

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 77/78 (1921)
Heft: 10

Artikel: Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg
Autor: Colberg, O.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-37228>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 09.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Phase, Transformator inbegriffen, 0,00135 Ohm beträgt, können, wie eine leichte Rechnung zeigt, bei so niedriger Spannung nur 1740 kW aus dem Transformator gewonnen werden. Der sekundäre Strom, der sich im Mittel auf 20700 A beläuft, wird durch Kupferleiter und Kabel zu zwei wassergekühlten Kupferröhren von 10 cm Durchmesser geführt, die mit der Elektrodenklammer verbunden sind.

Der Herd ist ein offener viereckiger Trog, wie sie im allgemeinen für die Herstellung von Eisenlegierungen gebraucht werden. Dessen äussere Abmessungen sind $3,66 \times 6,00$ m, bei einer Tiefe von 2,50 m. An Elektroden (Abbildung 4) sind drei Stück von 813 mm Durchmesser und 7,20 m Länge vorhanden. Ihre Hülse besteht aus 1 mm starkem Eisenblech und trägt Rippen, die den Teig zusammenhalten und auch für eine gute Stromverteilung sorgen. Die einzelnen Sektionen sind 1,15 m lang und wiegen 50 kg oder 44 kg pro laufenden Meter. Das spezifische Gewicht des Kohlenteiges beträgt 1,5, sodass der laufende Meter 750 kg wiegt. Das Verhältnis Kohle zu Eisen ist somit 18. Der Teig wird im Werke selbst hergestellt, wo der erforderliche Anthrazit in einem elektrischen Ofen kalziniert wird. Wenn er eine Zeit lang gelagert hat, wird er vor dem Verbrauch wieder etwas erwärmt.

Da die Elektroden ungefähr 6000 kg schwer sind, sind auch die aus Phosphorbronze gegossenen Klammern verhältnismässig gross und schwer. Sie sind deshalb mit Kühlung versehen. Die in Anniston angewandte Bauart erlaubt, die Elektroden unter Strom herabgleiten zu lassen, was eine nicht zu unterschätzende Zeitsparnis bedeutet. Der äussere Teil der Hülse, oberhalb der Klammer, wird, wie bereits erwähnt, durch einen dünnen, dicht anschmiegenden Eisenmantel, der bis in den Stampsraum hineinragt und auf die Klammer selbst gestützt ist, vom Staube geschützt, sodass immer eine saubere Fläche für den Kontakt vorhanden ist.

Der Stampsraum ist ungefähr 3,6 m oberhalb des Ofens angeordnet (vergl. Abb. 3), vollständig geschlossen und mit der Aussenluft durch einen langen Gang verbunden. Ein Ventilator sorgt für frische Luftzufuhr. Die Elektroden ragen durch den Boden hinauf und sind von diesem durch Asbest-Stopfbüchsen isoliert und abgedichtet. Der Boden ist aus Eisenbeton mit Armierung aus wassergekühlten Eisenröhren. Dank dieser Kühlung ist die Temperatur im Stampsraum niedriger als im Ofenraum.

sich im Mittel auf 40000 kWh beläuft, ist ungefähr alle $2\frac{1}{2}$ Tage eine neue Sektion anzuschweissen und mit Teig nachzufüllen. Das Anschweissen, sowie das Nachfüllen und Stampfen nehmen je zwei Mann während ungefähr je vier Stunden in Anspruch.

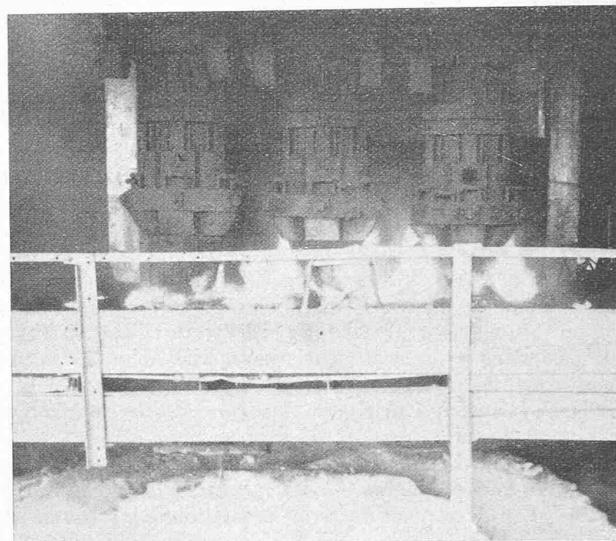


Abb. 4. Söderberg-Elektroden der Ofenanlage in Anniston.

Interessant war die Beobachtung, wie die Abnutzung der drei Elektroden verschieden war, als am Anfang die Stromstärke in den drei Phasen auf gleiche Höhe gehalten wurde. Es beweist, dass infolge der Verschiedenheit der Reaktanz in den drei Phasen die Leistung der drei Lichtbögen verschieden war. Seitdem die Stromstärken in den einzelnen Phasen den Reaktanzen angepasst wurden, ist auch der Verbrauch an Elektroden ein nahezu gleichmässiger geworden.

Vor der Einführung der Söderberg-Elektrode arbeitete der Ofen in Anniston mit zwei Elektroden von 50×50 cm Querschnitt pro Phase, die am Kopf aufgehängt waren (Abb. 5). Der Verlust an Elektroden war gross, erstens weil sie durch die Gase abgebrannt wurden und zweitens weil nur $\frac{2}{3}$ der Elektrodenhöhe ausgenutzt werden konnten. Obwohl ein direkter Vergleich schwer aufzustellen ist, kann gesagt werden, dass die Kosten der neuen Elektrode ungefähr ein Drittel der früheren betragen.

Die Vorteile der Söderberg-Elektrode sind kurz zusammengefasst die folgenden: Kontinuität des Betriebes; kleinerer Verbrauch an Elektroden; kleinere Kosten; besserer Betrieb und grössere Befriedigung der Arbeiter; Unabhängigkeit der Anlage von der Elektrodenlieferung; Wegfallen des Laufkrans, wenn ein solcher blos zum Auswechseln der Elektroden gebraucht wird. — In der Schweiz, wo mit Kohle sehr sparsam umgegangen werden muss, würde diese neue Erfindung sicher grosse Vorteile bieten.

Am 29. September wurde der Ofen in Anniston abgestellt, etwas umgeändert und am 1. Oktober zur Herstellung von 20-prozentigem Phosphor-Eisen wieder in Gang gesetzt.

Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg.

Von Prof. O. Colberg, Reg.-Bmstr. a. D. Hamburg.

„Mein Heim ist die Welt“, lautete die stolze Inschrift am Gebäude der Generaldirektion der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg. Die Entwicklung des Riesenunternehmens war eine so gewaltige, dass das erst im Jahre 1902 erstellte Gebäude in den letzten Jahren vor dem Krieg schon längst nicht mehr ausreichte, um die sämtlichen Abteilungen der Verwaltung zu fassen, sodass diese

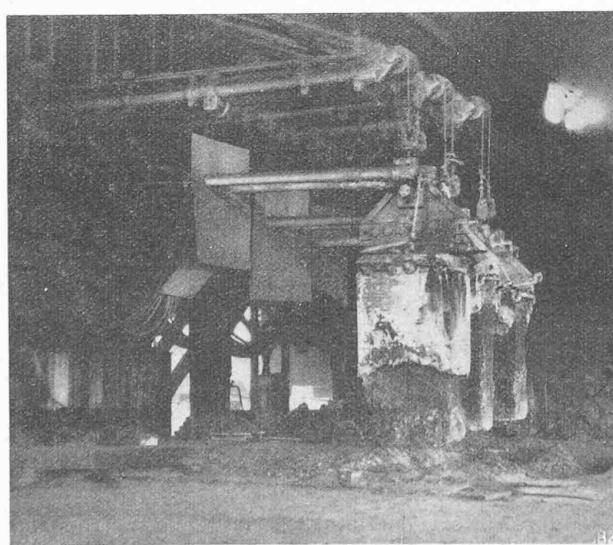


Abb. 5. Frühere Elektroden der Ofenanlage in Anniston.

Seit seiner Inbetriebsetzung wurde der Ofen sozusagen nie der Elektroden wegen abgestellt, die in einfacher Weise während des Betriebs, unter Strom, verlängert werden können. Der Verbrauch an Elektroden betrug im Mittel, während einer Periode von drei Monaten, 6,8 kg pro 1000 kWh. Da der tägliche Energiekonsum des Ofens

teilweise in andern Privathäusern untergebracht werden musste. Die Verhältnisse drängten daher zu einem Erweiterungsbau. Dieser wurde im Jahre 1913 in Angriff genommen. Er bildet im Grundriss ein Trapez aus zwei einander gegenüber liegenden Hauptfronten von 46,6 bzw. 49,2 m Länge, der Anschlussmauer an den Altbau und endlich, als vierter Seite, der Schrägfront von 49,6 m Länge. Der Umbau war derart gedacht, dass der Altbau, von Änderungen im Innern abgesehen, im Rohbau unverändert bleiben, seine Fassade jedoch entfernt und durch eine neue ersetzt werden sollte, die jener des Neubaues anzupassen war. Die Fensterverteilung im Altbau blieb daher die gleiche und wurde somit auch massgebend für den Neubau. Auf den gesamten Bau aber sollte alsdann ein weiteres Stockwerk aufgesetzt werden; auch sollte dieses als monumental Abschluss einen mächtigen Kuppel-Turm aufbau von 64 m Höhe über der Strasse erhalten. Aus dem künstlerischen Wettbewerb für den Erweiterungsbau ging der Hamburger Arch. Fritz Höger als Sieger hervor.

Die Abfangung der Lasten dieser Turmkuppel erschien, weil sie zur Hälfte die Gründungen des Altbauwerks belastete, während sie zur andern Hälfte von dem Anschluss-Neubau getragen werden sollte, einigen Mitgliedern des Bauausschusses undurchführbar. Der Verfasser wurde hier zur Abgabe eines sachverständigen Urteils aufgefordert, ob die vorhandenen Gründungen zur Aufnahme solcher Mehrbelastungen verstärkt werden könnten und ob es möglich sei, ohne Schaden für den Altbau, für den Turmaufbau selbst, sowie für den Turmaufbau zur Hälfte tragenden Anschlussbauteil, den letztern bis herab zu seinen Gründungen konstruktiv so durchzubilden, dass einseitige Setzungen ausgeschlossen sein würden. Er konnte diese Fragen, auf Grund reicher früherer Erfahrung, an Hand eines technischen Nachweises bejahen.

Gerade als ob eine gütige Vorschung der Leitung der „Hapag“ (Hamburg-Amerikanische Paketfahrt-Aktiengesellschaft) eine Demütigung hätte ersparen wollen, scheiterte aber die Ausführung des Turms, obwohl die technische Durchführbarkeit auch seitens der Baubehörde anerkannt worden war, an rein allgemein baupolizeilichen Vorschriften, die eine Erhebung von Gebäuden in diesem Stadtteil nur bis höchstens 24 m über Straßenoberkante zuließen. Aber selbst nach Wegfall des Turmaufbaus traten stellenweise

äusserste Vorsicht, zumal die Gründung des Neubaues grundsätzlich anderer Art war als jene des Altbauwerks. Während der Altbau auf einem Rost von im Durchschnitt 1 bis 1,5 m von einander entfernt stehenden Pfählen ruhte, die eine im Gebäude-Innern 1 m starke, an den Rändern auf 1,35 m bis 1,85 m verstärkte Stampfbetonplatte trugen, wählte der Verfasser, dem auch die Entwurf-Bearbeitung der Gründungen des Neubaues übertragen wurde, für die letztgenannten Einzelgruppen-Gründungen in Eisenbeton.

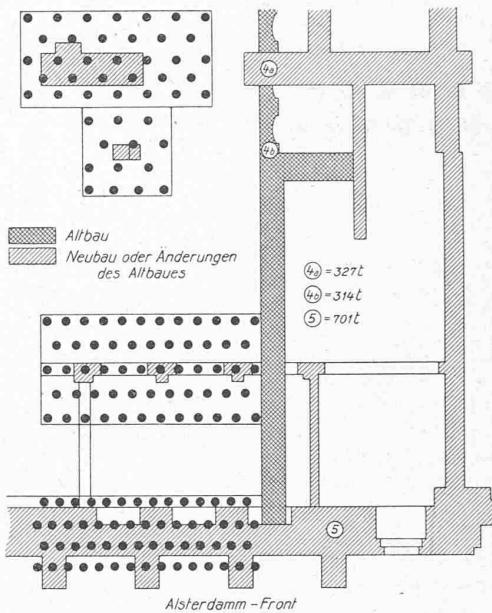
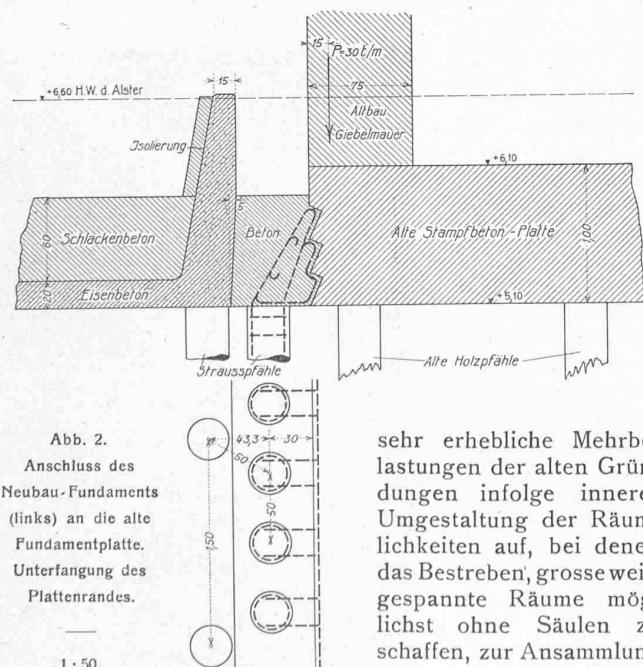


Abb. 1. Teilgrundriss. — Masstab 1:250.

In Abbildung 1 ist ein Teil des Grundrisses der Fundierung des Neubaues beim Anschluss an den Altbau dargestellt. Hierbei wurde der Teil herausgegriffen, der die grösseren Zusatzlasten enthielt.

1. *Mehrbelastung des Randes der alten Stampfbeton-Platte unter der alten Abschlussgiebelwand mit je 30 t/m.* Aus der Abbildung 2 ist der Querschnitt des Plattenrandes, der hier nur 1 m Stärke besass, mit dem alten aufgehenden Mauerwerk sowie die Anschlusskonstruktion des Neubaues ersichtlich. Die Plattenunterkante liegt auf Höhe + 5,10 m, welche Höhe auch für die Unterkante des die gesamten Betonfundamente in sich schliessenden wasserdrückenden Troges beibehalten wurde, in den der gesamte Neubau gestellt wurde, weil die im untersten Tiefkeller liegenden Rohrleitungen stets im Trockenen zugängig bleiben sollten, während das Hochwasser der in allernächster Nähe befindlichen Alster die Höhe von + 6,60 m erreicht. Da der Lastangriff um 15 cm einwärts vom Plattenrand erfolgt, genügte eine einseitige exzentrische Abfangung dieser Belastung durch Anordnung eines mit dreifacher Zahnreihe in die alte Platte eingreifenden Betonbalkens, der in Entfernung von je 50 cm durch Strausspfähle unterstützt wird. Diese sind mit einer Eisenbewehrung versehen, die vom Pfahlkopf aus in die Verzahnungen mit eingeflochten wurde. An diesen Abfangbalken lehnte sich unmittelbar die Wandung des erwähnten wasserdrückenden Eisenbetontroges mit der innenliegenden Isolierung. Die Frage einer einseitigen Setzung war hier sehr wesentlich. Dass der Altbau, verstärkt durch die mit nur 15 t pro Pfahl beanspruchten Strausspfähle, sich setzen sollte, war sehr unwahrscheinlich. Dagegen war mit der Möglichkeit einer, wenn auch geringen Nachgiebigkeit der Gründungen des Neubaues zu rechnen, also des Troges, der seinerseits entlang den Wandungen auch auf eine Reihe von Strausspfählen gestellt wurde; diese, in Abständen von 1,50 m von einander angeordnet, hatten aber lediglich das Eigengewicht des Trograndes zu tragen und wurden daher kaum beansprucht. Um einem einseitigen Setzen des Troges vorzubeugen, wurde der Trogwandung



sehr erhebliche Mehrbelastungen der alten Gründungen infolge innerer Umgestaltung der Räumlichkeiten auf, bei denen das Bestreben, grosse weitgespannte Räume möglichst ohne Säulen zu schaffen, zur Ansammlung von grossen Einzellasten an den Umfassungen und Stützen dieser Räume führte. Die Gefahr einseitiger oder ungleicher Setzungen oder von Setzungen überhaupt an den Anschlusstellen des Neubaues an den Altbau erheischt

an ihrer Anlehnung an den Abfangebalken ein geringer Anlauf von 5 cm gegeben (Abbildung 2) und in die Fuge eine Lage Dachpappe eingelegt, um eine ganz verschwindende Bewegung infolge Temperatur-Schwankungen zu gestatten, ohne dass indessen eine Abwärtsbewegung des Troges gegenüber dem Betonbalken zu gewartigen war.

nicht gerade einfach anzunehmen war, stellte sich der Vorschlag für die Ausführung mit Eisenträger doch erheblich teurer, wozu noch der Nachteil einer längeren Lieferzeit getreten wäre. Infolgedessen nahm man von der Ausführung mit breitflanschigen Trägern Abstand. Auch hier besass die alte Fundamentplatte eine Stärke von 1 m. Sie

Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg.

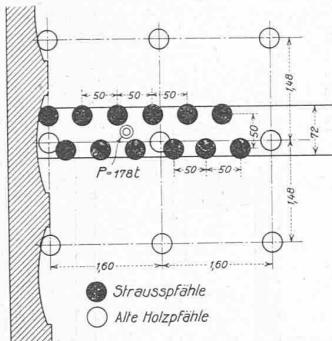


Abb. 3. Unterfangung von $P = 178$ t.

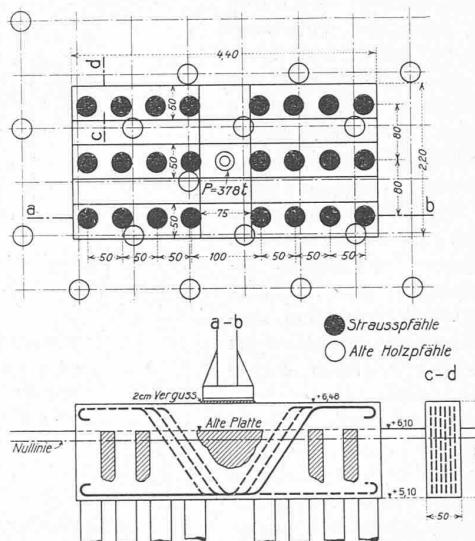


Abb. 4 und 5. Unterfangung von $P = 378$ t.

Masstab für Abb. 3 bis 5 und 8 = 1:100.

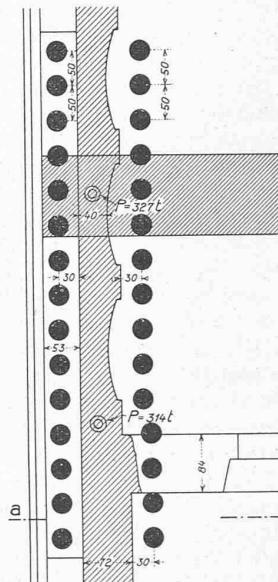


Abb. 8. Zwei P von 327 t, bew. 314 t.

2. Unterfangung einer Säulenlast von 178 t. Diese im Innern des Altbauwerks vorzunehmende Verstärkung kehrte mehrfach in ähnlicher Form wieder. Die Säulenlast ruhte auf einer 70 cm starken gemauerten Wand, die nachträglich im Altbau zu errichten war. Aus der Abbildung 3 ist der Grundriss der alten Pfahlauflistung ersichtlich. Zur Aufnahme der Zusatzlast wurden 178 t : 15 t = 12 Straußpfähle bestimmt, in Abständen von 50 cm voneinander in zwei Reihen gestaffelt. Zu ihrer Herstellung war zunächst die alte hier 1 m starke Fundamentplatte zu durchstossen, was mittels Pressluft-Bohrhämmern geschah. Hierauf wurden die eisernen Leitrohre von 30 cm lichter Weite durch diese kreisförmigen Öffnungen durchgesteckt und mit dem Ausbohren des Untergrundes unter der Platte nach dem gewöhnlichen Bohrverfahren begonnen, dem nach Erreichung der ge-

ruhte in Höhe + 5,10 m auf dem Holzpfahlrost. Die Unterkante der eisernen Säulenfußplatte lag auf Höhe + 6,50. Rechnete man 2 cm Zwischenraum für Verguss dieser Platte, so verblieb als verfügbare Konstruktionshöhe 1,38 m. Während die eiserne Grundplatte die Verteilung der Last auf die Oberfläche der alten Betonplatte bewirkte, musste eine weitere beträchtliche Druckverteilung noch vorgenommen werden für die unter der Betonplatte herzustellenden 24 Straußpfähle, deren jeder eine Last von 378:24 = rd. 15,7 t aufnehmen sollte und die in drei Reihen zu je acht Pfählen angeordnet wurden, sodass für jede dieser Reihen ein druckverteilender Träger von 378:3 = 126 t Lastaufnahme erforderlich wurde (Abb. 6).

Unter der berechtigten Annahme, dass die engstehenden Pfähle wie eine gleichmäßig verteilte Bodenreaktion wirkten, stellte sich das Biegemoment eines solchen Druckverteilungsbalkens in der Senkrechten unter dem Rande der eisernen Fußplatte auf:

$$M = \frac{126 t \cdot 1,825}{4} = 57,4 \text{ mt.}$$

Unter Zugrundelegung von $\sigma_b = 40$ u. $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$

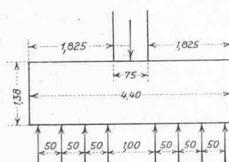


Abb. 6.

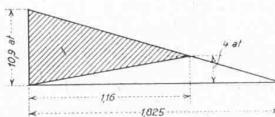


Abb. 7.

wünschten Tiefe von etwa 10 m die Betonierung des Pfahles unter allmählichem Hervorziehen des Leitrohres folgte, dem Verfahren von Ingenieur Strauss entsprechend. Die Straußpfähle erwiesen sich für diese Arbeiten als ganz besonders geeignet, da ihre Herstellung auch von ganz niedrigen und engen Räumen aus erfolgen kann, wie aus den nachfolgenden Schilderungen noch deutlicher hervorgeht. Das aus der alten Betonplatte ausgestemmte Loch wurde hierauf mit Stampfbeton wieder geschlossen.

3. Nicht ganz so einfach gestaltete sich die Fundamentverstärkung für eine Säulenlast von 378 t, die in Abbildung 4 und 5 dargestellt ist. Der Fuß dieser eisernen Säule bestand aus einer eisernen Platte von 75×220 cm Ausmass, die den Druck auf den Beton mittels der Säule auf das seitens der Baupolizei zugelassene Mass von rd. 25 kg/cm^2 abzumindern hatte. Zur Ermittlung der wirtschaftlichsten Ausführungsweise wurden zwei Lösungen bearbeitet, die eine mit Verwendung von breitflanschigen Differdinger-Trägern, die andere als reine Eisenbetonkonstruktion. Obwohl die Durchführung der letztgenannten

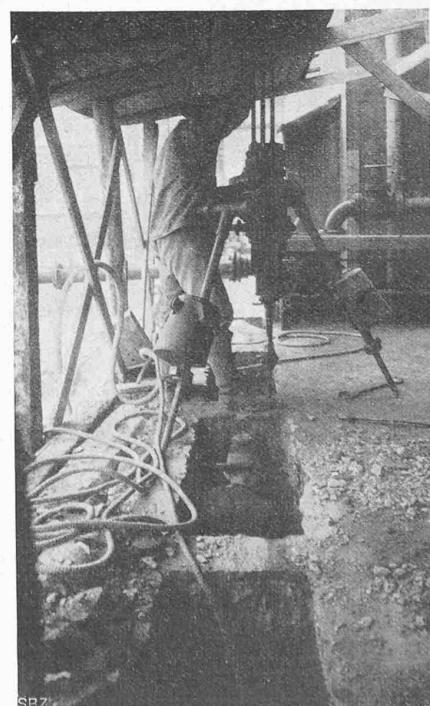


Abb. 10. Pfählschlüsse zu Abb. 8 und 9.

ermittelt sich die erforderliche Breite jedes der drei Druckverteilungsbalken aus

$$h - a = 132 \text{ cm} = 0,039 \sqrt{\frac{5740000}{b} (\text{in cm/kg})}$$

zu: $b = \frac{5740000}{(132)^2} = \text{rd. } 50 \text{ cm.}$

Die Eisenbewehrung ergibt sich zu
 $F_e = 0,0293 \sqrt{5740000} \cdot 0,5 = \text{rund } 50 \text{ cm}^2$,
 wofür sechs Stäbe von $34 \text{ mm } \varnothing$ gewählt wurden mit einem Querschnitt von $54,5 \text{ cm}^2$.
 Die Schubkraft ergab sich, da

$$\tau_0 = \frac{V}{\left(h - a - \frac{x}{3}\right) b} = \frac{63000}{\left(13^2 - \frac{49.5}{3}\right) 50} = 10.9 \text{ kg/cm}^2.$$

Es wurde nun notwendig, für die nach Vorstehendem auszurüstenden drei Druckverteilungsbalken die entsprechenden Hohlräume aus der alten Fundamentplatte herauszuarbeiten, über deren Oberkante diese Balken um 38 cm hervorstehen mussten, wenn man die Balkenunterkante in Höhe der Unterkante der Betonplatte legte. Der Verfasser hielt es aber für zweckmässig, soweit irgend tunlich, Brücken aus altem Beton in dem für den Hohlraum der drei Druckverteilungs-Träger aus der alten Fundamentplatte herauszustemmenden Beton stehen zu lassen, um eine möglichst innige Verbindung des Balkens mit dem Plattenbeton zu erzielen. Die Bewehrungstäbe erhielten daher die in Abbildung 5 an einem Stab voll ausgezogen dargestellte Form, um zwischen den stehenden gebliebenen Brücken noch durchgesteckt werden zu können. Die bis zum Jahr 1916 in Hamburg bestehenden baupolizeilichen Bestimmungen

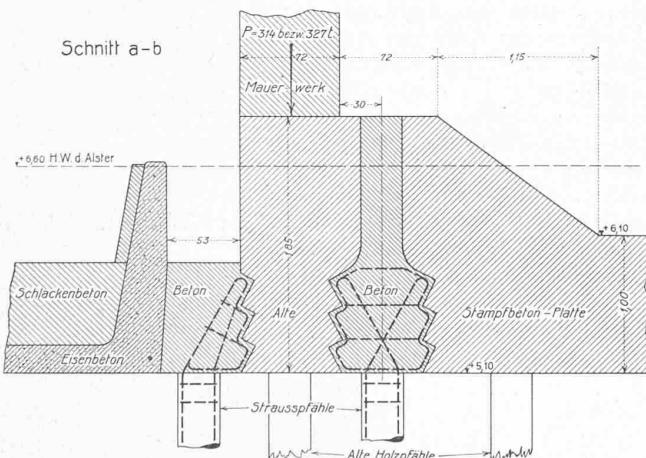


Abb. 9. Querschnitt zu Abb. 8. $P = 314$ bzw. $327 \text{ t.} - 1:50.$

liessen bis zu 4 kg/cm^2 Schubspannung nach der Massgabe zu, dass bei höherer Schubbeanspruchung als 4 kg/cm^2 die schiefen Hauptspannungen durch Abbiegungen der Bewehrungstäbe in geeigneter Verteilung aufzunehmen waren, sodass „dem Beton nur ein mit dem Abstand vom Auflager geradlinig von Null bis auf 4 kg/cm^2 wachsender Anteil an den Schubspannungen zufällt“ (Abbildung 7). Demzufolge ergab sich die Strecke w , auf welche die Schubspannungen von dem Aufbiegeisen zu tragen waren, zu

$$w = \frac{\tau_o - at}{\tau_o} l = \frac{1,09 - 4}{10,9} 1,825 = 1,16 m$$

und die auf die fraglichen Stäbe zu übertragende Zugkraft zu

$$Z = \frac{\tau_o \cdot w}{2} b \frac{I}{V_o} = \frac{10,9 \cdot 116}{2} 50 \frac{I}{V_o} = 22100 \text{ kg}$$

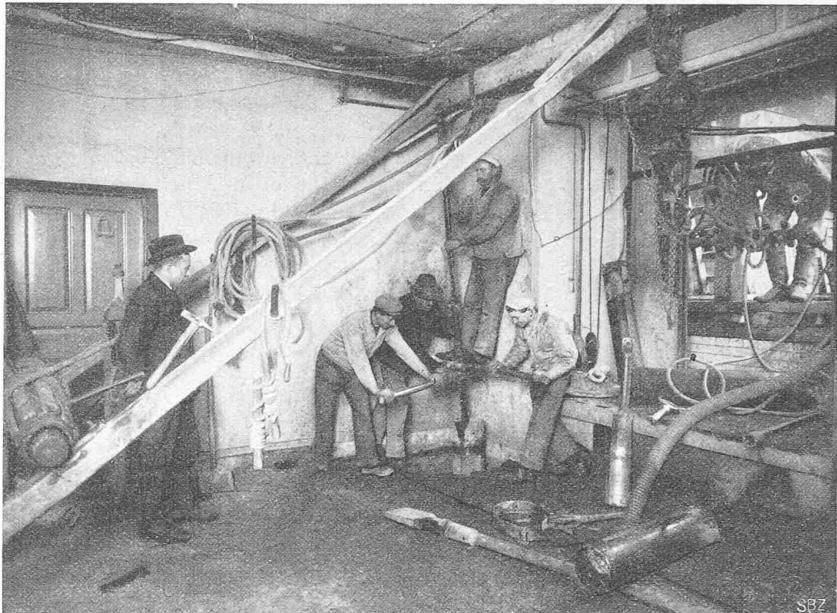


Abb. 13. Strausspfahl-Bohrung in einer Kellerraum-Ecke, dicht an den Wänden.

Somit wurden drei Rundeisen aufgebogen, und beansprucht mit: $\sigma_{es} = \frac{22100 \text{ kg}}{27,24 \text{ cm}^2} = 810 \text{ kg/cm}^2$.

4. Am Rande der Giebelanschlusswand traten ausser der unter 1) besprochenen Zusatzbelastung an anderer Stelle (Abbildung 8 und 9) noch zwei erhebliche Mehrbelastungen auf von 314 t bzw. 327 t. Die Hauptleistung bestand hier in der Durchbohrung der an fraglicher Stelle 1,85 m starken Betonplatte des alten Fundamentes. Ein günstiger Umstand war hier das Vorhandensein einer starken druckverteilenden Mauer unter den beiden Lasten. Da die beiden Zusatzlasten mit besonders hohen Sicherheiten gerechnet waren, erschien eine Anzahl von 30 Strausspfählen hinreichend zu deren Aufnahme, zumal eine grössere Zahl in symmetrischer Anordnung bzw. zentrischer Unterfangung nur unter weiteren Erschwernissen hätte untergebracht werden können. Diese Pfähle erhielten zudem etwas grössere Längen als die mit nur 15 t belasteten. So wird die Last von 314 t von 14 Pfählen, jene von 327 t von deren 16 getragen, sodass in der ersten Pfahlgruppe jeder Pfahl mit 22,5 t, gegenüber 20 t in der zweiten Gruppe herangezogen wurde. Die aussen am Plattenrande angeordneten Strausspfähle hat man in genau gleicher Weise mit der Platte verbunden wie unter 1) beschrieben wurde. Zwecks Herstellung der inneren Reihe der Strausspfähle wurde aber nicht, wie unter 2), für jeden derselben ein kreisrundes Loch herausgestemmt, sondern es wurden hier stets mehrere solcher Pfähle in einem gemeinsamen Schlitz durch den alten Beton vereinigt. Die Anwendung der Pressluft-Bohrhämmere konnte hier geradezu Triumph feiern. Abbildung 10 zeigt den Bohrhammer in zweifacher Tätigkeit, einmal beim Ausbohren der oberen Schichten, zum andern in seiner Handhabung in den untersten Teilen des Schlitzes, wo sogar die Verzahnungen mit ihm ausgestemmt werden konnten trotz der Engigkeit der Grube. Man konnte sich hier auch nicht auf die Lichtweite von 30 cm beschränken, wie sie für Strausspfähle allein erforderlich gewesen wäre, sondern es musste soviel Platz geschaffen werden, dass ein Handarbeiter mit Sicherheit neben sorgfältiger Herausarbeitung der Verzahnungen auch die gelockerten Betonbrocken lösen und die blosgelegten Flächen von Staub reinigen, diese später beim Betonieren annässen und schlemmen konnte, und dass endlich die Eiseneinlagen in ihre genaue Lage gebracht, in dieser gesichert und satt mit Beton umhüllt werden konnten. Auch hier wurden die Strausspfähle als Eisenbetonpfähle ausgebildet und ihre Bewehrung in die Verzahnung eingebogen.

5. Den schwierigsten Teil der Unterfangungsarbeiten bildete die Abfangung der *Last von 701 t an der Ecke des Altbau*es im Anschluss an den Erweiterungsbau. Im Grundschnitt Abbildung 11 sind die alten Holzpfähle gestrichelt, die neuen Strausspfähle aber voll ausgezogen dargestellt. Die Pfähle entlang der Giebelwand (Schnit *a—b*) konnten in gleicher Weise angeordnet und organisch mit der alten Betonplatte verbunden werden, wie in Abbildung 9 dargestellt. Dagegen mussten die Pfähle aussen entlang der Alsterdammfront und gleichlaufend dazu, im Innern sehr eng zusammengedrängt werden, um eine einigermassen zentrische Unterfangung zu ermöglichen und den

Pfahlköpfe aufnimmt (Abb. 11). Die zwischen den oberen Enden der *I-Träger* und dem Mauerbankett befindlichen Hohlräume wurden dicht und satt mit Stampfbeton ausgekeilt, um einer Einwärtsbewegung dieser Enden zu begegnen.

Das Mischungsverhältnis bei den sämtlichen Eisenbetonarbeiten war ein Teil Portlandzement auf vier Teile Kiessand, der jedoch nicht mehr als 60% Sandteile enthalten durfte.

Zum Schluss sei noch eines Vorganges chemischer Natur Erwähnung getan, der von allgemeinem Interesse sein dürfte. Der Verfasser liess, da bei den Grundgrabungsarbeiten nasser Torf zu Tage gefördert wurde, das Grundwasser auf Moorsäure untersuchen, aber auch gleichzeitig aus dem im Grundwassergebiet liegenden Teil der Fundamentplatte des Altbau des drei Probestücke herausarbeiten. Das Wasser erwies sich als moorsäurehaltig. Es entstand die Frage, ob der Säuregrad so hoch war, dass besondere Massnahmen vorzusehen waren. In dieser Hinsicht konnten die herausgearbeiteten Betonstücke, die elf Jahre hindurch dem Säureangriff ausgesetzt gewesen waren, massgebende Schlüsse liefern. Die Proben I und II entstammten den äussersten Schichten, Probe III war weiter nach dem Innern der Fundamentplatte entnommen. Bezogen, bezw. umgerechnet auf abgebundenen reinen Zement, also ohne Sand, ergab die Prüfung des Betons durch die zementtechnische Versuchsanstalt von Dr. Hans Kühl (vormals Dr. Michaelis) in Berlin-Lichterfelde an CaSO_4 bei Probe I 11,03%, Probe II 9,07%, Probe III 3,53%, woraus ein Gesamtgehalt folgte an:

	Probe I	Probe II	Probe III
CaO	39,98	39,16	41,72
SO_3	6,48	5,37	2,09

Somit war die äussere Schicht wesentlich stärker mit Gips angereichert worden als die innere. Dr. Kühl äusserte sich dahin, dass besondere Massnahmen, wie die Verwendung von Hochfenzement oder Erzzement, nicht am Platze wären, dass man vielmehr mit einer fetten Mischung des Betonmörtels aus Portlandzement das Auslangen finden könne, da der Grad der Anreicherung mit Moorsäure nicht derartig war, dass eine Gefahr hinsichtlich allmählicher Zerstörung des Betons zu besorgen wäre. Nachdem der Beton vielmehr nach elf Jahren noch die beim Herausarbeiten angetroffene Härte besessen hatte, war erwiesen, dass eine Schädigung nicht mehr zu erwarten stand, da ja die Dichtigkeit des Betons im Laufe der Jahre ständig zunimmt und damit auch seine grössere Widerstandsfähigkeit gegen Säureeinwirkungen.

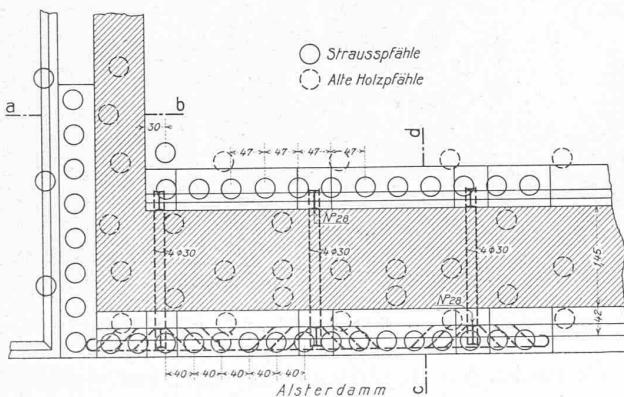


Abb. 11. Abfangung von 701 t Zusatzlast an der Ecke. — 1:100.

errechneten Kantendrücke entsprechende Bodenreaktionskräfte zu schaffen. Abbildung 12 zeigt den Querschnitt *c—d*, aus dem die ausserordentliche Engigkeit der Baugruben an der Alsterfront hervorgeht, da hier an den vorhandenen Strassenfluchten nicht gerührt werden durfte. Abbildung 13 endlich zeigt die Schwierigkeiten bei Bohrung der Strauss-Pfähle dicht entlang den Wänden der Innenräume und insbesondere in den Ecken zweier aneinanderstossenden Wände. Während den Wänden entlang, wo die Pfähle mit nur 30 cm Abstand der Pfahlmitte von der Wand gebohrt werden mussten, die Bohrdrehung wenigstens noch um 180° jeweils erfolgen konnte, musste bei Bohrung der Eckpfähle jeweils schon nach einer Bohrdrehung um 90° der Drehhebel bzw. das Gasrohrstück zu seiner Verlängerung umgesteckt werden. Auch konnten in dem niedrigen Raum nur immer Leitrohrstücke von je 1 m Länge Verwendung finden und nach Massgabe des Bohrfortschritts aufgesetzt und aufgeschraubt werden. Ebenso musste das Bohrgestänge, solange nicht, wie in den oberen weichen Bodenschichten mit der an einem Seil hängenden Schlammbüchse gearbeitet werden konnte, nach jeder auch nur mässigen Füllung des Bohrrers in Stücken von je 1 m abgeschraubt und herausgehoben werden, um in der gleichen zeitraubenden Weise beim Wiedereinführen des leeren Bohrrers wieder zusammengesetzt zu werden.

Wie aus Abbildung 12 hervorgeht, stehen die beiden Pfahlreihen gleichlaufend mit dem „Alsterdamm“ in einem Abstand von 2,22 m von einander. Dieser grosse Abstand liess es wünschenswert erscheinen, beide Pfahlreihen durch eine kräftige Verankerung mit einander zu verbinden. Eine solche war aber, wollte man nicht ganz besondere Schwierigkeiten erzeugen, nur oberhalb der alten Betonplatte möglich. Der Verfasser ordnete daher zur Aufnahme des Horizontalschubs gegen die Köpfe der beiden Pfahlreihen drei Anker aus je 40 Rundisen von 30 mm Ø an, die durch mittels Presslufthämmern aus dem Mauerbankett herausgearbeitete Löcher hindurchgesteckt und hierin fest mit Beton verkeilt wurden, und die ihrerseits drei Paar senkrechte *I-Träger* N.P Nr. 28 zwischen sich fassten. Diese Träger reichen hinab bis zu den Pfahlköpfen, wo sie auf der Aussenseite einem die Pfahlköpfe umfassenden wagrechten durchlaufenden Eisenbetonträger als wagrechte Auflager-Reaktionen dienen, der den Horizontalschub gegen die

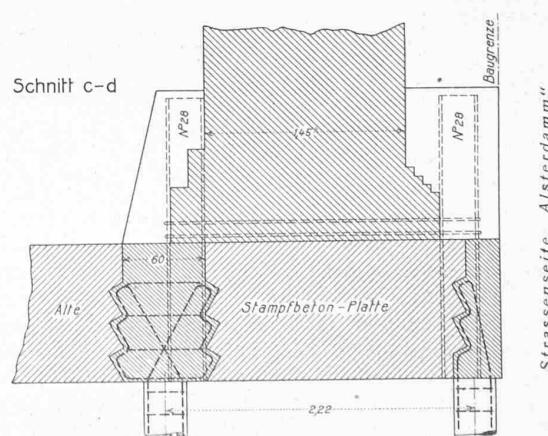


Abb. 12. Schnitt c-d zu Abb. 11. — Masstab 1:50.

Die Arbeiten der Strausspfähle und aller damit zusammenhängenden Unterfangungen, einschliesslich der Presslufthammer-Stemmarbeiten lagen in den Händen der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweighaus Hamburg. Diese Firma besitzt das Ausführungsrecht für die Strausspfähle in Deutschland sowie für eine Anzahl anderer Staaten.



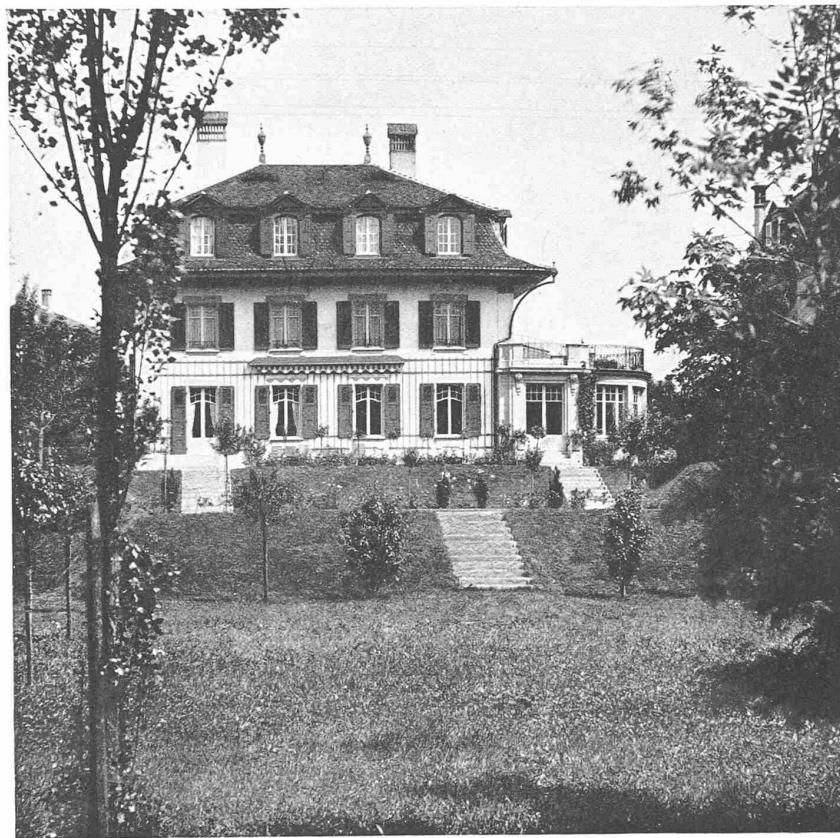
OBEN: ANSICHT VON DER STRASSE

UNTEN: BLICK INS SPEISEZIMMER



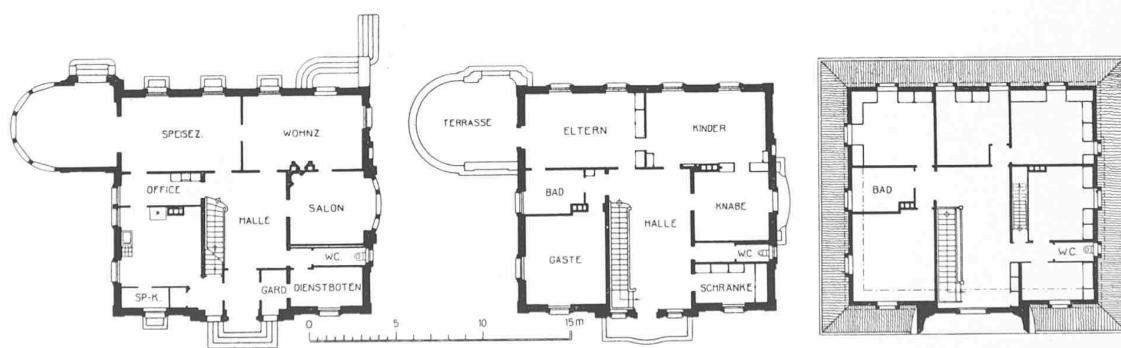
VILLA DR. Z. AN DER KIRCHENFELDSTRASSE IN BERN

ARCH. MAX ZEERLEDER, BERN



ANSICHT VOM GARTEN HER

GRUNDRISS 1:400



VILLA DR. Z. AN DER KIRCHENFELDSTRASSE IN BERN

ARCH. MAX ZEERLEDER, BERN