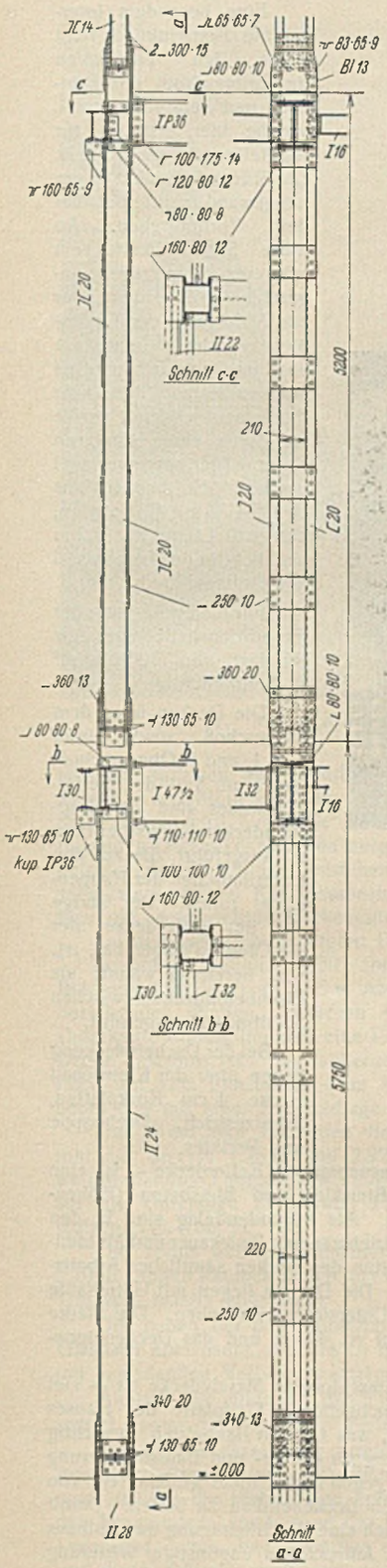


Abb. 5. Außenwandstütze.

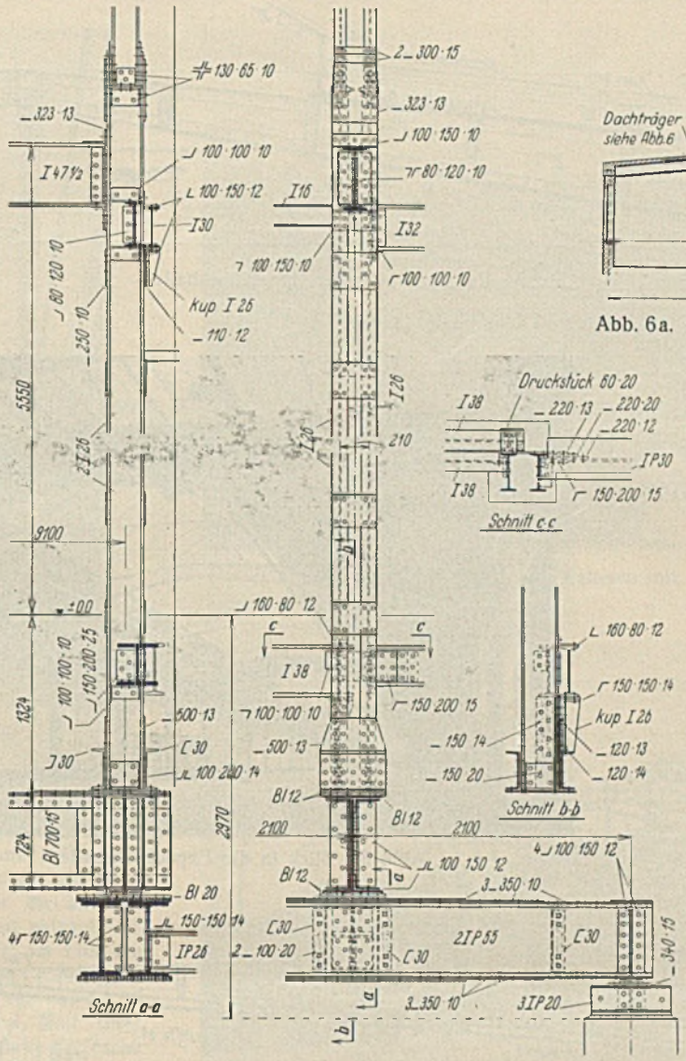


Abb. 7. Stützen und Abfangeträger über dem Vorflutgraben.

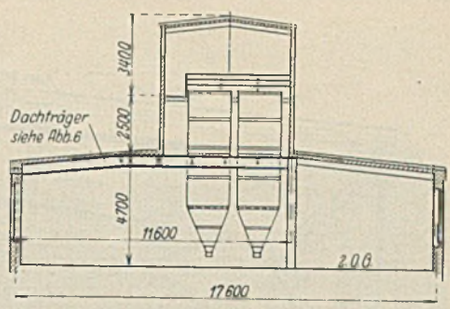


Abb. 6a. Abfangekonstruktion für die Mehlsilos.

Den nach der Anordnung der aufgehenden Stahlstützen eingerichteten und bemessenen, bis 4,25 m unter Erdgeschoßplanum reichenden und ins Grundwasser eintauchenden Unterbau aus Eisenbeton, der den Kellerraum umschließt, bilden die längs 5,5 m und quer 5,7 bis 11,6 m voneinander entfernten, 3 m hohen Säulenstümpfe und die trapezförmigen Grundbalken mit den gegen Wasserauftrieb zwischengespannten, ebenen und dichten Grundplatten unter der Kellersohle. Die Balken, in die die Betonstützen eingespannt sind, haben Querschnitte von 0,9 × 0,6 m und von 1,8 × 3 m. Die Grundplatte spannt sich zwischen Eisenbetonbankettstreifen, die die einzelnen Stützen miteinander verbinden, d. h. die Gesamtfundierung ist ein zusammenhängendes Netz von Eisenbeton-Längs- und Querbalken, wobei letztere als Bindungs- und Aussteifungsbalken dienen. Die Säulenstümpfe, quadratisch geformt, im Höchstfall 1,3 × 1,3 m stark, tragen am Kopf unmittelbar die Stahlkonstruktion aus Stützen und Deckenunterzügen. Sie sind aus Stampfbeton in steifer Verbindung mit der Balkengrundplatte hergestellt und für eine zulässige Beanspruchung des Säulenquerschnitts von 28 kg/cm² bemessen; der größte Stützendruck stellt sich auf rd. 420 t.

Mit einer zeitweisen Absenkung des Grundwassers und mit der Durchführung des Vorflutgrabens in Form eines armierten Betonkanals im neuen Gebäude mußte gerechnet werden. An der Stelle, wo an der Nordseite der Kanal in das Gebäude eintritt, d. i. die Stelle, wo die Turnusöfen stehen, mußte zur Überbrückung des Kanalquerschnitts eine Frontstütze mit einer Gesamtlast von 236 t abgefangen werden.

Das ganze Gebäude ist bei einer Gesamtlänge von 228 m durch zwei Dehnungsfugen der Längsrichtung nach in drei Teile geteilt.

Die Stahlstützen sind mittels einer besonderen Fußkonstruktion auf den Stützen des Kellergeschosses bzw. des Unterbaues aufgesetzt. An den Außenstützen sind außer den Deckenlasten noch die exzentrisch wirkenden Lasten der die 38 cm starken Außenwände abfangenden, konsolartig angeschlossenen Ringträger aufzunehmen (Abb. 5). Die Stützenquerschnitte sind von Stockwerk zu Stockwerk den aufzunehmenden Lasten angepaßt. Die durch Beibleche gedeckten Stöße liegen wie üblich jeweils unmittelbar über den Fußböden. Verwendet wurden für die Stützen einfache Peiner Breitflanschträger oder zwei durch Bindebleche bzw. durchgehende Platten verbundene I- und auch ⊏-Profile. Die Außenstützen verschwinden zur Hälfte in den Außenwänden. Die innen vorspringenden Teile wie auch alle Innenstützen sind mit Beton ummantelt. Die Ummantelung ist mit glasierten Wandplatten verkleidet.

Die Stützen sind mit den Trägerrosten des Daches und sämtlicher Decken durch besonders starke Anschlüsse fest verbunden, wodurch auch in der Querrichtung eine ausreichende Windversteifung des Gebäudes erzielt wurde. Die Dachbinder über den Fabrikräumen bestehen aus einfachen I-Trägern, über welchen die ebenfalls aus I-Trägern bestehenden Pfetten gestreckt sind. Die Trägerroste der Decken sind den ungewöhnlich schweren Nutzlasten angepaßt. Als eigentliche Deckenträger wurden einfache I 22 ÷ I 45 sowie auch I P-Träger verwendet. Sie

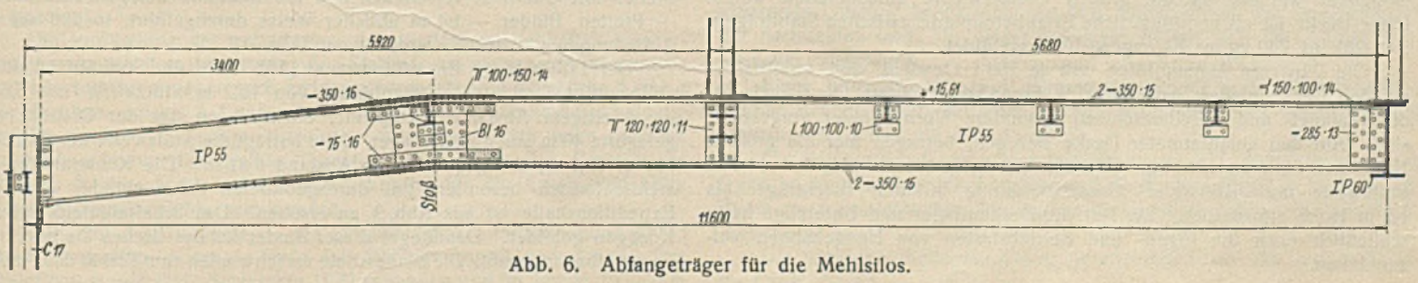


Abb. 6. Abfangeträger für die Mehlsilos.

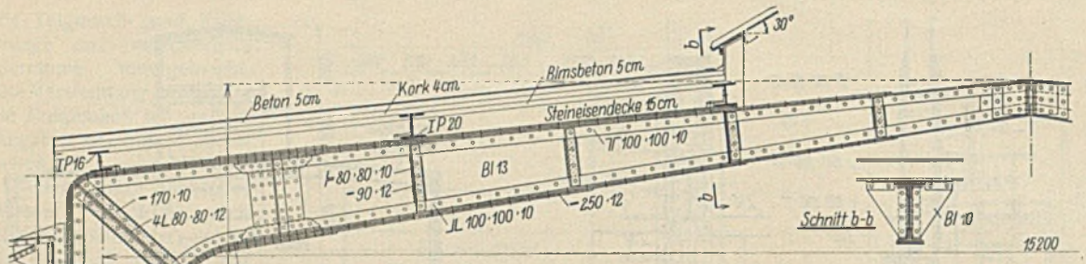


Abb. 9. Rahmenbinder der Expeditionshalle.

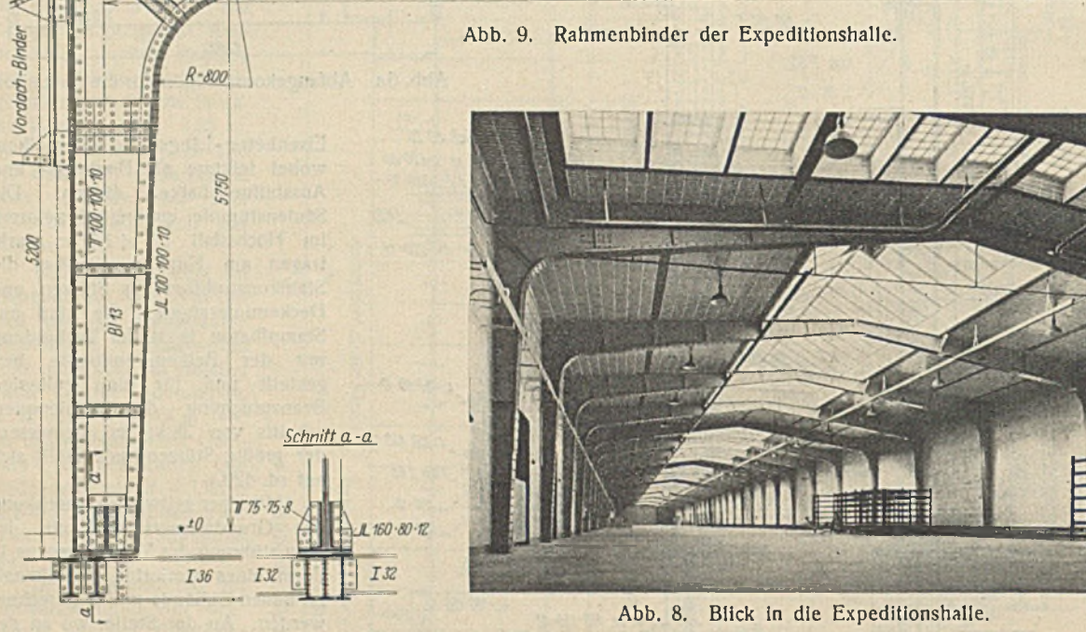


Abb. 8. Blick in die Expeditionshalle.

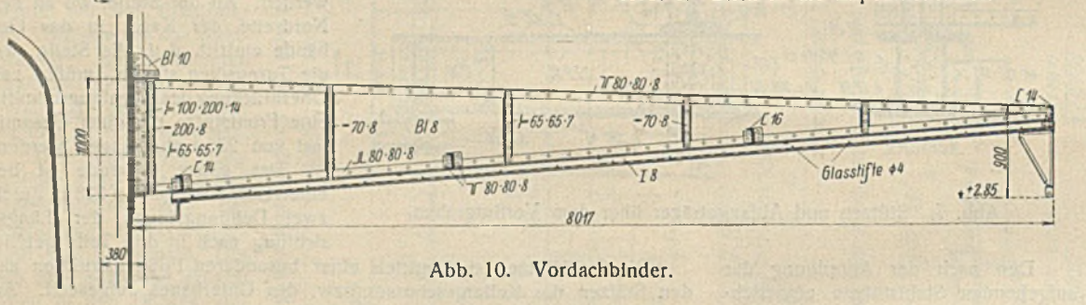


Abb. 10. Vordachbinder.

sind in der Regel 5,5 m weit gespannt und haben 2 m und in Einzelfällen auch 5 m Abstand. Die größten von ihnen aufzunehmenden Deckenlasten betrugen 5160 kg/m², wozu mitunter noch Einzellasten von 125 t kamen. Vielfach mußten im Hinblick auf die schweren Lasten in den durch die Stützen begrenzten Deckenfeldern noch Zwischenunterzüge angeordnet werden, und dadurch ergab sich die Notwendigkeit, zwischen den Stützen sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung kräftige Hauptunterzüge anzuordnen.

Bei der Decke unter dem Mehllager des zweiten Obergeschosses betrug die Nutzlast 3000 kg/m². Der schwerste Unterzug wurde hier bei 11,5 m Stützweite und für eine Gesamtbelastung von 125 t aus einem IP 60 mit drei Platten 350 × 20 gebildet. In dieser Decke waren außerdem die je 6100 kg schweren, aus Stahl konstruierten Mehlsilos mittels eines Stützringes und einer besonderen Trägerlage abzufangen (Abb. 6 u. 6a). Der über den Silos liegende Raum ist als Stahlskelettkonstruktion rd. 5 m über das Hauptdach hinaus ausgebaut. Die Konstruktion ist so eingerichtet, daß sie lose aufzulegende Tezettroste aufnehmen kann, von welchen aus der Raum in mehreren Höhen zwecks Säuberung und Instandhaltung der Silos begangen werden kann.

Auch in der Decke über dem Keller mußten schwere Trägerroste eingebaut werden, da die großen Ofengewichte aufzunehmen waren. Diese Decke ist als kontinuierliche Eisenbetonplatte zwischen Stahlträgern mit 620 bis 740 kg/m² Eigengewicht ausgebildet.

Die schweren Mammutöfen mit je 250 t Gewicht sind unmittelbar auf den Deckenplatten aufgestellt, während für leichtere Öfen sowie für die Teigknet- und Mischmaschinen besondere Wechselträger vorgesehen sind. Auf den Quadratmeter Decke bezogen, betrugen hier die größten Nutzlasten 3800 bis 4500 kg. Für die Unterzüge waren hier bei 11,6 m Stützweite und 5160 kg/m² Gesamtbelastung mitunter Blechträger bis 1,2 m Höhe erforderlich. Ein Teil der Deckenträger und Unterzüge hatte schließlich noch die Eigen- und Betriebslasten von Hängebahnen aufzunehmen.

Eine besonders interessante Konstruktion liegt unter den Turnusöfen (im Erdgeschoß) der Brötchen- und Weißbrotbäckerei, welche hier erstmals zur Aufstellung kamen (Abb. 7). Die Stütze A 28 steht in der Längswand unmittelbar über dem Vorflutgraben. An diese Stütze sollte ein schwerer Blechträger angeschlossen werden, der zur Abfangung der Turnusöfen erforderlich war. Da nun, im Gegensatz zu allen anderen Stützen, diese kein Fundament vorfand, mußte sie durch einen schweren Kastenträger ausgewechselt werden. Er besteht aus zwei I P 55 mit Gurtplatten, hat eine Länge von 4,2 m und liegt in der Längswand des Gebäudes.

Für die Decke unter der Expeditionshalle war eine Nutzlast von 1000 kg/m² zu berücksichtigen.

Die Decken über dem Erdgeschoß sowie über dem 1. und 2. Obergeschoß, ferner ein Teil des Kellergeschosses sind als Hohlsteindecken Kleinscher Bauart ausgeführt, die auf den Unterflanschen der Kappenträger ruhen. Der übrige Teil der Kellerdecke, der die Öfen zu tragen hat, ist, wie bereits erwähnt, als Eisenbetondecke zwischen Stahlträgern ausgeführt.

Bei der Dacheindeckung liegen über der Kleinschen Decke 4 cm Korkplatten, Schutzestrich, Dachpappe und Perlkies.

Bei den Geschoßdecken — mit Ausnahme der Kellerdecke — ist eine Auffüllung bis Trägeroberkante in Bimskies und Bimsbeton (Höhenverhältnis etwa $^2/_3$ zu $^1/_3$) vorgesehen. Als Fußbodenbelag sind in den Lagerräumen Xylolithplatten, in den Betriebsräumen Zwickauer und Muldensteiner Platten gewählt. Die Unterseiten der Decken sämtlicher Arbeitsräume werden mit Fliesen verkleidet. Die Decken liegen mit Unterkante Trägerflansch bündig, so daß ebene Untersichten entstehen. Die Stärke der Decken stellt sich im Mittel auf rd. 40 cm und das Deckeneigengewicht auf etwa 530 bis 750 kg/m².

Eine solche vom Tragwerk steif umschlossene Massivdecke ist — viel mehr als Holz — geeignet, eine durchgehende Steifplatte des Hauses schon im Bauzustand zu schaffen und, was für den Baubetrieb so wichtig ist, eine sofort benutzbare Unterstützung für Geräte- und Baustofflagerung sowie für Weiterarbeit und für einen gegen Unfall mehr gesicherten, von Witterungseinflüssen fast unabhängigen Deckeneinbau zu bieten. Damit ist neben großer Sicherheit natürlich auch eine Beschleunigung des Aufbaus verbunden, die gerade in bestimmten Jahreszeiten ungünstiger Witterung dem Bauherrn, Bauleitung und Unternehmer immer sehr willkommen sein dürfte.

Die Konstruktion des flach geneigten, massiv eingedeckten, an vielen Stellen mit Oberlicht versehenen und mit Ruberoid belegten Hausdaches — Pfetten, Binder — ist in üblicher Weise durchgeführt, so daß auf die Abbildungen verwiesen werden kann.

Der 175 m lange Expeditionsraum (Abb. 8) in der Südfront ist durch vollwandige Dreigelenkrahmenbinder von 15,2 m Stützweite mit 5,5 m gegenseitigem Abstand überspannt, ebenso auch das der Ostfront vorgelagerte 40 m lange Kistenlager. Hier beträgt die Stützweite der Rahmenbinder 13,7 m, ihr gegenseitiger Abstand 4,81 m. Die Konstruktion der architektonisch besonders gut durchgebildeten Rahmenbinder über der Expeditionshalle ist aus Abb. 9 zu ersehen. Das Scheitelgelenk ist aus Knaggen gebildet. Der Riegel dieser Binder ist der flachen Dachrichtung unmittelbar angepaßt. Die Binderstiele verschwinden zum Teil in den Außen-

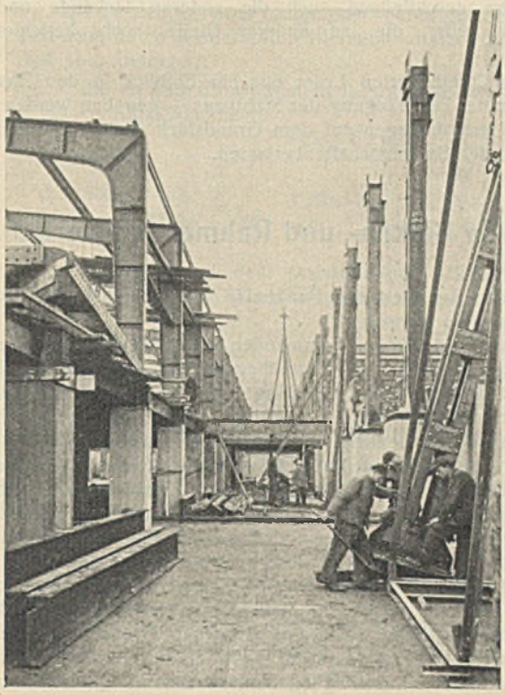


Abb. 11. Montage der Stützen.

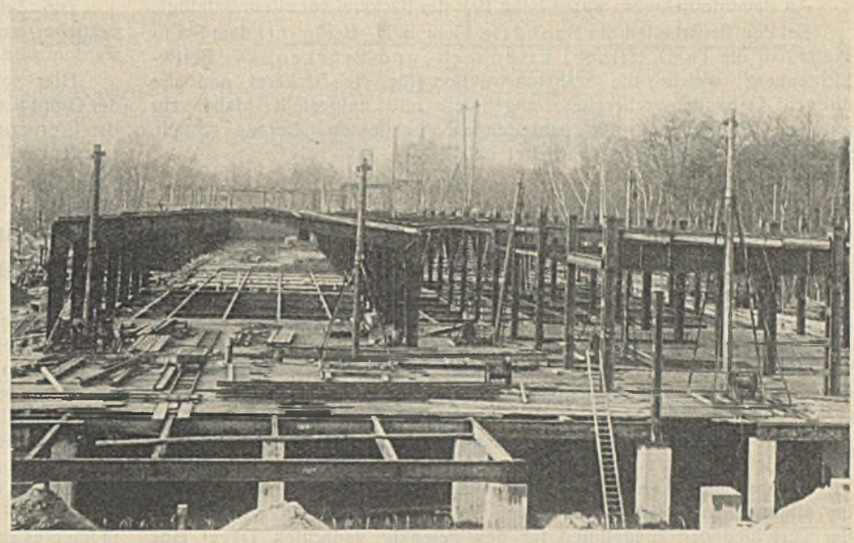


Abb. 12. Montage der Rahmen mit Hilfe von Standbäumen.

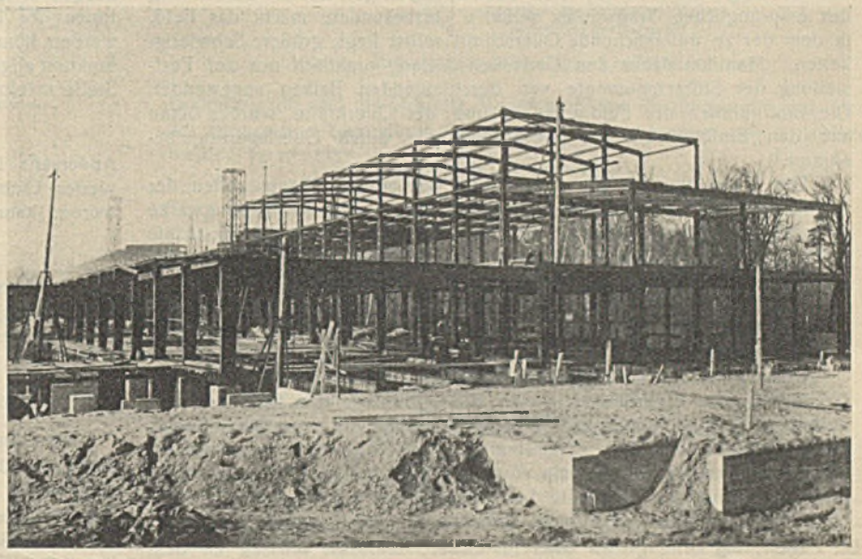


Abb. 13. Montage des 2. Obergeschosses.

wänden, springen aber sonst, wie auch die oberen Riegel, unverhüllt in den Raum vor. Der Horizontalschub der Rahmen wird durch die Unterzüge der darunterliegenden Deckenkonstruktion aufgenommen. Die Fußgelenke der Portalbinder bestehen ebenfalls aus einer sehr zweckmäßigen Knaggenkonstruktion, die auf den hier gut ausgesteiften Deckenunterzügen gelagert ist.

In dem schwach geneigten Dach ist im First ein 5,1 m breites Satteloberlicht angeordnet. Auf den Binderriegeln liegen in 2,55 m Abstand die aus I P 20 bestehenden Pfetten, zwischen welchen, mit ihrer Unterkante bündig liegend, eine 15 cm starke Kleinsche Decke gespannt ist. Zur Isolierung ist auch hier das Dach mit 5 cm Bimsbeton, 4 cm Kork und 5 cm Aufbeton und mit einer Ruberoidlage versehen.

Der 20 cm hohe Fußboden dieser Expeditionshalle ruht auf den in 1,75 m und 2,925 m Abstand 5,50 m weit gespannten Längsträgern I P 32 und I P 38, die sich auf die Unterzüge I P 36 und I P 50 (in der Mitte) stützen (vgl. Abb. 9).

Das rechts sich anschließende Dach des ebenfalls langgestreckten, 6,70 m breiten Raumes neben der Halle ist ebenfalls zwischen einfachem Tragwerk massiv eingedeckt.

Die neben der Expeditionshalle verlaufende Rampe ist mit einem Glasdach überspannt, das die an die Portalpfosten angeschlossenen, 8 m frei ausladenden Vollwandkragträger halten.

Ähnlich wie diese ist die 5 m breite Rampe an der Ostfront überspannt, ferner die 4 m breite Verladerampe an der Nordfront.

Die Vollwandkragträger erreichen eine Größthöhe von 1 m an der Anschlußstelle; sie verjüngen sich nach außen auf 18 cm. Bemerkenswert ist, daß die Pfetten und Sprossen für die Glasvordächer nicht auf den Kragbindern, sondern an der Unterseite angebracht sind, so daß die Untersicht gegen die Vordächer eine vollkommen glatte Fläche ergibt und die Kragbinder nach oben aus dem Glasdach herausragen (Abb. 10).

Die die Räume abschließenden Wände des Gebäudes sind außen zwischen den Stützen mit Klinkerverblendung 38 cm stark, im Innern teils 25 und 13 cm stark, zum Teil auch als durchsichtige Glas-Trenn-Wände ausgebildet.

Die Verbindung des wetterfesten, dauerhaften und lebhaften Klinkermauerwerks mit dem hochstrebenden Stahlbau ist nicht nur bautechnisch und konstruktiv, sondern auch architektonisch als eine glückliche Lösung des Hochbaus solcher Art anzusehen, wie ja auch die äußere Erscheinung des Bauwerks zur Genüge beweisen wird. Diese wird noch gehoben durch Anordnung der großen Fenster (7 × 7 m) in der Front eines Hauses, in dem Licht und Luft eine Wohltat für die Arbeit und Güte dieses Bäckereibetriebes sein werden.

Der Bau der Bäckerei — die Gesamtanlage erforderte über 3000 t Stahlkonstruktion — wurde Ende Juli 1929 in Angriff genommen. Der Skelettbau wurde Ende September 1929 begonnen und im Januar 1930 zum Abschluß gebracht. Im Zusammenhang mit diesem wurde fortschreitend auch die Ausführung der Wände, der Geschoß- und Dachdecken, anschließend der innere Ausbau, die maschinelle Einrichtung und die Installation des Gebäudes durchgeführt. Inzwischen mußte für die Aufnahme des Betriebes der Bäckerei auch erst die Technische Zentrale nebst Kesselhaus vollendet werden.

Es ist demnach ein Bau von diesem Riesenausmaß — Unterbau, Stahlaufbau und Betriebsausstattung — in der überraschend kurzen Zeit von 13 Monaten und einschließlich der Aufstellung der Maschinen für den Betrieb in 17 Monaten vollendet worden, dank der Umsicht und Disposition der Bauleitung und der Unternehmerschaft. Einen bedeutenden Anteil an der einwandfreien und beschleunigten Errichtung des Gebäudes hatten Vorbereitung und Aufstellung der ganzen Stahlkonstruktion, die sich ohne Unfall und schnell vollzog.

Die ausführende Stahlbaufirma konnte trotz der ungünstigen Jahreszeit (kurze Tage, Regen, Frost, Schnee) in jedem Monat etwa 700 t Konstruktion aufstellen. Man darf diese Montagearbeit wohl als eine glänzende Leistung bezeichnen, die den vollen Beifall des Bauherrn und der Architekten fand. In dieser Bauweise äußern sich die großen Vorzüge des Stahlbaues.

Einen interessanten und instruktiven Einblick in die einzelnen Stadien der vor allem mit Standbäumen vorgenommenen Errichtung des Stahlskeletts geben die Abb. 11 bis 13.

Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung für das ganze Unternehmen lagen in den Händen der Architekten B. D. A. Max Taut & Hoffmann Berlin, und des leitenden Architekten der Konsum-Genossenschaft, Fritz Wetstein.

Die Standsicherheitsberechnung ist angefertigt von Ziv.-Ing. M. Salomonsen, Berlin.

An Bauunternehmern waren beim Bau der Bäckerei vor allem beteiligt: Bei den Bauarbeiten die Bauhütte G. m. b. H., Berlin, bei dem Stahlskelettbau die Fa. D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, welche die Stahlkonstruktion für die Bäckerei und die übrigen Gebäude vorbereitet, angeliefert und aufgestellt, dabei zur größten Zufriedenheit der bauleitenden Architekten überaus schnell, störungs- und reibungslos gearbeitet hat.

Zur Zeit werden anschließend auch die anderen Gebäude und Betriebe ausgeführt, über die an anderer Stelle noch berichtet werden wird.

Hier sollte dem interessierten Leser nur ein Einblick in den Bau der Großbäckerei — unter Bevorzugung des Stahlbaus — gegeben werden; die Erörterung der Gesamtanlagen auf dem Grundstück bleibt natürlich berufenen Vertretern der Bauherrschaft überlassen.

Über eine allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken- und Rahmentragwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. St. Szegö und Dr.-Ing. P. Neményi, Berlin.

Bekanntlich läßt sich jede Momenten- bzw. Querkrafteinflußlinie eines statisch unbestimmten Tragwerkes als Biegelinie des gleichartigen Systems niedrigerer Ordnung darstellen, indem man an der Stelle des zu untersuchenden Querschnittes ein Gelenk (bzw. ein Imaginärgelenk) angebracht denkt und an den so geschaffenen „Trägerenden" zwei entgegengesetzt gleiche Drehmomente bzw. Lasten aufbringt. Die zu dieser Belastung gehörige Biegelinie des gedachten gelenkigen Trägers liefert dann die gesuchte Momenten- bzw. Querkrafteinflußlinie.

So anschaulich auch diese Sätze sind, so wenig kann man mit ihnen im allgemeinen praktisch anfangen. In der Tat setzt die Bestimmung der verschiedenen Biegelinien für den gelenkig gedachten Träger eine gründliche Kenntnis der statischen Wirkungsweise eines solchen Tragwerkes voraus und die somit erforderliche Vorberechnung dieses gedachten Tragwerkes ist in vielen Fällen schwieriger als die Berechnung des ursprünglichen Tragwerkes selbst[1]). Insbesondere macht das Feld, in dem der zu untersuchende Querschnitt selbst liegt, größere Schwierigkeiten. Man hat daher den Gedanken bislang praktisch nur zur Feststellung der Stützenmomente von durchlaufenden Balken angewendet. Die Einflußlinien der Feldmomente und der Querkräfte wurden dann aus den Einflußlinien der Stützenmomente durch Überlagerung bestimmt.[2])

Um einen tieferen Einblick in die besonderen Eigenschaften der Momenten- und Querkrafteinflußlinien der Balken- und Rahmentragwerke zu gewinnen und zugleich auch um die rasche und unabhängige Kontrolle einer einzelnen Einflußlinie (die nach einer der eben erwähnten Methoden ermittelt worden war) zu ermöglichen, wird nachstehend die vom zweitgenannten Verfasser in aller Allgemeinheit gegebene neuartige Deutung[3]) der Einflußlinien als Biegelinien für bestimmte konzentrierte Lastgruppen weiter ausgebaut.

Diese neue Betrachtungsweise knüpft — ebenso wie die bisherige Darstellung der Einflußlinien — an den grundlegenden Satz von den virtuellen Verschiebungen an. Während aber bei der alten Darstellungsweise gewisse gedachte Veränderungen am Tragwerk vorgenommen werden müssen, um das Prinzip anwenden zu können, wird nachstehend gezeigt, daß gewisse gedachte Lastgruppen, als äußere Kräfte am unveränderten Tragwerk angebracht, dasselbe zu leisten vermögen.

Die Fragestellung ist: Was für äußere Einflüsse müssen an dem unveränderten Tragwerk angebracht werden, damit die Biegelinie dieser Einflüsse mit der gesuchten Einflußlinie übereinstimmt?

Die äußeren Einflüsse müssen offenkundig so beschaffen sein, daß sie die erforderlichen Knicke bzw. Sprünge der nachgebildeten Biegungslinie hervorzurufen vermögen und bestehen mithin aus konzentrierten Gleichgewichtssystemen, die in den oben erwähnten ausgezeichneten Punkten (Knickstellen bzw. Sprungstellen) angebracht werden müssen.

Die verschiedenen in Frage kommenden Gleichgewichtssysteme können nun von der Einzellast als Grundbegriff (= Lastgruppe erster Ordnung) hergeleitet werden: Die „Änderung" der Einzellast P (auf der unendlich kleinen Strecke d) ergibt die Lastgruppe zweiter Ordnung (auch „Einzelmoment" genannt) mit dem Betrage $P\,d = T =$ konstant (Abb. 1a); die „Änderung" des Einzelmomentes auf der gleichen Strecke ergibt die Lastgruppe dritter Ordnung (auch „Doppelmoment" genannt) mit dem Betrage $P\,d^2 = S =$ konstant (Abb. 1b); ebenso die „Änderung" des Doppelmomentes auf der Strecke d die Lastgruppe vierter Ordnung (auch „Doppelangriff" genannt) mit dem Betrage $P\,d^3 = U =$ konstant (Abb. 1c).

Alle diese Lastgruppen, am unveränderten Tragwerk angebracht, erzeugen Biegelinien, die in passendem Maßstab gemessen, als Einflußlinien der im Lastangriffspunkt wirkenden statischen Größen gedeutet werden können. Bekanntlich ist — wenn $w\,(x, z)$ die Durchbiegungsfunktion allgemein bedeutet — das Biegungsmoment bzw. die Querkraft der Stelle x infolge der an der Stelle z wirkenden Einzellast proportional mit:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\,.$$

Anderseits ist die Durchbiegung infolge der Lastgruppen dritter bzw. vierter Ordnung — wie es durch Grenzübergang leicht nachgewiesen werden kann — proportional mit:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\partial^3 w}{\partial z^3}\,.$$

Aus der Maxwellschen Symmetrieeigenschaft der Verschiebungsfunktion w folgt aber:

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_{\substack{x=a\\z=\alpha}} = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)_{\substack{x=\alpha\\z=a}}$$

und

$$\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right)_{\substack{x=a\\z=\alpha}} = \left(\frac{\partial^3 w}{\partial z^3}\right)_{\substack{x=\alpha\\z=a}}\,.$$

Die Einflußlinie des Biegungsmomentes M_x stimmt somit mit der Biegelinie des an der Stelle x angebrachten Doppelmomentes überein, desgleichen die Einflußlinie der Querkraft Q_x mit der Biegelinie des an der Stelle x angebrachten Doppelangriffs. Aus der Rangordnung der statischen Größen und der Lastgruppen folgt dann ferner, daß die Biegelinie des Einzelmomentes gleichzeitig Einflußlinie des Neigungswinkels und die Biegelinie der Einzellast gleichzeitig Einflußlinie der Durchbiegung ist. Mit der letzten Feststellung schließt die neue Betrachtungsweise an die bekannten Sätze der Statik an[4]).

Um die vorstehenden allgemeinen Sätze zur vereinfachten Berechnung der vielfach statisch unbestimmten Balken- und Rahmentragwerke verwenden zu können, müssen noch die zu der jeweiligen Lastgruppe gehörigen statisch unbestimmten Größen vorweg bekannt sein.

Zieht man die graphische Lösung vor, d. h. will man die Einflußlinien zeichnen, so geht man zweckmäßigerweise von den bekannten Festpunktabständen aus, die man durch das Rittersche Verfahren schnell und unabhängig zu berechnen vermag. Die Stützenmomente infolge der Lastgruppen ergeben sich dann als einfache Funktionen der Laststellung und der Festpunktabstände.

Die zu der wandernden Einzellast des i-ten Feldes (Lastgruppe erster Ordnung) gehörige Stützenmomentenfläche ist in Abbild. 2 dargestellt. Mit den dort eingetragenen Bezeichnungen sind die Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -Pf \cdot \frac{z\,z'\,(2\,l_i - z - 3\,f')}{(l_i - f - f')\,l_i^2}$$

und

$$M_i = -Pf' \cdot \frac{z\,z'\,(2\,l_i - z' - 3\,f)}{(l_i - f - f')\,l_i^2}\,.$$

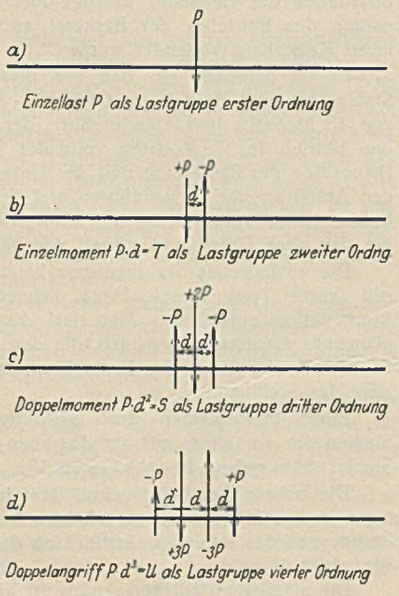


Abb. 1. Darstellung der Lastgruppen.

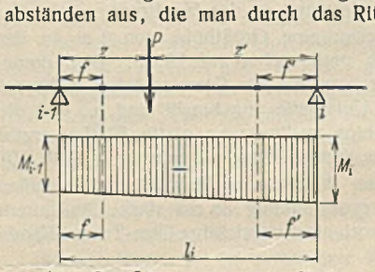


Abb. 2. Stützenmomentenfläche für Einzellast.

---

[1]) Die beiden „Trägerenden" der Hilfskonstruktionen hängen nach Anbringen des „Momentengelenkes" immer noch durch eine Querkraft, beim „Querkraftgelenk" durch ein Moment zusammen, so daß eine getrennte Berechnung der beiden Teilsysteme gar nicht möglich ist.

[2]) Verschiedentlich wird auch geraten, für eine größere Anzahl von Laststellungen die Momentenflächen zu ermitteln und dann aus diesen Momentenflächen die zur Darstellung der Einflußlinien erforderlichen einzelnen Ordinaten der Reihe nach abzugreifen und aufzutragen, ein offenbar zu umständliches und wenig anschauliches Verfahren.

[3]) P. Neményi: „Über die Singularitäten der Elastizitätstheorie", Z. f. ang. Math. 1930, Heft 4.

[4]) Die oben abgeleiteten Sätze beruhen sämtlich auf der Durchführung des Grenzüberganges, d. h. es werden unendlich große Lasten P in unendlich kleinen Abständen d voneinander bei unveränderten Beträgen für T, S bzw. U vorausgesetzt.

Die zu den höheren Lastgruppen gehörigen Stützenmomente ergeben sich dann durch wiederholte Differentiation der vorstehenden Gleichungen, und zwar betragen:

die zu dem Einzelmoment (Lastgruppe zweiter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -Tf \cdot \frac{3z^2 - 6z(l_i - f') + l_i(2l_i - 3f')}{(l_i - f - f')\,l_i^2}$$

und

$$M_i = +Tf' \cdot \frac{3z'^2 - 6z'(l_i - f) + l_i(2l_i - 3f)}{(l_i - f - f')\,l_i^2},$$

desgl. die zu dem Doppelmoment (Lastgruppe dritter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -6Sf \cdot \frac{(f' - z')}{(l_i - f - f')\,l_i^2}$$

und

$$M_i = -6Sf' \cdot \frac{(f - z)}{(l_i - f - f')\,l_i^2},$$

endlich die zu dem Doppelangriff U (Lastgruppe vierter Ordnung) gehörigen Stützenmomente:

$$M_{i-1} = -6Uf \cdot \frac{l}{(l_i - f - f')\,l_i^2}$$

und

$$M_i = -6Uf' \cdot \frac{l}{(l_i - f - f')\,l_i^2}.$$

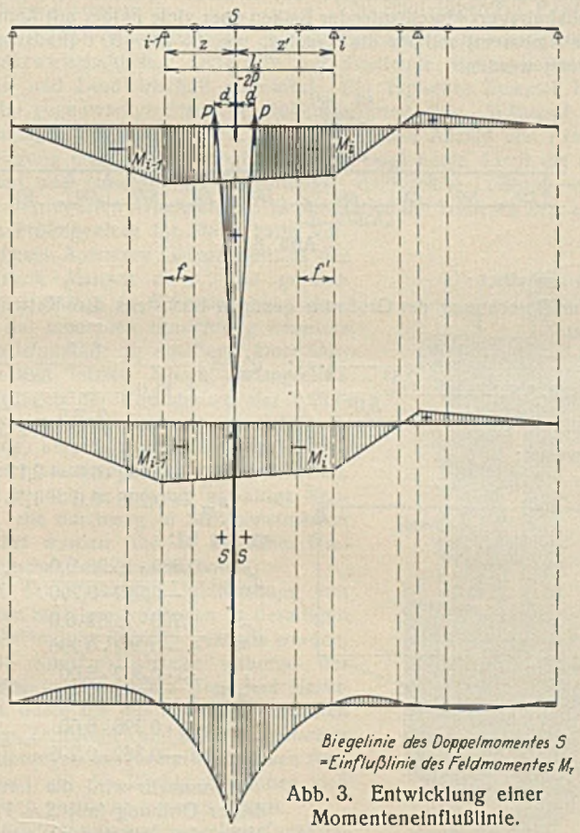


Abb. 3. Entwicklung einer Momenteneinflußlinie.

Wie ersichtlich, ergeben sich besonders für die Stützenmomente infolge der Lastgruppen dritter und vierter Ordnung sehr einfache Formeln. In Abb. 3 u. 4 sind die zu diesen Lastgruppen gehörigen gesamten Momentenflächen und auch die zugehörigen Biegelinien gezeichnet, die sich bekanntlich als Seillinien zu der Momentenfläche (als Belastungsfläche aufgefaßt) ergeben. Die gesamte Momentenfläche des Doppelmomentes liefert die Einflußlinie des Feldmomentes, die gesamte Momentenfläche des Doppelangriffs die Einflußlinie der Querkraft als Biegelinie[5]).

Wird die analytische Lösung bevorzugt, so wird mit Vorteil die in Heft 11, 1931 vom erstgenannten Verfasser gegebene allgemeine Methode zur Berechnung von hochgradig statisch unbestimmten stetigen Systemen verwendet. Die Stützenmomente des durchlaufenden Tragwerkes sind dort als Integralsummen der Momentenflächen der Belastung (bzw. deren Ergänzung) mit einer bestimmten virtuellen Momentenfläche $\mathfrak{M}_i$ gedeutet. In Abb. 5 sind die Momentenflächen der Belastungen (Doppelmoment und

[5]) Durch diese Betrachtungsweise ordnen sich die Einflußlinien für die inneren Kraftgrößen von statisch bestimmten Tragwerken (Momente, Querkräfte) zwanglos als Sonderfälle der obigen allgemeinen Einflußlinien ein. Im besonderen kann man die bekannten polygonalen Einflußlinien anschaulich als Grenzfiguren der Biegelinien darstellen.

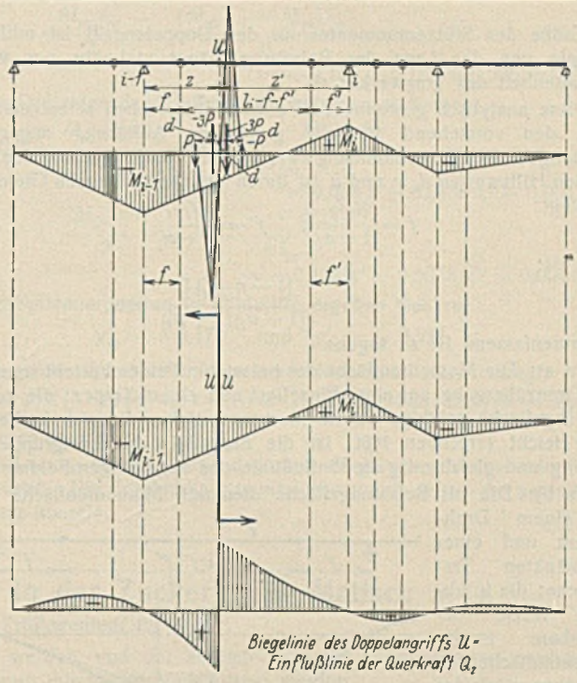


Abb. 4. Entwicklung einer Querkrafteinflußlinie.

Doppelangriff) und die virtuelle Momentenfläche $\mathfrak{M}_i$ dargestellt und auch die verwandten besonderen Bezeichnungen eingetragen. Als Hilfswerte werden verwendet:

$$\alpha = z/l_i; \quad \alpha' = z'/l_i;$$

$$u_i = \frac{l_i}{2(l_i + l_{i-1}) - u_{i-1}\,l_{i-1}}; \quad u'_i = \frac{l_i}{2(l_i + l_{i+1}) - u_{i+1}\,l_{i+1}};$$

$$r^l_i = \frac{3u_i}{1 - u_i u'_i} \cdot l_i; \quad r^r_i = \frac{3u'_i}{1 - u_i u'_i} \cdot l_i;$$

$$d^r_i = \frac{u'_i(1 + u_i)}{1 - u'_i u_i} \cdot l_i; \quad d^l_i = \frac{u_i(1 + u'_i)}{1 - u_i u'_i} \cdot l_i;$$

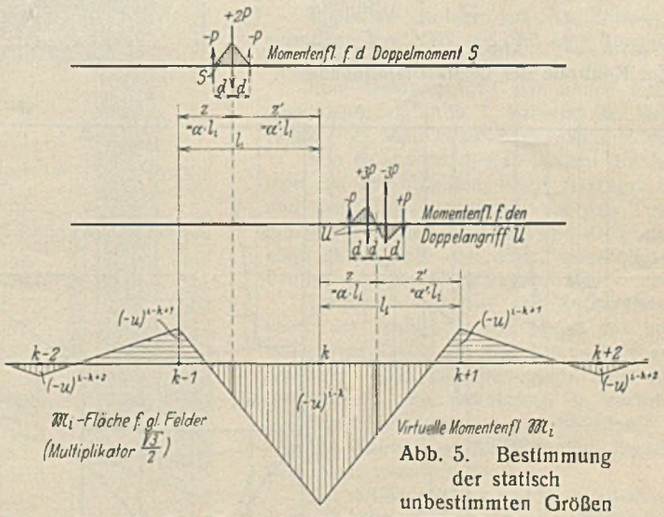


Abb. 5. Bestimmung der statisch unbestimmten Größen aus der virtuellen Momentenfläche mit Hilfe der Lastgruppen.

sodann ist ganz allgemein:

a) für das Doppelmoment S:

$$M_i = \int M\,\mathfrak{M}_i\,dx = \int S\,\mathfrak{M}_i\,dx = (6\alpha' d^r_i - 2r^r_i) \cdot \frac{S}{l_i^2};$$

und entsprechend:

$$M_{i-1} = (6\alpha d^l_i - 2r^l_i) \cdot \frac{S}{l_i^2};$$

für lauter gleiche Felder wird dann:

$$M_i = (1{,}268 - 0{,}50)\sqrt{3} \cdot \frac{S}{l_i^2}; \quad M_{i-1} = (1{,}268 - 0{,}50)\sqrt{3} \cdot \frac{S}{l_i^2}.$$

b) für den Doppelangriff U:

$$M_i = \int U\,\mathfrak{M}_i\,dx = -6\,d^r_i \cdot \frac{U}{l_i^3}; \quad M_{i-1} = -6\,d^l_i \cdot \frac{U}{l_i^3};$$

und für lauter gleiche Felder:

$$M_i = -1{,}268\sqrt{3} \cdot \frac{U}{l_i^3} = M_{i-1}.$$

Die Größe des Stützenmomentes für den Doppelangriff ist mithin unabhängig von der Lage der Belastung, hängt vielmehr nur von der Beschaffenheit des Tragwerkes ab.

Diese analytisch gewonnenen Formeln entsprechen selbstverständlich genau den vorstehend für die graphische Auflösung angegebenen Gleichungen. Der Zusammenhang zwischen den Festpunktabständen f und f' und den Hilfswerten d, r und u ist durch die nachstehenden Gleichungen festgelegt:

$$f = \frac{u_i\, l_i}{1+u_i}; \quad f' = \frac{u'_i\, l_i}{1+u'_i};$$

ferner ist:

$$l - f - f' = \frac{(1 - u_i\, u'_i)\, l_i}{(1+u_i)(1+u'_i)} \text{ usw.}$$

Zusammenfassend ist zu sagen:

Zu a): Die Momentenfläche des belasteten Feldes besteht somit (nach dem Grenzübergang) aus einer Einzellast und einem Trapez; die zu dieser Belastungsfläche gehörige zweite Momentenfläche, die sich in bekannter Weise leicht errechnen läßt, ist die Biegelinie der Lastgruppe dritter Ordnung und gleichzeitig die Einflußlinie des zugehörigen Feldmomentes.

Zu b): Die als Belastungsfläche dienende Momentenfläche besteht aus einem Drehmoment und einer verschränkten Trapezfläche; die in üblicher Weise berechenbare zweite Momentenfläche ist die Biegungslinie der Singularität vierter Ordnung und gleichzeitig die Einflußlinie der zugehörigen Querkraft im Felde.

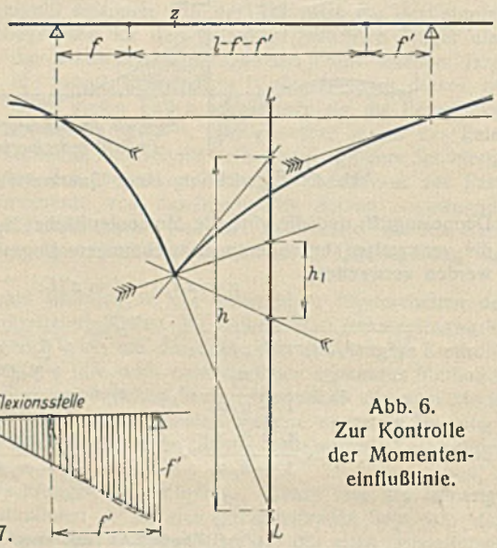


Abb. 6. Zur Kontrolle der Momenteneinflußlinie.

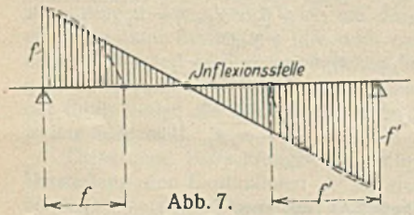


Abb. 7. Zur Kontrolle der Querkrafteinflußlinie.

Die nach irgendeinem Verfahren graphisch oder analytisch bestimmten Einflußlinien können mittels verschiedener durch das vorliegende Verfahren gegebener Kontrollen auf ihre Richtigkeit hin schnell und unabhängig geprüft werden. Z. B. kann man (Abb. 6) sofort einsehen, daß zwischen der von den beiden Tangenten aus einer Lotrechten ausgeschnittenen Strecke h und der von den beiden Parallelen zu den Endtangenten aus derselben Lotrechten ausgeschnittenen Strecke h_l die Beziehung besteht: $\frac{h}{h_l} = \frac{S}{S-F}$, wobei F die Fläche des zu S gehörigen Stützenmomententrapezes ist, also auch:

$$\frac{h_l}{h} = 1 + \frac{3\,(2\,f\,f' - f\,z' - f'\,z)}{(l_i - f - f')\, l_i}.$$

Eine besonders einfache Kontrolle ist für die Einflußlinie der Querkraft möglich. Da hier die Stützenmomentenordinaten nur von den Festpunktabständen abhängen, ergibt der Nullpunkt der aus den Festpunktordinaten gebildeten verschränkten Trapezfläche (Abb. 7) die Inflexionsstelle der Querkrafteinflußlinie. Natürlich kann man aus den erkannten Zusammenhängen ohne Schwierigkeit noch weitere Kontrollen ableiten und ebenso auch die bekannten Eigenschaften der Einflußlinie überhaupt auf der obigen einheitlichen Grundlage beweisen. Diese letzte Beweisführung soll aber einer weiteren Arbeit vorbehalten bleiben.

Zahlenbeispiel.

Das maßgebende Mittelfeld des in Abb. 8 gezeichneten stählernen Krahnbahnträgers (durchlaufender Balken über viele Felder mit konstantem Trägheitsmoment) soll für die Kranlast von $2 \cdot 40 = 80$ t (Radstand 2 m) berechnet werden.

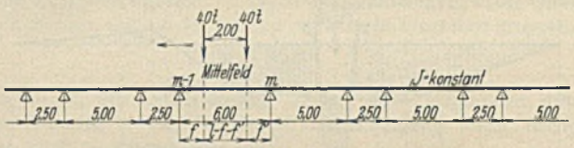


Abb. 8.

a) analytisch:

Zur Berechnung der Größen u genügen höchstens drei Kettenglieder, also ist:

$$u_m = \cfrac{6{,}0^2}{2 \cdot 8{,}5 - \cfrac{2{,}5^2}{2 \cdot 7{,}5 - \cfrac{5{,}0^2}{2 \cdot 7{,}5}}} \cdots; \quad u'_m = \cfrac{6{,}0^2}{2 \cdot 11{,}0 - \cfrac{5{,}0^2}{2 \cdot 7{,}5 - \cfrac{2{,}5^2}{2 \cdot 7{,}5 -}}} \cdots$$

ausgewertet:

$$u_m = 0{,}362 \cdot 6{,}0 = 2{,}17 \text{ m};$$
$$u'_m = 0{,}296 \cdot 6{,}0 = 1{,}78 \text{ m};$$

mithin ist:

$$d^l_m = \frac{0{,}362 \cdot 1{,}296 \cdot 6{,}0}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 3{,}153 \text{ m};$$

$$d^r_m = \frac{0{,}296 \cdot 1{,}362 \cdot 6{,}0}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 2{,}709 \text{ m};$$

$$r^l_m = \frac{3 \cdot 0{,}362 \cdot 6{,}00}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 7{,}298 \text{ m};$$

$$r^r_m = \frac{3 \cdot 0{,}296 \cdot 6{,}00}{1 - 0{,}362 \cdot 0{,}296} = 5{,}968 \text{ m}.$$

Nunmehr wird die Lastgruppe dritter Ordnung (mit $S = 1$) in der Mitte des Mittelfeldes angebracht, die zugehörigen Stützenmomente ergeben sich alsdann aus:

$$l_m^2\, M_{m-1} = (3 \cdot 3{,}153 - 2 \cdot 7{,}298)\, S = -5{,}137;$$
$$l_m^2\, M_m = (3 \cdot 2{,}709 - 2 \cdot 5{,}968)\, S = -3{,}809.$$

Der linksseitige Auflagerdruck der gesamten Momentenfläche beträgt somit:

$$L = \frac{1}{2} - \frac{5{,}137}{3 \cdot 6{,}0} - \frac{3{,}809}{6 \cdot 6{,}0} = 0{,}1088$$

und der rechtsseitige Auflagerdruck:

$$R = \frac{1}{2} - \frac{5{,}137}{6 \cdot 6{,}0} - \frac{3{,}809}{3 \cdot 6{,}0} = 0{,}1457.$$

Die Ordinaten des linksseitigen Zweiges der Einflußlinie sind:

$$y^l = L\,x - \frac{M_{m-1}\, x^2}{2} + \frac{(M_{m-1} + M_m)\, x^3}{6\, l_m}$$
$$= 0{,}1088\, x - 0{,}071\,38\, x^2 - 0{,}001\,025\, x^3,$$

ebenso des rechtseitigen Zweiges der Einflußlinie:

$$y^r = R\,x = \frac{M_m\, x'^2}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\, x'^3}{6\, l_m}$$
$$= 0{,}1457\, x' + 0{,}0529\, x'^2 + 0{,}001\,025\, x'^3.$$

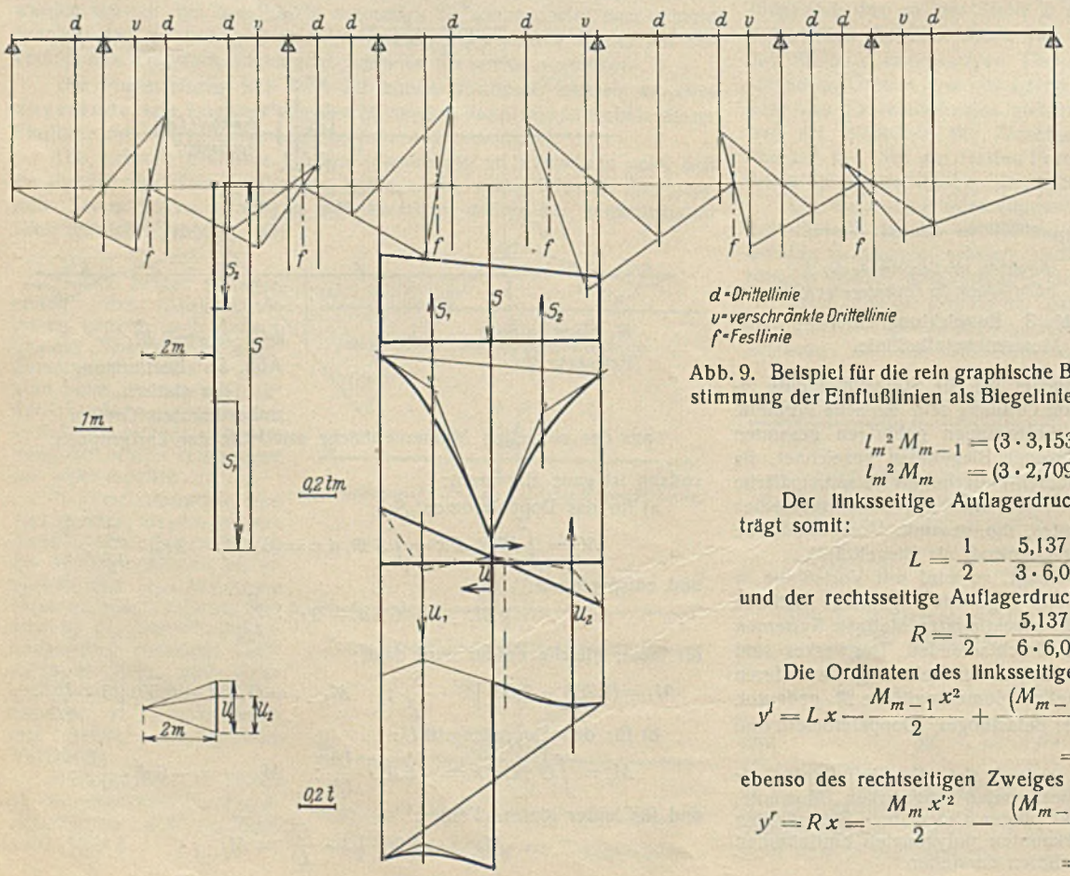


Abb. 9. Beispiel für die rein graphische Bestimmung der Einflußlinien als Biegelinien.

Die Größtordinate in Feldmitte beträgt demnach:

$$\max y = 0{,}1088 \cdot 3{,}0 + 0{,}071\,38 \cdot 9{,}0 - 0{,}001\,025 \cdot 27{,}0 = 0{,}9411.$$

Im vorliegenden Fall ist die eine Einzellast über die Spitze der Einflußlinie zu stellen, es ist dann[6]):

$$\max M = 40{,}0\,(0{,}1457 \cdot 4{,}0 + 0{,}0529 \cdot 10{,}0 + 0{,}001\,025 \cdot 28{,}0) = 45{,}56 \text{ tm}.$$

Wird die Lastgruppe vierter Ordnung (mit $U = 1$) in Feldmitte angebracht, so betragen die zugehörigen Feldmomente formelgemäß:

$$l_m^2 M_{m-1} = d_m^l = 3{,}153 \quad \text{und} \quad l_m^2 M_m = -d_m^r = -2{,}709.$$

Die Auflagerdrücke der zugehörigen Momentenflächen sind:

$$L = \frac{1}{l_m} - \frac{M_{m-1}\, l_m}{2} + \frac{(M_{m-1} - M_m)\, l_m}{6} = 0{,}167 - 0{,}262 + 0{,}163 = 0{,}068,$$

$$R = \frac{1}{l_m} - \frac{M_m\, l_m}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\, l_m}{6} = -0{,}167 - 0{,}163 + 0{,}226 = -0{,}104.$$

Die Ordinaten der Einflußlinien betragen alsdann:

$$y^l = L\,x + \frac{M_{m-1}\,x^2}{2} - \frac{(M_{m-1} - M_m)\,x^3}{6\,l_m} = 0{,}068\,x + 0{,}0438\,x^2 - 0{,}004\,53\,x^3,$$

$$y^r = R\,x' + \frac{M_m\,x'^2}{2} + \frac{(M_{m-1} - M_m)\,x'^3}{6\,l_m} = -0{,}104\,x' - 0{,}0378\,x'^2 + 0{,}004\,53\,x'^3.$$

Die Spitzenordinaten in Feldmitte ergeben sich zu:

$$y_m^l = +0{,}473 \quad \text{und} \quad y_m^r = -0{,}527.$$

Die größte Querkraft infolge der beiden Randlasten beträgt:

$$\max Q = 40{,}0\,(-0{,}104 \cdot 4{,}0 - 0{,}0378 \cdot 10{,}0 + 0{,}004\,53 \cdot 28{,}0) = -26{,}8 \text{ usw}$$

b) graphisch:

Die Lösung ist auf Grund der oben dargelegten Methode in Abb. 9 durchgeführt. Die Ergebnisse stimmen genau mit denen der analytischen Auflösung überein.

[6]) Ergibt sich die ungünstigste Lage der Belastung nicht unmittelbar aus der Form der Einflußlinie (z. B. bei den Stützenmomenten), so ist die Gleichung des Größtmomentes mittels der Bedingung $X = 1 - a - x$ in die Form $\max M = a\,x^3 + b\,x^2 + c\,x + d$ zu bringen. Die Gleichung nach x differenziert und dann gleich Null gesetzt erhält man als Auflösungswurzel x_0 den ungünstigsten Abstand der Belastung vom Auflager. Der Wert x_0 ist dann in die Bestimmungsgleichung für $\max M$ einzuführen. Die Aufgabe ist somit stets analytisch, ohne jedwelches graphisches Hilfsmittel zu lösen.

Die neue Kalkofenanlage in Stahlkonstruktion in der Zuckerfabrik Maltsch a. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Zivil-Ingenieur Paul Katz, Breslau, Prüfingenieur für Statik.

Als eine der Hauptursachen der zunehmenden Arbeitslosigkeit wird von volkswirtschaftlicher Seite die fortschreitende Rationalisierung in Industrie und Landwirtschaft angeführt. Ein typisches Beispiel hierfür bietet der gegenwärtige Stand der Rübenzuckerindustrie. Während früher die Kampagne 5 Monate dauerte und einer großen Anzahl von Arbeitern Beschäftigung und Verdienstmöglichkeit bot, wird heute durch die neuen Methoden und maschinellen Einrichtungen die gleiche Leistung mit erheblich verringerten Arbeitskräften in der Hälfte der früheren Zeit erzielt.

Als Prüfingenieur für Statik hatte Verfasser dieses Aufsatzes Gelegenheit, in der Zuckerfabrik Maltsch a. O., der größten derartigen Anlage in Schlesien, von dem Stande der modernen Einrichtung Kenntnis und Einsichtnahme zu erhalten. Dort wurden in den letzten Jahren umfangreiche Erweiterungen der Kochstation, der Filterstation, der Pülpestation, der Schnitzeltrocknung, eine neue Kalkofenanlage, eine Scheideschlammhängebahn u. a. geschaffen. Hierbei handelt es sich um gewaltige Neubauten, die durchweg in Stahlkonstruktion ausgeführt wurden und in statischer Hinsicht manches Interessante boten.

Bei der statischen Untersuchung von Trag- und Stützkonstruktionen in derartigen Betrieben muß in Betracht gezogen werden, daß die Konstruktionsteile während der Kampagne in dauerndem Tag- und Nachtbetriebe durch die mit hohen Tourenzahlen laufenden Zentrifugen und Rührwerke starken Erschütterungen ausgesetzt sind, deren Auswirkungen auf die Baukonstruktionen sich rechnerisch gar nicht erfassen lassen.

Außerdem erfahren einzelne Konstruktionsteile bei den monatelangen Reinigungsarbeiten während der Betriebsruhe häufig durch angehängte Flaschenzüge oder durch Aufbringung anderer zufälliger Belastungen zeitweise ganz erhebliche und unvorhergesehene Beanspruchungen. In einem Falle beobachtete Verfasser, daß ein 7 m hoher, bis zur Decke eines Parterreraumes reichender mehrreihiger Stapel von Säcken mit Trockenschnitzel infolge ungleicher Druckverteilung sich gegen eine Stahlskelettaußenwand anlehnte und den Konstruktionsgliedern dieser Wand ein ganz erheblicher Seitendruck zugemutet wurde.

Derartige statische Verstöße kommen zweifellos in den meisten Betrieben vor, bleiben aber den Augen der Bauaufsichtsbehörde in der Regel unsichtbar, da nach der behördlichen Abnahme kein Bauaufsichtsbeamter die Betriebsräume mehr betritt. Nur die Gewerbeaufsicht kommt von Zeit zu Zeit in die Betriebe, indessen ist deren Augenmerk doch auf ganz andere Dinge gerichtet.

Jedenfalls ist bei statischen Untersuchungen bei derartigen Betrieben eine scharf ausgetüftelte Rechnungsmethode nicht am Platze, vielmehr muß mit möglichst ungünstigen Belastungsannahmen von vornherein gerechnet werden, und der amtlich zulässige Sicherheitsgrad muß bei der Bemessung erheblich unterschritten werden.

Von vorstehend genannten Bauten der Zuckerfabrik Maltsch soll im nachfolgenden nur die neue Kalkofenanlage in Stahlkonstruktion behandelt werden.

Die Kalkofenanlage.

Der Kalkofen spielt bei der Zuckerfabrikation eine Hauptrolle. Er dient zum Brennen des Kalksteins und hat den Zweck, den im Fabrikationsprozeß erforderlichen gebrannten Kalk und die Kohlensäure zu liefern.

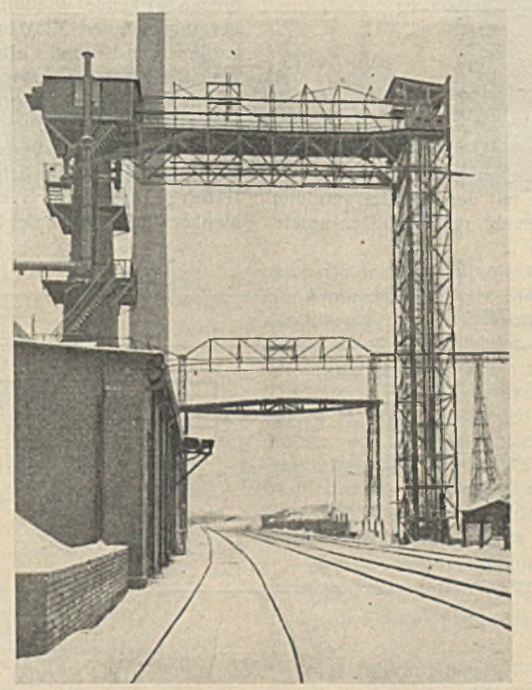


Abb. 1. Gesamtansicht der Kalkofenanlage.

Vor dem Umbau dienten in der Zuckerfabrik Maltsch zur Kalkherstellung zwei kleine Kalköfen mit Handbeschickung und Handentleerung, die in 24 Stunden 18 t gebrannten Kalk lieferten.

Die neue Anlage hat ein Fassungsvermögen von 89,65 m³ und eine Leistung von 47,5 t in 24 Stunden.

Eine Gesamtansicht der neuen Kalkofenanlage zeigt Abb. 1, während die Maßskizze Abb. 2 die Hauptmaße erkennen läßt.

Wie daraus ersichtlich, besteht die Anlage aus dem Kalkofen, einem Aufzugsturm und einer Transportbrücke, die den Turm mit dem Kalkofen verbindet und die Portalkonstruktion mit der daran angehängten Laufbahn für den Laufwagen trägt.

Zwischen Kalkofen und Aufzugsturm, unter der Transportbrücke laufen drei normalspurige Gleise für den Antransport der Kalksteine und des Brenngutes nach den Lagerplätzen, die unmittelbar in nächster Nähe des Aufzugsturmes sich befinden.

Die Beschickung des Kalkofens wickelt sich folgendermaßen ab:

Der mit Kalksteinen und Koks beladene, etwa 1 t wiegende Kübel wird nach der Einleitung der Bewegung durch Niederdrücken eines Druckknopfes, was an der unteren Ladestelle erfolgt, gehoben, bis er an die Arretierungsvorrichtung des Laufwagens stößt und diese auslöst. Durch den weiter wirkenden Seilzug der Winde wird der Laufwagen mit dem Kübel seitwärts geschoben, bis er über dem Schüttrichter des Kalkofens selbsttätig zum Stillstande kommt (Abb. 2). Gleichzeitig wird in dem Augenblick, in dem sich der Kübel dem Einfalltrichter bis auf etwa 2 m genähert hat, die Glockenhubwinde selbsttätig eingeschaltet und die Glocke gehoben, so daß die Einschüttöffnung des Ofens frei wird. Nach selbsttätiger Entleerung des Kübels wird die Bewegung der Winde in entgegengesetzter Richtung selbsttätig eingeleitet, und beide Winden laufen rückwärts, d. h. die Seile wickeln sich ab. Hierdurch wird der Laufwagen mit dem Kübel durch das Gegengewicht, welches vorher beim Verfahren des Laufwagens mit gehoben wurde, wieder über Aufzugsmitte zurückgefahren, und die Glocke senkt sich gleichzeitig über der Ofenöffnung, schließt dieselbe ab und kommt zum Stillstand.

Die Hauptwinde läuft weiter rückwärts, bis der Laufwagen mit dem Kübel über Aufzugsmitte steht. Da die Winde hier noch nicht zum Stillstande kommt, senkt sich der Kübel bis zum Erdboden, wo die Winde dann selbsttätig zum Stillstande kommt. Infolge des vollständig automatischen Betriebes ist zur Bedienung nur ein Mann je Schicht erforderlich.

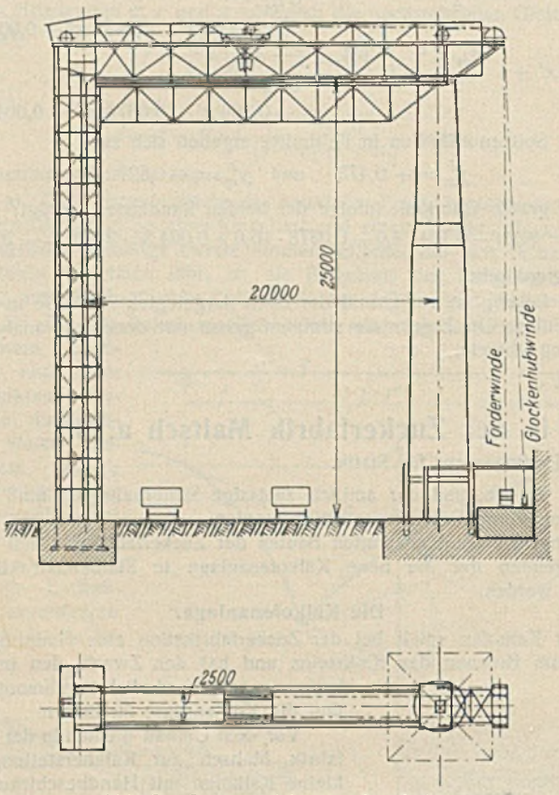


Abb. 2. Systemzeichnung der Anlage.

Der Kalkofen besteht aus einem kreisrunden Stahlblechmantel von 8 mm Stärke, der aus mehreren Schüssen zusammengenietet ist, und ruht auf sechs radial angeordneten Stahlsäulen, die mit dem Mantel vernietet sind und etwa 90 cm tief in das Betonfundament reichen. Der untere Durchmesser beträgt 3,50 m, der obere 2,10 m. Am unteren Ende des Mantels ist ein gußeiserner Tragring eingenietet, welcher das Schamottefutter von etwa 20 cm sowie die zwischen Schamottefutter und äußerem Blechmantel angeordnete Isolierschicht aus Isolierasche von 10 cm Stärke aufnimmt. Die ganze Höhe des Ofens vom Fußboden bis Gichtoberkante beträgt 25 m. Den oberen Abschluß bildet ein quadratisches Wellblechhäuschen von 5,10 × 5,10 m Grundfläche und 3,50 m Höhe. Am Ofen sind fünf Stahlringpodeste befestigt, die mit Riffelblech abgedeckt und durch Treppen miteinander verbunden sind. Außerdem sind an dem oberen Teil des Stahlblechmantels zwei kräftige Konsolen angenietet (Abb. 3), auf welchen die Hauptträger der Verbindungsbrücke einerseits aufliegen, während das anderseitige Auflager der Hauptträger das Aufzugsgerüst bildet. Die Entfernung von Mitte Kalkofen bis Mitte Aufzugskorb beträgt 20 m, die Entfernung der als Parallelträger ausgebildeten Hauptträger der Transportbrücke 2,50 m von Mitte zu Mitte. Der 28,5 m hohe Aufzugturm war ursprünglich als leichte Winkelkonstruktion mit Flachstabverstrebung in den Feldern ausgeführt. Zur Aufnahme des Winddrucks in Ost- und Westrichtung waren nur je zwei Drahtseile vorgesehen, die an dem oberen Teile des Turmes befestigt waren. An und für sich ist gegen eine derartige Anordnung, wie dies bei hohen Blechkaminen üblich ist, nichts einzuwenden. Im vorliegenden Falle war die Verspannung mit Drahtseilen jedoch ungeeignet, da das Gelände an der Westseite nicht frei war, sondern als Lagerplatz für Kalksteine diente, so daß die unteren Seilenden mitten in die Kalksteinhaufen hineinliefen und sogar von den Schwenkarmen des Ladedrehkranes angeschlagen werden konnten. Außerdem waren die an den Seilen vorgesehenen Spannschlösser schwer zugänglich.

Bei der baupolizeilichen Prüfung wurde festgestellt, daß die vorhandenen Spannseile außer der unzuverlässigen Wirkungsweise auch bei weitem zu schwach waren, da ein viel zu geringer Winddruck der statischen Berechnung zugrunde gelegt war. Das Aufzugsgerüst war nämlich zum Schutze gegen herabfallendes Fördergut vorschriftsgemäß allseitig mit einem von unten bis oben reichenden Drahtgeflecht von 5 cm Maschenweite versehen, welches in der Berechnung des Winddruckes überhaupt nicht berücksichtigt war. Gerade in vorliegendem Falle, wo bei der vollständig ungeschützten Lage des Gerüstes die Gefahr teilweiser Vereisung des Drahtgeflechtes bestand, schien es geboten, doch wenigstens zwei Drittel der ganzen Angriffsfläche in Rechnung zu ziehen.

Außerdem war bei dem alten Gerüst auch der auf die Transportbrücke wirkende Winddruck unberücksichtigt geblieben. Zur Beseitigung der angegebenen Mißstände entschloß man sich, die Spannseile ganz zu entfernen und um das alte Aufzugsgerüst herum ein neues solides Windgerüst mit entsprechender Verankerung im vergrößerten Betonfundament zu errichten. Die photographische Aufnahme (Abb. 4) läßt diese Ausführung erkennen. Die Lieferung und Ausführung der vorbeschriebenen Aufzuganlage mit Turmgerüst erfolgte durch die Aufzugfirma W. Kolbe in Breslau. Die Transportbrücke lieferte die Firma Breslauer Wellblechfabrik Albert Gassmann G. m. b. H., Breslau, während die eigentliche Kalkofenkonstruktion von der Firma Främbs & Freudenberg in Schweidnitz geliefert und aufgestellt wurde. Letztgenannte Firma stellt derartige Kalköfen für Zuckerfabriken als Spezialität her und hat in letzter Zeit für eine große außerdeutsche Zuckerfabrik einen solchen Kalkofen von 41 m Höhe geliefert.

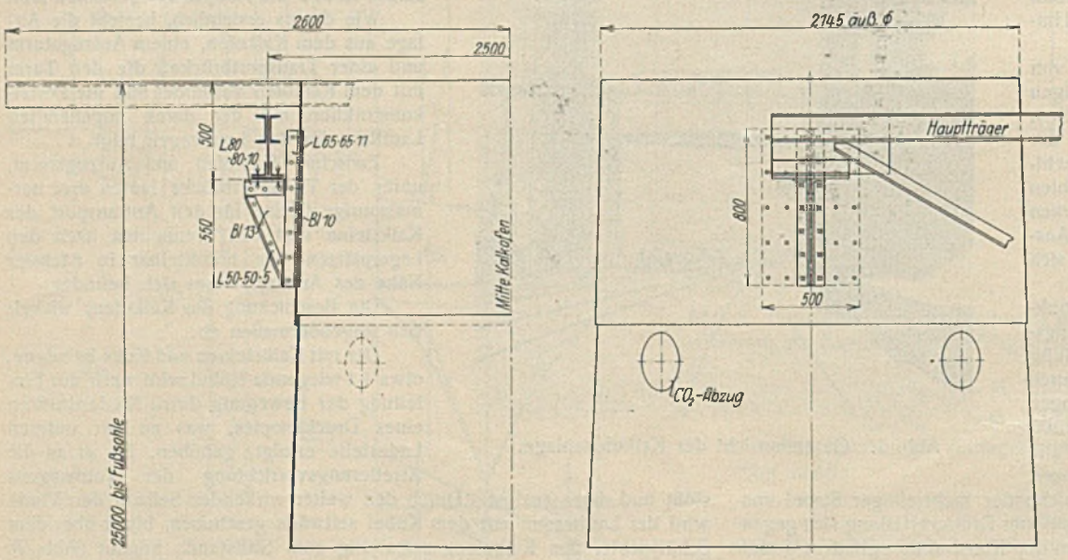


Abb. 3. Oberer Teil des Kalkofens mit Auflagerkonstruktion der Verbindungsbrücke.

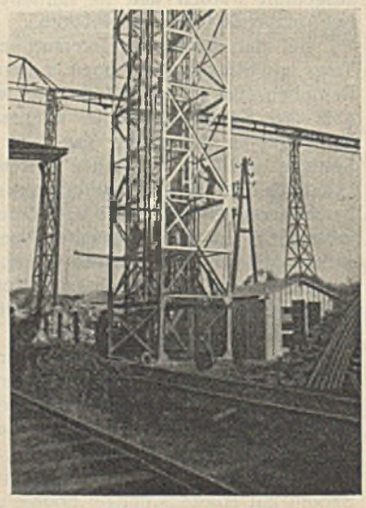


Abb. 4. Aufzugsturm.

Alle Rechte vorbehalten.

Amerikanischer Portalkran mit Schweißverbindungen.

Von Magistratsoberbaurat R. Cajar.

Es scheint, daß wir uns auf einer Linie wachsenden Zutrauens zum Schweißverfahren bewegen. Dank der Vorsicht, mit der man zu Werke ging, sind im Stahlbau bisher Fälle, in denen Schweißverbindungen versagten, nicht bekanntgeworden. Man wagt sich daher neuerdings an Konstruktionen, denen man vor noch nicht allzu langer Zeit die Eignung für das Schweißverfahren sicher abgesprochen hätte. War der Übergang zur Schweißung von Stahlbrücken schon ein kühner Schritt, so ist das Schweißen von fahrbaren Portalkranen, wie sie kürzlich in den Vereinigten Staaten ausgeführt wurden, ein noch größeres Wagnis. Die Anwendung des Schweißverfahrens ist im Kranbau allerdings nichts Neues mehr. Auf der Herbsttagung des VDI in Wien wurde von Dr. E. Rosenberg[1]) auf eine ganze Reihe von Ausführungen hingewiesen. Der Verfasser hat selbst erst vor kurzem an der Prüfung und Genehmigung zweier großer Drehkrane für den Hafenbetrieb des Teltowkanals mitgewirkt und sich von der Zuverlässigkeit des Verfahrens überzeugt. Immerhin sind die Beanspruchungen, die normale Lauf- oder Drehkrane erleiden, im Vergleich zu denen von fahrbaren Portalkranen als harmlos zu bezeichnen, denn es kommen hier zu den statischen Beanspruchungen die sehr erheblichen dynamischen, die sich aus der Massenträgheit und dem Ausgleich des Fahrwiderstandes innerhalb der Brückenkonstruktion selbst ergeben[2]). Daß die hierbei auftretenden, fortwährend wechselnden Kräfte des Fachwerks von den Schweißverbindungen aufgenommen werden könnten, hätte man bis vor kurzem noch nicht für möglich gehalten.

Wie Abb. 1[3]) zeigt, hat man hier anscheinend wegen der großen Höhe der Portalstützen auf die Ausbildung eines statisch bestimmten Systems verzichtet. Den Querschnitt durch die unten offene Kranbrücke zeigt Abb. 2, aus der auch die seitlichen Aussteifungen ersichtlich sind. Die allgemeinen Abmessungen und Leistungen des Krans sind: Spannweite von Mitte bis Mitte Fahrschiene: 21,8 m, Auslegerlänge: außen 8,4 m, innen 4,3 m, somit Gesamtlänge: 34,5 m, lichte Höhe: 14 m, Tragkraft: 6,8 t, Hubgeschwindigkeit: 12,2 m/min, Laufkatzen-Fahrgeschwindigkeit: 61 m/min, Fahrgeschwindigkeit des ganzen Krans: 106 m/min.

Für die statische Berechnung wurden folgende Annahmen gemacht: Winddruck 146,5 kg/m² (30 lb/qu. f.) auf den unbelasteten Kran oder 73 kg/m² in Verbindung mit anderen Lasten oder Kräften, auf das Andert-

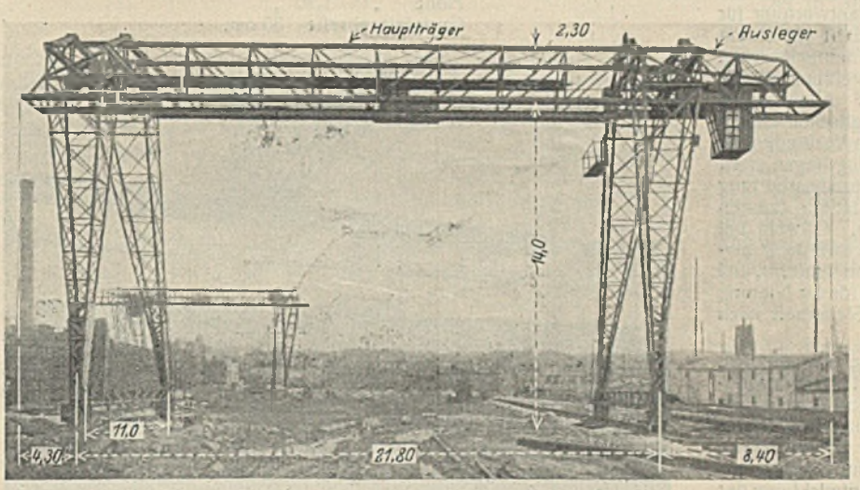


Abb. 1. Geschweißter Portalkran.

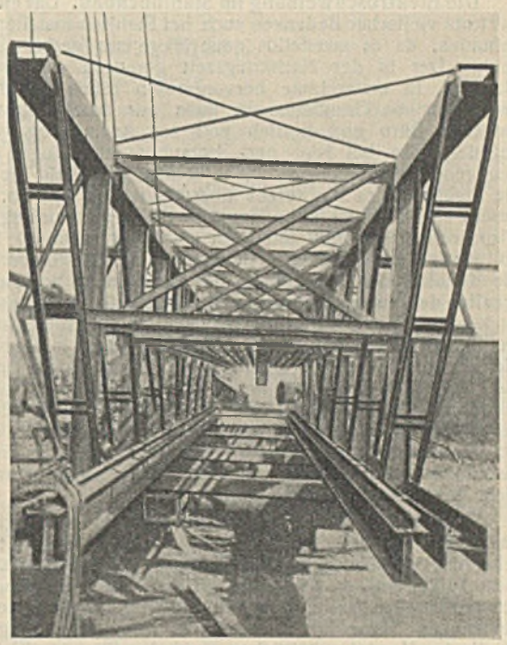


Abb. 2. Querschnitt der Kranbrücke.

halbfache der Vertikalprojektion der Konstruktion auf eine Ebene senkrecht zur Windrichtung. Der Stoßzuschlag beträgt 25%. Außerdem wurden Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte, sowie Ausgleich des Fahrwiderstandes berücksichtigt. Der Sicherheitsfaktor wurde abweichend von der sonstigen Praxis von 4 auf 5 erhöht. Bei der Ausschreibung war die Möglichkeit, das Schweißverfahren anzuwenden, nicht erwähnt worden, jedoch lag dem niedrigsten Angebot die geschweißte Konstruktion zugrunde, die dann auch nach eingehender Prüfung angenommen wurde. Ausschlaggebend war außer der Kostenersparnis auch das Mindergewicht, da die Laufschiene zum Teil auf aufgefülltem Boden gelagert werden mußte. Die Gewichtsersparnis betrug in diesem Falle annähernd 30%, die Kostenersparnis mindestens 15%.

Den Schweißverbindungen wurden folgende zulässigen Beanspruchungen zugrunde gelegt:

a) für Schweißungen parallel zur Kraftrichtung:

		Maß a	Beanspruchung
je lfd. cm einer $^1/_4$" Naht	286 kg	4,5 mm	635 kg/cm²
„ „ „ „ $^5/_{16}$" „	340 „	5,6 „	610 „
„ „ „ „ $^3/_8$" „	393 „	6,7 „	590 „

Dahinter sind in Klammern die nach den preußischen Vorschriften[4]) sich ergebenden Beanspruchungen ermittelt. Die amerikanische Maßbezeichnung für die Nähte bezieht sich auf einen Schenkel des rechtwinkligen Dreiecks, während nach den preußischen Vorschriften das Maß „a", d. h. die Länge des vom Scheitel auf die Hypotenuse gefällten Lotes, zugrunde zu legen ist.

b) für Schweißungen normal zur Kraftrichtung:

80% der Werte unter a).

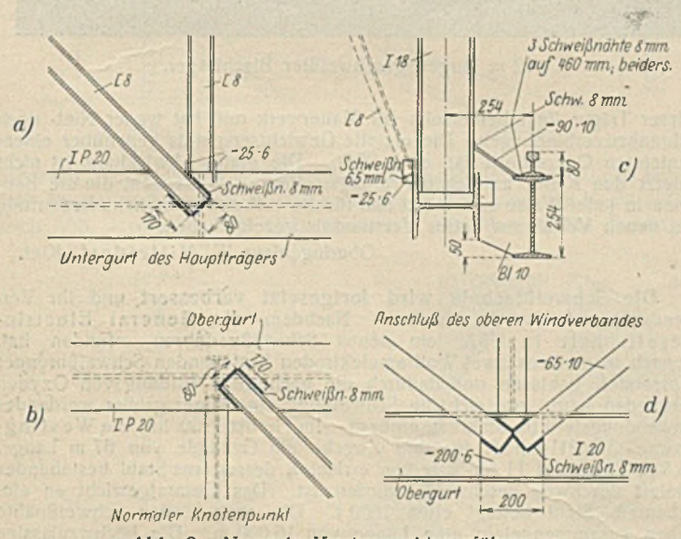


Abb. 3. Normale Knotenpunktsausführungen des Ober- und Untergurtes.

[1]) Z. d. Vdl. 1930, Heft 38, S. 1345.

[2]) S. hierüber Dr.-Ing. David, „Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleichs auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen". Verlag Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, 1926.

[3]) S. Eng. News-Record v. 30. Okt. 1930.

[4]) „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten", gültig für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft und für Preußen ab 10. Mai 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Jeder Schweißer mußte bei der Prüfung das Fünffache der Werte unter a) erreichen.

Die Abb. 3a bis d zeigen normale Knotenpunkte des Ober- und Untergurtes, sowie einen Querschnitt durch den Untergurt mit Laufbahnträger für die Katze. Exzentrische Anschlüsse sind, wie man sieht, wenigstens beim Hauptsystem sorgfältig vermieden worden. Der obere Windverband ist mit Hilfe einer zwischen den Trägerflanschen des Obergurtes eingesetzten Platte angeschlossen (Abb. 2 u. 3d). Die Diagonalen der Queraussteifungen sind, wie aus Abb. 2 hervorgeht, nur mit den Flanschen der Riegel verschweißt, außerdem noch an den Kreuzungsstellen. Die Eckwinkel der Portalstützen zeigen mit ihren Öffnungen nach innen. Die gekreuzten Diagonalen liegen abwechselnd außen und innen an, wobei die Länge der Schweißnähte so bemessen ist, daß die Resultierende der Anschlußkräfte in die Schwerachse des Profils fällt.

Auch bei den sonst aus Schmiede- oder Gußstücken bestehenden Kranteilen wurde nach Möglichkeit das Schweißverfahren angewendet, so z. B. bei dem Laufkatzenrahmen und den Radgestellen der Kranstützen. Die Laufräder bestehen aus einem Radkranz aus geschmiedetem Stahl, einer Radnabe aus schwerem Stahlrohr und einer vollen Scheibe mit angeschweißten radialen Blechstreifen. Alles Schweißen wurde, soweit irgend möglich, in der Werkstatt vorgenommen. Zur Montage wurde der Kran in möglichst großen Teilen angeliefert, um die Baustellenschweißung auf ein Minimum zu beschränken.

Verschiedenes.

Die Elektroschweißung im Stahlhochbau. Das elektrische Schweißen hat trotz vielfacher Bedenken auch bei Stahlbauanstalten erhöhtes Interesse gefunden, da es zweifellos neue Wege zur Verbilligung der Produktion zeigt. Der in der Nachkriegszeit geradezu stürmische Fortschritt im Stahlbau, in erster Linie hervorgerufen durch die ständige Veredelung des Stahls als Grundelement, kann nur durch engste Zusammenarbeit zwischen Büro und Betrieb voll zur Ausnutzung gelangen. Während beispielsweise bei Niet- und Schraubenverbindungen dem Konstrukteur genügend Erfahrungen zur Seite stehen, um allein die Verantwortung für die Stabilität des Bauwerkes übernehmen zu können, entfällt bei einem geschweißten Bauwerk ein Hauptteil der Verantwortung auf den Schweißer. Also auch dieser muß sein Fach verstehen, wenn die Schweißung als ein vollwertiger Ersatz für die Nietung angesehen werden soll. Allein durch die Kenntnis der Schweißung, der Bestimmung der physikalischen Eigenschaften der Elektroden und der Charakteristik der praktischen Verbindungen ist kein Erfolg verbürgt. In bezug auf die bauliche Gestaltung liegen noch wenig Erfahrungen vor, so daß eine Überstürzung in der Entwurfsbearbeitung die schwersten Folgen haben kann. Konstrukteur und Statiker müssen also ebenfalls umlernen und nach neuen Formen suchen. Obwohl bei einzelnen Konstruktionsteilen die Nietung durch die Schweißung unbedenklich ersetzt werden konnte, sind wir noch weit davon entfernt, bei Stahlhochbauten die Elektroschweißung allgemein als Ersatz für die Nietung einzuführen, da vorläufig von einer vollen nachprüfbaren Sicherheit noch nicht gesprochen werden kann.

Die Spezialfabriken für Schweißmaschinen haben, wie auch verständlich, das größte Interesse an dem neuen Verfahren und überbieten sich gegenseitig mit Anpreisungen. Der Suchende ist selbstverständlich dankbar für jede Aufklärung, er wird aber gut tun, sich vor Inangriffnahme größerer Schweißarbeiten selbst von der Leistungsfähigkeit seiner Schweißer zu überzeugen. Eine Frage, die bisher wenig Beachtung gefunden hat, ist, ob die im Handel erhältlichen Normalprofile eine Weiterentwicklung der Schweißtechnik überhaupt zulassen. Diese Frage muß leider verneint werden. Bei Vollwandträgern ist die Möglichkeit gegeben, durch Bleche, Winkel usw. den gewünschten Querschnitt herzustellen. Bei Fachwerkkonstruktionen dagegen reichen die verfügbaren Profile nicht aus.

Der Schweißingenieur braucht Profile mit breiten Anlageflächen als Ersatz für Knotenbleche und großem seitlichen Widerstand mit Rücksicht auf den Konstruktionsgrundsatz: „die Stabschwerachsen im theoretischen Knotenpunkt zu vereinigen". Falls Knotenbleche nicht ausgeschaltet werden können, ist bei unseren Durchschnittsbauten der Erfolg der Schweißung so gering, daß man einer genieteten Konstruktion schon wegen der größeren Sicherheit den Vorzug geben wird. Auch ist nicht außer acht zu lassen, daß es heute schon handliche Nietmaschinen gibt, die bis 700 Nieten von $^3/_4$" Stärke in einer Stunde leisten[1]). Somit kann also von einem vollen Erfolg des neuen Verfahrens erst dann gesprochen werden, wenn auch die Walzwerke Profile herstellen, die den Forderungen der Schweißtechnik angepaßt sind. Bis dahin sind die Grenzen dieses Gebietes noch sehr eng gezogen.

Aus dem Aufsatz von Oberingenieur Kurt Drescher, Gleiwitz, in der Zeitschrift „Elektroschweißung" Heft 7, Juli 1930, entnehmen wir, daß die Stromkosten beim Schweißen eines 5 mm starken Bleches bei der Gasschweißung 35,4 Reichspfennige und bei der Lichtbogenschweißung 12 Reichspfennige pro Meter Schweißnaht betragen sollen. Selbst bei der Einsetzung der üblichen Amortisationsquote stellt sich danach die Lichtbogenschweißung billiger und besonders bei starken Querschnitten. Die Vorteile der Lichtbogenschweißung gegenüber der bisherigen Arbeitsweise zeigt nachstehendes Beispiel:

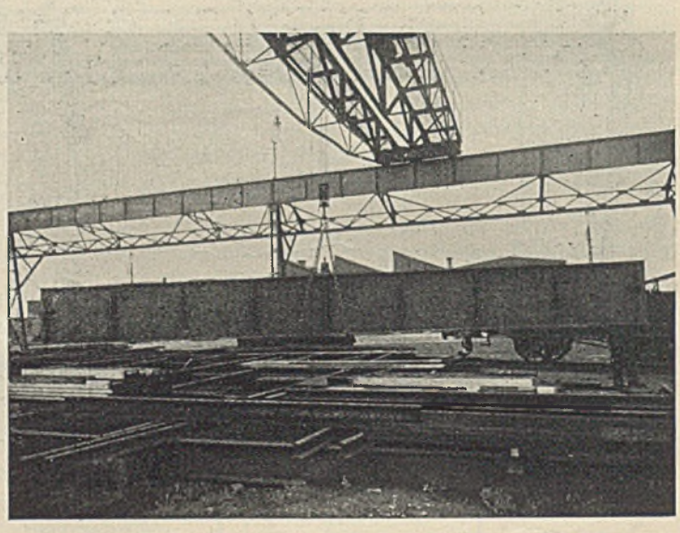
Die Firma Gebrüder Andersen in Kiel führte das im Stahlbau 1931, Heft 4, S. 48, beschriebene Stahlskelett für eine Turnhalle aus. Die gestellte Aufgabe mußte unter Berücksichtigung der geringsten Mittel gelöst werden. Die Rahmenkonstruktion war schon durch die gegebene Rechteckform des Gebäudes, die scharfe Umgrenzung des betrieblich erforderlichen Innenraums und den Fortfall der tragenden Wandflächen bedingt. Der bereits vorliegende Entwurf in Eisenbeton war ein willkommener Anlaß, mit einer geschweißten Konstruktion in den Wettbewerb einzutreten, zumal die genannte Firma langjährige Schweißerfahrungen hat und über geübte Schweißer verfügt.

[1]) Siehe Bauing. 1930, Heft 49, Technische Berichte.

Die Preisprüfungskommission entschied sich für Stahlrahmen. Die Vorteile dieser Konstruktion waren: günstiger Preis, geringe Konstruktionshöhe, geringes Gewicht und schnelle Lieferung.

Die beigefügte Abbildung zeigt einen ebenfalls von der Firma Gebrüder Andersen, Kiel, ausgeführten elektrisch geschweißten Blechträger mit folgenden Abmessungen:

Länge etwa 12,00 m
Höhe „ 1,20 „
Gurtplattenbreite 35 cm.



12 m langer, geschweißter Blechträger.

Dieser Träger liegt beiderseits auf Mauerwerk und hat weder Niet- noch Schraubenverbindungen. Die erzielte Gewichtsersparnis gegenüber einem genieteten Querschnitt ist etwa 20 %. Die glatte Abwicklung ist nicht zuletzt den Kieler amtlichen Prüfungsstellen zu verdanken, die die Baufirma in jeder Weise unterstützt und für die volkswirtschaftliche Bedeutung des neuen Verfahrens volles Verständnis gezeigt haben.

Oberingenieur W. Mitteldorf, Kiel.

Die Schweißtechnik wird fortgesetzt verbessert und ihr Verwendungsgebiet wird erweitert. Nachdem die General Electric-Gesellschaft in USA. ein neues Schweißverfahren erfunden hat, wonach in den aus zwei Wolframelektroden bestehenden Schweißbrenner Wasserstoff geblasen und dadurch die nachteilige Bildung von Oxyden vermieden wird, wird sich die Schweißung ein immer größer werdendes Anwendungsfeld im Stahlbau erobern. Im Herbst 1930 hat die Westinghouse-Gesellschaft für ihre Zwecke ein Gebäude von 67 m Länge, 36,5 m Tiefe und 11 Stockwerken errichtet, dessen aus Stahl bestehendes Skelett durchweg geschweißt worden ist. Das Gesamtgewicht an eingebautem Stahl beträgt etwa 1800 t. Die ausgeführten Schweißnähte haben zusammengelegt eine Länge von 16 000 m. Die höchstzulässige Beanspruchung der Nähte beträgt 700 kg/cm². In diesem Gebäude sollen 25 Laboratorien der Gesellschaft untergebracht werden, wovon das eine sich ausschließlich mit der Vervollkommnung der Schweißtechnik befassen soll. (S. Eng. News-Rec. 1930, S. 925.) N. B.

INHALT: Über den Stahlbau der Großbäckerei der Berliner Konsum-Genossenschaft in Spandau-Haselhorst. — Über eine allgemeine Methode zur Darstellung der Einflußlinien von Balken- und Rahmentragwerken. — Die neue Kalkofenanlage in Stahlkonstruktion in der Zuckerfabrik Maltsch a. O. — Amerikanischer Portalkran mit Schweißverbindungen. — Verschiedenes: Die Elektroschweißung im Stahlhochbau. — Die Schweißtechnik wird fortgesetzt verbessert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.