

# Der Einfluss der Ueberlagerungshöhe auf die Bemessung des Mauerwerks tiefliegender Tunnel

Autor(en): **Andreae, C.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85/86 (1925)**

Heft 6

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-40066>

## 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.

INHALT: Der Einfluss der Ueberlagerungshöhe auf die Bemessung des Mauerwerks tiefliegender Tunnel. — Vergleich der mannigfachen Charakteristiken verschiedener Typen moderner Schnelläuferturbinen. — Der Umbau des Klosters Allerheiligen in Schaffhausen. — Die Einführung des Autobetriebs im Vorortverkehr der städtischen Strassenbahnen in Bern. — Internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt und Wasserkraftausnutzung in Basel 1926. — † Prof. Dr.-Ing. h. c. F. Schüle. — Miscellanea: Weib-

liche Ingenieure und Architekten. Temperaturmessungen im Innern einer Beton-Staumauer. Architektur-Aphorismen von J. J. P. Oud. Ueber die Entwicklung im Kältekompressoren-Bau. Die russischen Eisenbahnen. IXe Exposition Internationale de l'Aéronautique, Paris 1924. Elektrifikation der Japanischen Staatsbahn. Neue Bahnlinie in Schweden. — Konkurrenzen: Neues Aufnahmegebäude Genf-Cornavin. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Sektion Bern des S. I. A. G. E. P. Zürcher Ing.- u. Arch.-Verein.

Band 85.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 6



Abb. 2. Fortschreitender Bruch der westl. Ulme bei Km. 9,743 ab Nord-Portal.

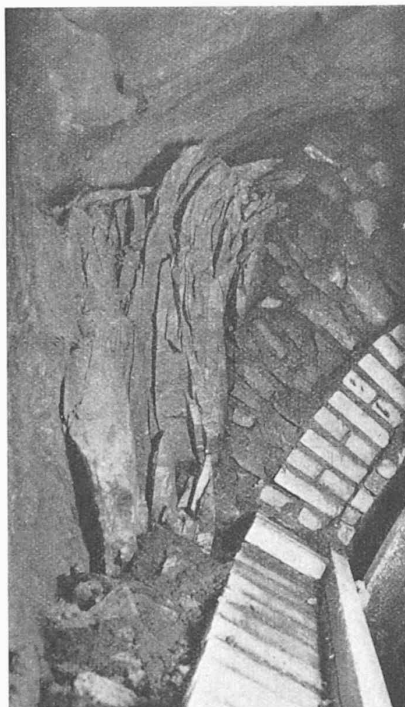


Abb. 3. Bergschläge bei Km. 9,672 ab N.-P. Abb. 1 bis 3 im Simplon-Tunnel II.

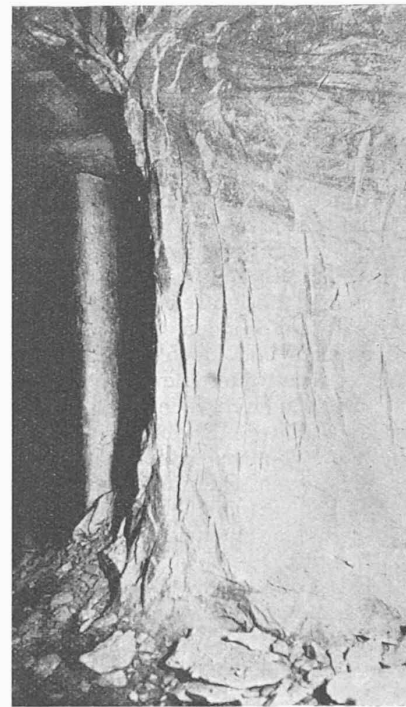


Abb. 1. Beginnender Bruch der westl. Ulme bei Km. 9,760 ab Nord-Portal.

## Der Einfluss der Ueberlagerungshöhe auf die Bemessung des Mauerwerks tiefliegender Tunnel.

Erscheinungen beim Bau der Alpendurchstiche, besonders des Gotthard- und Simplontunnels, riefen seinerzeit einer lebhaften Kontroverse zwischen Geologen und Ingenieuren. Gegen die bekannte Gebirgsdrucktheorie von Prof. Dr. Alb. Heim<sup>1)</sup> führten andere Geologen<sup>2)</sup> und mit ihnen die meisten der an diesen Bauten beteiligten Ingenieure<sup>3)</sup> ihre Beobachtungen und Erfahrungen ins Feld, die mit jener Theorie im Widerspruch zu stehen schienen. Trotzdem konnte man sich der Richtigkeit des Grundgedankens Heims und seiner logischen Folgerungen auf die Länge nicht verschliessen<sup>4)</sup>. Ingenieur R. Maillart hat nun in zwei Abhandlungen<sup>5)</sup> als Statiker versucht, den Einfluss der Ueberlagerung auf die Druckverhältnisse im tiefliegenden Tunnel, losgelöst von allen Nebeneinflüssen, die die Druckerscheinungen mitbestimmen, d. h. auch bei kleinen Ueberlagerungen vorkommen, theoretisch genauer zu erfassen und die Divergenz der Anschauungen zu erklären. Seine Ausführungen stellen die befriedigendste bisherige Erörterung des Problems dar.

<sup>1)</sup> Alb. Heim: „Mechanismus der Gebirgsbildung“, Basel 1878; „Tunnelbau und Gebirgsdruck“, Nachlese 14 der Naturf. Ges. Zürich 1905; „Nochmals über Tunnelbau und Gebirgsdruck und über Gesteinsumformung bei der Gebirgsbildung“, Nachlese 19 der Naturforschenden Gesellschaft Zürich 1908; „Zur Frage der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit“, S. B. Z. 24. II. 1912, S. 107.

<sup>2)</sup> u. a. C. Schmidt: „Die Geologie des Simplontunnels“, Rektoratsprogramm der Universität Basel 1906/07, Fr. Reinhardt, Universitätsdruckerei Basel 1908.

<sup>3)</sup> K. Brandau: „Das Problem des Baues langer, tiefliegender Alpentunnels und die Erfahrungen beim Baue des Simplontunnels“, S. B. Z. 1909, Bd. 53 und 54; „Der Einfluss des Gebirgsdruckes auf einen tief im Erdinnern liegenden Tunnel“, S. B. Z. vom 25. V. 1912. — C. J. Wagner: „Tunnelbau und Gebirgsdruck“, S. B. Z. 1905, Bd. 46. — E. Wiesmann: „Ein Beitrag zur Frage der Gebirgs- und Gesteinsfestigkeit“, S. B. Z. vom

27. III. 1909; „Ueber Gebirgsdruck“, S. B. Z. vom 17. VIII. 1912; „Ueber die Stabilität von Tunnelmauerwerk“, S. B. Z. vom 18. VII. 1914.

<sup>4)</sup> O. Kommerell: „Stat. Berechnung v. Tunnelmauerwerk“, Berlin 1912. (Wilh. Ernst & Sohn.) — A. Bierbaumer: „Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerks“, Leipzig und Berlin 1913. (Wilh. Engelmann.) — E. v. Willmann: „Ueber einige Gebirgsdruckerscheinungen in ihren Beziehungen zum Tunnelbau“, Leipzig 1911. (Wilh. Engelmann.)

$$y = \sqrt{a \cdot x(1+k)^2 + k^2} \quad (1)$$

$$\text{oder } x = \frac{y^2 - k^2}{a(1+k)^2} \text{ t/cm}^2 \quad (2)$$

wobei  $a = 3 \text{ t/cm}^2$  für Marmor und Beton  
 $a = 6 \text{ t/cm}^2$  für Sandstein.

Im Innern des Gebirges wirkt das Gewicht der überlagernden Masse. Es muss aber auch mit einem Minimum an Horizontaldruck gerechnet werden, das entsprechend der Hinderung der Horizontaldehnung, die das Gebirge unter dem Vertikaldruck erfahren müsste, wenn es sich frei

<sup>5)</sup> R. Maillart: „De la construction de galeries sous pression intérieure“, Bulletin technique de la Suisse Romande 1922; „Ueber Gebirgsdruck“, S. B. Z. vom 7. IV. 1923.

<sup>6)</sup> v. Kármán: „Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck“, Berlin 1912.

<sup>7)</sup> Considère: „Résistance à la compression du béton armé“, Génie civil 1902/03; Influence des pressions latérales sur la résistance des solides à l'écrasement“, Ann. des Ponts et Chaussées. 1904, 2<sup>e</sup> trim.

ausdehnen könnte. Dazu kommen weitere, örtliche Horizontalpressungen infolge der Abkühlung, Gebirgsbildung usw. Bei der Erstellung eines Hohlraumes (Stollen) erhält das Gebirge an der Peripherie der Oeffnung die Möglichkeit zu einseitiger Querdehnung. Die Festigkeit nimmt infolgedessen ab. Solange die Ueberlagerung  $h$  so klein ist, dass  $h \cdot \gamma < k$  (wobei  $\gamma$  = spez. Gewicht der Gebirgsmasse), wird keine Bewegung, d. h. kein Druck entstehen. Sobald  $h \cdot \gamma > k$  wird, tritt Bruch der Stollenwände ein; der Stollen wird kreisähnlichem Querschnitte zustreben. Aus den Versuchen Considère's mit umschnürtem Beton wissen wir jedoch, dass in diesem Falle Gewölbewirkung eintritt, die sich der Querdehnung widersetzt, und zwar umso wirkungsvoller, je kleiner der Radius des Hohlraumes ist. Dadurch wird die Festigkeit erhöht. Die „Ringfestigkeit“ bezeichnet Maillart mit  $k_1$ . Ist  $h \cdot \gamma > k_1$ , so schreitet der Bruch fort. Dadurch wird der mittlere Radius des Hohlraumquerschnittes immer grösser und die Bewegung müsste somit eine Beschleunigung erfahren. Es genügt aber im allgemeinen das Einziehen einer verhältnismässig schwachen, aber satt anliegenden Mauerung, um der Ausdehnung zu widerstehen und dadurch die Festigkeit  $\gamma$  wieder so zu steigern, dass weitere Bewegung, d. h. weiterer Bruch aufhört.

Diese theoretischen Betrachtungen des Statikers Maillart werden durch die Erfahrungen der Tunnelpraxis bestätigt. Wie unter hohem Gebirgsdruck die Stollenwände infolge der einseitigen Querdehnung des Gebirges brechen, und der Stollen in kompaktem Gestein einen kreisähnlichen Querschnitt anzunehmen trachtet, zeigen anschaulich die Abb. 1 und 2 aus dem Simplontunnel II. Schichtung und Klüftung können die Form, die der Hohlraum annimmt, auch verändern (vgl. Abb. 3). Bei ausgeprägter Schichtung und Klüftung wird die Bewegung nicht mehr bergschlagartig in Erscheinung treten, sondern es erfolgt ein Schieben der Schichtköpfe in den Hohlraum hinein, da das Gestein in der Richtung des geringsten Widerstandes dem Vertikaldruck ausweicht. Das verändert wohl den Charakter der Bewegung bezw. des Druckes, nicht aber das Prinzip und die Grössenordnung der Druckauslösung durch die Ueberlagerung. Ebenso ist die Tatsache bekannt, dass durch rasches Einziehen einer verhältnismässig schwachen, satt anliegenden Mauerung Bewegungen des Gebirges verhindert oder aufgehalten werden können. In Tunnelstrecken, die zu Druck, bezw. Bewegung neigen, führt solches rasches Zumauern mit leichten Mauerstärken meist sicherer zum Ziele, als die Anwendung schwerer Druckprofile. Solche erfordern mehr Zeit zur Ausführung, die Bewegung kann sich unterdessen tiefer in das Gebirge hinein fortplanzen. Ausserdem ist ein grösserer Ausbruch mit grösserem, mittlerem Radius erforderlich; beides Faktoren, die vermehrtem Drucke rufen, bezw. die Ringfestigkeit des umliegenden Gebirges vermindern.

Ganz allgemein kennen wir die Tatsache — darauf beruhte die gegensätzliche Stellungnahme der Tunnel-Ingenieure gegenüber der Gebirgsdrucklehre von Prof. Heim —, dass selbst bei den grössten bisher mit Tunneln unterfahrenen Gebirgshöhen zwar Druckerscheinungen auftraten, deren Zusammenhang mit der Ueberlagerungshöhe kaum zu bestreiten ist, aber trotzdem ohne Anwendung ungewöhnlicher Profilformen und Mauerungsstärken Tunnel haltbar erstellt werden konnten.

Ingenieur Maillart schreibt in seiner Abhandlung in der S. B. Z.: „Wenn wir, um das Problem erfassen zu können, genötigt sind, die vereinfachenden Annahmen zu machen, es sei erstens das Gebirgsmaterial homogen, ihm somit eine Würfelfestigkeit  $k$  zusprechen, und zweitens, es sei der Gebirgsdruck in jeder Richtung gleich dem Ueberlagerungsdruck in der Tiefe  $h$ , also gleich  $p = \gamma \cdot h$ , so können die gewonnenen Ergebnisse keineswegs zahlenmässig auf die Fälle der Praxis angewendet werden“. Praktischen Wert haben seine Untersuchungen aber doch. Es ist allerdings richtig, dass wir dadurch nicht in die Lage versetzt werden, die äussern Kräfte, die das Tunnelmauerwerk beanspruchen, mit der Genauigkeit zu bestimmen,

wie sie im allgemeinen der Statiker verlangt. Im Tunnel treten Druckerscheinungen auf, die ohne Zusammenhang mit der Ueberlagerungshöhe sind. Sie sind die Folge örtlicher Beschaffenheit des Gebirges, auch der Erschütterungen durch Sprengschüsse, der Verwitterung usw. Diese Erscheinungen treten in allen Tiefen auf, auch in kleinen. Sie verlangen mitunter kräftige Mauerungsprofile, deren Stärken nur durch praktische Erfahrung bemessen werden können, und kräftigen Einbau bei der Ausführung des Ausbruches. Mit ihnen muss beim Entwerfen von Tunneln und bei Aufstellung der Kostenvoranschläge oft gerechnet werden, bei tiefliegenden Tunneln, wo die geologischen Verhältnisse weniger zuverlässig bekannt sind, sogar immer. Die Annahmen, die Maillart und vor ihm alle, die sich mit der Frage theoretisch beschäftigten, machen, sind jedoch notwendig, um den Einfluss der Ueberlagerung allein, losgelöst von allen nicht von ihr abhängigen Nebenerscheinungen, zu untersuchen. Sie entsprechen dem Grundsatz aller theoretischen und experimentellen, wissenschaftlichen Untersuchungen. Das Ergebnis seiner Untersuchungen gestattet uns, den Anteil der Ueberlagerungshöhe am Drucke rechnerisch zu bestimmen. Wir können damit beurteilen, welchen Zuschlag wir bei der Bestimmung der Mauerstärken mit Rücksicht auf die Ueberlagerung zu machen haben. Der Tunnel-Ingenieur wird, wenn er die geologischen Verhältnisse kennt, die Mauerstärken für jede Gebirgsart zunächst ohne Rücksicht auf die Ueberlagerungshöhe auf Grund praktischer Erfahrung in entsprechenden geologischen Verhältnissen empirisch und sodann den zusätzlichen, von der Ueberlagerungshöhe bedingten Druck und daraus die entsprechende Mehrstärke der Mauerung nach Maillart rechnerisch bestimmen können.

In Gesteinen, wie sie beispielsweise der Simplontunnel durchfährt, genügt im allgemeinen für einen einspurigen Tunnel unter geringer Ueberlagerung ein *Verkleidungsmauerwerk* von etwa 35 bis 40 cm Stärke. Unter einer Ueberlagerung von 2000 m lässt sich die zusätzliche Stärke nach Maillart folgendermassen berechnen:

Annahmen:

Spez. Gewicht des Gebirges  $\gamma = 2,8 \text{ t/m}^3$

$k = 0,5 \text{ t/cm}^2$

$\alpha$  (vorsichtshalber) = 3

$\sigma$  für Mauerwerk 0,1 t/cm<sup>2</sup>

$y = \gamma \cdot h = 0,56 \text{ t/cm}^2$

$x = \frac{0,56^2 - 0,5^2}{3 \times 1,5^2} = 0,009 \text{ t/cm}^2$

Bei einem mittlern Profilradius  $r = 500 \text{ cm}$  ergibt sich eine Gewölbstärke (zusätzlich) von

$d = \frac{x \cdot r}{\sigma} = \frac{0,009 \times 500}{0,1} = 45 \text{ cm}$

Unter solcher Ueberlagerung hat das Gewölbe des Simplontunnels eine Gewölbstärke von 70 cm<sup>1)</sup> in einem Gebirge, das ohne Einfluss der Ueberlagerungshöhe bloss Verkleidungsmauerwerk von etwa 35—40 cm erfordert hätte, das nur als Schutzhülle gedient und kaum etwelchen Druck aufzunehmen gehabt hätte.

Es ist darauf hinzuweisen, dass die von Maillart herangezogenen Versuche sich nur auf Beton, Marmor und Sandstein bezogen. Richtigerweise sollten, sobald man mit seinen Formeln praktisch rechnen will, die Versuche auf die jeweiligen vorliegenden Gesteinsarten ausgedehnt werden. Zu obigem Beispiel ist  $\alpha = 3 \text{ t/cm}^2$  angenommen, wie es für Beton und Marmor gefunden wurde. Mit  $\alpha = 6 \text{ t/cm}^2$  (Sandstein) wird das Ergebnis weit günstiger ( $d = 25 \text{ cm}$ ). Auch  $k$  sollte genauer bestimmt werden können, wobei allerdings, da es sich hier um „Gebirgsfestigkeit“ handelt, von der Würfelfestigkeit des Gesteins ein beträchtlicher Abzug, der nur geschätzt werden kann, gemacht werden muss. (In unserm Beispiel ist  $k$  zwischen  $\frac{1}{3}$  und  $\frac{1}{2}$  der Würfelfestigkeit angenommen worden).

<sup>1)</sup> In kompakten Gesteinen genügten auch hier noch stellenweise normale Verkleidungsprofile, wobei angenommen werden kann, dass unter kleiner Ueberlagerung der Tunnel in solchem Gebirge hätte unverkleidet bleiben können.

Interesse bietet namentlich die Untersuchung, welche Zuschlagstärken sich nach Maillart für noch tiefer liegende Tunnel ergeben würden. Bei einer Ueberlagerungshöhe von 2500 m geben seine Formeln bei sonst gleichen Annahmen:

$$\text{für } a = 3 \text{ t/cm}^2: x = 0,035 \text{ t/cm}^2 \\ d = 175 \text{ cm}$$

$$\text{für } a = 6 \text{ t/cm}^2: x = 0,018 \text{ t/cm}^2 \\ d = 90 \text{ cm}$$

Bei einer Ueberlagerung von 3000 m:

$$\text{für } a = 3 \text{ t/cm}^2: x = 0,07 \text{ t/cm}^2 \\ d = 350 \text{ cm}$$

$$\text{für } a = 6 \text{ t/cm}^2: x = 0,035 \text{ t/cm}^2 \\ d = 175 \text{ cm}$$

Es ergibt sich daraus, dass bei Ueberlagerungen von 2500 m und mehr, die wirtschaftliche Ausführbarkeit von

Durchstichen recht fraglich wird. Jedenfalls müsste vor Inangriffnahme solcher Werke durch Versuche festgestellt werden, ob die Formeln 1 und 2 auch für beliebige andere Gesteine Geltung haben und wie gross der Koeffizient  $a$  dabei wird.

Die Maillart'schen Ueberlegungen stimmen mit der Gebirgsdrucklehre Heims überein. Sie rücken sie nur statisch ins richtige Licht. Sie ergeben auch keinen Widerspruch mit der bisherigen Erfahrung und geben endlich eine grundsätzlich befriedigende Lösung der lange umstrittenen Frage des Gebirgsdruckes bei Tunnelbauten in grossen Tiefen, wenn auch vielleicht ausgedehntere Versuche dereinst eine etwas veränderte Formel für den Zusammenhang von Vertikal- und Seitendruck ergeben sollten. Die Erfahrung wird auch lehren, ob die Versuchsergebnisse für den grösseren Masstab des praktischen Tunnelbaues unveränderte Geltung haben.

C. Andreae.

## Vergleich der mannigfachen Charakteristiken verschiedener Typen moderner Schnellläufturbinen.

Von Ing. W. ZUPPINGER, Zürich.

(Schluss von Seite 59.)

### V. Leiträder und Wasserzuführung.

Ähnlich wie bei den Laufrädern sind auch für die Leiträder Schaufelform und Schaufelzahl von grossem Einfluss, einerseits bezüglich Wasserführung und Reibungsverlust, andererseits bezüglich Raumbedarf (Abb. 24 u. 25).

Abbildung 25 links zeigt eine vielfach übliche Form von Leitradschaufeln mit durchgehendem Drehbolzen für Francisturbinen in offenem Einbau. Wenn die Konizität solcher Schaufeln gleich ist dem Zentriwinkel  $\gamma$  der Schaufelteilung, so verläuft der Wasserstrahl im Leitrads auf der Strecke  $\lambda$  bei jeder Schaufelstellung zwischen parallelen Wänden. Je geringer aber die Schaufelzahl  $z_0$ , um so kürzer wird die parallele Strecke  $\lambda$  und um so schlechter die Wasserführung. Diese Schaufelkonstruktion erfordert daher eine grosse Schaufelzahl und ausserdem verengt sie den Durchfluss-Querschnitt bedeutend, sodass die Wassergeschwindigkeit und der Reibungsverlust erhöht werden. Für Schnellläufturbinen, durch die bis drei mal mehr Wasser

fliesst als durch Francisturbinen gleicher Grösse, ist daher diese Konstruktion nicht statthaft, auch nicht wenn die Leitradsbreite  $b_0$  vergrössert wird.

Abbildung 25 rechts dagegen zeigt Leitradschaufeln mit *angegossenen Drehzapfen*, wie sie in ähnlicher Form für Turbinen in Spiralgehäusen mit Aussenregulierung gebräuchlich sind, und möglichst grossen Durchflussquerschnitt nebst perfekter Wasserführung erreichen lassen. In der gleichen Abbildung ist auch dargestellt, wie der äussere Durchmesser  $D_0$  des Leitrades mit abnehmender Schaufelzahl wächst. Gewiss wird durch Vergrössern des Durchmessers  $D_0$  infolge des grösseren Durchflussquerschnittes der Reibungsverlust vermindert und der Wirkungsgrad erhöht; das hat aber seine Grenzen, wenn der Raumbedarf  $D_0 \cdot h_0$  der Turbine eine wirtschaftliche Grenze nicht übersteigen soll.

Bei vertikalachsigen Turbinen mit *Spiralgehäuse* wird der Durchmesser  $D_0$  noch vermehrt durch die Stützschaufeln zur Unterstützung des Maschinenbodens über dem Spiralgehäuse, sodass dieses in der Regel ganz beträchtliche Abmessungen erhält, was eine relativ grosse Axendistanz  $E$  der einzelnen Maschinengruppen zur Folge hat. Auch in dieser Hinsicht sind jedoch in jüngster Zeit bedeutende Fortschritte gemacht worden, z. B. in der gegenwärtig im Bau befindlichen Grossturbinenanlage Chancy-Pougny<sup>1)</sup> mit fünf Turbinen von  $D_2 = 5,100 \text{ m}$ . Die Axendistanz wurde dort auf  $E = 2,85 D_2$  reduziert, während andere erst vor wenigen Jahren erstellte ähnliche Kraftwerke  $E = 3,75 D_2$  aufweisen. Dieser Fortschritt entspricht einer *Ersparnis von 24%* in der Länge des Maschinenhauses, gleichzeitig allerdings einem kleinern Durchmesser des Generators mit entsprechender Verbreiterung desselben. Die Verkürzung von  $E$  wurde dadurch ermöglicht, dass das Verhältnis der Höhe  $h_0$  am Eintritt des Spiralgehäuses zur Eintrittsbreite  $b_0$  des Leitrades auf  $h_0 : b_0 = 5$  erhöht wurde, was früher nicht für möglich gehalten worden wäre, jedoch in jüngster Zeit auch anderwärts durchgeführt worden ist.

Einen andern Weg hat der Verfasser in dieser Zeitschrift vorgeschlagen, nicht nur um die Axendistanz  $E$  zu verkürzen, sondern auch um die sehr kostspieligen Spiralgehäuse in armiertem Beton durch *offene Wasserkammern*, aber von zweckentsprechender Form, in Verbindung mit Konusturbinen (d. h. mit konischem Leitapparat) zu ersetzen. Er darf mit besonderer Genugtuung feststellen, dass jene Anregung bei einer schweizerischen Firma auf fruchtbaren Boden gefallen und weiter entwickelt worden ist. Ueber Ausführungen dieser Konstruktion sei auf den Aufsatz in der „S. B. Z.“ vom 25. August 1923 verwiesen; nachdem diese neue Bauart in Chèvres wirklich gut bestanden hat, mögen einige ergänzende Mitteilungen interessieren.

<sup>1)</sup> „Bulletin Technique de la Suisse Romande“ vom 15. Juli 1924.

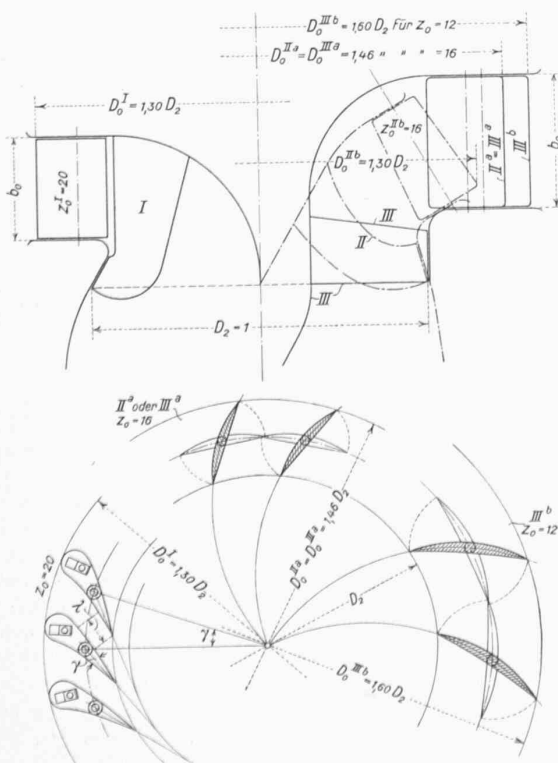


Abb. 24 und 25. Verschiedene Leiträdertypen zu den Laufrädertypen I, II und III.