Knickprobleme an geraden Stäben, Kreisbogensegmenten und Zylindern

Autor(en): **Juillard, H.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **70 (1952)**

Heft 34

PDF erstellt am: **23.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-59661

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

eben in erster Linie Einordnung, Rücksicht auf den Nachbarn, auf das gegebene Ortsbild, Qualität im Rahmen des Gemeinsamen, bewussten Verzicht auf Extravaganz.

Der Schreibende hatte in der Ausstellung des Gesamtwerkes von F. L. Wright den Eindruck einer starken, lebendig sprudelnden Quelle, die unmittelbar aus der Erde dringt, der aber die Fassung fehlt, um den Reichtum wirklich fruchtbar werden zu lassen. Einer elementaren Begabung hohen Ranges fehlt hier das kulturelle Milieu, das sie aufnehmen und in Zucht halten würde, und so verströmt sie nach allen Seiten ins Unverbindliche. Wahrscheinlich ist auch das Uebermass an Publizitäts- und Propagandabetrieb daran mitschuldig, mit dem man heute alle originalen Begabungen systematisch ruiniert, indem man sie zu Sensationsleistungen aufpeitscht — so war es auch im Fall Le Corbusier. Was von Wright sich als dauernd wertvoll und fruchtbar erweisen wird, sind vor allem die Bauten seiner Frühzeit, und es bedeutet einen besonderen Ruhm für Wright, dass die Qualitäten dieser Bauten, ihre wirklich organischen Grundrisse und die unvergleichlich schöne Einschmiegung der Baukörper in das gegebene Gelände, auch später nie verlorengegangen sind. Sehr im Gegensatz zu vielen europäischen Prominenzen hat es Wright nie nötig gehabt, seine früheren Werke zu verleugnen; sein Gesamtwerk ist aus einem Guss, und noch seine späten Arbeiten erwachsen aus der gleichen Persönlichkeitssubstanz wie seine ersten. Aber die spätern haben Wucherungen angesetzt; an sich diskutable Ideen — seine Sechseckräume z. B. — haben sich zur Schrulle, zur formalen Spielerei verselbständigt, wie es jeden Künstler reizt, einzelne Gedanken ins Extrem zu verfolgen. Nur sollte man dann nicht gerade diese Extravaganzen als Offenbarungen nehmen. Es ist zu fürchten, dass nun gerade sie bei jungen Architekten Schule machen. Diesen Nachahmern steht dann eines Tages eine grosse Ueberraschung bevor — und wir sind gespannt, unter welchem Schlagwort sie lanciert werden wird: die Entdeckung des rechten Winkels. P. M.

Knickprobleme an geraden Stäben, Kreisbogensegmenten und Zylindern

DK 624.075.2:624.19

Von Oberingenieur H. JUILLARD, Bern

Schluss von Seite 472

Als letztes Kriterium bleibt noch, den Wert der Tangente zur Durchbiegungslinie im Scheitel und im Kämpfer zu kontrollieren. Die erste Ableitung des Wertes y_x gibt:

$$\frac{d\,y_x}{r\,d\,x} = \frac{p\,r^3}{E\,J} \times$$
$$\times \left\{ \Theta \left[\frac{a \sin x}{2} - \frac{a \cos x\,(\alpha - x)}{2} - \frac{b \sin \alpha \cos (\alpha - x)}{2} + \right.\right.$$
$$\left.\left. + \cos \alpha \sin (\alpha - x) \right] + \int_x^{\alpha} \frac{y_\varphi}{r} \cos (\varphi - x)\, d\,\varphi \right\}$$

Für $x = 0$ muss aus Symmetriegründen die Tangente zur Durchbiegungslinie parallel zur Kreistangente sein

$$\frac{p\,r^3}{E\,J} \times$$
$$\times \left\{ \Theta \left[-\frac{a\,\alpha}{2} - \frac{b \sin \alpha \cos \alpha}{2} + \sin \alpha \cos \alpha \right] + \int_0^{\alpha} \frac{y_\varphi}{r} \cos \varphi\, d\,\varphi \right\} = 0$$

was zutrifft, da laut Formel (10a)

$$\int_0^{\alpha} \frac{y_\varphi}{r} \cos \varphi\, d\,\varphi = \Theta \left[\frac{a\,\alpha}{2} - \frac{(2 \quad b) \sin 2\,\alpha}{4} \right]$$

Für $x = \alpha$ wird

$$\frac{d\,y_x}{r\,d\,x} = \frac{p\,r^3}{E\,J}\,\Theta \left[\frac{a \sin \alpha}{2} - \frac{b \sin \alpha}{2} \right]$$

Nun ist:

$$\frac{a - b}{2} = \frac{E}{G} \left(\frac{i}{r} \right)^2$$

woraus für $x = \alpha$

$$\frac{d\,y_x}{r\,d\,x} = \frac{p\,r}{G\,F}\,\Theta \sin \alpha$$

In $x = \alpha$ bildet die Bogentangente mit der Kreistangente einen Winkel arc tg $(p\,r\,\Theta \sin \alpha / G\,E)$, der auf den Einfluss der in diesem Punkt wirkenden Schubkraft $p\,r\,\Theta \sin \alpha$ nach der Formel (8b) zurückzuführen ist. Dieses Ergebnis gilt allgemein für jedes Auflager. Im vorliegenden Fall stösst man sich aber an dem Umstand, dass beim positiven Wert von Θ die Tangente an die Durchbiegungslinie beim Bogenanfang nach der äusseren Seite des Kreises gerichtet sein soll; es kommt aber keine andere Lösung in Betracht, wie aus den nachstehenden Erwägungen hervorgeht.

Ein negativer Wert von Θ würde beim Bogenanfang einen Gleichgewichtszustand verunmöglichen, da zwischen dem Rohr und dem Betonmantel keine Zugkraft wirken kann. Die Bedingung $\Theta = 0$ würde nicht nur in Widerspruch mit der obenstehenden einwandfreien Ermittlung des Wertes Θ gemäss der Formel (10a) stehen, sondern gemäss dieser, die zu $\int_0^{\alpha} y_x \times$ $\times \cos x\,dx = 0$ führen müsste, noch bedingen, dass die Durchbiegungen y_x mindestens zur Hälfte negativ ausfallen. Eine solche Deformation wäre nur bei einem beidseitig freien Bogen denkbar; im vorliegenden Fall kommt sie aber nicht in Betracht. Die Kontrolle des Wertes der Tangente in $x = \alpha$ zeigt nur, dass die örtlichen statischen Verhältnisse nicht so einfach sind, wie angenommen wurde. Statt dem unmittelbaren Wechsel der Querkräfte in diesem Punkte wird in Wirklichkeit eine kleine Uebergangsstrecke, etwa nach Bild 14, notwendig sein (siehe auch Bild 15).

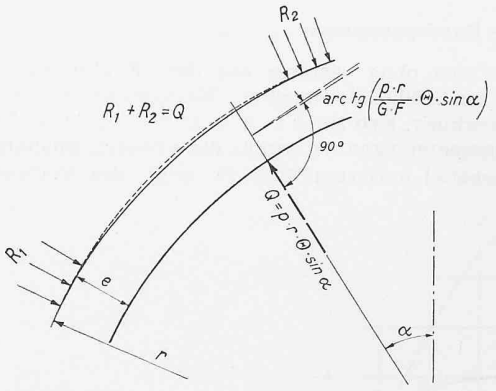

Bild 14

Die praktische Anwendung der Formel (11) hat für $x = 23/24\,\alpha$ noch einen positiven Wert von $y_1 = 0{,}0003$ gegeben. Für das später noch näher besprochene Beispiel $p = 10$ kg/cm², $e/r = 0{,}01$ ergibt sich der Wert der auf der negativen Bogenseite liegenden Tangente zu 0,000003 und ist praktisch ohne Bedeutung.

Nach dieser restlosen Abklärung der Bestimmung der Durchbiegungslinie bietet der Abschluss der Untersuchung der Stabilität eines auf Aussendruck beanspruchten einbetonierten Panzerrohres keine Schwierigkeit mehr. Aus der Formel (11) ergibt sich die Form der Durchbiegungslinie, die in Bild 12 dargestellt ist, sowie die Relation zwischen der Belastung p und dem Oeffnungswinkel $2\,\alpha$ (Bild 13). Die Formel (12) gestattet die Bestimmung der wirklichen Grösse der Durchbiegungen. Es bleiben nur noch die Beanspruchungen gemäss den Formeln (8) auszurechnen. Hiezu wird zuerst auf Grund der Formeln (10a) und (12) in Funktion der relativen Durchbiegungen y_1 ausgedrückt:

$$\Theta = \frac{\int_0^{\alpha} \frac{y_x}{r} \cos x\,d\,x}{\frac{a\,\alpha}{2} - \frac{(2 - b) \sin 2\,\alpha}{4}} = \frac{\frac{\mu}{r} \int_0^{\alpha} y_1 \cos x\,d\,x}{\frac{a\,\alpha}{2} - \frac{(2 - b) \sin 2\,\alpha}{4}}$$

$$(14)\qquad \Theta = \frac{\pi\left(\frac{i}{r}\right)^2 \int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx}{(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right]\int_0^\alpha y_1 dx}$$

Nach Einsetzen dieses Wertes, sowie desjenigen von y_x in die Formel (8c) ergibt sich für das Biegungsmoment

$$(15)\qquad M = p\,i^2 \left\{ \pi \frac{(\cos x - \cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right] y_1}{(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right]\int_0^\alpha y_1\, dx} - 1 \right\}$$

und daraus die Biegungsrandspannung

$$(15\text{a})\qquad \sigma_b = \frac{M}{J}\,\frac{e}{z} = \frac{M}{2\,i^2}$$

Es ist hervorzuheben, dass für einen gegebenen Oeffnungswinkel α die Biegungsspannung σ_b nicht direkt von i, d. h. von der Rohrwandstärke abhängig ist. Die Werte y_1 ändern, wie gezeigt wurde, sehr wenig mit (e/r), und der Einfluss ihrer Variationen auf die Integralwerte der Formel (15) und die Spannungen ist gering. Die in Funktion des Winkels α berechneten Biegungsspannungen gelten also praktisch für alle Verhältnisse der Rohrwandstärke zum Krümmungsradius. α hingegen variiert gemäss Bild 13 in starkem Masse mit diesem Verhältnis.

Die Druckspannung beträgt

$$(15\text{b})\qquad \sigma_n = \frac{p\,r}{e}$$

und die Randspannungen $\sigma_n \pm \sigma_b$

p lässt sich ohne weiteres aus dem Faktor $p\,r^3/EJ$ (Formel 11 und Bild 13) ableiten. Massgebend ist die Scheitelbeanspruchung, also für $x = 0$, weil, wie die Ausrechnung der Biegungsspannungen es ergibt, die grössten Spannungen im Bogenscheitel auftreten. Bild 15 zeigt den Verlauf der σ_b

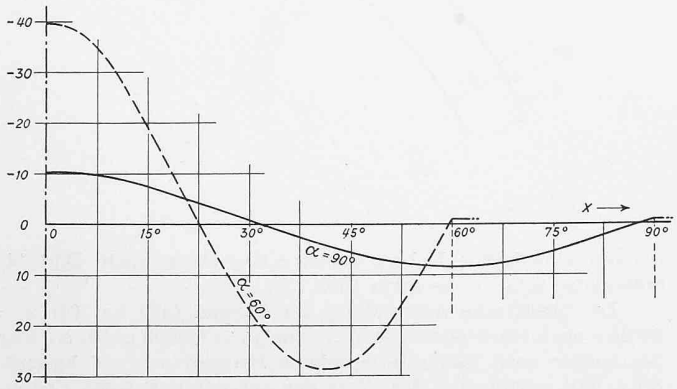

Bild 15. Momentenlinien $M_x/p\,r^2$ für $\alpha = 60^0$ und $\alpha = 90^0$

von $x = 0$ bis $x = \alpha$ für $\alpha = 90^0$ und 60^0. Mit abnehmendem Oeffnungswinkel α nimmt die negative Biegungsbeanspruchung im Scheitel relativ stärker als das positive Maximum, das etwa bei $x = 2/3\,\alpha$ auftritt, zu. In Bild 15 ist für $x = \alpha$ der Knick in der Momentenlinie ersichtlich, der vom angenommenen plötzlichen Wechsel der Querkräfte herrührt und von dem im Zusammenhang mit der Diskussion über die Richtung der Tangente an die Durchbiegungslinie bereits gesprochen wurde.

Die maximalen Randpressungen $\sigma_b + \sigma_n$ sind in Bild 16 zusammengesetzt. Die maximale Druckbeanspruchung in einem satt einbetonierten zylindrischen Rohr, welches durch den Aussendruck p belastet wird, lässt sich bestimmen, wie anhand des folgenden Beispiels erklärt:

Beispiel: $e/r = 0{,}01$; $p = 10$ kg/cm²; $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm².

In Bild 13 entspricht diesem Wert ein Winkel $\alpha = 34^0$ und diesem in Bild 16 $(\sigma_b + \sigma_n)/p = 220$, d. h. $\sigma_{max} = 2200$ kg/cm². Für $p = 12$ kg/cm² ergäbe sich auf gleiche Art berechnet $\alpha = 31^0$ und $\sigma_{max} = 3100$ kg/cm², was unzulässig hoch wäre, obwohl die maximale Zugspannung dabei nur 700 kg/cm² betragen würde.

b) Vorspannung des Panzerrohres

In der Einleitung zu diesem Kapitel ist auf die Wichtigkeit, welche der satten Umhüllung der Panzerrohre zukommt, hingewiesen worden. In Abschnitt a) wurde der Fall der Panzerungen ohne Vorspannung behandelt und dabei angenommen, dass der ganze Rohrumfang eine elastische Verkürzung unter dem Einfluss des Aussendruckes erfährt. Wenn diese Annahme nicht zutrifft, das heisst, wenn infolge der Reibung zwischen Rohr und Beton nur eine teilweise Umfangsverkürzung eintritt, so wird der Wert η, welcher diese Verkürzung gemäss der Formel (9) ausdrückt, kleiner. Damit werden Θ und μ laut den Formeln (10b) und (12) und schliesslich die Biegungsspannungen ebenfalls kleiner. In welchem Masse die Reibungskräfte zwischen dem Rohr und seinem Betonmantel eine Entlastung bewirken können, kann praktisch nicht festgestellt werden. Auf alle Fälle bleibt eine solche unsicher, wenn sie nicht durch besondere Massnahmen gewährleistet wird.

Die Vorspannung mittels Zementinjektionen führt am einfachsten und zweckmässigsten zu einer Versteifung des Panzerrohres durch Reduktion der unter dem Aussendruck entstehenden Umfangsverkürzung. Diese Methode hat sich praktisch bestens bewährt und ermöglicht anderseits eine sehr wirtschaftliche Dimensionierung der Panzerung von Druckschächten für hohe Gefälle, deren Erstellung ohne sorgfältige, systematische Injektionen überhaupt nicht denkbar ist.

Die Berechnung der Stabilität der durch Aussendruck beanspruchten, einbetonierten Rohrleitungen mit Vorspannung ist an sich nicht schwieriger als die, welche im obenstehenden Abschnitt a) für Leitungen ohne Vorspannung durchgeführt wurde. Man hätte ohne weiteres den allgemeinen Fall lösen und den mit p bezeichneten Aussendruck in zwei Teile zerlegen können, die Vorspannung q und den nachträglichen Ueberdruck $p - q$. Einzelne Formeln für den Sonderfall $q = 0$ waren aber bereits kompliziert genug, so dass die Einführung eines Zusatzes für die Vorspannung die Uebersichtlichkeit ihrer Ableitung doch zu stark beeinträchtigt hätte.

Vom Moment an, bei welchem der Aussendruck p die Vorspannung q überschreitet, verhält sich der freie Teil des Rohres, das heisst das zwischen $+\alpha$ und $-\alpha$ befindliche Bogensegment ABC (Bild 9a) wie im Fall a) ohne Vorspannung; seine Deformation hängt vom Zusatzdruck $p - q$, seine statisch bestimmte Beanspruchung aber vom vollen Druck p ab. Der am Betonmantel anliegende Rohrteil ADC (Bild 9a) erfährt ebenfalls erst wenn $p > q$ eine zusätzliche Beanspruchung; diese sowie die Deformation wachsen mit $p - q$.

Die Verschiebung η und die Drehung ε, die zur Ableitung der Formeln (9) und (10) dienten, nehmen im Falle der Vorspannung nachstehende Werte an:

$$\eta_v = (p - q)\,r^2\,\frac{\pi - \alpha}{E\,F}\,; \quad \varepsilon_v = (p - q)\,r\,\frac{\pi - \alpha}{E\,F}$$

Die Berechnung führt zu:

$$\Theta_v = \frac{\int_0^\alpha \frac{y_x}{r}\cos x\, dx}{\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}}$$

also identisch mit Θ nach (10a) und

$$\Theta_v = \frac{\left(\frac{i}{r}\right)^2\left[\pi - \frac{q}{p}(\pi - \alpha)\right] + \int_0^\alpha \frac{y_x}{r}\, dx}{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}$$

zum Vergleich mit (10b) oder zum Vergleich mit (10c)

$$\Theta_v = \frac{\int_0^\alpha \left(\cos x - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right)\frac{y_x}{r}\, dx - \left(\frac{i}{r}\right)^2 \frac{\sin\alpha}{\alpha}\left[\pi - \frac{q}{p}(\pi - \alpha)\right]}{\frac{a\alpha}{2} + \frac{b\sin 2\alpha}{4} - \frac{\sin^2\alpha}{\alpha}}$$

Für $q = 0$ stimmen die neuen Formeln mit den entsprechenden ohne Vorspannung überein. Wenn $q = p$, wird der letzte Ausdruck für Θ identisch mit Δ_1 gemäss Formel (6a), die sich auf den eingespannten Bogen bezog. Der Unterschied der Vorzeichen wurde beim Kommentar der Formel (10c) erläutert.

Schliesslich erhält der Wert μ/r gemäss Formel (12) ebenfalls einen Zusatz und wird

$$\frac{\mu_v}{r} = \frac{\left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right]\left(\frac{i}{r}\right)^2\left[\pi - \frac{q}{p}(\pi - \alpha)\right]}{(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right]\int_0^\alpha y_1\, dx}$$

Das Biegungsmoment wird:

$$M_v = p\, i^2 \left\{ \left[\pi - \frac{q}{p}(\pi - \alpha)\right] \frac{(\cos x - \cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right] y_1}{(\sin\alpha - \alpha\cos\alpha)\int_0^\alpha y_1 \cos x\, dx - \left[\frac{a\alpha}{2} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}\right]\int_0^\alpha y_1\, dx} - 1 \right\}$$

In der Gleichung (11a) wird nur der Faktor, der den Druck enthält, geändert; für die relative Durchbiegung y_1 mit Vorspannung kann man schreiben:

$$\frac{y_{1v}}{r} = \frac{p - q}{EJ} \left\{ \frac{\frac{EJ}{r^3}\gamma_{mx}\int_0^\alpha \frac{y_1}{r}\cos\varphi\, d\varphi}{\frac{a\alpha}{3} - \frac{(2-b)\sin 2\alpha}{4}} - \int_x^\alpha \frac{y_1}{r}\sin(\varphi - x)\, d\varphi \right\}$$

Bild 13 gilt auch, wenn statt p der reduzierte Druck $p - q$ eingesetzt wird. Die Druckspannungen bleiben aber von p allein abhängig. Auf Grund dieser abgeänderten Ausdrücke war es möglich, die maximalen Spannungen im Scheitel des freien Bogensegmentes ABC (Bild 9a) für einige Werte der Vorspannung zu rechnen und in Bild 16 einzutragen. Um die Bedeutung einer satten Einbetonierung der Panzerungen zu unterstreichen, wurde noch die Spannungskurve für eine negative Vorspannung $p/2$ angegeben; darunter ist eine mangelhafte Rohreinspannung zu verstehen, die zur Folge hätte, dass ein Innendruck $p/2$ notwendig wäre, um die Panzerung dank ihrer elastischen Dehnung in Kontakt mit dem Betonmantel zu bringen.

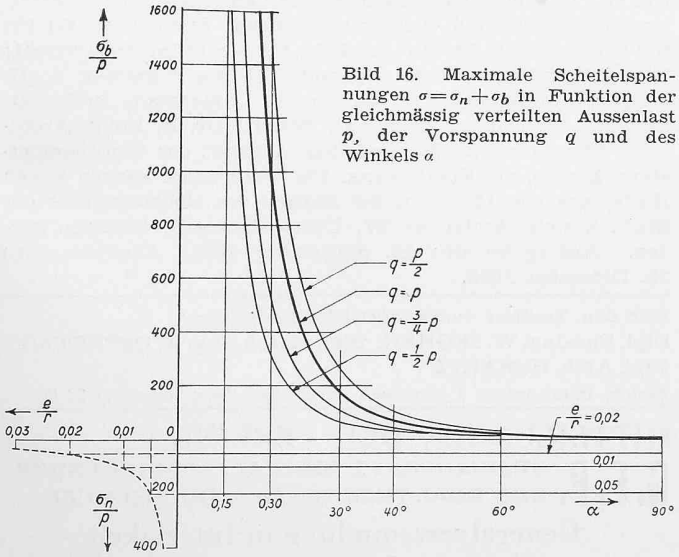

Bild 16. Maximale Scheitelspannungen $\sigma = \sigma_n + \sigma_b$ in Funktion der gleichmässig verteilten Aussenlast p, der Vorspannung q und des Winkels α

Tabelle 2: Maximale Biegungsspannungen σ_b/p in durch Aussendruck beanspruchten einbetonierten Rohren

α	Vorspannung			
	$^3/_4\, p$	$^1/_2\, p$	0	$-\,^1/_2\, p$
0,150	2030	3715	7100	10500
0,300	310	530	966	1400
30°	67,0	140	177	256
40°	30,8	44,5	73	101
60°	10,2	12,8	19,8	26,9
90°	3,44	4,02	5,19	8,12

Da die Biegungsspannungen zwischen sehr grossen Grenzen variieren und es aus diesem Grunde nicht möglich war, die kleinen Werte mit einer genügenden zeichnerischen Genauigkeit in Bild 16 einzutragen, werden in Tabelle 2 die für einige Punkte gerechneten Werte gegeben.

Aus Tabelle 2 und dem Bild 16 geht bereits die grosse Bedeutung der richtigen Unterstützung der Panzerung durch ihren Betonmantel, wenn sie auf einen Aussendruck widerstehen muss, hervor. In Wirklichkeit ist die Abhängigkeit der maximalen Beanspruchung in Funktion der Vorspannung noch grösser, als aus Bild 16 hervorgeht, weil der Winkel α ebenfalls mit der Vorspannung variiert. Um dies durch ein Beispiel noch besser hervorzuheben, kehren wir zu dem am Schluss des vorstehenden Abschnittes a) untersuchten Sonderfall zurück.

Beispiel:
$e/r = 0{,}01$;
$p = 10$ kg/cm²;
$E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm².

Zu den Zahlen der Tabelle 3, insbesondere den Biegungsbeanspruchungen, ist kein Kommentar nötig. Die theoretisch abgeleiteten Resultate bestätigen durchaus die praktische Erfahrung bezüglich der grossen Wichtigkeit einer satten Hinterfüllung und so viel als möglich einer Hinterpressung von Stollenpanzerungen, um ihren Widerstand auf Aussendruck zu vergrössern. Ohne die Berechnung wäre es aber nicht möglich gewesen, die statischen Zusammenhänge richtig zu erfassen und, man darf es sagen, so viel von einer zwar naheliegenden Baumassnahme erwarten zu dürfen.

Tabelle 3

Vorspannung q	$p - q$	$\frac{(p-q)\, r^3}{EJ}$	α	max. Druckspannungen kg/cm²		
				σ_n	σ_b	σ_{tot}
$^3/_4\, p$	$^1/_4\, p$	14,3	70°	1000	80	1080
$^1/_2\, p$	$^1/_2\, p$	28,5	47°	1000	280	1280
0	p	57	34°	1000	1200	2200
$-\,^1/_2\, p$	$^3/_2\, p$	86	27°	1000	3600	4600

Dass die Vorspannung der Stollenpanzerungen für die Aufnahme des innern Wasserdrucks mit reduzierten Beanspruchungen des Panzerrohres von primärer Bedeutung ist, braucht nicht nachgewiesen zu werden. Beim Druckschacht des Kraftwerkes Innertkirchen, welcher unter den verschiedenen Anlagen im Oberhasli mit 670 m den höchsten statischen Druck und mit 2,40 ... 2,60 m den grössten Durchmesser aufweist, wurde die Hinterpressung der 10 ... 20 mm starken Panzerrohre mittelst Zementinjektionen so vorgenommen, dass die Vorspannung im Zusammenhang mit der Entlastung der Panzerung durch den Felsmantel genügt, um den innern Wasserdruck der im Betrieb stehenden Anlagen zu kompensieren. Diese Leitung hat sich bestens bewährt und bei den raschen Entleerungen, zur Vornahme von Revisionen, keinen Schaden erlitten, obwohl bei der Bauausführung Wassermengen von 20 bis 30 l/s pro Sektion zwischen den Baufenstern zum Teil verdrängt und zum Teil drainiert werden mussten.

NEKROLOGE

† **Max Steffen,** Dipl. Arch. in Bern, der, wie bereits gemeldet, am 9. Juni d. J. entschlafen ist, war am 9. Sept. 1883 in Murgenthal geboren worden, wo sein Vater als Arzt wirkte. Das Gymnasium besuchte er in Bern, um hierauf in das Eidg. Poytechnikum einzutreten, wo er das Diplom erwarb, um anschliessend in verschiedenen Architekturbureaux tätig zu sein, u. a. bei Arch. Emil Vogt in Neapel. Dem Süden hat er seither seine besondere Zuneigung bewahrt. Es folgten eine selbständige Praxis in Zürich und einige Jahre Tätigkeit auf der Abteilung für industrielle Kriegswirtschaft in Bern, bis sich unser S. I. A.-Kollege im Jahre 1921 mit Arch. M. Studer-Vogt zur Firma Steffen & Studer verband, die bis 1934 dauerte. Seither führte Max Steffen ein eigenes Architektur-