DER STAHLBAU

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

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

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 19. September 1930 | Heft 19

Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Karl Fritsch, Vorstand der Entwurfsabteilung des Tiefbauamts Mannheim.

Die Stadt Mannheim hat in diesem Jahre ein Brückenbauwerk erstellt, das, obschon es nicht zu den durch ihre Größe besonders hervorragenden gehört, den fachlich Interessierten doch einiges Bemerkenswertes bietet.

Durch die Errichtung des Steges, der in Zukunft der im Rheinauhafengebiet arbeitenden oder daselbst wohnhaften Bevölkerung einen Umweg von etwa 3,6 km erspart (Abb. 1), ist einem seit Bestehen des Rheinauhafens immer wieder geäußerten Wunsche Rechnung getragen worden. Ein ganz besonderes Interesse an dem Ersatz der alten Nachenfähre, die namentlich im Winter bei Vereisung des Hafens außerordentliche Unannehmlichkeiten und Beschwernisse verursachte, durch eine feste Überbrückung hatten die im Hafen ansässigen Unternehmungen. Eine Reihe von Firmen erklärten sich denn auch bereit, trotz der Schwere der Zeit zu den Erstellungskosten einen namhaften Betrag beizusteuern. Dank dieser tätigen Mithilfe war es der Stadt möglich, das gemeinnützige Unternehmen zum Nutzen der Rheinauer Bevölkerung durchzuführen.

Abb. 1 gibt eine Übersicht über die Lage des Steges.

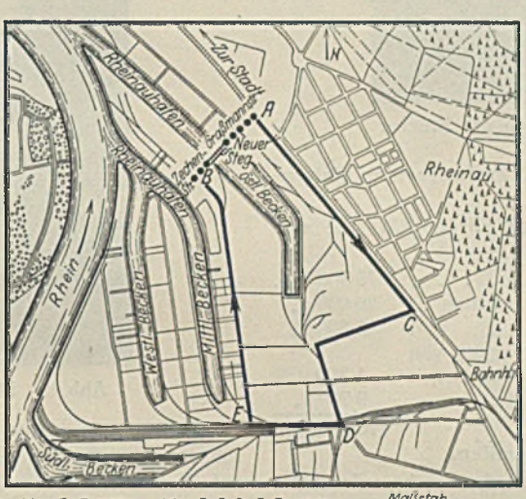


Abb. 1. Lageplan des Hafens mit Brücke.

1. Allgemeines.

Der Steg führt in der Achse der Graßmann- und Zechenstraße über das östliche Becken des Rheinauhafens und die Hafengleise.

Abb. 2 zeigt Ansicht, Draufsicht und Querschnitt des Bauwerks. Nach Lage der Verhältnisse war nur die Errichtung einer Stahlbrücke möglich. Der Überbau, ein durchlaufender Vollwandträger auf vier Stützen, ist in der Mittelöffnung versteift durch einen Stabbogen. Die Spannweiten zwischen den Auflagern betragen 24 + 84 + 24 m, zusammen eine Gesamtbrückenlänge von 132 m. Die Höhe der Durchfahrtöffnung über dem Hafenbecken wurde so bemessen, daß beim höchsten schiffbaren Wasserstand von + 8,0 am Pegel Rheinau noch eine lichte Durchfahrthöhe von 8,0 m eingehalten wird. In den Seitenöffnungen ergibt sich damit genügend Lichtraumprofil für die Eisenbahn.

Der Entwurf für den Steg war vom Tiefbauamt zunächst mit gegliedertem Versteifungsträger aufgestellt worden. Aus architektonischen Gründen wurde dann aber der Vorschlag der Stahlbaufirma, ein Vollwandträger, ausgeführt, der zudem wegen Wegfall eines besonderen Brückengeländers auch die wirtschaftlich günstigere Lösung bedeutete. Die Mittelpfeiler sind in die Uferböschungen gestellt und auf Eisenbetonbohrpfählen gegründet, welche bis zum tragfähigen Kies hinabreichen.

Auf Grund des vom Tiefbauamt gefertigten Entwurfs wurde bereits im Sommer 1928 die wasserpolizeiliche Genehmigung erwirkt und durch Einholung von Angeboten der Bauplan so vorbereitet, daß nach Bereitstellung der Mittel durch die städtischen Körperschaften die Arbeiten im November 1929 in Angriff genommen werden konnten. Dank der außerordentlich niedrigen Wasserstände und der milden Witterung des vergangenen Winters waren die Gründungs- und Betonarbeiten ohne weitere Erschwernisse in kurzer Zeit beendet, worauf sofort mit der Montage der Stahlkonstruktion begonnen werden konnte. Der Steg wurde vollständig an Land aufgestellt und dann durch Überschieben über den Hafen ohne jegliche Störung des Hafenverkehrs in seine endgültige Lage gebracht. Die gesamten Bauarbeiten waren in $5^1/_2$ Monaten beendet. Am 31. Mai erfolgte die Freigabe des Steges zur öffentlichen Benutzung (Abb. 3 u. 4).

Die Ausführung der Tiefbauarbeiten wurde im engeren Wettbewerb der Firma Ph. Holzmann A.-G., Frankfurt a. M., Niederlassung Mannheim,

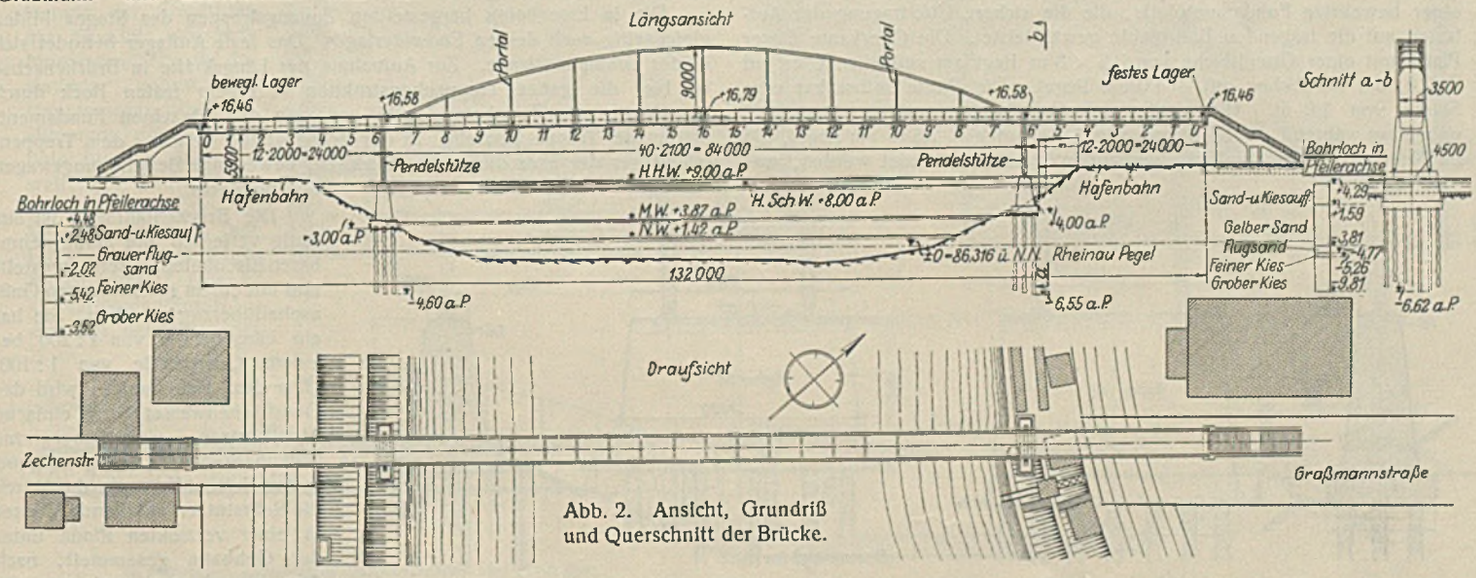


Abb. 2. Ansicht, Grundriß und Querschnitt der Brücke.

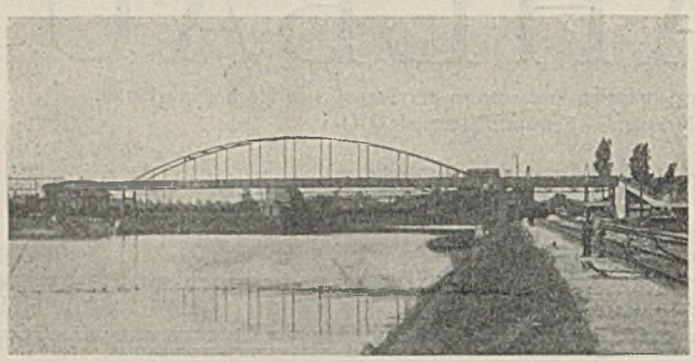


Abb. 3. Ansicht der Brücke im fertigen Zustand.

Abb. 4. Blick auf die Zugangstreppe der Brücke.

die der Stahlüberbauten dem Eisenwerk Kaiserslautern in Kaiserslautern übertragen.

Die Gesamtbaukosten des Steges betragen 170 000 RM. Sie verteilen sich wie folgt:

1.	Erd-, Beton- und Gründungsarbeiten	75 500 RM.
2.	Stahlkonstruktion einschließlich Nebenarbeiten .	80 000 „
3.	Beleuchtung	3 500 „
4.	Veränderungen von Anlagen und Umlegung von Leitungen der Reichsbahn	1 300 „
5.	Verschiedenes, Bauleitung, Verwaltung	9 700 „
		170 000 RM.

2. Gründungs- und Betonarbeiten.

Die Mittelpfeiler (Abb. 5), die die Hauptlasten der Brücke aufnehmen, liegen mit der Oberkante auf + 9,00 am Pegel, so daß die Kugellager der Pendelstützen stets außer Hochwasserbereich sind. Zur Aufnahme der Lagerkräfte und des Horizontalschubes der Portale ist der obere Teil der Pfeiler in armiertem Beton hergestellt. Der Pfeilerschaft ruht auf einer bewehrten Fundamentplatte, die die sichere Übertragung der Auflasten auf die tragenden Bohrpfähle gewährleistet. Die Oberkante dieser Platte mit einer Grundfläche von 3,5 × 8 m liegt am südlichen Ufer auf + 3,0, am nördlichen auf + 4,0 am Pegel. Die Platte selbst hat eine Stärke von 1,0 m. Bohrpfähle und Grundplatte mußten demgemäß unbedingt während der Niedrigwasserstände unter + 2,5 m am Pegel, die im November 1929 durchweg vorhanden waren, vollendet werden, was auch dank der oben erwähnten günstigen Rheinwasser- und Witterungsverhältnisse gelang.

Mit Rücksicht auf die in der Nähe der Pfeilerbaugruben stehenden Gebäude und Ufermauern wurden, um die beim Einbringen von Rammpfählen auftretenden Erschütterungen des Baugrundes zu vermeiden, für die Pfahlgründung Bohrpfähle vorgesehen. Der durchfahrene Boden bestand fast durchweg aus Sand, Flugsand und Kies. Der als guter Baugrund anzusprechende grobe Kies wurde auf etwa — 5,5 m am Pegel angetroffen.

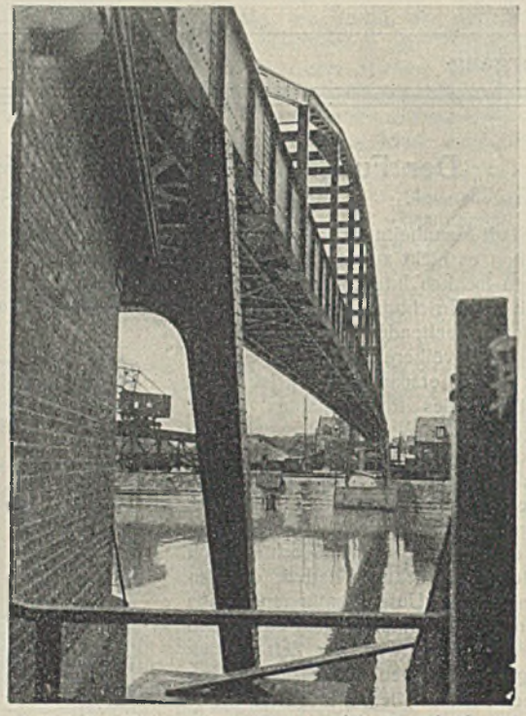


Abb. 6. Blick auf den unteren Windverband.

Der nördliche Pfeiler ruht bei 30 cm lichtem Durchmesser der Bohrrohre auf 25 Pfählen mit durchschnittlich 8,5 m Pfahllänge, der südliche auf 19 mit durchschnittlich 10 m Länge. Die höchste rechnerische Pfahlbelastung beträgt am nördlichen Pfeiler 24,7, am südlichen 28,6 t, was einer Mantelreibung von etwa 0,3 kg/cm² bei beiden entspricht, so daß allein durch diese ohne Berücksichtigung der Bodenpressung die Standsicherheit der Pfeiler gewährleistet ist.

Die in Eisenbeton hergestellten Zugangstreppen des Steges bilden gleichzeitig auch dessen Endwiderlager. Das feste Auflager befindet sich in der Graßmannstraße. Zur Aufnahme der Längskräfte in Brückenachse ist hier die ganze Treppenkonstruktion in einem festen Bock durch Anordnung von Eisenbetonriegeln zwischen den einzelnen Fundamentplatten der Treppe versteift. In der Zechenstraße ist unter dem Treppenwiderlager der über die ganze Brücke zu bewegende Besichtigungswagen untergebracht.

Die Brückenfahrbahn ist aus fertig verlegten und herausnehmbaren Eisenbetonplatten hergestellt und mit einem geschlossenen Gußasphaltüberzug versehen. Sie hat ein Längsgefälle von 1 : 200 bei einem Quergefälle von 1 : 100. Über dem Hafenbecken wird das Oberflächenwasser durch einfache Abfallstutzen unmittelbar ins Hafenbecken entwässert, während in den Seitenöffnungen das durch die Rohrstutzen abfallende Wasser in einer verzinkten Rinne unter der Gehbahn gesammelt, nach den Widerlagern und von da durch Abfallrohre und Bodenleitungen nach den Uferböschungen geführt wird.

Zwischen Konstruktion und den Abdeckplatten der Fahrbahn ist, ebenso wie unter den Treppen, Raum zur Unterbringung von Versorgungsleitungen freigehalten.

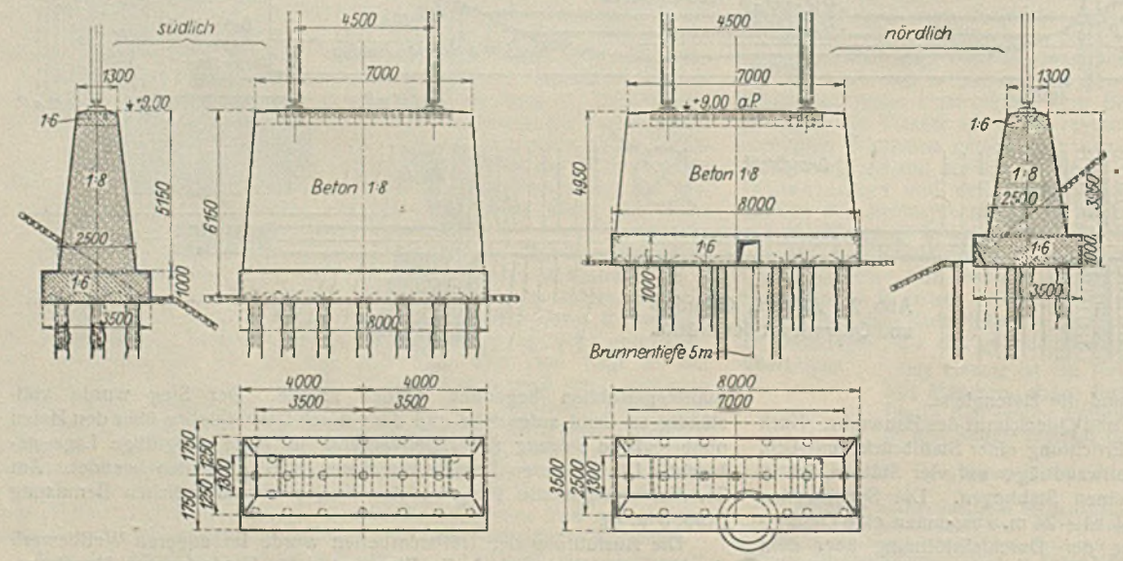


Abb. 5. Südlicher und nördlicher Mittelpfeiler.

Abb. 7. Längsblick durch die Brücke.

3. Stahlkonstruktion.

Das für die Überbrückung der drei Öffnungen gewählte System ist zweifach äußerlich und einfach innerlich statisch unbestimmt. Da man bei dem angetroffenen guten Baugrund und der vorsichtigen Fundierung mit nennenswerten Setzungen der Pfeiler und Widerlager nicht zu rechnen hatte, entschied man sich für einen durchlaufenden Träger, besonders auch, um die Unstetigkeiten des Gerberträgers und die damit verbundene umständlichere Konstruktion an den Gelenken zu vermeiden. Die Berechnung wurde außerordentlich sorgfältig durchgeführt. Sie erfolgte unter Benutzung des über vier Stützen durchlaufenden Trägers als statisch unbestimmtes Hauptsystem. Als dritte statisch unbestimmte Größe wurde die Horizontalkraft des Bogens gewählt. Die Einflußlinie dieser Kraft Xa ergibt sich als die Biegelinie des durchlaufenden Trägers bei einer Belastung g über der Mittelöffnung, deren Größe sich aus dem Wert $\frac{g\,l^2}{8} = f$ bestimmt, dividiert durch das Formglied $E\,J\,\delta_{aa}$, wobei f gleich dem Stichmaß und l gleich der Länge des Stabbogens ist.

Durch Bestimmung des hierbei sich ergebenden Momentes über den Mittelstützen erhält man die als Belastung zur Ermittlung der Xa-Linie dienende Momentenfläche für das statisch unbestimmte Hauptsystem. Nach Bestimmung der Einflußlinie für Xa sind alle weiteren Einflußlinien für die Momente im Versteifungsträger mit Hilfe der Stammfunktionen f_1 und f_2 (Bleich, „Viermomentensatz", Anhang) bekannt. Bei dem ungünstigen Verhältnis der Brückenbreite zur Höhe (3,5 : 9,0 m) und der Größe der Mittelstützweite von 84 m ist besonders Bedacht genommen worden auf die richtige rechnerische Erfassung des Windeinflusses auf den Hauptträger. Der untere Windverband, ein über vier Stützen durchlaufender Parallelträger mit gekreuzten Schrägen (Abb. 6), liegt in der Ebene des Untergurtes des Versteifungsträgers. Es wirkt infolgedessen in jedem Knotenpunkt desselben der vom Versteifungsträger aufzunehmende Differenzbetrag der Gurtkräfte des Windverbandes als exzentrisch angreifende Einzellast. Tragwerk und Auflagerdruck werden also bei Wind zusätzlich durch Exzentrizitätsmomente beansprucht, deren Einfluß nachgegangen wurde. Es zeigte sich dabei, daß die Stabkräfte des Bogens um etwa 6 % größer wurden, als bei Belastung durch Eigengewicht und ungünstigste Nutzlastverteilung allein. Bei den Auflagerdrücken und den Momenten im Versteifungsträger schwankt dieser Satz zwischen 4 und 17 %. Am ungünstigsten wirkt sich die Zusatzbelastung aus beim Querschnitt 7 (s. Abb. 2), wo die Momente nahezu um 18 % über den nur durch Eigengewicht und Nutzlast erreichten Werten liegen.

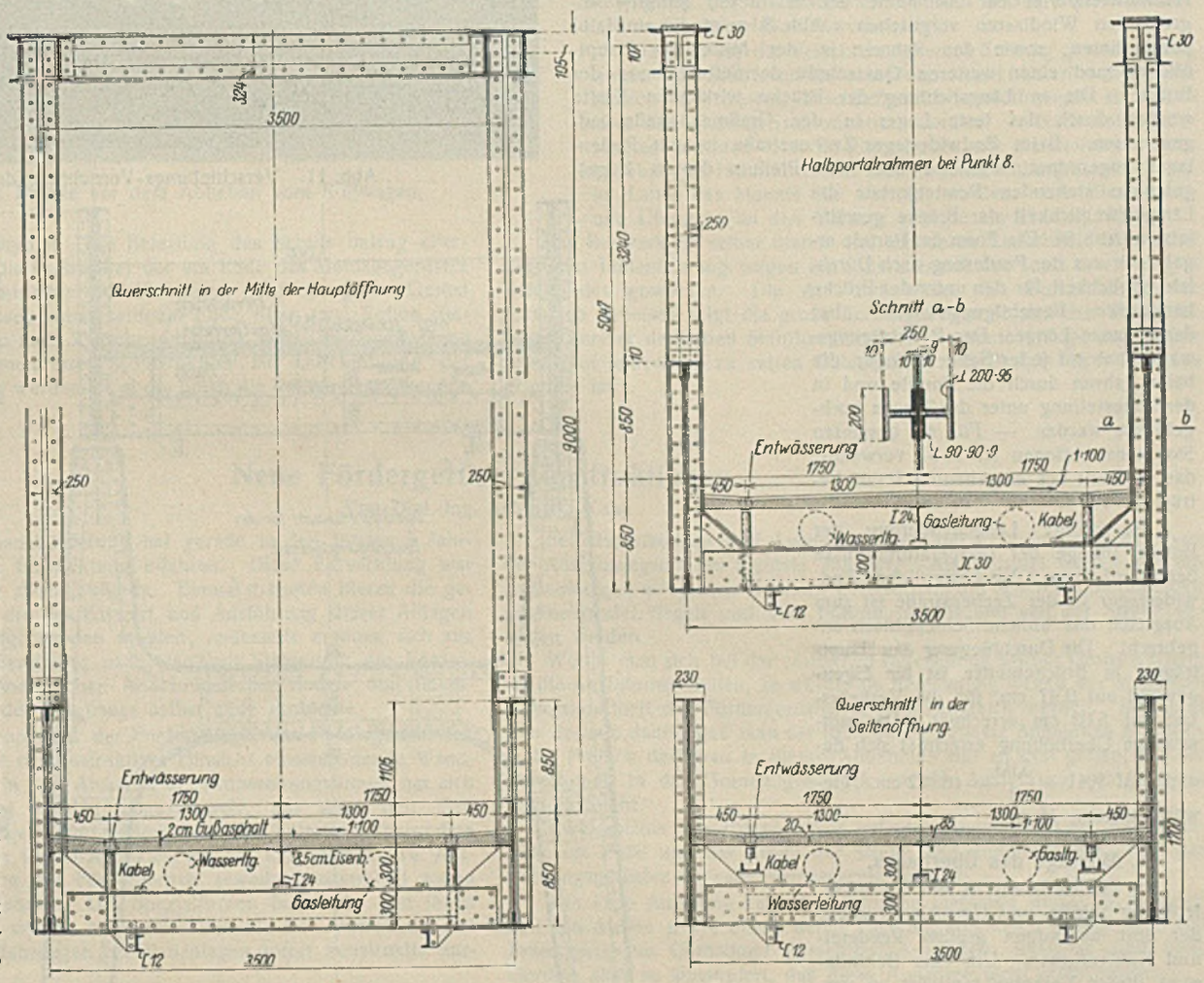


Abb. 8. Querschnitte der Brücke.

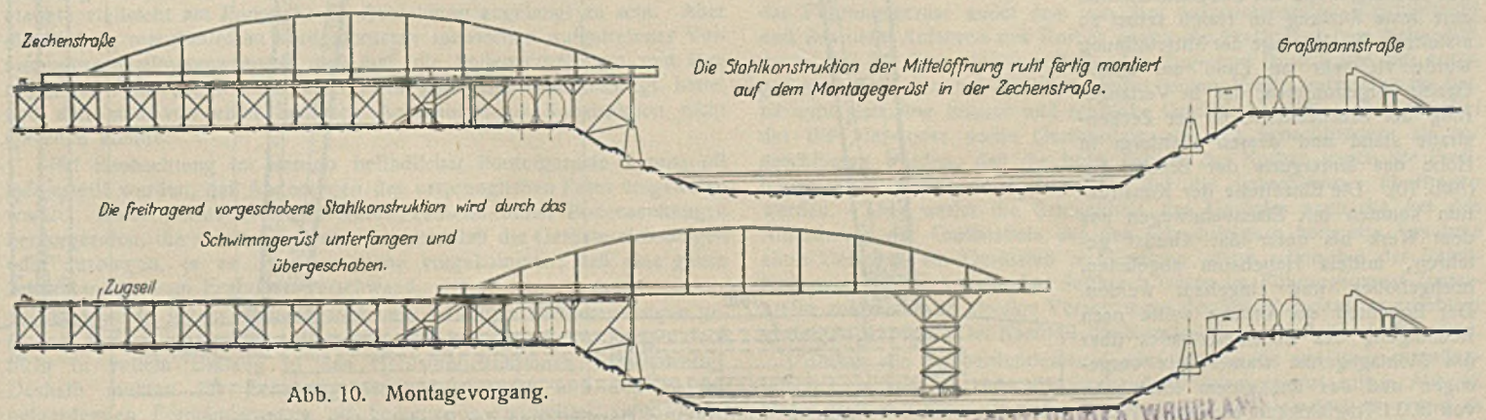


Abb. 10. Montagevorgang.

POLITECHNIKA WROCŁAWSKA
Katedra Wytrzymałości Materiałów
i Statyki Budowli

Die Größtwerte für die einzelnen statischen Größen sind:

maximaler Auflagerdruck im Endwiderlager 17,6 t/Hauptträger
maximaler Auflagerdruck auf den Mittelpfeiler 100 t/Hauptträger
maximale Stabspannkraft im Bogen . . . 175 t

neg. Moment im Versteifungsträger	bei Punkt 6 =	158,6 mt	max. Beanspruchung des Stahls
zugeh. Normalkraft im Versteifungsträger		170,0 t	σ max = 1480 kg/cm²
	bei Punkt 13 =	107,5 mt 179 t	σ max = 1456 kg/cm²

In der Bogenebene liegt zur Aufnahme der Windkräfte auf Bogen und Hängestangen der obere Windverband. Um die den Durchblick störenden Schrägen zu vermeiden (Abb. 6 u. 7), wurde er als liegender Vierendeelträger ausgebildet, dessen Auflager zwei Vollrahmenportale im Punkt 10 und 10′ sind, die ihrerseits die aufgenommenen Kräfte nach dem unteren Windverband weiterleiten. In Punkt 8 und 8′ ist in entsprechender Weise ein Halbrahmenportal zur Aufnahme der in diesen Punkten angreifenden Windlasten vorgesehen. Abb. 8 zeigt diesen Halbportalrahmen, sowie den Rahmen in der Mitte der Hauptöffnung und einen weiteren Querschnitt der Seitenöffnung der Brücke. Die in Längsrichtung der Brücke wirkenden Kräfte werden durch das feste Lager in der Graßmannstraße aufgenommen. Beim Endwiderlager Zechenstraße ist ein Rollenlager angeordnet, während über den Pfeilern die in Kugelgelenken stehenden Pendelportale die Längsbeweglichkeit der Brücke gewährleisten (Abb. 9). Die Form der Portale ergab sich aus der Forderung nach Durchfahrmöglichkeit für den unter der Brücke hängenden Besichtigungswagen über deren ganze Länge. Der Besichtigungswagen hat auf jeder Seite Ausleger, die beim Fahren durch die Portale und in der Ruhestellung unter der Treppe hochgeklappt werden. — Für die gesamten Stahlkonstruktionen ist St 37 verwandt; das Gewicht des eingebauten Stahls beträgt rd. 175 t.

Die größte Längenänderung der Brücke infolge der Temperatureinflüsse beträgt rd. 7 cm. Am beweglichen Endwiderlager in der Zechenstraße ist zum Ausgleich das übliche Schleppblech angebracht. Die Durchbiegung des Hauptträgers in Brückenmitte ist für Eigengewicht auf 9,41 cm, für die Verkehrslast auf 5,03 cm errechnet. Die notwendige Überhöhung errechnet sich danach auf $9{,}41 + \frac{5{,}03}{2} =$ rd. 12 cm. Gewählt wurden 15 cm.

4. Montage des Überbaues.

Im Rheinauhafen ist ein ständiger, lebhafter Schiffs- und Umschlageverkehr der dort ansässigen großen Reedereien und Kohlenfirmen. Um eine Behinderung dieses Verkehrs tunlichst zu vermeiden, wurde davon abgesehen, für den Zusammenbau der Stahlkonstruktion eine feste Rüstung im Hafen selbst zu erstellen. Die Montage der Mittelöffnung wurde vielmehr an Land auf einem Gerüst vorgenommen, das in Verlängerung der Brückenachse in der Zechenstraße stand und dessen Plattform in Höhe des Untergurts der Brücke lag (Abb. 10). Die Einzelteile der Konstruktion konnten mit Eisenbahnwagen aus dem Werk bis unter das Gerüst gefahren, mittels Hebebaum abgeladen, hochgehoben und eingebaut werden. Der Bogenteil der Brücke sollte nach Beendigung des Zusammenbaues über das Montagegerüst wasserwärts vorgezogen und das auf einem Rheinkahn von 300 t Tragfähigkeit errichtete Trans-

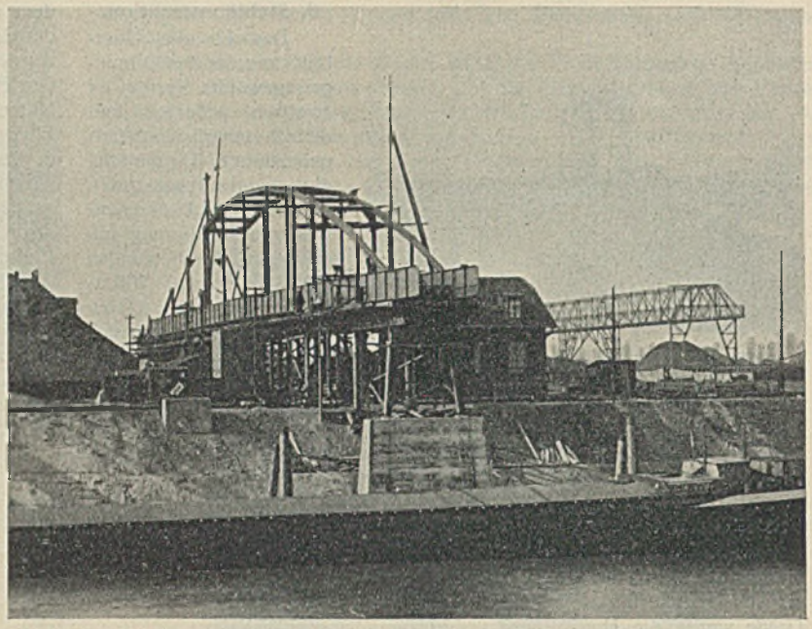


Abb. 11. Verschiebungs-Vorrichtung der Brücke.

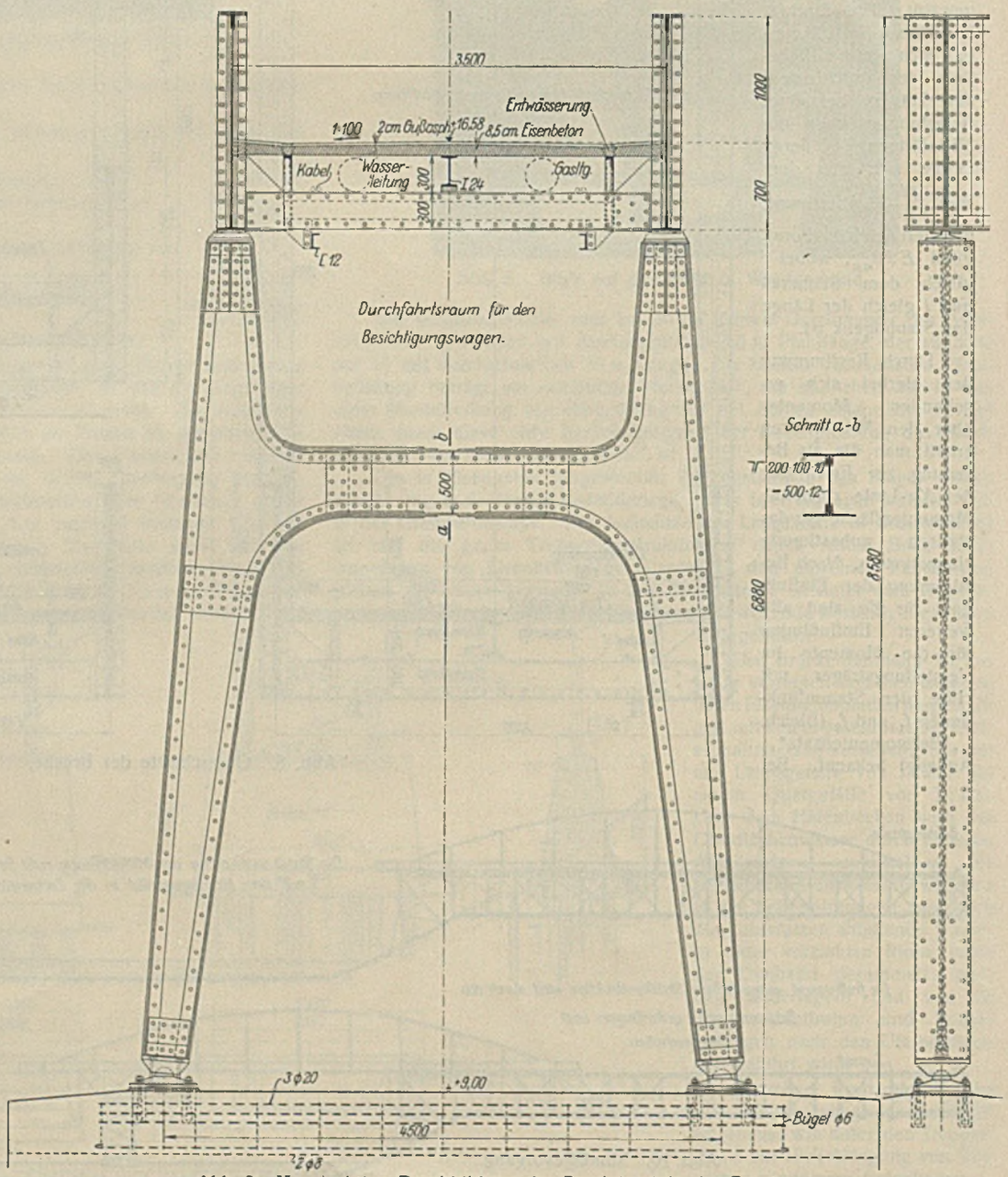


Abb. 9. Konstruktive Durchbildung der Pendelportale der Brücke.

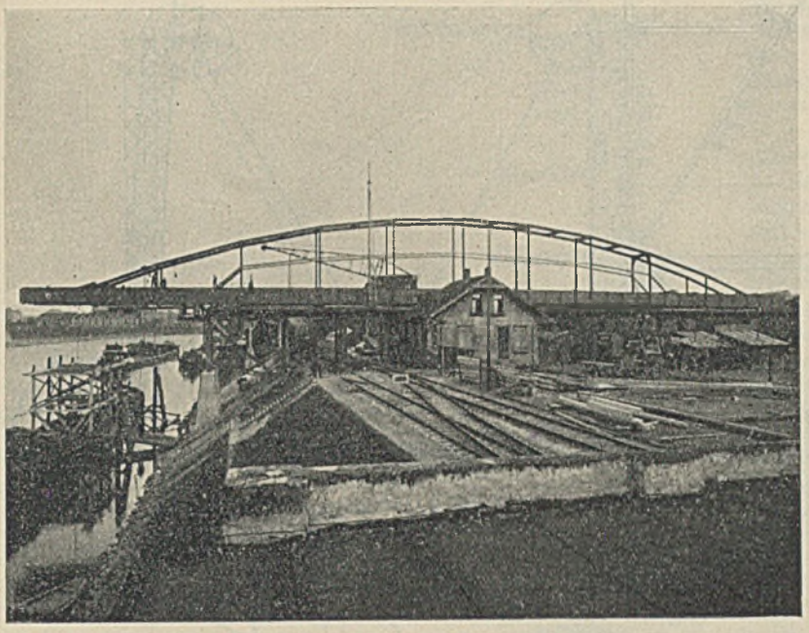


Abb. 12. Die Brücke vor dem Abheben vom Rollwagen.

portgerüst unterfahren werden. Die Belastung des Schiffs betrug allerdings nur etwa 120 t. Die Drahtkabel der am Ende des Montagegerüstes aufgestellten beiden elektrischen Winden liefen über das ganze Gerüst hinweg, wurden an dessen wasserseitigem Ende über zwei Rollen umgelenkt und konnten so nach Zwischenschaltung von Flaschenzügen an beliebiger Stelle der montierten Konstruktion zur Durchführung der Längsbewegung befestigt werden. Um die durch die Rolle aufzunehmende Zugreaktion sicher auf den Untergrund zu übertragen, wurde die Pendelstütze auf der Hafenseite provisorisch durch eine Hilfskonstruktion als Bock ausgebildet und gegen die Uferböschung abgestützt. Während der Verschiebung ruhte der Überbau auf vier kleinen Rollpritschen, die auf Schienen geführt wurden (Abb. 11 u. 12). Nachdem durch Abpumpen von Wasserballast die Brücke an den beiden vorderen Rollwagen abgehoben war, konnte die Bewegung über das Becken hinweg ohne besondere Schwierigkeiten am Morgen des 6. April durchgeführt werden. Sie geschah in zwei Etappen, um die Zugseile bei fortgeschrittener Verschiebung erneut weiter rückwärts befestigen zu können. Ohne Zwischenfall erreichte der Rheinkahn, der nach vier Seiten mit Tauen und Winden an Land gefaßt war, das nördliche Ufer, wo die Brücke auf die dortige Pendelstütze durch Einbringen von Wasserballast in das Schiff abgesetzt wurde. Der größte beobachtete seitliche Ausschlag der bewegten Brücke ergab sich zu etwa $^3/_4$ m nach beiden Seiten; die gesamte Leitung des Manövers und die Verständigung der Mannschaften an den sechs Winden wurde mittels Flaggenwinker bewerkstelligt.

Da man für die Verschiebung einen Sonntag gewählt hatte, wurde der Schiffsverkehr überhaupt nicht unterbrochen oder gestört. Die beiden anschließenden Landöffnungen sind dann über den Hafengleisen montiert worden. — Nach vollendeter Montage konnten dann die Restarbeiten, wie Herstellen des Gehbahnbelages, Hochführen der Treppen, Beleuchtung, Anstrich usw. im Laufe des Monats Mai beendet werden. Die Einweihung und Übergabe an den Verkehr erfolgte am 31. Mai 1930.

Das Bauwerk ist seiner klaren und schlichten Einfachheit und seiner eleganten Linienführung wegen ein Schmuckstück des sonst so eintönigen Hafenbildes geworden. Die Art und Weise der Durchführung der gesamten Arbeiten zeigt die große Leistungsfähigkeit und den Schaffenswillen unserer deutschen Stahlbauindustrie, der heute infolge der großen Arbeitsnot leider nur zu selten Gelegenheit zum Beweis ihres Können gegeben ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Fördergerüst-Konstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Schmitz, Köln.

Die senkrechte Schachtförderung hat gerade in den letzten 5 Jahrzehnten eine ungeahnte Entwicklung erfahren. Diese Entwicklung war aber mehr oder weniger zwangläufig da. Einmal drängten hierzu die gewonnenen Erfahrungen, die bei Entwurf und Ausführung dieser Anlagen zweckmäßig berücksichtigt werden mußten, anderseits ergaben sich aus den Forderungen des Bergbaues nach ständiger Steigerung der Fördermengen, und aus den natürlichen Änderungen der Boden- und Raumverhältnisse als Folgen des Bergbaues selbst neue Probleme.

Namentlich das Hauptglied der Förderanlage, das Fördergerüst, hat im Laufe der Jahrzehnte in konstruktiver Hinsicht einschneidende Wandlungen durchgemacht. In den Archiven der Aufbereitungsfirmen hat sich viel wertvolles Material darüber angesammelt, das über den Entwicklungsgang im Fördergerüstbau reichen Aufschluß liefert. Insbesondere ergaben sich daraus die Gesichtspunkte, die für die konstruktive Ausbildung und Entwicklung der Fördergerüste jeweils bestimmend waren und im Vordergrund standen. Die Spezialfirmen haben die von ihnen erbauten Fördergerüste ständig beobachtet und die bei Aufstellung und Betrieb gewonnenen Erfahrungen bei Neuanlagen sofort konstruktiv ausgewertet.

In den letzten Jahren konnte man allerdings allgemein eine gewisse Stockung in der Weiterentwicklung der Fördergerüste beobachten. Man glaubte vielleicht am Endpunkt der Ausbildung angelangt zu sein. Aber die Prüfung mancherlei an Fördergerüsten inzwischen aufgetretener Verformungserscheinungen ergab, daß man die Bodenverhältnisse und ihre möglichen Änderungen doch noch nicht genügend berücksichtigt hatte, und daß man von einer restlosen Anpassung der Konstruktion nicht sprechen konnte.

Bei Beobachtung im Betrieb befindlicher Fördergerüste konnte oft festgestellt werden, daß Änderungen der ursprünglichen Form eingetreten waren. Diese Formänderungen waren zumeist durch Bodensenkungen hervorgerufen, die so stark auftreten können, daß die Gerüste sich neigen oder ausbiegen, ja es ist sogar schon vorgekommen, daß eine ganze Schachtanlage vom Erdboden verschwand.

Obwohl in jedem Zechenbetrieb mit derartigen Bodensenkungen gerechnet werden muß, wurden diese und ihre etwaigen Auswirkungen doch nicht in vollem Umfang in den Gerüstkonstruktionen berücksichtigt. Deshalb mußten für Behebung der aufgetretenen und den Betrieb gefährdenden Formänderungen oft bedeutende Geldmittel aufgewendet werden.

Selbstverständlich sind Ausmaß und Art der Formänderung ganz von der Ausführungsart der Gerüste abhängig. Als Beispiel wollen wir die Auswirkungen an solchen Gerüsten untersuchen, bei denen die Seilscheiben nebeneinander liegen und vom Führungsgerüst und von der Strebe getragen werden.

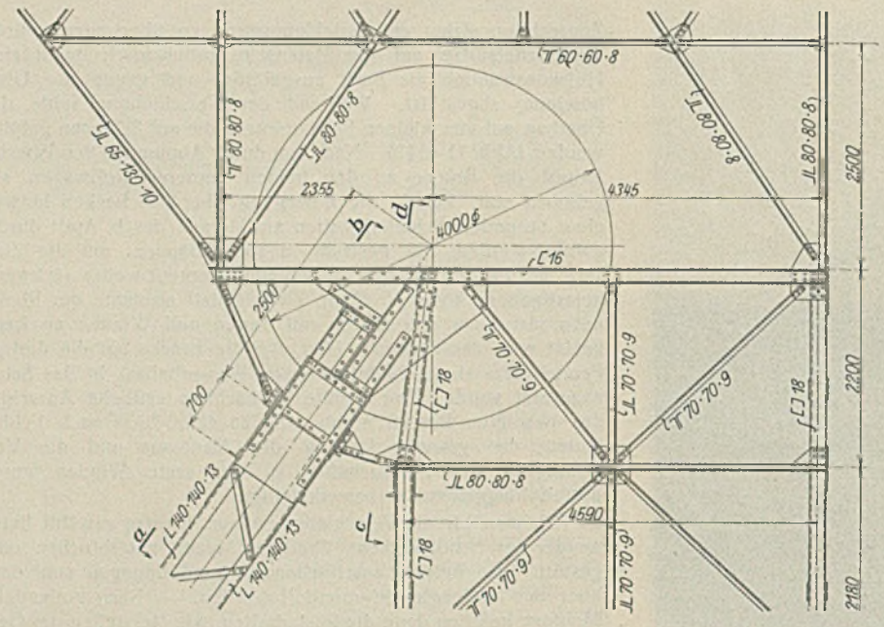
Wollte man sich bei der statischen Berechnung solcher Gerüste streng an die Ausführung halten, so würde die Berechnung wegen der statischen Unbestimmtheit des Fördergerüstes sehr umfangreich werden. Man hilft sich deshalb damit, daß man der Berechnung gewisse Annahmen zugrunde legt. Freilich darf man in diesen Annahmen nur so weit gehen, daß die Berechnung in den Grundzügen noch mit der Ausführung des Gerüstes übereinstimmt.

Zwei solcher zumeist zugrunde gelegten Annahmen sind, daß einerseits am Fuße und am Kopfe der Strebe und anderseits am Fuße des Führungsgerüstes Gelenke vorausgesetzt werden.

Die erste Annahme kann bei manchen Gerüsten durch die Schlankheit der Strebe sowie durch deren Lagerung auf den Fundamenten und Befestigung am Gerüstkopf gerechtfertigt werden; trotzdem sind viele Gerüste aber so konstruiert, daß diese Annahme nicht mehr zutrifft.

Bezüglich der zweiten Annahme ist aber folgendes zu beachten: Durch entsprechende Wahl der Strebenneigung kann erreicht werden, daß das Führungsgerüst außer dem von ihm aufzunehmenden Eigengewicht und der beim Anfahren des Korbes gegen die Prellträger bzw. beim Aufsetzen auf die Fangstützen auftretenden Zug- und Druckkräfte nur einen geringen Teil der bei Seilbruch auftretenden Kräfte aufzunehmen hat. Es wird also eine leichte und schlanke Gerüstkonstruktion möglich, bei der die vier oder sechs Gerüststiele auf den Schachtträgern so angeschlossen werden, daß die beim Fahren des Korbes gegen die Prellträger etwa auftretenden Zugkräfte auf die Schachtträger übertragen werden. Aber weder die Schlankheit des Gerüstes noch die Art des Anschlusses der Gerüststiele auf den Schachtträgern kann die Annahme eines Gelenkes am Gerüstfuß rechtfertigen, denn schon bei der Regelförderung und noch mehr bei Seilbruch treten im Führungsgerüst Zusatzkräfte auf, die durch etwaige Versetzungen des Führungsgerüstes erheblich gesteigert werden. Der Nachteil der Konstruktion tritt dann stark hervor.

Sinken die Strebenfundamente oder gleiten sie aus ihrer ursprünglichen Lage weg, so zieht die Strebe das Führungsgerüst mit (s. Abb. 1). Dann muß das Führungsgerüst die Kraft der Strebe aufnehmen, und es entsteht im Gerüst ein Moment, welches oft so stark ist, daß Schrägen



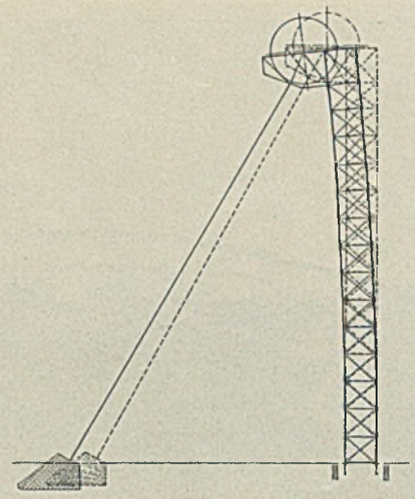
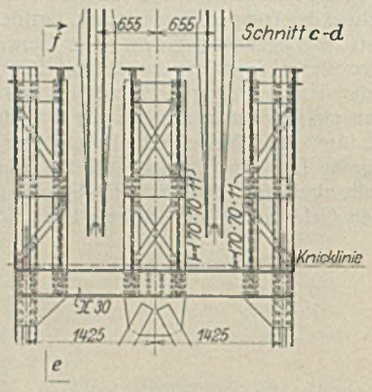
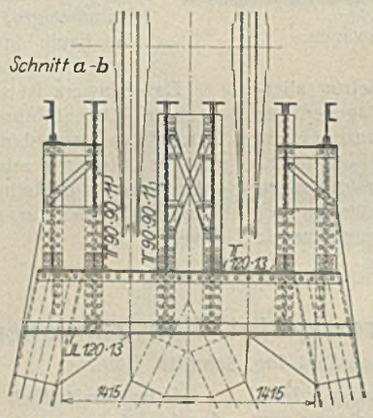


Abb. 1. Verformung des Gerüstes durch das Weggleiten des Strebenfundamentes.





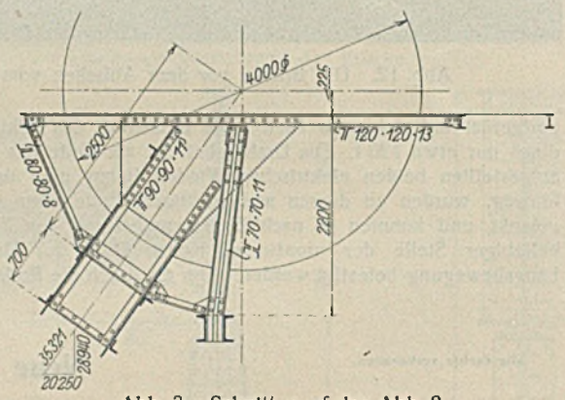


Abb. 3. Schnitt *e—f* der Abb. 2.

Abb. 2.
Konstruktive Durchbildung der Verbindung zwischen Strebe und Führungsgerüst.

reißen oder daß Anschlüsse sich lockern oder gar abreißen. Tritt in einem solchen Zustande noch Seilbruch auf, so sind bleibende Formänderungen, oft sogar Zerstörungen unvermeidlich.

Ist die Verbindung zwischen Strebe und Führungsgerüst nicht so stark, daß beim Weggleiten der Strebenfundamente die Strebe das Gerüst mitnehmen kann, so wird die Verbindung zerstört, wobei gegebenenfalls das Führungsgerüst durch die etwa abgleitende Strebe beschädigt werden kann.

Diesem Fall hat z. B. die Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk, bei ihrer Gerüstkonstruktion Rechnung getragen und dem Strebenkopf die in Abb. 2 u. 3 dargestellte Form gegeben. Die Strebe erhält an ihrem oberen Ende zwei Vorsprünge, die sich auf entsprechende Absätze, die an den Seilscheibenträgern vorgesehen sind, auflegen. Diese Vorsprünge verhindern das Abgleiten der Strebe, selbst wenn die Verbindung zwischen Strebe und Gerüstkopf reißt. Viele dieser Gerüste sind für Frankreich, Belgien und auch für das Ruhrgebiet ausgeführt worden und haben sich im Betrieb gut bewährt. Formänderungen am Führungsgerüst selbst sind nicht vorgekommen, weil die Verbindung zwischen Strebe und Gerüst zerstört wurde, bevor das Führungsgerüst sich verformen konnte. Die Instandsetzung des Fördergerüstes war dann verhältnismäßig einfach, da eine Verstärkung des Führungsgerüstes nicht nötig war. Nur die Strebe mußte gehoben und die Fußplatte neu untergossen werden.

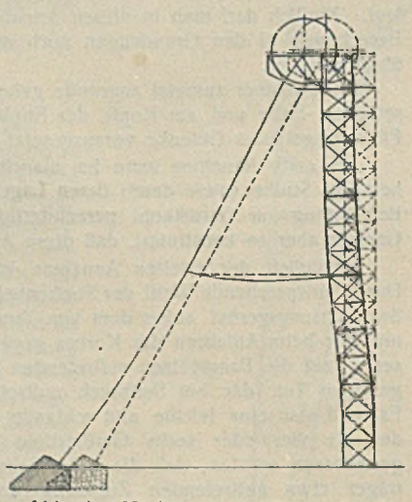


Abb. 4. Verformungswirkung durch den zwischen Strebe und Führungsgerüst eingezogenen Stab beim Weggleiten des Strebefundamentes.

Eine Konstruktion von Fördergerüsten, der man in den Kohlengebieten oft begegnet, ist in Abb. 4 dargestellt. Man hat durch einen zwischen Strebe und Führungsgerüst eingezogenen Stab die Knicklänge der Strebe verringert, den Grad der statischen Unbestimmtheit dadurch aber erhöht. Diese Stäbe werden oft als Verstärkung für die Strebe, die sich durchgehangen hatte, nachträglich eingezogen, oft auch zur Aussteifung des ganzen Fördergerüstes, das unruhig förderte. Dieses Konstruktionsglied ist, selbst wenn es nur zur Gerüstaussteifung dient, zu verwerfen, denn, obwohl es an sich eine einfache Verstärkung oder Aussteifung darstellt, überträgt es die bei Versetzungen auftretenden Zusatzkräfte jetzt auch auf die Strebe, wodurch der letztgenannte Vorteil wieder aufgehoben wird. Abb. 4 zeigt die ursprüngliche Fördergerüstform punktiert eingezeichnet, während der Zustand der Formänderung durch die ausgezogenen Linien dargestellt ist. Um die ursprüngliche Form wieder herzustellen, genügt es nicht, den eingezogenen Stab an der Strebe oder am Gerüst zu lösen. Der Durchhang der Strebe, den die Einziehung des Stabes beseitigen sollte, tritt sogar nach der Versetzung in noch stärkerem Maße auf.

Ein weiterer Fehler, der im Gerüstbau oft gemacht wird, ist die Verbindung des Führungsgerüstes mit der Hängebank oder gar die Einsparung der Hängebankstützen am Gerüst durch Verlagerung der Hängebank-Trägerlage an den Gerüststielen. Das Gerüst wird dadurch einesteils am unabhängigen Gehen verhindert und anderenteils vom Schachtgebäude abhängig gemacht. Es muß den Bewegungen des Schachtgebäudes folgen, das infolge einer größeren Grundfläche leichter Versetzungen durch Bodensenkungen erleidet als das Führungsgerüst.

Ein Fall, der die Nachteile dieser Ausführung besonders deutlich erkennen läßt, sei nachstehend geschildert.

Auf einer Schachtanlage wurden durch solche Konstruktion verursachte, ganz beträchtliche Verschiebungen festgestellt. Bodensenkungen, die an einer Ecke des Schachtgebäudes Fundamentsenkungen zur Folge hatten, verursachten eine Verschiebung der ganzen Schachtanlage und dadurch ganz besonders starke Verschiebungen am Führungsgerüst.

Die Ergebnisse der Lotungen am Führungsgerüst sind nachstehend angeführt. Die durch Nivellieren festgestellten Höhenlagen der Gerüst-

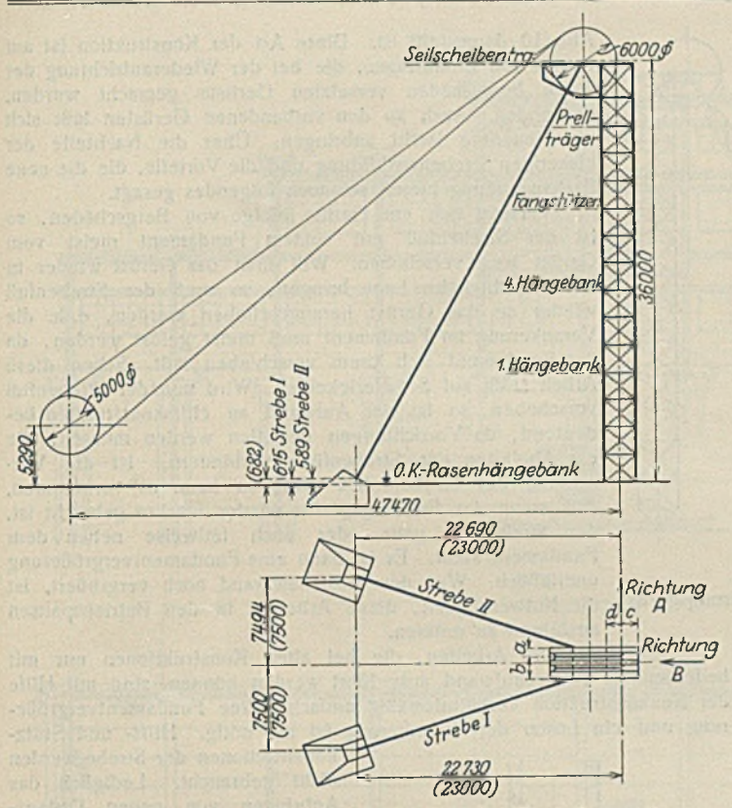


Abb. 5. Fördergerüst, an dem die in Abb. 6 u. 7 wiedergegebenen Messungen ausgeführt worden sind.

teile sind in Abb. 5 eingetragen. Die Klammermaße sind die bei Montage des Gerüstes festgelegten Entfernungen. In Abb. 5 sind außerdem die für nachstehende Zahlentafel erforderlichen Bezeichnungen festgelegt.

Zahlentafel.

	Richtung *A*		Richtung *B*	
In Höhe von	*a*	*b*	*c*	*d*
Seilscheibenbühne . .	826	1874	1130	1570
Prellträger	825	1875	1210	1490
Fangstützen	820	1880	1272	1428
4. Hängebank	802	1898	1322	1378
1. Hängebank	807	1893	1272	1428
Rasen	867	1833	1148	1552

Bei der Aufstellung der Zahlentafel mit den Ergebnissen der Lotungen wurde von der Annahme ausgegangen, daß das Gerüst in Höhe der Seilscheibenbühne nicht ausgewichen ist. Die Abweichungen des Führungsgerüstes in den verschiedenen Höhen sind danach festgelegt worden. Diese Annahme ist für die Durchführung der Lotung einfacher als die, daß die Schachtträger nicht verschoben wurden. Die absoluten Werte der Abweichung der verschiedenen Punkte sind in beiden Fällen die gleichen.

Die Abweichung der Schachtmitte gegen die Lotrechte nach der Annahme, daß die Seilscheibenträger nicht verschoben wurden, ist in Abb. 6 festgelegt.

Nimmt man nun an, daß die Schachtträger liegen geblieben sind, was auch zutrifft, so ergibt sich das in Abb. 7 dargestellte Bild der Verschiebungen. Daraus ist eine Abweichung des Führungsgerüstes von 65 mm in der Richtung *A* und von 174 mm in der Richtung *B* (vgl. Abb. 7) zu ersehen. Diese maximalen Abweichungen liegen in Höhe der 4. Hängebank. Beim Vergleich der Abweichungen in Höhe der Seilscheibenbühnen stellte man fest, daß in Richtung *A* die Abweichung + 41 mm, d. h. positiv ist, dagegen in Richtung *B* negativ, d. h. das Gerüst hat eine Rückwärtsbewegung gemacht. Beim Vergleich mit der Wanderung der Strebenfundamente (Abb. 5) stellt man fest, daß das Gerüst anders gewandert ist als die Strebe. Schon aus diesem Vergleich ist zu ersehen, daß das Schachtgebäude die Gerüstverschiebung beeinflußt hat.

Diese Verschiebung am Führungsgerüst hat sich nur durch eine Gerüstverstärkung wieder beheben lassen, denn man konnte nicht feststellen, ob das innere Gefüge der verformten Stäbe noch seinen früheren Zustand hatte. Man mußte annehmen, daß schon bleibende Formänderungen in den Stäben eingetreten seien.

Diese Beispiele, die noch um manches weitere vermehrt werden könnten, beweisen, wie äußerst wichtig es ist, in Gegenden, in denen Bodensenkungen oft vorkommen, Fördergerüste zu bauen, auf welche Bodensenkungen nicht verformend wirken können. Durch die heute übliche Konstruktionsart ist diese Frage nicht gelöst. Eine Lösung zu finden, die allen Anforderungen genügt, ist nicht leicht. Sie müßte aber gesucht werden. Denn so brauchbar die eine oder andere der beschriebenen Lösungen für die Instandsetzung von Fördergerüsten, die oft erhebliche Kosten erfordert, auch sein mag, so ist es doch nie oder nur in ganz seltenen Fällen möglich, damit den der Berechnung und Konstruktion zugrunde gelegten Zustand wieder zu erreichen. Die durch Bodenversetzungen entstandenen Momente im Führungsgerüst durch Hebung der Strebe wieder zu beseitigen, ist fast ausgeschlossen. Viele Firmen hofften, dadurch das Gerüst gegen Verformungen infolge Senkungen unempfindlicher zu machen, daß sie das Führungsgerüst stärker ausbildeten als rechnerisch nötig. Andere wieder rechneten das Gerüst einfach statisch unbestimmt, indem sie die Fußeinspannung des Führungsgerüstes auf den Schachtträgern als der Wirklichkeit entsprechend in die Berechnung einführten. Dadurch wurde das Führungsgerüst unempfindlicher gegen Bodensenkungen. Sie konnten aber nicht verhindern, daß das Gerüst bei Senkungen Zusatzkräfte aufnehmen mußte, deren Größe unbestimmbar ist, weil sich die Größe der Senkung nicht vorausbestimmen läßt. Das Fördergerüst, welches alle Kräfte aus Seilbruch, Betriebslast, Eigengewicht und Wind aufnehmen und in die Fundamente leiten muß, soll ruhig fördern und gleichzeitig unempfindlich gegen Bodensenkungen sein. Dieses Ziel wird am besten durch eine statisch bestimmte Gerüstkonstruktion erreicht, d. h. durch eine Konstruktion, die keine Einspannstellen hat.

Hierfür gibt es zwei Lösungen. Die erste ist in Abb. 8 (System I) dargestellt. Am Fuß der Strebe sowie am Fuß und am Kopf des Führungsgerüstes sind Gelenke vorgesehen und die als Gerüstkopf bezeichnete Seilscheibenlagerung bildet mit der Strebe ein Ganzes. Die zweite Art stellt Abb. 8 (System II) dar. Hier werden Gelenke am Fuß des Führungsgerüstes sowie am Fuß und Kopf der Strebe angeordnet, so daß wie üblich das Führungsgerüst mit dem Gerüstkopf ein Ganzes ist. Diese Gelenkanordnung entspricht den Annahmen, die man heute meist bei Gerüstberechnungen macht. Die Erfahrung wird ergeben, welche von diesen beiden Ausführungsarten die vorteilhafteste in bezug auf Einfachheit der Berechnung, Konstruktion und Montage, Wirtschaftlichkeit, Unterhaltung und in bezug auf Unempfindlichkeit gegen Bodensenkungen ist.

Fördergerüste der ersten Ausführungsart wurden um die Mitte des vorigen Jahrzehnts gebaut, aber nur von einer Firma; andere Firmen haben diese Konstruktion nicht übernommen und auch diese eine Firma

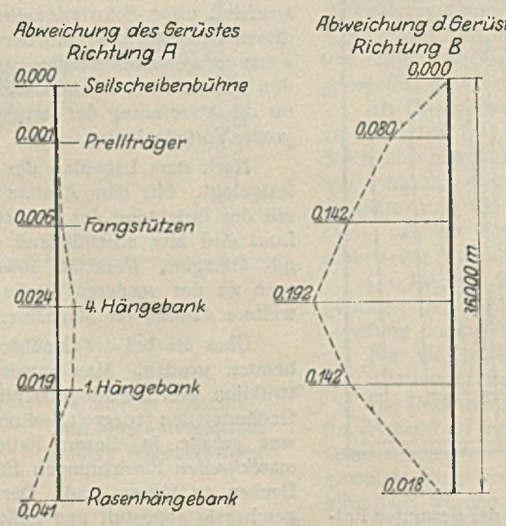


Abb. 6. Ergebnisse der Lotung. Bezugspunkt Seilscheibenbühne.

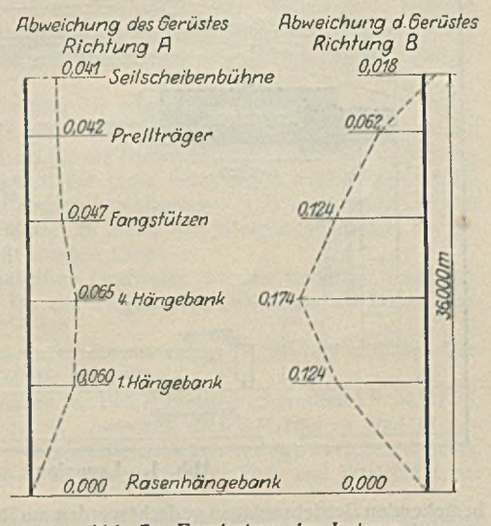


Abb. 7. Ergebnisse der Lotung. Bezugspunkt Schachtträger (Rasenhängebank).

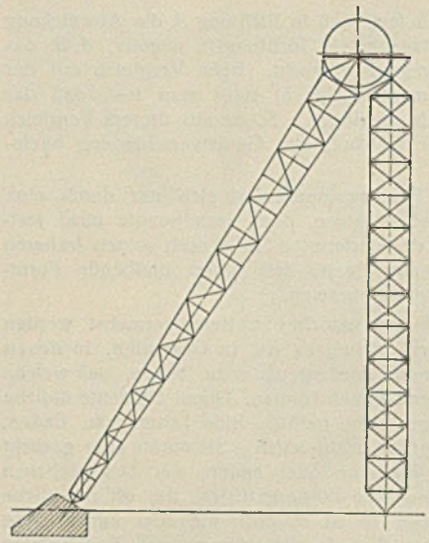


Abb. 8. System I; Gerüstkopf bildet mit der Strebe ein Ganzes.

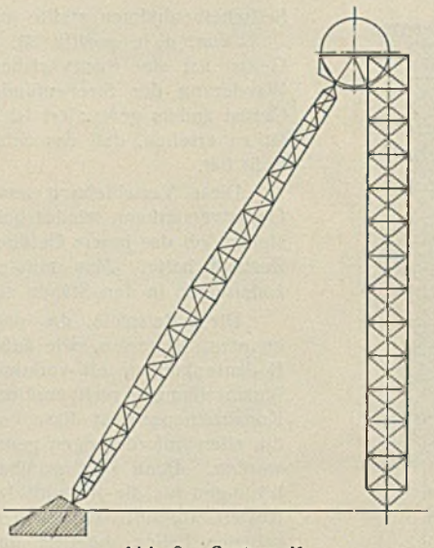


Abb. 9. System II; Gerüstkopf bildet mit dem Führungsgerüst ein Ganzes.

hat sie bald wieder aufgegeben. Die Gründe dafür lagen einerseits in der Schwierigkeit der Montage, anderseits darin, daß die statische Wirkung des fertigen Gerüstes nicht einwandfrei war. Die ersten Gründe mögen zugegeben werden, jedoch kann der zweite Grund meiner Ansicht nach durch eine geeignete Konstruktion ausgeschaltet werden. Es muß nochmals betont werden, daß sich bei Anordnung von Gelenken, welche die in der Berechnung angenommenen Wirkungen verbürgen, Gerüstformen ergeben, welche bei der Herstellung zwar etwas teurer, in der Unterhaltung dagegen viel billiger sind als die heute üblichen.

Einige Neuerungen, die teilweise schon ausgeführt sind und sich in der Praxis gut bewährt haben, teilweise an neuen Gerüsten ausgeführt werden, seien hier noch kurz erwähnt. Eine Humboldtsche Konstruktion ist die Anordnung von Gelenken an Doppelbockgerüsten, so daß die beiden Streben keine Einspannstelle mehr haben. Es können also Zusatzmomente in den Streben bei Versetzungen der Fundamente nicht mehr auftreten, da das Führungsgerüst unabhängig von den Streben steht.

Neukonstruktionen von Fördergerüsten werden von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt nach Abb. 9 ausgeführt. Diese Ausführungsart ist gewählt worden, weil bei ihr die Montage einfacher ist als bei den nach Abb. 8 konstruierten Fördergerüsten. Bei Neukonstruktionen wird noch besonderer Wert auf die Ausbildung der Strebenfüße gelegt, welche in Abb. 10 dargestellt ist. Diese Art der Konstruktion ist auf Grund von Erfahrungen, die bei der Wiederaufrichtung der durch Bergschäden versetzten Gerüste gemacht wurden, entstanden. Auch an den vorhandenen Gerüsten läßt sich die Neuerung leicht anbringen. Über die Nachteile der bisherigen Strebenausbildung und die Vorteile, die die neue Fachausbildung bietet, sei noch folgendes gesagt.

Versetzt sich ein Gerüst infolge von Bergschäden, so ist der Strebenfuß mit seinem Fundament meist vom Gerüst weg verschoben. Will man das Gerüst wieder in die ursprüngliche Lage bringen, so muß der Strebenfuß wieder an das Gerüst herangeschoben werden, d. h. die Verankerung im Fundament muß meist gelöst werden, da das Fundament sich kaum verschieben läßt. Schon diese Arbeit stößt auf Schwierigkeiten. Wird nun der Strebenfuß verschoben, so ist der Aufwand an Hilfskonstruktion bedeutend, da Vorrichtungen getroffen werden müssen, die ein Abgleiten der Strebenfüße verhindern. Ist die Versetzung des Strebenfußes groß, so kann es vorkommen, daß, wenn das Führungsgerüst wieder ins Lot gebracht ist, der Strebenfuß ganz oder doch teilweise neben dem Fundament steht. Es ist dann eine Fundamentvergrößerung unerläßlich. Was den Kostenaufwand noch vergrößert, ist die Notwendigkeit, diese Arbeiten in den Betriebspausen ausführen zu müssen.

Die Arbeiten, die bei alten Konstruktionen nur mit bedeutendem Kostenaufwand ausgeführt werden können, sind mit Hilfe der Neukonstruktion verhältnismäßig einfach. Eine Fundamentvergrößerung und ein Lösen der Verankerung ist nie nötig. Hilfs- und Stützkonstruktionen der Strebe werden nicht gebraucht. Lediglich das Anbringen von neuen Distanzstücken, wie aus Abb. 10 ersichtlich, ist erforderlich. Für deren Einbau benötigt man nur eine hydraulische Pumpe, um die Fußkonstruktion erst an der einen, und dann an der anderen Seite des Strebenfußes zu heben.

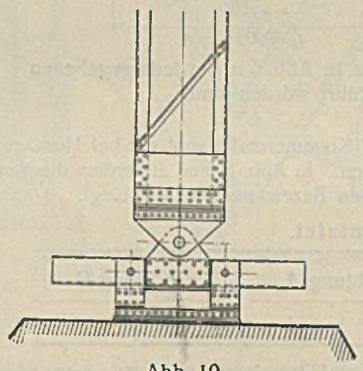


Abb. 10. Neue gelenkartige Ausbildung des Strebenfußes.

Durch diese Gerüstkonstruktion ist im Fördergerüstbau eine Neuerung geschaffen worden, durch welche die Fördergerüste für Bergschäden unempfindlicher und dadurch in der Unterhaltung billiger geworden sind.

Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur H. Maushake, Braunschweig.

Der Kundenkreis des Allgemeinen Konsumvereins zu Braunschweig hat sich in den letzten Jahren stark vergrößert, so daß an eine Erweiterung der

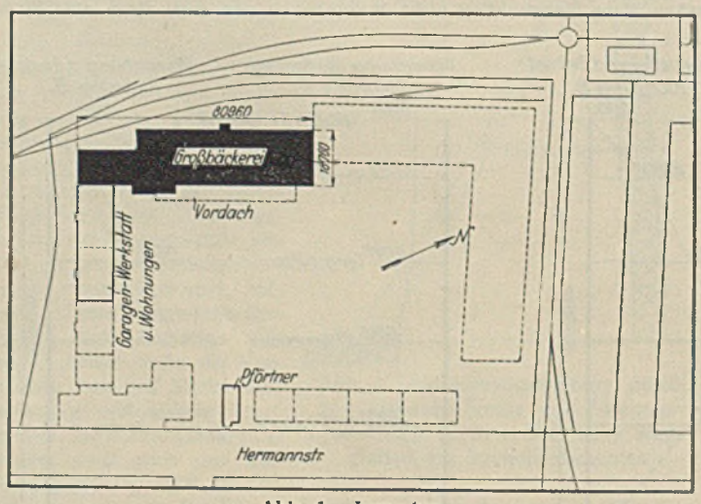
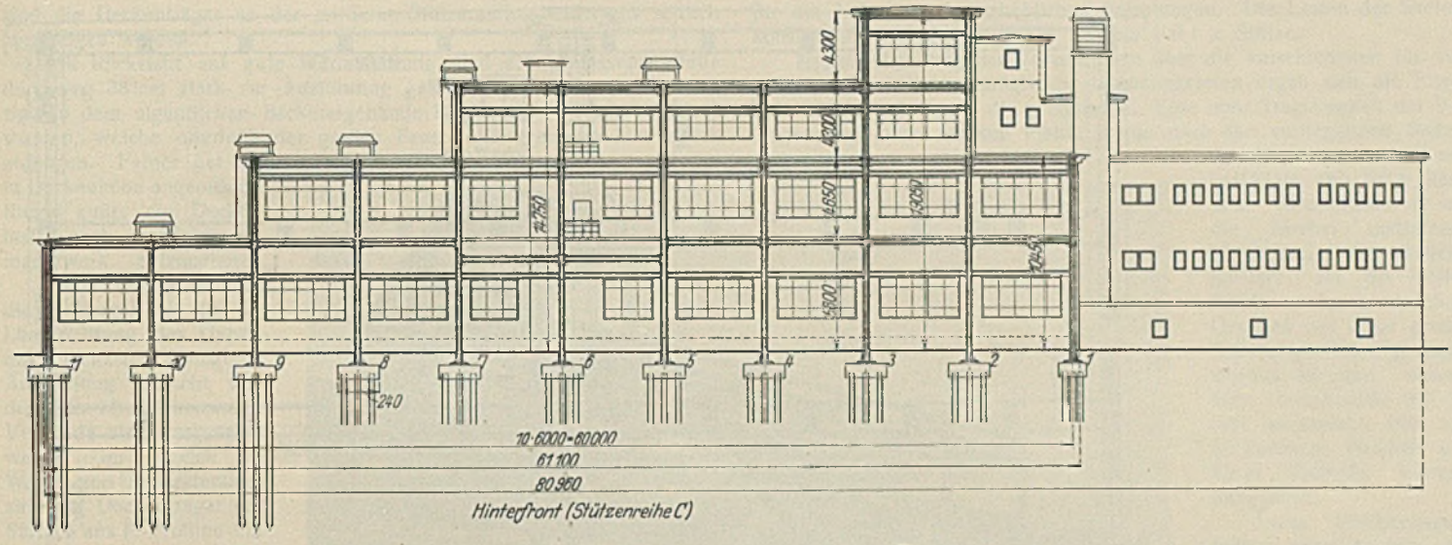


Abb. 1. Lageplan.

bestehenden Betriebsanlagen gedacht werden mußte. Mit der gesamten Entwurfsbearbeitung und Bauleitung dieser Großbäckerei wurde Herr Architekt H. C. Bartels, Braunschweig, betraut. Zur Erstellung einer Großbäckerei mit Lagerhäusern usw. konnte ein im Westen der Stadt innerhalb des Stadtgebietes und an der Landeseisenbahn gelegenes Industriegelände von rd. 2 ha erworben werden. Dieses Gelände bot insofern Vorzüge, als für die Heranschaffung der Rohmaterialien der unbedingt nötige Eisenbahnanschluß ohne Schwierigkeiten erreicht werden konnte. Anderseits ist dieses Gelände innerhalb der Stadtgrenzen an fertig angelegten und teilweise ausgebauten Straßen gelegen, wodurch eine gute Verbindung mit den bestehenden Betriebszweigen und der Stadt selbst gegeben ist, was für die Ablieferung der fertigen Waren an die Kundschaft und dergleichen große Vorteile bietet.

Nach dem Lageplan der Abb. 1 wurde die Bebauung des Geländes festgelegt. Mit dem Ausbau ist im Frühjahr 1929 begonnen, und zwar mit der Errichtung der Großbäckerei an der linken Hälfte der Eisenbahnfront und hier anschließend seitlich nach der vorderen Straßenfront zu mit Garagen, Werkstatt sowie darüberliegenden Wohnräumen. Ferner auch an der vorderen Straße mit dem Pförtner- und Wiegehause. Der weitere Ausbau für Magazine, Bürohaus usw. erfolgt später.

Über die bei der Großbäckerei anzuwendende Bauweise ist eingehend beraten worden. Man entschied sich für ein Stahlskelett. Diese Konstruktion gibt die Möglichkeit, Bauerweiterungen und Veränderungen an Gebäudeteilen jederzeit und ohne besondere Schwierigkeiten vorzunehmen, was gerade in diesem Falle von besonderer Wichtigkeit ist, da die maschinellen Einrichtungen für die Aufbereitung stellenweise durch die Decken zu führen sind. Der Hauptteil des Bäckereigebäudes ist mehrgeschossig abgestuft und mißt im Grundriß 19 × 60 m. Unter Einschluß des am linken Flügel sich anschließenden, nur 12 m breit gehaltenen Teiles hat das Gebäude eine Länge von 80 m (s. Abb. 2).



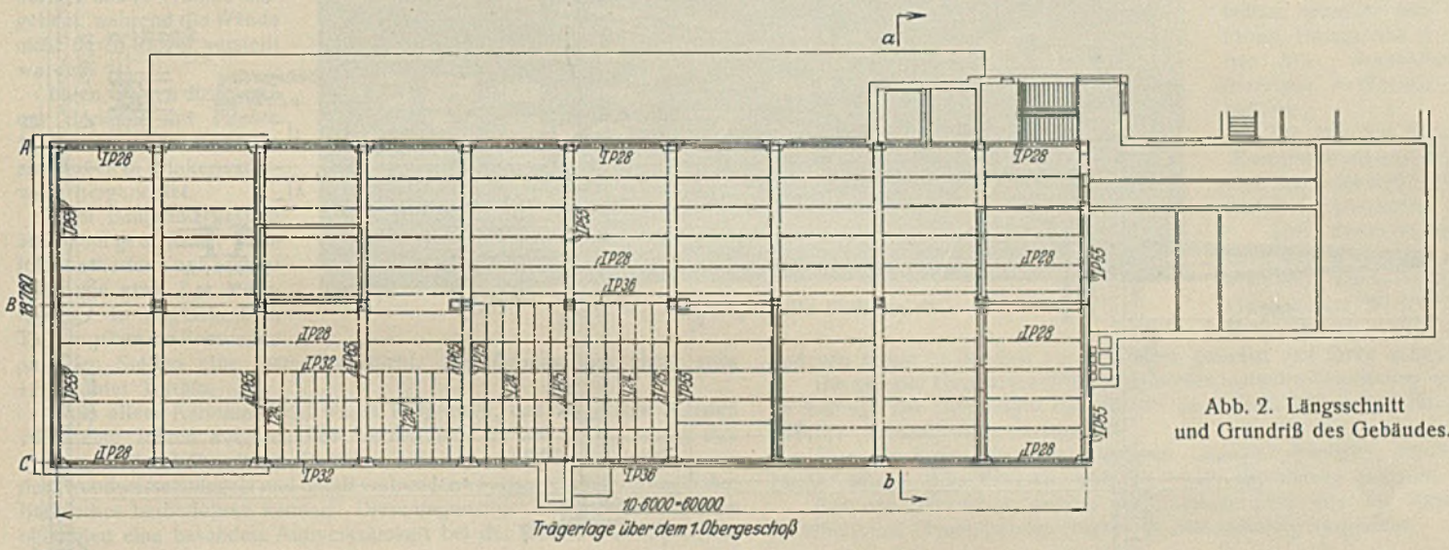


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß des Gebäudes.

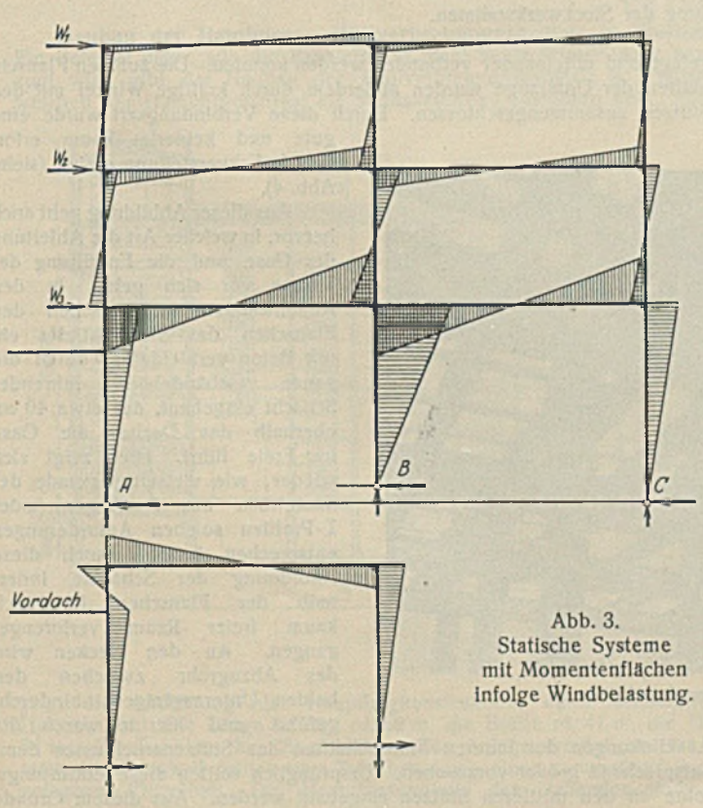


Abb. 3. Statische Systeme mit Momentenflächen infolge Windbelastung.

Es wird eine in jeder Hinsicht neuzeitliche Anlage geschaffen, derart, daß auch alle Transporte für Rohstoffe, Aufbereitung und Fertigwaren innerhalb des Betriebes — soweit es irgend möglich ist — aus wirtschaftlichen und hygienischen Gründen auf mechanischem Wege erfolgen.

Vor der Expedition, also an der Vorderfront entlang, ist in 5 m Höhe zum Schutz für das Verladen der fertigen Waren ein 5 m auskragendes Stahlkonstruktionsdach von etwa 48 m Länge mit kittloser Drahtglasverglasung vorgesehen. An der Hinterfront befindet sich ein Aufzug, mit dem die anrollenden Rohmaterialien in die oberen Geschosse zu bringen sind. Neben diesem Aufzug ist eine Nottreppe in Stahlkonstruktion angeordnet.

Der eigentliche 60 m lange und 19 m breite Bäckereibau ist in 10 Felder aufgeteilt, so daß die Entfernung der Stützen bzw. Rahmen 6 m beträgt. In der Querrichtung ist der dreireihige Stützenabstand rund 9 m (Abb. 4). Durch diese geringe Stützenanzahl sind große freie Räume geschaffen worden.

Als Gesamtdeckenbelastung ist angenommen: für den ersten Stock, an den Öfen 2,9 t/m² und sonst 1,65 t/m². Für den zweiten und dritten Stock 1,25 bzw. 0,95 t/m² und für die Dachdecke 0,55 t/m². Zur Bedingung war gemacht, das Stahlskelett für diese Belastungen auszubilden, damit es später möglich ist, die abgestuften Geschosse voll auszubauen; ferner auch, daß für die Expedition an Stelle des jetzigen Vordaches ein geschlossener Vorbau erstellt werden kann.

Die Dächer der abgestuften Geschosse wurden daher so stark ausgebildet, daß sie später für die ausgebauten Geschosse als Decke Verwendung finden können.

Für die jetzt erforderliche Entwässerung ist mittels aufgebrachten Leichtbetons genügend Gefälle geschaffen.

Die Deckenträger bestehen aus Peiner Breitflanschprofilen I P 24 bis 28, ihr Abstand ist ungefähr 1,8 m. Zwischen diesen P-Trägern sind in Abständen von etwa 0,30 m T-förmige Betonbalken verlegt, zwischen welchen gewölbte Ziegelhohlsteine in Zementmörtel mit Füll- und Estrichmaterial eingebaut wurden.

Den behördlichen Vorschriften entsprechend mußte eine Windbelastung von 75 kg/m² auf die Frontwände berücksichtigt werden. Zur Übertragung

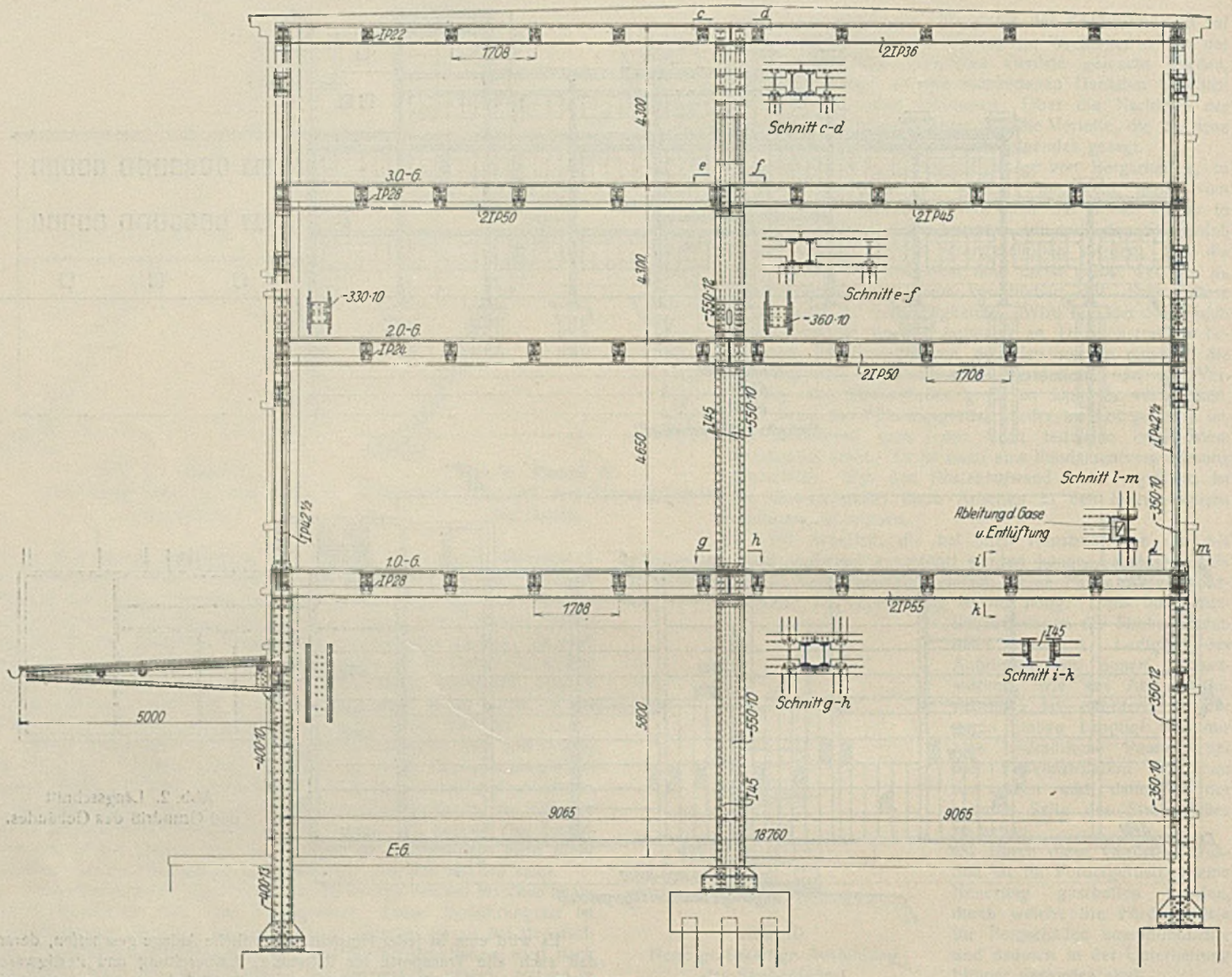


Abb. 4. Konstruktive Durchbildung der Stockwerksrahmen.

dieser Windkräfte wurden die Unterzüge mit den Stützen rahmenartig verbunden, weil in diesem Falle die Stirnwände zur Aufnahme der durch die Decken abgeführten Windkräfte nicht herzugezogen werden konnten.

Zur Aufnahme der Windbelastung ist angenommen, daß hiervon die größere Mittelstütze die 0,6fache und die Außenstützen die 0,2fache Belastung erhalten. Mit Rücksicht auf die weniger guten Bodenverhältnisse ist die Konstruktion im Erdgeschoß als Gelenkrahmen ausgebildet und berechnet worden, so daß Einspannungsmomente für die Fundamente nicht zu berücksichtigen waren (vgl. Abb. 3). In den oberen Geschossen wurden eingespannte Rahmen angenommen.

Infolge der großen Belastungen ergaben sich für die Stützen und Unterzüge nicht unerhebliche Abmessungen, und zwar für die Rahmenunterzüge P-Träger je II P 55 bis 75, für die Außenstützen I P 42½ mit Platten und die mittleren Stützen je II 45 mit Plattenverstärkung. Für eine gute Versteifung der gesamten Konstruktion und zur Aufnahme der Windmomente wurde der Anschluß für die P-Träger-Unterzüge mit den Stützen durch Entfernung der halben Flansche der Unterzüge derart hergerichtet, daß die Unterzüge mit ihren Stegen an die Stützenflansche gelegt und miteinander verbunden werden konnten. Die äußeren Flanschhälften der Unterzüge wurden außerdem durch kräftige Winkel mit den Stützen zusammengeschlossen. Durch diese Verbindungsart wurde eine gute und keinerlei Raum erfordernde Eckversteifung erzielt (siehe Abb. 4).

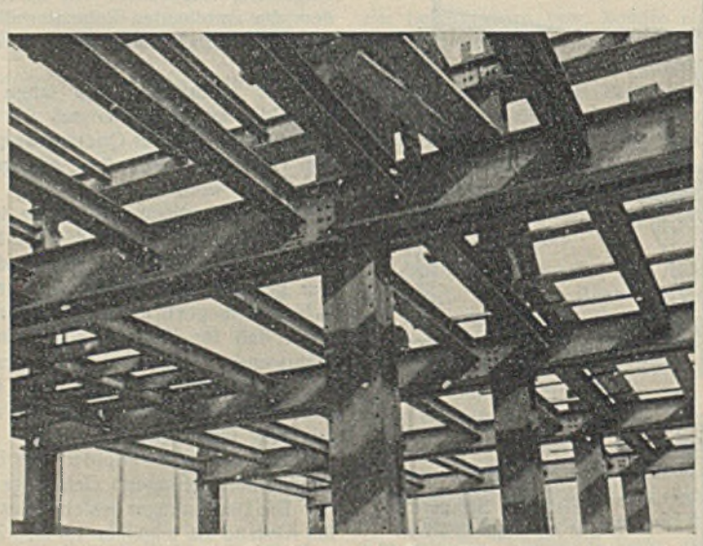


Abb. 5. Ansicht der Anschlüsse.

Aus dieser Abbildung geht auch hervor, in welcher Art die Ableitung der Gase und die Entlüftung der Räume vor sich geht. In den Außenwänden ist zwischen den Flanschen des Stützenstieles ein mit Beton verkleideter, durch die ganze Gebäudehöhe führender Schacht eingebaut, der etwa 40 cm oberhalb des Daches die Gase ins Freie führt. Hier zeigt sich wieder, wie vielseitig gerade der Skelettbau aus P-Trägern oder I-Profilen solchen Anforderungen entsprechen kann. Durch diese Anordnung der Schächte innerhalb der Flanschen ist auch kaum freier Raum verlorengegangen. An den Decken wird das Abzugrohr zwischen den beiden Unterzugträgern hindurchgeführt und hierfür waren die Ausklinkungen der inneren Flanschhälften des Stützenanschlusses dementsprechend größer vorzusehen. Ursprünglich sollten diese Entlüftungsrohre an den mittleren Stützen eingebaut werden. Aus diesem Grunde

sind die Deckenträger an der mittleren Stützenreihe beiderseits seitlich eingezogen worden.

Mit Rücksicht auf gute Wärmehaltung sind die Umfassungswände durchweg 38 cm stark zur Ausführung gekommen. In diesen Wänden sind in dem eigentlichen Bäckereigebäude Riegel aus P-Trägern verlegt worden, welche oberhalb der großen Fensteröffnungen das Mauerwerk abfangen. Ferner hat der in Deckenhöhe angeordnete Riegel außer den Deckenlasten auch das Brüstungsmauerwerk aufzunehmen.

Durch die Anordnung dieser Riegel ist in der Längsrichtung des Gebäudes gleichzeitig genügende Aussteifung erreicht worden, da hierfür besondere Verbände nicht vorgesehen waren. Im Bereich der Wasch- und Umkleideräume sind nur Deckenträger und Stützen aus P-Profilen eingebaut, während die Wände nicht durch Riegel versteift wurden.

Innen wurden die Räume der Bäckerei mit Fliesen verkleidet. Die Gebäude sind außen in Klinkermauerwerk hergerichtet.

Der Baugrund besteht aus lehmigem Sand, dann folgt scharfer und feiner Sand von etwa 7 m Mächtigkeit. In ungefähr 8 m Tiefe ergaben die Bohrungen an allen Stellen eine feste Tonschicht. Das Grundwasser steht etwa 1,3 m unter Terrain.

Aus altem Kartenmaterial wurde festgestellt, daß das jetzige Gelände vor vielen Jahren aufgeschüttet worden ist. Es war zu bedenken, daß spätere, in der Nähe dieses Geländes aufzuführende Bauten eine Senkung des Grundwasserspiegels und damit verbundene Setzungen des vorliegenden Bauwerkes herbeiführen können. Diese ungünstigen Baugrundverhältnisse bedingten eine besondere Aufmerksamkeit bei der Wahl der Gründungsart für die Aufnahme der erheblichen Belastungen. Die Lasten der Skelettkonstruktionen liegen zwischen 200 bis 400 t je Stütze.

Nach Aufstellung der Voranschläge über die verschiedenen für vorgenannte Verhältnisse möglichen Gründungsarten ergab sich die Eisenbetonpfahlgründung als die geeignetste. Eine hohe Tragfähigkeit der 9 m langen und 30 cm starken Pfähle wurde nach den vorliegenden Bodenverhältnissen errechnet und bestätigte sich beim Rammen. Bemerkenswert war die hierbei eintretende Verdichtung des Bodens, insofern, als die letzten Pfähle der einzelnen Gruppen nur unter großen Schwierigkeiten gerammt werden konnten, obwohl eine Dampframme mit direkt wirkendem Bär von 55 Zentnern Gewicht und 15 m Fallhöhe Verwendung fand.

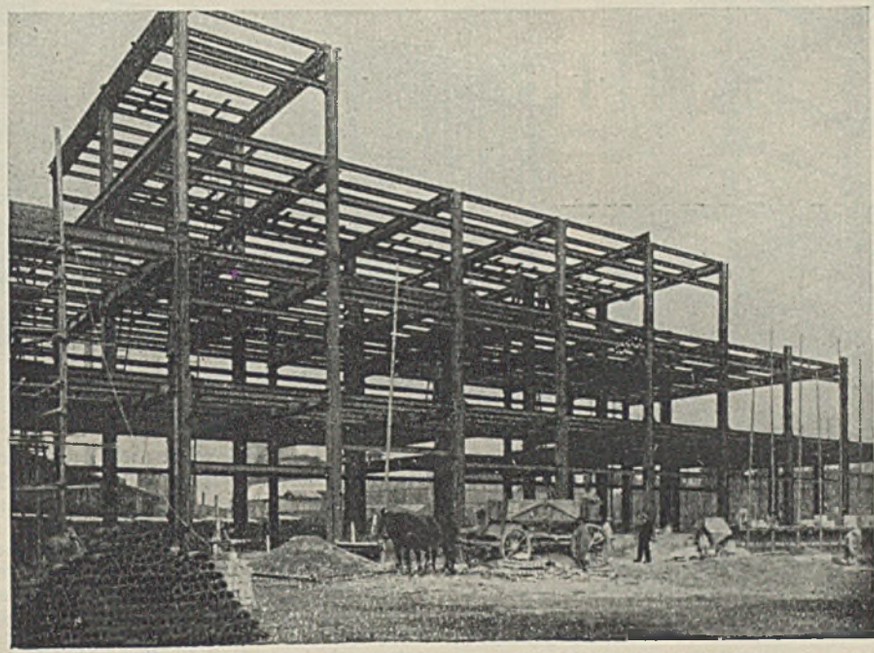


Abb. 6. Das aufgestellte Stahlskelett.

Diese Fundierungsarbeiten wurden von der Firma Drenckhahn & Sudhop AG., Braunschweig, innerhalb 4 Wochen ausgeführt.

Die Abb. 5 u. 6 zeigen Konstruktionseinzelheiten und das aufgestellte Stahlskelett im Lichtbild.

Die Stahlskelettlieferung im Gewicht von etwa 650 t wurde der Firma Gasometer-Wilke AG., Braunschweig, übertragen und von dieser in der Zeit von 9 Wochen geliefert und fertig aufgestellt.

Die von der Gasometer-Wilke aufgestellte statische Berechnung wurde im Auftrage der zuständigen Baubehörde durch Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. Möller, Braunschweig, nachgeprüft.

Von der Firma Wener & Pfleiderer, Cannstatt-Stuttgart, sowie der Firma „Miag", Braunschweig, wird die innere Einrichtung geliefert.

Für den Skelettbau wurden die Maurerarbeiten von der Baufirma Architekt und Maurermeister Hansen in Braunschweig ausgeführt.

Verschiedenes.

Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack. Ein Beispiel dafür, wie die Bauweise in Stahl heute immer mehr bevorzugt wird, gibt der Neubau der Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack, welchen der Hamburger Staat als Stahlskelettbau ausführen ließ. Abb. 1 zeigt die Anordnung der Haupttragkonstruktion, eines dreischiffigen Hallenbaues. Die Länge beträgt rd. 59 m, die Breite rd. 41 m, die Höhe 24 m; der Turmbau hat 29 m Höhe. Die Anlage ermöglicht eine Erweiterungsfähigkeit östlich vom Turmbau durch einen symmetrisch hierzu gelegenen Flügelbau. Die Hauptbestandteile des Gebäudes sind, wie aus dem Querschnitt von Abb. 1 ersichtlich: das Bunkerhaus, welches das mit Kippwagen angefahrene Müll aufzunehmen hat, sowie das Kesselhaus und dazwischen das Ofenhaus, dessen Dachbinder zwischen Bunker- und Kesselhaus eingehängt sind.

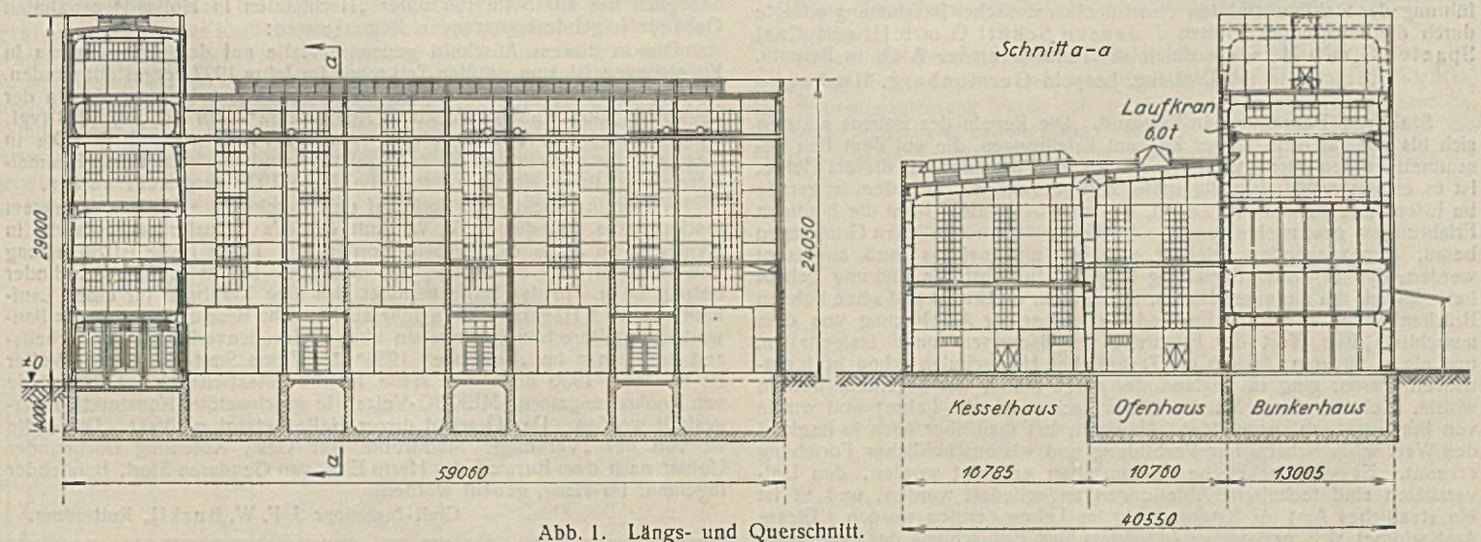


Abb. 1. Längs- und Querschnitt.

Zur Beurteilung der Konstruktion ist es wesentlich, daß das Gebäude besonders starken Erschütterungen ausgesetzt ist, und zwar durch die dauernd arbeitenden drei Laufkräne, welche mit ihren Greifern das Bunkerhaus überstreichen, durch zwölf in ständiger Schwingung befindliche Schüttelrinnen, welche zur Zerkleinerung des Mülls dienen, und schließlich

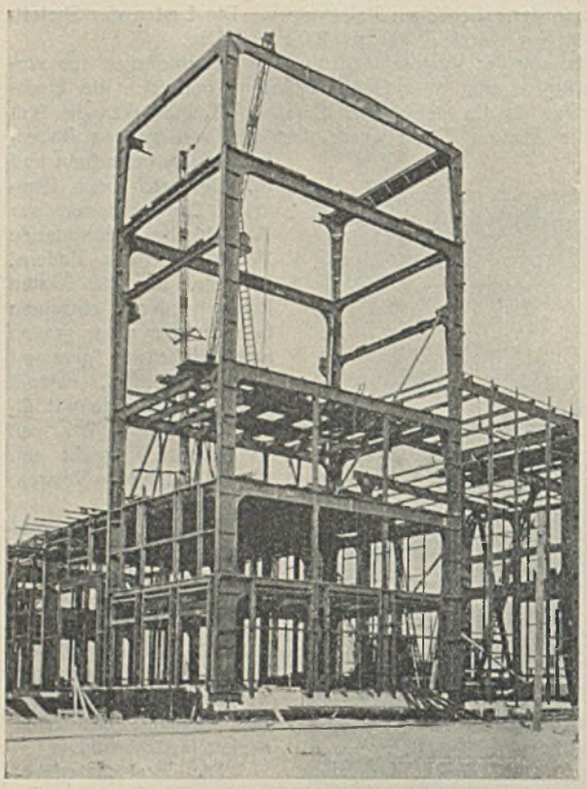


Abb. 2. Stockwerksrahmen des Turmes.

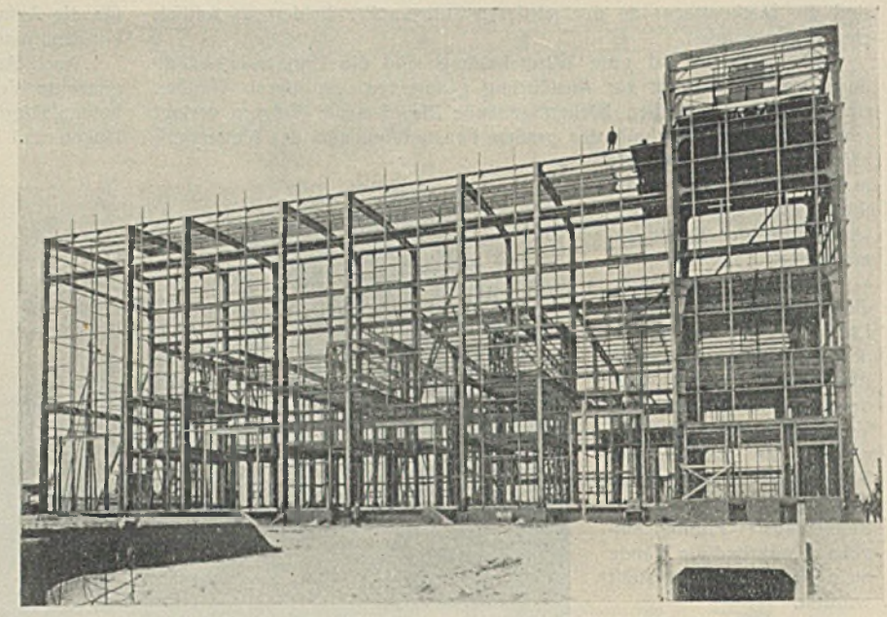


Abb. 3. Das Stahlskelett nach Beendigung der Montage.

durch die rotierende Bewegung von Gebläsemaschinen. Die Verfasser des Entwurfes und die ausführenden Firmen waren daher vor die Aufgabe gestellt, bei strengster Einhaltung aller wirtschaftlichen Forderungen eine Konstruktion zu liefern, die durch besonders solide Ausführung diesen Erschütterungen gewachsen ist. Dies wurde schon im generellen Entwurf dadurch berücksichtigt, daß Bunkerhaus und Kesselhaus jedes für sich standsicher ausgebildet wurden, damit sich für die Erschütterungen möglichst geringe Übertragungsmöglichkeiten ergeben. Der eingehängte Ofenhausbinder ist hierbei an den Rahmenpfosten des Bunkerhauses beweglich gelagert. Jeder Binder ist als Rahmen ausgebildet, so daß unter Vermeidung schräger Überschneidungen besondere Windverstrebungen nicht erforderlich sind. Der Winddruck auf die Giebelwände wird von dem Turmbau aufgenommen, dessen Längswände ebenfalls als Stockwerkrahmen ausgebildet sind. Abb. 2 zeigt die Turmrahmen im Lichtbild.

Das Gewicht der Stahlkonstruktion, welche fertig aufgestellt in Abb. 3 ersichtlich ist, beträgt etwa 1000 t. Die Aufstellung dauerte acht Wochen.

Die Bauleitung lag bei der Hamburger Baubehörde; ihr zur Seite stand beratend die Lurgi-Gesellschaft für Wärmetechnik m. b. H., Frankfurt/Main, welche auch die Vorentwürfe ausgearbeitet hatte. Die Ausführung der Stahlkonstruktion einschließlich statischer Bearbeitung erfolgte durch die Hamburger Firmen J. Jansen Schütt G. m. b. H. und Carl Spaeter G. m. b. H., sowie durch die Firma Flender A.-G. in Benrath.

Dipl.-Ing. Leopold Gerstenberg, Hamburg.

Stahlbau-Forschung in England. Die Regeln des Bauens stützten sich bis vor gar nicht langer Zeit auf Erfahrungen, die auf dem Bau gesammelt worden waren; zu wissenschaftlicher Forschung auf diesem Gebiet ist es erst in verhältnismäßig später Zeit gekommen. Trotzdem ist gerade im Eisen- und Stahlbau zu Zeiten, wo man bei weitem nicht die heutigen Erfahrungen, geschweige denn die heutigen wissenschaftlichen Grundlagen besaß, Hervorragendes geleistet worden, und neidlos muß anerkannt werden, daß in dieser Beziehung England zunächst die Führung gehabt hat. Es sei, um nur einen Namen zu nennen, an Brunel und seine kühnen Brückenbauten erinnert. England hat an seiner Anschauung von dem ausschließlichen Wert der Erfahrung im Bauwesen lange festgehalten, und als in anderen Ländern die Technischen Hochschulen schon hoch entwickelt waren, ging in England der junge Mann, der Ingenieur werden wollte, noch zu einem Meister seines Faches „in die Lehre" und wurde von ihm praktisch ausgebildet. Nunmehr hat man aber auch in England den Wert wissenschaftlicher Vorbildung und wissenschaftlicher Forschung erkannt. Es sind technische Lehranstalten errichtet worden, den Universitäten sind technische Abteilungen angegliedert worden, und es ist ein staatliches Amt für Bauforschung ins Leben gerufen worden. Dieses Amt widmet sich neuerdings besonders der Erforschung des Stahlbaus. Die Anregung dazu ist von der British Steelwork Association ausgegangen, einem Verband, in dem geradezu alle Erzeuger und Verbraucher von Formeisen zusammengeschlossen sind. Dieser Verband hat sich bereit erklärt, fünf Jahre lang die Hälfte der Kosten für die zur Erforschung des Stahlbaus nötigen Versuche zu tragen. Zur Durchführung der Aufgabe ist ein Ausschuß eingesetzt worden, in dem der genannte Verband, die Gesellschaft der Bauingenieure und das staatliche Amt für wissenschaftliche und gewerbliche Forschung vertreten sind. Als Aufgabe ist gestellt, die gegenwärtig anerkannten Verfahren und Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauten einschließlich der Brücken zu überprüfen, sowie die Anwendbarkeit neuerer Theorien auf solche Entwürfe zu erörtern und daraus die Folgerungen zu ziehen, die zu besseren und wirtschaftlicheren Entwürfen führen können; es werden daraufhin Richtlinien aufzustellen sein, nach denen in Zukunft zu arbeiten ist. Die Versuche werden zum Teil im Amt für Bauforschung, zum Teil in den Prüffeldern der Universitäten ausgeführt werden. Die Mitglieder des Stahlverbandes werden ihre Einrichtungen zur Verfügung stellen, in denen Bauteile und Bauglieder in wahrer Größe auf ihr Verhalten unter Belastung geprüft werden können. Chemische Untersuchungen sollen mit den Festigkeitsprüfungen Hand in Hand gehen. Die Versuche werden einige Jahre in Anspruch nehmen; sie werden als das Gründlichste angesehen, was bisher auf diesem Gebiete unternommen worden ist. Engineering, das über diesen Plan an Hand des Jahresberichts des Amtes für Bauforschung berichtet, gibt zu, daß man in Deutschland und in den Vereinigten Staaten schon derartige Forschungen angestellt hat, aber selbst diese Untersuchungen gehen der Zeitschrift nicht weit genug, und sie haben nach ihrer Ansicht noch nicht zu endgültigen Ergebnissen geführt. Namentlich sollen augenscheinlich durch die in Aussicht genommenen Arbeiten neue Unterlagen für das Maß der Sicherheit bei Stahlbauten gewonnen werden. Geheimrat Wernekke.

Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929", Heft 14, 1930, Seite 160.

Zu diesem Aufsatz des Herrn Dipl.-Ing. Bondy gestatte ich mir bezüglich der auf Seite 165 unter „Hochbauten in Holland" erwähnten Gebäude folgende ergänzenden Bemerkungen:

Die in diesem Abschnitt genannte Halle auf der Zeche Julian in Eygelshoven ist zum größten Teil schon im Jahre 1927 hergestellt worden. Eine ausführliche Veröffentlichung über diesen Bau befindet sich in der Zeitschrift „Bouwkundig Weekblad Architectura" vom 14. Juli 1928 (vgl. meinen Aufsatz in „de Ingenieur" vom 6. IV. 1929 unter 20 j). Die in diesem Aufsatz erwähnten Werkstattgebäude sind durch die Firma Heemaf-Hengels für ihren eigenen Betrieb im Jahre 1928 hergestellt worden.

Weiterhin möchte ich noch auf eine geschweißte Halle aufmerksam machen, die für die N. V. W. Smit & Co.'s Transformatorenfabrik in Nymegen im Jahre 1929 erbaut worden ist. Diese Halle ist 56 m lang und eingeteilt in 8 Felder von je 7 m Länge. Die Stützweite der Binder beträgt 20 m. In der Halle befindet sich eine Kranbahn für einen Laufkran von 15 t Tragkraft. Eine sehr ausführliche Beschreibung dieses Bauwerkes mit Berechnung, Angaben über Elektrodenverbrauch und Arbeitszeit findet man im „Laschboek 1930" der Firma Smit-Nymegen. Weiter ist im Jahre 1930 noch eine Halle für die „Maatschappy tot Exploitatie van Kooksovengassen" MEKOG-Velzen in geschweißter Konstruktion hergestellt worden. Das Gewicht dieser Halle beträgt rd. 350 t. Die Halle ist von der „Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Abteilung Dortmunder Union" nach dem Entwurf des Herrn E. A. van Genderen Stort, Beratender Ingenieur im Haag, gebaut worden.

Civil-Ingenieur J. F. W. Burkij, Rotterdam.

INHALT: Der Fußgängersteg über das östliche Becken des Rheinauhafens in Mannheim. — Neue Fördergerüst-Konstruktionen. — Neubau einer Großbäckerei in Stahlskelett für den Allgemeinen Konsumverein, Braunschweig. — Verschiedenes: Neubau der Hamburger Müllverbrennungsanstalt in Tiefstack — Stahlbau-Forschung in England. — Zuschrift zu dem Aufsatz „Schweißung im Stahlbau 1929".

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.