

# Bemessung und Bruchsicherheit von Rohrleitungen, insbesondere von Eternitleitungen

Autor(en): **Voellmy, A.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

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

Heft 15

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-53185>

## **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: Bemessung und Bruchsicherheit von Rohrleitungen, insbesondere von Eternitleitungen. — Wettbewerb für das Freibad Letzigraben, Zürich. — Mitteilungen: Ermüdungsfestigkeit von Kurbelwellen. Schwingungsdämpfende Wirkung von Werkstoffen. Leistungsverbesserung bestehender Wasserkraftanlagen. Schweizerwoche und Werkver-

bundenheit. Schweiz. Rhone-Rheinschiffahrts-Verband, Sekt. Ostschweiz. Strassenbrücke über die Rhone beim Kraftwerk Chèvres (Genf). Der erste Viertakt-Verbrennungsmotor. Eidgen. Techn. Hochschule. — Literatur. Mitteilungen der Vereine. Vortragskalender.

Band 122

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich  
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 15

## Bemessung und Bruchsicherheit von Rohrleitungen, insbesondere von Eternitleitungen

Von Ing. Dr. A. VOELLMY, Abteilungsvorsteher der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich

Die nachfolgend dargelegten Berechnungsgrundlagen wurden in Folge eines Auftrages der Eternit A.-G., Niederurnen, in erster Linie für die Berechnung von Eternitleitungen zusammengestellt; sie sind aber zum grössten Teil von allgemeiner Gültigkeit und können deshalb sinngemäss auch auf Rohre von anderem Material angewendet werden.

Für die Bemessung von Rohrleitungen sind im allgemeinen massgebend:

- Die hydraulischen Verhältnisse;
- Die Belastung durch Ueberschüttung, Wasserfüllung und Eigengewicht, welche Lasten vorwiegend durch die Ringbegebeanspruchung aufgenommen werden, wozu bei Verlegung auf Sockeln noch die Längsbiege- und Schubbeanspruchung kommt;
- Der Wasser-Innendruck, aufgenommen durch die Ring-Zugbeanspruchung der Rohre;
- Bei den auftretenden Beanspruchungen ist die Dichtigkeit der Muffen und Anschlüsse zu gewährleisten;
- Die Beständigkeit der zementgebundenen Eternitrohre gegen chemische Einflüsse ist nach bisherigen Erfahrungen gesichert, wenn diese im ungeschützten Zustand nicht einem zementgefährlichen Wasser oder Boden ausgesetzt werden<sup>1)</sup>.

Die oben bezeichneten Beanspruchungsarten und Einflüsse werden in der Folge nur soweit behandelt, als sie nicht schon im Bericht No. 35 des Schweiz. Verbandes für die Materialprüfungen der Technik<sup>1)</sup> eingehend untersucht worden sind.

### I. Wasserführung

Der für eine vorgeschriebene Wasserführung erforderliche hydraulische Radius  $R$  in m kann auf Grund der folgenden, durch Versuche an Eternitleitungen belegten Formel<sup>2)</sup> ermittelt werden:

$$v = \frac{Q}{F} = 140 R^{0,645} J^{5,9}$$

$v$  = Fliessgeschwindigkeit in m/s (normalerweise  $< 2$  m/s)

$Q$  = Durchflussmenge in m<sup>3</sup>/s

$F$  = Leitungsquerschnitt in m<sup>2</sup>

$J$  = Gefälle der Energielinie (bei unveränderlicher Geschwindigkeit ist  $J$  = Druckhöhengefälle)

$R$  = hydraulischer Radius =  $\frac{1}{4}$  lichter Durchmesser in m

Hieraus ergibt sich bei vorgeschriebener Wasserführung und gegebenem Druckhöhengefälle der Durchmesser  $D$  aus der Formel

$$D^{2,645} = 0,02224 \frac{Q}{J^{5,9}}$$

$$\text{oder} \quad \log D = 0,378 \left( \log Q - \frac{5}{9} \log J - 1,653 \right)$$

zur Auswertung der obigen Formeln eignen sich graphische Tafeln, wie solche z. B. im Schweiz. Ingenieurkalender (Kap. 16) zu finden sind.

### II. Beanspruchung durch Ueberschüttung, Wasserfüllung und Eigengewicht

Das Raumgewicht  $\gamma$  von losem Schüttungsmaterial nimmt zunächst mit wachsender Feuchtigkeit ab, um bei einem bestimmten Wassergehalt (für Sandkies bei rd. 3%) ein Minimum zu erreichen, das bis 15% geringer ist, als das Raumgewicht im trockenen Zustand. Bei weiter wachsender Feuchtigkeit nimmt das Raumgewicht wieder zu und übersteigt schliesslich das Raumgewicht für den trockenen Zustand. Sind sämtliche Hohlräume mit Wasser gefüllt, so beträgt das Raumgewicht:

$$\gamma_n = (1 - n) \gamma_s + n \gamma_w$$

wo  $\gamma_s$  = spezifisches Gewicht des Schüttungsmaterials = 2,6 ÷ 2,7 t/m<sup>3</sup>

$\gamma_w$  = spezifisches Gewicht des Wassers = 1 t/m<sup>3</sup>

<sup>1)</sup> M. Ros: Gegenwärtiger Stand und aktuelle Probleme hochwertiger stahlbewehrter und nicht bewehrter Zementrohre. — A. Voellmy: Die Bruchsicherheit eingebetteter Rohre. — H. Gessner: Die natürlichen chemischen Einflüsse auf Beton.

<sup>2)</sup> A. Stucky: Etudes des pertes de charge dans les Tuyaux Eternit. Communications du Laboratoire d'Hydraulique de l'Ecole d'Ingénieurs à l'Université de Lausanne.

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_t}{\gamma_s} = \text{Porenziffer}$$

$\gamma_t$  = Raumgewicht des Schüttungsmaterials im trockenen Zustand.

Liegen für Reibungswinkel und Raumgewicht keine besonderen Versuchsergebnisse vor, so können für überschlägliche Rechnungen folgende Werte verwendet werden:

Für naturfeuchte Gerölle und Sande bis nasse, lehmige Materialien

Reibungswinkel  $\rho = 35^\circ$  bis  $\rho = 20^\circ$

Raumgewicht  $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$  bis  $\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$

Der innere Reibungswinkel  $\rho$  kann mit genügender Genauigkeit dem natürlichen Böschungswinkel gleichgesetzt werden. Dieser wird durch wechselnde Feuchtigkeit des Schüttungsmaterials wenig beeinflusst, dagegen wächst die scheinbare Kohäsion mit abnehmender Feuchtigkeit. Für die Berechnung des Erddrucks auf überschüttete Rohre kann im allgemeinen die Kohäsion in angenäherter Weise durch eine Erhöhung des Reibungswinkels berücksichtigt werden. Bei trockenem Aufschütten werden lehmige Materialien infolge der scheinbaren Kohäsion schollig, wobei etwa der für Gerölle massgebende Reibungswinkel erreicht wird. Wird lehmiges Material eingeschlämmt, so ergibt sich bei nachheriger Austrocknung infolge scheinbarer Kohäsion und Schwinden eine starke Verminderung des Seitendrucks; es ist für dessen Berechnung in diesem Fall zur Sicherheit der Reibungswinkel  $\rho \approx 90^\circ$  zu setzen. In den meisten praktischen Fällen ist der an Grabenwandungen wirksame Reibungswinkel  $\rho'$  des Ueberschüttungsmaterials nicht viel geringer als der innere Reibungswinkel  $\rho$ .

Das Eigengewicht des Eternitmaterials kann mit Hilfe seines mittleren Raumgewichtes  $\gamma_E \approx 2,0 \text{ t/m}^3$  ermittelt werden.

#### 1. Rohrbeanspruchung bei stetiger Lagerung, z. B. auf Sandbett oder Betonsohle

Wenn die Belastung und Lagerung in Längsrichtung der Rohrleitung stetig erfolgt, derart, dass diese Verhältnisse für die jeweils betrachtete Rohrlänge als konstant angenommen werden können, so gelten für die Rohrberechnung die Formeln von Abb. 1. Diese Angaben stützen sich auf eingehende Untersuchungen<sup>1) 3)</sup>, die für die gewöhnliche Berechnung insofern vereinfacht wurden, als hier die Ueberschüttungshöhe der oberen Rohrhälfte als konstant angenommen und zugleich vorausgesetzt wurde, dass der aktive Seitendruck im untern Viertel des Rohrumfanges verschwinde. An dieser Stelle ist, wie Druckmessungen zeigten, der Seitendruck immer sehr gering, somit hat die getroffene Annäherung keine nennenswerten Ungenauigkeiten zur Folge. Das letzte Glied in den Formeln Abb. 1 ergibt sich aus der Berücksichtigung der Krümmung der Rohrwandung<sup>2)</sup>.

Der in weiten Aufschüttungen zu berücksichtigende Zusatzdruck infolge Nachgiebigkeit der Schüttung ergibt sich aus Abb. 2. Die Bedeutung der Bezeichnungen ist aus den Abb. 1 und 2 ersichtlich (Seite 178).

Bei Verlegung der Leitung in Gräben ergibt sich infolge Reibung des Schüttungsmaterials an den Grabenwandungen eine Reduktion der Rohrbelastung. Der in der diesbezüglichen Formel von Abb. 1 einzusetzende Faktor  $\Phi$  kann aus dem Graphikon Abb. 3 entnommen werden.

Für den Nachweis der Angaben von Abb. 1 bis 3, sowie für besondere Fälle wird auf die bezüglichen Untersuchungen des Verfassers verwiesen<sup>3)</sup>.

#### 2. Rohrbeanspruchung bei Lagerung auf einzelnen Sockeln

Die Lagerung wird auf Sockeln angeordnet, wenn bei durchgehender Bettung auf dem vorliegenden Baugrund für die in Betracht fallenden Ueberschüttungshöhen keine genügende Bruchsicherheit oder feste Lage gewährleistet werden kann, die genannten Erfordernisse aber noch nicht eine durchgehende Bettung auf einer Betonsohle notwendig machen. Für die Rohrberechnung ist immer anzunehmen, dass die gesamten Belastungen durch die Sockel aufgenommen werden, selbst wenn die Rohre

<sup>3)</sup> A. Voellmy: Eingebettete Rohre. Zürich 1937.

zwischen den Sockeln sorgfältig auf Sand oder Kies gebettet werden.

Bei Lagerung auf einzelnen Sockeln werden die Rohre in komplizierter Weise mehraxig beansprucht: Zur Beanspruchung durch Längs- und Schubspannungen des als Längsträger wirkenden ganzen Rohres treten die Beanspruchungen der Kreisringelemente und die lokalen Längsbiege-Beanspruchungen der Rohrwandung, die durch die Druckkonzentrationen über den Stützen hervorgerufen werden.

Die Formeln für die Berechnung von auf Sockeln gelagerten Rohren sind in Abb. 4 zusammengestellt. Soweit die hierbei verwendeten Bezeichnungen und Faktoren für die Auflagerart nicht aus Abb. 4 hervorgehen, sind sie Abb. 1 zu entnehmen. Die Berechnungsmethode wird nachfolgend erläutert.

a) Beanspruchung des ganzen Rohres als Träger in Richtung seiner Axe. Diese Beanspruchung kann nach den für einfach oder kontinuierlich gelagerte Träger geltenden Regeln leicht berechnet werden, die hierfür gültigen Formeln sind für Lagerung an den Rohrenden in Abb. 4 angegeben. Die Rohrkuppelungen wirken ähnlich wie Gelenke der als Längsträger aufgefassten Rohrleitungen.

In der Regel werden zwei Sockel pro Rohrlänge  $L$  verwendet. Die geringste Längs-Biegebeanspruchung entsteht, wenn diese zwei Stützen im Abstand  $0,207 L$  von den Rohrenden angeordnet werden. Das maximale Balkenmoment beträgt dann

$$M_{max} = \frac{(G + W + 2pr)L^2}{47}$$

worin  $G$  = Eigengewicht  
 $W$  = Gewicht der Wasserfüllung  
 $2pr$  = Erdaufrost  
 pro Längeneinheit des Rohres bedeutet.

Die Schubbeanspruchung, deren Berechnung aus Abb. 5 ersichtlich ist, kann bei weiten Rohren für die Bruchsicherheit massgebend werden.

b) Ringbeanspruchung. Es wird zunächst angenommen, dass die an den Stützen wirkenden Querkräfte  $Q_1$  und  $Q_2$  ausschliesslich durch einen Kreisring von der Länge  $b$  der Stütze auf das Auflager übertragen werden, und dass die Stütze in Längsrichtung gleichmässig beansprucht werde. Die inneren Kräfte, die die Ringelemente von Längeneinheit beanspruchen, ergeben sich dann aus der Superposition der in üblicher Weise berechneten, inneren Kräfte von den in Abb. 6 dargestellten Belastungszuständen. Das Gesamtergebnis dieser Superpositionen wurde bereits in Abb. 4 zusammengefasst.

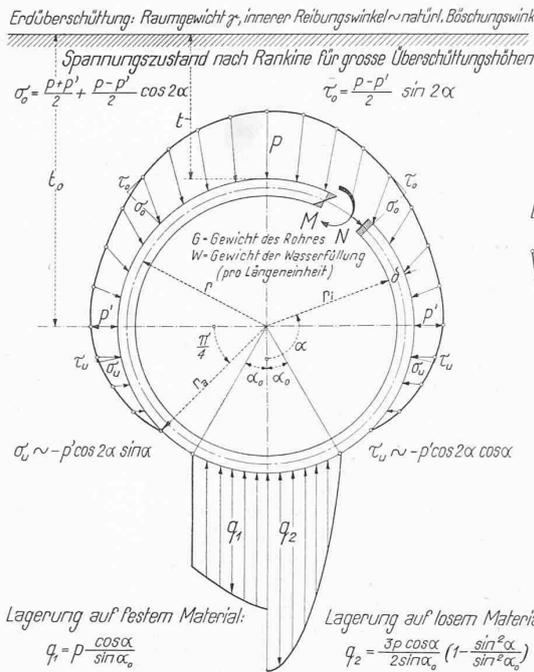


Abb. 1. Formelzusammenstellung für die vereinfachte Berechnung eingebetteter Rohre. Innere Kräfte infolge Verteilung vertikaler Auflagerreaktionen

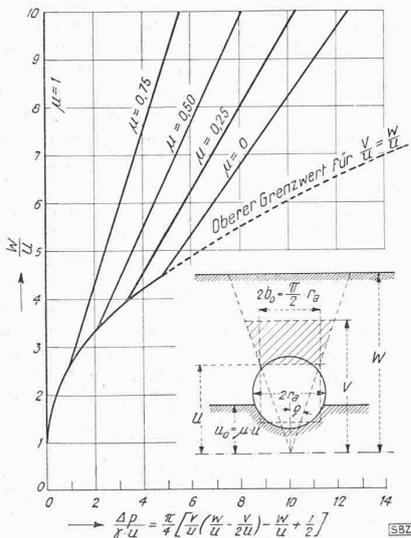
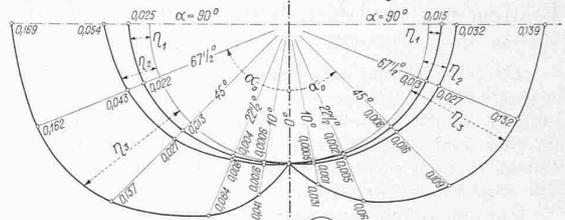


Abb. 2. Zusatzdruck  $\Delta p$  auf starre Rohre infolge Nachgiebigkeit der Schüttung

**Scheitel:**  $M = -0,080r(G+W) - r^2(0,299p - 0,229p') + (G+W+2pr)r\eta_1 + N \frac{\delta^2}{12r}$   
 $N = -0,080G - 0,242W - r(0,106p - 0,953p') + (G+W+2pr)\eta_2 + \frac{3M}{r}$   
**Kämpfer:**  $M = +0,091r(G+W) + r^2(0,307p - 0,224p') - (G+W+2pr)r\eta_1 + N \frac{\delta^2}{12r}$   
 $N = +0,250G - 0,068W + pr + \frac{3M}{r}$   
**Sohle:**  $M = -0,239r(G+W) - r^2(0,587p - 0,185p') + (G+W+2pr)r\eta_3 + N \frac{\delta^2}{12r}$   
 $N = +0,080G - 0,398W + r(0,106p + 0,547p') - (G+W+2pr)\eta_3 + \frac{3M}{r}$   
 Beiwerte  $\eta$  für den jeweils massgebenden Auflagerwinkel  $\alpha_0$ :  
 Lagerung auf festem Material, Lagerung auf losem Material.



**A. Rohre in weiten Aufschiebung:**  
 $p = \gamma t + \frac{3P}{2\pi R^2} \cos \beta + \Delta p$   
 $p' = \gamma(t+r) \frac{1 - \sin \beta}{1 + \sin \beta}$   
 Belastungssteigerungen  $\Delta p$  infolge stärkeren Zusammenrückbarkeiten weiten Aufschiebung sind nach Abb. 2 zu berücksichtigen.

**B. Rohre in Gräbern:**  
 $p = \gamma \cdot t \cdot \frac{b+r}{2r} \cdot \phi$   
 $+ \frac{3P}{2\pi R^2} \cos \beta$   
 $p' \sim 0$   
 $\gamma \cdot r \cdot g$ : Reibungswinkel an der Grabenwandung.  
 Faktor  $\phi$  aus Abb. 3

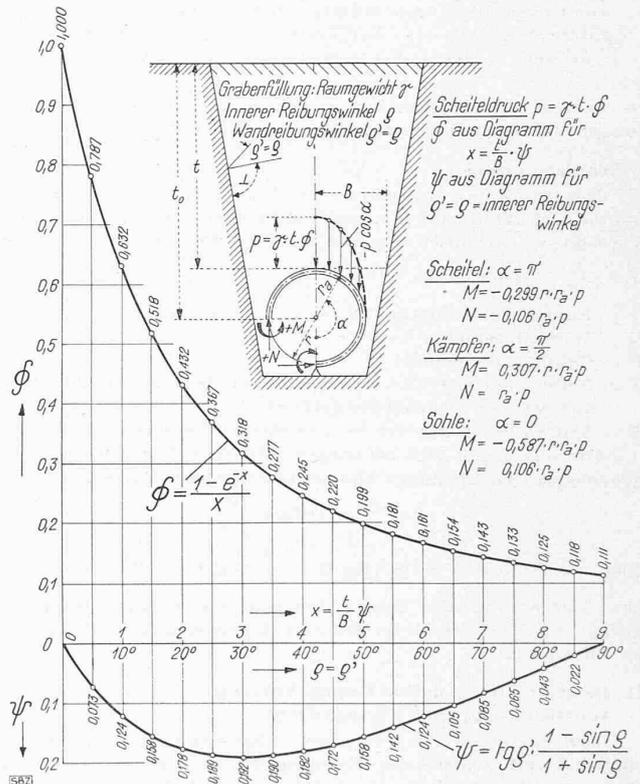


Abb. 3. Erddruck auf Grabenleitungen, innere Kräfte für den Sonderfall der Linienlagerung

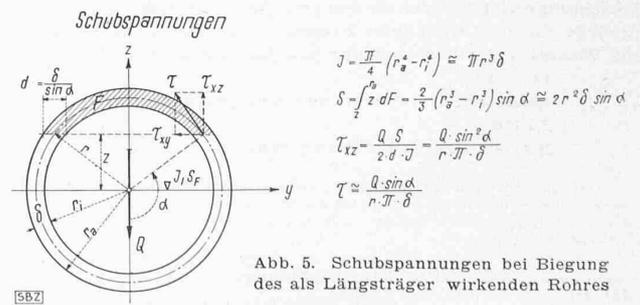
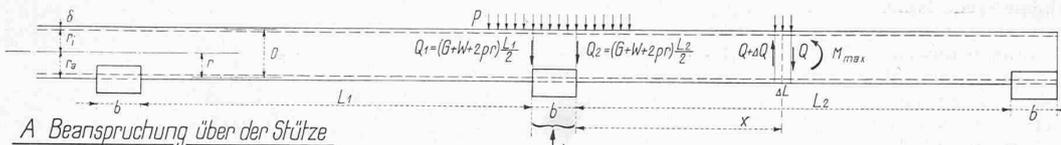


Abb. 5. Schubspannungen bei Biegung des als Längsträger wirkenden Rohres



**A Beanspruchung über der Stütze**

1. Anteil der Beanspruchung des Rohrstückes über der Stütze aus direkter Belastung durch Erdauflast sowie Eigengewicht und Wasserfüllung nach Abb. 1 Lagerung auf festem Material.

2. Schubkräfte :  $T = \frac{A}{\pi b} \sin \alpha \cdot d \cdot d$   $A = Q_1 + Q_2 = (G+W+2pr) \frac{L_1+L_2}{2}$

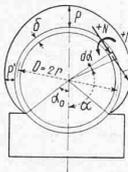
4. Momente und Normalkräfte pro Längeneinheit:

**Scheitel:**  $M = -\mu \left[ 0,080 r \frac{A}{b} - r \frac{A}{b} \eta_1 \right] + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = -\mu \left[ 0,239 \frac{A}{b} - \frac{A}{b} \eta_2 \right] + \frac{3M}{r}$

Die Beiwerte  $\eta_1, \eta_2, \eta_3$  sind der graphischen Darstellung Abb. 1 zu entnehmen - Lagerung auf festem Material.

**Kämpfer:**  $M = \mu \left[ 0,091 r \frac{A}{b} - r \frac{A}{b} \eta_1 \right] + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = \mu \left[ 0,225 \frac{A}{b} \right] + \frac{3M}{r}$

**Sohle:**  $M = -\mu \left[ 0,238 r \frac{A}{b} - r \frac{A}{b} \eta_3 \right] + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = \mu \left[ 0,238 \frac{A}{b} - \frac{A}{b} \eta_2 \right] + \frac{3M}{r}$



3. Abminderungsfaktoren  $\mu$ .

Für Mittelstütze  $\mu = 0,77 \sqrt{\frac{D_1^2 - Kx}{D_2^2}} \cos(Kx + \sin Kx)$   
 Für Endstütze  $\mu = 1,55 \sqrt{\frac{D_1^2 - Kx}{D_2^2}} \cos Kx$

$K = 1,46 \sqrt{\frac{D_1}{D_2}}$  Für die Stützen  $x=0$

Die Ausdrücke für  $\mu$  gelten nur solange  $L > 1,7 D \sqrt{\frac{D_1}{D_2}}$

Ergibt der Ausdruck für  $\mu$  einen Wert  $> 1$  so wird  $\mu = 1$  gesetzt.

$\mu$  ist ein Abminderungsfaktor für die Stützenbeanspruchung infolge der von der Stütze aus in Längsrichtung abklügender Verformung des gesamten Rohres

**B Beanspruchung zwischen den Stützen**

1. Mitwirken des Rohrteiles zwischen den Stützen bei der Aufnahme des Stützenmomentes. Es gelten die obigen Formeln wobei in dem Ausdruck für  $\mu$  das entsprechende  $x$  eingesetzt werden muss.

2. Wasserfüllung, Eigengewicht und Erdauflast auf ein Rohrstück von der Länge  $\Delta L = 1$

**Scheitel:**  $M = -r^2 (0,139 p - 0,229 p) + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = 0,159 G + 0,036 W + r (0,372 p + 0,953 p) + \frac{3M}{r}$

**Kämpfer:**  $M = r^2 (0,125 p - 0,224 p) + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = -0,318 W + r (0,50 p + \frac{3M}{r})$

**Sohle:**  $M = -r^2 (0,109 p - 0,185 p) + \frac{N \delta^2}{12r}$   
 $N = -0,159 G - 0,637 W - r (0,372 p - 0,547 p) + \frac{3M}{r}$

Widerstandsmoment  $W = \frac{\pi D_2^4 - D_1^4}{32 D_2}$  Bei anderer Stützenzahl oder -Anordnung  $M_{max}$  gemäss Balkentheorie.



Schubkräfte :

$T = \frac{\Delta Q}{\pi} \sin \alpha \cdot d \cdot d$

$\Delta Q = (G+W+2pr) \Delta L$

$p$  und  $p'$  nach den Angaben von Abb. 1

3. Balkenmoment : Zoder 3 Stützen pro Rohrschuss  $M_{max} = \frac{(G+W+2pr) L^2}{8}$

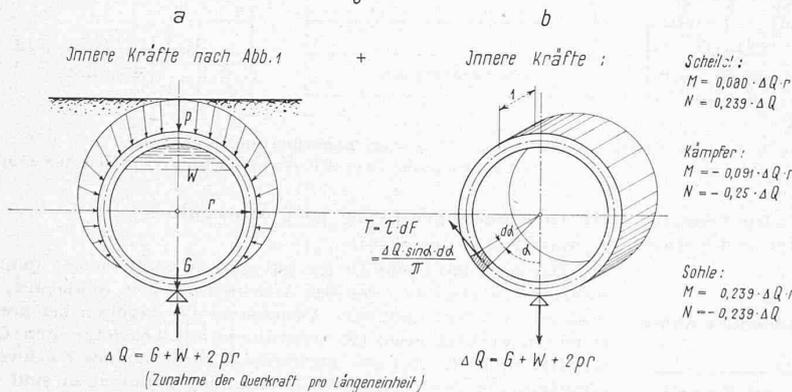
Max. Schubspannungen :  $\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{r \cdot \pi \cdot \delta}$

**C Innendruck**

$\sigma_{max} = \frac{p_i}{\delta} \frac{r_3^2 + r_1^2}{r_3 + r_1} = \frac{p_i \cdot r}{\delta} \cdot k_1, k_2$  aus Abb. 18.

Abb. 4. Formel-Zusammenstellung für die Berechnung von Rohrleitungen auf einzelnen Stützen

**Innere Kräfte der Ringelemente zwischen den Stützen.**



**Scheitel:**  
 $M = 0,080 \cdot \Delta Q \cdot r$   
 $N = 0,239 \cdot \Delta Q$

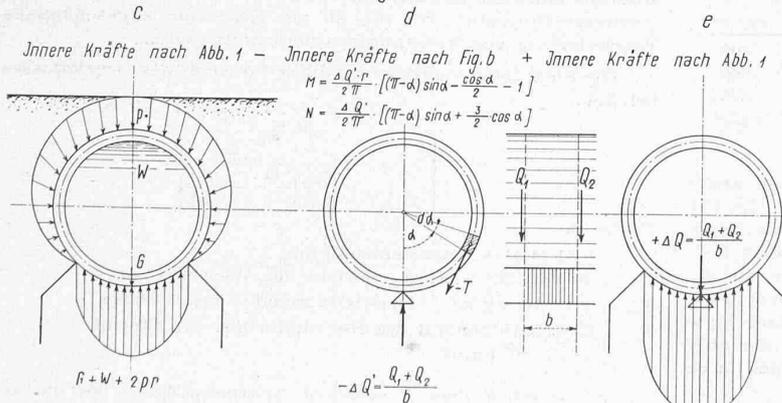
**Kämpfer:**  
 $M = -0,091 \cdot \Delta Q \cdot r$   
 $N = -0,225 \cdot \Delta Q$

**Sohle:**  
 $M = 0,239 \cdot \Delta Q \cdot r$   
 $N = -0,239 \cdot \Delta Q$

schaftlicher Bedeutung. Eine genaue Untersuchung des aufgeworfenen Problems könnte nur durch schrittweise Lösung der Differentialgleichung der Zylinderschale erfolgen, was für jeden einzelnen Fall zu langwierigen Differenzenrechnungen führen würde. Es wurde deshalb eine einfache Näherungslösung gesucht, deren Ergebnisse durch zahlreiche Deformationsmessungen an Eternitrohren und armierten Betonrohren gestützt werden. Die Versuche wurden vom Prüfungsbeamten W. Rimathé, die Nachrechnungen von Dipl. Ing. G. Bonifazi an der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt durchgeführt.

Abb. 7 zeigt die Art der Durchführung der Deformations-Messungen, während in Abb. 8 einige typische Beispiele aus der Vielzahl der Messergebnisse ersichtlich sind. Es wurde festgestellt, dass die Biegelinien in den verschiedenen Querschnitten eines lokal belasteten Rohres einander angenähert geometrisch ähnlich bleiben und angenähert geometrisch ähnlich sind zur Biegelinie eines in Längsrichtung gleichmässig belasteten Rohres bei gleicher Belastungs-Anordnung im Querschnitt. Da die Deformationen mit den inneren Kräften der Ringelemente in linearer Beziehung stehen, entsprechen auch die Kräfte der oben genannten Ähnlichkeitsregel. Als Schlussergebnis zeigte sich, dass die für die Wirkung von Einzellasten auf Tonnen-

**Innere Kräfte der Ringelemente über den Stützen.**



**Scheitel:**  
 $M = \Delta Q \cdot r \cdot \eta_1$   
 $N = \Delta Q \cdot \eta_2$

**Kämpfer:**  
 $M = -\Delta Q \cdot r \cdot \eta_1$   
 $N = 0$

**Sohle:**  
 $M = \Delta Q \cdot r \cdot \eta_3$   
 $N = -\Delta Q \cdot \eta_2$

Abb. 6. Berechnung von auf einzelnen Sockeln gelagerten Rohren durch Superposition verschiedener Belastungszustände a bis e

4) A. Ritter: Spannungen in einem auf mehreren Stützen gelagerten Hohlzylinder unter der Wirkung von in der Richtung der Zylinderaxe gleichmässig verteilten Belastungen. «Zeitschr. f. angew. Math. u. Phys.» 1916. — N. Devulf: Calcul des conduites forcées, reposant sur des appuis espacés. «Le Génie Civil», 1934, 1935. — M. G. Daniel: Contribution au calcul des conduites circulaires sur appuis espacés. «Travaux», 1942.

gewölbe<sup>5)</sup> als zulässig nachgewiesene Näherungsrechnung grundsätzlich auch auf die Längsbiegung von Rohrwandungen anwendbar ist: Die Rohrwandung verhält sich wie eine elastisch gelagerte Platte, längs einer Erzeugenden klingen die Deformationen und Beanspruchungen der Ringelemente in ähnlicher Weise ab, wie bei elastisch gelagerten Trägern. Sofern die in Abb. 4 für die Abstände zwischen den Sockeln angegebene Bedingung erfüllt ist, darf als weitere Vereinfachung für die vorliegende Näherungsrechnung die Lösung für den unendlich langen, elastisch gebetteten Träger verwendet werden. Der Abminderungsfaktor  $\mu$  für die Deformationen und inneren Kräfte des Ringelementes an der betrachteten Stelle  $x$  ergibt sich aus dem Verhältnis der Durchbiegung  $y_x$  des lokal belasteten Rohres zur Durchbiegung  $\eta$  des in Längsrichtung gleichmässig belasteten Rohres. Die Gleichung für  $y_x$  entspricht der Biegelinie eines elastisch gebetteten Trägers, die Konstanten dieser Gleichung wurden aus der Nachrechnung zahlreicher Deformationsversuche empirisch ermittelt und in Abb. 4 angegeben.

Die lokalen Längsbiegebeanspruchungen der Rohrwandung in Auflagernähe infolge der Momente  $M = EJ_W \frac{d^2 y}{dx^2}$ , die den oben beschriebenen Ausgleich der Ringdeformationen bedingen, sind in der Regel gering und für die Bemessung ohne Bedeutung.

An Eternitrohren wurden vergleichende Bruchversuche nach der nachfolgend skizzierten Versuchsanordnung durchgeführt, um nachzuprüfen, ob die der Berechnung zu Grunde gelegten Annahmen zulässig sind:

1. Das bei Versuchen mit lokaler, in Bezug auf die Rohraxe symmetrischer Belastung (Abb. 8) nachgewiesene Gesetz für das Abklingen der Deformationen und inneren Ringkräfte gilt angenähert auch bei in Bezug auf die Rohraxe unsymmetrischer Belastung (Auflagerreaktionen von Stützen).

2. Die für Deformationen und Beanspruchungen vor dem Bruchzustand nachgewiesenen Gesetzmässigkeiten sind angenähert auch für den Bruchzustand selbst gültig.

Zur Erzielung einer gleichmässig verteilten Belastung wurden zwei gleichgeschaltete Kolben mit lastverteilenden Trägern verwendet. Die Versuche haben zu den in Tabelle I verzeichneten Bruchlasten und hieraus errechneten Bruchspannungen geführt:

Tabelle I: Bruchlasten und Bruchspannungen für verschiedene Rohre und Auflagerungen

Rohrdimensionen			Durchgehende Sohle		Lagerung auf Sockeln		
D	$\delta$	l	Bruchlast	Ringbiegebeanspruchung	Bruchlast	Ringbiegebeanspruchung	Längsbiegebeanspruchung
cm	cm	cm	t	kg/cm <sup>2</sup>	t	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
20,00	1,30	175	24,5	556	8,0	604	306
19,95	2,20	115	46,0	577	18,0	596	260
40,00	1,72	275	25,3	566	13,6	692	175
40,10	3,10	275	78,0	556	39,0	600	273

Die ermittelten Ringbiegebeanspruchungen stimmen angenähert überein mit den Biegefestigkeiten von Prismen, die aus den geprüften Rohren ausgearbeitet wurden. Die für die Lagerung auf Sockeln nach den in Abb. 4 bekannt gegebenen Formeln berechneten Bruchspannungen sind etwas höher als die nach den Formeln Abb. 1 berechneten Bruchspannungen bei Prüfung auf stetiger Lagerung. Dies besagt, dass die dargelegte Theorie einen Ueberschuss an Sicherheit einschliesst, der aber erwünscht ist, mit Rücksicht auf Extrapolationen über das durch Versuche belegte Gebiet hinaus.

<sup>5)</sup> A. Voellmy: Tonnengewölbe. Bericht No. 136 der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Zürich 1942.

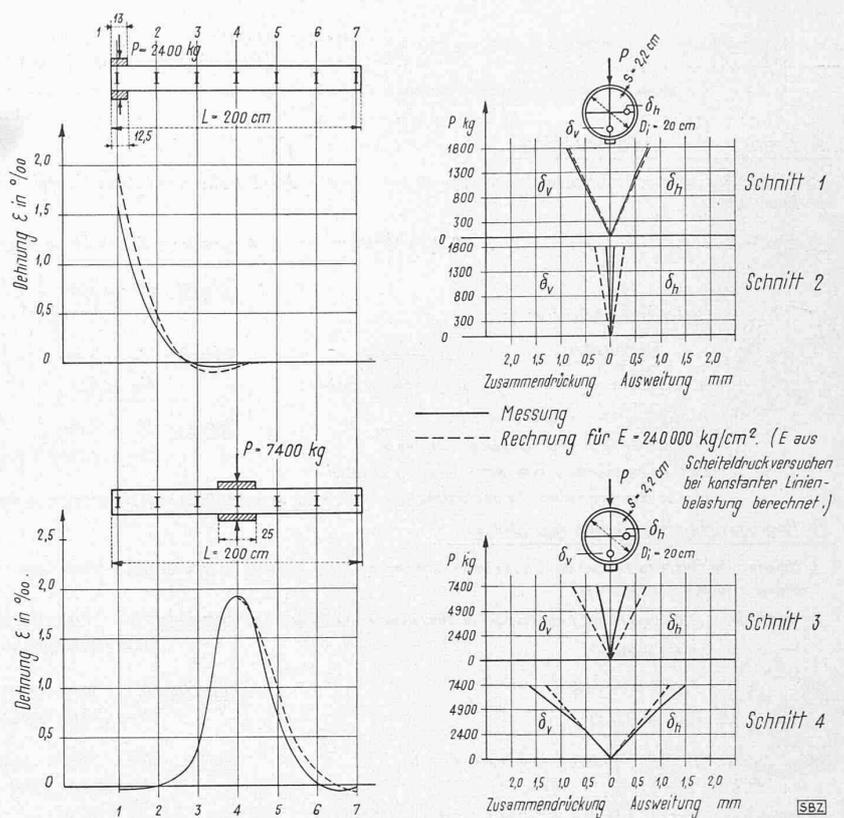


Abb. 8. Verformungen von lokal belasteten Eternitrohren

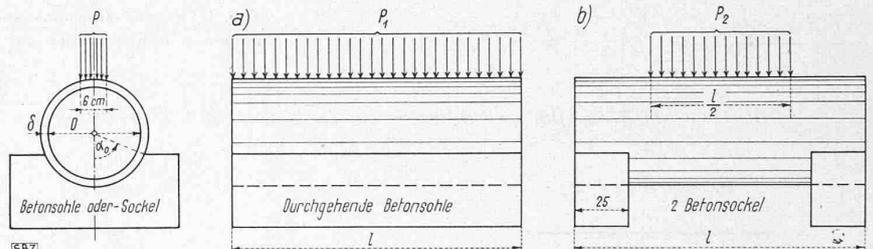


Abb. 9. Vergleichende Bruchversuche: a) stetige Lagerung und Belastung, b) Lagerung auf zwei Stützen, Belastung zwischen den Stützen

### III. Gleichmässiger Innen- oder Aussendruck

#### 1. Innendruck, Druckstoss

Der hydrostatische Druck ist jeweils durch das Projekt der Rohrleitung gegeben, der bei Abschliessen von Schiebern, Hydranten und dgl. mögliche Druckstoss ist dagegen bei komplizierteren Verhältnissen (Rohrleitungen mit Abzweigungen, Querschnitts- und Richtungsänderungen, Hydranten usw.) schwer zu ermitteln, die diesbezüglichen Berechnungsgrundlagen sind noch nicht in genügendem Mass durch Versuchsergebnisse belegt.

Für eine orientierende Schätzung der Grösse des Druckstosses können die mit gewissen vereinfachenden Annahmen abgeleiteten Formeln<sup>6)</sup> für die an ein Reservoir angeschlossene Wasserleitung von konstantem Querschnitt gelten:

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit  $a$  (m/s) des Druckstosses beträgt:

$$a = \sqrt{\frac{g}{1 + \frac{E_w}{E_r} \left( \frac{D}{\delta} - \frac{1}{m^2} \right)}}$$

Hierin ist

- $g = 9,81 \text{ m/s}^2 = \text{Erdbeschleunigung}$
- $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 = \text{Spez. Gewicht des Wassers}$
- $E_w \cong 2,1 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2 = \text{Elastizitätsmodul des Wassers}$
- $E_r = \text{Elastizitätsmodul des Rohrmaterials, für Eternit}$   
 $\cong 3 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$

<sup>6)</sup> L. Allievi - R. Dubs - V. Bataillard: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin 1909. — R. Löwy: Druckschwankungen in Druckrohrleitungen. Berlin 1928. — Ch. Jaeger: Théorie générale du coup de bélier. Paris 1933.

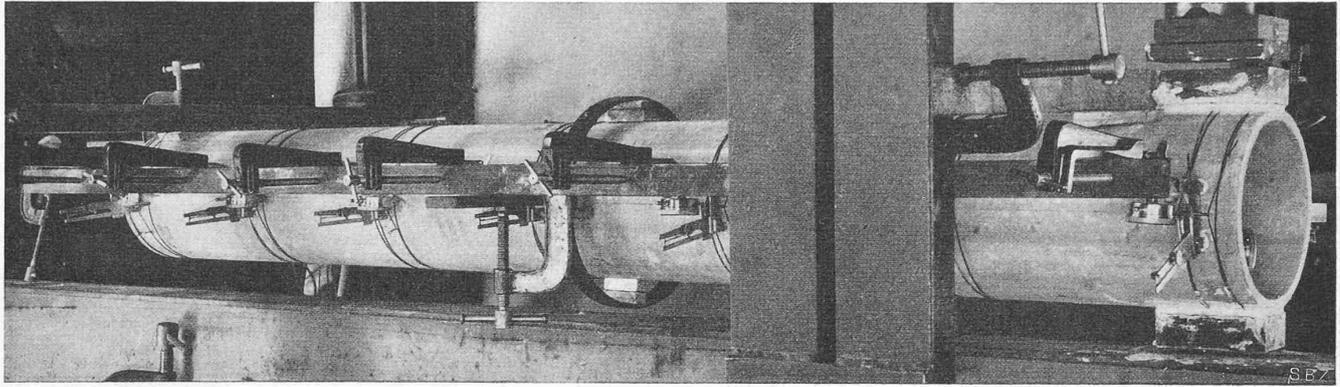


Abb. 7. Messung der Deformationen bei lokaler Belastung der Rohre  
Tensometer Okhuizen-Huggenberger, Messgenauigkeit 1/2000 mm. — Fleximeter Stoppani, Messgenauigkeit 1/200 mm

$$D = \text{mittlerer Rohrdurchmesser} = \frac{D_a^2 + D_i^2}{D_a + D_i}$$

$\delta$  = Wandstärke in m

$m$  = Querdehnungszahl, für Eternit  $m \approx 5$

In obiger Formel ist das Glied  $\frac{1}{m^2}$  wegzulassen, wenn die Längsdilatation der Rohre frei erfolgen kann.

Für Leitungen, die zur Wasserversorgung oder zu Löschzwecken dienen, kann überschlägig mit Fortpflanzungsgeschwindigkeiten von 1100 bis 1300 m/s (bei Metallrohren) bzw. von 950 bis 1150 m/s (bei Eternitrohren) gerechnet werden.

a) Schliesszeit (in s) kleiner als Reflektionszeit:  $T_s < \frac{2L}{a}$

$L$  = Rohrlänge von der Drosselstelle bis zum Einlauf, bzw. bis zur ersten Abzweigung. Bei Verminderung der Durchflussgeschwindigkeit von  $v_1$  auf  $v_2$  (m/s) entsteht der Druckstoss  $\Delta h$  (m W.S.):

$$\Delta h = \frac{a}{g} (v_1 - v_2)$$

An allen Stellen der Rohrleitung, deren Entfernung von der Drosselstelle  $L' < a \frac{T_s}{2}$  ist, treten die gleichen Drucksteigerungen, bzw. hierauf folgende Drucksenkungen ein.

Rasches Abschliessen von Rohrleitungen verursacht somit den Druckstoss

$$\Delta h = \frac{a}{g} \frac{Q}{F}$$

worin  $Q$  = vor dem Schliessen durchgeflossene Wassermenge in  $m^3/s$

$F$  = lichter Leitungsquerschnitt in  $m^2$ .

Bei rasch aufeinander folgendem Öffnen und Schliessen eines Hydranten können infolge Superposition der positiv reflektierten Unterdruckwelle und dem Schliessstoss besonders starke Drucksteigerungen entstehen, bis zu

$$\Delta h = 2 \frac{a}{g} \frac{Q'}{F}$$

worin  $Q'$  die der vorübergehenden, maximalen Ausflussöffnung entsprechende Wassermenge in  $m^3/s$  bedeutet. In rascher Folge wiederholtes Öffnen und Schliessen ist zu unterlassen.

b) Schliesszeit grösser als Reflektionszeit:  $T_s > \frac{2L}{a}$

Die einfache Welle erreicht nach der Zeit  $\frac{L}{a}$  die Reflektionsstelle, wo sie unter Aenderung ihres Vorzeichens zurückgeworfen wird und nach der Zeit  $\frac{2L}{a}$  wieder am Abschlussorgan eintrifft. Der nach den Angaben unter a) ermittelte Ueberdruck ist daher bei Totalreflektion am Einlauf jeweils um den zur Zeit  $\frac{2L}{a}$  vorher herrschenden Ueberdruck zu vermindern. Die Dämpfung durch die rücklaufenden Wellen ist umso stärker, je kürzer das Rohr ist.

Wenn der Abschluss der Rohrleitung in der Schliesszeit  $T_s$  linear erfolgt, derart dass zu jeder Zeit  $t$  während dem Abschliessen die Oeffnung des Schiebers  $\eta \cdot F$  der Beziehung  $\eta = 1 - \frac{t}{T_s}$  folgt, wird die statische Druckhöhe  $H_0$  an der Abschlusstelle angenähert auf  $H$  gesteigert:

Es gilt nach der ersten Reflektion

$$\sqrt{\frac{H}{H_0}} = \sqrt{\left[ \frac{aQ}{2g \cdot H_0 \cdot F} \left( 1 - \frac{2L}{a \cdot T_s} \right) \right]^2 + \frac{a \cdot Q}{g \cdot H_0 \cdot F} + 1} - \frac{a \cdot Q}{2g \cdot H_0 \cdot F} \left( 1 - \frac{2L}{a \cdot T_s} \right)$$

und am Ende des Abschlusses

$$\sqrt{\frac{H'}{H_0}} = \frac{Q \cdot L}{2g \cdot H_0 \cdot F \cdot T_s} + \sqrt{\left( \frac{Q \cdot L}{2g \cdot H_0 \cdot F \cdot T_s} \right)^2 + 1}$$

Für die Berechnung der Leitungen bei dem vorliegenden Schliessgesetz ist der grössere der obigen beiden Werte für  $\frac{H}{H_0}$  massgebend.

Starke Drucksteigerungen können entstehen durch einen unter Druck stehenden Luftsack vor dem Schieber, der bei Beginn des Öffnens rasch entweicht, wobei das nachstürzende Wasser grosse Geschwindigkeit erreicht und Wasserschläge verursacht.

Wenn schliesslich die Drosselung sehr langsam erfolgt, kann die Drucksteigerung am Abschlussorgan in normaler Weise nach dem Gesetz von Bernoulli ermittelt werden.

In Wirklichkeit sind die Verhältnisse weit komplizierter, als die angegebene Näherungsrechnung vermuten lässt, da an allen Stellen der Rohrleitung, wo eine Diskontinuität der elastischen Eigenschaften eintritt (Anschlüsse, Kupplungen, Muffen), teilweise Reflektionen auftreten.

Wenn z. B. in einer Leitung vom Querschnitt  $F_1$  und der Fortpflanzungsgeschwindigkeit  $a_1$  ein Druckstoss  $\Delta h_1$  entsteht und dieser erste Leitungssektor durch eine Abstufung in einer Leitung vom Querschnitt  $F_2$  und der Fortpflanzungsgeschwindigkeit  $a_2$  weitergeführt wird, so entsteht im zweiten Leitungssektor angenähert der Druckstoss

$$\Delta h_2 = \frac{2 \frac{F_1}{a_1}}{\frac{F_1}{a_1} + \frac{F_2}{a_2}} \Delta h_1$$

während der ergänzende Teil  $\Delta h_1 - \Delta h_2$  des Druckstosses  $\Delta h_1$  von der Abstufung aus reflektiert wird. (Forts. folgt)

### Wettbewerb für das Freibad Letzigraben, Zürich

In diesem Wettbewerb (Ausschreibung in Bd. 120, S. 229) sind 65 Entwürfe rechtzeitig eingereicht worden, von denen zwei wegen Unvollständigkeit von der Beurteilung ausgeschlossen werden mussten. Als vorbildliches Vorgehen des Preisgerichts sei seinem Bericht folgender einleitender Satz entnommen: «Nach kurzer Aufklärung über die gestellte Aufgabe sowie nach Verlesung des Wettbewerbsprogrammes und der Antworten auf die von einzelnen Teilnehmern gestellten Fragen (Wir unterstreichen. Red.) nimmt das Preisgericht eine orientierende Besichtigung der Pläne vor» usw. — Im ersten Rundgang wurden vier, im zweiten 16 und im dritten noch weitere 19 Entwürfe ausgeschieden, sodass 24 in engerer Wahl verblieben.

#### Aus dem Bericht des Preisgerichts

Vor der schriftlichen Besprechung der in engere Wahl gezogenen Projekte kommt das Preisgericht auf Grund der Prüfung aller Projekte zu folgenden grundsätzlichen Erwägungen: Situation und Grundidee. Das projektierte Freibad Letzigraben ist ein Teil des Grünzuges Letzigraben. Daher darf diese