

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 35/36 (1900)  
**Heft:** 20

**Artikel:** Statische Gewölbe-Untersuchungen  
**Autor:** Gruner, O.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-21993>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 06.02.2025

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

an seinen beiden Endpunkten über die Auflagerpunkte gleitet, wenn der angenommene Belastungsfall eintritt.

3. Fall. Das Seil besitze sieben Öffnungen von je 200 m und eine achte von 580 m (Maximum). Es sei in den sieben ersten Öffnungen unbelastet, in der achten hänge eine Last von 2,0 t. Diese Annahme führt zu der grössten je vorkommenden Vermehrung des Durchhanges.

Die Gleichung (2) ergibt

$$f = 5,0 \text{ m und } f_8 = 42,0 \text{ m};$$

Sodann folgt aus (3) für  $b = 0$

$$s_0 = 7 \left( 200 + \frac{8 \cdot 5,0^2}{3 \cdot 200} \right) + \left( 580 + \frac{8 \cdot 42,0^2}{3 \cdot 580} \right) = 1990,44 \text{ m.}$$

Nach eingetretener Belastung ist nach Gleichung (4)

$$1990,44 \left( 1 + \frac{H-3,6}{4530} \right) = 7 \left( 200 + \frac{0,0036^2 \cdot 200^3}{24 H^2} \right) + \left( 580 + \frac{0,0036^2 \cdot 580^3 + 3 \cdot 2,0 \cdot 0,0036 \cdot 580^2 + 3 \cdot 2,0^2 \cdot 580}{24 H^2} \right)$$

Hieraus berechnet sich der Seilzug

$$H = 7,7 \text{ t}$$

und der Durchhang der achten Öffnung mit Hilfe von (5)

$$b = 57,4 \text{ m.}$$

Der Durchhang vergrössert sich daher um  $57,4 - 42,0 = 15,4 \text{ m}$ .

4. Fall. Das Seil besitze dieselben Öffnungen wie im vorigen Falle, nämlich sieben Öffnungen zu 200 und eine zu 580 m; es sei jedoch in den sechs ersten Öffnungen mit je 1,2, in der 7. und 8. mit je 2,0 t belastet. Diese Annahme liefert uns den grössten Seilzug, der voraussichtlich je auftreten wird.

Die Gleichung (2) giebt wie oben für die ersten sieben Öffnungen  $f = 5,0$  für die achte  $f_8 = 42,0 \text{ m}$ . Ferner die Gleichung (3) für  $b = 0$

$$s_0 = 7 \cdot 200,333 + 588,11 = 1990,44 \text{ m.}$$

Nach eingetretener Belastung ist die Seillänge gleich

$$s = 1990,44 \left( 1 + \frac{H-3,6}{4530} \right)$$

Setzt man nun in der Gleichung (4) erst  $l = 200$ , und  $P = 1,2$ , hierauf  $l = 200$  und  $P = 2,0$  und drittens  $l = 580$  und  $P = 2,0$ , multipliziert den ersten Wert mit 6, bildet die Summe und setzt sie gleich  $s$ , so ergibt sich der Seilzug

$$H = 9,6 \text{ t.}$$

Der 3. und der 4. Belastungsfall stimmen mit den Verhältnissen der Richtersweiler Holzriese am ehesten überein. Der eine zeigt uns, dass der Durchhang in der 580 m langen Öffnung im ungünstigsten Falle um etwa 15 m grösser werden kann. Ein Blick auf das Längenprofil (Fig. 2 Nr. 19) lässt erkennen, dass das Seil weit davon entfernt ist, hierbei den Boden zu streifen. Durch die Annahmen des 4. Falles erreicht der Seilzug seinen grössten Wert. Denn die Ladungen wiegen meistens nur etwa 1000 kg und Lasten von 2000 kg sind seltene Ausnahmen. Das Seil wird daher schwerlich je ungünstiger belastet, als wir im 4. Fall angenommen haben. Der Seilzug ergab sich dort gleich 9,6 t, die Bruchfestigkeit beträgt nach früher 50 t; das Seil besitzt hiernach etwa fünffache Bruchsicherheit.

Freilich sollte bei der Berechnung der Seilfestigkeit auch auf die Biegungsbeanspruchung Rücksicht genommen werden, die das Seil an den Unterstützungspunkten und beim Vorüberfahren der Wagen erfährt. Doch lässt uns leider die Festigkeitslehre hier im Stich. Wollten wir das Seil als einen starren Stab betrachten und aus dem Krümmungshalbmesser dessen Biegungsspannung ableiten, so erhielten wir viel zu grosse, praktisch unmögliche Werte. Die in der Litteratur angerathenen Formeln erweisen sich bei näherer Prüfung ebenfalls als unzuverlässig. Die Bauleitung entschloss sich im Hinblick auf diesen Umstand, dem Lieferanten des Seiles die Aufgabe, die das Seil zu erfüllen hat, die Bedingungen, unter denen es zu arbeiten hat, genau auseinander zu setzen, und ihn anzufragen, ob er hierfür die volle Verantwortlichkeit übernehme. Da die Antwort durchaus befriedigend lautete, so wurde von weiter gehenden Studien Abstand genommen. Thatsächlich hat sich das Seil, trotzdem Lasten schwerster Gattung bereits mehrmals darüber gegangen sind, bis heute tadellos gehalten.

## Statische Gewölbe-Untersuchungen.

Für die Untersuchung der Standfestigkeit von Gewölben giebt es neuere Theorien, die zu fast absurden Ergebnissen führen. Als Beispiel führt der Verfasser des unten genannten Werkes<sup>1)</sup> ein Halbkreisgewölbe von gleicher Stärke, freistehend, ohne Hintermauerung und ohne fremde Belastung an, für das sich, wenn die Drucklinie durchgängig im mittleren Drittel verbleiben soll, eine Gewölbstärke von etwa  $\frac{1}{5}$  des lichten Durchmessers ergibt; für ein halbkreisförmiges Gewölbe von 12 m Spannweite, etwa über einem Kirchenschiff, würde sich hiernach eine Stärke von 240 cm ergeben. Jeder Praktiker wird über eine solche „Theorie“ lächeln, denn er weiss, dass sowohl mittelalterliche wie neuere derartige Bauten mit 12 bis 15 cm Stärke ausgeführt worden sind — und halten.

Debo weist nun in seiner Schrift nach, der Grund der Unrichtigkeit jener Berechnung liege einmal darin, dass der wesentliche Einfluss der Hintermauerung bei dieser Theorie unberücksichtigt bleibt, und dann, dass die gewöhnliche Navier'sche Elasticitätstheorie zu Unrecht auf Mauerwerk angewendet wird.

Nachdem er in anschaulicher, durch Beispiele erläuteter Weise die Ermittlung der Drucklinie und des Horizontalschubs sowie der Schwerlinie, auf dem bekannten teils rechnerischen, teils graphischen Wege angegeben hat, geht er dazu über, die Einwirkung der Hintermauerung auf die Standfestigkeit nachzuweisen. Als Beispiel wählt er auch hier ein 12 m weit gespanntes Halbkreisgewölbe, bis zu 45° hintermauert, das von der Hintermauerung aufwärts nur noch 12 cm Dicke, aber völlige Standsicherheit besitzt und am Scheitel 0,87, am Widerlager 1,15 kg Druck auf 1 cm<sup>2</sup> ausübt. Reicht die Hintermauerung nur bis zu 30°, so würde es genügen, den Gewölbeteil von hier bis zu 45° 1 Stein (25 cm) stark herzustellen.

Zu vermissen ist bei diesem Kapitel, welche Voraussetzungen an die Beschaffenheit der Hintermauerung zu stellen sind, damit sie den erwarteten Einfluss aufs Gewölbe ausübt. In dem Debo'schen Buche wird nun weiter die Einwirkung der excentrischen (d. h. nicht im mittleren Drittel verlaufenden) Drucklinie untersucht. Zu dem Zweck verweist der Verfasser auf seine frühere Schrift: Die Lage der neutralen Schicht bei gebogenen Körpern u. s. w. und erinnert daran, dass die neutrale Achse sich entsprechend der Belastung verschiebt und zwar so, dass die Momente der Druck- und Zugspannungen gleich gross sind, Ist somit in einer Querschnittsfläche der gegen Druck wirksame Teil gross genug, um allein Widerstand leisten zu können, so ist eine mässige Beanspruchung auf Zug ohne Nachteil; jedenfalls, soll aus Sicherheitsgründen von rechnerischer Berücksichtigung des Zugwiderstands beim Gewölbemauerwerk abgesehen werden. Die Ursache der nicht selten wahrnehmbaren grossen Bruchfugen führt Debo hauptsächlich auf das zu frühe Ausrüsten der Gewölbe zurück; wenn er aber als Folge davon das „Herausquetschen des Mörtels aus den Fugen“ angiebt, so vermögen wir wenigstens aus unsrer Erfahrung dafür keine Belege beizubringen.

Debo betrachtet hierauf kritisch die Gewölbetheorien von Gottgelreu und von Hagen und weist bei beiden Autoren Irrtümer nach, die sich aus der Nichtbeachtung der praktischen Verhältnisse ergeben haben. Dann folgt an der Hand einer Reihe ausgeführter Hochbau-Gewölbe (in Speier, Mainz, Köln, Bamberg, Strassburg, Ulm, Florenz u. s. w.) die Angabe von Erfahrungs-Resultaten und empirischen Regeln und zur Probe die Berechnung einer 9 m weit gespannten Eisenbahnbrücke nach zehn verschiedenen Methoden. Während das Quadergewölbe nach Rankine 95 cm Stärke erhalten müsste, genügt es nach Dupuit mit 45 cm; ausgeführt wurde es mit 62 cm Stärke. Trotz dieser bedenklichen Verschiedenheit der Ergebnisse bezeichnet Debo

<sup>1)</sup> Beitrag zu den Gewölbekonstruktionen. Von Ludwig Debo, Geh. Reg. Rat, Baurat und Prof. a. D. Mit 23 Textabbildungen und einem Atlas von 22 Blatt Zeichnungen. — Hannover 1899. Schmorl & von Seefeld Nachf. Preis mit Atlas 6 M.

es als entschieden unzulässig, in wichtigeren Fällen sich auf das sogen. praktische Gefühl zu verlassen und geht nun dazu über, die Stärken-Ermittlung der Gewölbe unter Berücksichtigung der *zulässigen Beanspruchung* aufzuweisen und zwar 1. für volle Belastung durch Eigenlast und grösste Nutzlast und 2. für den Zeitpunkt des Ausrüstens.

Der Verfasser bemüht sich sodann nachzuweisen, welche wichtige Rolle die Druckfestigkeit des Mörtels in der ersten Zeit bei der Druckfestigkeit des Mauerwerkes spielt und führt als Beweis drei Einsturzfälle an; wir vermögen ihm auf diesem Weg nicht vollständig zu folgen. Aehnliche Fälle aus eigener Praxis haben uns vielmehr zu der Ueberzeugung gebracht, dass der Einsturz hoher Mauern zumeist wegen fehlender *Zugfestigkeit* des Kalkmörtels, sei es nun durch eintretende Schwerpunktverschiebung oder durch Ausbauchen, erfolgt. Jedenfalls schliessen wir uns aber seiner Empfehlung schnell erhärtenden Mörtels, besonders beim Gewölbemauerwerk, ungeteilt an. — An einer Reihe

spezieller Fälle wird ferner gezeigt, wie der Verfasser sich die Verschiebung der Drehachse, von der Mittellinie des Gewölbequerschnittes weg, denkt und wie er den daraus sich ergebenden Kantendruck sowie den Zug ermittelt; auch untersucht er an einem Beispiel, bis auf welches Maass die Drucklinie sich den Laibungslinien nähern darf, ohne den Zug bedenklich zu steigern. (Die zulässige Grenze hierfür wird aber allgemein auch hier nicht angegeben).

Wir können auf die nun folgenden Untersuchungen der Gewölbe mit hoher Uebermauerung, der flachbogigen Kreisgewölbe u. s. w. hier nicht näher eingehen, möchten aber aus dem Kapitel über die Spitzbogen-Gewölbe doch einige bemerkenswerte Stellen hervorheben. Bei einem völlig isotropen, bogenförmigen Körper, dessen Scheitel sich gegen eine feste Wand lehnt, sind die statischen Verhältnisse, ähnlich wie bei einem schräg gegen die Wand gestellten Stab, überaus einfach und günstig; der Scheitel übt einen Horizontalschub aus, der Gegendruck aus dem Fusspunkt ist nach dem Punkt gerichtet, wo dieser Horizontalschub die Schwerlinie des Stabs (die senkrecht durch dessen halbe Länge geht) schneidet. Anders verhält sich aber ein aus einzelnen Steinen bestehender derartiger Bogen, der erst durch Belastung des Scheitels Standfestigkeit erlangt; das bedeutet aber gleichzeitig eine Vermehrung des Horizontalschubs und der Widerlagerstärke. Eine Drucklinie mit horizontaler Tangente im Scheitel kann ohne Aufbau nur bei starken Spitzbogen-Gewölben erzielt werden; Debo rechnet z. B. für ein Spitzbogengewölbe von 12 m Spannweite, bis zu 30° hintermauert, eine Gewölbstärke von 56 cm heraus. Er bezeichnet deshalb diese Art von Gewölben als in statischer Hinsicht ungünstige, nicht natur-

wüchsige Konstruktionen. Es scheint uns nicht zufällig, dass schon früher andere, die sich mehr vom ästhetischen oder philosophischen Standpunkt mit der Spitzbogenform beschäftigt haben (*Fr. Sachler*: Beitrag zu einer tektonischen Lösung des Konflikts zwischen Stütze und Bogen und *Dr. J. Bares*: Grundzüge des Aehnlichkeitsstils, besprochen im *Civilingenieur* 1878 bezw. 1891) ebenfalls zu ablehnenden

Ergebnissen gelangten. Im Gegensatz zum Spitzbogen empfiehlt *Debo* sehr den Ellipsenbogen oder ellipsenartigen Korbogen als Gewölbeform; als Beweis zeigt er, dass ein *elliptisches* Gewölbe von 12 m Spannweite, ohne fremde Belastung, im oberen Teil nur 12, im mittleren 18, im untern 25 cm stark gemacht zu werden braucht. Zu demselben Ergebnis führt der Vergleich der Grabbögenbeispitzbogenförmigen und elliptischen Gewölben; auch dabei ist die elliptische Form erheblich günstiger.

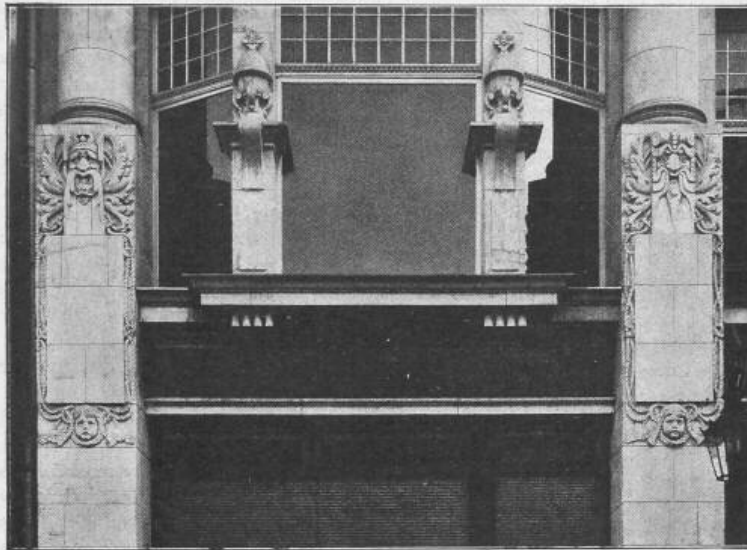
Das letzte Kapitel des *Debo'schen* Buches beschäftigt sich mit den Widerlagern, deren Stärke auf ähnlichem Wege, aber nach fünf verschiede-

nen Verfahren ermittelt wird; das Maassgebende ist allemal der Abstand des Punktes, wo die Resultante die Sohle schneidet, von der hinteren Kippungskante, und die daraus sich ergebende Beanspruchung des Mauerwerkes; ausserdem ergibt sich aus dem Verhältnis des Schubmoments zum Widerstandsmoment der Grad der Sicherheit. Zwei sehr lehrreiche Beispiele: die Untersuchung des Widerlagers des Gurtbogens einer Kellerüberwölbung und des Widerlagers einer in Hannover ausgeführten gewölbten Kirche, bilden den Schluss des Buches.

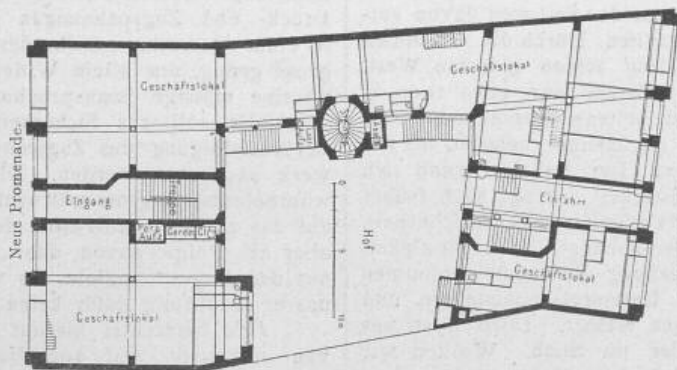
Wenn unsere Kenntnisse vom elastischen Verhalten der Bausteine und Mörtel zur Zeit auch noch lückenhaft und nicht absolut sichere sind, so ist doch nicht zu verkennen, dass eine wissenschaftliche Untersuchung der Standfestigkeit von Gewölben und Widerlagern auf dem von *Debo* eingeschlagenen Weg, d. h. unter Berücksichtigung der Biegeelastizität, uns der Wirklichkeit näher führen wird, als die älteren Methoden, die entweder unmögliche Resultate liefern (nach *Hagens* Theorie berechnet *Debo* z. B. die Scheitelstärke eines 12 m

weit gespannten Gewölbes in Cementmörtel zu 0,15 cm (sic), in Kalkmörtel zu 0,25 cm), oder bei denen ein Verlegen und Zurechtdrücken der Drucklinie nach Bedarf zulässig ist. Für Eisenkonstruktionen ist die Berücksichtigung der elastischen Eigenschaften des Materials gebräuchlich, seitdem sie überhaupt rechnerisch statisch untersucht werden; die grosse Oekonomie bei Bauausführungen mit diesem Baustoff darf vielleicht vorwiegend auf jenen glücklichen Umstand zurückgeführt werden. Bei Steinkonstruktionen liegen die Verhältnisse freilich gewissermassen umgekehrt: wie weit man mit der Materialersparnis unter

Neue Berliner Kauf- und Warenhäuser.



B. A. W. Fig. 72. Kaufhaus Börse, Neue Promenade 4. — Pfeilerdetail.  
Architekten: *Eckert & Danneberg* (Haupt) in Berlin.



B. A. W. Fig. 73. Kaufhaus Börse, Neue Promenade 4. — Erdgeschoss.  
1 : 500.

Umständen gehen kann, ist durch die Jahrhunderte alte Praxis bekannt; bei ihnen handelt es sich darum, zu erforschen, warum dies in dem einen Fall geschehen konnte,

ziehung auf Windverhältnisse, Besonnung, Nebelfreiheit und Wasserversorgung seit langer Zeit beobachtete und als geeignet befundene Bauplatz liegt in einer Höhe von 780 m

Das projektierte aargauische Sanatorium für Lungenkranke auf der Barmelweid.

Architekten: Kehrler & Knell in Zürich.



Ansicht der Hauptfront. 1:800.

während es in dem andern fehl schlug. Zum Ziele gelangt man, wenn man Steinkonstruktionen nicht länger als absolut starre Gebilde ansieht; durch die bald stärker, bald schwächer, bald in dieser bald in einer andern Richtung auftretenden Beanspruchungen von aussen werden auch sie zu belebten Organismen, soweit man elastische Eigenschaften als Lebenskundgebung gelten lässt, und die Auseinanderhaltung gezogener und gedrückter Querschnittsteile lässt vor unserm geistigen Auge Knochen, Bänder und Sehnen auch im Steinkörper entstehen. Das klingt vielleicht phantastisch, ist aber eminent praktisch; eine wissenschaftliche Analyse des Hennebique-Systems z. B. wird immer nur auf diesem Wege möglich sein!

Dresden.

O. Gruner, Oberbaukommissar.

Das projektierte aargauische Sanatorium für Lungenkranke auf der Barmelweid.

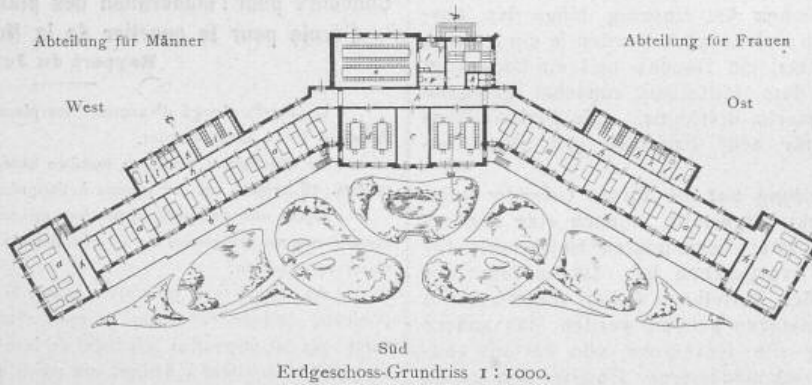
Architekten: Kehrler & Knell in Zürich.

In nicht mehr ferner Zeit wird sich der Aargau in der Reihe derjenigen Kantone befinden, welche die edle Aufgabe erfüllen, nach Kräften zur Bekämpfung der die

ü. M. Durch die hohe Felswand der Geisfluh nach Norden vor kalten Winden geschützt, öffnet sich derselbe nach Süden mit einem reizvollen Ausblick auf die Alpenkette vom Glärnisch bis zum Montblanc. Wenn auch das Hochgebirge vielfach Vorzüge nach verschiedenen Richtungen aufweist, so darf ein Standort im Jura deswegen nicht verworfen werden, denn die Statistik lehrt, dass noch

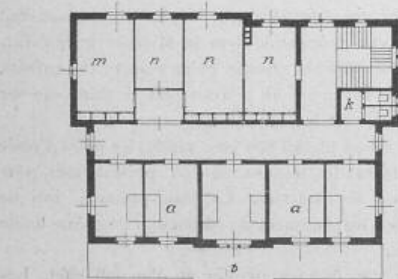
tiefer gelegene Sanatorien ausgezeichnete Heilerfolge aufweisen. Kranke, bei denen von vornherein die Hoffnung auf Besserung ausgeschlossen ist, werden überhaupt keine Aufnahme finden, eine Bestimmung, die bei allen Volkssanatorien streng durchgeführt werden sollte. Um eine möglichst zweckmässige Anlage zu erreichen, stellte man sich von Anfang an auf den Standpunkt, den mehr-

geschossigen Bau zu verlassen und die grössere Zahl der Krankenzimmer in eingeschossige Baracken zu legen, wodurch dann auch die für eine solche Anstalt einzig richtige Fussbodenheizung zur Anwendung gebracht werden kann. Organisation und Betrieb der Anstalt verlangen eine übersichtliche Teilung in der Gebäudeanlage und so ergab sich naturgemäss ein Mittelbau, vorwiegend als Verwaltungsgebäude, und zwei Seitenflügel als Krankenbaracken, mit



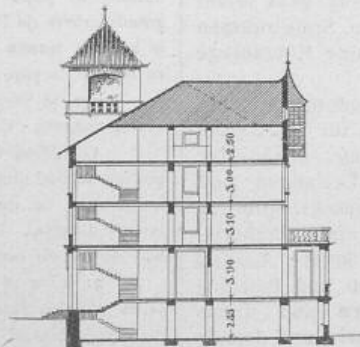
Erdgeschoss-Grundriss 1:1000.

Legende: a. Krankenzimmer, b. Terrasse darunter Liegehallen, c. Sprechzimmer, d. Tagräume für Männer und Frauen, e. Speisesaal, f. Office, g. Portier, h. Gänge, i. Kastenzimmer, k. Abort, l. Bad und Douche.



Mittelbau I. Stock. 1:500.

Legende: a. Krankenzimmer, b. Terrasse, k. Abort, m. Arzt, n. Verwaltung.



Schnitt A-B. 1:500.



Mittelbau II. Stock. 1:500.

Legende: a. Krankenzimmer, k. Abort, o. Wohnung des Arztes.

Volksgesundheit so stark untergrabenden Tuberkulose mit-zuwirken. Das für diesen Zweck projektierte Sanatorium ist dann als die erste grössere öffentliche Heilstätte für Lungenkranke im Jura-Gebiete zu begrüssen. Der in Be-

den davor angebrachten offenen Liegehallen und Terrassen; den Abschluss bilden zwei zweistöckige Pavillons mit grösseren Krankenzimmern, die denn auch die spätere Vergrösserung darstellen, indem die Anstalt vorläufig nur für