

## Grenzlaster von Linern im Schachtbau

B. Falter, Münster, und J. Klein, Essen

**Übersicht.** Bedingt durch die zunehmende Mächtigkeit des wasserführenden Deckgebirges wird bei neueren Schachtbauten der innere Ausbau als Verbundkonstruktion ausgeführt (Voerde, Sophia Jacoba 8): Ein Stahl- oder Gußeisenliner wird von einem dickwandigen Betonmantel mit außenliegendem, wasserdicht verschweißtem Stahlmantel umschlossen. Die Verbundkonstruktion wird durch mit der Teufe anwachsende Druckkräfte beansprucht, die einen besonderen Stabilitätsnachweis des relativ dünnwandigen Liners verlangen. Es werden die Durchschlagslasten für unverankerte und verankerte Liner in Abhängigkeit vom Radius-/Wanddickenverhältnis angegeben. Die bei der Berechnung zu berücksichtigenden Imperfektionen, die Grenzwerte für die Annahme einer starren Bettung und weitere Gültigkeitsgrenzen für die Durchschlagslasten werden erläutert und Rechenverfahren für die Praxis aufbereitet.

### Stability limits of liner systems in mine shafts

**Contents.** Caused by the increasing depth of the waterbearing formation in modern shaft buildings the inner cylinder is designed as a composite construction (Voerde, Sophia Jacoba 8): A steel or cast iron liner is enclosed in a thick-walled concrete cylinder with an outer water-tight welded steel membrane. The composite construction is loaded by compressive forces increasing with depth, which require a stability analysis with respect to the relatively thin-walled liner. The snap-through loads of free and anchored liners depending on the radius-/wall-thickness ratio are presented. The imperfections to be considered in the analysis, the limits for the assumption of a rigid bedding and further validity limits for the snap-through loads are discussed. The calculation methods are prepared for practical use.

### Liste der verwendeten Symbole

Index L zum Liner gehörende Größen  
 Index B zum Betonmantel gehörende Größen

#### Geometrische Größen

$r_0$  Außenradius des Dichtmantels  
 $r_L$  Radius der Linerschwerachse  
 $r_B$  Radius der Betonschwerachse  
 $r_m$  Radius der Schwerachse des Verbundquerschnitts  
 $t_L$  Wanddicke des Liners  
 $k^* = r_L/t_L$  Radius-Wanddickenverhältnis des Liners  
 $\varphi_S$  Zentriwinkel eines Linersegmentes  
 $\varphi_D$  Zentriwinkel der Schubdübel ( $\varphi_S/3$ )

#### Belastungsgrößen

(Es wird das dreidimensionale System des unendlich langen Zylinders mit konstanter Flächenlast  $[K/L^2]$  auf das zweidimensionale System mit konstanter Linienlast  $[K/L]$  zurückgeführt.)

$p_0$  auf den Dichtmantel wirkender Flüssigkeitsdruck  
 $p_L$  vom Liner übernommener Lastanteil  
 $p_B$  vom Betonmantel übernommener Lastanteil  
 $p_{\dots, K_i}$  kritische Belastung des ideal kreisrunden Liners  
 $p_{\dots, D}$  Durchschlagslast des imperfekten Liners  
 Index  $W$  Wasserdruck  
 $T$  Temperaturerhöhung  
 $VW$  Vorspannung und Wasserdruck  
 $V$  Verbunddruck  
 $\alpha = pr^3/EI$  einheitenfreier Belastungsparameter, Indizes wie bei  $p$   
 $k$  Klaffung zwischen Liner und Betonmantel  
 $w_v$  Vorverformungsamplitude  
 $\varphi_1$  Bereichsgrenze der Vorverformungsfunktion und Grenze des durchschlagenden Bereichs  
 $F_1$  Störlast am Knick von Linersegmenten

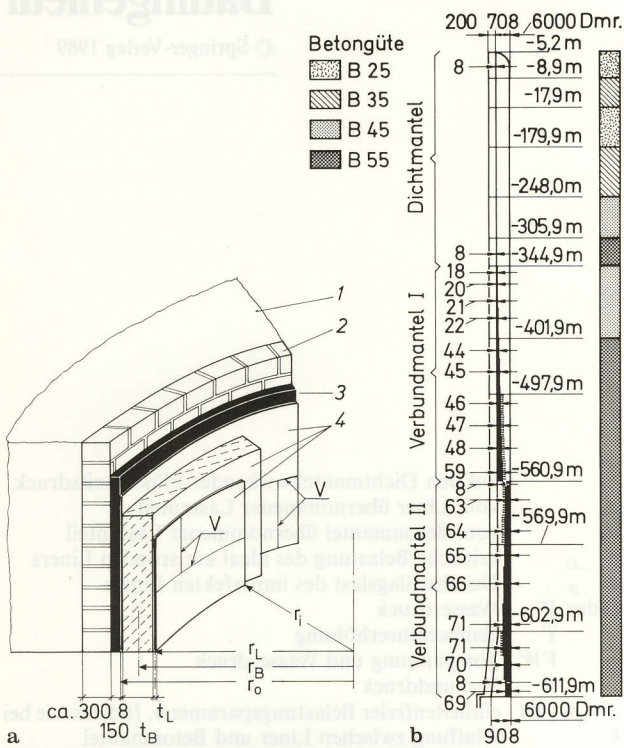
## 1 Einleitung

### 1.1 Gefrierschachtbau

Die zu Tage führenden Schächte des Steinkohlenbergbaus der Bundesrepublik Deutschland haben heute Teufen von bis zu 1500 m. Im standfesten Deckgebirge werden sie während des Abteufens mit Beton als gebirgsverbundene Schachtauskleidungen ausgeführt. In den Bergbaurevieren, die durch wasserführendes, nicht standfestes Deckgebirge überlagert sind, erfolgt die Errichtung des Schachtbauwerks mit Hilfe des Gefrierverfahrens [1]. Hierbei wird zunächst der Bodenaushub im Schutze der Bodenvereisung und eines äußeren Ausbaus bis zum Gründungsniveau in einen tragfähigen Horizont vorangetrieben. Dann erfolgt der Aufbau der inneren Schachtröhre, die einem Schornstein gleich auf einem Ringfundament ruht. Vorteilhafterweise wird in den Ringspalt zwischen äußerem Ausbau und innerer Schachtröhre eine Asphaltflüssigkeit eingefüllt, so daß bergbauliche Gebirgsdeformationen die Schachtröhre nicht zerstören können. Ist der Ausbau bis zur Tagesoberfläche fertiggestellt, werden die Kältemaschinen abgestellt, und der als Baugrubensicherung genutzte Frostzylinder um den Schacht herum kann wieder auftauen. Damit in die innere Schachtröhre auch später kein Wasser eindringen kann, ist sie durch einen Stahlblechmantel umschlossen, der wasserdicht verschweiß ist. Somit stehen diese sogenannten Gleitschächte wie schwimmstabile Rohre in einem Fluid (Bild 1 a).

Die ersten vor 30 Jahren gebauten Gleitschächte hatten bereits Verbundschachtauskleidungen, bestehend aus genieteten bzw. geschraubten U-Profil-Stahlringen mit unbewehrtem Zwischenbeton. Die Schächte Wulfen 1 und 2 [2] wurden in den Jahren 1957 bis 1960 erstmals mit verschweißtem Stahlblechen hergestellt. Wegen der Unsicherheit in der Beurteilung der durch den schachtnahen Kohleabbau auf den

Prof. Dr.-Ing. Bernhard Falter vertritt die Lehrgebiete Baustatik und Stahlbau an der Fachhochschule Münster. Dr.-Ing. Joachim Klein ist Leiter der Abteilung Schachtbau bei der Bergbau-Forschung GmbH in Essen.



**Bild 1 a und b.** Gleitschachtausbau. **a** Äußerer und innerer Ausbau mit Asphaltgleitschicht. 1 Gebirge; 2 äußerer Ausbau: Betonformsteine und Spanplatten; 3 Asphaltgleitschicht; 4 innerer Ausbau: Stahldichtmantel, Betonmantel, Liner; **b** Innenausbau des Gefrierschachtes Voerde nach [4] (Außenverbundmantel I bis zur Teufe -560,9 m; Innenverbundmantel II bis zum Fundament)

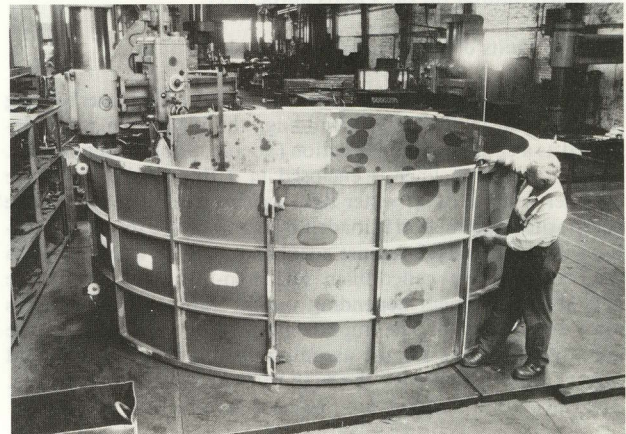
Ausbau wirkenden Kräfte wurde unterstellt, daß in Ausnahmefällen bei zerstörtem Außenblech der Wasserdruck in seiner vollen Größe am inneren Stahlzylinder angreifen kann. Zur Radialzugsicherung war zwangsläufig eine erhebliche Rückverankerung des Innenmantels und stellenweise eine Verbindung mit dem Außenmantel notwendig. Beim Nordschacht (1964-1967) wurden gezielt Druckentlastungsrohre im inneren Stahlzylinder eingebaut und damit das Konzept des vollständig auf Wasserdruck ausgelegten Innenmantels aufgegeben. Es wurden nur noch 50% des Wasserdrucks als Sonderlastfall angesetzt. Die Verdübelung konnte reduziert werden, und auf eine Verbindung zwischen Außen- und Innenstahlmantel wurde verzichtet. Beginnend mit dem Schacht Auguste Victoria 8 [3], der 1966 fertiggestellt wurde, werden inzwischen Gleitschächte meist aus Stahlbeton ohne Innenmantel ausgeführt. Der wasserdicht verschweißte Außenstahlmantel hat Wanddicken von i. d. R. 8 mm. Insgesamt 10 von bisher 19 fertiggestellten Gleitschächten sind nach dem System Auguste Victoria 8 mit Stahlbetonwanddicken bis zu 110 cm abgeteuft. Hierbei hat sich die Wasserdichtigkeit des Außenblechs stets bewährt.

Die erwähnten Gleitschächte haben meist eine Bauhöhe von maximal 300 m bis zum Fundament, wobei im nicht wasserführenden standfesten Gebirge unterhalb des Fundaments wieder ein einfacher Betonausbau zum Zuge kommen kann. Mit dem Gleitschacht Voerde [4], der durch die stratigraphischen Gegebenheiten bis in 600 m Teufe reicht, mußte für den Schachtausbau eine neue Konzeption gefunden werden. Eine Konstruktion allein aus Stahlbeton mit einem verschweißten Stahlblechmantel von nur 8 mm Blechdicke wie bei den bisher gebauten Schächten hätte hier infolge der hohen petrostatischen Drücke der Asphaltfuge zu unwirtschaftlichen Wanddicken des Stahlbetons geführt. Aus die-

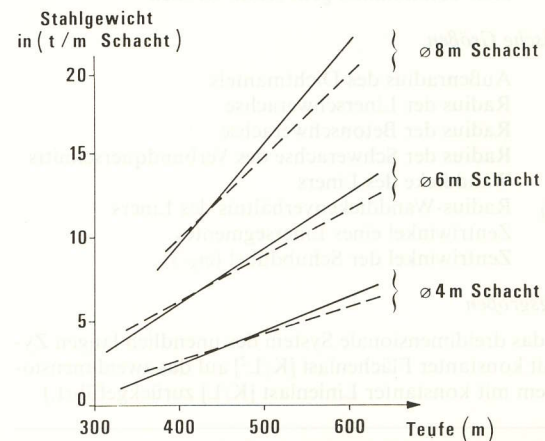
sem Grunde wurde zunächst der Außenverbundmantel mit der Teufe zunehmend verstärkt und im unteren Schachtteil auf einen Innenverbundmantel übergegangen (Bild 1 b). Der Innenverbundmantel, nachstehend Liner genannt, wirkt als Panzerung und reduziert durch seine höhere Dehnsteifigkeit die erforderliche Wanddicke einer alleinigen Stahlbetonkonstruktion. Beim Einsatz von Linern ist der äußere dichtverschweißte Stahlblechmantel weiterhin erforderlich, um die Wasserdichtigkeit zu gewährleisten. Während für den äußeren Blechmantel ausschließlich schweißbare Stahlsorten in Frage kommen, stehen für den Liner neben Stahl auch hochwertige Gußeisenwerkstoffe aus Kugelgraphitguß (GGG) zur Verfügung. Der zweite tiefe Gleitschacht von 560 m Teufe wurde bei der Gewerkschaft Sophia-Jacoba erstmals mit einem orthogonal versteiften GGG 50 Liner (Bild 2) ausgeführt [5].

Bedingt durch die Geologie des Ruhrkarbons nimmt mit dem Vorrücken des Bergbaus nach Norden auch die Mächtigkeit des zu überwindenden Deckgebirges zu. In den hier wasserführenden, nicht standfesten Schichten sind die Ausbauten von künftigen Wetter- und Förderschächten ab etwa 400 m Teufe nicht mehr wirtschaftlich aus homogenem Ausbaumaterial herstellbar. In großer Teufe sind vornehmlich Verbundausbauten aus Gußeisen bzw. Stahl und Beton auszuführen, wobei grundsätzlich zwei Ausführungen möglich sind:

1. Der äußere wasserdicht verschweißte Stahlblechmantel wird mit der Teufe zunehmend dicker als *Außenverbund-*



**Bild 2.** Vormontage eines Linerschusses (Werkfoto Buderus AG, Wetzlar)



**Bild 3.** Stahlverbrauch bei Verbundschaachtauskleidung. — Außenverbundmantel (mit Stahlbetonbewehrung); --- Innenverbundmantel (mit Stahldichtblech)

mantel ausgebildet – dann erübrigt sich ein Liner. Der innenliegende Beton ist entsprechend zu bewehren.

2. Der äußere wasserdicht verschweißte Mantel wird durchgehend als dünne Stahldichthaut konzipiert, und es wird zusätzlich ein *Innenverbundmantel* gewählt. Da der Liner nicht verschweißt werden muß, kommen hierfür verschiedene Eisenwerkstoffe in Frage. Auf eine Bewehrung für den Beton zwischen den Eisenmänteln kann wegen des günstigen mehraxialen Druckzustandes in der Regel verzichtet werden.

Im Bild 3 ist der Stahlverbrauch für beide Ausführungsformen bei bestimmten Betonwanddicken und Asphaltwichten zusammengestellt. Hierbei zeigt sich beim Stahlverbrauch, daß sich ungeachtet des lichten Schachtdurchmessers ein Schnittpunkt der zugehörigen Kurven bei etwa 450 m Teufe ergibt. Zwischen 400 und 500 m Schachtteufe sind die beiden o. a. Ausführungsarten hinsichtlich der benötigten Stahlmengen also nahezu gleichwertig; bei größeren Teufen wird ein Ausbau mit Liner wesentlich günstiger. Da nach den Berechnungsvorschriften im Schachtbau [6] mit zunehmender Teufe der gleichförmige Horizontaldruck gegenüber anderen Lastfällen bemessungsentscheidend wird, ist eine Konzentration der steiferen Ausbauelemente am Schachtinnenrand die vorteilhafte Variante.

Beim Bau tiefer Gleitschächte werden zukünftig Verbundschachtauskleidungen mit Linern zunehmende Bedeutung erlangen. Aus bauverfahrenstechnischen Gründen kann der Einsatz eines Liners, der u. a. als Schalung dient, aber auch schon bei geringeren Teufen sinnvoll sein. Aus statischer Sicht gewinnen dann neben den im Schachtbau üblichen Spannungsnachweisen die nachfolgend beschriebenen stabilitätstheoretischen Aspekte an Gewicht.

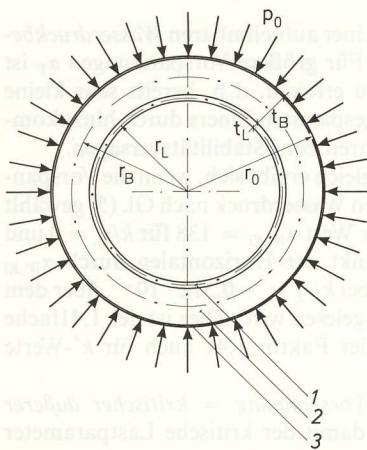
## 1.2 Verbundsystem und Belastung

Bei der Berechnung von Schächten mit gleitendem Ausbau gilt der Flüssigkeitsdruck  $p_0$  des Gleitmittels Asphalt als ein maßgebender Lastfall. Er ist rotationssymmetrisch und wirkt radial auf die Außenfläche des Schachtausbaus (Bild 4). Besteht dieser aus *homogenem Material*, so genügt ein einfacher Stabilitätsnachweis, der von der Knicklast

$$p_{o,Ki} = \frac{3 EI}{r_m^3} \quad (1)$$

des freien Ringes unter Wasserdruck (normalentreue Belastung) ausgeht.

Der Schachtausbau als *Verbundkonstruktion* führt zu relativ dünnwandigen Linern. Ist ein starrer, durchgehender



**Bild 4.** Belastung des inneren Schachtausbaus durch Asphalt-  
druck. 1 Liner; 2 Betonmantel; 3 Dichtmantel

Verbund mit dem Betonmantel gewährleistet, dann läßt sich der Stabilitätsnachweis wieder nach Gl. (1) führen. Im Regelfall wird jedoch eine elastische Schubsicherung an Einzelstellen der Verbundfuge realisiert – bei stählernen Linern durch Kopfbolzendübel und bei gußeisernen Linern durch Verrippung auf der Außenseite (Bilder 1 b, 2).

Auch die Frage, wie sich ein glatter, unverankerter Liner (Bild 1 a) unter Verbunddruck verhält, hat eine große praktische Bedeutung. Die im Schachtbau zulässige Verbundsicherung über Reibung ( $\mu = 0,5$ ) ohne Verbundmittel ist bei bestimmten Geometrien rechnerisch möglich. In solchen Fällen ist die Frage interessant, welche Mindestwanddicke  $t_L$  des Liners in Abhängigkeit von seinem Radius  $r_L$  zu fordern ist (Abschnitt 4.1).

Weiterhin ist der Fall des Liners mit elastischer Schub- und ggf. Zugsicherung näher zu betrachten (Abschnitt 4.2), wobei sowohl die Grenzlasten des Liners, als auch die Beanspruchung der Verankerungselemente von Interesse sind.

Bei einer Verbundkonstruktion wird der Flüssigkeitsdruck  $p_0$  in den vom Betonmantel zu übernehmenden Anteil  $p_B$  und in den auf den Liner wirkenden Verbunddruck  $p_L$  aufgeteilt. Die Belastungsgrößen  $p_B$  und  $p_L$  lassen sich mit Hilfe der Bedingung berechnen, daß die beiden Ringe die gleiche Radialverformung erhalten:

$$p_B = p_0 r_0 \frac{1}{\kappa_p r_L + r_B}$$

$$\text{mit } \kappa_p = \left(\frac{r_B}{r_L}\right)^2 \cdot \frac{E_L A_L}{E_B A_B} \quad (2a, b)$$

$$p_L = p_B \cdot \kappa_p$$

Der Liner ist im Betonmantel, dessen Biegesteifigkeit  $E_B I_B$  erheblich größer als die des Liners  $E_L I_L$  ist, spaltfrei gebettet. Wegen der Umfangsverkürzungen beider Ringe bei Laststeigerung folgt die Bettung im unterkritischen Bereich dem Liner. Es entsteht also vor dem Ausbeulen des Liners kein Spalt. Wie in der Literatur [7, 9] und [10] gezeigt, ist ein Beulen des Liners mit idealer Kreisform, der in einer starren Bettung ( $\beta = \infty$ ) ruht, nicht möglich. Zieht man dagegen Imperfektionen mit in Betracht, lassen sich Grenzwerte für die Linerbelastung  $p_L$  ermitteln.

Die folgenden Untersuchungen beruhen auf einer physikalisch linearen Theorie, d. h. sowohl für den Bettungs- als auch den Linerwerkstoff gilt die Elastizitätstheorie. Auf Anwendungsgrenzen linearen Werkstoffverhaltens wird im Abschn. 5.3 eingegangen.

## 2 Einordnung des Stabilitätsproblems

### 2.1 Grenzfälle Wasserdruck und Temperaturerhöhung

Die Kraftübertragung vom Betonmantel auf den Liner erfolgt durch radiale Kontaktdruckspannungen. Es liegt also ein Kontaktproblem vor, das Ähnlichkeiten mit dem *Beulproblem des gleichmäßig erwärmten Liners* [10] hat. Es ist auf einfache Weise möglich, die tatsächlich vorhandene Beulgefahr mittels einer Versuchseinrichtung zu demonstrieren: Ein Kunststoffzylinder wird in ein geschlitztes Stahlrohr eingelegt und dieses durch eine Blechmanschette zusammengezogen (Bild 5).

Ein weiterer Grenzfall für den vorliegenden Fall ist das *Wasserdruckproblem des starr ummantelten Liners*, wenn Wasserdruck an der Kontaktfläche zwischen Ummantelung und Liner ansetzt. Die Belastung bewirkt eine rotationssymmetrische Linerdruckkraft  $N_L$  und damit eine Umfangsver-

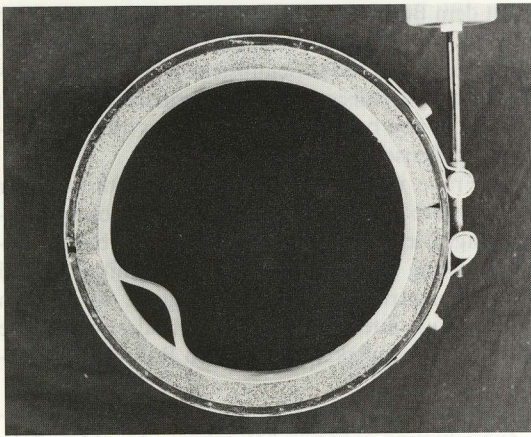


Bild 5. Versuch zum Temperaturbeulproblem nach [10]

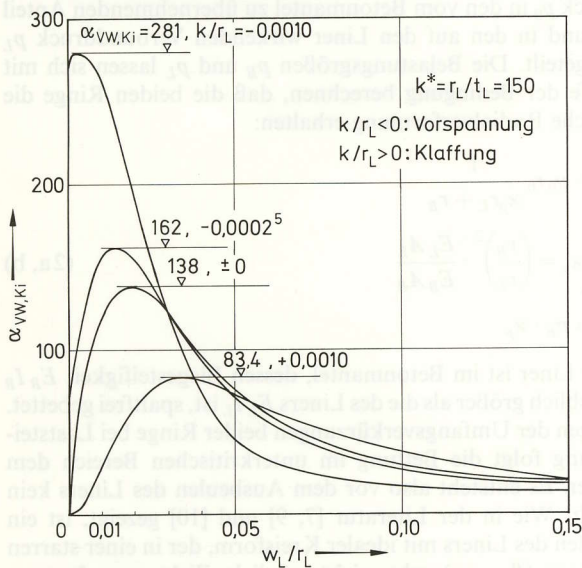


Bild 6. Last-Verschiebungskurven des Liners mit Vorspannung/Klaffung bei äußerem Wasserdruck

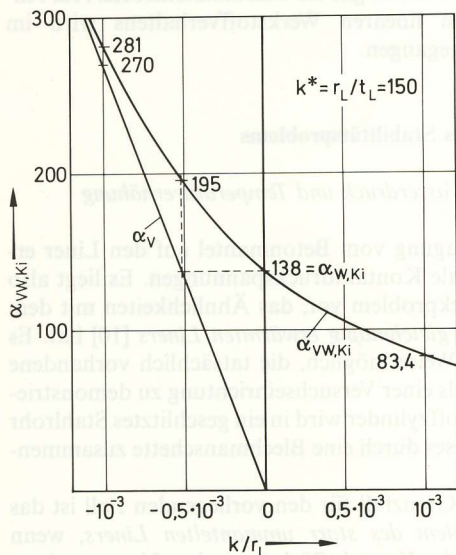


Bild 7. Kritische Lastparameter des Liners mit Vorspannung/Klaffung

kürzung des Liners. Dieser löst sich bereits im unterkritischen Zustand von der Ummantelung, es kommt zur bekannten Spaltbildung, die die kritische Belastung des Liners herabsetzt. Dies berechnet sich nach [9] und [12] zu

$$\alpha_{W,Ki} = p_{W,Ki} \frac{r_L^3}{E_L I_L} = 2,62 k^{*0,8} \quad (3)$$

Im vorliegenden Fall wirkt dagegen der Druck auf den äußeren Dichtmantel, d. h. der Betonmantel und der Liner werden gemeinsam ohne Bildung eines Spaltes zusammengedrückt. Das Wasserdruckproblem kann damit als untere, sichere Grenze für das Verbunddruckproblem angesehen werden.

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, aber auch der Sicherheit, ist daher ein statisches Konzept zu entwickeln, das den Besonderheiten der Verbundkonstruktion „Dichtmantel/Betonmantel/Liner“ gerecht wird.

### 2.2 Vorgespannte Liner

Im neueren Untersuchungen von Link [8] wird die Lastkombination „Klaffung  $k$  oder Vorspannung  $-k$ “ des Liners und „äußerer Wasserdruck“ betrachtet. Dabei wird anstelle des häufig verwendeten Verformungsansatzes

$$w = w_0 \cdot \cos^2 \frac{\pi \varphi}{2\varphi_1} \quad (4a)$$

(vgl. [12]) ein Polynomansatz

$$w = w_0 \cdot \left(1 - \frac{\varphi^2}{\varphi_1^2}\right)^{3,75} \quad (4b)$$

verwendet, durch den auch die Schnittgrößenfunktionen sehr gut angepaßt werden [11]. Das Ergebnis für den Liner mit  $k = 0$

$$\alpha_{W,Ki} = 2,505 k^{*0,8} \quad (5)$$

stimmt nahezu mit Gl. (3) überein (Differenz ca. 4%).

Für die Einordnung des hier behandelten Verbunddruckproblems werden die in [8] mitgeteilten Ableitungen so aufbereitet, daß die Last-Verschiebungskurven (Bild 6) und die kritischen Lastparameter  $\alpha_{VW,Ki}$  über  $k$  aufgetragen werden können (Bild 7).

Bei zunehmender Vorspannung des Liners ( $k < 0$ ) wächst  $\alpha_{VW,Ki}$  an. Der kritische Lastparameter  $\alpha_{VW,Ki}$  ist die Summe aus den Anteilen *Vorspannung*

$$\alpha_V = \frac{k}{r_L} \cdot 12 k^{*2} \quad (6)$$

und der dann noch vom Liner aufnehmbaren *Wasserdruckbelastung*  $\alpha_W$  (vgl. Bild 7). Für größere Vorspannungen  $\alpha_V$  ist die kritische Last nahezu erreicht, d. h. bereits sehr kleine Störungen des stark vorgespannten Liners durch hinzukommenden Wasserdruck führen zum Stabilitätsversagen.

Ein interessanter Vergleich ergibt sich, wenn die Vorspannung gleich dem kritischen Wasserdruck nach Gl. (5) gewählt wird. In Bild 7 ist dies der Wert  $\alpha_{W,Ki} = 138$  für  $k/r_L = 0$  und  $k^* = 150$ . Der Schnittpunkt der Horizontalen durch  $\alpha_{W,Ki}$  mit der Geraden  $\alpha_V$  liegt bei  $k/r_L = -0,512 \cdot 10^{-3}$ , über dem der Wert  $\alpha_{VW,Ki} = 195$  abgelesen wird. Dies ist der 1,41fache Wert von  $\alpha_{W,Ki}$ , wobei der Faktor 1,41 auch für  $k^*$ -Werte ungleich 150 gilt.

Für den Sonderfall *Vorspannung = kritischer äußerer Wasserdruck* ergibt sich damit der kritische Lastparameter zu

$$\alpha_{VW,Ki} = 1,41 \cdot 2,505 k^{*0,8} = 3,532 \cdot k^{*0,8} \quad (7)$$

Tabelle 1. Vergleich von Ergebnissen für das Beulen von Linern

Belastungsart Auswirkungen		Temperaturerhöhung Index T	Wasserdruck W	Vorspannung + Wasserdruck VW	Verbunddruck V
		1	2	3	4
1	Spaltbildung vor dem Beulen des Liners	nein	ja	1.Phase: nein 2.Phase: ja	nein
2	Lasteinwirkung nach dem Beulen	nein	ja	ja	ja
3	Imperfektionsempfindlichkeit	sehr groß	mittel	?	?
4	Last-Ver-schiebungskurve				
5	Durchschlagsparameter	$w_v = 0$ $\alpha_{TKi} > 6,72k^{*0,8}$ $w_v \neq 0$ ?	$\alpha_{WKi} = 2,62k^{*0,8}$ $< 2,62k^{*0,8}$	$\alpha_{VWKi} = 3,53k^{*0,8}$ ?	?
6	Literatur	Hain, Falter [10] Glock [12]	Glock [12] Falter [9] Link [11]	Link [11]	

Die Gl. (7) kann als grobe Näherung des Verbunddruckproblems betrachtet werden, da in beiden Fällen ein spaltfreier Grundzustand vorliegt. Im Unterschied zum Verbunddruckproblem wird der Beulvorgang dann durch hinzukommenden Wasserdruck eingeleitet. Die Gln. (5) und (7) gelten allerdings nur für den „perfekten“ Liner; es ist jedoch ein entscheidender Einfluß von Imperfektionen auf die kritischen Lasten zu erwarten.

2.3 Vergleiche mit dem Verbunddruckproblem

In Tabelle 1 und Bild 8 sind die bisher diskutierten Lösungen aus der Literatur zusammengestellt. Außerdem sind die Durchschlagslasten des Verbunddruckproblems  $\alpha_{V,D}$  eingetragen, die Ergebnis der vorliegenden Arbeit sind.

Die Tabelle 1 zeigt auf, daß das mechanische Verhalten von Linern bei unterschiedlichen Belastungen sehr verschieden und damit Analogieschlüsse und Angaben von Schranken für die Durchschlagslasten unter Verbunddruck kaum möglich sind.

Weiterhin ist vom Wasserdruckproblem bekannt, daß mit zunehmendem Radius-Wanddickenverhältnis die Vorverformungsempfindlichkeit zunimmt. Eine ähnliche Tendenz ist auch beim Verbunddruckproblem vorhanden (Bild 8).

3 Imperfektionen von Linern

Beim Verbunddruckproblem werden zwei verschiedene geometrische Imperfektionen des Liners betrachtet:

- a) örtlich begrenzte Störungen der Geometrie (Bild 9),
- b) Abweichungen vom Sollradius der Linersegmente, die beim Zusammenbau zu nach außen oder nach innen gerichteten Knicken führen (Bild 10).

Beide Formen können bei Linerkonstruktionen auftreten: Form a) eher bei dünnen Blechmänteln, Form b) bei aus steifen Segmenten zusammengesetzten Ringschüssen.

Die Größe der Imperfektionen bei Form a) wird durch die maximale Amplitude  $w_v$  ( $\varphi = 0^\circ$ ) festgelegt. Es werden

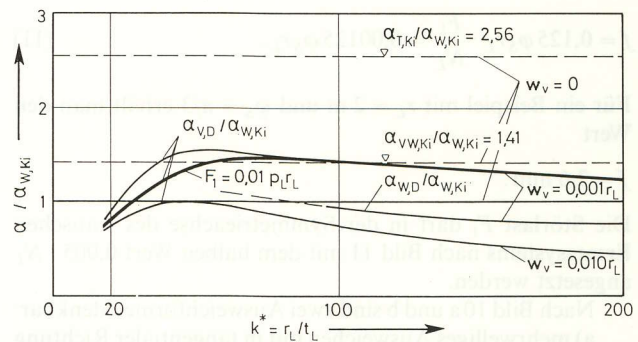


Bild 8. Vergleich der Durchschlagslasten des perfekten und des imperfekten Liners

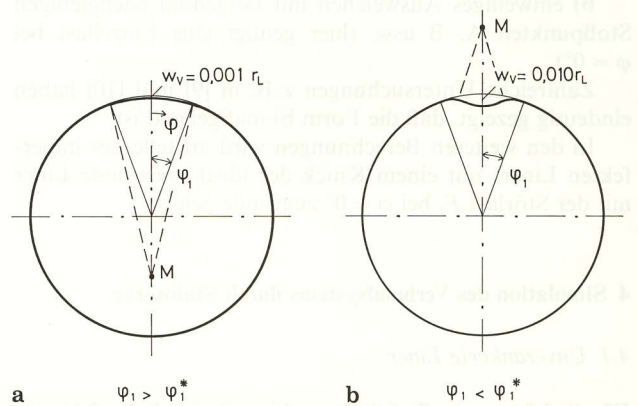


Bild 9 a und b. Örtliche geometrische Imperfektionen des Liners,  $w_v(\varphi)$  überhöht dargestellt

die Werte  $w_v = 0,001 r_L$  und  $0,010 r_L$  zugrunde gelegt. Der Verlauf der Vorverformung wird in Anlehnung an einschlägige Stabilitätsvorschriften [17] affin zur Knickbiegeline gewählt:

$$w_v = w_v(\varphi = 0^\circ) \cos^2\left(\frac{\pi \varphi}{2 \varphi_1}\right) \text{ mit } -\varphi_1 \leq \varphi \leq +\varphi_1 \quad (8)$$

Die vorverformte Geometrie des Liners ist in Bild 9 im Maßstab 10:1 überhöht dargestellt.

Die Angaben zu Form b) stützen sich auf Messungen an ausgeführten Schachtausbauten.

Aus den geometrischen Verhältnissen in einem geschraubten Stoß mit Winkelversatz läßt sich mit den folgenden Beziehungen eine Störlast im Stoß berechnen, die nach innen gerichtet ist (Bild 10):

Alle Linnersegmente der Länge  $\varphi_S r_L$  haben die gleichen Radiusabweichungen, wobei  $r_{L,ist} < r_{L,soll}$  angenommen wird (Bild 10 a). Die Linnersegmente stehen um  $\varphi_S/2$  versetzt übereinander, so daß die Abweichung  $f$  entweder direkt im Horizontalstoß meßbar oder durch die lichten Durchmesser im Mittel gegeben ist:

$$f \approx 0,5 (d_{max} - d_{min}) \tag{9}$$

Für den halben Knickwinkel  $\delta$  im Stoß ergibt sich dann

$$\tan \delta = \frac{4f}{\varphi_S r_L} \approx \delta$$

und aus dem Gleichgewicht der Kräfte  $N_L$  und  $F_1$

$$F_1 = N_L 2\delta = 8 N_L \frac{f}{\varphi_S r_L} \tag{10}$$

Die im folgenden verwendete Störlast von  $F_1 = 0,01 \cdot N_L$  entspricht damit einer Abweichung

$$f = 0,125 \varphi_S r_L \cdot \frac{F_1}{N_L} = 0,00125 \varphi_S r_L \tag{11}$$

Für ein Beispiel mit  $r_L = 2$  m und  $\varphi_S = \pi/3$  erhält man den Wert

$$f = 2,6 \text{ mm.}$$

Die Störlast  $F_1$  darf in der Symmetrieachse des statischen Ersatzsystems nach Bild 11 mit dem halben Wert  $0,005 \cdot N_L$  angesetzt werden.

Nach Bild 10 a und b sind zwei Ausweichformen denkbar:

a) mehrwelliges Ausweichen mit in tangentialer Richtung unverschieblichen Stoßpunkten A, B usw. (hierzu gehören entsprechend viele Störlasten in den Knickpunkten),

b) einwelliges Ausweichen mit tangential nachgiebigen Stoßpunkten A, B usw. (hier genügt eine Einzellast bei  $\varphi = 0^\circ$ ).

Zahlreiche Untersuchungen z. B. in [9] und [10] haben eindeutig gezeigt, daß die Form b) maßgebend ist.

In den weiteren Berechnungen wird anstelle des imperfekten Liners mit einem Knick der ideal kreisrunde Liner mit der Störlast  $F_1$  bei  $\varphi = 0^\circ$  zugrunde gelegt.

#### 4 Simulation des Verbundsystems durch Stabwerke

##### 4.1 Unverankerte Liner

Für die Lösung des Stabilitätsproblems hat sich das folgende statische System als geeignet erwiesen: Es besteht aus einem Doppelring der Höhe 1 für den Liner und den Betonmantel mit dazwischenliegenden Verbindungsstäben, die im Bereich der einspringenden Beule eine sehr kleine, im übrigen Bereich eine große Dehnsteifigkeit erhalten (Bild 11). Die Imperfektion a) nach Bild 9 wird dabei in die Geometrie eingearbeitet, für b) nach Bild 10 b wird eine Störlast angesetzt. Die auf den Dichtmantel wirkende Belastung  $p_0$  wird auf den äußeren und inneren Ring entsprechend dem Verhältnis der Dehnsteifigkeit  $E_B A_B$  und  $E_L A_L$  nach Gl. (2) aufgeteilt.

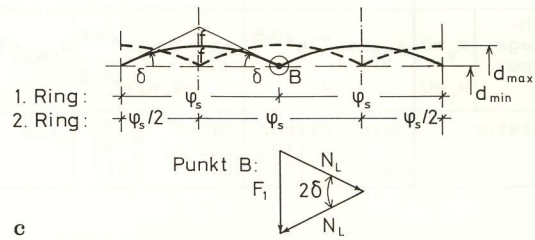
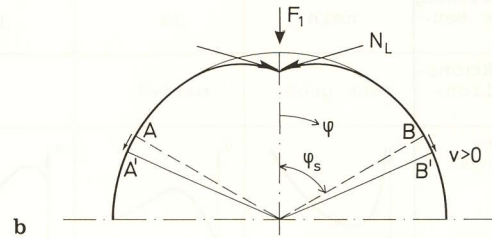
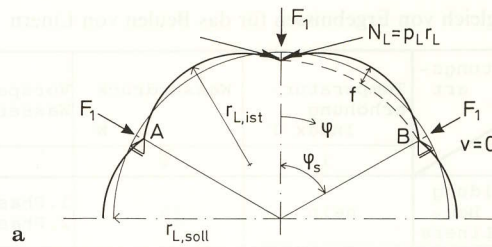


Bild 10 a-c. Umrechnung der Radiusabweichungen bei Linnersegmenten in Störlasten  $F_1$

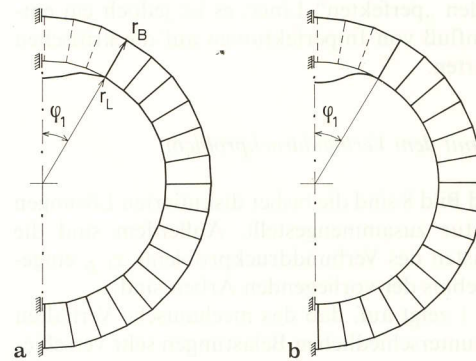


Bild 11 a und b. Statische System für das Verbunddruckproblem. a gerade Elemente; b gekrümmte Elemente

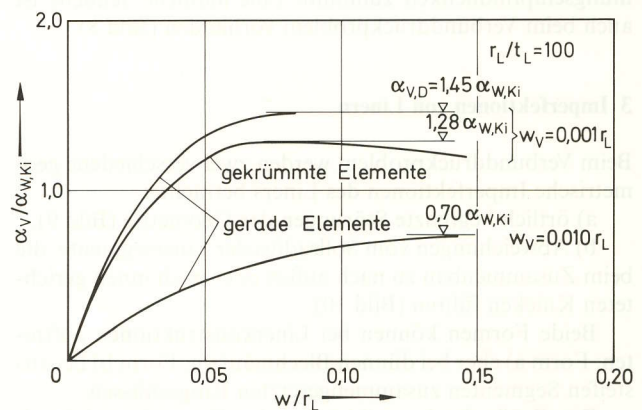


Bild 12. Verbunddruckproblem: Last-Verschiebungskurven

Das damit beschriebene System aus geraden Stabelementen (Bild 11 a) kann mit einem Standardprogramm für ebene Stabwerke nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung [13] berechnet werden.

Wird die äußere Belastung des Systems stufenweise gesteigert, so ist nach Bild 12 der Stabilitätsverlust aus einem Abflachen der Last-Verschiebungskurve zu erkennen. Die Maximalwerte dieser Kurven werden in Diagramme über dem Radius-Wanddickenverhältnis  $k^*$  des Liners eingetragen und stehen damit für Stabilitätsnachweise zur Verfügung (Bild 8).

Zur Absicherung des Rechenverfahrens dienen eine Reihe von Kontrollrechnungen:

1. Berechnung mit einem FEM-Paket [14], das gekrümmte Stabelemente für den Liner zuläßt (Bild 11 b). Die Durchschlagslasten liegen etwa 10% unter den Werten des Polygonsystems, letzteres verhält sich also etwas steifer.

2. Nachrechnung der Werte des Wasserdruckproblems, für das die analytischen Ergebnisse des perfekten Liners nach Gl. (5) zum Vergleich herangezogen werden.

Die Maximalwerte der Last-Verschiebungskurven nach Bild 12 sind für eine große Zahl von verschiedenen Systemen im Bild 8 zusammengefaßt. Hierbei werden beide Imperfektionskonzepte berücksichtigt. Es zeigt sich, daß die Fälle a) mit  $w_v = 0,001 r_L$  und b) mit  $F_1 = 0,01 p_L r_L$  vergleichbare Werte für die Durchschlagslasten des Liners ergeben.

Wird dagegen die geometrische Imperfektion um den Faktor 10 erhöht ( $w_v = 0,01 r_L$ ), so fallen die Werte für  $\alpha_{V,D}$  stark ab und nähern sich denjenigen des Wasserdruckproblems  $\alpha_{W,D}$ . Dies läßt sich mit Hilfe von Bild 9 wie folgt erklären: unterschreitet der Winkel des ungebetteten Bereichs  $\varphi_1$  einen von der Vorbeultiefe  $w_v$  abhängigen Grenzwinkel  $\varphi_1^*$ , so verhält sich der Liner unter Verbunddruck wie ein Liner unter Wasserdruck. Bei  $\varphi_1 < \varphi_1^*$  liegt der Mittelpunkt des resultierenden Krümmungsradius außerhalb des Linerkreises, d. h. die Vorbeule hat eine zur idealen Kreisform entgegengesetzte Krümmung (Bild 9 b). Bei Erhöhung der Radialkräfte im Liner wird dieser von der Ummantelung weg nach innen gedrückt, die Durchschlagsparameter  $\alpha_{V,D}$  sind entsprechend stark reduziert.

Bei  $w_v = 0,001 r_L$  liegt der Grenzwinkel  $\varphi_1^*$  bei  $k^* \approx 500$ , bei  $w_v = 0,01 r_L$  dagegen schon bei  $k^* \approx 130$ , was die niedrigen Werte für  $\alpha_{V,D}$  bei  $k^* > 130$  erklärt.

Ähnliche Phänomene des Stabilitätsverlustes bei örtlich sehr begrenzten, aber großen geometrischen Vorbeulen wurden z. B. in [15] bei entsprechenden Versuchen („Draht zwischen Bettung und Liner“) beobachtet. Im Schachtbau müssen solche Vorbeulen unbedingt vermieden werden.

#### 4.2 Verankerte Liner

Zur Erhöhung der Durchschlagslasten des Liners, aber auch aus fertigungstechnischen Gründen, werden in der Praxis auf der Außenseite gerippte und ggf. mit Pratzten versehene Linersegmente eingesetzt. Diese sind durchaus den aus früheren Schachtbauten bekannten Tübbings vergleichbar, haben jedoch andere statische Aufgaben.

Verdübelung und Rückverankerung (Pratzten) können auf einfache Weise in das statische System eingebaut werden. Die im Bereich der Verankerung liegenden Stützstäbe erhalten entsprechende Werte für die Biege- und Dehnsteifigkeit (Bild 13).

Bei der Durchführung der Durchschlagsberechnung sind hier zwei Fälle zu betrachten:

I) Einspringen der nur elastisch durch einen Federstab (Fläche  $A_p$ ) gehaltenen Stoßstelle im First des Systems ( $\varphi = 0^\circ$ ) – die Störlast  $F_1$  ist bei  $\varphi = 0^\circ$  anzusetzen.

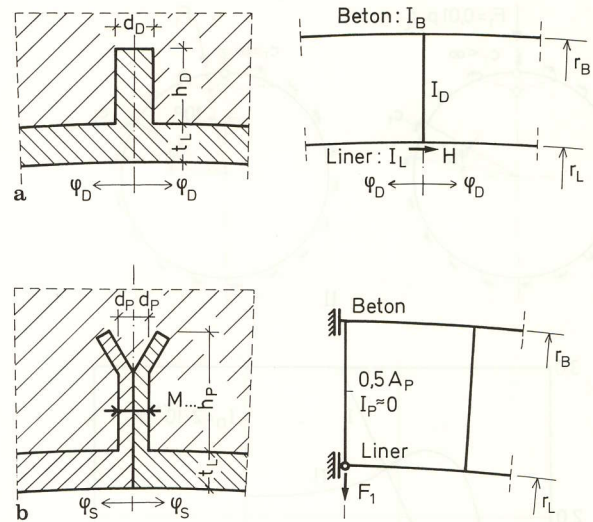


Bild 13 a und b. Simulation von a Dübeln und b Pratzten im statischen System für das Verbunddruckproblem

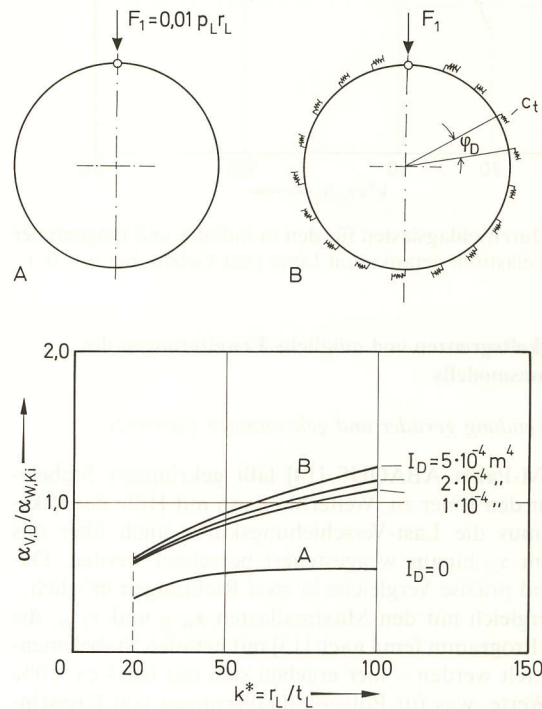
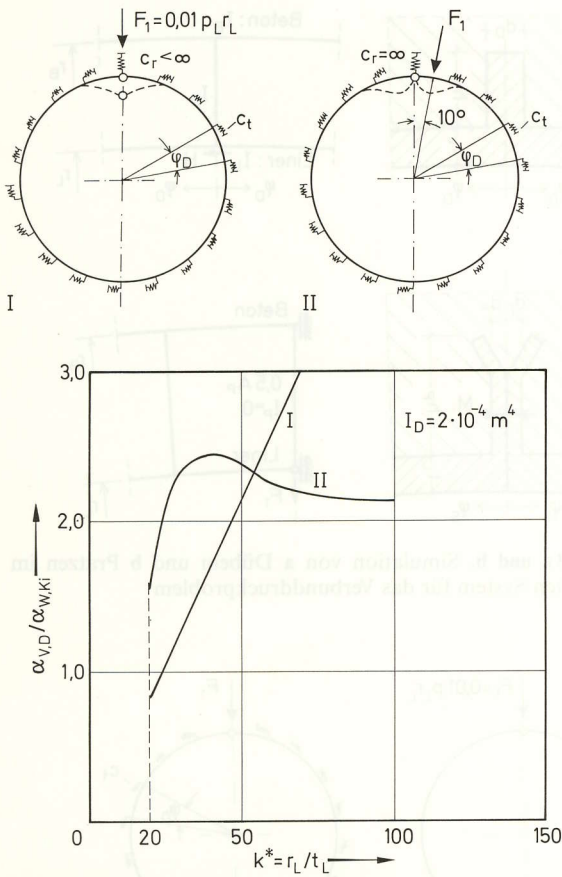


Bild 14. Durchschlagslasten für den in tangentialer Richtung elastisch verankerten Liner (mit Gelenk bei  $\varphi = 0^\circ$ )

II) Einspringen einer Beule neben dem radial starr verankerten Firstbereich (z. B.  $\varphi = 10^\circ$ ) – die Störlast  $F_1$  ist nun z. B. beim zweiten Stützstab radial nach innen gerichtet anzusetzen.

Für die Federwerte der Schubdübel ( $I_D$ ) und der Zugpratzten ( $A_p$ ) sind in [16] Näherungsformeln angegeben, die als grobe Anhaltswerte zu verstehen sind. In Bild 14 sind einige Berechnungen für verschiedene Parameter  $I_D$  und  $k^*$  wiedergegeben.

Es zeigt sich, daß in bestimmten Bereichen von  $k^*$  die Beulfigur I, in anderen dagegen Figur II maßgebend wird. Hier sind auf der sicheren Seite liegende Schätzungen für die Federsteifigkeit  $I_D$  und  $A_p$  ratsam.



**Bild 15.** Durchschlagslasten für den in radialer und tangentialer Richtung elastisch verankerten Liner (mit Gelenk bei  $\varphi = 0^\circ$ )

**5 Gültigkeitsgrenzen und mögliche Erweiterungen des Simulationsmodells**

*5.1 Verwendung gerader und gekrümmter Elemente*

Das FEM-Paket ABAQUS [14] läßt gekrümmte Stabelemente für den Liner zu. Weiterhin kann mit Hilfe des Riks-Algorithmus die Last-Verschiebungskurve auch über das Maximum  $\alpha_D$  hinaus weggesteuert berechnet werden. Dadurch sind präzise Vergleiche in zwei Richtungen möglich:

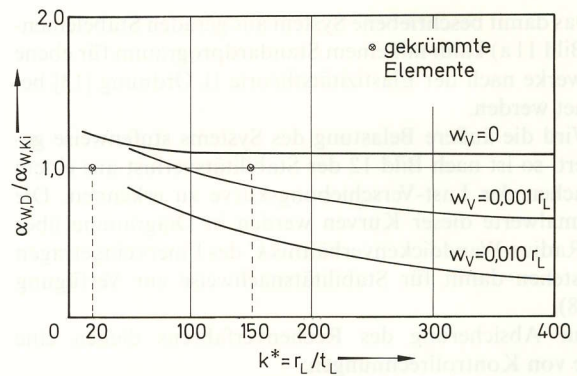
a) Vergleich mit den Maximallasten  $\alpha_{W,D}$  und  $\alpha_{V,D}$ , die mit dem Programm fem3 nach [13] mit geraden Stabelementen ermittelt werden – hier ergeben sich mit fem3 ca. 10% höhere Werte, was für Polygonalnäherungen von Kreisringen üblich und in der Literatur bekannt ist.

b) Vergleich mit den Durchschlagslasten  $\alpha_{W,D}$  des Wasserdruckproblems nach [9, 11 und 12] – hier ergibt sich mit dem Programm ABAQUS eine exakte Übereinstimmung für die untersuchten Fälle  $k^* = 20$  und  $150$  (Bild 16,  $w_v = 0$ ).

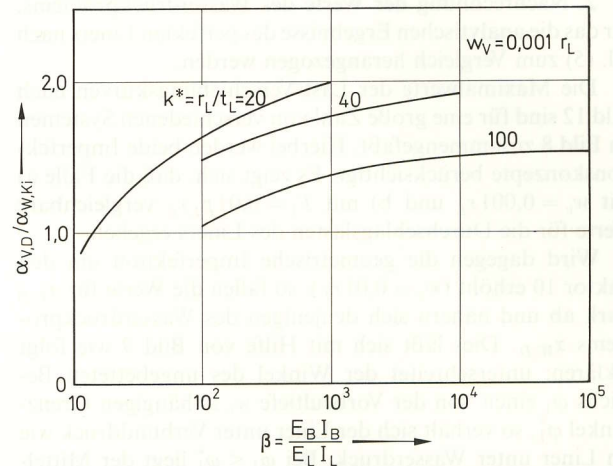
Eine Simulation des Linerproblems mit dem Stabsystem nach Bild 11a liefert demnach hinreichend genaue Ergebnisse. Mit einem Standardprogramm für allgemeine Stabwerke nach Theorie II. Ordnung können sehr kostengünstig große Parameterbereiche durchgerechnet werden, wogegen Berechnungen mit [14] im Rahmen des Forschungsvorhabens auf Testläufe zur Absicherung der Resultate beschränkt bleiben mußten.

*5.2 Grenzwert für starre Ummantelung*

Bei relativ dickwandigen Linern kann der Betonmantel nicht als unendlich biegesteif angesehen werden. Er wird sich unter



**Bild 16.** Durchschlagslasten des Liners beim Wasserdruckproblem (ohne und mit geometrischen, örtlich begrenzten Imperfektionen)



**Bild 17.** Einfluß der Mantelsteifigkeit auf die Durchschlagslasten beim Verbunddruckproblem (geometrische Imperfektionen)

der Wirkung der dann erheblichen Stützkkräfte des Liners ebenfalls verformen, die Durchschlagslast des Liners wird absinken. Die Ergebnisse aus dem Wasserdruckproblem bieten in diesem Bereich keine Vergleichsgrundlage mehr, da diese stets auf starrer Bettung beruhen.

Die für das Verbunddruckproblem entwickelten Systeme erlauben dagegen auf einfache Weise eine Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Ummantelung durch Einführung des Parameters

$$\beta = \frac{E_B I_B}{E_L I_L} \tag{12}$$

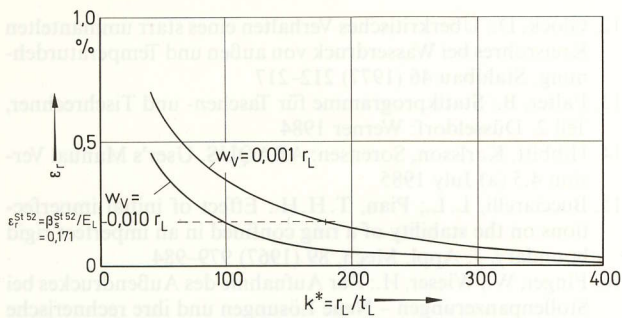
Bild 17 zeigt die bezogenen Durchschlagslasten  $\alpha_{V,D} / \alpha_{W,KI}$  über  $\beta$  aufgetragen: Bei horizontalem Verlauf der Kurven kann von starrer Ummantelung gesprochen werden.

Mit Hilfe dieser Ergebnisse läßt sich auch die Unnachgiebigkeit des Bettungszyinders in [18] überprüfen: Für das von Link gewählte Beispiel aus dem Salzbergbau mit  $r_L / t_L = 80$  und  $\beta = 460$  zeigt sich nach Bild 17, daß hier tatsächlich die Bettung als nahezu starr betrachtet werden darf, was auch Link nach elastischer Verformungsberechnung des Bettungszyinders feststellt.

*5.3 Plastische Verformungen*

In Bild 18 sind die Randdehnungen  $\epsilon_r$  des Liners kurz vor Erreichen der Durchschlagslasten (hier willkürlich bei  $0,8 \cdot \alpha_{V,D}$ ) über  $k^*$  aufgetragen. Damit läßt sich die Gültig-





**Bild 18.** Randdehnungen bei Erreichen von 80% der Durchschlagslasten des Verbunddruckproblems (geometrische Imperfektionen)

keitsgrenze für die physikalisch lineare Berechnung des Liners abschätzen. Wird die Proportionalitätsgrenze des Materials (0,171% bei St 52) als horizontale Grenzlinie eingetragen, ergibt sich nach Bild 18, daß für  $w_v = 0,001 r_L$  und  $k^* < 180$  und für  $w_v = 0,010 r_L$  und  $k^* < 100$  physikalisch nichtlinear gerechnet werden sollte.

Solche Traglastberechnungen sind mit [14] prinzipiell ohne weiteres möglich, z. B. durch Vorgabe eines polygonalen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramms für das Linermaterial. Es sollte dabei jedoch beachtet werden, daß auch der Betonmantel nichtlinearen Werkstoffgesetzen unterliegt. Eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist wegen der dann stark zunehmenden Zahl der Parameter des Verbunddruckproblems kaum noch gegeben – daher wird im Rahmen dieser Veröffentlichung auf eine weitergehende Darstellung der durchgeführten Traglastberechnungen verzichtet.

## 6 Folgerungen für die Berechnung von Schachtausbauten

### 6.1 Wasserdruckproblem

In [6] wird der Stabilitätsnachweis für den innen liegenden, nicht verankerten Dichtmantel behandelt, auf den der Wasserdruck wirkt. Ist eine Spaltbildung möglich (d. h. der Betonmantel erfährt im wesentlichen keine Umfangsverkürzungen), sollte der Nachweis gegen Durchschlagen nach Bild 16 geführt werden.

Als Imperfektionen sollten auf der sicheren Seite entsprechend [19] Abschnitt 5.2.1 örtlich begrenzte Vorbeulen mit der Maximalordinate  $w_v = 0,010 r_L$  angesetzt werden. Kleinere Werte sind möglich, wenn diese durch das gewählte Bauverfahren und durch Messungen während der Montage vom Auftragnehmer gewährleistet werden können.

Zugverankerte Liner können durch Abwandlung des statischen Systems (Bild 13) nachgewiesen werden.

### 6.2 Verbunddruckproblem

Der Stabilitätsnachweis für den innenliegenden, glattwandigen und nicht verankerten Liner kann mit den Durchschlagslasten aus Bild 8 geführt werden. Für die Imperfektionen gilt das im Abschn. 6.1 gesagte, für die linear elastische Berechnung Bild 18.

Für aus steifen Segmenten zusammengesetzte Ringe können Imperfektionen nach Bild 10 angesetzt werden, die sich mit Gl. (10) in Störlasten  $F_1$  umrechnen lassen.

Tangential und radial verankerte Liner können durch Abwandlung des statischen Systems (Bilder 11, 13) nachgewiesen werden. Für einige ausgewählte Verankerungssteifigkeiten sind Abschätzungen nach Bild 14 und 15 möglich.

Für die Verankerungselemente gelten die Nachweise

$$D_{sB}/\text{vorh } D_s^{\text{II.O.}} \geq 1 \quad (13a)$$

für die Verdübelung des Liners (Rippen oder Kopfbolzendübel) und

$$D_{zB}/\text{vorh } D_z^{\text{II.O.}} \geq 1 \quad (13b)$$

für die Zugverankerung (Pratzen). Hierin sind die Größen  $\text{vorh } D_s^{\text{II.O.}}$  und  $\text{vorh } D_z^{\text{II.O.}}$  die unter  $\gamma$ -fachen Gebrauchslasten nach Elastizitätstheorie II. Ordnung ermittelten Schnittgrößen der entsprechenden Stützstäbe des Systems.

Die Größen  $D_{sB}$  und  $D_{zB}$  sind die Bruchlasten der Verankerungselemente gegen Schub- und Zugversagen, die aus Versuchen oder aus Abschätzungen z. B. nach [16] zu ermitteln sind.

## 7 Zusammenfassung

Wie in allen anderen Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus werden auch im Schachtbau EDV-Methoden zum Nachweis der Standsicherheit verwendet [20]. Für das hier behandelte Verbunddruckproblem bei Linern im Gleitschachtbau werden einerseits Abschätzungen mit Hilfe der Lösungen für vergleichbare Belastungsarten (Wasserdruck, Temperaturerhöhung, Vorspannung) vorgenommen, andererseits mittels eines speziell entwickelten Stabwerkmodells elastische Grenzlasten ermittelt.

Die Simulation des Liner-/Betonmantelsystems durch ein Stabwerk und die Berechnung durch übliche FEM-Programme bietet die folgenden Möglichkeiten:

- Ansatz verschiedener Imperfektionen,
- Berücksichtigung von Verrippungen und Zugverankerungen,
- Beurteilung des Grenzwertes der Betonmantelsteifigkeit für „starre Bettung“,
- Berücksichtigung nichtlinearer Werkstoffgesetze.

Andererseits ermöglichen die in [8–12] verwendeten Methoden (Formulierung der Differentialgleichungen des Problems und deren exakte bzw. genäherte Lösung) eine Eingrenzung der Ergebnisse und damit eine sichere mechanische Deutung der zusätzlich auftretenden Phänomene, wie z. B. die Vorverformungsempfindlichkeit, der Einfluß der Lastaufbringung auf den Liner, die Spaltbildung und der Einfluß der Längskraftverformungen.

Als Ergebnisse werden die Durchschlagsparameter  $\alpha_D$  in Abhängigkeit vom Radius-Wanddickenverhältnis  $k^*$  und der Vorbeultiefe  $w_v$  dargestellt.

## Danksagungen

Die Autoren danken für die finanzielle Unterstützung der Untersuchungen durch die Bergbau-Forschung GmbH, Essen, die Buderus AG, Wetzlar und den Minister für Forschung und Technologie (Vorhaben 03.E-6118-E).

Frau Dipl.-Ing. Overfeld, Fachhochschule Münster, gilt der Dank für die Durchführung der umfangreichen elektronischen Berechnungen und Herrn Dipl.-Ing. Sanchez, CDC GmbH Düsseldorf, für die Unterstützung der Berechnungen mit dem Programm ABAQUS.

## Literatur

1. Klein, J. (Hrsg.): Handbuch des Gefrierschachtbaus im Bergbau. Glückauf-Betriebsbücher Bd. 31. Essen: Glückauf 1985
2. Kampschulte, R. M.; Lehmann, W.; Link, H.: Das Abteufen und Ausbauen der Gefrierschächte Wulfen 1 und 2, S. 1473–1495. Essen: Glückauf 1964

3. Lütgendorf, H.O.: Der wasserdichte gleitende Stahlbetonringausbau des Gefrierschachtes Auguste Victoria 8, S. 553–560. Essen: Glückauf 1967
4. Bittner, F.: Die Fertigstellung des Gefrierschachtes Voerde, S. 1423–1428. Essen: Glückauf 1985
5. Klein, J.; Reimann, F.: Schachtausbau aus Gußeisen mit Kugelgraphit, S. 1693–1696. Essen: Glückauf 1985
6. Steinkohlenbergbauverein (Hrsg.): Richtlinien zur Berechnung von Schachtauskleidungen in nicht standfestem Gebirge. 3. Aufl. Essen: Glückauf 1985
7. Mettler, E.: Eine Bemerkung zur Frage des Beulens ummantelter Schalen. Bauingenieur 38 (1963) 309–311
8. Link, H.: Der kritische Außenwasserdruck des starr gebetteten Kreisrohres bei einer Klaffung zwischen Rohr und Bettung. Kali und Steinsalz 9 (1987) 345–348
9. Falter, B.: Grenzlasten von einseitig elastisch gebetteten kreiszylindrischen Konstruktionen. Bauingenieur 55 (1980) 381–390
10. Hain, H.; Falter, B.: Zum Stabilitätsproblem des starr oder elastisch gebetteten Kreisringes infolge gleichmäßiger Temperaturerhöhung. Pflüger-Festschrift, TU Hannover 1977
11. Link, H.: Die Stabilitätsgrenze des starr ummantelten Kreisrohres unter äußerer Wasserdruckbelastung. Stahlbau 55 (1986) 201–204
12. Glock, D.: Überkritisches Verhalten eines starr ummantelten Kreisrohres bei Wasserdruck von außen und Temperaturdehnung. Stahlbau 46 (1977) 212–217
13. Falter, B.: Statikprogramme für Taschen- und Tischrechner, Teil 2. Düsseldorf: Werner 1984
14. Hibbitt, Karlsson, Sorensen: ABAQUS, User's Manual Version 4.5 (a) July 1985
15. Bucciarelli, L. L.; Pian, T. H. H.: Effect of initial imperfections on the stability of a ring confined in an imperfect rigid boundary. J. Appl. Mech. 89 (1967) 979–984
16. Finger, W.; Wieser, H.: Zur Aufnahme des Außendruckes bei Stollenpanzerungen – Neue Lösungen und ihre rechnerische Erfassung. Bauingenieur 55 (1980) 241–251
17. DIN 18800, Teil 2: Stahlbauten Stabilitätsfälle. Knicken von Stäben und Stabwerken. Entwurf Dez. 1980. Berlin: Beuth 1980
18. Link, H.: Zur Bemessung dünnwandiger Vorbausäulen in Tübbingschächten. Glückauf-Forschungshefte 47 (1986) 244–251
19. Duddeck, H. u. a.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980). Bautechnik 57 (1980) 349–356
20. Beckmann, D.; Gärtner, D.; Klein, J.; Weiß, U.: EDV im Schachtbau. S. 132–141. Essen: Glückauf 1987

**Kurze Technische Berichte**

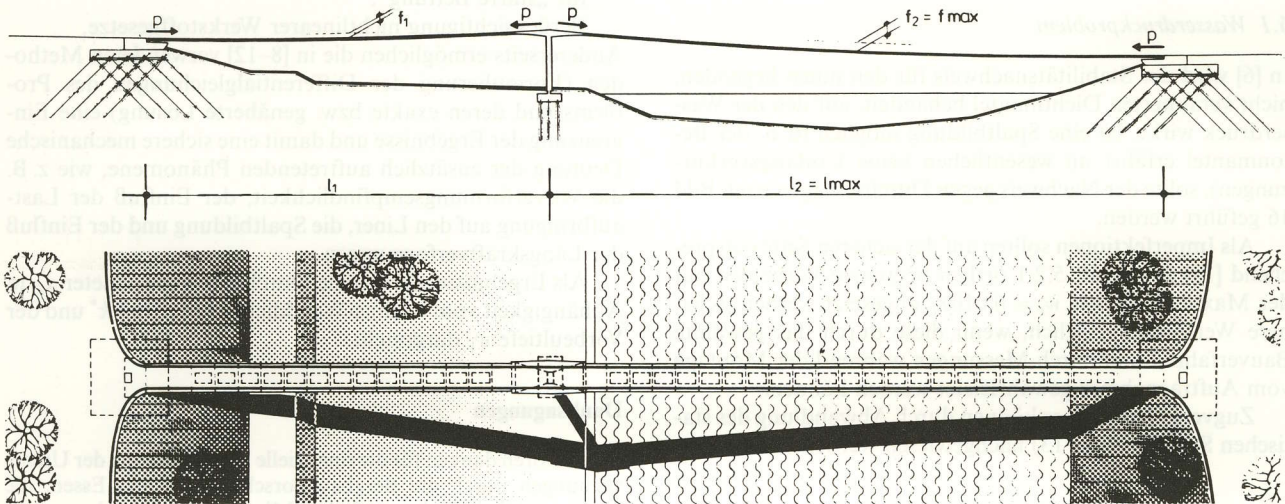
**Spannband-Fußgängerbrücken aus Fertigteilen**

In der Tschechoslowakei wurden in den letzten Jahren mehrere Fußgängerbrücken als Spannband-Konstruktionen mit Fertigteilen ausgeführt. In den Bildern 1 und 2 sind in Systemskizzen die wesentlichen und typischen Merkmale dieser eleganten Konstruktion dargestellt. Auf ein Lehrgerüst kann verzichtet werden, da die einzelnen Fertigteile (Länge 3 m, Breite 3,8 m, Dicke 0,3 m, Bild 2) vom Ufer aus auf den vorab montierten Tragka-

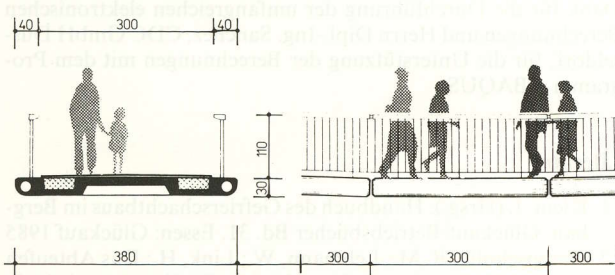
beln in die endgültige Lage verschoben werden. Anschließend werden die Fertigteile monolithisch durch einen nachträglichen Ortbetonvergüß verbunden und das Spannband zur Versteifung des Systems vorgespannt.

Bild 3 zeigt eine dieser Spannbandbrücken über die Moldau in Prag mit Spannweiten von 85,5 m, 96,0 m und 67,5 m.

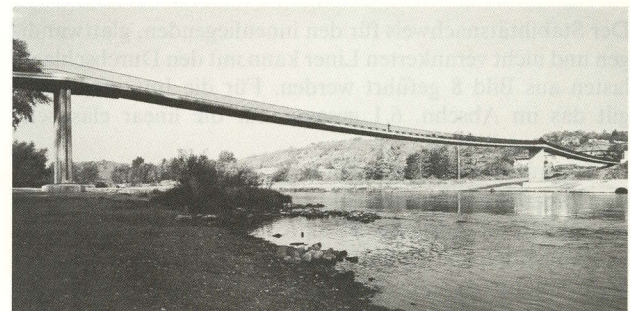
W. Streit, München



**Bild 1.** Typischer Längsschnitt und Grundriß



**Bild 2.** Querschnitt und Detailansicht



**Bild 3.** Spannbandbrücke über die Moldau in Prag