

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen: erbaut von den Architekten Pfleghard & Häfeli in Zürich und St. Gallen

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

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **53/54 (1909)**

Heft 19

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-28236>

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.

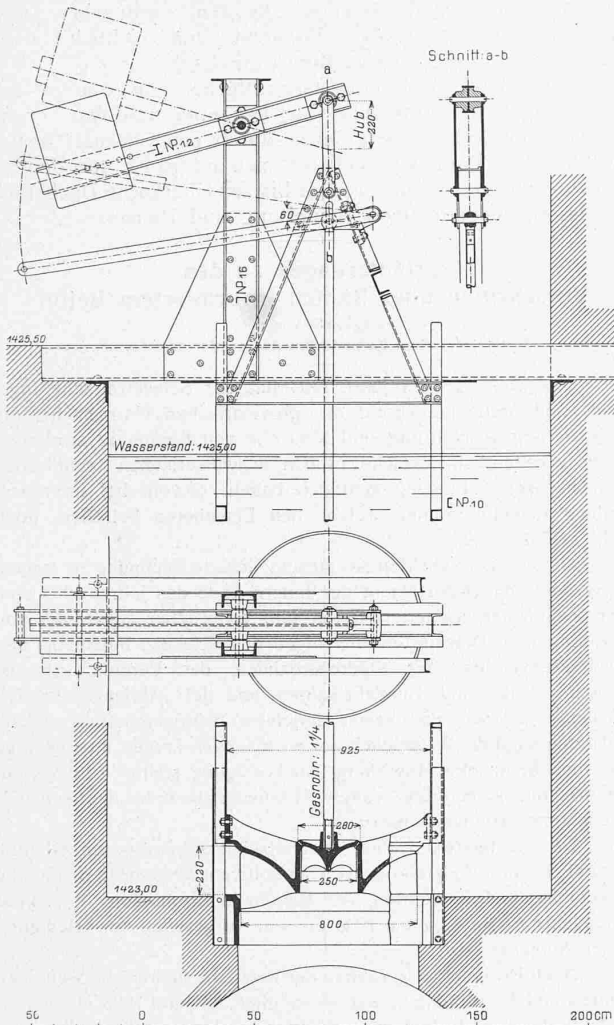


Abb. 12. Automatisch schliessendes Einlaufventil. — 1 : 30.

sie bilden das unterste, 220 m lange Stück der Leitung bis zu einem Druck von 75 at und bestehen aus ebenfalls geschweissten Flanschenrohren von 23 bis 24 mm Blechstärke. Die Gesamtröhrleitung ist nach dem System von Ingenieur Boucher in den Boden verlegt, 1 bis 2 m

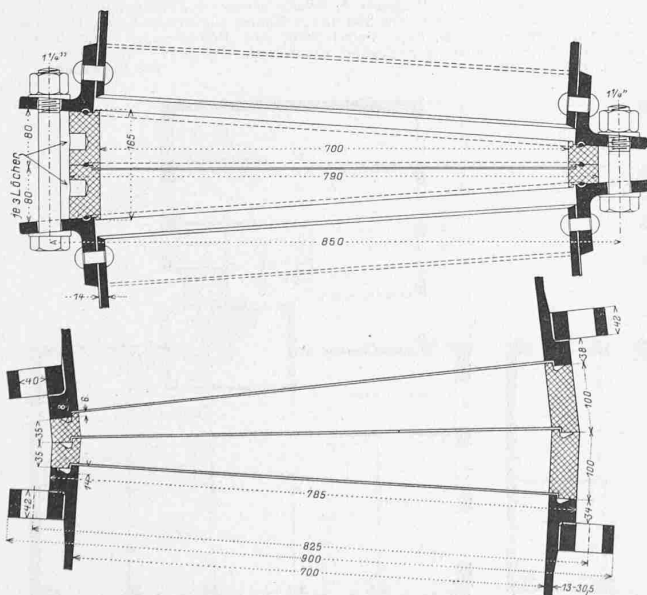
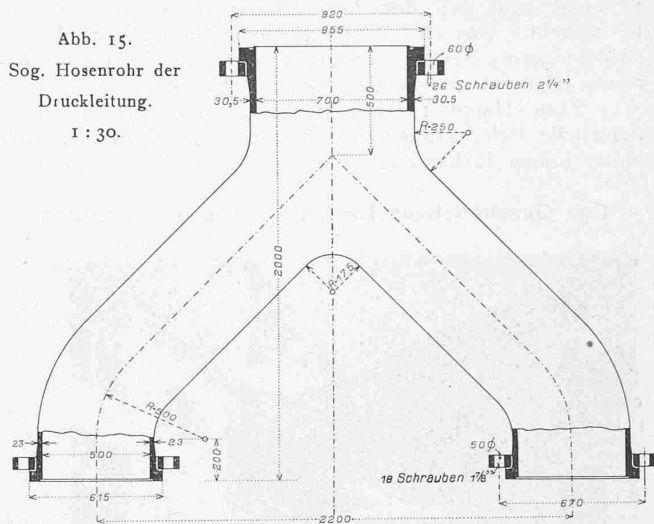


Abb. 16. Keilringe der genieteten und der geschweissten Röhre. Masstab 1 : 10.

Abb. 15.
Sog. Hosenrohr der
Druckleitung.
1 : 30.



hoch eingedeckt worden und besitzt nur an wenigen Stellen Verankerungen. Sie ist möglichst dem Terrain angeschmiegt, was mit Hilfe von konisch geschnittenen Flanschenringen erreicht wurde, die Abweichungen von der Geraden bis zu 8° gestatten (Abb. 16).

(Schluss folgt.)

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.

Erbaut von den Architekten *Pfleghard & Häfeli* in Zürich und St. Gallen.

Die Natur des St. Galler Stickerei-Exportgeschäftes hat das Bedürfnis nach zweckentsprechenden Gebäuden geschaffen, in deren Räumen grosse Mengen von Stickereien ausgerüstet und zum Versand gebracht werden können, da die ältern Gebäude der Stadt, fast ausschliesslich zu Wohnzwecken erstellt, sich zu diesem Betriebe nicht gut eignen. Andererseits ist, infolge der topographischen Lage St. Gallens, das in einem engen Hochtal mit beiderseitigen steilen Abhängen eingebettet liegt, die Schaffung von Bauplätzen zu solchen Geschäftshäusern mit Schwierigkeiten verknüpft. Namentlich gilt es, bei Verwendung des verfügbaren Raumes häuslicherisch umzugehen und die Möglichkeit der Ausnützung desselben in jeder Hinsicht zu Rate zu halten, soweit die bestehenden städtischen Bauvorschriften es irgendwie gestatten.

Aus diesen Verhältnissen heraus hat sich für den Bau von St. Galler Geschäftshäusern in den letzten Jahren ein besonderer Typ herausgebildet, nach welchem eine grössere Anzahl solcher Häuser teils schon erstellt wurden, teils noch im Entstehen begriffen sind.

Ein Block, der zu solcher Bebauung ausersehen wurde, ist jener unweit des Bahnhofes, zwischen St. Leonhardstrasse, Kornhausstrasse und Merkurstrasse gelegen, an dessen einer Ecke (St. Leonhardstrasse-Kornhausstrasse) die Toggenburgerbank steht, die von uns in Nr. 7 des laufenden Bandes dargestellt worden ist. An diesen Bau der Herren Curjel & Moser anschliessend haben die Herren *Pfleghard & Häfeli* an der Kornhausstrasse mit Seitenfront gegen die Merkurstrasse das Geschäftshaus Labhard & Cie. ausgeführt, von dem wir auf den folgenden Seiten die charakteristischen Grundrisse, sowie Aussen- und Innenansichten wiedergeben.

Mit Rücksicht auf die günstige Verkehrslage in der Nähe des Bahnhofes und der Post wurden im Erdgeschoss, gegen die Kornhausstrasse zu, Verkaufsmagazine sowie eine Konditorei eingerichtet, wogegen der rückwärtige Teil, der seinen Zugang von der Merkurstrasse hat, für die Ferggerei, den Packraum usw., der Hausbesitzer bzw. Geschäftsinhaber eingerichtet wurde. Im ersten und zweiten Obergeschoss sind deren Bureaux und Verkaufsräume unter-

gebracht, wie aus den Grundrissen Abbildung 2 und 3 hervorgeht. Das dritte Obergeschoss enthält Arbeitssäle (Abbildung 13, Seite 275) und der vierte Stock eine mechanische Näherei und Speditionsräumlichkeiten.

Eine Hauptforderung der Bauherren war die gute natürliche Beleuchtung der sehr tiefen Arbeitsräume. Um einen hohen Lichteinfall zu erzielen, wurden die Fenster-

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.

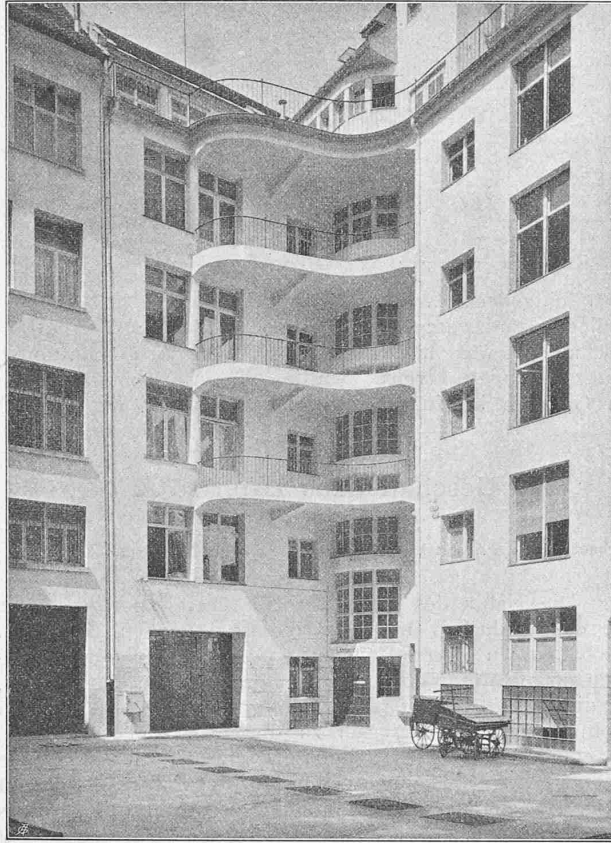


Abb. 5. Hofansicht.

stürze in gleicher Höhe wie die Decken angesetzt und die Rolladenkasten je in die Brüstungen der obren Stockwerke eingebaut; die Fenster selbst wurden mit Spiegelglas versehen. Ueber die innere Ausstattung der verschiedenen Räume geben unsere Abbildungen auf den Seiten 272 bis 275 hinreichend Aufschluss.

Das Haus ist in armiertem Beton ausgeführt bis auf die Fassade, für deren Verkleidung Haustein zur Verwendung gelangte.

Von den vorhandenen Installationen sind zu nennen:

Eine Warmwasserheizung, die alle Innenräume, vom Keller bis zum Kehlboden bedient; die Warmwasserversorgung mit Zapfstellen in jedem Geschoße: drei elektrisch betriebene Aufzüge mit je acht Stationen für Personen-, Lasten- und Aktenbeförderung. Eine sehr verzweigte Haustelephonanlage vermittelt eine rasche Verständigung aller Arbeitsstellen. Die pneumatische Entstaubungsanlage mit durch Elektromotor angetriebenem Ventilator ver-

fügt über 16 Anschlussstellen. In den Garderoben sind grosse FayenceWaschröge angebracht und reichlich Garderobekästen für die Angestellten eingebaut.

Das Haus, das eine Grundfläche von 620 m² bedeckt, wurde im September 1907 begonnen und war bereits im August 1908 für den Bezug durch das Geschäft fertiggestellt. Die Baukosten beliefen sich auf 36 Fr. für den m³ umbauten Raumes vom Trottoir bis zur Oberkante Dachstock gemessen, ausgenommen Bauleitung und Bauzinne.

Erläuterungen zu den Vorschriften über Bauten in armiertem Beton

aufgestellt von der Schweizerischen Kommission des armierten Beton.*)

1. *Einleitung.* Im Jahre 1903 hat der Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein die provisorischen Normen für die Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton veröffentlicht, welche in den schweizerischen technischen Kreisen raschen Eingang gefunden haben, obwohl bei ihrer Aufstellung manche Fragen, welche den Eisenbeton betreffen, noch nicht gelöst waren.

Um den Fortschritten auf diesem Gebiete Rechnung zu tragen, setzte das eidg. Departement des Innern Ende des Jahres 1905 eine Kommission des armierten Beton ein, zu welcher ausser der von ihm ernannten Delegierten diejenigen des Schweiz. Ingenieur- und Architektenvereins, des Städteverbandes, des Vereins Schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten und der „Aktiengesellschaft Portland“ gehören, das heisst derjenigen Körperschaften, welche im Hinblick auf die Wichtigkeit der zu lösenden Fragen ihre geistige und auch finanzielle Mitwirkung zur Verfügung stellten. Im Verlauf der Arbeiten kamen als weitere Mitglieder Beamte des schweiz. Eisenbahndepartements hinzu.

Die wichtigste der dieser Kommission aufgetragenen Arbeiten bestand in der Aufstellung von definitiven Vorschriften für die Berechnung und Ausführung von Bauten in Eisenbeton. Eine Frist von 3 Jahren vom 1. Januar 1906 an, war vorgesehen zur Erledigung dieser Aufgabe.

Nach Durchführung zahlreicher Versuche und der notwendigen Studien und Forschungen, war es möglich, im Mai 1908 einen Entwurf für die Vorschriften auszuarbeiten, welcher insbesondere den Beratungen der Ingenieure, Mitglieder der Kommission, unterworfen, mehrmals geändert und zuletzt in der jetzigen Fassung von dem Gesamtausschuss in seiner Sitzung vom 30. April 1909 genehmigt wurde.

Der vorliegende Bericht erwähnt die wesentlichen Aenderungen, welche die provisorischen Normen von 1903 erfahren haben und die Gründe, welche dieselben rechtfertigen.

*) Indem wir die von Professor F. Schüle verfassten Erläuterungen zu den „Vorschriften usw.“, die wir auf Seite 185 dieses Bandes abgedruckt haben, ebenfalls veröffentlichen, fügen wir bei, dass „Vorschriften“ und „Erläuterungen“ deutsch und französisch in der Buchhandlung E. Speidel, Clausiusstr., Zürich IV, zum Preise von 80 Cts. erhältlich sind. Die Redaktion.

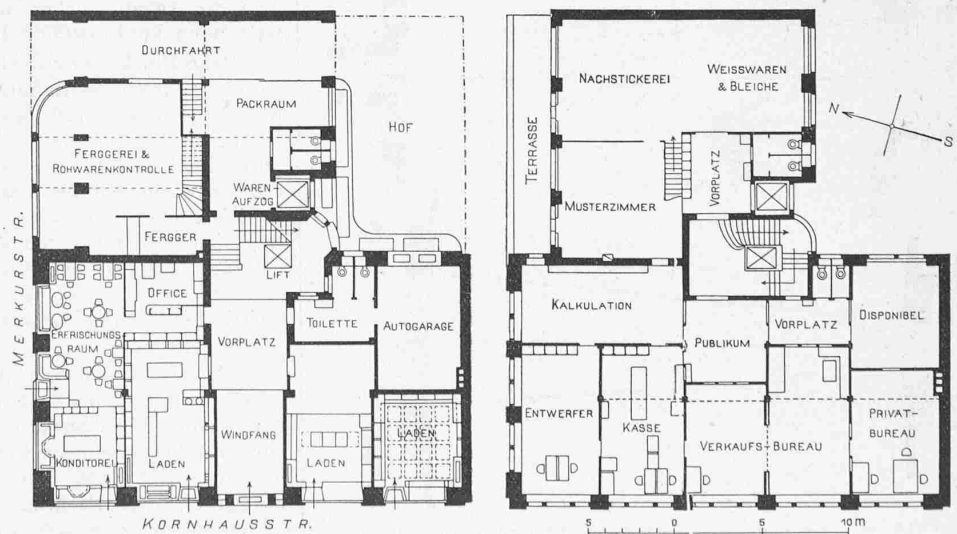


Abb. 1. Grundriss vom Erdgeschoss. — 1:400 — Abb. 2. Grundriss vom ersten Obergeschoss.

Die neuen Vorschriften sind jedoch nicht als definitiv zu betrachten.

In einem so ausgedehnten und so neuen Gebiete wie dasjenige des armierten Beton wirft die kombinierte Wirkung so verschiedener Materialien wie Eisen und Beton Fragen auf, deren Beantwortung umfangreiche Forschungen und lange Erfahrungen erfordern. Das wissenschaftliche Studium dehnt sich nicht weit genug zurück, dass eine Einigung hätte stattfinden können über die zweckmässigste Methode der statischen Berechnungen und über die zulässigen Spannungen. Dieses Studium wird in verschiedenen Ländern fortgesetzt; es erfordert nicht allein hohe Geldbeträge für die notwendigen Versuche, sondern viel Zeit für das Sammeln und Zusammenstellen der Resultate und für die daran anknüpfende wissenschaftliche Bearbeitung.

Die Fortschritte können nur langsame sein, und nach einigen Jahren ist zu erwarten, dass die jetzigen Vorschriften einer Revision unterworfen werden müssen.

Die aufgestellten Vorschriften sind kurz gefasst; sie sollen ein Lehrbuch des armierten Beton nicht ersetzen. Ihr Zweck besteht darin, dem entwerfenden Ingenieur die Möglichkeit zu verschaffen, die neue Bauweise rationell anzuwenden, dem Bauherrn, dem Architekten und der Aufsichtsbehörde die zweckmässige Anleitung zu geben, um Bauten mit der wünschbaren Sicherheit zu erhalten. Solche Vorschriften werden an Bauten, welche nach den bisherigen Normen

richtig ausgeführt worden sind, nichts ändern. Bei ihrer Aufstellung wurde versucht, zwei Uebelstände zu vermeiden: 1. Eine zu grosse Strenge, welche zur Folge hätte, dass diese Vorschriften nicht gern angenommen und künstlich umgangen würden, um sich in Wirklichkeit denselben nicht zu unterziehen; 2. durch Zulassung zu hoher Spannungen im Material oder zu magerer Mischungsverhältnisse des Betons die Ausführung von Konstruktionen zu fördern, welche die für die Dauer notwendige Sicherheit nicht zeigen würden.

Während für Bauten aus einem einzigen Baumaterial (Eisen, Mauerwerk oder Beton) die Sicherheitsziffern einzig auf die Festigkeit von kleineren Probekörpern bezogen werden, ist es für Bauten aus armiertem Beton durch die zahlreichen Versuche mit Eisenbetonteilen möglich gewesen, den effektiven Sicherheitsgrad einer Konstruktion oder eines Teiles derselben festzustellen. Hieraus ist in der Auffassung des Begriffes des effektiven Sicherheitsgrades eine Aenderung erfolgt, welche in den vorgeschlagenen Vorschriften nach Tunlichkeit berücksichtigt wurde.

Es empfiehlt sich übrigens, den statischen Berechnungen von Bauten in armiertem Beton keine allzu grosse Bedeutung beizumessen; nur die Beanspruchung des Eisens in Bauteilen, welche auf Biegung beansprucht werden, lässt sich mit eini-

ger Sicherheit feststellen. Da der Beton in seiner Qualität, Festigkeit und Elastizität nicht allein von einem Bauwerk zum andern, sondern selbst im gleichen Bauwerk je nach der Anmachwassermenge, der Stampfarbeit und dem Stande seiner Erhärtung verschieden ist, kann die Berechnung nur eine Grenze von Spannungen angeben, welche die wirkliche Beanspruchung und effektive Sicherheit auch bei mittelmässiger Ausführung kennzeichnen.

2. *Allgemeines.* Die Charakteristik des Eisenbetons liegt darin, dass das Eisen durch Vermittlung des Betons in Tätigkeit tritt und vor direkter äusserer Einwirkung von Temperatur, Luft, Wasser etc. durch Beton geschützt ist.

Nach Art. 3 haben Projektverfasser, Unternehmer und Bauherr oder sein bevollmächtigter Bauleiter die Pläne zu unterschreiben. Die Verteilung der Verantwortlichkeit kann durch den Bauvertrag festgestellt werden oder ist durch das Gesetz gegeben.

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.

Erbaut von den Architekten *Pflegard & Häfeli* in Zürich und St. Gallen.

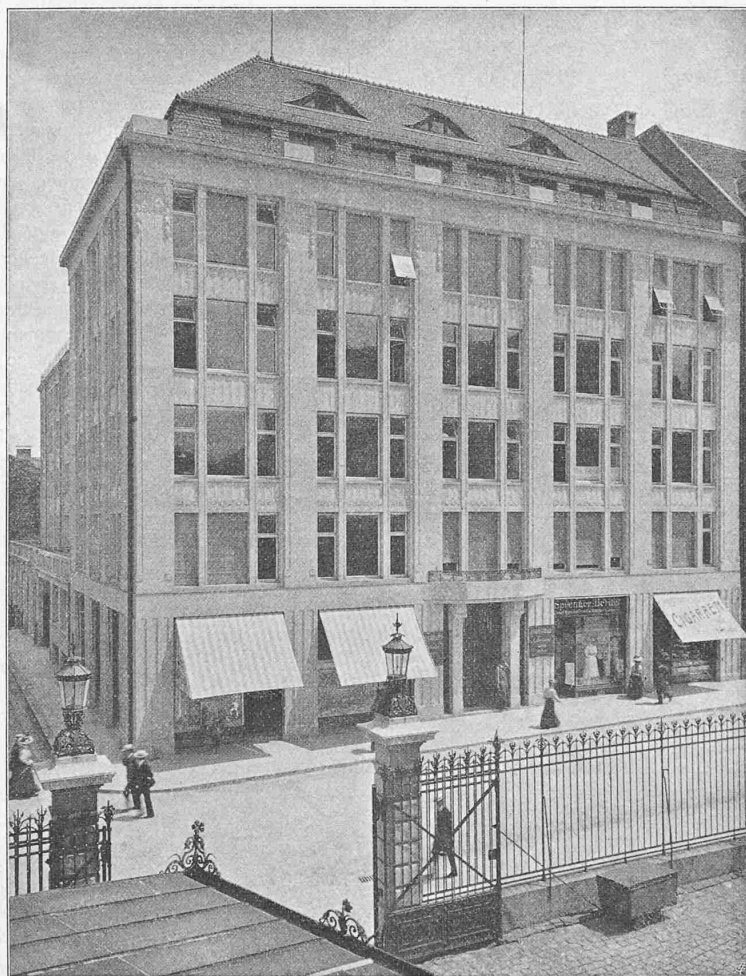


Abb. 6. Fassade an der Kornhausstrasse.

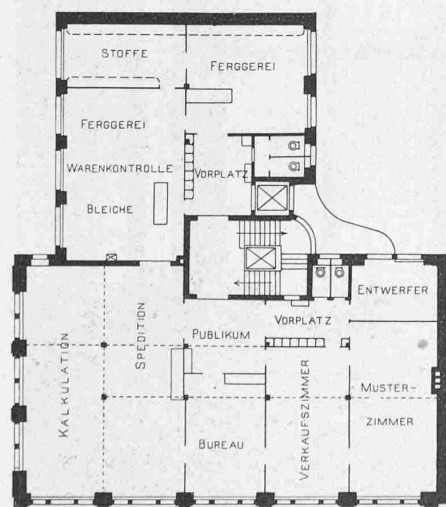


Abb. 3. Grundriss vom zweiten Obergeschoss.

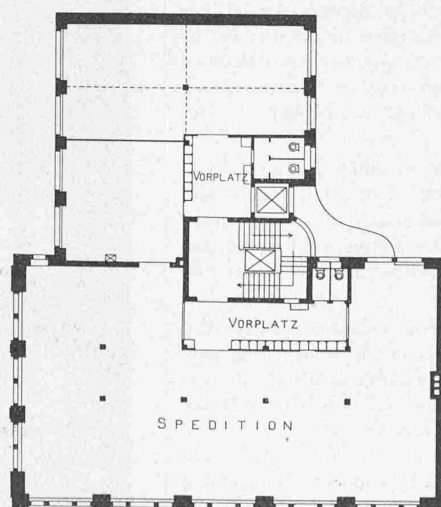


Abb. 4. Grundriss vom vierten Obergeschoss.

Masstab 1:400.

3. *Grundlagen der statischen Berechnung.* In Art. 4, 1 ist die Ermittlung des Eigengewichts nach einem Raumgewicht von $2,5 \text{ t/m}^3$ vorgeschrieben. Armierter Beton hat in der Regel ein etwas geringeres Gewicht. Die obige Zahl berücksichtigt die nicht beabsichtigten aber unvermeidlichen Zunahmen an Dicke in der Ausführung.

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.



Abb. 7. Haupteingang an der Kornhausstrasse.

Die in Art. 4, 3 d angegebenen Zuschläge für Erschütterungen, von Maschinen oder Fahrzeugen herrührend, sind nicht das Ergebnis von Versuchen oder Erfahrungen. Solche Erschütterungen finden in allen Bauten statt und nicht allein in Bauwerken aus armiertem Beton. Was die Nutzlasten anbetrifft, welche in Art. 4, 3 d angegeben sind, so sollten dieselben ebensowohl bei Bauten in Eisen oder Holz Anwendung finden, wie bei solchen in armiertem Beton. Sie erscheinen in diesen Vorschriften nur zum Zwecke einer Vereinheitlichung der Grundlagen der Deckenberechnung.

Art. 5 ist neu. Streng genommen, gibt es keine Eisenbetonkonstruktion, bei welcher der Einfluss der Temperatur keine inneren Spannungen verursacht. Es sind jedoch in diesem Artikel nur solche Konstruktionen gemeint, welche im Freien liegen und welche keine speziellen Anordnungen besitzen, wie Gelenke bei Gewölben oder Dilatationslager bei kontinuierlichen Trägern, um die durch Temperaturwechsel verursachten Spannungen aufzuheben oder zu ermässigen.

Die Schwinderscheinungen treten in allen Eisenbetonbauwerken, welche der Luft ausgesetzt sind, auf. Die daraus entstehenden Spannungen können unter Umständen Risse des Beton hervorrufen; indem auf die Mitwirkung des Beton in den auf Zug beanspruchten Teilen verzichtet wird, wurde dieser Erscheinung Rechnung getragen.

In Gewölben oder Bögen, in Trägern, welche mit ihren Auflagern solidarisch verbunden sind, verursacht die Schwindung ähnliche Spannungen, wie solche von einer Erniedrigung der Temperatur herrührend. In Art. 5 wird angegeben, wie und in welchem Masse dem Schwinden Rechnung getragen werden kann. Bisher sind gewöhnlich die Wirkungen von Temperatur und Schwinden nicht berücksichtigt worden. Dadurch, dass eine besondere Berechnung der daraus entstehenden Spannungen vorgeschrieben ist, war es angezeigt, die zulässigen Spannungen zu erhöhen, damit gewisse Konstruktionstypen, welche unter Umständen wesentliche Vorteile

bieten können und bisher mit Erfolg angewendet wurden, nicht ausgeschlossen seien.

Art. 6 behandelt die Ermittlung der äusseren Kräfte und Momente. Die Unbestimmtheit der Angabe der in den Rechnungen einzuführenden Stützweite ist durch Art. 6 b behoben, nach welchem die Lichtweite um 5% zu erhöhen ist.

In den meisten Fällen sind die Balken aus Eisenbeton an ihren Enden teilweise eingespannt und kontinuierlich über den Zwischenstützen, ja sogar mit dem Kopfe der Stützen starr verbunden. Die Biegemomente lassen sich nicht mit Genauigkeit bestimmen. Entweder wird der Konstrukteur die Rechnung des kontinuierlichen elastischen Balkens streng anwenden, ohne sich um die wirklichen Einspannungsverhältnisse zu kümmern, oder, gestützt auf Versuche an ausgeführten Bauwerken, wird derselbe die Wirksamkeit der Einspannung an den Zwischenstützen und an den Enden annähernd schätzen. Im ersteren Falle können die gewonnenen Resultate auch nur eine Schätzung ergeben, in welcher allerdings das Willkürliche ausgeschlossen ist; im zweiten Fall können die getroffenen Annahmen nicht ganz zutreffend sein. Um dieser Ungenauigkeit Rechnung zu tragen, wird vorgeschrieben, dass im letztern Falle die Biegemomente in Feldmitte aus demjenigen für den frei aufliegenden Balken so abzuleiten sind, dass nur $\frac{2}{3}$ des mittleren Biegemomentes an den Auflagern in Abzug gebracht wird.

Die Laboratoriumsversuche, welche in dieser Frage Aufklärung bringen sollen, sind noch zu wenig zahlreich. Die sichersten Angaben rühren von Belastungsproben in fertigen Gebäuden her, bei welchen es möglich war, durch gleichzeitige Beobachtung der Durchbiegungen einer grösseren Zahl Punkte den effektiven Einspannungsgrad festzustellen.

Es ist namentlich wichtig, dass die Berechnung nicht allein für den gefährlichen Querschnitt in der Mitte der Stützweite, sondern auch für die Querschnitte an den Auflagern aufgestellt wird. (§ 6 c).

Der Fall der elastischen Stützen bei Platten und Balken in Eisenbeton kommt zu häufig vor, als dass er ohne wesentliche Erschwerung der Berechnungen berücksichtigt werden könnte. Uebrigens sind die elastischen Senkungen der Stützpunkte meist gering und üben einen namhaften Einfluss auf die Biegemomente und resultierenden Spannungen nur in dem Falle von kontinuierlichen

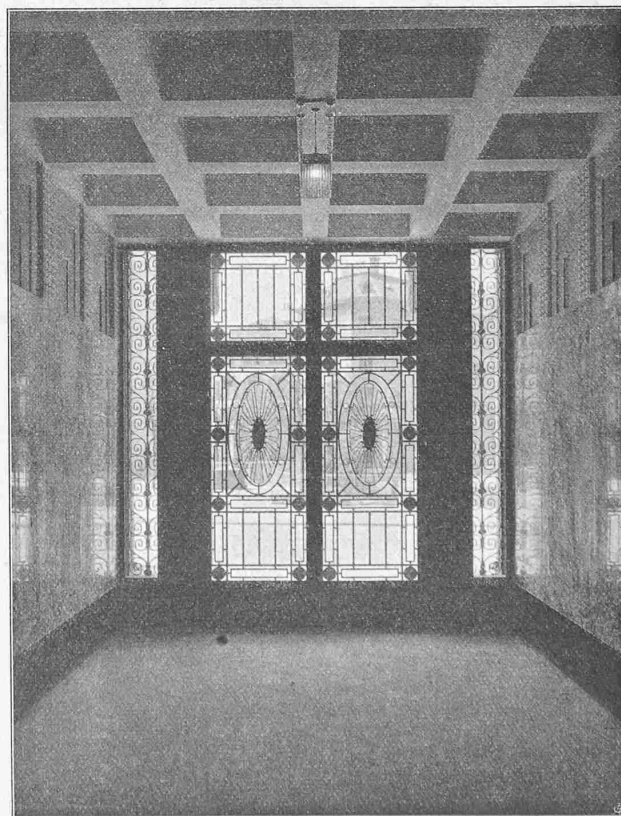


Abb. 8. Innenansicht des Haupt-Eingangtors.

Balken, deren Nachbaröffnungen sehr verschiedene Stützweiten besitzen, aus.

Die Verteilungsweise einer konzentrierten Last, welche auf eine Platte wirkt (Art. 6d), wurde aus Versuchen abgeleitet, welche in der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt mit armierten Platten ausgeführt worden sind, ebenso die wirksame Breite einer Platte, welche gleichzeitig Druckgurtung eines Balkens mit T-förmigem Querschnitt ist. (Art. 6e; siehe Heft Nr. 13 der Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt).

In Art. 6f weichen die neuen Vorschriften von denjenigen anderer Reglemente ab.

Bisher wurde die Belastung pro m^2 nach den beiden Richtungen einer Platte, welche längs und quer armiert ist und an vier Seiten aufruht, verteilt in der Annahme, dass für gleichmässig verteilte Belastung die Durchbiegungen in der Mitte von Lamellen, herausgeschnitten in der Längs- und in der Querachse, der vierten Potenz der Stützweite proportional sind. Die Tragkraft einer in beiden Richtungen armierten Platte hängt jedoch nicht von der elastischen Durchbiegung im Anfang, sondern von der Erreichung der Streckgrenze in der Armierung ab, und somit, da die Dicke für beide berücksichtigte Lamellen dieselbe ist, von dem wirksamen Biegemoment. Aus diesem Grunde wird in Art. 6f empfohlen, die Belastung nach beiden Richtungen der Armierung im Verhältnis der Quadrate der Stützweite zu verteilen. Nach dieser Methode sind die längsten Armierungsstangen stärker zu halten, als wie nach der üblichen bisherigen Berechnung, und der Entwerfer wird erkennen, dass er keinen Vorteil hat, in zwei Richtungen armierte ringsum gelagerte Platten vorzusehen, wenn die Länge von der Breite wesentlich abweicht.

(Schluss folgt).



Abb. 9. Das Treppenhaus vom Vorplatz im Erdgeschoss aus.

Berner Alpenbahn.

Der Quartalbericht Nr. 10 über den Stand der Arbeiten am 31. März 1909 ist erschienen; wir entnehmen ihm in Ergänzung unserer Monatsausweise (Band LIII, Seiten 106, 156, 208) sowie unserer gelegentlichen Mitteilungen, u. a. über die Wiederaufnahme des Vortriebs, die üblichen Zahlen und Angaben.

Arbeiten im Lötschbergtunnel.

Am 15. Februar begann in dem vom Beginn des neuen Tracé bei Km. 1,203 der Nordseite bis Km. 1,334 von Hand erweiterten Sohlenstollen neuer Richtung der Vortrieb mit vier Bohrhämmern;

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.

Erbaut von den Architekten *Pflegard & Häfeli* in Zürich und St. Gallen.

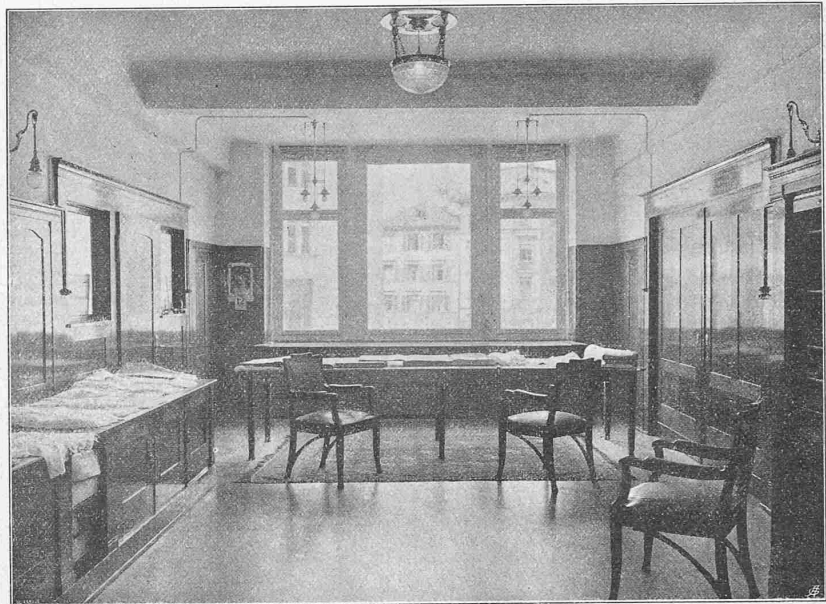


Abb. 10. Verkaufsbureau im ersten Stock.

am 22. Februar traten bei Km. 1,368 die grossen Meyerschen Bohrmaschinen mit 90 mm Zylinderdurchmesser wieder in Aktion, um bis zum Ende des Berichtquartals in $36\frac{1}{2}$ Arbeitstagen noch 286 m Stollen zu erbohren. Das nähere über die geleisteten Arbeitsmengen zeigen die Tabellen auf den folgenden Seiten 274 und 275.

Die Ventilatoren für die definitive Lüftung sind auf beiden Seiten aufgestellt, aber erst auf der Südseite, und zwar am 29. März, in Betrieb gesetzt worden. Es sind dies je zwei grosse Capell-Ventilatoren von 3,50 m $\varnothing$ und 25 m^3/sek Leistung bei 250 mm Wassersäule, die aber nicht hintereinander geschaltet werden können. Zum Transport dienen auf jeder Seite innerhalb des Tunnels vier Pressluftlokomotiven, im Freien je vier bis fünf Dampflokomotiven.

Arbeiten ausserhalb des Tunnels.

Eine wesentliche Erweiterung der Installationen der Nordseite bildete die komplette Einrichtung zur Herstellung von „Lötschit-Zement“, einer Mischung von Portlandzement und Steinmehl zum Ersatz des hydraulischen Kalks. Auf der Südseite ist hinsichtlich der Installationen keine nennenswerte Erweiterung zu verzeichnen. Der gesamte durchschnittliche Kraftbedarf wird angegeben für Kandersteg mit 458 PS im Januar bis rund 600 PS im März; für Goppenstein fehlen die betreffenden Zahlen. Auf der Nordseite waren die Tunnelarbeiten am 24. und 31. Januar und am 7. und 14. Februar wegen Stromunterbruch eingestellt.

Geologische Verhältnisse.

Durch die Tracéverlegung auf der Nordseite mit nur geringem Horizontalabstand des neuen Richtstollens vom alten wiederholen sich so ziemlich die geologischen Verhältnisse der früher aufgeführten Strecke.¹⁾ Bis Km. 1,445 bewegte sich der Vortrieb in malmähnlichem Berrias-Schiefer, von Km. 1,450 bis Km. 1,460 in der Zwischenschicht des hellgrauen, seewerkalkartigen Thons, dann im

¹⁾ Band LII, Seite 108.

Malm. Die Streichrichtung war N 20—40° O, das Einfallen fast ausnahmslos mit 10—25° nördlich. Neue Temperaturbeobachtungen wurden nicht gemacht.

Auf der Südseite erreicht der Vortrieb wie schon einmal zwischen Km. 1,520 und 1,540¹⁾ Gesteine von unzweifelhaft sedimentärem Charakter. Von Sattellegi nach dem Stierstutz und gegen Oberferden²⁾ streicht an der Oberfläche in ungefähr NO—SW Richtung eine sedimentäre Mulde, in die der Richtstollen Ende Februar bei Km. 3,297 einschneidet. Bis dahin zeigte das Gestein den gegenüber früher wenig veränderten Charakter der kristallinen Schieferserie, in deren Mineralbestand Muskovit vorherrschte. Mit der mechanischen Störung des Gebirges durch Einfaltung des eben erwähnten Sedimentkeils scheint die Ungleichmässigkeit im Schichtenverlauf des gegen die Randzone immer dünnstiefiger werdenden Gesteins zusammenzuhängen. Die Streichrichtung bewegte sich zwischen den Grenzwerten N 38°—84° O; weniger schwankend war das Einfallen

mit 50°—70° südlich. — Die Schichten des bei Km. 3,297 angebohrten Sedimentkeils, die bis Ende März erschlossen waren, bestehen in der Hauptsache aus den Vertretern der Triasformation, aus Dolomit und Dolomitreccien, Anhydrit und bunten Schiefern

und anschliessend aus Quarzsandsteinen, Kalken und Schiefern des untern Jura, deren Einzelbestimmung durch gestörte Lagerung und den Mangel jeglicher Fossilien sehr erschwert wird. Besonders schöne Zertrümmerungserscheinungen zeigt der geblichgraue Dolomit, dessen grosse von weissen Adern netzartig durchzogene, scharfkantige Bruchstücke in dem marmorweissen, feinkristallinen Anhydrit eingebettet liegen, der hier in einer Mächtigkeit von etwa 10 m erscheint. Die jurassischen Sedimente beginnen bei Km. 3,320 mit einem dünnblättrigen Thonschiefer; es folgen bei Km. 3,335 dünnbankiger Quarzsandstein und bei Km. 3,340 kieseliger,

Das Geschäftshaus Labhard & Cie. in St. Gallen.

Erbaut von den Architekten *Pfleghard & Häfeli* in Zürich und St. Gallen.



Abb. 12. Die Konditorei. — Erfrischungsraum.



Abb. 11. Die Konditorei. — Laden.

¹⁾ Band LII, Seite 108.

²⁾ Siegfried Atlas, Blatt 492 oder Ueberdruck „Gemmi-Blümlisalp“.

Maschinenbohrung vom 1. Januar bezw. 22. Februar bis 31. März 1909		Nordseite	Südseite
1.	Richtstollenfortschritt m	286	427
2.	Mittlerer Stollenquerschnitt . . . m ²	6,52	6,5
3.	Richtstollen-Ausbruch m ³	1863	2716
4.	Anzahl der Arbeitstage	36½	90
5.	Mittlerer Tagesfortschritt m	7,84	4,74
6.	Mittlerer Fortschritt eines Angriffs m	1,29	0,97
7.	Anzahl der Angriffe	221	440
8.	Bohrzeit eines Angriffs Std.	1 ¹⁶	1 ³⁵
9.	Schutterzeit eines Angriffs Std.	2 ³⁵	3 ⁰⁴
10.	Gesamtdauer eines Angriffs Std.	3 ⁵⁴	4 ³⁹
11.	Anzahl Bohrlöcher eines Angriffs	14,5	12,7
12.	Mittlere Lochlänge m	1,44	1,27
13.	1 m ³ Ausbruch erforderte: Bohrloch m	2,48	2,65
14.	Dynamit kg	3,88	4,51
15.	Anzahl Bohrer	1,11	4,76
16.	Bohrmaschinen standen in Betrieb	3,98	4,0
17.	Schichtenzahl der Maschinenbohrung	1816	5403
18.	Verbrauch an Bohrluft in 24 Std. m ³	52258	86000
19.	Druck der Bohrluft am Kompressor at	8,0	5,5
20.	Desgl. vor Ort at	7,5	4,5
21.	Temperatur der Bohrluft am Austritt °C	—	—
22.	Lufttemperatur vor Ort °C	10,2	26,8
23.	Gesteinstemperatur vor Ort . . °C	9,0	26,5
24.	Eingebl. Ventilationsluft in 24 Std. m ³	139182	103680
25.	Stollenort am 31. März 1909 . . Km.	1,654	3,479

Mittels Handbohrung sind folgende Arbeitsmengen erzielt worden:

Handbohrung 1. Januar bis 31. März 1909	Nordseite			Südseite		
	Sohlenstollen	Firststollen	Vollausbruch	Sohlenstollen	Firststollen	Vollausbruch
Ausbruch m ³	2270	531	8310	¹⁾ 1776		17463
Schichtenzahl	2246	807	13227	5833		70911

¹⁾ Die Zahlen für Sohlenstollen Südseite sind in den betreffenden Vollausbruchzahlen inbegriffen.

feinkristalliner Kalk, der durch eingelagerte schwarze, gerundete Kalkbrocken ein konglomeratartiges Aussehen gewinnt. Die Gesteinstemperaturen stiegen nicht ganz gleichmässig von $26,0^{\circ}\text{C}$ bis auf $26,8^{\circ}\text{C}$ bei Km. 3,450, mit dem Maximum von 27°C , das zwischen Km. 3,300 und Km. 3,350 auftrat.

Arbeiten auf den Zufahrtsrampen.

Auf der Nordrampe blieben diese auf Ergänzungen und Unterhalt der Dienstbahn beschränkt. Für die Südrampe genehmigte das Eisenbahndepartement am 12. März das allgemeine Bauprojekt der Strecke Südportal bis Lonzaviadukt (die Station Goppenstein). Auf der Dienstbahn standen in Betrieb 33038 m Geleise von 75 cm Spur, drei 200-PS Dampflokomotiven von 25 t, zwei zu 50 PS und 7 t, 114 verschiedene Materialwagen und mehrere Spezialwagen. An der definitiven Linie wurden im Lötschental mit der Ausweitung einiger Tunnel auf 12 m³ Profilfläche begonnen.

Der Gesamtbaufortschritt während des Berichtquartals und der Stand der Arbeiten am 31. März 1909 ist folgender Tabelle zu entnehmen:

Diagramme (Tunnellänge 14536 m)	Nordseite		Südseite		Total
	Leistg. im Quartal	Stand am 31. III. 09	Leistg. im Quartal	Stand am 31. III. 09	Stand am 31. III. 09
Ausbruch.					
Sohlenstollen m	451	1654	427	3479	5133
Firststollen m	148	1288	554	2509	3797
Vollausbruch m	125	1256	375	1075	2331
Tunnelkanal m	388	988	90	90	1078
Gesamtausbruch m ³	13384	89620	21955	87658	177278
Mauerung.					
Widerlager m	229	1154	133	403	1557
Deckengewölbe m	314	1083	135	320	1403
Sohlengewölbe m	—	4	—	25	29
Tunnelkanal m	388	988	90	90	1078
Gesamtmauerung m ³	4304	15565	1793	4649	20214

Im Gesamtausbruch ist die Kubatur der verlassenen Strecke mit 10304 m³ inbegriffen; diese wurde im Berichtsquartal bis zur Abschlussmauer bei Km. 1,426 mit einem Lichtraum von 2 m Breite und 1,9 m grösster Höhe ausgemauert.

Miscellanea.

Die Generalkonferenz der internationalen Erdmessung hat vom 21. bis 29. September d. J. in London und Cambridge getagt und dabei wieder gezeigt, wie wertvoll die Institution mit ihren Wanderversammlungen für die Förderung dieses Zweiges der Wissenschaft ist. Ueber die Verhandlungen berichtet Prof. Wilh. Foerster (Charlottenburg) in der „Frkf. Ztg.“ u. a. von einer grossen Gradmessung in Südafrika, deren Weiterführung durch Deutsch-Südwest-Afrika nach den Niländern und Aegypten geplant sei. Mit einer Fortsetzung durch Syrien und Kleinasien kann weiterhin der Anschluss an die grosse russische Gradmessung gewonnen werden, sodass dann mehr als ein Viertel des Erdumfangs von einer zusammenhängenden Messung umfasst sein würde.

Lebhaftes Interesse erregte in der Versammlung die Vorlegung der von Prof. Hecker in Potsdam bearbeiteten Resultate von Messungsreihen, die seit mehreren Jahren, 25 m unter dem Plateau des Telegraphenberges in Potsdam, in einem an den Brunnenschacht der dort oben liegenden Observatorien angeschlossenen unterirdischen

Arbeitsraum mit dem Horizontalpendel ausgeführt worden sind, um die kleinsten Schwankungen der Lotrichtung zu untersuchen. Die vollständige Bearbeitung dieser Messungen hat jetzt den Beweis geliefert, dass die Anziehungskraft des Mondes zwar sehr kleine, aber für die feinsten Messungsmittel jetzt völlig sicher erkennbare periodische Gestaltänderungen auch des festen Erdkörpers (von der Grössenordnung weniger Zentimeter) bewirkt. Die Anziehungskraft der Sonne muss natürlich eine entsprechende Wirkung ausüben, die aber wegen des kleinern Verhältnisses der Dimensionen der Erde zu der

Entfernung der Sonne erheblich kleiner ist und sich überdies mit den Temperaturwirkungen der Sonne kompliziert, deren Einfluss sich bei den Mondwirkungen ausscheiden lässt. Wäre der Erdkörper als Ganzes gegenüber jenen Anziehungswirkungen völlig starr, so würden Mond und Sonne die Lotrichtung in streng berechenbarer Weise ablenken je nach der Stellung dieser beiden Himmelskörper zu dem Beobachtungsort. Die von Prof. Hecker mit dem Horizontalpendel nachgewiesenen Ablenkungen der Lotrichtung sind aber ansehnlich kleiner als jene streng berechenbaren Beträge, und es lässt sich daher aus den beobachteten Zahlenwerten dieser Verkleinerung folgern, dass der Erdkörper als Ganzes nicht absolut starr ist, sondern ungefähr die Elastizität des Stahls besitzt. Auf ein ähnliches Ergebnis hatte auch schon die von der internationalen Erdmessung organisierte Messung der periodischen Lagenänderungen der Drehsaxe der Erde hingewiesen. Die Konferenz beschloss nun, Messungen solcher Art, wie die in Potsdam ausgeführten, noch an andern, besonders auszuwählenden Stellen des Erdkörpers zu organisieren. Ebenso wurde beschlossen, die Verwertung des von dem ungarischen Forscher R. v. Eötvös erprobten Messungsverfahrens für die lokalen Wirkungen von Massenanziehungen bei Besonderheiten der Massenverteilung mit der von ihm vervollkommenen Drehwaage fortan förderlichst organisieren zu helfen. Schliesslich wurde auch die durch Wellentelegraphie zu bewerkende Austeilung genauester Zeitsignale über ganz Europa hinweg vorbereitend zur Sprache gebracht, worüber M. Poincaré wertvolle Mitteilungen machte.

Einphasenbetrieb auf der Borinagebahn. Im Jahre 1903 hat die belgische Société nationale des Chemins de fer vicinaux den elektrischen Betrieb mittels Einphasenstrom einiger in der Gegend von Mons (Borinage) gelegener Kleinbahnstrecken beschlossen und die Ausführung der E. G. Union bzw. der A. E. G. in Auftrag gegeben. Wenn nicht infolge gewisser Ausführungsschwierigkeiten die Eröffnung dieser Linie erst im April 1905 hätte erfolgen können, so wäre dieselbe als erste Einphasenbahn in Betrieb gekommen. Das zur Zeit auf 20,85 km ausgebaute Netz soll allmählich alle schmalspurigen Linien der Borinage-Gegend in einer Ausdehnung von rund 108 km Bahnlänge umfassen, die zur Zeit noch mittels der Dampftraktion betrieben werden. Ueber das heutige, durch Einphasenstrom von 600 Volt Fahrdrachtspannung und 40 Perioden betriebene Netz, das durch Personen-Motorwagen



Abb. 13. Arbeitsaal im III. Stock.