

Statische Wirkungsweise und Verbundverhalten der Spritzbetonschichten des einschaligen Tunnelbaues

STATICAL BEHAVIOR AND BOND PERFORMANCE OF THE LAYERS OF A SINGLE PERMANENT SHOTCRETE TUNNEL LINING

**O. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Herbert Kupfer, TU-München,
Dr.-Ing. Helmut Kupfer, Beratender Ingenieur München.**

Bei der einschaligen Spritzbetonbauweise besteht die Tunnelschale im wesentlichen aus zwei bis drei Spritzbetonschichten unterschiedlichen Alters. Der Altersunterschied zwischen Außen- und Innenschicht beträgt bis zu einem Jahr. Daher ist einerseits die Zugfestigkeit in radialer Richtung an den Übergängen von Schicht zu Schicht gegenüber der Zugfestigkeit innerhalb der Schichten geschwächt. Andererseits führt das Mehrschwinden der Innenschicht und das Abfließen ihrer Hydratationswärme zu Radialzugspannungen. Auch entstehen Zugspannungen infolge Porenwasserdruck.

Es wird gezeigt, daß die Radialzugspannungen an den Schichtübergängen klein bleiben und im Endzustand verschwinden. Daher kann bei der Berechnung der tangentialen Spannungen bzw. tangentialen Schnittkräfte M , N , Q von einer einheitlichen Schale, die mit dem Baugrund zusammenwirkt, ausgegangen werden. Auch die maximalen Schubspannungen in der Arbeitsfuge zwischen Außen- und Innenschicht bleiben in der Regel verhältnismäßig klein. Nur in sehr ungünstigen Fällen - wenn beispielsweise die Tunnelüberdeckung durch Baugruben stark verringert wird - können die Schubspannungen Werte erreichen, die eine Schubbewehrung erfordern.

Der Sicherheitsbeiwert ergibt sich nach der Zuverlässigkeitstheorie unter Zugrundelegung eines für diesen Fall ausreichenden Sicherheitsindex von $\beta = 2,5$ und unter Berücksichtigung eines verhältnismäßig großen Variationskoeffizienten für die Schubfestigkeit der Fuge von $V_R = 35 \%$ zu $\gamma_c = 1,25$. Der Sicherheitsindex ergibt sich aus der Überlegung, daß ein Aufgehen der Arbeitsfuge zwischen Außenschicht und Innenschicht keinen Bruch der Tunnelschale, sondern lediglich eine Vergrößerung der Wasserdurchlässigkeit zur Folge haben kann.

Die erreichbaren charakteristischen Haftzugfestigkeiten β_{hfc} bzw. Schubfestigkeiten τ_{ofc} der Fuge sind so groß, daß sie für die Bemessung nicht maßgebend werden, wenn die Bemessung auf Schub für die gesamte Schalendicke nach DIN 1045 (ohne Inanspruchnahme der für Längsdruck angegebenen Vergünstigungen) oder nach EC 2 durchgeführt wird. Bei B 35 ist diese Bedingung beispielsweise erfüllt, wenn die 5 %-Fraktile der Schubfestigkeit, also der Wert τ_{ofc} mindestens $1,0 \text{ MN/m}^2$ oder die 5 %-Fraktile der Haftzugfestigkeit, also der Wert β_{hfc} mindestens den Wert $0,8 \text{ MN/m}^2$ erreicht.

With the single permanent shotcrete lining method, the tunnel lining essentially consists of two or three shotcrete layers of different age. The outer and inner layer differ up to twelve months in age. As a result, the tensile radial strength at the interfaces is lower than the tensile strength within the individual layers. On the other hand, additional shrinkage of the inner layer and transmission of its hydration heat lead to tensile radial stresses. Tensile stresses also occur as a result of pore water pressure.

It is demonstrated that the tensile radial stresses at the interfaces remain insignificant and disappear in the final state. The calculation of the tangential stresses and the tangential forces M (moment), N (normal force), Q (shear force) can therefore be based on a uniform lining, with the lining and the ground interacting. The maximum shear stresses in the construction joint between the outer and inner layer generally also remain relatively insignificant. Only under extremely unfavorable conditions - e. g. substantially reduced cover because of building pits - the shear stresses may reach a level requiring shear reinforcement.

The safety factor is determined according to the reliability theory taking account of a safety index $\beta = 2.5$ and a relatively large variation coefficient for the shear strength of the joint of $V_R = 35 \%$ to $\gamma_c = 1.25$. The safety index is based on the assumption that the opening of the construction joint between outer and inner layer does not cause the

failure of the tunnel lining but only leads to greater water permeability.

The attainable characteristic adhesive strength β_{hfc} and shear strength τ_{ofc} of the joint are so large that they are not relevant to the structural design if the calculation of shear for the entire thickness of the lining is effected either according to DIN 1045 (without taking account of the allowances indicated for longitudinal pressure) or according to EC 2. In the case of B 35 for example, this requirement is met if the 5 %-fractile of the shear strength, i. e. the value τ_{ofc} is at least 1.0 MN/m^2 or the 5 %-fractile of the adhesive strength β_{hfc} is at least 0.8 MN/m^2 .

1. Aufgabenstellung

Ein einschaliger Tunnelausbau aus Spritzbeton in Lockergestein oder Mergel im Grundwasser liegend, sei hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit zu beurteilen. Die Spritzbetonschale bestehe dabei im wesentlichen aus zwei Schichten, deren Altersunterschied bis zu einem Jahr beträgt. Die Innenschicht kann nochmals in zwei Schichten geringen Altersunterschiedes aufgeteilt sein. Die Oberfläche der ersten Spritzbetonschicht wird unmittelbar vor dem Spritzen der Innenschicht mittels Hochdruckwasserstrahl von öligen Rückständen aus dem Dieselbetrieb und anderen Verunreinigungen befreit. Auf eine Verbundbewehrung, die beide Schichten verbindet, wird aufgrund der in /1/ mitgeteilten Erfahrungen verzichtet. In der Außenschicht und erforderlichenfalls auch in der Innenschicht wird jeweils eine einlagige Ring- und Längsbewehrung in Form von Betonstahlmatten angeordnet. Die Tunnelbögen werden in der äußeren Schicht eingespritzt. Querfugen werden nicht vorgesehen. Im Sohlenbereich kann auch eine Ortbetoninnenschale angeordnet sein, die an die Innenschicht der Spritzbetonschale unterhalb der Ulmen anschließt.

2. Beanspruchung der Arbeitsfuge zwischen den Spritzbetonschichten der Tunnelschale

2.1 Radiale Spannungen σ_{rf} in der Fuge

2.1.1 Lastfall Schwinden ϵ_s und Temperaturabnahme ΔT

Nach /2/ bis /5/ erreicht die Abbinde­temperatur der Innenschicht etwa zehn Stunden nach dem Spritzen einen Höchstwert von $35 \text{ }^\circ\text{C}$ und klingt dann innerhalb von zwei bis drei Tagen auf den Normalwert von 15 bis $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ab. Man muß also innerhalb weniger Tage mit einer Temperaturabnahme der Innenschicht von etwa $\Delta T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ rechnen. Im gleichen Zeitraum beträgt das Schwindmaß ϵ_{st} ungefähr $0,05 \text{ ‰}$. Unter Annahme eines Temperaturausdehnungskoeffizienten $\alpha_T = 10^{-5}$ ergibt sich daraus eine spannungsfreie Verkürzung von

$$\epsilon_0 = \epsilon_{st} + \alpha_T \cdot \Delta T = 0,2 \text{ ‰}$$

Nimmt man näherungsweise an, daß diese Verkürzung durch den Verbund mit der Außenschicht und durch die Verbindung mit dem Gebirge vollständig behindert wird und geht von einem wirksamen E-Modul E_w aus, so ergibt sich daraus eine tangentielle Betonzugspannung (in φ -Richtung) zum Zeitpunkt t von

$$\sigma_{\varphi t} = \epsilon_0 \cdot E_w$$

Für den wirksamen E-Modul kann unter Berücksichtigung des Anfangskriechens im Zeitabschnitt t gesetzt werden:

$$E_w = E_t \cdot \psi_t$$

Der Zeitabschnitt t beträgt dabei im vorliegenden Fall etwa zwei Tage und beginnt ca. 10 Stunden nach dem Spritzen. Setzt man $E_t = 20.000 \text{ MN/m}^2$ und den Relaxationsbeiwert ψ_t nach /6/, Gl. 26, etwa $0,5$, so ergibt sich die tangentielle Zugspannung (in φ -Richtung) zum Zeitpunkt t zu

$$\sigma_{\varphi t} = 0,2 \text{ ‰} \cdot 20.000 \cdot 0,5 = 2,0 \text{ MN/m}^2$$

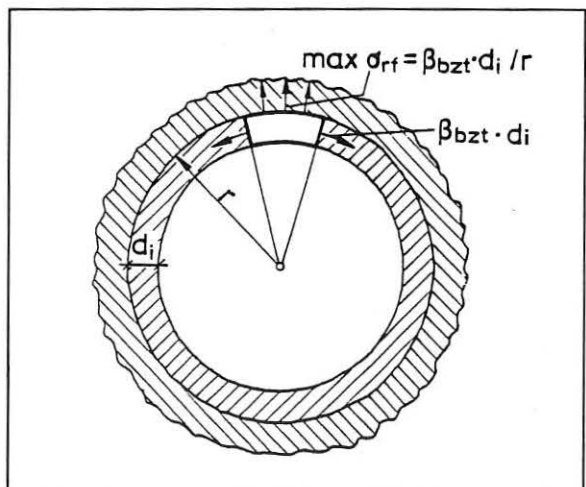


Bild 1: Größtmögliche radiale Zugspannung infolge Schwinden der Innenschicht

Die größtmögliche radiale Zugspannung σ_{rf} in der Arbeitsfuge zwischen Außenschicht und Innenschicht tritt auf, wenn die tangentielle Betonzugspannung der Innenschicht die Zugfestigkeit β_{bzt} erreicht. Nach Bild 1 ergibt sich $\max \sigma_{rf}$ aus der Umlenkraft der tangentialen Zugkraft:

$$\max \sigma_{rf} = \beta_{bzt} \cdot d_i / r$$

Für $r/d_i = 20$ und $\beta_{bzt} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ ergibt sich daraus zum Beispiel $\max \sigma_{rf} = 2,0/20 = 0,1 \text{ MN/m}^2$.

Im weiteren zeitlichen Verlauf nimmt diese Spannung trotz des restlichen Schwindens von etwa $\epsilon_{srest} = 0,2 \text{ ‰}$ nach einem eventuellen vorübergehenden Anstieg ab, weil das Kriechen der Spritzbetonschichten einen erheblichen Abbau der Eigen- und Zwangsspannungen bewirkt.

2.1.2 Lastfall Porenwasserdruck p_w

Nach /7/ und /8/ muß damit gerechnet werden, daß der Porenwasserdruck im Innern des Betons auf einen erheblichen Teil der gesamten Querschnittsfläche einwirkt und dadurch Betonzugspannungen hervorruft. Leliavsky ermittelte aus Versuchen einen Wirkungsflächenfaktor von $\alpha_w = 85 \text{ ‰}$ für den Porenwasserdruck, allerdings an einem Beton, dessen Zugfestigkeit nur $\beta_{bz} = 0,7 \text{ MN/m}^2$ betrug. Leider liegen keine entsprechenden Untersuchungen für Betone mit höheren Festigkeiten vor. Sie würden vermutlich kleinere Wirkungsflächen α_w ergeben. Bei gleicher Durchlässigkeit von Außen- und Innenschicht ($k_i = k_a$) ergibt sich in der Fuge nach Erreichen des stationären Strömungszustandes ein Porenwasserdruck von

$$p_{fw} = p_w \frac{d_i \cdot k_a}{d_i \cdot k_a + d_a \cdot k_i}$$

wobei p_w der Wasserdruck am äußeren Rand der Außenschicht ist. Bild 2 zeigt den Verlauf des Porenwasserdruckes für zwei Grenzfälle. Der Porenwasserdruck bewirkt einen isotropen Spannungszustand im Beton, der in der Fuge den Wert

$$\sigma_{fw} = \sigma_{rfw} = \alpha_w \cdot p_{fw}$$

erreicht. Legt man ungünstigerweise den Grenzfall $k_a \gg k_i$ mit $p_{fw} = p_w$ und $\alpha_w = 0,85$ zugrunde, so ergibt sich

$$\max \sigma_{rfw} = 0,85 p_w$$

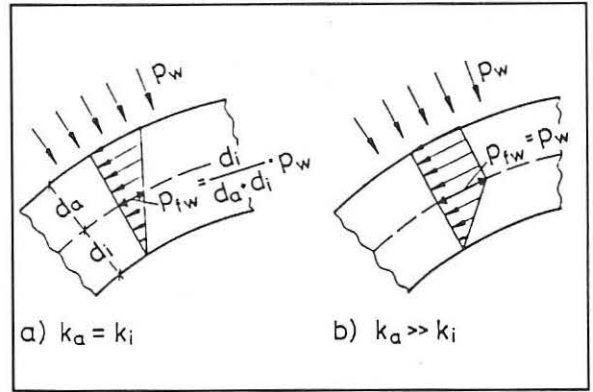


Bild 2: Porenwasserdruck p_{fw} in der Arbeitsfuge zwischen Außen- und Innenschicht

Beispielsweise liefert ein freier Grundwasserspiegel, der 12 m oberhalb des betrachteten Punktes liegt, eine größtmögliche radiale Betonzugspannung in der Fuge von

$$\max \sigma_{rfw} = 0,85 \cdot 12 \cdot 10 = 100 \text{ KN/m}^2 = 0,1 \text{ MN/m}^2$$

2.1.3 Lastfall Außendruck p

In biegemomentenfreien Tunnelschalenbereichen ($M = 0$) oder in der Umgebung von Momentennullpunkten ergibt sich unter der Wirkung eines Außendruckes p ein linearer Verlauf der radialen Druckspannungen σ_{rp} über die Schalendicke, da in solchen Bereichen die tangentialen Druckspannungen

$$\sigma_{\varphi p} = \frac{p \cdot r}{d_i + d_a}$$

und damit auch die zugehörigen Umlenkkräfte $\sigma_{\varphi p}/r$ konstant über die Schalendicke verteilt sind und die Krümmung $1/r$ wegen der geringen Schalendicke $d \ll r$ als konstant angesehen werden kann (Bild 3). In der betrachteten Fuge ergibt sich daraus eine Druckspannung

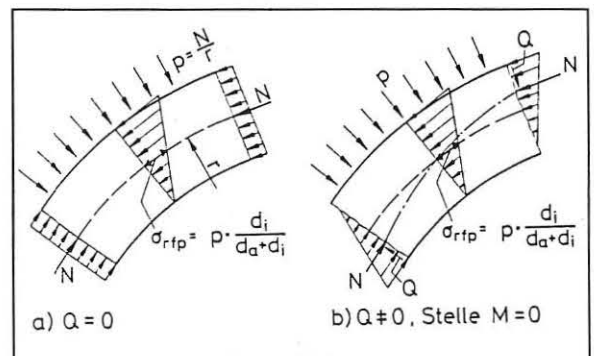


Bild 3: Radiale Druckspannung σ_{rfp} infolge Außendruck p

$$\sigma_{rfp} = \frac{p \cdot d_i}{d_a + d_i}$$

Bei den im U-Bahn-Bau üblichen Verhältnissen liegt p in der Größenordnung von

$$p = N/r = 600 \text{ [kN/m]}/3 \text{ m} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,2 \text{ MN/m}^2$$

und damit σ_{rfp} in der Größenordnung von $0,1 \text{ MN/m}^2$.

2.1.4 Gesamte radiale Spannung σ_{rf} in der Arbeitsfuge

Kurz nach dem Spritzen der Innenschicht ergeben sich infolge des Abfließens der Hydratationswärme und des Anfangsschwindens Zugspannungen bis zu $\max \sigma_{rf} = 0,1 \text{ MN/m}^2$. Diese Spannung wird im weiteren Verlauf des Kriechens der Spritzbetonschichten trotz des Restschwindens auf einen vernachlässigbaren Wert abgebaut.

Falls der Tunnel im Grundwasser liegt, entstehen nach der Beendigung der Wasserhaltung oder Druckluftwirkung erneut radiale Fugenzugspannungen σ_{rfw} infolge des Porenwasserdruckes. 12 m unterhalb des Grundwasserspiegels beträgt σ_{rfw} ungefähr $0,1 \text{ MN/m}^2$.

Der auf die Tunnelschale einwirkende Außen- p (einschließlich Wasserdruck) führt im Bereich der Momentennullpunkte zu Fugendruckspannungen σ_{rf} in der Größenordnung von $0,1 \text{ MN/m}^2$, hebt also die Wirkung des Porenwasserdruckes wieder auf.

Da die größten Querkräfte, welche die Fugenschubspannungen erzeugen, meist in der Umgebung von Momentennullpunkten auftreten, können demnach beim Nachweis der Aufnahme der Fugenschubspannungen τ_f die Fugennormalspannungen σ_{rf} in der Regel vernachlässigt werden.

2.2 Fugenschubspannungen τ_f in der Arbeitsfuge zwischen Außenschicht und Innenschicht

Da die größten Querkräfte - wie schon gesagt - zumeist im Bereich von Momentennullpunkten auftreten, liegt dort Zustand I vor, so daß die Schubspannungen auch im rechnerischen Bruchzustand in guter Näherung nach der technischen Biegelehre berechnet werden können:

$$\tau_f = \frac{1,5 Q}{d_a + d_i} \left[1 - \left(\frac{d_a - d_i}{d_a + d_i} \right)^2 \right]$$

Betrachtet man einen besonders ungünstigen Fall aus dem Münchner U-Bahn-Bau, bei dem das Öffnen einer Baugrube schräg oberhalb der beiden Röhren zu beträchtlichen Biegemomenten und Querkräften führt (Bild 4), so ergibt sich für $d_a \approx d_i$ eine Fugenschubspannung von

$$\tau_f = \frac{1,5 \cdot 0,14}{0,35} = 0,6 \text{ MN/m}^2$$

In der Regel treten jedoch wesentlich geringere Fugenschubspannungen auf.

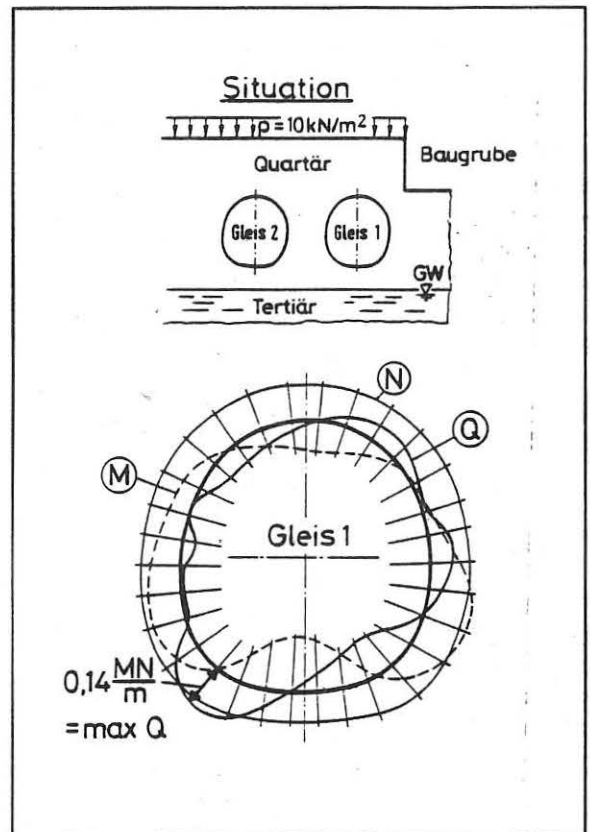


Bild 4: Ungünstiger Fall für die Querkräftbeanspruchung einer Tunnelschale mit seitlicher Baugrube

3. Charakteristische Festigkeitswerte für die Arbeitsfuge zwischen Außenschicht und Innenschicht des Spritzbetons und zugehörige Variationskoeffizienten

Bei einem auf Sicherheitsbeiwerten beruhenden Sicherheitskonzept darf man bekanntlich nicht von den Mittelwerten der Festigkeit ausgehen, sondern muß die 5 %-Fraktile der Festigkeit, die sogenannten charakteristischen Festigkeitswerte (Nennwerte) zugrunde legen. Dies gilt natürlich auch bei Betrachtung des Schubproblems in der Arbeitsfuge

ge. In zahlreichen Untersuchungen, wie z. B. in /9, 10 und 11/, wurde nachgewiesen, daß sich die charakteristische Schubfestigkeit τ_{fc} der Fuge aus einem Kohäsionsanteil τ_{ofc} und einem Reibungsanteil $t_{fc} \cdot \sigma_{rf}$ zusammensetzen läßt:

$$\tau_{fc} = \tau_{ofc} + t_{fc} \cdot \sigma_{rf}$$

Dabei bedeutet σ_{rf} die rechtwinkelig zur Fuge wirkende Druckspannung. Die charakteristische Haftzugfestigkeit β_{hfc} der Fuge entspricht der Zugspannung rechtwinkelig zur Fuge, bei der die Fugenschubfestigkeit verschwindet. Im Bereich von Zugspannungen σ_{rf} rechtwinkelig zur Fuge kann ebenfalls von einer linearen Abhängigkeit der Fugenschubfestigkeit τ_{fc} von σ_{rf} ausgegangen werden. So kommt man zu dem in Bild 5 dargestellten Verlauf der charakteristischen Fugenschubfestigkeit in Abhängigkeit von der Normalspannung σ_{rf} . Dabei sind auch die charakteristischen Festigkeitswerte des fugenlosen Betons zu beachten. Bei ebenen Spannungszuständen bedeutet dies eine Begrenzung durch den Mohrschen Spannungskreis für einachsigen Druck mit dem Durchmesser β_R , der der charakteristischen Festigkeit des Betons für einachsigen und näherungsweise auch für zweiachsigen Druck entspricht. Außerdem kann die Mohrsche Einhüllende der Spannungszustände des fugenlosen Betons maßgebend werden, deren Verlauf z. B. aus den Ergebnissen von /12/, Bild 102, berechnet werden kann. Diese Festigkeitsgrenzen für den fugenlosen Beton und die notwendigen Sicherheitsbeiwerte werden in der Praxis durch Bemessung der Tunnelschale nach anerkannten Bemessungsregeln, z. B. nach DIN 1045, berücksichtigt.

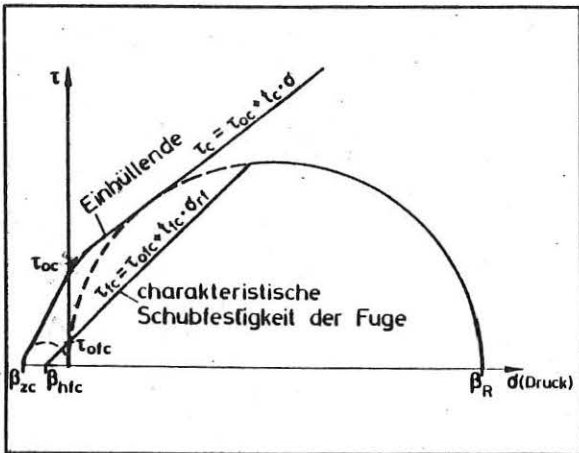


Bild 5: Charakteristische Festigkeit unbewehrter schubbeanspruchter Arbeitsfugen in Beton

Nach den bisherigen Erfahrungen /3, 11/ können unseres Erachtens die Kennwerte der charakteri-

stischen Fugenfestigkeit bei einer Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl wie folgt angesetzt werden:

$$\beta_{hfc} = 1,0 \text{ MN/m}^2, \tau_{ofc} = 1,25 \text{ MN/m}^2, t_{fc} = 1,25,$$

wobei zu beachten ist, daß auch der Wert t_{fc} einer 5 %-Fraktile entsprechen soll. Da rechtwinkelig zur Arbeitsfuge keine nennenswerten Normalspannungen wirken, ist der Wert t_{fc} im vorliegenden Fall ohne Bedeutung.

Für einen fugenlosen Beton B 35 ergibt sich (Bild 5):

$$\beta_R = \beta_{dc} = 21 \text{ MN/m}^2, \beta_{zc} = 2,2 \text{ MN/m}^2, \tau_{oc} = 5,1 \text{ MN/m}^2, t_c = 0,78$$

Nach den vorliegenden Untersuchungen beträgt der Variationskoeffizient für die Fugenfestigkeit etwa 0,35. Die darin zum Ausdruck kommende relativ große Streuung der Meßwerte bei der Auswertung von Haftzug- oder Haftscherversuchen mit sehr kleinen Anpreßdrücken könnte vermutlich noch durch eine gründlichere Reinigung der Oberfläche der Außenschicht verringert werden.

4. Sicherheitsbeiwert gegen Verbundversagen der Arbeitsfuge und zulässige Fugenschubspannung

Nach /13/ hängt der zu fordernde Sicherheitsindex β von den möglichen Folgen von Gefährdungen ab (Bilder 6 und 7). Wir haben daher zunächst die Frage zu stellen, welche Folgen ein Versagen des Verbundes zwischen Außenschicht und Innenschicht nach sich ziehen würde.

Mögliche Folgen von Gefährdungen, die		Klasse
vorwiegend die Tragfähigkeiten betreffen	vorwiegend die Gebrauchsfähigkeiten*) betreffen	
Keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung	1
Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	Beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche Beeinträchtigung der Nutzung	2
Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	Große wirtschaftliche Folgen, große Beeinträchtigung der Nutzung	3
*) Besteht bei Verlust der Gebrauchsfähigkeit Gefahr für Leib und Leben (z.B. Undichtigkeit von Behältern und Leitungen mit gefährlichen Stoffen), so wird dieser wie ein Verlust der Tragfähigkeit behandelt.		

Bild 6: Sicherheitsklassen nach GruSi-Bau /13/

	Sicherheitsklasse		
	1	2	3
Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (auch Ribbildung und Schwingungsempfindlichkeit) *)	2,5	3,0	3,5
Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kollaps, Bruch, Gleiten, Instabilität)	4,2	4,7	5,2
*) Hierbei wird angenommen, daß Kriterien für die Gebrauchsfähigkeit nicht schon implizit einen Sicherheitsabstand enthalten.			

Bild 7: Sicherheitsindex β für einen Bezugszeitraum von einem Jahr nach GruSi-Bau /13/

Den ungünstigsten Grenzfall stellt dabei zweifellos der Fall dar, daß die beiden Schichten der Schale ganz ohne Verbund wie zwei durch eine Schmierfläche getrennte Schalen zusammenwirken. Es leuchtet unmittelbar ein, daß der Verlust des Verbundes - abgesehen von der Beulstabilität - keinerlei Auswirkungen hat, solange die Schale ausschließlich Membrankräfte und keine Biegemomente und Querkräfte aufzunehmen hat.

In der weit überwiegenden Zahl der Fälle gilt diese Überlegung jedoch auch beim Vorhandensein von Biegemomenten und Querkräften, weil die Verkrümmungen der Tunnelwandung, wie die Berechnungen zeigen, von der Biegesteifigkeit der Tunnelwandung praktisch nicht beeinflusst werden, wenn eine ausreichende Tunnelüberdeckung in der Größenordnung von $1,5 r$ vorhanden ist. Eine Verkrümmung, die für die Gesamtschale erträgliche Biegemomente bewirkt, führt für die beiden getrennten Schichtschalen zu nur sehr kleinen Ausmitten der Ringdruckkraft. Das eigentlich tragende Element ist bekanntlich das Gebirge, dessen Gewölbetragswirkung durch die radialen Umlenkkräfte der Tunnelwandung lediglich etwas verbessert wird. Sensitivitätsstudien mit streuenden Kohäsions- und Reibungsbeiwerten des Gebirges haben zudem gezeigt, daß selbst beim Vorhandensein größerer Fließbereiche im Gebirge die Verkrümmung der Tunnelwandung bei ausreichender Überdeckung unempfindlich reagiert.

Wenn also die Dicke der Innenschicht so gewählt wird, daß auch nach Versagen des Verbundes zwischen Außenschicht und Innenschicht kein Ausbeulen der Innenschicht eintreten kann, dann hat das Versagen des Verbundes keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Tunnels.

Welche Folgen hat dann ein Versagen des Verbundes? Weshalb ist es überhaupt notwendig, die Fugenschubspannung zu begrenzen? Wir sehen die Notwendigkeit einer Begrenzung vor allem darin begründet, daß die Wasserdurchlässigkeit wohl erheblich zunehmen würde, wenn die Fuge einen kommunizierenden Ringspalt für den Wasserdruck

bildet. Bekanntlich weist die Außenschale, vor allem wegen des Einspritzens von Tunnelbögen, örtlich Undichtigkeiten auf. Solche örtlichen Undichtigkeiten beanspruchen jedoch im Verbundfall die Wasserundurchlässigkeit der Innenschicht wesentlich weniger als ein gleichmäßiger Wasserdruck im besagten Ringspalt nach Versagen des Verbundes. Daher gehen wir davon aus, daß der Nachweis der Fugenschubspannung in der Regel, d. h. bei ausreichender Überdeckung, den Charakter eines Nachweises gegen Erreichen des Grenzzustandes der Gebrauchsfähigkeit hat und somit ein Sicherheitsindex von $\beta = 2,5$ zu wählen ist, was übrigens immer noch eine sehr hohe Zuverlässigkeit von $1 - 5 \cdot 10^{-3} = 99,5 \%$ gewährleistet.

Nach /14/ besteht zwischen dem auf die Mittelwerte bezogenen Sicherheitsbeiwert γ_m sowie dem auf die charakteristischen Werte bezogenen Sicherheitsbeiwert γ_c einerseits und dem Sicherheitsindex β sowie den Variationskoeffizienten V_R für die Querschnittsfestigkeit und V_S für die angreifende Schnittkraft andererseits folgender Zusammenhang:

$$\gamma_m = \sqrt{\frac{1+V_R}{1+V_S}} \cdot \exp[\beta \cdot \sqrt{\ln((1+V_R^2)(1+V_S^2))}]$$

$$\gamma_c = \gamma_m \cdot \exp[-1,645(\delta_R + \delta_S)];$$

$$\delta_R = \sqrt{\ln(1+V_R^2)}; \quad \delta_S = \sqrt{\ln(1+V_S^2)}$$

Dabei liegt für den Angriff S (Schnittkraft oder Spannung) und den Widerstand R (Querschnittsfestigkeit oder bezogene Festigkeit) eine logarithmische Normalverteilung zugrunde, was bei größeren Variationskoeffizienten zweckmäßig und wirklichkeitsnah ist.

Eine Auswertung dieses Zusammenhanges für $\beta = 2,5$ im praktisch vorkommenden Bereich der Variationskoeffizienten $0 < V_R < 0,35$ und $0,1 < V_S < 0,3$ zeigt Bild 8. Danach ergibt sich gegenüber den charakteristischen Querschnittsfestigkeiten und Schnittkräften (5 %-Fraktilen und 95 %-Fraktilen) ein Bereich für den Sicherheitsbeiwert von $1,05 < \gamma_c < 1,24$. Unter Berücksichtigung des bisher festgestellten relativ großen Variationskoeffizienten $V_R = 0,35$ für die Fugenschubfestigkeit erscheint daher ein Sicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,25$ angemessen. Unter Zugrundelegung von $\tau_{plc} = 1,25 \text{ MN/m}^2$ ergibt sich daraus eine zulässige Fugenschubspannung von

$$\text{zul } \tau_{of} = \tau_{ofc} / \gamma_c = 1,25 / 1,25 = 1,0 > 0,6 \text{ MN/m}^2$$

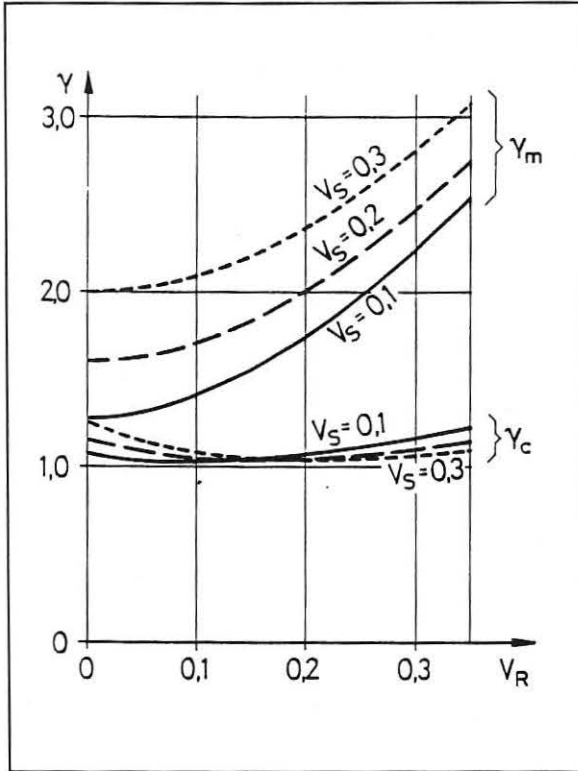


Bild 8: Sicherheitsbeiwerte $\gamma_c = R_c/S_c$ und $\gamma_m = R_m/S_m$ bei einem Sicherheitsindex $\beta = 2,5$ ($p_f = 5 \cdot 10^{-3}$) in Abhängigkeit von den Variationskoeffizienten V_R und V_S (R, S log-normalverteilt)

(vergl. Abschnitt 2.2). Bild 8 läßt auch sehr gut erkennen, daß der Sicherheitsbeiwert γ dem auf die Mittelwerte von R und S bezogenen Sicherheitsbeiwert γ_m wegen seiner Unempfindlichkeit gegenüber Änderungen der Variationskoeffizienten V_R und V_S vorzuziehen ist.

5. Vergleich mit dem Nachweis der Sicherheit gegen Schubbruch der gesamten Schale

Die zulässige Schubspannung für Beton B 35 ohne Schubbewehrung ist nach DIN 1045, Tabelle 13, bei $d = 0,35$ m auf

$$\begin{aligned} \text{zul } \tau_0 &= k_1 \cdot \tau_{011,b} = \left(\frac{0,2}{0,35} + 0,3 \right) \cdot 0,6 \\ &= 0,54 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

beschränkt, um einen Schubbruch der gesamten Schale mit der hierfür notwendigen hohen Zuverlässigkeit auszuschließen.

Daraus folgt, daß der Nachweis der Fugenschubspannung bei einer nicht schubbewehrten Tunnel-

schale nicht maßgebend wird, wenn man den Schubspannungsnachweis nach DIN 1045 unter Vernachlässigung des günstigen Einflusses der Ringdruckkraft führt.

Die günstige Wirkung einer Ringdruckkraft, die den gesamten Querschnitt überdrückt, darf nach DIN 1045 dadurch berücksichtigt werden, daß man dem Wert τ_0 nicht den Wert τ_0 , sondern den Wert $\max \sigma_1$ gegenüberstellt: $\sigma_1 < \text{zul } \tau_0$. Dies läuft darauf hinaus, in diesem Falle höhere Schubspannungen τ_0 zuzulassen. Z. B. ergibt sich bei einer dreieckigen Druckspannungsverteilung ($e = d/6$) mit der mittleren Druckspannung $\sigma_m = 2 \text{ MN/m}^2$ für B 35 und $d = 0,35$ m aus $\sigma_1 < \text{zul } \tau_0$ eine aufnehmbare Schubspannung auf $\tau_0 = 1,1 \text{ MN/m}^2$ anstelle von $\text{zul } \tau_0 = 0,54 \text{ MN/m}^2$. Bei Ausnutzung dieser Möglichkeit kann also der Nachweis gegen Fugenschubbruch wegen

$$\text{zul } \tau_f = 1,0 \text{ MN/m}^2 < \text{aufn } \tau_0 = 1,1 \text{ MN/m}^2$$

maßgebend werden.

Nach dem Entwurf des EC 2 /15/ ergibt sich für B 35 und $d = 0,35$ m ($h \approx 0,3$ m) eine unter Gebrauchslast aufnehmbare Schubspannung von

$$\begin{aligned} \text{zul } \tau_0 &= \frac{1}{1,4} \cdot \frac{V_{rd1}}{b_w \cdot h} \cdot \frac{h}{z} \\ &= \frac{1}{1,4} \cdot [\tau_{rd}(1,6 - h)(1,2 + 40 \rho_c) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot \frac{h}{z} \\ &= \frac{1}{1,4} [0,34(1,6 - 0,3)(1,2 + 40 \cdot 15 \%) \\ &\quad + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot \frac{h}{z}; \text{ wobei } \sigma_{cp} = 1,4 \sigma_N \\ &= (0,40 + 0,15 \sigma_N) \cdot 1,1 \end{aligned}$$

und für $\sigma_N = 2 \text{ MN/m}^2$:

$$\begin{aligned} \text{zul } \tau_0 &= 0,44 + 0,33 = 0,77 \text{ MN/m}^2 < \text{zul } \tau_{of} \\ &= 1,0 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Bei einer Schubbemessung der Gesamtschale nach EC 2 wird also der Nachweis gegen Fugenschubbruch auch dann nicht maßgebend, wenn der günstige Einfluß einer Ringdruckkraft berücksichtigt wird. Der Mindestwert der charakteristischen Festigkeit der Arbeitsfuge, bei dem diese Aussage gilt, beträgt

$$\min \tau_{ofc} = \text{zul } \tau_0 \cdot \gamma_c = 0,77 \cdot 1,25 \approx 1,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{bzw. } \min \beta_{hfc} = 0,8 \text{ MN/m}^2.$$

6. Literaturverzeichnis

- /1/ Sager, J.:**
Entwicklung für einschalige Bauverfahren, Bochumer Querschnitte, Deutscher Kommunal-Verlag, Düsseldorf 1989.
- /2/ Schreyer, J. U.; Laue, G.:**
Einschalige Spritzbetonbauweise in Bochum, Berichtsband der Internationalen Fachtagung Spritzbetontechnologie. Hrsg.: W. Lukas, Innsbruck 1985.
- /3/ Neeb, J.:**
Einschalige Spritzbetonbauweise Stollen Frasdorf. Versuchsbericht der Dyckerhoff & Widmann AG unter Mitwirkung von Prof. Dr. W. Lukas und Dr. W. Kusterle.
- /4/ Schreyer, J.:**
Forschungsvorhaben "Einschalige Spritzbetonbauweise". Nennenswerte Ergebnisse und Empfehlungen. Bochumer Querschnitte, Deutscher Kommunal-Verlag, Düsseldorf 1989.
- /5/ Leuthold, M.:**
Auswirkungen von unterschiedlichen Spritzverfahren und Beschleunigern auf die Eigenschaften von Spritzbeton in Verkehrstunnelbauten, Diplomarbeit bei Prof. Dr. W. Lukas, Betreuer Dr. Kusterle, Innsbruck, 1989.
- /6/ Breitenbücher, R.:**
Zwangspannungen und Ribbildung infolge Hydratationswärme, Dissertation bei Prof. Springenschmid, Technische Universität München, 1988.
- /7/ Leliavsky, S.:**
Pore versus crack as basis of uplift concept. 3. Talsperrenkongreß, Stockholm 1948.
- /8/ Kupfer, H.; Kirmair, H.:**
Betonbauten für die Nutzung der Wasserkraft, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, 1982 und Heft 333 des DAfStb.
- /9/ Zelger, C.; Rüschi, H.:**
Der Einfluß der Fugen auf die Festigkeit von Fertigschalen, Beton- und Stahlbetonbau 1961.
- /10/ Daschner, F.:**
Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton, Heft 372 des DAfStb, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1986.
- /11/ Klönne, H.:**
Versuche zur Verbundbauweise, Bochumer Querschnitte, Deutscher Kommunal-Verlag Düsseldorf 1989.
- /12/ Kupfer, H. B.:**
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft 229 des DAfStb, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1973.
- /13/ DIN:**
Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Beuth Verlag, Berlin, Köln 1981.
- /14/ Rackwitz, R.:**
Skriptum der Vorlesung "Zuverlässigkeit von Bauwerken", Technische Universität München 1989.
- /15/ Eurocode 2:**
Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Final Draft, Oktober 1989.