

Ingenieurarbeiten

Autor(en): **[s.n.]**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **121/122 (1943)**

Heft 23

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-53107>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

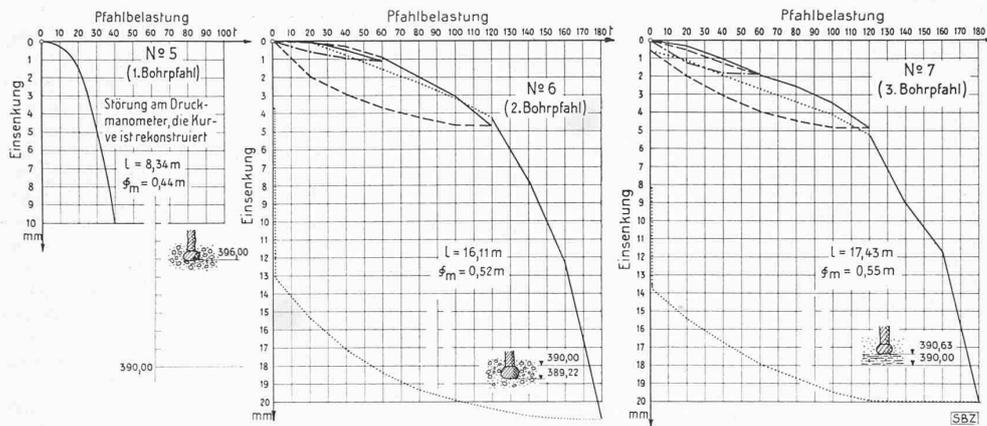


Abb. 48. Bohrpfähle, Belastungs-Einsenkungs-Diagramme

Die zu injizierende Zone befand sich rd. zwischen den Koten 394 und 397, also im Mittel etwa 11 m unter dem Kellerboden. Sie konnte mit schrägen Bohrungen mittels einer Craelius-Bohrmaschine erreicht werden. Die Einpressung erfolgte in zwei Reihen zuerst mit Zement. In einer dritten, mittleren Bohrlochreihe wurden dann noch Chemikalien nach dem Joosten-Verfahren eingespritzt. Im Laufe der Umbauarbeiten traten keine nennenswerten Setzungen der so unterfangenen Mauer ein.

3. Zusammenwirken von Pfählen und Platten. Wenn die Setzungsmasse der Pfähle und der die Kellerplatten tragenden Seekreide genau bekannt wären, würde eine rechnerische Verteilung der Gesamtlast des Gebäudes auf die Pfähle und die Platten keine Schwierigkeiten bereiten. Ganz abgesehen davon, dass schon für die sorgfältig untersuchte Pfahlfundation nur ein ungefähres Setzmass zum voraus angegeben werden kann, kommt bei der Seekreide hinzu, dass beim Abtrag der ursprünglichen Erdauflast zunächst ein Quellen eintreten kann. Umgekehrt ist zufolge der oben schon erwähnten Grundwasserabsenkung während des Baues mit einer nachträglichen Setzung der Seekreide zu rechnen. Ihr resultierendes Verhalten bei der Lastaufnahme ist also trotz der laboratoriumsmässig bestimmten Zusammendrückungszahl Δ_e (siehe Tabelle I) mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Gestützt auf diese Überlegungen wurden den projektierenden Ingenieuren in Uebereinstimmung mit Prof. Dr. M. Ritter folgende Richtlinien gegeben:

a) Rechnerische Belastung der Pfähle. Die Gesamtlast soll auf die Pfähle übertragen werden. Der hydrostatische Auftrieb auf die Platte darf vom Gesamtgewicht mit der Druckhöhe vom tiefsten Grundwasserspiegel 405,00 bis Unterkant Isolation der Tragplatte abgezogen werden.

b) Rechnerische Belastung der Platten.
 a) Der hydrostatische Auftrieb auf die Platte, entsprechend einer Druckhöhe zwischen maximalem Grundwasserspiegel 407,00 und Unterkante Isolation, ist auf alle Fälle der Plattenberechnung zu Grunde zu legen.

β) Um dem möglichen Verhalten der Seekreide bei der Abtragung der Erdüberlagerung Rechnung zu tragen, sind die Platten für eine Bodenreaktion zu bemessen, die mindestens gleich ist dem Gewicht der vor den Arbeiten in der Tiefe der Fundamentplatten vorhanden gewesenen Pressung der Erdauflast. Ist das mittlere Gewicht des Gebäudes kleiner als diese Pressung, so ist das Gebäudegewicht massgebend. In diesen beiden Fällen ist der Auftrieb nicht hinzuzufügen. Die Armierungseisen dürfen bei den zwei Fällen unter β bis zur Streckgrenze belastet werden. Das Eigengewicht der Platten darf bei der Bestimmung der Biegemomente in den Fällen α und β abgezogen werden.

γ) Für den Fall einer nachträglichen Setzung der Seekreide könnten bei rel. starren Pfählen die Platten freihängen und sind deshalb mit Berücksichtigung ihres vollen Eigengewichtes zu dimensionieren. — Diese Vorschriften bringen selbstverständlich eine gewisse Ueberdimensionierung, die aber bei statisch unbestimmten Problemen des Grundbaues, wegen der nicht genau festzustellenden Setzungsmasse, kaum vermieden werden kann.

V. Erfahrungen bei der Ausführung

Im allgemeinen haben sich die oben erwähnten Ausführungs-Vorschriften bewährt, indem die durch die Probelastungen der Werkpfähle ermittelten Eindringungen den Vertragsbedingungen entsprachen. Einige Ergänzungen mussten bei den Expresspfählen verlangt werden, weil die vereinbarte Einsenkung von 1,5 mm bei 80 t Belastung überschritten wurde. Dabei zeigte aber das Rammen des Rohrs dieser Zusatzpfähle durchwegs eine ausserordentliche Verfestigung des Bodens, sodass es meistens nicht mehr gelang, die

Kote der ersten Pfähle zu erreichen.

Etwas Sorge bereitete die Anwesenheit der mächtigen Seekreideschicht, indem befürchtet wurde, dass beim Stampfen des Pfahlschafes ein seitliches Ausweichen des Betons und damit eine bleibende Deformation des Pfahles eintreten könnte. Es wurde deshalb darauf geachtet, den Pfahlschaft nur mit ganz schwachen Schlägen des Rammjärs zu verdichten, im Gegensatz zur Zwiebel, die übrigens vorschriftsgemäss mehrere Meter unter der Seekreide auszubilden war.

Das Ergebnis der Fundationsarbeiten ist als durchaus zufriedenstellend zu bezeichnen, indem sich weder unzulässige Setzungen, noch Risse eingestellt haben.

Prof. Dr. E. Meyer-Peter und Dr. A. von Moos, E. T. H. Zürich

Ingenieurarbeiten

Nachdem im obenstehenden Abschnitt die Unternehmer für die Fundationsarbeiten bereits genannt worden sind, seien im Folgenden die Verfasser der Ingenieurprojekte für die einzelnen Bauteile aufgeführt, sowie die ausführenden Baufirmen. Wir beobachten dabei die in der vorausgegangenen Baubeschreibung eingehaltene Reihenfolge.

Tonhalle, Erneuerung des Daches, sowie Vordach Claridenstrasse: Ing. R. A. Naef, Ausführung Eisenbaugesellschaft Zürich. Foyertrakt: Ing. P. E. Soutter, Ausführung A. G. Hch. Hatt-Haller.

Kongressaaltrakt, Massivbau: Ing. R. Maillart †, Ausführung Ed. Züblin & Co. A. G.; Eisenbau Ing. R. A. Naef, Ausführung A. G. Conrad Zschokke, Döttingen.

Gartensaaltrakt: Ing. Bucher & Braun, Ausführung Baur & Cie. A. G.

Uebungssaaltrakt: Ing. Schubert & Schwarzenbach, Ausführung Th. Bertschinger A. G. Red.

Grosser Tonhallsaal

Ueber dem grossen Tonhallsaal bestand ein Satteldach mit eisernen Bindern und Pfetten. Aus architektonischen Gründen sollte die neue Dachhaut gewölbt werden (Abb. 49).

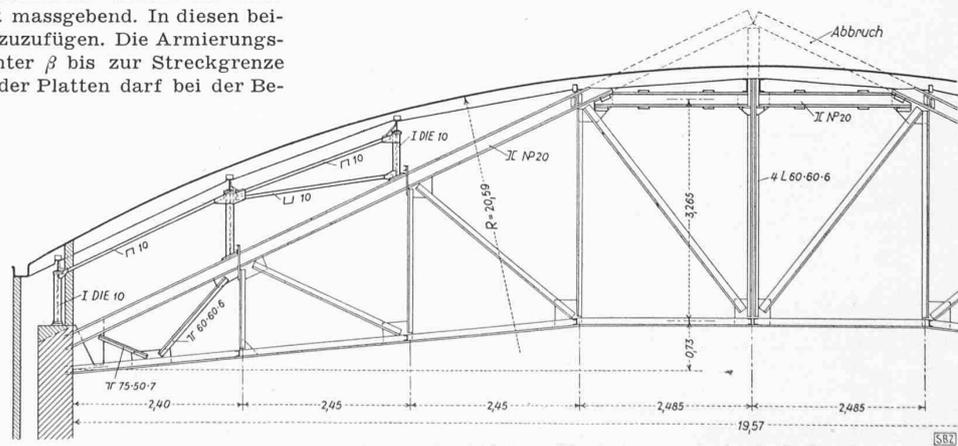


Abb. 49. Umgebauter Dachbinder über dem grossen Tonhallsaal. Fein gezeichnete Stäbe alt, dick gezeichnete neu. — Masstab 1:100

Die bestehenden Dachbinder waren im allgemeinen reichlich dimensioniert, sodass in den zwei mittleren Feldern des Binders der sattelförmige Obergurt ohne Schwierigkeiten durch ein horizontales Stück ersetzt werden konnte (Abb. 49). Es ist jedoch charakteristisch für Eisenkonstruktionen aus dem 19. Jahrhundert, dass an einzelnen Stellen hohe Nebenspannungen auftreten. Hier lag der Schnittpunkt der Axen von Obergurt und Untergurt 0,85 m ausserhalb des Auflagers. Im letzten Feld war aber trotz der grossen Exzentrizität keine Diagonale vorhanden. Aus Normalkraft und Exzentrizitätsmoment ergab sich eine rechnerische Spannung von $0,5 + 2,2 = 2,7 \text{ t/cm}^2$.

Durch Einziehen zweier kurzer Diagonalen wurde die Exzentrizität behoben. Der Fehler konnte übrigens erst durch genaue Massaufnahmen festgestellt werden, da das Binderauflager durch Mauerwerk maskiert war. Es zeigt sich hier wieder, was für Ueberraschungen bei Umbauten auftreten können, besonders wenn keine Konstruktionspläne mehr vorhanden sind.

Dipl. Ing. R. A. Naef

Kongressaal

1. Deckenkonstruktionen

Der Boden der Küche sowohl als deren Decke, die den Boden des Saales bildet, sind trägerlose Decken, heute nach amerika-

nischem Vorbild «Pilzdecken» genannt. Diese Bezeichnung ist aber auch alles, was bei heutigen Ausführungen von der amerikanischen Pilzdeckenkonstruktion übernommen worden ist. Diese erwies sich mit ihren vier Armierungsbahnen und dem harten Anschluss der «Pilze» an die Decke bald als eine Fehlkonstruktion, die erst nach und nach verbessert worden ist, während die im Jahr 1908 vom Projektverfasser geschaffene, 1910 zum ersten Mal an einem grösseren Bau (Lagerhaus Giesshübel) angewandte trägerlose Decke¹⁾ sich schon bei mehr als fünfzig selbstentworfenen Bauten restlos bewährt hat. Die auf Versuchen und Erfahrung beruhende Berechnungsweise wurde auch beim Kongressgebäude angewendet. Inzwischen wurden allerdings auch die theoretischen Berechnungsarten, die früher ganz unwirtschaftliche Resultate ergaben, in besser befriedigender Weise ausgebaut, sodass heute kein grosser Unterschied mehr vorhanden ist²⁾. Der Uebergang vom Pfeiler zur Decke wurde vom Projektverfasser von Anfang an als ein den Biegemomenten und Scherkräften angepasster Körper mit stetig gekrümmter Uebersicht gebildet, welche Form sich nach und nach durchzusetzen beginnt³⁾. Für das gute Verhalten ist diese richtige Form der «Pilzköpfe» von Wichtigkeit, denn sie nehmen dann die sehr grossen negativen Momente als Körper gleicher Widerstandsfähigkeit bestens auf. Nur das Vorhandensein dieser grossen Kopfmomente gewährleistet relativ kleine positive Momente und damit wirtschaftliche Konstruktion.

Das Bedürfnis, direkt unter den Decken Leitungen und Kanäle aller Art anzubringen, liess trägerlose Decken über und unter der Küche als notwendig erscheinen. Die Berechnung mit einer Nutzlast von 500 kg/m^2 ergab eine Deckenstärke von 18 cm. Mit Rücksicht auf unvermeidliche und zum Teil nicht vorauszu sehende Durchbrüche wurde indes die Decke ohne Ermüdung der Armierung mit 20 cm Dicke ausgeführt. Solche Durchbrüche sind denn auch reichlich vorhanden und überdies brachten verschiedene Kücheneinrichtungen unvorhergesehene Beanspruchungen, die indes die Decke ohne Anzeichen irgendwelcher Schwäche ausgehalten hat.

2. Hauptgalerie (Abb. 33, 50 und 51)

Die der Bühne gegenüberliegende Galerie von 8 m Tiefe sollte ursprünglich von der dortigen Zwischenmauer einerseits und fünf Pfeilern — entsprechend der darunter befindlichen Pfeilerstellung (siehe Grundriss Abb. 11, S. 265) — andererseits getragen werden. Die Saal-Rückwand ist als Tragwand ausgebildet und überspannt die Öffnung von 17 m lichter Weite zwischen Saal und Foyer, sodass diese beiden Räume durch die Mauer kaum getrennt sind. Die Durchsicht wäre nun durch die drei mittleren, dieser weiten Öffnung vorgelagerten Pfeiler empfindlich beeinträchtigt worden, weshalb der Projektverfasser vor die Aufgabe gestellt wurde, eine Konstruktion unter Weglassung dieser drei Pfeiler zu suchen.

Die Galerie konnte schon deshalb nicht in die Saal-Rückwand eingespannt werden, weil diese vermöge der dahinter liegenden Dilatationsfuge und des erwähnten Durchbruches unmöglich irgend welche nennenswerten Einspannmomente aufnehmen kann. Im Gegenteil ist die Galerie mit ihren vorderen Stützen eher als ein die Wand stabilisierendes Element gedacht. Somit bot sich als einzige Lösung ein Tragwerk von 28,2 m Stützweite zwischen den beiden verbleibenden äussersten Pfeilern. In der Verbindungslinie dieser Pfeiler stand durch die Form der Galerie eine Konstruktionshöhe von nur 1,32 m zur Verfügung, was für einen dort anzuordnenden Träger II (Abb. 50) bei weitem nicht ausreichte. Deshalb wurde weiter hinten, wo eine Höhe von 2,07 m zur Verfügung stand, ein Träger I angeordnet. Bei gleichbleibendem Profil der Galerie hätte dieser Träger auf Wechselbalken, zwischen Pfeilern und Mauer

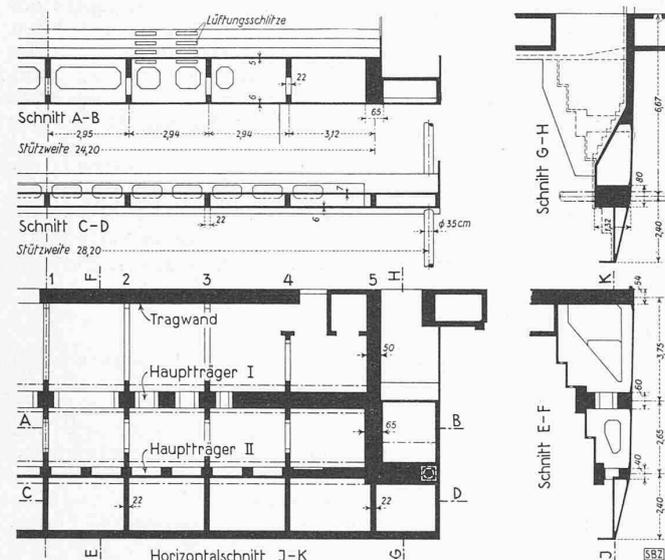


Abb. 50. Hauptgalerie, Grundriss und Schnitte 1 : 250

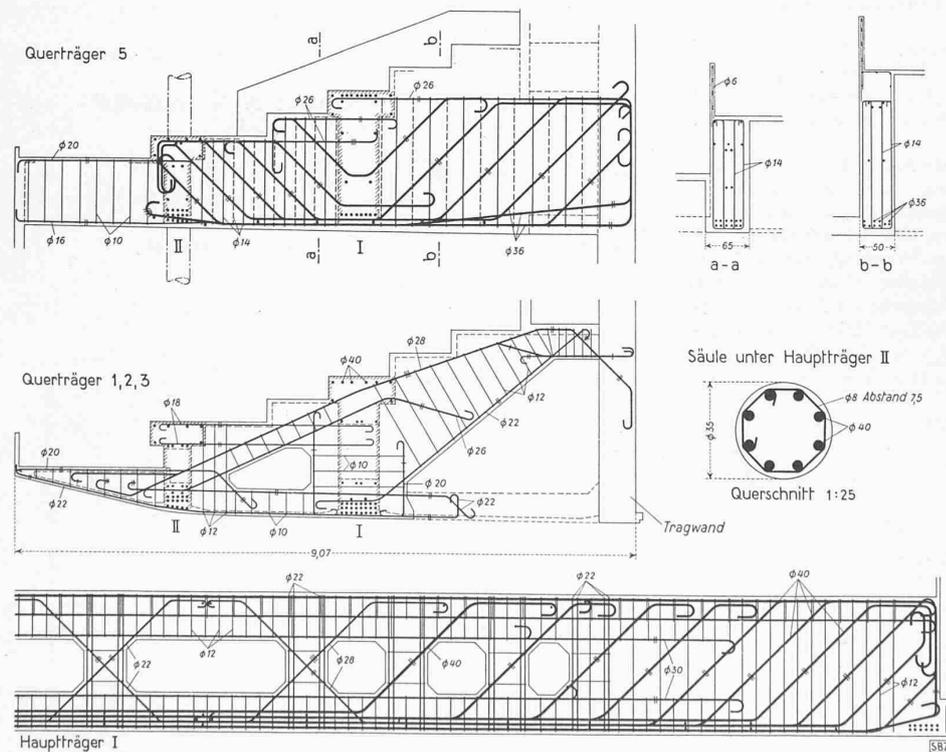


Abb. 51. Armierung und Einzelheiten zu Abb. 50. — Masstab 1 : 100

¹⁾ Siehe R. Maillart in Bd. 87, Seite 263* (22. Mai 1926).

²⁾ Siehe Prof. Dr. M. Ros: «Belastungsversuche an neun verschiedenen Pilzdeckenkonstruktionen», 1938.

³⁾ Siehe die Lagerhäuser der CIBA im genannten Bericht und «Erste Ergänzung zum Bericht Nr. 99 der EMPA», 1939.

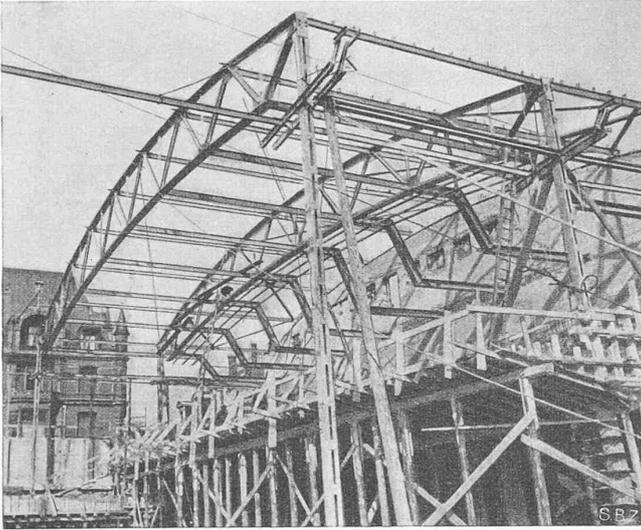


Abb. 54. Montage der eisernen, nachher einbetonierten Säulen und der Dachkonstruktion des Kongress-Saals; Schalung der Hauptgalerie

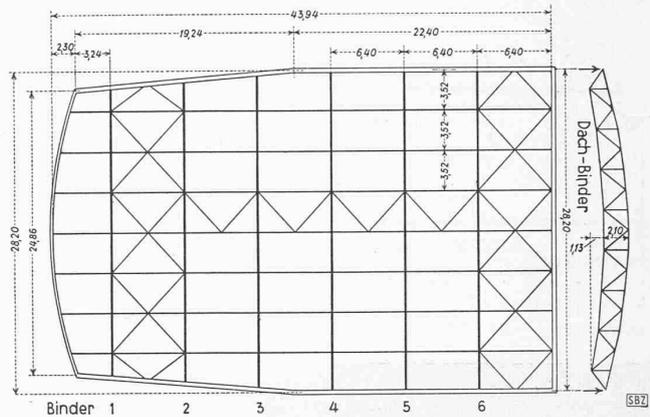


Abb. 52. Kongress-Saal, Dachgrundriss 1 : 600

war mit starker Armierung und dank einer vorzüglichen Betonqualität möglich.

Das ganze Bauwerk der Galerie besteht aus Beton, dessen Erprobung Würfeltestigkeiten von mindestens 500 kg/cm² nach 28 Tagen aufwies. Die Armierungen bestehen aus hochwertigem Stahl der von Roll'schen Eisenwerke. Für lokale Beanspruchung ist die Nutzlast mit 400 kg/m² und für Gesamtlast zu 250 kg/m² angenommen werden, was angesichts der grossen Fläche und der Bestuhlung reichlich ist und kaum je vorkommen kann.

Ing. R. Maillart †

3. Die Stahlkonstruktion des Kongress-Saales (Abb. 52 bis 54)

Für die Ueberdeckung des Kongress-Saales stellte sich das Problem wie folgt. Gegeben waren zwei vertikale Stützenreihen im Abstand von 28,20 m; die Stützenabstände in der Längsrichtung betragen 6,40 m. Die Stützen mussten möglichst schlank gehalten werden. Die beiden Stützenreihen lagen 1,80 m hinter den Fassaden, die als Glaswände projektiert waren. Die Fassadenstützen durften nicht breiter als 10 cm sein; sie waren gegen-

gespannt, aufgelagert werden können, wobei dann der Träger II weggefallen wäre. Der an den Enden der Galerie nach hinten absteigenden Rampe wegen konnte aber der Träger I dort nicht durchgeführt werden. Es bot sich der Ausweg, den Wechselbalken um die Rampenbreite von den Stützpfählern zu verschieben, wobei er vorn auf dem Träger II ruht, der nun ausreicht, da im Mittelfeld sozusagen die ganze übrige Last vom Träger I aufgenommen wird. Die Durchbiegungen dieser Träger müssen, da die Einsenkung der Tragwand ihrer grossen Höhe wegen vernachlässigt werden kann und auch die Querrippen steif sind, proportional zur Entfernung von der Tragwand ausfallen. Da auch die Trägerhöhen diesen Entfernungen ungefähr proportional sind, so ist ein gleichmässiges Arbeiten beider Träger gesichert. Das Moment im Träger II entsteht zum grössten Teil aus den Auflagerkräften des Wechselbalkens. Ist also das Biegemoment in II verhältnismässig gering, so treten dafür in seinen Endstücken sehr grosse Querkräfte auf. Deshalb ist er dort stark verbreitert worden.

Dem Tragwerk wurde eine starke Ueberhöhung — 15 cm in der Mitte — gegeben, da eine bleibende Ueberhöhung aus ästhetischen Gründen erwünscht war. Zusammendrückung der Gerüstung und einjährige Wirkung des Eigengewichtes reduzierten die Ueberhöhung auf 9 cm, sodass angenommen werden darf, es sei auch infolge Einwirkung langer Zeit und voller Besetzung ein Durchhang nicht zu erwarten.

Während auf der Seite Beethovenstrasse eine starke Säule als Auflager für Träger II zur Verfügung stand, sollte die andere Säule (Abb. 51), die ausser der Galerie noch einen Teil der Dachlast zu tragen hat, aus architektonischen Gründen nicht dicker werden als die übrigen, durch Dachlast allein beanspruchten Säulen längs der verlasteten Ostfront des Kongresssaales. Dies

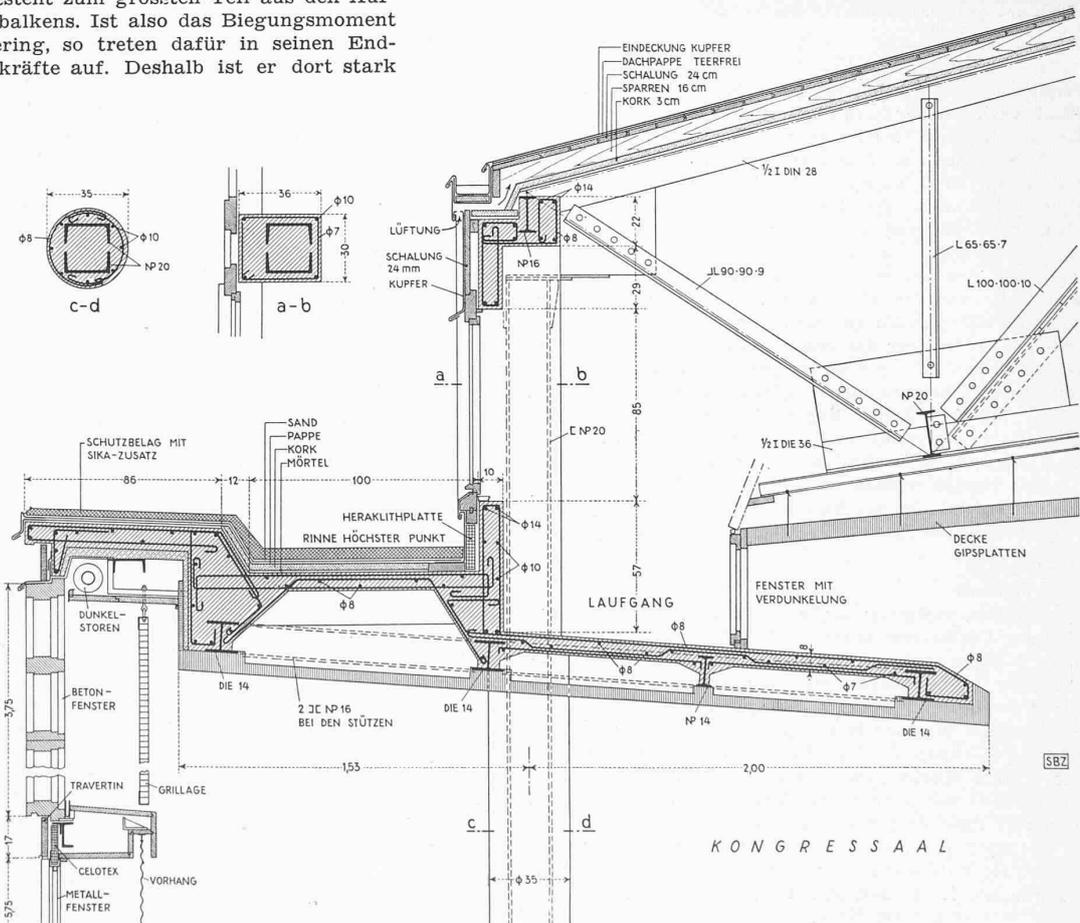


Abb. 53. Kongress-Saal. Einzelheiten von Aussenwand, Säule, Versteifungsplatte, Dachausbildung. — Masstab 1 : 30

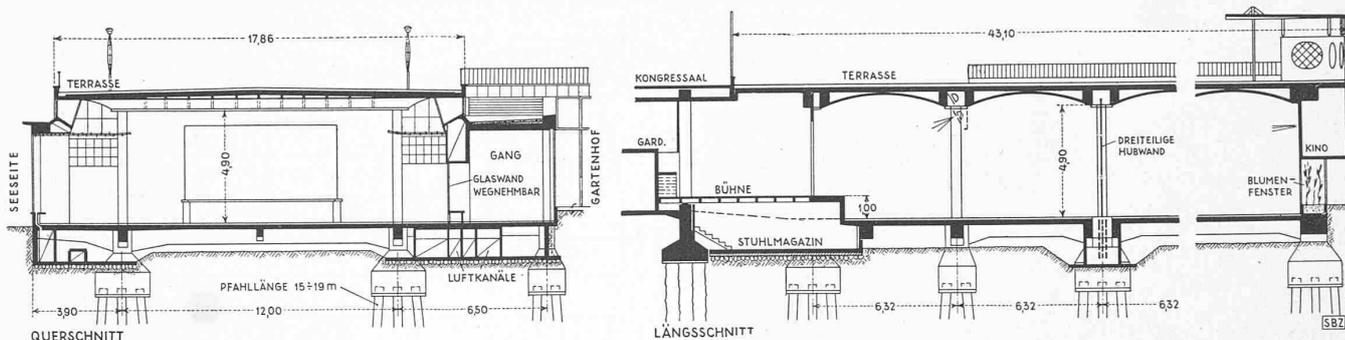


Abb. 55. Gartensaal, Schnitte 1 : 300

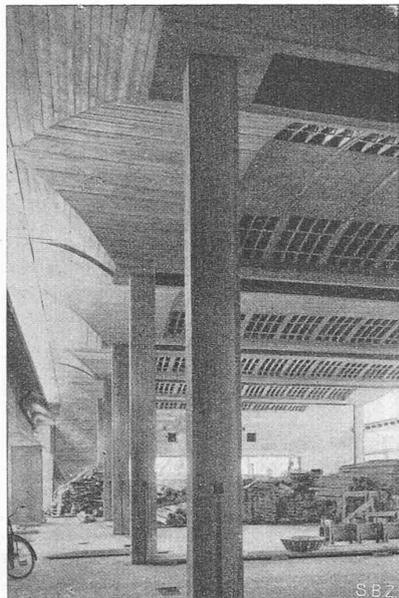


Abb. 56. Gartensaal im Rohbau

über den Hauptstützen versetzt. Die gewölbte Dachform war gegeben, die verhältnismässig schwere Unterdecke akustisch bedingt.

Es war dem Verfasser von vornherein klar, dass eine Stahlkonstruktion hier die wirtschaftlichste Lösung darstellte. Der Beweis wurde einwandfrei dadurch erbracht, dass von anderer Seite ein Projekt in Eisenbeton ausgearbeitet wurde und man für beide Lösungen Uebernahmsofferten einholte. Der Grund liegt darin, dass die Stahlkonstruktion mit Holzschalung ein bedeutend kleineres Eigengewicht aufweist als eine Betonhaut, und dass die Stützen nur

vertikale Lasten übertragen konnten. Ein Gewölbe mit Zugband wäre bei der kleinen Pfeilhöhe des Daches nicht möglich, die Aufhängung der Unterdecke nicht einfach gewesen.

Die Gurten der Fachwerkbinder verlaufen polygonal entsprechend der Krümmung der Dachhaut. Der Untergurt läuft über den Stützen mit dem Obergurt zusammen, um das Lichtraumprofil für den Laufgang längs der Stützen freizuhalten.

Erhebliches Studium verursachte die Erreichung der Querfestigkeit des Baues. Die Fassadenstützen wirken für den Winddruck als einfache Balken mit 10,3 m Spannweite. An ihrem oberen Ende stützen sie sich gegen einen horizontalen Träger (Abb. 53), der über die ganze Fassadenlänge läuft und sich an beiden Enden auf die Eisenbetonkonstruktionen stützt. Der Horizontalträger besteht aus längslaufenden DIN-Profilen, zwischen denen Schilfrohrzellen liegen. Darüber wurde eine Platte mit Querarmierungen betoniert. Dieser Horizontalträger stützt auch die Hauptsäulen in der Querrichtung.

Die Binder mussten während der Montage mit Seilen abgesehen werden, da der Bau erst nach dem Abbinden des Betons des Horizontalträgers in der Querrichtung versteift war.

Gartensaal

1. Fundation

Die Uebertragung der Lasten auf den Baugrund erfolgt durch hölzerne Pfähle von 35 cm \varnothing . Die Stellung der Pfahlgruppen von 6 bis 7 Einzelpfählen erlaubt eine möglichst ungehinderte Unterbringung der Lüftungs- bzw. Heizungskanäle unter der Saalsole. Die Aussenpfähle der Pfahlgruppen, d. h. der grösste Teil der Pfähle, sind in einer Neigung von 1:9 bis 1:15 gerammt. Die zulässige Beanspruchung eines Pfahles wurde zu 35 t festgelegt. Die Pfähle waren mit dreifacher Sicherheit zu rammen, d. h. jeder Pfahl sollte eine Tragfähigkeit von 105 t erreichen, was man mit Pfahllängen von 15 bis 19 m erzielte.

Bei der Rammarbeit wurden folgende Beobachtungen gemacht. Beim Nachrammen der Pfähle zeigte sich, dass die Eindringungstiefe bei den ersten zwei bis drei Hitzten bis zur Hälfte geringer war als am Ende der ersten Rammung, die 4 Stunden bis 2 Tage vor der ersten lag; erst allmählich wurde der Endwert der ersten Rammung erreicht. Ferner wurde festgestellt,

dass im vorliegenden Falle die Eindringungstiefen bei den letzten Hitzten 6 bis 7 cm betragen mussten, um sichere Anhaltspunkte über die Tragfähigkeit des Pfahles zu haben; die Rammarbeit des Bären war also entsprechend zu wählen. Geringe Eindringungstiefen geben u. E. zu Trugschlüssen Anlass.

2. Aufbau

Die Pfahlköpfe sind durch Bankette aus Eisenbeton zusammengefasst und liegen auf Kote 405, d. h. rd. 0,20 m unter niedrigstem Grundwasserspiegel. Auf Kote 406,50 wurden die Pfahlbankette durch Bleilagen von 5 mm Stärke vom obren Aufbau getrennt, zwecks Isolierung gegen aufsteigende Feuchtigkeit.

Der Saalboden ist als Eisenbetonträgerdecke ausgebildet, ihre Spannweiten sind aus Abb. 55 ersichtlich. Die Konstruktion wurde berechnet für eine Nutzlast von 500 kg/m² und eine Einzelast von 5 t. Um eine Versenkung der beiden Saaltrennwände zu ermöglichen, waren in zwei Axen Doppelträger erforderlich. Unter dem Saalboden musste Raum geschaffen werden für die Lüftungskanäle; diese sind auf eine armierte Betonplatte gestellt, die direkt auf der Kreideschicht aufgebracht ist.

Die Terrassendecke, die Decke über dem Sitzplatz, dem Gang und der Garderobe sind als kombinierte massive Rohrzellendecken ausgebildet. Durch die Anordnung von Zwillingsträgern, die wegen den Hubwänden erforderlich waren, ist die Platte der Decke voll eingespannt. Die Terrassen- und Sitzplatzdecke ist für eine Nutzlast von 500 kg/m² berechnet. Bei den Decken über der Garderobe und dem Sitzplatz sind als Randträger eiserne Träger angeordnet worden, da bei den zugestandenen Nutzhöhen und Auflagerungsmöglichkeiten sich diese Anordnung als konstruktiv besser erwies. Besondere konstruktive Beachtung war dem Uebergang von Säule zur Decke beim Sitzplatz und bei der Garderobe zu schenken, da Pilzköpfe architektonisch unerwünscht waren. Die Terrassentreppe, die im Grundriss geschweift ist, lagert, um senkrechte Auflagerdrücke zu erhalten und um horizontale Verschiebungen ohne Zwangungen zu ermöglichen, auf zwei Pendelquadern auf.

Als Betondruckfestigkeit war ein $w_{\beta 28}$ von 300 kg/cm² verlangt, also hochwertiger Beton. Die Stützen wurden in Spezialzement hergestellt und pervibriert. J. Bucher & H. Braun, (Schluss folgt) Dipl. Ing. S. I. A.

MITTEILUNGEN

Dr. h. c. Anton Schrafl, seit 1938, als er wegen Erreichung der Altersgrenze aus der Generaldirektion der SBB zurücktreten musste, Direktor des Zentralamtes für internat. Eisenbahnverkehr in Bern, ist in den wohlverdienten Ruhestand getreten. An seine Stelle hat der Bundesrat Dr. h. c. Hans Hunziker gewählt, der als Generaldirektor der PTT-Verwaltung ersetzt wird durch Dr. h. c. Alois Muri, bisher Chef der TT-Abtlg. der PTT, seit 1899 im Dienste der eidg. Telephonverwaltung. — Mit Ing. Anton Schrafl tritt ein Eisenbahnfachmann von seltenem Format vom Schauplatz der Bahnverwaltung zurück, der sich wie wenige den Dank des Vaterlandes erworben hat. Man braucht von seinen Leistungen nur an seinen zähen Kampf um die Einführung des elektrischen Bahnbetriebes zu erinnern, um angesichts des heutigen Kohlenmangels zu ermessen, wie sehr er dem Lande genützt hat. Seinem Lebenswerk, der Reorganisation der SBB in weitestem Sinn, hat er seine ganze Kraft gewidmet, ja sich darin nahezu erschöpft. Möge unserem lieben G. E. P.-Kollegen Schrafl, der auch im Ausland hohes Ansehen geniesst, noch ein langes friedliches otium in dignitate beschieden sein! C. J.

Für den Textteil verantwortliche Redaktion:

Dipl. Ing. CARL JEGHER, Dipl. Ing. WERNER JEGHER

VORTRAGSKALENDER

6. Juni (Sonntag): G. E. P.-Gruppe Lugano. 10 h in der Pasticceria Buri, Lugano. Vortrag von Dr. K. Berger über die Blitzforschungsstation auf dem Monte San Salvatore.