

**Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und
Kommunikation / Bundesamt für Strassen**

**Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de
la communication / Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni / Ufficio federale delle strade**

Optimierung der Tunnel- verkleidungen im quellfähigen Gebirge

Optimisation du revêtement des tunnels situés dans la roche gonflante

Ingenieurbüro Heierli AG, 8033 Zürich

M. Gloor, dipl. Bauing. ETH

W. Heierli, Dr. dipl. Bauing. ETH

**Forschungsauftrag 53/95 auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Dezember 1998

418

Zusammenfassung

Die Untersuchung befasst sich mit dem Tragverhalten und der Optimierung der Tunnelverkleidungen im Fels, und zwar in denjenigen Fällen, wo quelfähiger Fels - aber auch hohe Gebirgs- und Wasserdrücke - die Hauptbeanspruchung darstellen. Das Ziel besteht darin, bei hoher Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit die Kosten von Tunnelverkleidungen im Bau und Betrieb zu minimieren. Das Schwergewicht liegt auf dem Tragverhalten schwach bewehrter und unbewehrter Tunnelverkleidungen. Bewehrungen in Tunnelverkleidungen sind, schon wegen der Länge der Bauwerke, naturgemäss ein grosser Kostenfaktor.

Die Arbeit befasst sich mit den Besonderheiten des Gebirgsquellens an sich nur soweit, als dies für das Verständnis und die bautechnischen Konsequenzen notwendig ist. Quellbelastungen sollen durch alle vernünftigen Massnahmen, insbesondere Verhinderung der Entstehung neuer Wasserwege infolge der Bauausführung und der Durchnässung ursprünglich trockener Felspartien im Sohlbereich, möglichst gering gehalten werden. Der Felsausbruch soll möglichst schonend erfolgen, damit Auflockerungen am Ausbruchrand, besonders im Sohlbereich, gering bleiben. Im Endzustand sind gewisse Sickerwasserzuflüsse, insbesondere über Klüfte, unvermeidbar. Eine signifikante Quellbelastung im First oder in den Ulmen erscheint nach heutigem Erfahrungsstand unwahrscheinlich.

Die Tunnelverkleidungen sind so zu konzipieren, dass der Tragwiderstand und die Verformungssteifigkeit unter den vorhandenen Bedingungen möglichst gross sind. Die Anforderungen an den Tragwiderstand der Tunnelverkleidungen sind aber aus wirtschaftlichen und ausführungstechnischen Gründen nicht einfach auf Extrembelastungen auszurichten. Bei fachgerechter Auslegung der Tunnelverkleidungen resultieren daraus keine Abstriche an der Tragsicherheit, denn - bei allseitig durch anstehenden Fels gestützter Tunnelverkleidung - erfolgt beim Erreichen des grössten Widerstands kein unerwartetes Versagen: Vor einem Versagen stellen sich langsam grössere Verformungen ein.

Ein annähernd kreisförmiger Querschnitt und eine tragfähige Verbindung zum Fels, ohne wesentliche Hohlräume, sind optimale Voraussetzungen für eine lange Lebensdauer der Tunnelverkleidung. Der Einfluss der Bettungssteifigkeit und entsprechende Mindestanforderungen gehen aus den dazu notwendigen Parametervariationen der Berechnungen hervor. Die Nachgiebigkeit der Tunnelverkleidung zum Erreichen der Traglast soll nicht grösser sein als für die Aktivierung der steifen Felsbettung notwendig ist. Bei der Tübbingbauweise trägt eine Vermörtelung des Ringspalts - neben der damit verbundenen Vergrösserung des Tragwiderstands - zur Verhinderung unerwünschter Wasserwege in Quer- und Axrichtung bei. Je steifer die Verkleidung unter der Quellbelastung ist, um so kleiner sind die für die Minimierung der Quellbelastung zu vermeidenden Felsauflockerungen. Grosse Verformungen der Tunnelverkleidungen mit starken Rissbildungen und Betonabplatzungen sind ausserdem aus Gründen der Dauerhaftigkeit (Korrosion, Wirkung aggressiver Wässer) und der Auswirkungen der Deformationen auf den Innenausbau des Tunnels nicht erwünscht.

Die für die Beurteilung des Tragwiderstands und der Verformungen massgebende Quellbelastung wird hier vereinfachend als radiale Belastung auf die Sohle der im Fels eingebetteten Tunnelverkleidung angenommen. Das quellende Gebirge an sich ist nicht besonders modelliert.

Die Untersuchung der Statik und der Stabilität der unbewehrten Tunnelschalen zeigt:

- Die Beanspruchung konzentriert sich wie erwartet hauptsächlich auf den Sohlbereich der Tunnelverkleidung. Das Tragverhalten entwickelt sich schon bei kleinen Deformationen so, dass sich eine 'Stützlinie' ausbildet. Biegemomente sind zum grossen Teil Zwangsmomente, die sich wegen der immer besseren Verteilung der Bettungskräfte von selbst abbauen und daher für die Tragsicherheit nicht entscheidend sind.
- Kollapsartiges Versagen - wie bei unbewehrten Biegeträgern oder Stützen - ist bei allseitig eingebetteten Gewölben fast ausgeschlossen. Alte Mauerwerksgewölbe ohne Hohlräume mit sehr vielen Fugen und unbewehrte Bogenbrücken sind auch tragfähig und dauerhaft. Allseitig eingebettete Gewölbe versagen gemäss sehr weitreichenden Erfahrungen nach Ringschluss erst dann, wenn schliesslich eine Belastung gemäss 'Kesselformel' erreicht wird, die Bettung teilweise fehlt oder völlig ungenügend ist und wenn grosse Auflagersetzungen oder Baugrundsetzungen bzw. Verschiebungen auftreten. Auf Gebrauchslastniveau der Belastung sind die Zwängungsbeanspruchungen auf den Fahrbahnunterbau nachzuweisen.
- Unbewehrte Tunnelschalen sind relativ unempfindlich gegenüber nicht genau bekannten Einflüssen aus dem Baugrund und der genauen Anordnungen der Lasten, wenn eine für die Gebrauchsfähigkeit nicht relevante Plastifizierung und unschädliche Risse der unbewehrten Schale toleriert werden.

Das Weglassen der Bewehrung führt, abgesehen von grossen Kosteneinsparungen und - bei unbewehrten Innenschalen – stark vereinfachtem Bauvorgang zu folgenden hauptsächlichsten Vorteilen:

- Im unbewehrten Fall entfallen die Korrosionswirkungen des Bewehrungsstahls, welche sonst letztlich zu einer Schwächung des Querschnitts im Lauf der Zeit führen. Schwind- und Temperaturrisse sowie das Reißen des Betons allgemein unter Lastspannungen werden durch eine Bewehrung übrigens nicht verhindert.
- Der Tragwiderstand unter Quellbelastung oder grosser Wasserdrukbelastung ist i.A. nur unbedeutend von der Grösse der Biegebewehrung abhängig. Er ist etwa proportional zur Druckfestigkeit des Betons. Bei der Verwendung hochfester Betone ist zu beachten, dass diese etwas weniger plastifizierbar sind.
- Verbügelungen mit dem Zweck, eine wesentliche Umschnürungswirkung zu erreichen sind bei Tunnelverkleidungen fast immer unrealistisch, weil die zur Aktivierung notwendigen grossen Verformungen unerwünscht sind und weil die für eine wirksame Umschnürung notwendige Dichte der Bügel bei Tunnelbauten zu extremen Kosten führt.

Bei der Tübbingbauweise mit starker Quellbelastung ist die Ausbildung der Längsfugen im Sohlbereich als Flachfugen mit Mörtelzwischenlage aus statisch- konstruktiven Gründen und wegen der Kosten weitaus günstiger als die Verwendung von Gelenktübbing. Bei Flachfugen im Sohlbereich sind einfache Blocktübbinge möglich, namentlich ohne Spreiz- und Umschnürungsbewehrungen und relativ bescheidenen Anforderungen an die Mass- und Versetzgenauigkeit bei Vermörtelung der Fugen.

Das Tragverhalten der unbewehrten Tunnelverkleidungen unter hohen Belastungen kann nur mit nichtlinearen Berechnungsmodellen ausreichend wirklichkeitsnah beurteilt werden, weil bei elastisch gerechneten Schnittkräften, Biegemomente und auch die Wirkung einer daraus abgeleiteten Bewehrung i.A. stark überschätzt werden.

Résumé *)

*) R.-E. Chappuis, Ecublens, le 15 septembre 1998

La recherche traite du comportement sous charge et de l'optimisation du revêtement des tunnels situés dans la roche, certes gonflante, mais également là où la couverture est importante et où la pression de l'eau représente le cas de charge principal. En cela, son but consiste à minimiser les coûts de construction et d'entretien du revêtement tout en assurant une sécurité structurale et une durabilité élevées. Le point principal concerne le comportement des revêtements faiblement armés et sans armature. En effet, l'armature d'un revêtement de tunnel représente un investissement important, notamment à cause de la longueur de tels ouvrages.

L'étude ne traite des particularités des roches gonflantes que ce qui est nécessaire à leur compréhension et aux conséquences qu'elles peuvent avoir sur les plans technique et constructif. Les conséquences considérables des poussées dues au gonflement doivent être réduites le plus possible, notamment en prévenant la création de nouveaux cheminements d'eau à la suite des travaux de construction, ainsi que dans la zone du radier, une imbibition du rocher précédemment sec. L'excavation du rocher doit être faite avec ménagement de manière à limiter la dislocation et la détente du rocher dans la frange en contact avec le revêtement, en particulier dans la zone du radier. Dans l'état définitif, il n'est pas possible de supprimer toutes les venues d'eau, notamment en provenance de failles. D'après l'expérience acquise aujourd'hui, un cas de charge significatif dû au gonflement en calotte ou sur les pieds-droits apparaît invraisemblable.

Le revêtement des tunnels doit être conçu et calculé de manière à ce que la résistance de sa structure et sa rigidité soient aussi élevées que possible compte tenu des conditions existantes. Cependant, pour des motifs de coût et de technique de réalisation, les exigences concernant la résistance de la structure du revêtement des tunnels ne peuvent pas être fixées simplement sur la base des charges extrêmes. En étudiant les choses de manière approfondie, on voit qu'il n'en résulte pas une baisse de sécurité car, pour un revêtement enserré de tous côtés dans le rocher, il ne se produit pas de rupture brutale sans signes avant-coureurs lorsque la limite de résistance est approchée. En effet, avant la rupture se développent des déformations de plus en plus importantes.

Une section circulaire ou à peu près circulaire et une liaison solide avec le rocher, sans vides appréciables, sont les conditions optimales pour une grande durabilité du revêtement d'un tunnel. L'influence de la rigidité de l'appui et les exigences minimales qui s'y rapportent résultent des variations paramétriques à prendre en compte dans un dimensionnement. La souplesse du revêtement sous la charge appliquée ne doit pas être supérieure à celle nécessaire pour mobiliser la réaction élastique du rocher d'appui. Dans la méthode de construction "Tubbing", le remplissage au mortier du vide existant entre anneaux et rocher, en plus d'une augmentation de résistance de l'ensemble, contribue à prévenir des cheminements d'eau potentiels non désirés dans les sens axial et longitudinal. Plus le revêtement est rigide sous la pression de gonflement, moins le rocher a tendance à se détendre, ce qui minimise la pression de gonflement. De grandes déformations du revêtement accompagnées de fissurations et d'éclatements du béton ne sont pas souhaitables, car en plus de leur influence néfaste sur la durabilité (corrosion, action des eaux agressives) elles jouent un rôle sur le comportement du parement intérieur du tunnel.

Pour juger de la pression de gonflement à prendre en compte dans le calcul de la résistance et des déformations, on ne considère ici par simplification que la pression radiale agissant sur le radier du revêtement prenant appui sur le rocher. En particulier, il n'y a pas de modélisation de la roche gonflante.

La recherche sur la statique et sur la stabilité des revêtements de tunnel non armés a montré que:

- Les efforts se concentrent principalement, comme attendu, dans la zone du radier du revêtement. Le comportement sous les charges se manifeste déjà après une faible déformation, si bien qu'il se développe un "effet de voûte". Les moments de flexion, qui sont dus pour leur plus grande part aux conditions d'appui, diminuent d'intensité par suite de la distribution toujours meilleure des forces d'appui; pour cela ils ne sont pas décisifs quant à la sécurité structurelle.
- Une rupture brusque semblable à celle qui se produit dans les poutres ou les étais non armés ou peu armés lorsqu'ils sont soumis à un effort de flexion est presque exclue dans les voûtes entièrement encastrées. D'anciennes voûtes en maçonnerie, sans vides dans leur remplissage, mais avec de nombreux joints, ainsi que les ponts-voûtes non armés sont aussi résistants et durables. Une fois l'élément clé posé, ces voûtes entièrement encastrées ne se rompent, selon une très vaste expérience, que lorsque la limite de charge selon la formule "du tube" est atteinte, ou que s'il se produit un important tassement d'appui ou du terrain. Au niveau des charges d'utilisation il s'agit de contrôler l'importance des contraintes internes dans la fondation de la chaussée.
- Les revêtements de tunnel non armés se révèlent relativement insensibles aux terrains dont les caractéristiques sont connues avec peu de précision ainsi qu'à une distribution peu précise des charges si, sans sacrifier la sécurité d'utilisation, on tolère une certaine plastification du revêtement et des fissures bénignes.

L'abandon de l'armature conduit - abstraction faite d'une forte diminution des coûts en particulier dans la coque intérieure, et d'une simplification sensible de la phase de construction - aux avantages principaux suivants:

- L'abandon de l'armature entraîne la disparition du phénomène de corrosion des aciers et l'affaiblissement de la section résistante qui en résulte. L'armature ne réussit généralement pas à supprimer les fissures de retrait, de dilatation, et de celles provenant des charges.
- La capacité de résistance de l'armature exigée sous une pression de gonflement ou sous une pression hydrostatique élevée reste faible vis à vis de celle exigée sous les efforts de flexion. Cette capacité est à peu près proportionnelle à la résistance à l'écrasement du béton. Lors de l'utilisation de bétons à haute résistance il faut considérer que ces derniers ont une plasticité un peu inférieure.
- Un surrenforcement de la voûte dans le but de créer un effet de frette est presque toujours irréaliste dans les revêtements de tunnel, car pour mettre en jeu l'effet de frette, les déformations nécessaires sont telles qu'elle sont indésirables; de plus, la densité des étriers nécessaires pour créer un effet de frette efficace conduirait à des coûts extrêmement élevés.

Dans la méthode de construction "Tubbing" et sous forte pression de gonflement, la réalisation de joints longitudinaux sous forme de joints plats avec couche intermédiaire de mortier se révèle plus favorable aussi bien du point de vue coût que du point de vue statique que l'utilisation d'anneaux articulés. Pour les joints plats situés dans la zone du radier des voussoirs ordinaires sont possibles, en particulier sans armature de frette et sans exigences spéciales concernant les dimensions et la précision de pose en vue du remplissage au mortier.

Le comportement des revêtements non armés de tunnels soumis à de fortes charges ne peut être apprécié de manière suffisamment réaliste qu'à l'aide de modèles de calcul non linéaires car les calculs selon les méthodes élastiques surestiment en général les efforts tranchants, les moments fléchissants ainsi que l'influence des armatures qui en résultent.

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. EINLEITUNG	7
2. QUELLWIRKUNGEN UND HÄUFIGSTE SCHÄDEN	
2.1 Übersicht	8
2.2 Besondere Eigenschaften der Quellbelastung	8
2.3 Erfahrungen bei bestehenden Tunnels	10
2.4 Praktische Folgerungen	12
3. BAUVORGANG UND KONSTRUKTION	
3.1 Übersicht	13
3.2 Philosophie	13
3.3 Grundsätze	15
4. TUNNELVERKLEIDUNGEN UND GEWÖLBE OHNE ZUGFESTIGKEIT	
4.1 Übersicht	21
4.2 Tragverhalten der Gewölbe ohne Zugfestigkeit	21
4.3 Trag- und Schadensmechanismen	22
4.4 Beurteilung von Betonrissen bezüglich der Tragsicherheit	23
4.5 Besondere Tragreserven bei Tunnelgewölben	25
4.6 Auswirkungen auf die Innenbauteile	28
5. WIRKUNGEN UND NUTZEN VON BEWEHRUNGEN	
5.1 Übersicht	31
5.2 Potentielle Vorteile bei Verzicht auf Bewehrung	31
5.3 Lokales Tragverhalten der Bewehrungen	32
5.4 Tunnelverkleidungen ohne Bewehrung	37
6. STRUKTURBETON DER TUNNELVERKLEIDUNG	
6.1 Übersicht	39
6.2 Hinweise zur Wahl der Betongüte	39
6.3 Festigkeit unbewehrten Betons unter hoher Dauerlast	40
7. AUSBILDUNG DER LÄNGSFUGEN BEI DER TÜBBINGBAUWEISE	
7.1 Übersicht	44
7.2 Beurteilungskriterien	44
7.3 Gelenkfugen bei First- und Ulmentübbingen	44
7.4 Flachfugen mit Mörtelzwischenlage im Sohlbereich	44
7.5 Praktische Folgerungen	46
8. RECHNERISCHE NACHWEISE	
8.1 Übersicht	49
8.2 Nichtlineare Berechnungsmodelle	49
8.3 Bemessungsbeispiel	53
9. SCHLUSSFOLGERUNGEN, WEITERES VORGEHEN	61
LITERATURVERZEICHNIS	66

1. EINLEITUNG

Der Studienauftrag beinhaltet die Erarbeitung von Grundlagen zur Konzeption und Dimensionierung von Tunnelverkleidungen mit einer Hauptbeanspruchung durch Quelldrücke wie folgt:

- Angabe der bautechnisch besonderen Eigenschaften der Quellbelastung, soweit für das Verständnis der Problematik und die bautechnischen Bedürfnisse notwendig
- Tragverhalten der Tunnelverkleidung. Nutzen und Kosten der Bewehrung
- Ausgeführte Objekte und deren Verhalten in der Praxis. Häufigste Schäden
- Aufzeigen technischer Möglichkeiten und Beispiele des praktischen Vorgehens zur Bemessung unbewehrter und schwach bewehrter Tunnelverkleidungen

Der Bericht ist wie folgt gegliedert:

Im Kapitel 2 werden die wichtigsten Angaben aus der neueren Literatur, die zum Verständnis der Natur des Felsquellens, der Quellmechanismen und der Schadensbilder mindestens notwendig sind, zusammenfassend dargestellt.

Das Kapitel 3 zeigt, wie durch die Gestaltung und Materialwahl der Tunnelverkleidungen sowie schonendem Vortrieb beim Bau die Quellrisiken und potentielle Schäden minimiert werden können. Gewölbeartige Tunnelverkleidungen mit Tübbingfugen oder konzentrierte Rissbildungen in unbewehrten Gewölben unter hohen Belastungen werden im Prinzip als eine Art Mauerwerksgewölbe mit grösseren 'Mauerwerksteinen' verstanden.

Das Kapitel 4 zeigt das charakteristische Tragverhalten solcher Tunnelverkleidungen auf. Biege- und Querbewehrungen (Bügel) sind wegen der Länge der Tunnelbauwerke immer kostspielig. Der statische Nutzen der Bewehrungen wird oft stark überschätzt.

In Kapitel 5 wird der effektive Nutzen und die Problematik der Bewehrungen der Tunnelverkleidungen unter hohen Belastungen kritisch untersucht.

In Kapitel 6 wird die Annahme von Rechenwerten der Betondruckfestigkeit in den Tunnelverkleidungen bei Quellbelastungen vorgeschlagen, die von den Rechenwerten der Betondruckfestigkeit der Baunormen noch oben abweichen. Die Annahme erhöhter Betondruckfestigkeiten wird durch das Langzeitverhalten bei der Quellbelastung und das günstige Tragverhalten der im Fels eingebetteten Gewölbe begründet.

In Kapitel 7 sind die wichtigsten Beurteilungskriterien und Abhängigkeiten für die Ausbildung der Fugen bei Tübinglösungen mit dominierender Quellbe-

stung dargestellt. Namentlich die zweckmässige Ausbildung der Längsfugen im Sohlbereich ist entscheidend für den effektiv erreichten Tragwiderstand, die Kosten bei der Herstellung und die Dauerhaftigkeit des Bauwerks.

In Kapitel 8 werden Möglichkeiten zur Modellbildung des Tragsystems unbewehrter oder schwach bewehrter Tunnelverkleidungen aufgezeigt. Das verwendete Rechenmodell muss das besondere Tragverhalten der Gewölbe ohne wesentliche Zugfestigkeit realistisch genug erfassen können. Ein repräsentatives Beispiel zeigt den Unterschied und die Konsequenzen im Tragverhalten der nichtlinearen und elastischen Dimensionierung der Tunnelverkleidungen.

2. QUELLWIRKUNGEN UND HÄUFIGSTE SCHÄDEN

2.1 Übersicht

Wegen der besonderen Eigenschaften des Quellens als Belastung, werden in diesem Kapitel die heute bekannten, grundlegenden Mechanismen der Quellentwicklung dargestellt, soweit für das Verständnis im Hinblick auf die Auslegung und das Tragverhalten der Tunnelverkleidungen und den Bauvorgang im quelfähigen Gebirge notwendig.

2.2 Besondere Eigenschaften der Quellbelastung

Grundsätzlich wird zwischen den Phänomenen des sog. Tonquellens und des Sulfatquellens unterschieden. In beiden Fällen resultiert im Endeffekt die Belastung auf die Tunnelverkleidung infolge einer bestimmten Volumenvergrösserung im quelfähigen Gestein. Für die Auslegung der Tunnelverkleidung sind jedoch signifikante Unterschiede in der Grössenordnung der Quelldrücke und der zeitlichen Entwicklung des Quellens zu unterscheiden.

Beim Tonquellen, in der Schweiz vor allem bei tonhaltigen Gesteinen des Juras und des Mittellandes (Molassemergel, Opalinustone etc.), ist der Quellvorgang gänzlich auf die Volumenzunahme der Tonminerale zurückzuführen. Die mögliche Volumenvergrösserung kann bis etwa 20 % betragen. Die Schichtstruktur der Tonminerale wird dabei ohne chemische Veränderung aufgeweitet. Der Prozess tritt im Gebirge nur bei einer Spannungsverminderung und Wasserzutritt auf. Das Quellen ist bei ausreichendem Gegendruck sogar reversibel. Ton quillt bei der Bewässerung um so mehr, je niedriger sein anfänglicher Wassergehalt ist. Beim Tonquellen wird die bekannte Versuchstechnik nach Huder und Amberg und das Quellgesetz von Grob als gesicherter Stand der Technik betrachtet, unter der Voraussetzung, dass bei den Versuchen in den einzelnen Laststufen tatsächlich ein Stillstand der Hebungen abgewartet wird. Die Spitzendrücke können bei verhinderter Ausdehnung im Oedometerversuch 2 oder 3 MPa (vgl. z.B. [A.5], Seite 36) erreichen. Die Quelldrücke im realen Fels dürften, in massgeblicher Ausdehnung für die Beanspruchung der Tunnelverkleidungen, oft deutlich unter 1 MPa liegen. Voll bewässerte, dünne Tonproben erreichen im Labor ihre maximalen

Quellwerte innerhalb von Tagen. Im realen Fels dauert die Quellentwicklung - bei schonendem Bauvorgang und geringem Wasserzutritt im Bau und Endzustand - Jahrzehnte. Quelfähige Gesteine in kleinerer Tiefe, insbesondere in Oberflächennähe, führen zu kleineren Quelldrücken, weil unter geringerer Auflast bereits Wasser aufgenommen und ein gewisses Quellen stattfand (Ref. [A.5]).

Beim Sulfatquellen in tonhaltigen Sulfatgesteinen wie Gipskeuper - in der einschlägigen Literatur auch als Anhydritquellen oder Anhydritschwellen bezeichnet - hängt das Quellen mit der Volumenzunahme des Gipses zusammen, der aus dem ursprünglichen Anhydrit bei Wasseraufnahme entsteht. Mit der Lösung des Anhydrits und Ausfällung des schlechter löslichen Gips wird etwa 60 % mehr Volumen beansprucht. Der Prozess ist nicht reversibel. Ausschliesslich tonhaltige Anhydrite (Mischgesteine) zeigen in der Natur eine ausgeprägte Neigung zum Quellen. Geklüftete Gebirgspartien mit starker Wasserzirkulation dürften weniger quell anfällig sein, weil beim Vorhandensein von viel Wasser der Anhydrit gelöst und abtransportiert wird, im Unterschied zum Tonquellen, wo - solange der Ton noch quelfähig ist - jegliches zutretende Wasser sofort zum Quellen beiträgt. Grössere Wasserzirkulationen führen zur sog. Auslaugung und einer Volumenabnahme, statt Zunahme. Bei dichtem Anhydritgestein andererseits dringt Wasser nur geringfügig ein. Die Gipsbildung verstopft die Gesteinsporen und kann so das Gestein durch das Verstopfen der oberflächlichen Poren bei der Gebirgsbildung vor weiteren Quellentwicklung schützen.

Zur Entwicklung des maximalen Sulfatquelldrucks, der wesentlich grösser ist als beim Tonquellen im Mergelgestein, werden nur sehr kleine Mengen Anhydrit benötigt, die zu Gips umgewandelt werden. Die bei Laborproben in jüngster Zeit festgestellten Quelldrücke beim Sulfatquellen erreichen Spitzenwerte in der Grössenordnung von 7 bis 8 MPa (Adlertunnel SBB [A.12], Freudensteintunnel DB). In Feldmessungen wurden bis anhin Mittelwerte radialer Quelldrücke von 2 bis 2.5 MPa, allenfalls 3 MPa registriert (u.a. Hauensteinbasistunnel, Versuchstunnel Freudenstein). Aus Messungen beim Belchentunnel 1970 sind einzelne Werte bis 4 MPa bekannt.

Die sehr lange Dauer des vollständigen Quellvorgangs beim Anhydrit, auch bei Laborproben, mindestens in der Grössenordnung von Jahren bis Jahrzehnten, ist eine der Hauptursachen dafür, dass die genaueren Mechanismen beim Anhydritquellen weniger gut bekannt sind. Nach den neusten Forschungen, insbesondere auf Grund der Erkenntnisse von Prof. Kirschke [A.2], im Zusammenhang mit dem Bau des Freudensteintunnels, kann der heutige Stand der Erkenntnisse wie folgt angegeben werden:

Beim Anhydritquellen wird davon ausgegangen, dass die Versuchstechnik nach Huder-Amberg in Verbindung mit dem Grob'schen Gesetz nicht geeignet ist. Die Huder-Amberg Kurve spiegelt einen Zeiteinfluss wieder, indem unter geringem Widerstand sich die Proben überproportional schneller heben, als bei hohem Widerstand. Ein Rückschluss auf den Endzustand ist beim Sulfatquellen unzulässig, weil nach vorübergehender Entlastung der

Proben sich im Lauf der Zeit stets wieder der derselbe Druck aufbaut, und zwar nicht nur einmal, sondern über Jahre hinweg immer wieder. Der Endzustand und die obere Grenze des möglichen Quelldrucks ist, abgesehen vom stets notwendigen Wasserangebot, nur durch die fast völlige Aufzehrung der quellfähigen Anhydrit- und Tonteile oder einen fast unwahrscheinlich hohen, theoretischen Grenzdruck, bei der die Umwandlung von Anhydrit in Gips nicht mehr stattfindet, gegeben. Solange genug Wasser vorhanden ist, wird - sicher bei Laborproben - der mögliche Endwert unweigerlich erreicht.

Nach einer Entspannung steigt der Quelldruck, solange noch Anhydrit vorhanden ist, immer wieder an, bis die Durchlässigkeit für die weitere Quellenentwicklung nicht mehr ausreicht. Für eine realistische Beziehung zwischen den Dehnungen und Spannungen beim Anhydritquellen müsste deshalb die Wasserdurchlässigkeit berücksichtigt werden. Diese Angabe ist im realen Gebirge jedoch schwer definierbar. Massgebende Einflüsse sind der tatsächliche Spannungszustand im Fels, die mechanischen, chemischen und mineralogischen Eigenschaften des Gesteins und der Grad der Anhydritumwandlung sowie die Veränderung der Gesteins- und Gebirgseigenschaften durch den Quellvorgang.

Unsicherheiten bestehen heute noch bei der Beurteilung, der bei Laborproben beobachteten Quellentwicklung auf den realen Fels bzw. die Tunnelverkleidungen. Die Simulation der realen Verhältnisse unter der Sohle des Tunnels ist schwer oder nicht durchführbar. Der Einfluss, der für den im realen Fels beobachteten vorzeitigen Stillstand offenbar massgebend ist, ist auch nach Meinung der Autoren Kirschke [A.2] und anderen neuer Veröffentlichungen, z.B. Anagnostou ([A.1], die abnehmende Wasserdurchlässigkeit während des Quellvorgangs. Mit zunehmendem Druck und zunehmender Anhydritumwandlung nimmt die Wasserdurchlässigkeit wie erwähnt ab, bis die für eine weitere Wasserversorgung des Anhydrits erforderliche Durchlässigkeit nicht mehr vorhanden ist. Die Langzeitversuche im Freudensteintunnel zeigen bis anhin, dass der Quelldruck (Sulfatquellen) Grenzwerte über grösserer Flächen von 2 bis 2.5 MPa offenbar nicht überschreitet.

2.3 Erfahrungen bei bestehenden Tunnels

Die möglichen Quelldrücke und Schadenswirkungen wurden in der Vergangenheit zum Teil unterschätzt. Andererseits wurden bei Tunnelverkleidungen im quellfähigen Anhydrit Quelldrücke von nur 1 bis 2 MPa angesetzt, ohne dass deshalb schwere Schäden aufgetreten wären [A.2]. Grosse Sohlhebungen traten auch in Tunnels auf, deren Sohle völlig trocken war, bzw. ohne freies Wasser ([A.8], [A.9]). Offensichtlich wurden durch den Tunnelbau Drainageeffekte und zum Teil Entspannungen infolge Spannungsumlagerungen geschaffen, die zu neuen Wasserwegen entlang der Tunnelverkleidungen und im Fels führten und zur Bewässerung ursprünglich trockener quellfähiger Felsbereiche.

Bei der Instandsetzung alter Tunnel wurden immer wieder Hohlräume hinter der Tunnelverkleidung gefunden, wie Auflockerungszonen im Scheitel, welche die Ausbildung unerwünschter Wasserwege entlang des Tunnels begünstigen können und sich zudem aus tunnelstatischer Sicht ungünstig auswirken.

Bei Tunnels im quellfähigen Fels mit z.T. noch unverbaute Sohle, nachgiebiger und zu schwacher Sohle oder schon beim Bauvorgang ungünstig beanspruchter und durchnässter Sohle, wurde der Quellprozess zuweilen schon in kurzer Zeit extrem begünstigt, indem durch die Auflockerungen und Rissbildungen der Wasserzutritt viel leichter möglich war.

Schäden an Tunnelverkleidungen sind nicht zuletzt auch der Wirkung aggressiver Gebirgswässer zuzuschreiben.

Typische Schadensbilder bei Quellwirkungen können zusammenfassend wie folgt angegeben werden [A.1]:

Schäden im Sohlgewölbe:

- Biegung/Druck in der Mitte und an den Ecken
- Abscheren an den Ecken, infolge der radialen Belastung auf die Sohle (Bsp.: Belchentunnel)

Schäden bei den unteren Ulmen:

- Betonabplatzungen bei Überschreiten der einaxialen Druckfestigkeit des Gewölbes

Beobachtet wurde auch ein (blockweises) Anheben des Tunnelquerschnitts (Bsp.: Wagenburgtunnel [A.15]).

Die Sohlenhebungen bewirkten oft die Zerstörung der Entwässerungsleitungen. Durch die Hufeisenform (insbesondere bei vielen alten Tunnels) traten bei Sohlhebungen oft sekundär grössere Verengungen der Widerlager und des Lichtraumprofils auf.

Erfahrungsgemäss und praktisch übereinstimmend in allen einschlägigen Literaturstellen tritt eine Quellentwicklung mit Schäden in den Tunnelverkleidungen nur bei quellfähigen Schichten und Wasserzutritt im Sohlbereich auf. Technisch relevante Deformationen sind bis in eine Tiefe von etwa einer Tunnelbreite unterhalb der Tunnelsohle erkennbar [A.1].

Die Gründe des hauptsächlichlichen Quellens nur im Sohlbereich sind nicht genau bekannt. Denkbar sind folgende Ursachen:

- das Gebirgswasser wird im oberen Teil nicht aufgestaut und kann, im Gegensatz zum Sohlbereich nach unten abfliessen, entweder direkt in den Tunnel oder via Tunnelverkleidung (Ringfugen, Ringspalt, Schutzschicht bei Abdichtungsfolie)
- die Sohle wird durch Baustellenverkehr und die damit verbundene Benetzung beim Vortrieb oft beansprucht. Durch so verursachte Risse und Mikrorisse das Wasser besser eindringen kann
- die Geometrie der Tunnelverkleidung im Scheitel ist seit jeher bogenförmig mit entscheidend grösserem Tragwiderstand als bei häufig flachen Sohlen

2.4 Praktische Folgerungen

- Die Unterschiede zwischen Tonquellen und Sulfatquellen liegen für die praktische Dimensionierung der Tunnelverkleidungen hauptsächlich in der Unsicherheit bei den anzunehmenden Quelldrücken. Beim Sulfatquellen betragen die im Labor gemessenen Spitzendrücke 6 bis 8 MPa. Die relativ wenigen, im realen Fels gemessenen Werte erreichen - so weit bekannt - weniger als die Hälfte davon. Die wirtschaftlichen Konsequenzen sind besonders gross, wenn auf Quelldrücke > 4 MPa dimensioniert werden muss. Tunnelverkleidungen mit einem Quellwiderstand > 6 MPa sind - wegen der Beton- oder Tübbingdicken der Tunnelverkleidungen im Sohlbereich > 1.0 m und den grossen Ausbruchdurchmessern beim Vortrieb mit TBM - zur Zeit nicht wirtschaftlich herstellbar
- Der Quellprozess wird erst durch die Wasserzufuhr bzw. das 'Wasserangebot', als notwendige Bedingung in Gang gesetzt
- Erfahrungsgemäss sind fast ausschliesslich quellfähige Gebirge im Sohlbereich des Tunnels, bei Wasserzutritt, für signifikante Quellschäden massgebend. Im First und in den oberen Ulmen sind praktisch keine Schäden aus Quellwirkungen bekannt
- Wasserzutritt im Bau- und Betriebszustand ist bei Quellen ursprünglich trockenen Felsens der Grund für Quellschäden. Der Längstransport von Wasser entlang der Tunnelverkleidung (First, Längsfugen) mit der Bewässerung ursprünglich trockener, quellfähiger Felspartien und der Wasserabfluss in Querrichtung in den Sohlbereich (Ringspalt, Fugen) sind möglichst zu vermeiden

- Grosse Quellhebungen wurden bei Zerstörung der Gesteinsstruktur (Risse, Auflockerung) und wahrscheinlich der dabei vergrösserten Wasserdurchlässigkeit beobachtet. Das Wasser kommt an die vorher eingeschlossenen Felspakete heran. Vortriebsmethoden mit sofortigem Einbau eines steifen Tragrings sind in Bezug auf die Reduktion der Quellneigung günstiger als solche, die Gebirgsverformungen vor dem Einbau der definitiven Tunnelverkleidung zulassen
- Der Zeitfaktor bei der Quellentwicklung kann je nach den spezifischen Verhältnissen um Grössenordnungen variieren. Das heisst, Quellen kann bei ungünstigem Vortriebsverfahren (Auflockerung, Durchnässung der Sohle) schon im Bauzustand eintreten. Bei schonendem Vortrieb spielt sich der Quellvorgang im Gebirge in der Regel sehr langsam, über viele Jahre und Jahrzehnte ab. In den Fällen, wo heftige Quellerscheinungen schon beim Bau aufgetreten sind, dürfte entweder künstlich oder durch Absickern entlang der Tunnellängsrichtung (zuviel) Wasser in den quellfähigen Sohlbereich gelangt sein.

3. BAUVORGANG UND KONSTRUKTION

3.1 Übersicht

Auslegung und Konzept bei der Planung wirtschaftlicher Tunnels mit der Hauptbelastung Quellen erfordern eine Optimierung des Tragwiderstands und Minimierung der Quellrisiken. In diesem Kapitel werden die wichtigsten Grundsätze für die Planung zusammenfassend dargestellt.

3.2 Philosophie

Das Quellen ist durch geeignete Massnahmen möglichst gering zu halten, die verbleibende Quellbelastung ist möglichst wirtschaftliche aufzunehmen.

3.2.1 Minimierung der Quelldrücke und Quellverformungen

Wasserzutritt zu quellfähigen Gebirgszonen ist die Ursache des Quellens. Quelldrücke und Quellhebungen entwickeln sich ausschliesslich bei der Zufuhr von Wasser. Auflockerung im Fels allein - ohne Zufuhr von Wasser – reicht nicht aus zur Ingangsetzung des Quellvorgangs.

Es sind alle Massnahmen zu treffen, welche Auflockerungen und Wasserzutritte, besonders im Sohlbereich, verhindern oder behindern.

Der Vortrieb hat so schonend wie möglich zu erfolgen. Vortriebsmethoden, die zu unnötigen Auflockerungen des Felsverbands und einer Durchnässung der Sohle führen würden, sind im quellfähigen Gebirge nicht geeignet. Das beim Bau des Tunnels angetroffene Kluftwasser ist soweit wie möglich zu fassen.

Nach der Fertigstellung des Tunnels sind Sickerwasserzuflüsse über Klüfte sowie der Zufluss von Feuchtigkeit aus dem umliegenden Gebirge nicht ganz vermeidbar. Beim Sulfatquellen im Anhydrit-Gebirge mit theoretisch (Laborproben) sehr grossen Quelldrücken erfolgt dann, wenn Störung und Auflockerung des Felsverbands klein sind, schon bei geringem Quellen ein Verschluss der Poren im Fels, wodurch der Quellvorgang beendet wird.

Die Wasserzufuhr in die quellfähigen Felszonen ist im Betriebstand durch die Wahl und konstruktive Ausbildung der Tunnelverkleidung und Ausbildung und Unterhalt des Entwässerungs-, Wasserfassungs- und Abdichtungssystems mit allen vernünftigen Mitteln zu verhindern:

- Verhinderung des Quertransports und Ableitung von Gebirgswasser entlang (in Ringfugen) und auf der Tunnelverkleidung in den quellfähigen Sohlbereich
- Verhinderung des Längstransports von Gebirgswasser in, auf und entlang der Tunnelverkleidungen und in Hohlräumen entlang der Tunnelverkleidung (aber ausserhalb von Entwässerungsleitungen), um ursprünglich trockene, quellfähige Felspartien nicht unnötig zu bewässern

3.2.2 Optimierung bei der Wahl und Gestaltung der Tunnelverkleidungen

Die Tunnelverkleidungen und deren konstruktive Details sind so zu gestalten, dass der Tragwiderstand möglichst hoch ist und die Verformungen unter den hohen Quellbelastungen möglichst klein sind.

Das empfohlene Vorgehen basiert auf dem sogenannten 'Widerstandsprinzip' (u.a. [A.12], [A.14]).

Der Tragwiderstand der Tunnelverkleidung wird durch deren Form, Dicke und Materialwahl im Prinzip auf die grössten, erwarteten Quelldrücke ausgelegt. Die möglichen Quelldrücke sind beim Sulfatquellen im Anhydrit-Gebirge aber so hoch, zumindest bei den Laborproben, dass sie ohne die Zulassung begrenzter Schäden und Deformationen nicht mehr wirtschaftlich aufgenommen werden können. Verformungs- und Gebrauchstauglichkeitskriterien dürften im übrigen häufig massgebend werden, lange vor Schäden welche die Tragsicherheit ernsthaft gefährden würden. Bei Erreichen der Traglast werden die allseitig im Fels eingebetteten Gewölbe nicht plötzlich instabil, sondern verformen sich lediglich zunehmend. Überbeanspruchungen haben deshalb nicht die gleichen Auswirkungen wie z.B. bei einer Brücke. Es bleibt immer Zeit für örtliche Gegenmassnahmen, wenn diese zum voraus generell geplant

und daher innert nützlicher Frist durchgeführt werden können. Hierfür bietet ein gewölbter Servicekanal unter der Bahn- oder der Strassenfahrbahn im Tunnel eine gute Voraussetzung, indem z.B. lokal eine quellende Schicht, ausgehend vom Servicekanal, ausgehoben und mit Beton verfüllt würden ('Betonplomben').

Die Forderung nach möglichst verformungssteifen Tunnelverkleidungen hat, abgesehen von der erwähnten Verhinderung ungünstiger Felsauflockerung, noch folgende wichtige Gründe:

- Verhinderung von schädlichen Rissbildungen und Betonabplatzungen durch Verformungen in der Tunnelverkleidung, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerks reduzieren würden, ganz besonders bei aggressiven Gebirgswässern
- Verhinderung schädlicher Zwängungsbeanspruchungen auf die Innenbauteile bzw. Verformungen und Risse im Belag der Strassenfahrbahnen (mit Wassereindringung in den Fahrbahnunterbau und den Sohlbereich aus dem Fahrraum)

Ein speziell verformungsfähiges Tunnelgewölbe ist deshalb unerwünscht und würde allen obigen Grundsätzen widersprechen.

3.3 Grundsätze

Nicht alle Anforderungen lassen sich aus Kosten- und praktischen Gründen gleichzeitig verwirklichen. Eine gut überlegte Konzeption der Tunnelverkleidung und des Entwässerungs- und Abdichtungssystem trägt aber - neben der Gewährleistung eines ausreichenden Tragwiderstands - viel zu Kosteneinsparungen beim Bau, Unterhalt und Betrieb bei.

Die Anforderungen bei Bahn- und Strassentunnels bezüglich Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und Verfügbarkeit im Betrieb - auch die Länge der Tunnels und die Streckenlängen im quelfähigen Fels und die Konsequenzen bei allfälligen Schäden - spielen bei der Beurteilung und beim Vorgehen im konkreten Fall eine wichtige Rolle. Die resultierenden Verformungen werden in vielen Fällen für den Betriebszustand massgebend, lange bevor der Tragwiderstand der Tunnelverkleidung erreicht ist.

Bei Tunnels mit Belastung durch Sulfatquellen bzw. Anhydritstrecken und Tonquellen bzw. Mergelstrecken) gelten im Prinzip ähnliche Grundsätze bezüglich der baulichen Massnahmen und Vorkehrungen. In beiden Fällen sind namentlich alle vernünftigen Massnahmen zur Fernhaltung des für Auslösung des Quellens verantwortlichen Wassers zu treffen. Beim Tonquellen (Mergel, Opalinuston etc.) wird wegen der geringeren Quelldrücke und besseren Machbarkeit bzw. geringeren Kosten, richtigerweise oft konservativer vorgegangen.

3.3.1 Möglichst tragfähige Tunnelverkleidung

- Verwendung einer Kreisform (statisches Optimum) oder kreisähnlichen Form. Keine flachen oder wenig gekrümmten Sohlen
- Kraftschlüssige Verbindung zwischen Tunnelverkleidung und Gebirge. Vermeidung von Hohlräumen
- Eventuell Verwendung hochfesten Betons. Besonders bei Tübbinglösungen im Sohlbereich
- Innengewölbe ohne Bewehrung, in der Regel auch bei hoher Bemessungsquelllast.
- Bei Tübbinglösungen (vgl. Kapitel 7)
 - Verwendung von Flachfugen statt gelenkigen hochbeanspruchten Längsfugen im Sohlbereich und Vermörtelung der Längsfugen im Sohlbereich zur Verbesserung der Tragfähigkeit.
 - Verwendung konstruktiv einfacher, möglichst unbewehrter 'Blocktübbinge' im Sohlbereich
- Bei der Spritzbetonbauweise
 - Eventuell unten grössere Krümmung des Ausbruchs, wegen der grösseren Quellbelastung unten.
 - Gewölbe unten dicker, oben dünner. Ausbildung ohne Bewehrung
- Bei aggressiven Gebirgswässern:
 - Beton mit geeigneter Sulfatresistenz
 - Eventuell Beschichtung von Tübbing
 - Eventuell Abdichtungsfolie (Schutz einer Innenschale)

Figur 3.1 zeigt einen Vorschlag für ein- und zweischalige Tunnelverkleidungen mit Tübbing zur Aufnahme hoher Quelldrücke. Die Tübbinge der einschaligen und die Sohltübbinge der zweischaligen Variante sind als konstruktiv einfache, unbewehrte Blocktübbinge ausgebildet. Die Längsfugen im Sohlbereich sind vermörtelt. Tübbinglösungen mit vermörtelten Längsfugen im Sohlbereich übertragen die Kräfte in Ringrichtung ohne ungünstige Spannungskonzentrationen auf der ganzen Länge und Breite der Fugenfläche und eignen sich daher für Fälle mit hohen Beanspruchungen. Sie gestatten ohne Bewehrung die Übertragung von Normalkräften bei relativ grosser Exzentrizität der Normalkraft in den Fugen.

Dicke Sohltübbinge bei Tübbinglösungen mit hohen Bemessungsquelldrücken: Im Sohlbereich werden die Tübbinge dick und in der Umfangsrichtung relativ kurz, um das Gewicht in der für Transport und Montage zulässigen oberen Grenze zu halten (ca. 70 bis 90 kN). Die obere Grenze der Betondicke bei Tübbing beträgt heute etwa 0.9 m (Bsp. Adlertunnel SBB [A.12]) auch aus Gründen der Herstellung (Hydratationswärme beim Abbinden).

Vermehrte Fugen bei kurzen Tübbingen sind kein grundsätzlicher Nachteil bezüglich des Tragverhaltens bei der Quellbelastung, wenn die Sohlübbinge als Blocktübbinge mit konstruktiv einfachen Flachfugen ausgebildet werden (vgl. Kap. 7). Bei der Anwendung von Vakuumtransport und -Montage und bei geeigneter Lagerung können die Beanspruchungen aller Tübbinge in den Herstellungs-, Transport- und Montage Lastfällen sehr klein gehalten werden, auch bei gedrunghenen Sohlübbingen.

Unbewehrte Sohlübbinge mit (vermörtelten Flachfugen): Aus statischen Gründen zur Aufnahme der Quellbelastung sind Biege- oder Bügelbewehrungen kaum notwendig, wegen potentieller Korrosionsprobleme u.U. sogar schädlich. Die Schnittkräfte und Spannungen bei den Transport- und Montagezuständen sind nachzuweisen.

Unbewehrte Innengewölbe: In der Regel ist aus Gründen der Tragfähigkeit zur Aufnahme der Kräfte auch bei sehr hoher Bemessungsquelllast, keine tragende Bewehrung notwendig. Weil die Kosten pro m³ Ortsbeton-Innengewölbe kleiner sind als die Herstellung und Montage der teuren, bewehrten First- und Ulmentübbinge ist es oft günstiger, diese so schlank wie möglich auszubilden und zur Kompensation das unbewehrte Innengewölbe dicker auszubilden. Bei zweischaliger Ausführung (mit Innengewölbe im oberen Teil der Tunnelverkleidung) dienen diese praktisch nur der Felssicherung.

Schutz vor Sulfatangriff des Betons und NaCl-Angriff von Bewehrungen bei aggressiven Gebirgswässern: Eine genaue Bearbeitung und Lösung ist sehr wichtig.

3.3.2 Grösstmögliche Schonung des Felsverbands

- Schonender Felsausbruch
- Rascher Vortrieb mit tragfähigem Gewölbe zur Vermeidung von Brucherscheinungen im Fels
- Keine Benetzung und mechanische Beanspruchung der Sohle im Bauzustand. Rasches Ableiten von Bohr- und Gebirgswasser in geschlossenem Leitungssystem
- Rascher Einbau der Tunnelverkleidung um Auflockerungen am Ausbruchrand möglichst klein zu halten, allenfalls auch unter Inkaufnahme eines verstärkten Gebirgsdrucks auf die Tunnelverkleidung

Wegen des geforderten schonenden Vortriebs kommt bei möglicher hoher Quellbelastung in der Regel nur ein mechanischer Vortrieb in Frage: Der Ausbruch mit TBM führt zur grössten Schonung des anliegenden Fels und trägt entscheidend zur Minimalisierung der Quellrisiken bei. Bei Teilausbruch, TSM, sind potentiell vermehrte Spannungsumlagerungen und Auflockerung zu erwarten.

3.3.3 Fernhalten des Wassers vom Sohlbereich

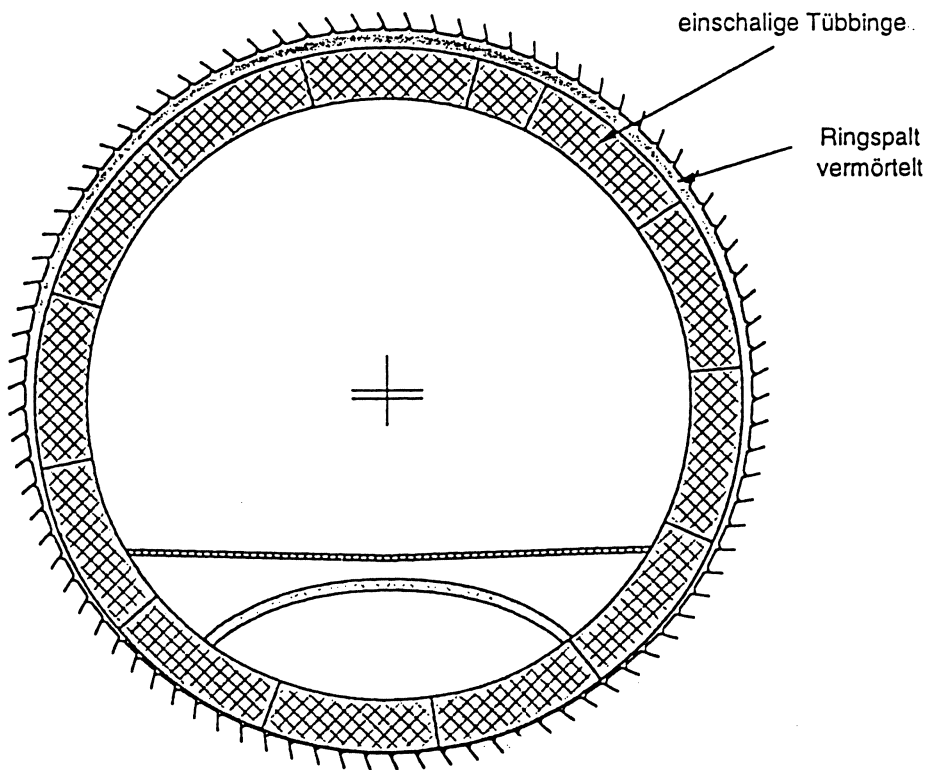
- First und Ulmen: 'Automatisch' relativ trocken, daher keine Quellsbelastung im First anzunehmen.
- Sohle: Bergwasser fernhalten, soweit möglich, bzw. die zeitliche Einwirkung auf ein Minimum beschränken. Wenn möglich steigender Vortrieb.
- Vermeidung von Hohlräumen, welche die Wasserwegigkeit vergrößern würde, insbesondere in Längsrichtung.
- Wasser besser fassen, statt verdrängen. Die Schutzschicht einer Abdichtung (Folie) kann besonders längs Wasser führen. Diese nach Möglichkeit vermeiden resp. auf das nötige Minimum reduzieren.
- Bei Tübbinglösungen:
 - Ringspalt rundum dicht zur Vermeidung von Wassertransportwegen und zur Verbesserung des Tragverhaltens (steife radiale Bettung)
 - Längsfugen: Verhinderung des Längstransports von Gebirgswasser (First)
 - Ringfugen: Verhinderung des Wassertransports in Querrichtung in den Sohlbereich.
- Abdichtungen: Nur soweit für den Innenraum notwendig, d.h. im Firstbereich. Eventuell nur lokal bei Verwerfungen/Klüften. Eventuell Wasser innen ableiten. Gegebenenfalls Schutz der Tunnelverkleidung bei aggressiven Gebirgswässern.

3.3.4 Vermeidung potentieller Wasserwege

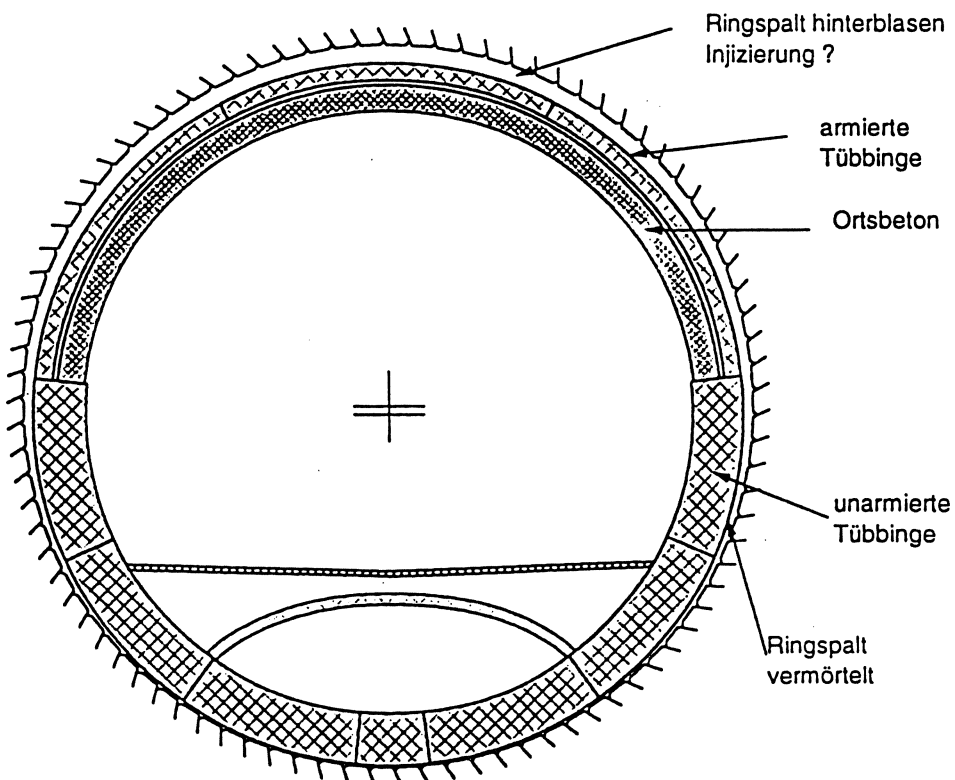
Die nachstehenden Wasserwege sind mit hoher Priorität mit zu verhindern. Wo Wasser im Fels vorhanden ist, soll es möglichst drucklos abgeleitet werden, da es sonst den Weg an andere Stellen findet.

- Gebirgswasser das sich mehr oder weniger frei im Ringspalt des Tunnels bewegen könnte. Ein dicht mit Mörtel verfüllter Ringspalt (Schildschwanzverpressung bei Vortrieb mit TBM) hat eine sehr günstige Wirkung zur Verminderung der Wasserwegigkeiten längs und quer, in und entlang der Tunnelverkleidung.
- Gebirgswasser, das in Längsfugen bei Tübbinglösungen in bisher trockene Gebirgsbereiche gelangen könnte.
- Gebirgswasser, das in Ringfugen bei Tübbinglösungen in den Sohlbereich abgeleitet werden könnte.

- Gebirgswasser, das durch eine Abdichtungsfolie zwar verdrängt, aber nicht auf direktem Weg abgeleitet wird und allenfalls in den Sohlbereich gelangen könnte.
- Gebirgswasser, das durch künstliche Undichtigkeiten bei Bohrungen und Ankern in den Sohlbereich gelangen könnte.
- Wasser aus dem Verkehrsraum, das sich in der Sohle ansammeln könnte.



Zweischalige Variante



Figur 3.1: Vorschläge zur Aufnahme sehr grosser Quelldrücke unter Verwendung einfacher, unbewehrter Blocktübbinge

4. TUNNELVERKLEIDUNGEN UND GEWÖLBE OHNE ZUGFESTIGKEIT

4.1 Übersicht

In diesem Kapitel wird das grundsätzliche Tragverhalten eingebetteter, unbewehrter gewölbeartiger Tunnelverkleidungen beschrieben.

Wichtig ist besonders die Beurteilung des Tragverhaltens in den unbewehrt ausgebildeten Sohlen der Tunnelverkleidungen, also nicht nur im oberen Teil der Tunnelverkleidungen, wo die Biegemomente wegen der (schlanken) Kreisform in der Regel ohnehin unbedeutend sind.

4.2 Tragverhalten der Gewölbe ohne Zugfestigkeit

Eine Tunnelverkleidung, die sich auf das umliegende Gebirge abstützen kann, verhält sich statisch als allseitig, elastisch gestützter Bogen bzw. Schale. Jede Zunahme der äusseren Belastung führt zur Vergrösserung der radialen, auswärts gerichteten radialen Bettungsreaktionen. Dank dem Zusammenwirken mit dem Gebirge stellt sich bei geringen Verformungen das ideale Tragverhalten mit angenäherter 'Stützlinie', das heisst einem angenäherten Membrandruck-Zustand ohne wesentliche Biegemomente ein. Die exakte Lage der Stützlinie ist von den genauen Randbedingungen, insbesondere von der Felsbettung, von Imperfektionen usw. abhängig. Die Stützlinie bezieht sich immer auf einen bestimmten Belastungsfall. Jeder Belastungsfall hat seine eigene Stützlinie. Sie ist überall tangential zur Resultierenden aus der exzentrischen Normalkraft und der Querkraft. Biegemomenten unter Belastung entzieht sich das Gewölbe durch Abnahme der Biegesteifigkeit schon bei leichter Rissbildung (unkritischer Rissbreite). Die Entwicklung des Tragwiderstandes ist nicht auf Biegemomente (mit Betonzugspannungen) angewiesen. Die Beweglichkeit in Rissen und Fugen (bei Tübbinglösungen) erleichtert dagegen die Entwicklung der Gewölbetragwirkung. Die Gesamtverformungen unter der Belastung bleiben nicht grösser als notwendig für die Aktivierung der (steifen) Felsbettung und jedenfalls kaum grösser als bei gleicher, bewehrter Tunnelverkleidung.

Bei alten Mauerwerksgewölben mit den vielen Fugen, die keine Zugspannungen übertragen können, ist dieses Tragverhalten offensichtlich. Grosse Tragwiderstände bei Mauerwerksgewölben werden dann erreicht, wenn der Tunnelquerschnitt kreisrund oder annähernd kreisrund ist, die Fugen bzw. Kontaktflächen mit durchgehendem Mörtelbett zur Verhinderung von Spannungskonzentrationen versehen wurden und die Hinterfüllung tragfähig und steif ist und namentlich keine Hohlräume aufweist. Weitere bekannte Beispiele der Baukunst mit unbewehrten Gewölben sind Brücken bestehend aus Mauerwerk und solche aus unbewehrtem Beton mit zum Teil sehr schlanken Formen.

4.3 Trag- und Schadensmechanismen

Bei Quellbelastung und Wasserdrücken entwickelt sich im Sohlbereich typischerweise das Tragverhalten ähnlich einem statisch stabilen 'Dreigelenkbogen' mit Betongelenken (Figuren 4.1, 4.2 und Kapitel 8.3). Die Betongelenke liegen an den Stellen wo sich die Stützlinie der Schale dem Schalenrand nähert. Die Position der Betongelenke ist nicht zum vornherein bekannt. Bei einer Steigerung der Belastung vergrößert sich die Zahl dieser Gelenke nicht. Bei nicht extrem unsymmetrischer Belastung und Felsbettung sind aber - wegen der kontinuierlichen Bettung - mindestens fünf Gelenke für einen instabilen Mechanismus notwendig.

Gebrauchslastniveau der Belastung: Auf dem 'verlangten Gebrauchslastniveau' ist nachzuweisen, dass die Konstruktion des Fahrbahnnunterbaus und andere Innenbauteile wegen der Deformationen der Tunnelverkleidung keine Schäden erleiden und die Rotationsfähigkeit in den Rissgelenken der Tunnelverkleidung gewährleistet ist.

Traglastniveau der Belastung: In den praktischen Fällen ist meist ohne besondere Einschränkungen möglich die unbewehrten Tunnelschalen so auszulegen, dass die 'auf dem verlangten Traglastniveau' der Belastung tolerierten Druckstauchungen des Betons von gewöhnlich 3.5‰ nicht überschritten werden. Das Betonmaterial kommt dabei noch nicht in den abfallenden Ast der Druck-Stauchungskurve. Betonzugfestigkeiten sind beim Nachweis der Tragfähigkeit nicht zu berücksichtigen. Abgesehen von lokalen Betonrissen, welche die Tragsicherheit nicht beeinträchtigen (vgl. Kapitel 4.4), resultieren damit - sogar auf dem verlangten Traglastniveau - noch kaum Schäden, namentlich keine Korrosion bei der unbewehrt ausgeführten Tunnelverkleidung. Der 'echte Trag- bzw. Bruchwiderstand' ist damit noch keineswegs erreicht.

Beginn von Schäden: Erst ab 4 bis 6 ‰ Stauchung am Druckrand der Rissquerschnitte beginnen in der Regel lokale, oberflächennahe Betonabplatzungen auf der Druckseite bei den Betongelenken. Die globale Stabilität der Tunnelschale ist wegen der lokalen Betonabplatzungen noch nicht gefährdet. Wenn die radiale Bettung eine bestimmte Mindeststeifigkeit aufweist (Nachweis in den Berechnungen), ist keine unkontrollierte Zunahme der Exzentrizität der Ringdruckkräfte in den Gelenkpunkten und der Verformungen möglich. Die Exzentrizität der Ringdruckkräfte in den Fliessgelenken nimmt sogar ab, wenn die radialen Bettungskräfte ausreichend mobilisiert werden können (Nachweis in den Berechnungen). Weil sich die Betongelenke im Sohlbereich befinden (Quellbelastung, hydrostatischer Wasserdruck), sind keine Personen durch allfällige Betonabplatzungen gefährdet. Abplatzung der Bewehrungsüberdeckung bei bewehrter Tunnelverkleidung dürften tendenziell früher einsetzen als Abplatzungen bei unbewehrtem Beton. Bei bewehrter Tunnelverkleidung sind Abplatzungen der Bewehrungsüberdeckung zudem ungünstiger, wegen der Korrosionsgefahr.

Bruchniveau der Belastung: Die Belastung wo schliesslich keine Zunahme des Tragwiderstands mehr möglich ist - ist bei den hier betrachteten bewehrten und unbewehrten eingebetteten Tunnelverkleidungen, ein quasi 'Membrandruckzustand'. Dieser wird zwar bei der Laststeigerung nicht auf direktem Weg erreicht (ausser bei sehr steifer Felsbettung), sondern via sich öffnende und wieder schliessende Risse in den Betongelenken und lokalen Betonrandabplatzungen auf hohem Lastniveau bzw. nach deutlicher Vorwarnung mit Schäden und Deformationen. Der Betrag des Membranwiderstands ist schliesslich durch die kleinste Betondicke der Tunnelverkleidung bestimmt (in der Regel kleinste Schalendicke im oberen Teil der Tunnelverkleidung).

4.4 Beurteilung von Betonrissen bezüglich der Tragsicherheit

4.4.1 Einfluss der Risstiefe

Ein Zwang, die hier in Frage stehenden, eingebetteten Tunnelverkleidungen wegen der Risstiefenbeschränkungen der Norm DIN 1045 bei Bauteilen aus unbewehrtem Beton zu bewehren, führte immer wieder zu hohen Mehraufwendungen, denen eher Nachteile bei der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Tunnelverkleidungen gegenüberstehen. Die DIN 1045, Abschnitt 17.9 verlangt generell für Bauteile aus unbewehrtem Beton, dass Risse unter Gebrauchslast höchstens bis zur Schwerlinie des Betonquerschnitts reichen dürfen. Die Begründung dazu in [B.11] von K. Kordina und H-U. Litzner lautet: '*... Die Forderung soll sicherstellen, dass etwaige Unsicherheiten bei der Ermittlung der Schnittgrössen (z.B. ungenaue Lage der Normalkraft) nicht zwangsläufig zum vollständigen Aufreissen des Querschnitts führen*'.

In [B.4] wird wie folgt argumentiert: '*Die Forderung, dass eine klaffende Fuge höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts entstehen darf ist beim vorliegenden interaktiven System Innenschale/Gebirge aufgrund der Abstützung der Innenschale gegen das Gebirge nicht zutreffend. Mit dieser Bedingung soll erreicht werden, dass die Druckrandspannungen nicht extrem empfindlich auf eine Vergrösserung der Ausmitte reagiert; das ist bei nachdrängenden Lasten, wie sie z.B. bei Stützmauern¹⁾ vorkommen, sinnvoll. Im Fall einer allseitig gebetteten Konstruktion besteht diese Empfindlichkeit der Ausmitte und damit der Randspannungen wegen der Abstützung nicht ²⁾*'.

Eine Begrenzung der Risstiefe aus statischer Sicht ist daher nicht notwendig. Konstruktiv sollte die Risstiefe so begrenzt werden, dass der Restquerschnitt grösser oder gleich dem doppelten Grösstkorn-Durchmesser des verwendeten Betons ist'.

¹⁾ Vgl. z.B. [C.4]

²⁾ Das Verhalten allseitig eingebetteter Tunnelschalen ist deshalb unempfindlich, weil die auftretenden Biegemomente vorwiegend Zwangsmomente sind ([B.4], [B.5]): Rissbildung erhöht die Zunahme der Verformungen und damit der Bettungsreaktionen, die ihrerseits wieder die Momentbeanspruchung vermindert. Die Systemaxe tendiert gegen die 'Stützzlinie'

Auf unsere Anfrage bestätigte Prof. K. Kordina, Techn. Universität Braunschweig, nun diesen Sachverhalt in einem ausführlichen Gutachten [B.13]:

‘Die Forderung der DIN 1045, Abschnitt 17.9 bezieht sich nicht auf rundum gelagerte Tunnelverkleidungen, da bei diesen eine Laststeigerung oder die Annahme schlechterer Baugrundbettungen nicht zu einer entsprechenden Erhöhung der Momentbeanspruchung führt, weil es sich um Zwangsmomente handelt, welche durch die Rissbildung abgebaut werden‘ und ‘der Bau unbewehrter Tunnelverkleidungen stellt eine wirtschaftliche und bei Beachtung der Ergebnisse einer nichtlinearen Untersuchung und ihrer Voraussetzungen auch standsichere und dauerhafte Lösung dar‘.

Folgerung:

Die Gefahr des unkontrollierten Aufreissens des unbewehrten Betons besteht bei sachgerechter Ausführung der eingebetteten Tunnelverkleidungen nicht.

Die Verhältnisse sind wegen der durchgehenden Bettung im umgebenden Boden oder Fels anders als bei üblichen Trägern, Druckgliedern oder Stützmauern. Das Tragverhalten der Tunnelverkleidungen ist weit günstiger, weil durch die Bildung von Rissen der Verkleidungsring weicher wird, sich dem Boden besser anschmiegt und damit grössere Bettungskräfte erhält, die ihn stabilisieren. Bewehrungen aus statischen Gründen sind bei den eingebetteten Tunnelverkleidungen oder solchen auf tragfähigen Fundamenten nicht gerechtfertigt, wenn der Nachweis durch eine nichtlineare, die entstehenden Risse berücksichtigende Berechnung gelingt.

4.4.2 Rotation im Rissquerschnitt

Ref. [B.10]: An der Biegezugseite entstehen Biegerisse (Primärrisse) in einem gegenseitigen Abstand vom 1.0 bis 1.5-fachen der Betondicke. Mit wachsender Ausmitte der Normalkraft oder weiterer Belastung klaffen diese Risse auf, wobei sich senkrecht dazu Verzweigungsrisse (Sekundärrisse) bilden. Mit zunehmender Krümmung reissen die Sekundärrisse weiter ein und bewirken schliesslich (bei Prismen und Balken) eine Abtrennung der zugbeanspruchten Bereiche (Figur 4.3). Die Biegesteifigkeit nimmt dabei stark ab, was bei ungenügender Sicherheitsreserve etwa bei Bogenbrücken aus unbewehrtem Beton zum Ausknicken führen könnte. Gemäss den Angaben und in [B.4], aufgrund von Untersuchungen³⁾ muss die Gelenkrotation über einen klaffenden Riss $\varphi > 4 \cdot 10^{-3}$ rad sein, bevor Verzweigungsrisse auftreten.

³⁾ H. Kupfer, H. B. Kupfer'. Zur Bemessung der Tragwerke des U-Bahnbaus. Festschrift 25 Jahre U-Bahnbau in München, 1991

4.5 Besondere Tragreserven bei Tunnelgewölben

Gewölbe ohne Zugfestigkeit (Mauerwerksgewölbe bei Tunnels wie auch bei Brücken) mit vielen Quer- und Längsfugen, die keine wesentliche Zugfestigkeit aufweisen, haben sich immer als sehr tragfähig erwiesen, wenn keine wesentlichen Hohlräume hinter dem Gewölbe vorliegen, welche die Gewölbestützwirkung praktisch verunmöglichen und die Widerlager bei Schalen im Teilausbruch genügend tragfähig sind. Vorausgesetzt, dass die Verformungen vergleichsweise klein sind, zeigen Rissbildungen grundsätzlich noch keine Gefährdung der Stabilität der Gesamtkonstruktion an. Die Bewegungen in den Fugen oder konzentrierten Rissen sind dabei praktisch unabhängig davon ob die Gewölbe bewehrt sind oder nicht.

Ein Tragsicherheitsproblem bei Überbelastung, ähnlich wie bei einem Hoch- oder Brückenbau, liegt nicht vor, d.h. plötzliches Stabilitätsversagen des einwandfrei konstruierten und eingebetteten Gewölbes, ohne vorgehende grössere Verformungen, kann praktisch ausgeschlossen werden. Ein plötzliches Versagen ist aus der Tunnelbaugeschichte nicht bekannt. Dünnwandige, u.U. beulgefährdete Tunnelverkleidungen (Stahlrohre) werden hier nicht betrachtet. Bei der Laststeigerung auf eingebettete Tunnelverkleidungen vergrössern sich die Bettungskräfte und die Betonspannungen bei Rissen und Fugen, ohne dass weitere Gelenke gebildet werden.

- Die bekannten Verbrüche in der Tunnelbaugeschichte traten fast durchwegs während des Bauvorgangs ein. Auch bei aussergewöhnlichen Belastungen, wie Erdbeben haben sich fertiggestellte Tunnels und andere unterirdische Bauwerke als sehr unempfindlich erwiesen, namentlich dann, wenn ein Sohlgewölbe vorhanden war
- Die Tragfähigkeit einer Tunnelschale wird einerseits durch das Last-Verformungsverhalten des Betons und andererseits durch die Interaktion mit dem umgebenden Gebirge bestimmt. Die eingebetteten Tunnelschalen sind hochgradig statisch unbestimmt gelagert. Während einfach gelagerte Biegebalken beim Erreichen der Grenztragfähigkeit in einem Querschnitt versagen und sich die aufgehenden Betonrisse bei Laststeigerung ständig vergrössern, ist bei den im Boden eingebetteten Tunnelschalen eine Umlagerung der Schnittkräfte möglich und zwar ohne grosse Duktilitätsanforderungen, weil die Verformungen klein sind, die zum Abbau der Biegespannungen führen
- Die Tragsicherheit der allseitig eingebetteten Gewölbe steht in keiner direkten Beziehung zu den Biegemomenten und der Biegebewehrung. Sie ist viel eher etwa proportional zu den aufnehmbaren Ringdruckkräften in der Tunnelverkleidung. Berechnungen zeigen, dass die Bewehrungen nicht oder viel weniger als angenommen zum Tragen kommen, weil die Zugdehnungen, die für die Mobilisierung der Stahlzugspannungen notwendig sind, in der Realität gar nicht erreicht werden

- Das Tragverhalten der im Boden eingebetteten Tunnelschalen ist viel unempfindlicher und 'gutmütiger' als bei Balken, Stützen usw. des Hoch- oder Brückenbaus. Schon bei geringer Rissbildung und geringer Abnahme der Biegesteifigkeit unter der Belastung erfolgen Spannungsumlagerungen im globalen Tragsystem wie auch in den stärkst beanspruchten Querschnitten, die alle zum Abbau der Biegespannungen beitragen. Die Bruchmechanismen der Stahlbetonbiegebalken, -Platten und -Stützen sind bei den im Boden eingebetteten Tunnelschalen nicht anwendbar. Das globale Tragverhalten der unbewehrten und der bewehrten Tunnelschalen tendiert bei kleinen Deformationen gegen die 'Stützlinie'. Biegemomente sind für das Gleichgewicht nicht notwendig: An den Biegedruckrändern der Querschnitte mit exzentrisch angreifenden Normaldruckkräften in Ringrichtung nimmt der lokale Betonwiderstand bei der Überschreitung der Druckstauchung ab 4 bis 6 ‰ ab (oberer Wert inklusive Kriechen), entsprechend dem Spannungs-Stauchungsverhalten des Betons. Bei Stahlfaserbeton (Stahlfasern eventuell in der Aussenschale) beträgt der entsprechende Wert mindestens 10‰. Der Beton versagt am Druckrand der stärkst beanspruchten Querschnitte in der Folge nicht etwa linear-elastisch-spröde, sondern es resultiert ein stabiles 'strain softening'¹⁾. Weil dabei - und bei der Rissbildung auf der Zugseite - die Exzentrizität der Ringdruckkraft abnimmt, bewegt sich diese zwangsläufig in Richtung des Zentrums in den stärkst beanspruchten Querschnitten. Die Biegesteifigkeit und das Aufnahmevermögen für Biegemomente in den stärkst beanspruchten Querschnitten nimmt zwar ab. Der Querschnittswiderstand für Normaldruckkräfte bzw. Ringdruckkräfte in der Tunnelverkleidung nimmt bei weiter zunehmender Beanspruchung aber zu, wie dies anschaulich aus den bekannten M/N-Interaktionsdiagrammen der Betonquerschnitte hervorgeht. Ganz anders als bei den durch Biegung mit Normalkraft im Prinzip vergleichbar beanspruchten Stützen sind die im Boden eingebetteten Tunnelschalen in der Regel sicher gegen Stabilitätsversagen. Ausnahme von der Regel sind dünnwandige, insbesondere beulgefährdete Stahlschalen, Tunnelverkleidungen mit Hohlräumen, Entfestigung oder Nachgeben bei der Hinterfüllung im Ulmenbereich bzw. ungenügender Widerstand des Baugrunds, was hier nicht zutrifft bzw. zu vermeiden ist. Der wirkliche Systemtragwiderstand, bei dem keine zusätzliche Last mehr von der Tunnelverkleidung aufgenommen werden kann, ist erst dann erreicht, wenn im stärkst beanspruchten Querschnitt schliesslich ein quasi zentrischer Membrandruckzustand auf Bruchniveau herrscht.
- Die Tragfähigkeit der Tunnelschalen hängt vor allem von ihrer Fähigkeit ab, Normalkräfte aufnehmen zu können. Die auf Grund elastischer Berechnungen ermittelte Biegebewehrung der Tunnelverkleidungen liegt oft an der falschen Stelle oder ist deshalb nicht wirksam, weil die zur Mobilisierung der Stahlzugkräfte notwendigen Dehnungen zu klein sind (im Gebrauchs- und im Bruchzustand). Die Biegebewehrung kann, wie

¹ Kontinuierlich, nicht plötzlich, abnehmender Materialwiderstand bei zunehmender Verformung in den stärkst beanspruchten Druckzonen des Betons der Tunnelverkleidung.

erwähnt, zu frühzeitiger Abplatzung der Bewehrungsüberdeckung und Korrosionsschäden führen. Die elastische Schnittkraftberechnung kann nicht als konservativ bzw. sicherer bezeichnet werden, u.a. weil bei elastischer Schnittkraftberechnung der Tunnelverkleidungen, mit oder ohne Bewehrung, die Deformationen tendenziell unterschätzt werden- bisweilen in hohem Mass

- Die Tragwirkung der Schale beruht zwar überwiegend auf der Normalkraftsteifigkeit in der Ringrichtung. Weil aber in Wirklichkeit ein dreidimensionales Tragwerk vorliegt, gilt folgendes:
 - Die Überbrückung örtlich begrenzter Materialschwachstellen (Kiesnester) im Beton ist leicht möglich
 - Der Abbau und Ausgleich allfälliger, rechnerisch nicht explizit berücksichtigter, lokaler Belastungsspitzen und die Überbrückung lokal begrenzter Fehlstellen in der Felsbettung und im Fels sind leicht möglich

Solche lokale Probleme sind daher unkritisch.

- Weitere konservative Annahmen liegen bei der Annahme der für Balken und Platten gebräuchlichen Materialfestigkeiten des Betons:
 - Der Verwendung sehr kleiner Fraktilen der Hochbaunormen (z.B. 2 % Fraktile der Norm SIA162)
 - Die zusätzliche Reduktion des Rechenwertes der Betondruckfestigkeit (Koeffizient 0.5 statt 0.65 bzw. -23%) für unbewehrte Betonteile gemäss der Norm SIA 162
 - Der Vernachlässigung erhöhter 2-axialer (z.T. sogar 3-axialer) Betondruckfestigkeiten in den stärkst beanspruchten Zonen der Innenschale
 - Der Vernachlässigung der zunehmenden Betonfestigkeit mit zunehmendem Betonalter, bei der ungünstigsten Quellbeanspruchung erst nach Jahren oder Jahrzehnten.

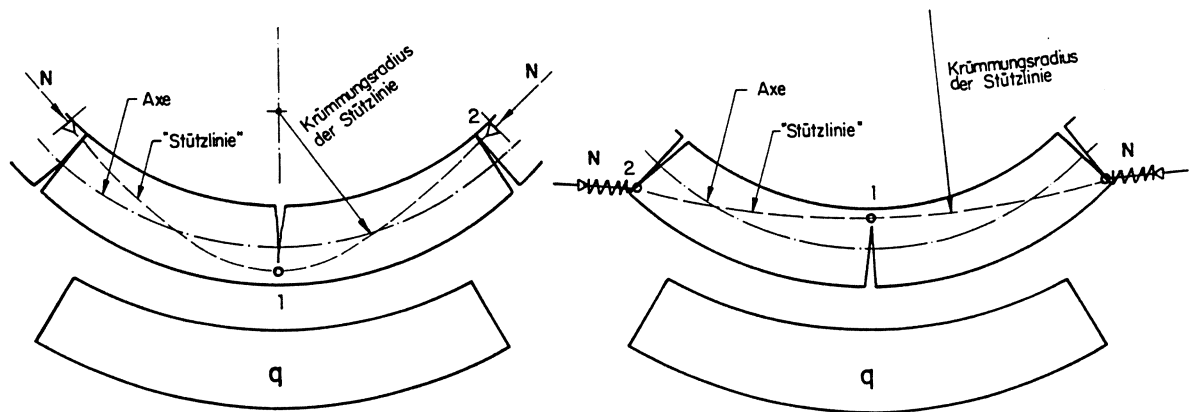
Anders als bei dominierender Biege-Schubbeanspruchung sind die Betonrisse bzw. die Rissufer bei vorwiegender Beanspruchung durch exzentrisch angreifende Normalkräfte weitgehend reversibel. Die Tragsicherheit des Tunnels ist beeinträchtigt, wenn Längsrisse mit Rissuferverschiebungen über eine längere Strecke auftreten. Rissbilder mit sichtbar verschobenen Rissufern infolge der Entwicklung von Scherbrüchen sind bei stark unsymmetrischer Belastung (Hangstollen), ungünstigen Profilformen (flacher Sohle) aus der Tunnelbaugeschichte bekannt

- Der Verwendung eines möglichst kontinuierlich gekrümmten Profils und einer geeigneten Sohlkonstruktion kommt eine grosse Bedeutung zu: Ecken, abgerundete Ecken, Kanten und Diskontinuitäten führen zu Spannungskonzentrationen. Wenn die Gewölbeform beim Übergang der

massiven Sohle zu den Ulmen nicht rundum kontinuierlich verläuft, wird das Tragverhalten der Schale mehr oder weniger gestört. Dies kommt bei Nachweisen für Quellbelastungen auf die Sohle und bei grossen Wasserdrücken oft nur deshalb nicht zum Ausdruck, wenn nur symmetrische Lasten zur vertikalen Tunnelaxe angenommen werden. Diese sind aber in der Realität nicht genau symmetrisch.

4.6 Auswirkungen auf die Innenbauteile

Eine Schädigung der Konstruktion des Fahrbahnunterbaus durch Zwängungen, infolge der Beanspruchung der Tunnelverkleidung bei Quellbelastung, tritt oft lange vor Schäden ein, welche die Tragsicherheit der Tunnelverkleidung an sich gefährden würde.



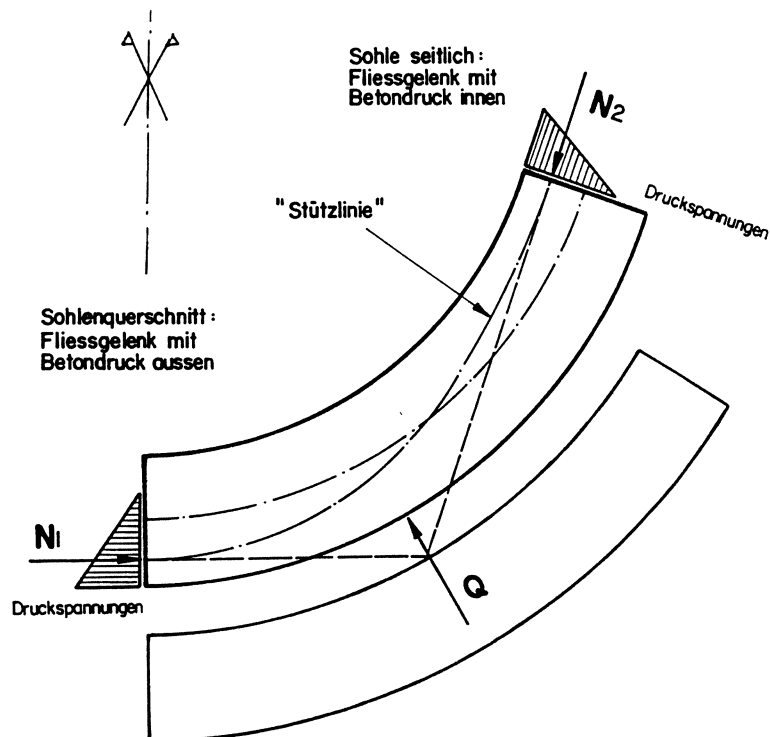
Grösster Tragwiderstand

Seitlich unverschiebliche Umlen. Stützlinie mit maximaler Krümmung (minimaler Krümmungsradius)

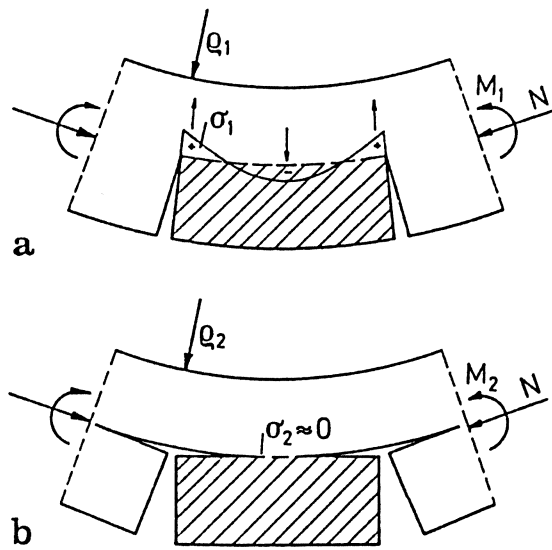
Kleinster Tragwiderstand

Seitlich nachgiebige Lagerung. Stützlinie flach (Extremfall)

Figur 4.1: Verlauf der Stützlinien im Sohlbereich der Gewölbe bei Quellbelastung. Stabiler Dreigelenkmechanismus



Figur 4.2: Schnittkräfte und Betonspannungen in den Gelenkpunkten bei Quellbelastung auf Sohlgewölbe



- a) Biegerisse (Primärrisse) im Abstand 1- bis 1.5-facher Betondicke. Versteifende Wirkung zwischen den Rissen
- b) Rissverzweigung (Sekundärrisse). Abnahme der Biegesteifigkeit

Figur 4.3: Rissentwicklung im Versuch bei axial gedrückten Balken [B.10]

5. WIRKUNGEN UND NUTZEN VON BEWEHRUNGEN

5.1 Übersicht

In diesem Kapitel werden insbesondere potentielle Nachteile von Bewehrungen der Tunnelverkleidungen diskutiert.

5.2 Potentielle Vorteile bei Verzicht auf Bewehrung

- Bei Balken und Platten ohne grosse Normalkräfte ist ein sicheres, duktileres Tragverhalten und die Stabilität des Tragwerks hauptsächlich auf die Duktilität der verwendeten Bewehrungsstähe in den Biegezugzonen des Betons zurückzuführen. Bei Tunnelverkleidungen im Fels steht dagegen die Rotationsfähigkeit von Betonquerschnitten im Vordergrund, die massgeblich auf exzentrischen Betondruck beansprucht werden. Eine hohe Traglast und Tragsicherheit wird mit einer steifen Felsbettung, sowie einer möglichst hohen Betonfestigkeit erreicht. Schwind- und Temperaturrisse sowie das Reißen des Betons allgemein unter Lastspannungen werden durch eine Bewehrung nicht verhindert. Ein Weglassen der Bewehrung führt in vielen Fällen zu keiner Beeinträchtigung des günstigen Tragverhaltens der eingebetteten Gewölbe (siehe Kapitel 4).
- Im unbewehrten Fall entfallen Korrosionswirkungen bei Biegerissen und abfallender Betonüberdeckung. Die Dauerhaftigkeit der Tunnelschale wird verbessert
- Der Bauvorgang wird bei unbewehrten Tunnelverkleidungen vereinfacht und führt zu einem rascheren Baufortschritt. Folgende nachteilige Wirkungen entfallen:
 - Gefahr der Beschädigung von Abdichtungsbahnen
 - Ungünstige Arbeitsverhältnisse beim Einbau der Bewehrungen
 - Erhebliche Behinderung des Einbringens und Verdichtens des Betons durch die Bewehrung. Der Korrosionsschutz verlangt jedoch ein dichtes Betongefüge, die Einhaltung der Mindestüberdeckungen.
- Bei Brand verhält sich ein unbewehrter Tunnel hinsichtlich Abplatzungen gutmütiger als ein bewehrter [B.6]. Eine Bewehrung kann das Herabstürzen von Betonbrocken einer bereits gebrochenen Innenschale verhindern [B.6]
- Bewehrungen in Tunnelverkleidungen sind wegen der Länge der Tunnelbauwerke besonders kostspielig.

5.3 Lokales Tragverhalten der Bewehrungen

Für die Beurteilung der statischen Wirkungen der Bewehrung ist zwischen der Biegebewehrung in der Ringrichtung und einer allfälligen Bügelbewehrung zu unterscheiden.

5.3.1 Biegebewehrungen in Ringrichtung

Elastisch berechnete Biegemomente haben vorwiegend den Charakter von Zwangsmomenten, die für die Gewährleistung des Tragwiderstands in Wirklichkeit keinen wesentlichen Beitrag ergeben. Wenn nichtlineare Traglastberechnungen bei den im Fels eingebetteten Tunnelgewölben durchgeführt werden, resultieren - ausser bei sehr starker Bewehrung oder sehr weicher Bettung - Tragwiderstände in vergleichbarer Grösse mit und ohne Bewehrung. Es besteht praktisch Einigkeit, dass eine geringe Bewehrung die Bruchsicherheit der eingebetteten Tunnelverkleidungen nicht erhöht, jedoch die Duktilität in Sonderfällen der Beanspruchung. Bei Gebirgsverbrüchen ist zweifelhaft ob die Bewegung des Gebirges wegen der Bewehrung aufgehalten würde.

Ungünstige lokale Tragmechanismen: Bei starken Zug- und Druckbewehrungen führt die Bewehrung selbst zu vorzeitigen Betonabplatzungen und Korrosionsschäden oder aber sie hat in Wirklichkeit nicht die in den (vereinfachten) Berechnungsmodellen an genommene Tragwirkung. Figur 5.1 zeigt schematisch Mechanismen, die zu vorzeitigen Betonschäden führen könnten und die Tragwirkung der Bewehrung an sich in Frage stellen:

- Biegezug innenseitig: Auf der Innenseite sind vorzeitige Betonabplatzungen wegen der gestreckter Bewehrung wahrscheinlich. Felsseitig steht der Beton unter allseitigem Druck (Ringdruck, radialer Bettungsdruck, Quelldruck oder Wasserdruck). Der Beton weist bei allseitigen Druckspannungen eine stark erhöhte Festigkeit auf. Die Druckbewehrung auf der Felsseite hat praktisch keine Wirkung, schadet aber auch nicht
- Biegedruck innenseitig: Die innenseitige Druckbewehrung führt bei Stauchung zu vorzeitigen Betonabplatzungen, weil Abplatzungen der Betonüberdeckung durch die Bewehrung begünstigt werden. Die Bewehrung bricht bei starker Stauchung schliesslich seitlich oder schräg seitlich nach innen aus, und die aus dem Beton herausgelösten Bewehrungsstäbe haben keine oder nur mehr stark reduzierte statische Wirkung. Die Zugseilen felsseitig sind gemäss den Berechnungen erst bei sehr grossem Bewehrungsquerschnitt statisch wirksam

- Betonabplatzungen bei Flachfugen im Sohlbereich stark beanspruchter Tübbinge: Zug- und Druckbewehrungen in Ringrichtung sind naturgemäss nicht durchgehend. Auf der Druckseite des Fugenquerschnitts steht bei den Fugen nur der Beton allein, ohne Mitwirkung der druckseitigen Bewehrung, zur Aufnahme und Übertragung der Druckkräfte zur Verfügung. Die Druckkraft im Fugenquerschnitt, oft bei maximaler exzentrischer Auslenkung, ist rechnerisch in jedem Fall ohne die Mitwirkung einer Druckbewehrung aufzunehmen. Zugbewehrungen benötigen ab dem Fugenquerschnitt die normgemässen Verankerungslängen, bis sie im Tübbing überhaupt wirksam sind.

Wirkung einer Mindestbewehrung bei Tunnelverkleidungen: Bei Rissbeginn wird zuerst eine Laststufe erreicht, die lokal über der Tragfähigkeit des gerade angerissenen Querschnitts liegt. Bei vorwiegender Momentenbeanspruchung und einfach statisch bestimmten, unbewehrten Bauteilen reisst eine Bewehrung, wenn der Querschnittswiderstand kleiner ist als im ungerissenen Zustand. In den Konstruktionsnormen des Hochbaus werden deshalb statische Mindestbewehrungen ($\rho = \text{ca. } 0.15 \%$) vorgeschrieben, so dass der Stahl den Betonriss ohne plastische Formänderungen übersteht. Bei eingebetteten Gewölben bleiben die Rissweiten aber sehr begrenzt, wegen der sofortigen Zunahme der Bettungskräfte nach Rissbeginn. Die auftretenden Momente sind vorwiegend Zwangsmomente. Der Baugrund wirkt stützend und stabilisierend. Vergleichsrechnungen mit nichtlinearen Finite Elementen Modellen zeigen - einerseits mit und andererseits ohne Bewehrung - nach Rissbeginn fast identische Risstiefen und Rissweiten. Die Zugbewehrung erfährt kaum Zugkräfte, wegen der kleinen Zugdehnungen.

Begrenzung der Rissweite bei Tunnelverkleidungen: Eine wirksame Begrenzung der Rissweiten erfordert grosse Bewehrungsquerschnitte, die bei Tunnelschalen kaum in Frage kommen: Bsp. Ref. [B.6]: Soll die mittlere Rissbreite auf 0.2 mm beschränkt werden, muss die Bewehrung bei $\varnothing 8$ mm, 0.6 % betragen. Bei Eigenspannungen sind die Risse auch ohne Bewehrung oft nicht breiter.

5.3.2 Umschnürungswirkung von Bügelbewehrungen

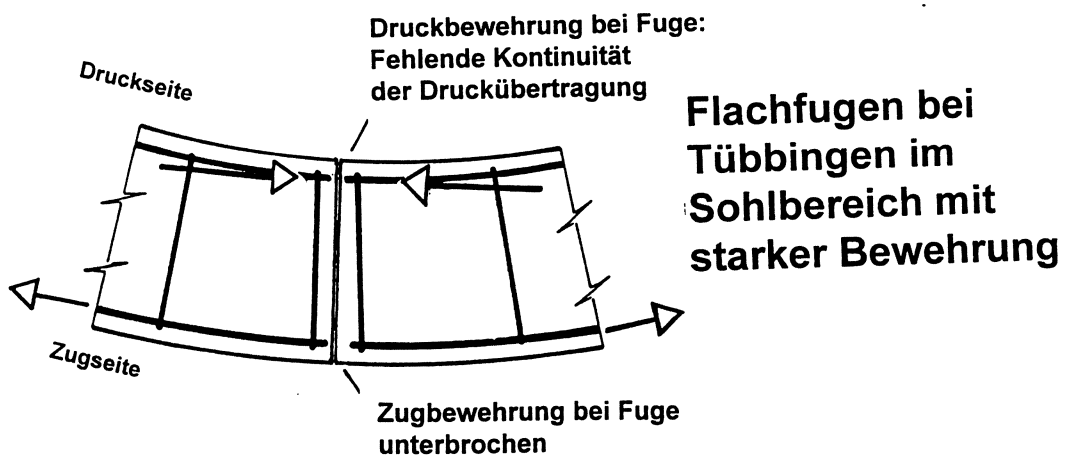
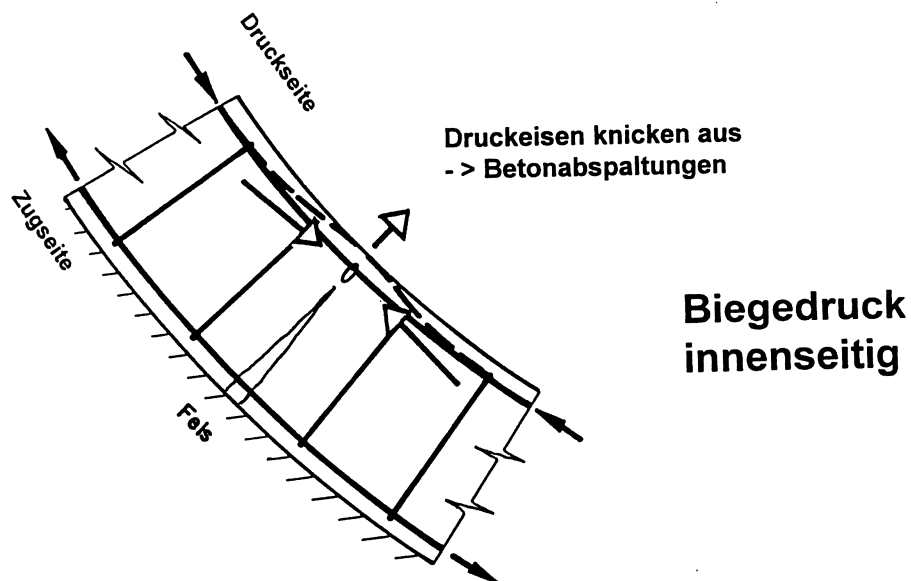
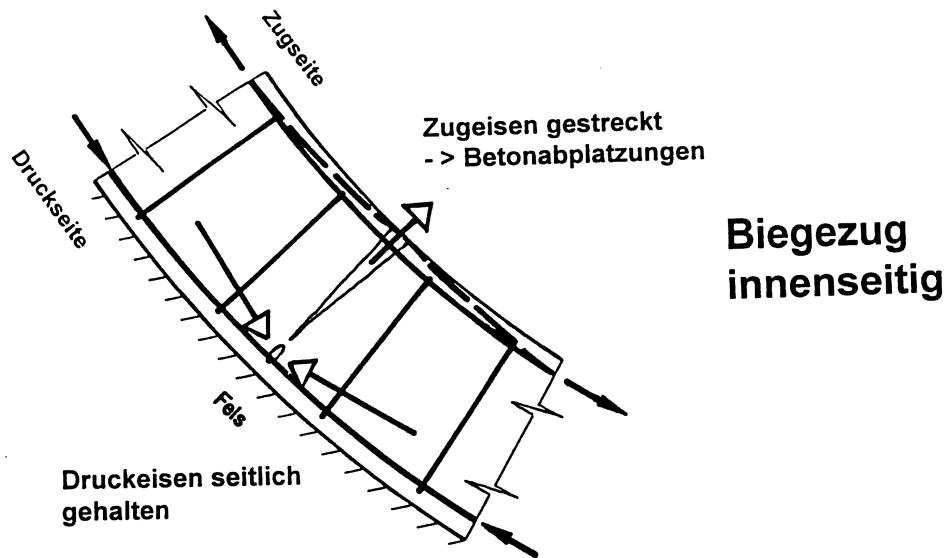
Allgemein ist anerkannt, dass bei sehr dichter Bügelbewehrung bei Stützen und Riegeln unter Erdbebenwirkungen oder bei Stossbelastungen der Tragwiderstand und das plastische Verformungsvermögen stark zunehmen. In den mittels Bügeln und Längseisen umschnürten Randbereichen des Betons resultiert ein mehraxialer Druckspannungszustand. Die Druckfestigkeit stark umschnürter Betonstützen vergrössert sich im günstigsten Fall bis zum 2-fachen und das Stauchvermögen erreicht eine Grössenordnung von 20 bis 30 ‰ (Abplatzungen der Betonüberdeckung beginnen jedoch weit früher), statt 3 bis 4 ‰ des normal bewehrten und unbewehrten Betons. Die Querbewehrung muss sehr dicht angeordnet sein, um grosse Umschnürungswirkungen zu erreichen bzw. ein frühzeitiges lokales Ausbrechen des Betons und Ausknicken der Längseisen zu verhindern. In der einschlägigen Literatur finden sich zahlreiche Unterlagen (z.B. Ref. [C.1] bis [C.3]).

Figur 5.2 zeigt das Trag- und Verformungsvermögen und Bruchbilder von Versuchsstützen bei variiertem Bügelbewehrung. Erst Verbügelungen mit Abständen unter 100 mm zeigen eine gute, und unterhalb 50 mm Abstand schliesslich eine ausserordentliche Verbesserung der lokalen Betonfestigkeit und Duktilität. Zur Umschnürungsbewehrung gehören auch zusätzliche Längseisen, die von der Bügelbewehrung vollständig umfasst und gehalten werden müssen.

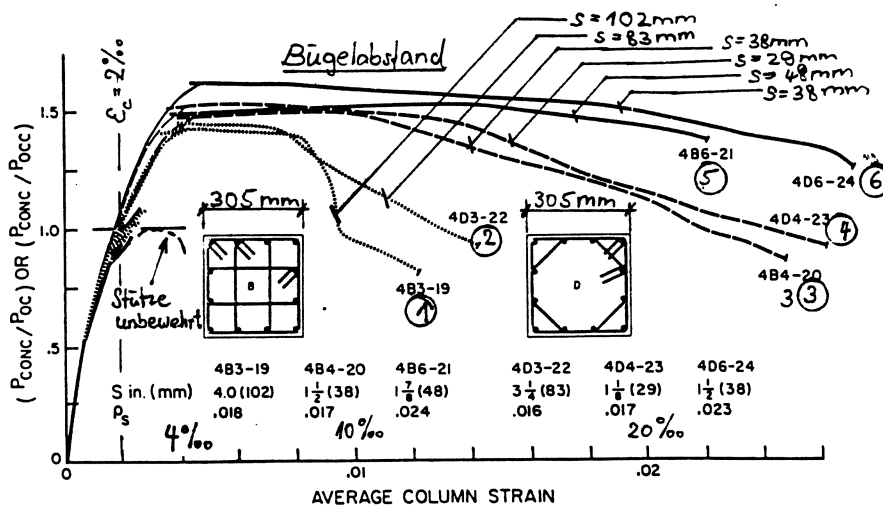
Bei Tunnelverkleidungen sind die Randbedingungen für eine wirksame und wirtschaftliche Anwendung der Umschnürungsbewehrungen ganz anders gelagert als bei Hochbaustützen, obwohl in beiden Fällen die Hauptbelastung exzentrisch wirkende Normaldruckkräfte sind.

Verbügelungen mit dem Zweck eine wesentliche Umschnürungswirkung zu erreichen, sind auf Tunnelverkleidungen angewandt fast immer unrealistisch:

- Statisch wirksame Verbügelungen im Abstand unter 100 mm und der dazu notwendigen Längsbewehrung führen zu Bewehrungsgehalten in der Grösse von 200 kg Bewehrungsstahl pro m³ Beton
- Die vergrösserte Verformbarkeit der umschnürten Betondruckzonen wird erst dann erreicht, wenn die Tunnelverkleidung solche Risse und Abplatzungen aufweist, dass das Kriterium der Gebrauchstauglichkeit längst nicht mehr eingehalten wird (Betonabplatzungen der Bewehrungsüberdeckung ab ca. 4 ‰ Druckstauchung)
- Die Vergrösserung der Materialfestigkeit mittels Verbügelung (realistisch 20 bis 50 % Zunahme der Festigkeit bei starker Verbügelung) ist weit aufwendiger und unpraktischer als eine Verdickung der Betonschale (im Sohlbereich) oder der Verwendung höherfesten Betons, um eine adäquate Zunahme des Tragwiderstands ohne wesentliche Schäden zu erreichen.

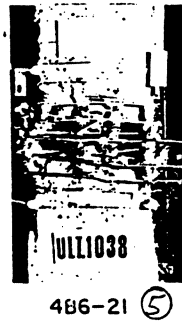
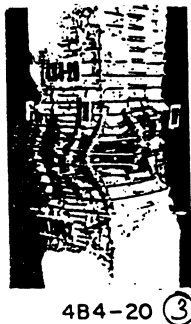


Figur 5.1: Potentiell ungünstige Wirkungen starker Zug- und Druckbewehrungen



Bügelabstand
 $s = 83\text{ mm}$

Bruchbilder:
 Ausknicken
 der Längseisen



Bügelabstand
 $s = 38\text{ mm}$

Figur 5.2: Tragwiderstand und Duktilität zentrisch belasteter Stützen; bei Bügelabständen zwischen 29 und 102 mm. Mögliche Stauchung im günstigsten Fall grösser 20% bei engster Verbügelung, gegenüber ca. 4 % bei üblicher Verbügelung [C.3]

5.4 Tunnelverkleidungen ohne Bewehrung

Wie im vorgehenden Abschnitt dargestellt, sind die Bewehrungen allseitig eingebetteter, gewölbeartigen Tunnelverkleidungen zur Aufnahme grösserer Druckbelastungen wie allseitiger Gebirgsdruck, Quellbelastung, Wasserdruckbelastung in der Regel nicht wirtschaftlich.

5.3.1 Unbewehrte Sohlübbinge bei Tübbinglösungen

Bei Tübbinglösungen kann auf eine gewisse Bewehrungen der First- und Ulmentübbinge in der Regel nicht verzichtet werden (ausser relativ dickwandige einschalige Ausbildungen ähnlich wie Fig. 3.1). Bei unvollständiger radialer Bettung und der Beanspruchung durch Auflockerungs- oder Injektionsdrücke beim Vortrieb ist die Gewölbetragwirkung nicht oder reduziert gegeben. Kritische Zustände für die Stabilität können unmittelbar oder kurz nach dem Austritt der Tübbinge aus dem Schildschwanz der TBM auftreten. Bei unvollständiger Hinterfüllung des Ringspalts und vorübergehend fehlender Reibungsverbindung in den Ringfugen beim Rückzug der Vorschubpressen, gilt als statisches System im Prinzip ein auf Biegung und Schub beanspruchter ebener Tragrings mit Biege-Schubgelenken bei den Längsfugen. Die Stabilität des Tragrings ist auf den ausreichenden Biege- und Schubwiderstand im Tübbingring und die Schubverzahnung oder Verschraubung bei den Längsfugen angewiesen. Im Endzustand mit Innengewölbe ist der geforderte Tragwiderstand oft sogar ohne explizite rechnerische Berücksichtigung der First- und oberen Ulmentübbinge gewährleistet.

Eine rechnerische Untersuchung (Zürichbergtunnel SBB, Kieshinterblasung des Ringspalts, TBM ohne Schildschwanzdichtung) ergab, dass der Einfluss der Felsbettungssteifigkeit für das beschriebene Problem weniger wichtig ist als eine zu gewährleistende Mindest-Hinterfüllhöhe des Ringspalts.

Anders als bei den First- und Ulmentübbingen ist bei den im Mörtelbett eingebetteten Sohlübbingen, nach dem Einbau ein Stabilitätsversagen bei den oben beschriebenen Beanspruchungen nicht vorstellbar. Die Beanspruchung der auf Gebirgsdrücke, Wasser- und Quellbelastung dimensionierten Tübbinge und Längsfugen im Sohlbereich ist ausserdem vergleichsweise gering. Die Tragfähigkeit der eingebauten Sohlübbinge ist, ohne auf einen Biege- und Schubwiderstand und Biegebewehrungen angewiesen zu sein, gewährleistet.

Bei der Abstützung der Vortriebspresen auf den zuletzt eingebauten Sohlübbing entstehen wegen der konzentrierten Lasten gewisse Spreizspannungen in den Tübbingen. Eine rechnerische Untersuchung mit nicht linearen Finiten Elementen [C.5] ergab im Fall von 0.6 m dicken Sohlübbingen folgende hauptsächliche Ergebnisse: Im ungerissenen Beton ist die Spreizbewehrung - wegen der ungleich grösseren Steifigkeit des ungerissenen Betons gegenüber der Verformungssteifigkeit einer üblichen Spreizbewehrung, unwirksam. Spreizbewehrungen sind primär zur Verhinderung des wenig wahrscheinlichen vollständigen Aufspaltens geeignet. Bei der Annahme ungerissenen elastischen Betons lagen die Spitzenwerte der

Spaltzugspannungen bei 0.8 bis 1.2 N/mm², über eine Länge von nur ca. 5 cm. Bei beginnender Rissbildung resultierte eine geringfügige Spannungsumlagerung mit einer Rissbreite in der Grössenordnung weniger Hundertstel Millimeter und einer Risslänge von rund 10 cm. Eine Spreizbewehrung ist nicht in der Lage, solch dünne Risse zu verhindern, weil die Dehnung der Spreizbewehrung (z.B. bei einer mittleren Rissbreite von 2/100 mm und einer mitwirkende Eisenlänge der Spreizbewehrung von 5 bis 10 cm zur Überbrückung eines Spaltrisses) lediglich 0.2 bis 0.4 ‰ beträgt (Flie遥eginn bei ca. 2 ‰). Konventionell dimensionierte Spreizbewehrungen, gemäss den üblichen Näherungsformeln, müssten unter diesen Umständen - damit sie wegen der sehr kleinen Rissweiten bzw. Stahldehnungen wirksam sind - z.B. um das 5-fache vergrössert werden. Andernfalls werden sich die beschriebenen geringfügigen Spreizrisse ohne merkbliche Mitwirkung der Bewehrung trotzdem öffnen. Nicht durchgehende Haarrisse werden sich nach Entlastung sofort wieder schliessen. Bei unbewehrten Sohlübungen besteht ausserdem keine Korrosionsgefahr.

5.3.2 Unbewehrte einschalige Tunnelverkleidungen und Innenschalen

Tunnelinnenschalen werden in der Schweiz und in Österreich fast ausschliesslich, in Deutschland zur Zeit noch sehr begrenzt, unbewehrt ausgeführt. Die Ausführung bewehrter Innenschalen ist wesentlich arbeitsaufwendiger und teurer. Die Aufgabe der Wasserabdichtung und dem Schutz vor aggressiven Gebirgswässern wird bei Bedarf, in der Regel einer Abdichtungsfolie übertragen (und Varianten unter Verwendung von wu-Beton). Für die Qualität von Tunnelinnenschalen (Rissbild) spielt neben konstruktiven und ausführungstechnischen Besonderheiten die Betontechnologie eine massgebliche Rolle. Für Angaben zu Konzepten und konstruktiver Auslegung und Ausbildung vgl. u.a. [B.12]. Risse sind häufig auf Schwindverkürzung und Einflüsse der Hydratationstemperatur beim Abbinden zurückzuführen. Reduzierte Rissbildungen werden wesentlich durch die Optimierung des Betons bei der Herstellung erreicht. Bei Auslegung unbewehrter Tunnelverkleidungen mit dominierender Biegebeanspruchungen ohne grosse Ringdruckkräfte (Tunnelinnenschalen, die fast nur durch ihr Eigengewicht belastet sind) sind die einschlägigen Angaben in der Fachliteratur bezüglich der statischen Einflüsse der Rissweiten noch zu beachten(meist unkritisch, vgl. [B.4]).

Bei Anwendung der Neuen Österreichischem Tunnelbauweise (NÖT) werden unbewehrte Gewölbe verwendet. Die Ortsbetoninnenschale wird erst eingebaut, wenn die Verformungen der Aussenschale weitgehend abgeklungen sind, so dass praktisch der volle Tragwiderstand für die Aufnahme und Abtragung der Wasser- und Quelldrücke zur Verfügung steht. Schwindrisse sind unvermeidlich und werden in Kauf genommen, ohne dass die Tragfähigkeit in der Regel deshalb merklich reduziert würde. Der Beton kann sich in den ersten Tagen je nach Dicke und Frischbetontemperatur auf über 50° erwärmen. Beim Abfliessen der Hydratationswärme und dem späteren Schwinden hat die Innenschale das Bestreben sich zu verkürzen. Dies wird durch den Verbund mit dem Gebirge mehr oder weniger verhindert.

6. Strukturbeton in der Tunnelverkleidung

6.1 Übersicht

Die Verkleidungsstärke und damit auch der Ausbruchquerschnitt sind von der Wahl der Betongüte abhängig. In diesem Kapitel wird namentlich bei der Auslegung der Tunnelverkleidungen auf extreme Quellbelastungen ein Vorschlag zur Annahme rechnerisch erhöhter Langzeit- bzw. Dauerstandsfestigkeiten des Betons gemacht, die von den Konstruktionsnormen des Hoch- und Brückenbaus erheblich nach oben abweichen.

Es versteht sich, dass abweichende Annahmen von den Normen nur zu vertreten sind, wo kein unmittelbares Traglastproblem oder gar plötzliches Stabilitätsversagen zu erwarten. Es gelten folgende Voraussetzungen:

- Hohe Unempfindlichkeit des Tragverhaltens der eingebetteten Tunnelverkleidungen (vgl. Kapitel 4). Es wird also eine allseitig eingebettete, statisch stabile Tunnelschale vorausgesetzt. Lokale Fehlstellen im Beton der Tunnelverkleidung sind für das Tragverhalten unbedeutend, diese werden durch die Schalenwirkung überbrückt. Das verwendete Rechenmodell muss in der Lage sein, die Gewölbetragswirkung und das Materialverhalten der unbewehrten Tunnelverkleidung ausreichend zu erfassen
- Berücksichtigung aller vernünftig machbaren Grundsätze zur Optimierung des Tragverhaltens und der Minimierung der Belastung (Massnahmen zur Minimierung der Quellrisiken bei der Auslegung der Tunnelverkleidungen und beim Bauvorgang gem. Kapitel 3). Insbesondere wird davon ausgegangen, dass in extremer Grösse anzunehmende Quelldrücke erst über Jahre und Jahrzehnte und erst nach grösseren vorgehenden Verformungen und sichtbaren Schäden eintreten
- Akzeptanz bestimmter, reparierbarer Schäden im ungünstigsten Fall. Ausreichende Zeit für Gegenmassnahmen (Quellbelastung). Die Zugänglichkeit im Sohlbereich ist bei begehbarem und befahrbarem Sohlkanal für Messungen und Reparaturen natürlich erheblich besser.

6.2 Hinweise zur Wahl der Betongüte

- Nichtlineare Berechnungen eingebetteter unbewehrter Tunnelverkleidungen zeigen, dass der rechnerische Tragwiderstand bei dominierender Quellbelastung, Wasser- oder Auflockerungsdrücken der eingebetteten Tunnelschalen, etwa proportional zur Annahme des Rechenwerts der Betondruckfestigkeit ist
- Das erforderliche Druck-Stauchungsvermögen des Betons ist in der Regel ausreichend (rechnerischer Nachweis). Die bei hochfesten Betonen registrierte Abnahme der Duktilität wird zum Teil wenigstens, auf Einflüsse der Prüfvorrichtung zurückgeführt (*‘Tragwerksglieder aus hochfestem Beton zeigen eine hohe Biegeduktilität..’ [D.4]*).

6.3 Festigkeit unbewehrten Betons unter hoher Dauerlast

Von Bedeutung ist nicht nur das Beanspruchungsniveau, sondern auch das Betonalter beim Beginn der Belastung und die Dauer der Belastung.

Nachstehend wird berücksichtigt, dass extreme Quellbelastungen in der Regel erst nach Jahren oder Jahrzehnten auftreten. Zur Abschätzung der interessierenden Abweichungen der Dauerstandsfestigkeit des Betons und der nach Norm geprüften Kurzzeitfestigkeit wird eine Analogie zwischen den mit exzentrischen Axialkräften beanspruchten Betonprismen und vergleichbar belasteten unbewehrten Tunnelverkleidungen angenommen.

An der technischen Hochschule in München und Aachen wurden Ende der fünfziger und Anfangs der sechziger Jahre umfangreiche Versuche zum Studium von Festigkeit und Verformung des unbewehrten Betons unter hoher Dauerlast durchgeführt (Ref. [D.1], zusätzlichen Auswertungen [D.2]). Bei den Versuchen handelt es sich um Langzeitprüfungen an zentrisch und exzentrisch belasteten, unbewehrten Betonprismen. Anlass für die Versuche war die Vermutung, dass unter hohen, dauernd einwirkenden Druckbelastungen ein Festigkeitsabfall zu erwarten sei, was sich bestätigte. Bei der normgemässen Bestimmung der Betondruckfestigkeit erfolgt der Bruch (bei gleicher Last) dagegen innert weniger Minuten. Die Versuche bildeten eine der Grundlagen und Voraussetzungen für die Schaffung der modernen Biegetheorie.

Beispiel:

Erhöhte Betondruckfestigkeit in der Tunnelverkleidung bei der für die Bemessung der Tunnelschale im Sohlbereich dominierenden Quellbelastung auf die Sohle. Annahme einer Betonqualität B 40/30 für unbewehrten Beton gemäss der Norm SIA 162.

Die Dauerstandsfestigkeit bei Quellbelastung hängt von den in der Figur 6.1 aufgeführten und nachstehend erläuterten Einzeleinflüssen ab. Wenn der (reduzierte) Rechenwert der Norm für unbewehrten Beton (Koeffizient 0.5, statt 0.65) $f_c = 0.5 f_{cw,min} = 0.5 \cdot 30 \text{ N/mm}^2 = 15 \text{ N/mm}^2$ beträgt, so liegt der realistischere Rechenwert der Dauerstandsfestigkeit nach vorliegender Abschätzung zwischen 29 bis 36 N/mm^2 , also in der Nähe von $f_c = f_{cw,min} = 30 \text{ N/mm}^2$. Die Zunahme für die Dauerstandsfestigkeit beträgt rund 100% in diesem Fall.

Einzeleinflüsse		Rechenwert der Norm SIA-162	Gewölbe bei 1-axialer Betondruckfestigkeit	Gewölbe bei 2-axialer Betondruckfestigkeit
a)	Würfeldruckfestigkeit f_{cw28}	30 N/mm ² ¹⁾	35 N/mm ² ³⁾	35 N/mm ² ³⁾
b)	Abnahme Würfel-Bauwerk		0.8	0.8
c)	Zunahme bis Lastbeginn		1.15	1.15
d)	Abnahme unter Dauerlast		0.75	0.75
e)	Zunahme bei Biegedruck		1.2	1.2
f)	Zunahme bei mehraxialem Druck		1.0	1.25
Rechenwert der Dauerfestigkeit		15 N/mm ² ²⁾	29 N/mm ²	36 N/mm ²

Legende:

Betonqualität B 40/30 gemäss Norm SIA 162

- 1) Normgemässe Würfeldruckfestigkeit (2 %-Fraktile) nach 28 Tagen
- 2) Rechenwert der Würfeldruckfestigkeit der Norm bei unbewehrtem Beton: $f_c = 0.50 \cdot f_{cw, \min}$
- 3) Erhöhte Fraktile der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen (Annahme)

Figur 6.1: Rechenwert der Betondruckfestigkeit bei Quellbelastung (Beispiel)

Begründung der Einflussfaktoren a) bis f) in der Tabelle (Figur 6.1):

a) Annahme der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen: Eine örtlich begrenzte Stelle schlechterer Qualität hat in der Regel einen geringen Einfluss, weil die benachbarten Bereiche mittragen. Ausserdem ist sehr unwahrscheinlich, dass eine Stelle mit schlechterer Betonqualität gerade mit einer Stelle grösster Beanspruchung in der Tunnelverkleidung zusammenfällt. Für die Annahme der Würfeldruckfestigkeit f_{cw28} wird deshalb vorgeschlagen - statt der 2% Fraktile der Norm SIA 162 - mindestens eine 10- bis 15%-Fraktile zu verwenden.

b) Festigkeitsabnahme Würfel-Bauwerk: Anstelle der Würfelfestigkeit (Normwürfel mit 20 cm Kantenlänge) wird eine Prismenfestigkeit ($h/d = \text{ca. } 3 \text{ bis } 5$) eingesetzt. Die Prismenfestigkeit beträgt ein rund 0.8-faches der Würfel-druckfestigkeit.

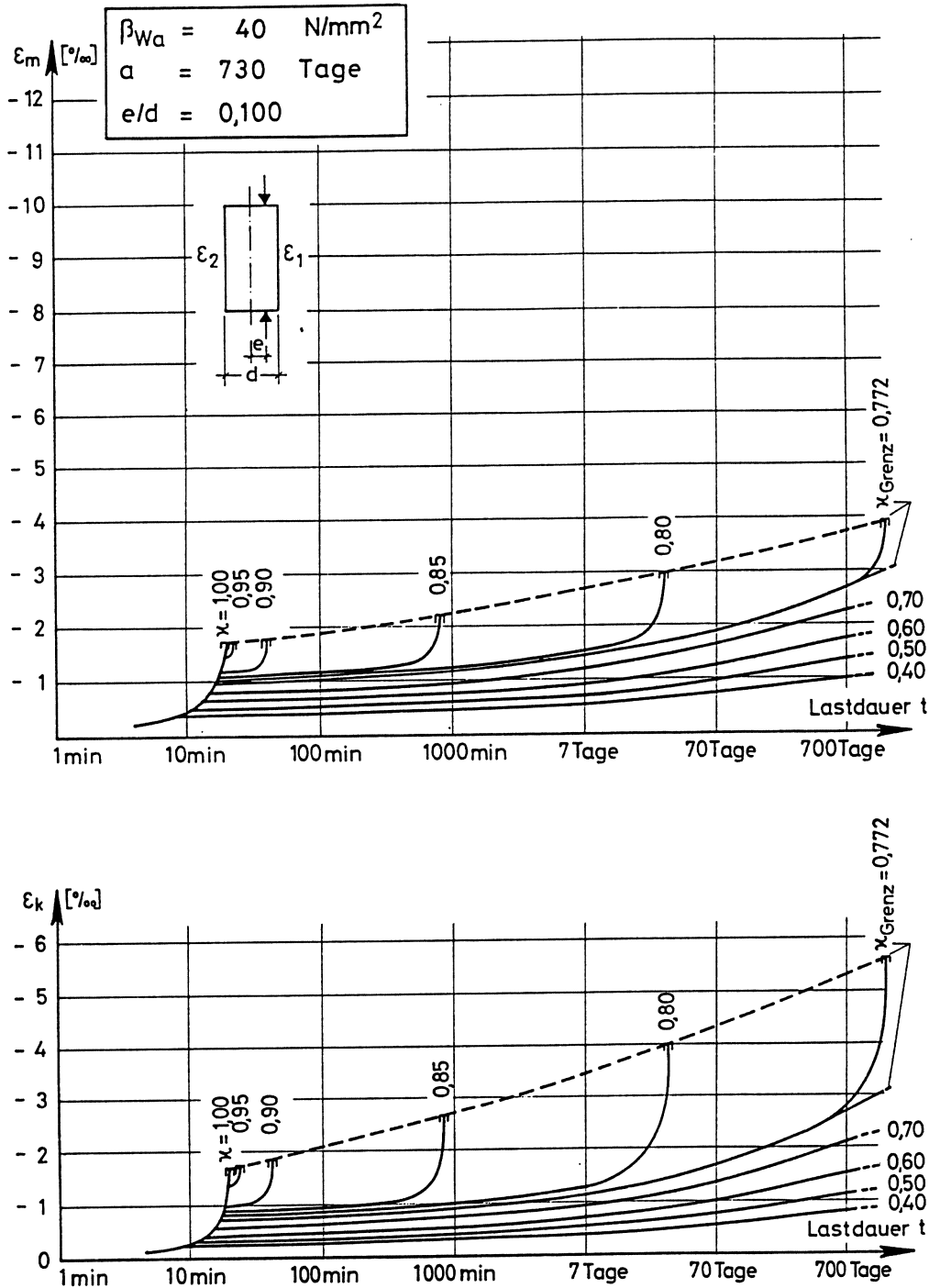
c) Festigkeitszunahme bis Lastbeginn: Wenn starke Quellbelastung z.B. erst 2 Jahre nach dem Betonieren einsetzt, so ist die Betonfestigkeit zu dieser Zeit rund 1.15 mal höher als Betonfestigkeit nach 28 Tagen ([D.1], Seite 17, oder andere Angaben im konkreten Fall auf Grund von Versuchen).

d) Festigkeitsabnahme unter Langzeitbelastung (Figur 6.2): Aus den Auswertungen der eingangs erwähnten Versuch ([D.1], [D.2]) geht hervor, dass die Dauerstandsfestigkeit im ungünstigen Fall noch etwa 75 % (Faktor 0.75) der Kurzzeitfestigkeit beträgt. Darin sind die gegenläufigen Einflüsse der Festigkeitszunahme im Laufe der Zeit und der Abnahme der Festigkeit (Beginn starker Quellbelastung z.B. nach 2 Jahren) berücksichtigt. Es ist zu beachten, dass Angaben zum Kriechverhalten in den Konstruktionsnormen sich dagegen auf Querschnittsbeanspruchungen weit unter Bruchniveau beziehen.

e) Grössere Randdruckfestigkeit bei Biegedruck, statt zentrischem Druck: Massgebend sind in der Regel die grössten Biegerandspannungen in der Tunnelverkleidung. Die Biegedruckfestigkeit wird um einen Faktor 1.2 grösser als bei rein zentrischer Beanspruchung angenommen. Dieser Faktor geht indirekt auch aus [D.1] hervor, z.B. beim Vergleich der zentrisch und der ex-zentrisch belasteten Proben.

f) Festigkeitszunahme bei mehraxialem Betondruck:

An innenseitigen Druckrändern bei der Tunnelverkleidung (2-axialer Betondruck in den Berechnungsergebnissen am Druckrand der Betongelenke) resultiert eine Erhöhung der Druckfestigkeit um ein 1.2 bis 1.3 - faches der 1-axialen Druckfestigkeit (Annahme Faktor 1.25). Bei 3-axialem Betondruck am felsseitigen Aussenrand im Sohlpunkt (radiale Quelldruckbelastung), steigt die verfügbare Betondruckfestigkeit noch stärker an (min. Faktor 1.5).



Zeitabhängige Längs- und Querdehnungen im Langzeitversuch unter hoher Belastung:

Prüfkörper: Betonprismen unter exzentrischer Normalkraftbelastung

a = Betonalter bei Lastbeginn, nach 730 Tagen

β_{wa} = Würfeldruckfestigkeit 40 N/mm² bei Lastbeginn ($\beta_{wa} > \beta_{w28}$)

t = Lastdauer: Variation zwischen 20 min. bis 700 Tage ab Lastbeginn

χ = Belastungsgrad

Kurzzeitfestigkeit: Belastungsgrad $\chi = 1.0$ der im Kurzzeitversuch (Lastdauer 20 min, Lastzeitpunkt a) gerade zum Bruch führt

Dauerstandfestigkeit: Belastungsgrad $\chi_{Grenz} = 0.772$ (siehe Diagramm) der im Langzeitversuch gerade noch zum Bruch führt

Figur 6.2: Reduzierte Langzeitfestigkeit des unbewehrten Betons unter hoher Dauerlast. Charakteristisches Beispiel aus [D.2], S. 68

7. AUSBILDUNG DER LÄNGSFUGEN BEI DER TÜBBINGBAUWEISE

7.1 Übersicht

Bei Tübbinglösungen im quellfähigen Fels stellt die Wahl der Form und der Bewehrung der Tübbinge und die Art der Längsfugen in der unteren Hälfte der Tunnelverkleidungen eine der Hauptentscheidungen zur Optimierung des Tragverhaltens und der Gewährleistung einer wirtschaftlichen Lösung dar.

In diesem Kapitel werden die wichtigsten Aspekte für die Ausbildung der Längsfugen im Sohlbereich und den unteren Ulmen dargelegt.

7.2 Beurteilungskriterien

Die Wahl der Fugentypen soll bei ganzheitlicher Betrachtung der damit zusammenhängenden Konsequenzen getroffen werden:

- Kosten, Herstellung, Form der Fugen und der Tübbinge und der Spreiz- und Biegebewehrungen (Figur 7.1)
- Dauerhaftigkeit bei hoher Beanspruchung (Quellbelastung) und gegebenenfalls aggressiven Gebirgswässern
- Stabilität und Tragwiderstand des Ringbaus im Bauzustand, insbesondere bei unvollständiger Hinterfüllung des Ringspalts
- Erforderliche bzw. erreichbare Mass- und Einbautoleranzen der Kontaktflächen (abhängig vom Fugensystem).

7.3 Gelenkfugen bei First- und Ulmentübbingen

Gelenkartige Längsfugen bei Ulmen- und Firsttübbingen sind sicher besser geeignet als solche mit flachen Längsfugen aus Stabilitätsgründen des Ringbaus bei der Montage. Auch ist die Biegebeanspruchung im oberen Teil des Tunnels bei dominierender Quellbelastung viel kleiner als im Sohlbereich und nach Einbau des Innengewölbes genügt dieses in der Regel schliesslich allein für den Tragwiderstand im oberen Teil.

7.4 Flachfugen mit Mörtelzwischenlage im Sohlbereich

Im Sohlbereich ist von Bedeutung ein System zu wählen, das auch bei starkem Quellen statisch ausreichend tragfähig, stabil und dauerhaft ist, bei möglichst geringen Verformungen und Verdrehungen der Fugenkonstruktion.

Flachfugen im Sohlbereich sind kostengünstiger und weniger empfindlich bei der Bemessung, Herstellung und Montage, als Gelenkfugen mit gleichem Tragwiderstand:

- Anders als bei Gelenkfugen entstehen keine extremen Spreizkräfte, die durch eine besondere Bewehrung aufgenommen werden müssten. Nur mit Flachfugen ist die Verwendung konstruktiv einfacher 'Blocktübblinge', ohne komplizierte und aufwendige Spreizbewehrung möglich (die Biegebewehrung hat im Endzustand ohnehin keinen wesentlichen Einfluss auf den Tragwiderstand und die Verformungen)
- Das Tragverhalten der Flachfugen ist weniger empfindlich auf die nicht genaue bekannte Verteilung der (Quell-) Belastung auf die Sohle
- Gelenkfugen erfordern allenfalls eine Beschichtung zur Reduktion des Reibungswinkels in der Kontaktfläche (Beton-Betonreibung zu gross)
- Ungenauigkeiten der Herstellung und Montage der Tübblinge sind bei Flachfugen von Natur aus weniger kritisch als bei Gelenktübblingen. Die Anforderungen an die Versetzgenauigkeit sind besonders bei vermörtelten Flachfugen viel kleiner als bei Gelenkfugen.

Nur eine Mörtelzwischenlage verhindert jedoch vollständig traglastmindernde, lokale Spannungskonzentrationen in den Kontaktflächen bei hoher Ringdruckbelastung. Lokale Ungenauigkeiten führen bei Trockenfugen dazu, dass die Ringdruckkraft sowohl in Quer- und Längsrichtung der Tübblinge teils konzentriert und nicht gleichmässig übertragen wird (wie dies in den Berechnungen stets angenommen wird). Örtliche Klaffungen der Kontaktflächen längs und quer (Figur 7.2), sowie Verkippung und radialer Versatz in der Querrichtung (Figur 7.3) und eine Anzahl weiterer (bekannter), nicht vollständig vermeidbarer Unstetigkeiten und Zwängungen beim Ringbau der Tübblinge werden bei vermörtelten Fugen vermieden.

7.5 Praktische Folgerungen

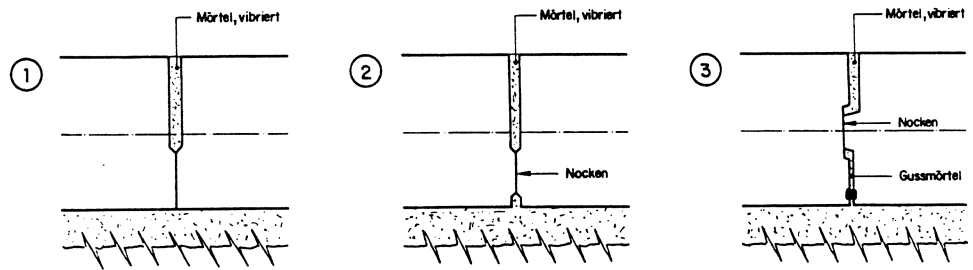
Die Ausbildung der Längsfugen im Sohlbereich als Flachfugen, eventuell mit Mörtelzwischenlage (hochbelastete Tübblinge und Fugen im Sohlbereich) ist aus statischen und konstruktiven Gründen - in Bezug auf die Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung der Tübblinge - die Gebrauchstauglichkeit der Tunnelverkleidung (hohe Verformungssteifigkeit) und die Dauerhaftigkeit (Verwendung unempfindlicher, unbewehrter Blocktübblinge) - weitaus am günstigsten.

Bei der Verwendung von Flachfugen sind einfache Blocktübblinge möglich, namentlich ohne Spreiz- und Umschnürungsbewehrungen. Die Anforderungen an die Massgenauigkeit sind – besonders bei Kontaktflächen mit Mörtelzwischenlage - weit kleiner als bei 'trockenen' Fugen.

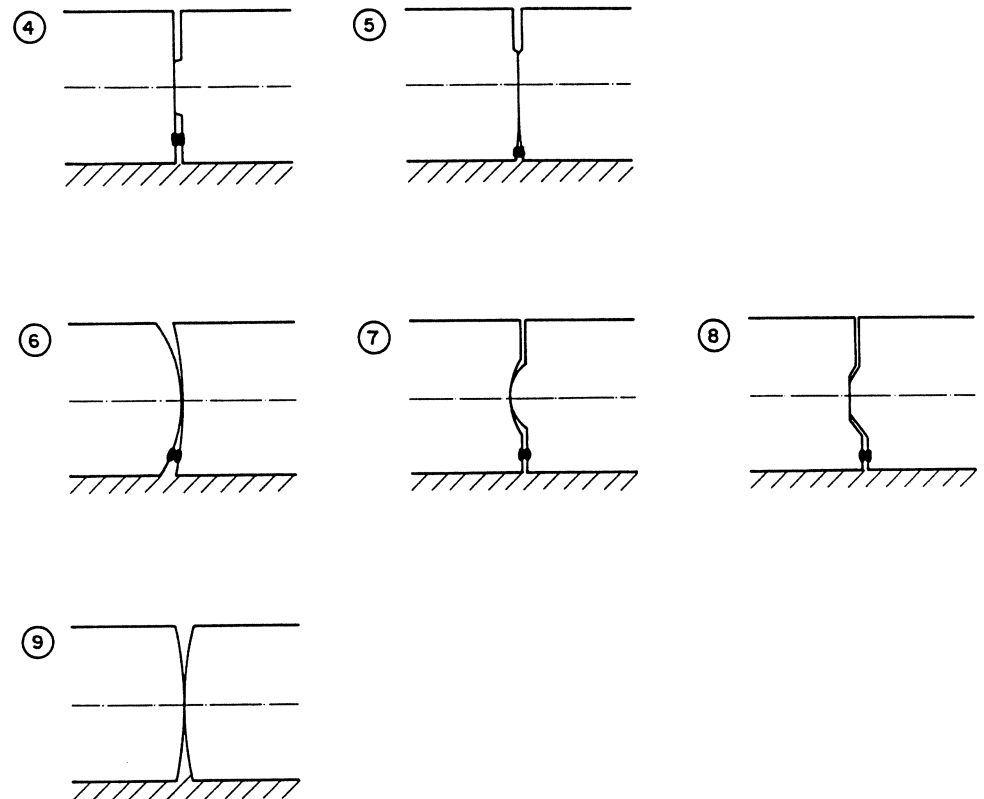
Das genaue Tragverhalten der Gelenkfugen ist vergleichsweise schwer oder nicht vorhersehbar: Gelenkfugen reagieren viel empfindlicher auf Ungenauigkeiten als Flachfugen. Das Verhalten ist sensitiver auf die genauen Randbedingungen (Masstoleranzen bei Herstellung und Montage, Reibungswinkel in den Fugen) sowie auf die nicht genau vorhersehbare Anordnung der Quellbelastung. Bei nicht idealen Bedingungen (Abrollen statt Gleiten in den Gelenken, exzentrisch statt zentrisch angreifender Normalkraft, Einflüsse von Mass- und Versetzungenauigkeiten) resultieren ausserdem schnell ungünstigere Spannungsverhältnisse. Welche Kombination von Gleiten und Abrollen in der Kontaktfläche eintritt, ist von der Geometrie des Gelenks (Verhältnis der Radien des konvexen und konkaven Teils), dem Reibungswinkel und der (nicht genau bekannten) Belastung abhängig. Gelenklösungen sind mit grösseren Verformungen verbunden. Die unerwünschte Nachgiebigkeit und die Deformationen (Schäden an der Fahrbahn, Auflockerungen im Fels) sind kleiner bei Flachfugen, statt Gelenkfugen, weil die Tunnelverkleidung bei flachen Fugen naturgemäss verformungssteifer ist.

Die Spitzenspannungen in den Kontaktflächen des Betons sind bei Gelenkvarianten grösser, bzw. stärker konzentriert, als bei Mörtelfugen. Es besteht die Gefahr des Aufspaltens von Tübbingen mit Gelenkfugen bei unzureichender Querbewehrung. Die Gelenktübbinge im Sohlbereich wären nicht stabil ohne starke Spreizbewehrung (plus Biegebewehrung). Rissbildungen können jedoch zur Korrosion der Bewehrung der Sohltübbinge führen. Eine bezüglich dem Tragwiderstand adäquate Gelenklösung erweist sich als teurer, u.a. wegen der erforderlichen grossen Bewehrung, insbesondere der Spreizbewehrung. Bei fast unvermeidbaren lokalen Klaffungen in den Fugen-Kontaktflächen resultieren ungünstige Spaltzugkräfte. Die Kontaktflächen erfordern zum Teil eine spezielle Beschichtung zur Reduktion des Reibungswinkels (die Reibung Beton-Beton wird zu gross).

Fugen mit
Mörtel/Guss
mörtel



Trockene
Fugen



A) Längsfugen mit Mörtelfüllung

(1) Wirkt nahezu wie homogener Beton. Kein örtliches Klaffen längs. Vermeidung örtlicher Spannungsspitzen nur im vermörtelten Bereich. Verwendung konstruktiv einfacher Blocktübblinge

(2) - (3) Lösungen mit Nocken. Breite Fugen: Mörtel vibriert. Dünne Fugen: Gussmörtel (teuer)

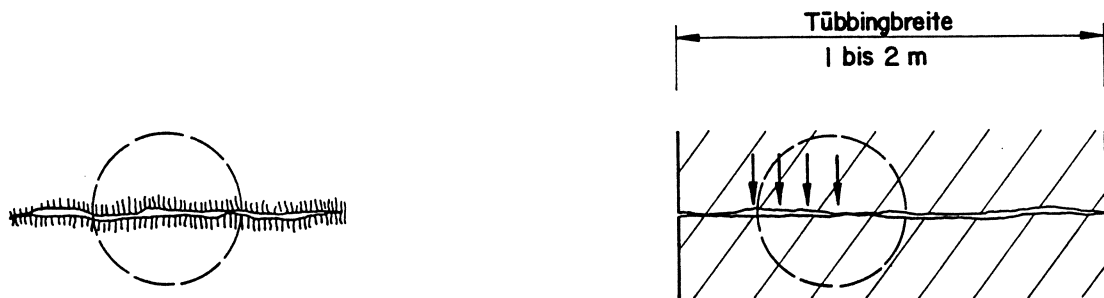
B) Längsfugen ohne Mörtelfüllung ('trockene' Fugen)

(4) - (5) Kleiner zulässiger Rotationswinkel (Spannungskonzentration bei Verdrehung)

(6) - (8) Mittlerer zulässiger Rotationswinkel. Kleine Kontaktfläche. Gefahr des Aufspaltens bei grosser Ringdruckkraft mit Biegung. Bei (8): Abspalten der Ecken bei Querschub

(9) Grosser zulässiger Rotationswinkel. Abrollen möglich, jedoch kleine Kontaktfläche. Gefahr des Aufspaltens. Nicht geeignet bei grossen Ringdruckkräften

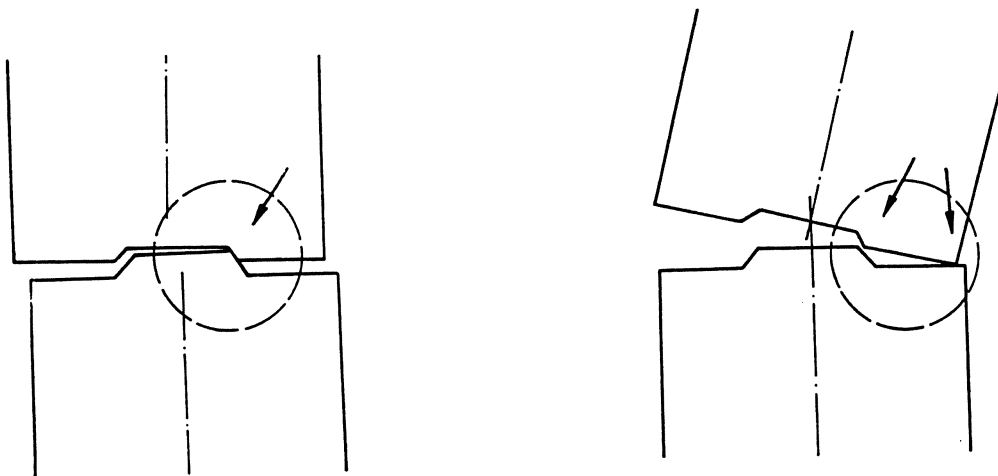
Figur 7.1: Eignung möglicher Fugenformen bei Tübbingen zur Aufnahme exzentrischer Ringdruckkräfte (schematisch)



Imperfektionen im
Makrobereich der
Betonoberflächen

Kein perfektes Aufliegen
der Längsfugen (kleine
Hohlräume, gegenseitige
Verkantungen)

Figur 7.2: Unebenheiten in den 'Trockenfugen' bei Tübbing



Radialer Versatz

Verkippung

Figur 7.3: Eckabplatzungen bei Relativverschiebungen und Verkippung in
Längsfugen mit Nut und Kamm bei Tübbing

8. RECHNERISCHE NACHWEISE

8.1 Übersicht

Mit geeigneten nichtlinearen Finite Element Berechnungsmethoden gelingt es die Gewölbewirkung realitätsnaher zu erfassen. Berechnungsmodelle, die physikalischen Phänomene zutreffend modellieren tragen ausserdem dazu bei, die Kosten der Tunnelverkleidungen ohne Abstriche an der Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit erheblich zu reduzieren.

In diesem Kapitel wird ein mögliches Vorgehen dargestellt.

8.2 Nichtlineare Berechnungsmodelle

Das Berechnungsmodell muss ausreichend realitätsnah Lastumlagerungen berücksichtigen, die bei unbewehrten Tunnelverkleidungen und bei Fugen der Tübbingbauweise frühzeitig nichtlinear verlaufen:

- Berücksichtigung der Abnahme der Biegesteifigkeit der Querschnitte, bei der Rissentwicklung. Die elastischen Biegemomente bzw. die Exzentrizitätsmomente im unbewehrten Fall werden dadurch wesentlich abgebaut ¹⁾
- Veränderung der statischen Systemaxe der Tunnelverkleidung. Der Beanspruchungszustand tendiert schon bei relativ geringer Abnahme des Biege widerstands gegen die 'Stützlinie'
- Berücksichtigung des nichtlinearen Widerstands des Betons bei Druck (lokales Druckfliessen). Nullsetzen des Widerstands bei Zugspannungen.

Für Traglastberechnungen der Tunnelverkleidungen mit nichtlinearen Finiten Elementen sind primär Scheibenmodelle (Kontinuum), allenfalls Stabzugmodelle geeignet:

- Scheibenmodell: Modellierung der Struktur mittels mehrlagiger, nichtlinearer Scheibenelemente (Figur 8.1 links)
- Stabzugmodell: Modellierung der Struktur mittels nichtlinearer Stabelemente (Figur 8.1 rechts)

In beiden Fällen kann der Baugrund im Prinzip mittels Federbettungen für die (isoliert betrachtete) Tunnelverkleidung oder als vollständiges Kontinuum inklusive der Modellierung des Baugrunds mit Vorbelastung und Bauphasen dargestellt werden. Da bei nichtlinearen Traglastberechnungen der Tunnelverkleidungen (Quellbelastung als dominierende Belastung) die Rechenzeiten mit der Grösse des FE-Netzes stark ansteigen, wird der Baugrund oft nur steifigkeitsmässig mit Federelementen dargestellt. Der E-Modul ist bei vielen

¹⁾ Der Rissbeginn ist noch kein Anzeichen für eine reduzierte Tragfähigkeit

nichtlinearen Programmen bzw. Materialmodellen vor der Plasifizierung konstant. Wenn die Schale als Kontinuum aus mehreren Lagen von Elementen aufgebaut wird resultiert trotzdem eine kontinuierliche Plastifizierung oder Steifigkeitsabnahme in den Gelenkzonen.

Verwendung eines mehrschichtigen, nichtlinearen Scheibenmodells für die Tunnelschale (Fig. 8.2 links): Die Verwendung eines einfachen Mohr-Coulomb Modells wie in der Figur dargestellt, liefert recht plausible Resultate, solange 3.5 ‰ Druckstauchung nicht wesentlich überschritten wird. Bei grösseren Druckplastifizierungen des Betons müssten Entfestigungseffekte am Druckrand (Betonabplatzungen) im Betonmaterialmodell einbezogen werden. Die Wahl des inneren Reibungswinkels in der Grösse von $\varphi = 20$ bis 30° führt erfahrungsgemäss zur angestrebten Zunahme des Betondruckwiderstands um einen Faktor 1.2 bis 1.3 bei biaxialem Betondruck. Die Betonzugfestigkeit im Betonmaterialmodell ist gleich Null, bei rechnerisch unbegrenzten Betonzugdehnungen.

Interpretation der Rissbilder (Vorschlag): Die FE-Berechnung liefert kontinuierliche Dehnungen am Zugrand der Fliessgelenke (sofern nicht ein besonderes Betonmaterialmodell verwendet wird). Die Risstiefe bestimmt sich aus der Tiefe der berechneten Zugzone. Die totale Rissbreite pro Fliessgelenk ergibt sich näherungsweise aus den am Zugrand integrierten Dehnungen. Aus der Länge der Zugzone in der Berechnung und der Annahme des Rissabstands vom 1- bis 1.5-fachen der Querschnittsdicke (Figur 4.3) resultiert die Anzahl konzentrierter Risse auf welche die totale Rissbreite zu gleichen Teile aufgeteilt wird. Aus Risstiefe und Rissbreite am Zugrand der konzentrierten Risse lässt sich der Gelenkrotationswinkel pro konzentriertem Riss abschätzen. Dieser kann mit Grenzwinkeln ohne Sekundärrissbildung (Kapitel 4.4.2) und aus der Analogie mit tolerierbaren Rotationswinkeln bei Beton- und Tübbinggelenken verglichen werden.

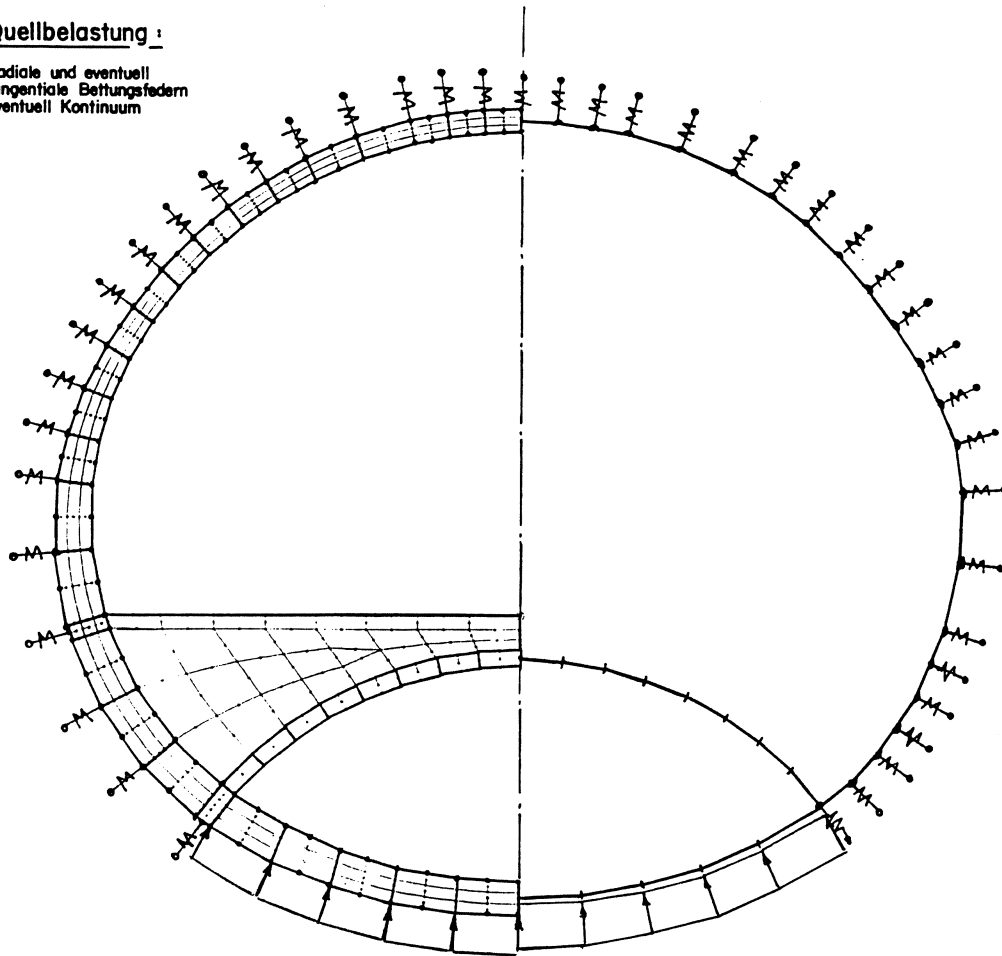
Verwendung eines Stabzugmodells für die Tunnelschale (Fig. 8.2 rechts): Aus der Berechnung erhält man direkt die gewohnten M- und N- Schnittkräfte. Fliesskriterium ist das M/N-Interaktionsdiagramm, anstelle der Mohr-Coulomb Spannungsgrenzen im Scheibenmodell. Die klassische Biegebalkentheorie ist jedoch weniger geeignet das Verhalten der für das Tragverhalten der unbewehrten Gewölbe massgebenden Biegedruckzone in den Fliessgelenken darzustellen:

- Die Biege- und Widerstandsmomente beziehen sich bei Stabmodellen auf die Mittelaxe des ungerissenen Querschnitts, was im Querschnitt ohne Zugfestigkeit nicht korrekt ist. Das besondere Tragverhalten der unbewehrten Gewölbe (das Spannungsbild tendiert bei Rissbeginn gegen die 'Stützlinie') kommt unbefriedigend zum Ausdruck (bei mehrschichtigen, nichtlinearen Scheibenmodellen realitätsnah berücksichtigt)

- Die für die Beurteilung des Tragverhaltens der unbewehrten Gewölbe wichtige Abnahme der Biegesteifigkeit kann gewöhnlich nur ungenau berücksichtigt werden (bei mehrschichtigen Scheibenmodell ohne Zugfestigkeit dagegen realitätsnaher, wegen der sofortigen, kontinuierlichen Abnahme der Steifigkeit ab beginnender Rissbildung am Zugrand der Fliessgelenke)
- Die Zunahmen des lokalen Betonwiderstands bei mehraxialem Betondruck oder der Abnahme bei Querkzugdehnungen (Spreizkräfte) werden bei Stabzugmodellen nicht berücksichtigt. Der Einblick in das Verhalten der Biegedruckzone fehlt.

Quellbelastung :

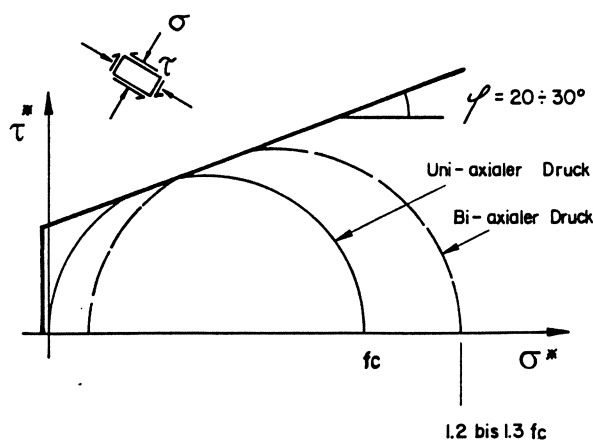
Radiale und eventuell
tangentielle Bettungsdrücke
eventuell Kontinuum



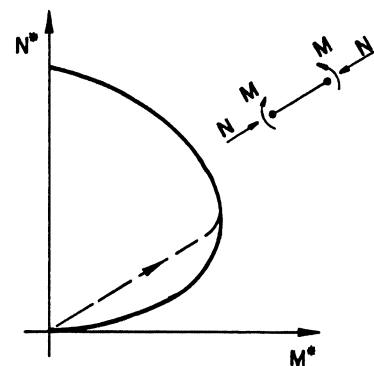
Ansatz mit geschichteten nichtlinearen FE-Elementen

Ansatz mit nichtlinearen FE-Strabzugmodellen

Figur 8.1: Darstellung der Struktur in den FE-Berechnungen mit Flächenelementen oder Schalen- bzw. Stabelementen



FlieBgesetz :
Mohr - Coulomb vereinfacht in jedem
Knotenpunkt der Scheibenelemente



FlieBgesetz :
M/N - Interaktionsdiagramm in jedem
Strabanfangspunkt

Figur 8.2: Annahme eines vereinfachten FlieBgesetzes des unbewehrten Betons

8.3 Bemessungsbeispiel

Am Beispiel einer unbewehrten Innenschale eines Strassentunnels im quellfähigen Mergelfels werden nachstehend die Grundlagen und Ergebnisse der Bemessung bei dominierender Quellbelastung dargestellt. Die Resultate der nichtlinearen Berechnung der Innenschale ohne Bewehrung sind denjenigen der elastisch berechneten Schnittkräfte gegenübergestellt, die zu einer Bewehrung im Sohlbereich führen, ohne wirklichen Zuwachs der Tragsicherheit.

Figur 8.3 zeigt die Abmessungen und das Berechnungsmodell der Innenschale der Tunnelverkleidung. Die Betondicke beträgt im Sohlpunkt 0.41 m, seitlich im Sohlbereich maximal 0.51 m und im oberen Teil 0.30 m. Hauptbelastung für den Nachweis der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit sei die Quellbelastung im Sohlbereich der Schale. Das 'verlangte Traglastniveau' bei Quellbelastung betrage im Beispiel 1.0 MPa als quasi Extremalbelastung bei Tonquellen (vgl. Kap. 2.2.1). Die maximale Betonrandstauchung soll auf diesem Lastniveau 3.5‰ nicht überschreiten. Das heisst, auch bei sehr ungünstiger Quellbelastung treten noch keine Betonabplatzungen auf. Die mittragende Wirkung einer Aussenschale wird nicht berücksichtigt. Das 'verlangte Gebrauchslastniveau' bei Quellbelastung betrage 0.6 MPa. Bei diesem Lastniveau soll die Konstruktion infolge der Deformation der Tunnelinnenschale noch keine Schäden erleiden und es wird nachgewiesen, dass die Rotationsfähigkeit in den Rissquerschnitten ohne Schäden möglich ist. Die Konstruktion des Fahrbahnunterbaus ist als begehbarer und befahrbarer Sohlkanal ausgebildet.

Die Berechnungen wurden mit dem Finite Elementen Programm 'TUNNEL' für ebene Scheiben im Tunnel- und Grundbau von RIB Stuttgart durchgeführt [H.1]. Die unbewehrte Betonschale ist aus drei Lagen 9 - knotiger Scheibenelemente mit radialer und tangentialer Federbettung (spezielle nichtlineare Kontaktelemente) aufgebaut. Die Quellbelastung q wurde nach Vorbelastung durch die Eigenlasten der Tunnelschale und der Innenbauteile in einer grossen Zahl kleiner Lastinkremente aufgebracht.

Felsbettung: Der umgebende Fels hat primär die Funktion der Bettung der Tunnelschale bei der Quellbelastung. Die radiale Bettungsziffer der Federbettung im Berechnungsmodell- abgeleitet aus der Felssteifigkeit ($E = 1'500 \text{ MN/m}^2$) und dem Ausbruchradius - beträgt ca. 200 MN/m^3 . In der Felsbettung werden nur radiale Druckspannungen und Schubkräfte (im Beispiel) bis zu einem Reibungswinkel von $\varphi = 20^\circ$ übertragen. Im konkreten Fall sind eventuell die Auswirkungen einer Abdichtungsfolie zu beachten (event. reduzierte, initiale radiale Steifigkeit bei Vlies).

Betonmaterialmodell: Das Fliessgesetz des unbewehrten Betons der Tunnel-
schale ohne Zugfestigkeit wird als Mohr-Coulomb-Modell gemäss Figur 8.2
links angenommen. Eine Neigung von $\varphi = 20^\circ$ der Fliesskurve führte zur be-
absichtigten leichten Zunahme des Betonwiderstands in lokal hochbean-
spruchten Zonen der Tunnelverkleidung mit mehraxialem Druckspannungs-
zustand. Der Rechenwert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons beträgt
 $f_c = 29 \text{ N/mm}^2$ (siehe auch die Überlegungen in Kapitel 6 für den rechneri-
schen Ansatz der Betondruckfestigkeit). Der resultierende Tragwiderstand bei
Quellbelastung ist im übrigen etwa proportional zu f_c .

Bevor plastische Druck- oder Zugverformungen auftreten verhält sich der
Beton in der vorliegenden Berechnung rein elastisch. Der gewählte E-Modul
beträgt $20'000 \text{ N/mm}^2$, worin eine Nachgiebigkeit zur Berücksichtigung des
Betonkriechens mitberücksichtigt ist (Näherung). Druckfliessen des Betons
setzt nach einer Stauchung von ca. 1.5 ‰ ein. Der geforderte Tragwider-
stand wird - vor einsetzenden Betonabplatzungen - bei ca. 3.5 ‰ lokaler
Druckstauchung erreicht. Lokale Entfestigung des Betons am Druckrand -
nach Überschreiten einer Randstauchung von 4 bis 6 ‰ in den stärkst bean-
spruchten Randzonen - ist im Materialmodell nicht enthalten. Die Berechnung
wurde bei 5.5 ‰ Druckrandstauchung abgebrochen.

Schnittkräfte und Deformationen der unbewehrten Betonschale: Die Resultate
zeigen ab einer Quellbelastung von 0.7 MPa die erwartete Entwicklung eines
statisch stabilen 'Dreigelenkbogens' im Sohlbereich (vgl. Kapitel 4.3). Der
Querschnitt im Sohlpunkt der Schale wird (in diesem Beispiel) am stärksten
beansprucht. Die Zahl der Fliessgelenke bleibt bei weiter zunehmender
Belastung konstant. Die eingebettete Schale wäre auch bei mehr als 3 Ge-
lenken noch statisch stabil.

Figur 8.4 zeigt gestrichelt das M/N - Interaktionsdiagramm auf Traglastniveau
des unbewehrten Sohlquerschnitts und ausgezogen die Pfade der gerechne-
ten M/N - Schnittkräfte bei zunehmender Quellbelastung:

- Pfad der Schnittkräfte bei nichtlinearer Berechnung: Gekrümmte Linie
durch die Punkte A_N und A_N^*
- Pfad der Schnittkräfte bei elastischer Berechnung: Gerade
durch die Punkte A_E und A_E^*

Gebrauchslastniveau der Quellbelastung: Der Punkt A_N bezeichnet die
nichtlinear gerechneten Schnittkräfte im Sohlpunkt bei unbewehrter Beton-
schale auf Gebrauchslastniveau der Quellbelastung $q = 0.6 \text{ MPa}$. Die Schnitt-
kräfte beim Punkt A_E in der Figur sind die entsprechenden, elastisch gerech-
neten Schnittkräfte (elastischer, d.h. ungerissener Beton mit
 $E_c = 20'000 \text{ N/mm}^2$). Während die Normalkräfte bzw. Ringdruckkräfte bei
nichtlinearer und elastischer Berechnung auf gleicher Laststufe etwa gleich
bleiben, wie erwartet, ist das Biegemoment der elastischen Berechnung auf
Gebrauchslastniveau 20 % grösser. Das grössere Biegemoment der elastisch
berechneten Schalenschnittkräfte ist der Vernachlässigung des Rissansatzes
auf der Zugseite zuzuschreiben (Druckseite des Betons noch im elastischen
Bereich, Elastizitätsmodul des Betons in beiden Fällen $E_c = 20'000 \text{ N/mm}^2$).
Die max. Rissweite der nichtlinearen Berechnung beträgt (Sohlpunkt) 0.7 mm.

Unterhalb 0.65 MPa der Quellbelastung liegen alle Betondruckspannungen noch im elastischen Bereich des Betons.

Traglastniveau der Quellbelastung: Der Punkt A_N^* bezeichnet die Schnittkräfte der unbewehrten Tunnelverkleidung auf dem verlangten Traglastniveau von 1.0 MPa bei nichtlinearer Berechnung. Die grösste Betondruckstauchung der nichtlinearen Berechnung beträgt 3.5‰, die maximale Rissweite in der Sohle erreicht auf dem verlangten Traglastniveau ca. 1.4 mm. Figur 8.5 zeigt die Verteilung der Betonspannungen im Sohlbereich in Umfangsrichtung der Schale. Der Verlauf der charakteristischen 'Stützlinie' im unbewehrten Sohlbereich ist durch eine strichpunktierte Linie angedeutet. Die über die Randzugdehnung integrierte Rissbreite erreicht im Sohlpunkt wie erwähnt etwa 1.4 mm pro Riss (Annahme von 3 konzentrierten Risse auf Grund der berechneten Ausdehnung der Zugzone im Sohlbereich, Rissabstand ca. 1.5-fache Betondicke). Die grösste Risstiefe beträgt ca. 44 % der Querschnittsdicke im Sohlpunkt. Der Punkt A_E^* bezeichnet zum Vergleich die entsprechenden, mit dem Tragsicherheitsfaktor 1.7 multiplizierten Schnittkräfte der elastischen Berechnung. Das Biegemoment der Berechnung mit ungerissenem, 'elastischem Beton' ist nun auf dem verlangten Traglastniveau 50 % grösser, als bei der nichtlinearen Berechnung. Die Biegebewehrung bei elastisch gerechneten Schnittkräften beträgt $\varnothing 20$ im Abstand 150 mm, wobei die Betondicke im Sohlpunkt noch auf 0.48 m vergrössert werden musste.

Diese Bewehrung ist aus Tragfähigkeitsgründen sicher nicht notwendig, weil die resultierenden Schnittkräfte in Wirklichkeit - auch wenn diese Bewehrung eingelegt würde- in der Nähe des Punktes A_N^* (statt A_E^*) liegen würde. Andere Vergleichsrechnungen mit unbewehrter Schale und Schalen mit explizit modellierter Biegebewehrung - statt Vergleich mit ungerissenem, elastischem Beton im vorliegenden Fall - zeigten ähnliche Resultate: Zürichberg tunnel SBB [A.22], Adlertunnel SBB [A.12]. Trotz explizit modellierter Bewehrung liegen die resultierenden Schnittkräfte im bewehrten Fall nahe der Linie des M/N - Interaktionsdiagramms des unbewehrten Betons. Wegen der kleinen Zugdehnungen der eingebetteten Tunnelverkleidungen kommt der Bewehrungsstahl kaum in den Fliessbereich.

'Echter Bruchwiderstand': Bei 1.2 MPa Quellbelastung und einer maximalen Betonrandstauchung von 5.5‰ in Umfangsrichtung wurde die Berechnung abgebrochen. Der weitere Verlauf des Pfads der Schnittkräfte in der Figur 8.4 ist extrapoliert. Der Quellwiderstand nimmt noch zu, bei sukzessive abnehmender Exzentrizität der Ringdruckkraft. Der 'echte' Tragwiderstand wird in der Nähe eines Quasi-Membrandruckzustands von ca. 1.6 MPa Quellbelastung liegen (Extremwert aus 'Kesselformel' bei kleinster Betondicke von 0.3 m im oberen Teil).

Im oberen Teil der Schale - über dem Fahrraum - ist der Biegeanteil bei der Quellbelastung auf die Sohle auch bei hohem Lastniveau noch gering. Die Ringdruckkraft greift fast zentrisch an.

Extrapoliertes Rissbild: Gemäss der Darstellung in Figur 4.3 wird erwartet, dass die Biegerisse in einem Abstand der 1- bis 1.5-fachen Betondicke der unbewehrten Schale entstehen. Aus dem Vergleich mit den Resultaten der kontinuierlichen Spannungs- und Dehnungsverteilung der FE-Berechnung, bzw. der Länge der Biegezugzone, ist die Annahme von eins bis drei konzentrierten Rissen für jedes der drei Gelenke im Sohlbereich der eingebetteten Tunnelverkleidung plausibel.

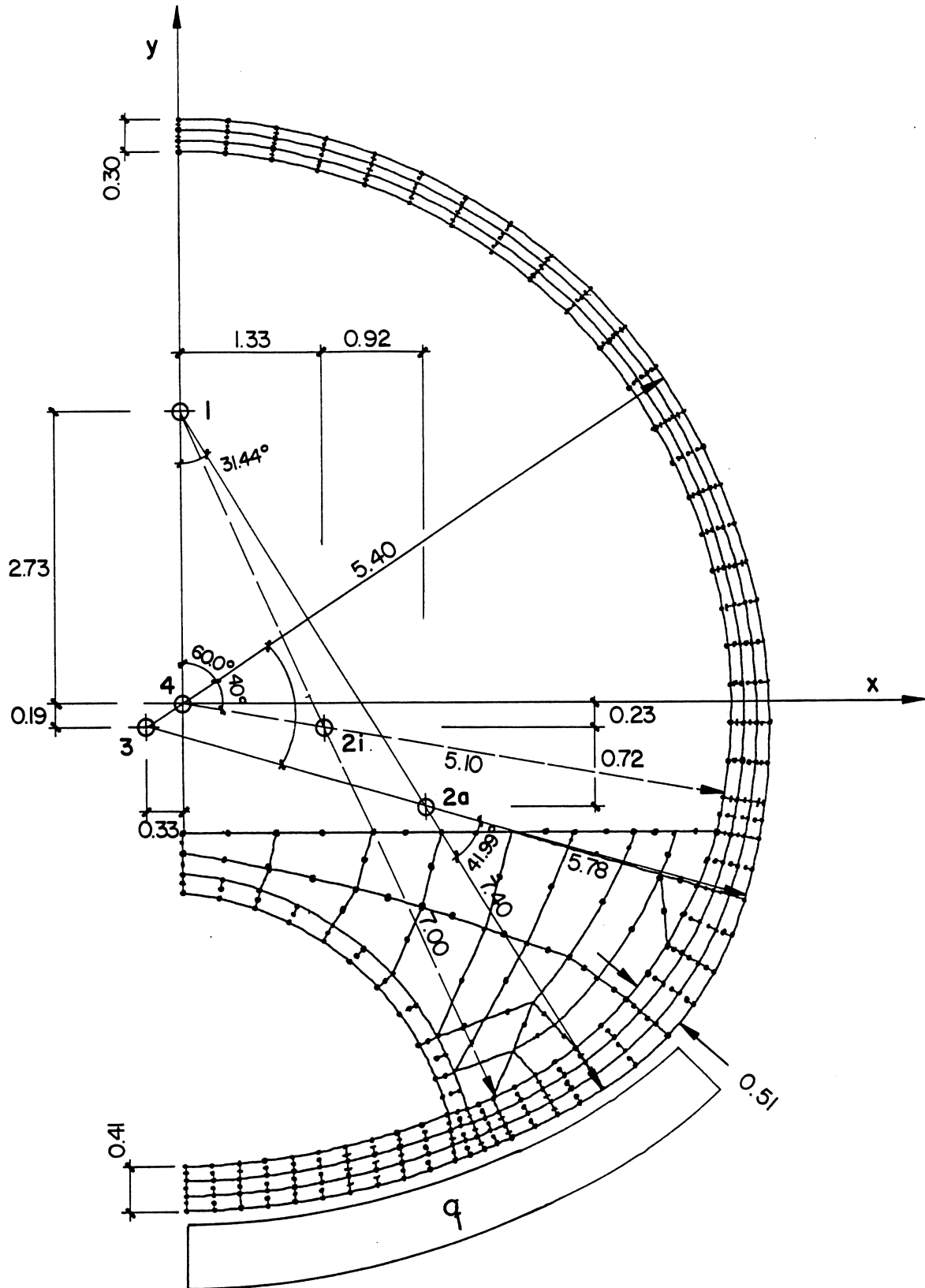
Figur 8.6 zeigt die Zusammenstellung der für die Beurteilung der Schadensrisiken im Sohlquerschnitt massgebenden Bestimmungsgrössen:

Maximale Risstiefe: Die gerechnete Risstiefe erreicht im Sohlbereich bis zu einer Laststufe bis und mit 0.3 MPa 53 bis 63 % der Querschnittsdicke und nimmt bei weiterer Laststeigerung wieder ab. Die Risstiefe ist bei den eingebetteten Tunnelverkleidungen aber offensichtlich kein massgebendes Kriterium für die Beurteilung der Tragsicherheit (vgl. Kapitel 4.4.1).

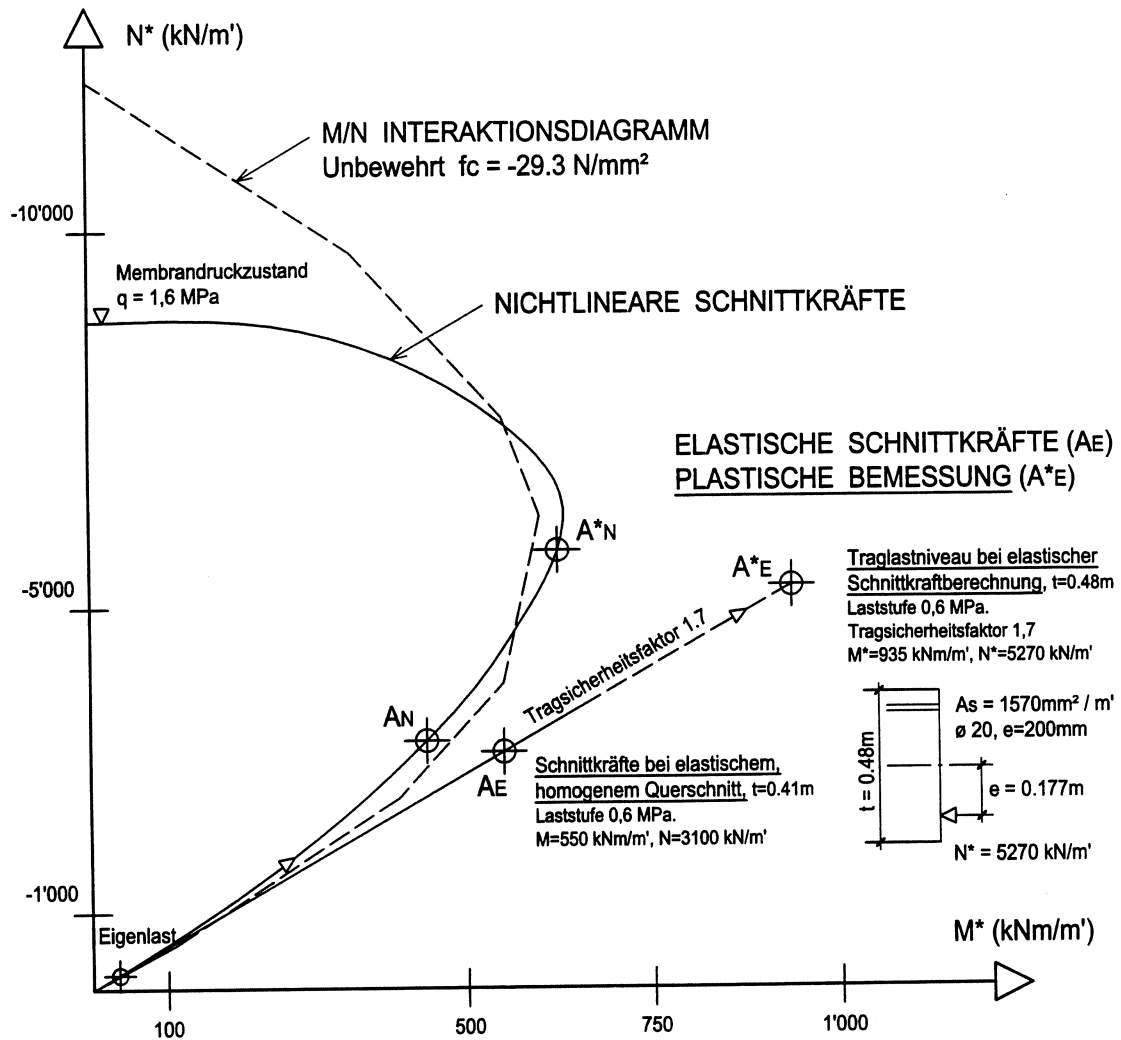
Maximale Rissweite: Gemäss den Überlegungen in [B.4] führen bei 0.3 m dicken Innenschalen Biegerisse bis 1.2 mm Rissbreite und bei 0.6 m Schalendicke Rissbreiten bis 2.2 mm Rissbreite noch zu keiner Abminderung der Tragfähigkeit. Beim verlangten Traglastniveau von 1.0 MPa erreicht die Rissweite maximal 1.4 mm im 0.41 m dicken Sohlquerschnitt. Diese liegt im Bereich ohne Abminderung der Tragfähigkeit der Betongelenke.

Rotationswinkel im Rissgelenk: Unterhalb 0.7 MPa der Quellbelastung sind keine Verzweigungsrisse (Sekundärrisse) zu erwarten, weil der Rotationswinkel pro Riss deutlich kleiner als der Grenzwinkel von $4.0 \cdot 10^{-3}$ rad gemäss Kapitel 4.4.2 ist. Ab 0.7 MPa der Quellbelastung ist der Grenzwinkel überschritten.

Beanspruchung des Sohlkanals: Die bogenförmige Konstruktion erfährt im Quersinn nur durch die horizontalen Relativverschiebungen der Lager bei der Quellbelastung eine Beanspruchung. Die vertikale Komponente der Deformationen der Schale ergibt keine Beanspruchung. Die beidseitigen Auswärtsverschiebungen der Lager betragen sogar auf Traglastniveau der Quellbelastung von 1.0 MPa noch unkritische 7 mm. Die Beanspruchung im Längssinn ist von der Biegekrümmung der Schale im Axrichtung des Tunnels abhängig und davon, ob der Bogen als Ortsbetonbogen oder vorfabriziert (mit regelmässigen Querfugen) ausgeführt wird. Die Hebung im Sohlpunkt der Schale beträgt bei 1.0 MPa ca. 60 mm. Wegen des bogenförmigen Fahrbahnunterbaus beträgt die grösste Hebung in der Fahrbahn jedoch nur etwa 1/3 davon.



Figur 8.3: Geometrie der Innenschale im Berechnungsbeispiel mit Quellbelastung auf die Sohle



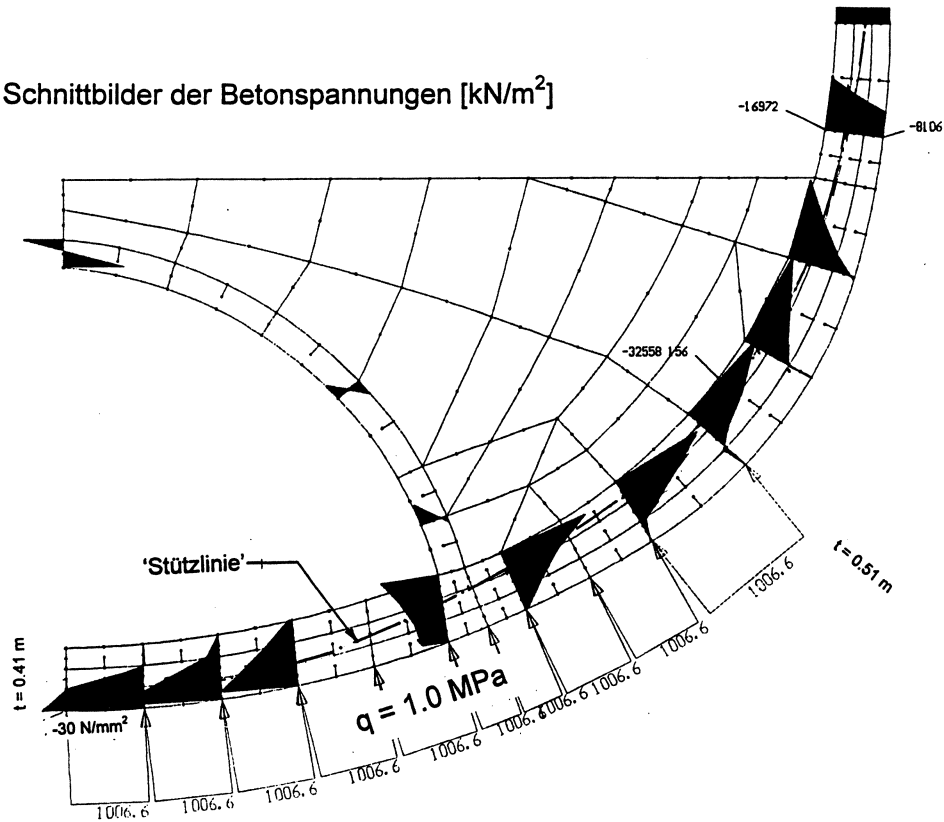
Legende:

- M/N Interaktionsdiagramm. Rechenwert $f_c = 29 \text{ N/mm}^2$, Widerstandsbeiwert $\gamma_R = 1.0$
- Laststufe $q = 0.6 \text{ MPa}$ der Quellbelastung, inkl. Eigenlast der Schale
Punkt A_N Nichtlineare Schnittkräfte bei unbewehrter Tunnelverkleidung
Punkt A_E Elastische Schnittkräfte (Beton elastisch, ungerissen)
- Laststufe $q^* = 1.0 \text{ MPa}$ der Quellbelastung, inkl. Eigenlast der Schale
Punkt: A_N^* Nichtlineare Schnittkräfte bei unbewehrter Tunnelverkleidung
Punkt A_E^* Elastische Schnittkräfte (Beton elastisch, ungerissen):
Erforderliche Betondicke 0.48m (statt unbewehrt 0.41 m),
Bewehrung $\varnothing 20, a = 150 \text{ mm}$

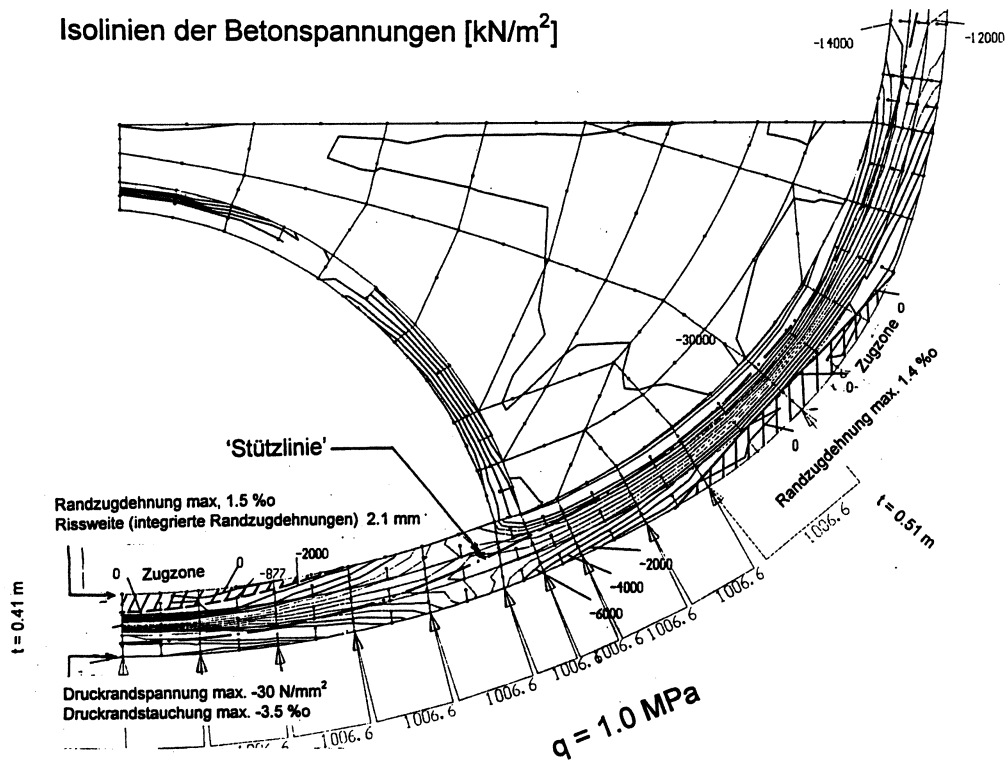
Figur 8.4: Nichtlineare und elastische Schnittkräfte bei Quellbelastung im Sohlquerschnitt der Innenschale.

- M/N-Interaktionsdiagramm des unbewehrten Betonquerschnitts
- Pfad der Schnittkräfte bei nichtlinearer (links) und elastischer Berechnung (rechts)

Schnittbilder der Betonspannungen [kN/m²]



Isolinien der Betonspannungen [kN/m²]



Figur 8.5: Betonspannungen im Sohlbereich der unbewehrten Tunnelverkleidung. Quellbelastung 1.0 MPa. Sohlhebung 58 mm. Hebung der Fahrbahn max. 20 mm. Max. Druckrandstauchung im Sohlpunkt felseitig 3.5‰.

Laststufe	Risse pro Flie遝gelenk ¹⁾	Risstiefe bzgl. der Betondicke ²⁾	Rissbreite pro Riss ³⁾	Drehwinkel ϕ/ϕ_s ⁴⁾
Eigenlasten	1	53 %	0.4 mm	45 %
0.3 MPa	3	63 %	0.5 mm	48 %
0.6 MPa	3	51 %	0.7 mm	82 %
0.7 MPa	3	46 %	0.8 mm	105 %
1.0 MPa	3	44 %	1.4 mm	195 %

Legende:

Schadensprognose der unbewehrten Innenschale bei Quellbelastung:

- Laststufe $q < 0.7$ MPa. Keine Schäden. Beton im elastischen Bereich
- Laststufe $q = 1.0$ MPa. Betonrandstauchung max. 3.5 ‰ im Sohlpunkt felsseitig. Rissweite im Sohlquerschnitt innenseitig 1.4 mm. Noch keine Betonabplatzungen. Keine Schäden der Innenschale über dem Fahrraum
- Laststufe $q = 1.6$ MPa. ‘Echter’ Tragwiderstand (Membrandruckzustand)

Rissbild konzentrierter Risse im Sohlbereich:

Interpretation aus der FE-Berechnung mit kontinuierlichen Dehnungen und Stauchungen

- ¹⁾ Rissverteilung: Annahme 1 bis maximal 3 Risse pro Flie遝gelenk. Rissabstand entsprechend 1 bis 1.5–facher Betondicke (vgl. Figur 4.3)
- ²⁾ Risstiefe: Gemäss Zugzone aus der FE-Berechnung
 - Eigenlast: Massgebendes Flie遝gelenk im Sohlbereich seitlich (Betondicke im Rissquerschnitt 420 mm)
 - Quellbelastung: Massgebende Flie遝gelenk im Sohlpunkt (Betondicke im Sohlpunkt 410 mm)
- ³⁾ Rissbreite konzentrierter Risse: Integration kontinuierlicher Randzugdehnungen aus der FE-Berechnung. Länge der Randzugzonen entsprechend 5- bis 7-fachen Betondicken (Figur 8.5)
- ⁴⁾ Drehwinkel konzentrierter Risse: $\phi = \text{Rissbreite} / \text{Risstiefe} [\text{rad}]$.
Grenzwinkel ohne Sekundärrissbildung $\phi_s = 4 \cdot 10^{-3} [\text{rad}]$ (s. Abschnitt 4.4).

Figur 8.6: Extrapolation konzentrierter Rissbildung im Sohlbereich der unbewehrten Tunnelverkleidung bei Quellbelastung, ausgehend von kontinuierlichen Dehnungen der FE-Berechnung

9. SCHLUSSFOLGERUNGEN, WEITERES VORGEHEN

Die eingebettete Tunnelverkleidung muss nur dann eine tragende Bewehrung erhalten, wenn nichtlineare Untersuchungen zeigen, dass die für das Kräftegleichgewicht in Umlaufrichtung notwendigen Bettungskräfte zu grosse Deformationen hervorrufen könnten [B.13]. Die von vielen Ingenieuren elastisch berechneten Biegemomente sind in Wirklichkeit vorwiegend 'Zwangsmomente', die sich - wenn geringe Betonrisse toleriert und ihre Auswirkungen korrekt in die Berechnung eingeführt werden - von selbst abbauen. Bei gewöhnlichen Bewehrungsgehalten kann nur ein Biegemoment aufgenommen werden, das klein ist, verglichen mit der Normalkraftexzentrizität im unbewehrten Fall. Den Nutzen der Bewehrungen aus statischen Gründen sehen wir im Normalfall primär bei den temporären Felssicherungen (erste Lage der Spritzbetonschalen mit und ohne Anker).

Die Konzeption wirtschaftlicher Tunnelverkleidungen bei Quellbelastung erfolgt nach den vorstehenden Ausführungen am besten so, dass der Tragwiderstand und die Verformungssteifigkeit möglichst gross gestaltet werden (sog. 'Widerstandsprinzip'). Ein annähernd kreisförmiger Querschnitt und eine tragfähige Verbindung zum Fels, ohne Hohlräume, sind optimale Voraussetzungen für eine hohe Tragsicherheit und eine lange Lebensdauer.

Unbewehrte einschalige Tunnelverkleidungen und Innenschalen: Die unbewehrte Ausführung der Tunnelverkleidungen im Endzustand führt zweifellos - neben der Zeit- und Kosteneinsparung der Bewehrung beim Bau - zu einer Verbesserung der Dauerhaftigkeit dar, weil allfällige Korrosionsprobleme entfallen.

Unbewehrte Sohlübbinge bei der Tübbingbauweise: Es kann rechnerisch gezeigt werden, dass die Tübbinge nach ihrem Einbau keine Biegebewehrung benötigen, da ihr Tragvermögen dadurch nur unwesentlich beeinflusst wird. Bei Tübbinglösungen ist ohnehin eine durchgehende Tragwirkung der Ringbewehrung wegen der Längsfugen nicht möglich. Da in den Fugen keine Zugspannungen übertragen werden, wird das Sohlgewölbe primär durch Normalkräfte in der Ringrichtung beansprucht. Das Tragverhalten im Sohlbereich - mit Flach-Längsfugen - ist ähnlich demjenigen eines Mauerwerksgewölbes mit grossen Mauerwerksteinen. Bei extremen Beanspruchungen sind die massgebenden Schadenswirkungen im Bereich der Flachfugen und Rissöffnungen zu erwarten, verursacht durch eine hohe Beanspruchung am Druckrand.

Für die bei Quellbelastung in der Ringrichtung hochbelasteten Sohlübbinge sind Flachfugen den Gelenkfugen weit überlegen.

Die hauptsächlichsten Vorteile sind:

- Möglichkeit der Verwendung konstruktiv einfacher Blocktübblinge
- Einfache Ausbildung aller Fugen. Durch eine Mörtelzwischenlage in den höchbelasteten Längsfugen werden Spannungskonzentrationen in der Kontaktfläche wirksam vermieden (in Anhydritstrecken)
- Geringer Bewehrungsgehalt. Insbesondere entfällt eine aufwendige Bügelbewehrung zur Aufnahme von Spreizkräften
- Nahezu ideales Tragverhalten schon bei kleiner Verformung (angenäherte 'Stützlinie') bei geringer Rissbildung in den Tübbingenden unter der Quellbelastung.

Varianten mit Gelenkfugen (statt Flachfugen) im Sohlbereich ergeben unter grosser Quellbelastung ein ungünstigeres Tragverhalten. Der erreichbare Quellwiderstand ist bei einer Gelenklösung nicht grösser, sondern eher kleiner als bei einer Lösung mit Flachfugen im Sohlbereich und er ist zudem mit grösseren Verformungen verbunden. Das Tragverhalten reagiert empfindlicher auf die genauen Randbedingungen, wie z.B. die Masstoleranzen bei der Herstellung und Montage der Tübbinge, den effektiven Reibungswinkel in den Fugen sowie auf die nicht genau vorhersehbare Verteilung der Quellbelastung. Eine bezüglich dem Tragwiderstand adäquate Gelenklösung erweist sich als teurer, u.a. wegen der erforderlichen grossen Spreizbewehrung. Die Kontaktflächen erfordern zum Teil eine spezielle Beschichtung zur Reduktion des Reibungswinkels (die Reibung Beton-Beton wird zu gross).

Ansatz des Rechenwerts der Betondruckfestigkeit: Es wird vorgeschlagen, die massgebende Betonfestigkeit für die Beurteilung des Tragverhaltens unter extremer Quellbelastung über dem Normwert der Hoch- und Brückenbaunormen einzusetzen. Die Abweichung nach oben wird dadurch gerechtfertigt, dass kein eigentliches Traglastproblem oder gar plötzliches Stabilitätsversagen anzunehmen ist. Die realistisch anzunehmende Betonfestigkeit hängt von verschiedenen wichtigen Faktoren ab: Die Betondruckfestigkeit ist grösser als die 28-Tage-Festigkeit zum Zeitpunkt, wenn der Beton unter extremer Quellbelastung kommt. Andererseits ist zu beachten, dass die Betonfestigkeit wieder etwas abnimmt, wenn die Last lange Zeit wirkt. In der realen Tunnelverkleidung ist es äusserst unwahrscheinlich, dass eine lokale, selten auftretende Stelle mit schlechterer Betonqualität gerade mit einer Stelle extremer Querschnitts-Beanspruchung zusammenfällt. Eine örtlich stark begrenzte Stelle schlechter Qualität hat einen geringen Einfluss, weil die benachbarten Bereiche mittragen. In der Verkleidung herrscht wegen des Seitendrucks in Axialrichtung ein zweiaxialer Druckspannungszustand und daher ein vergrösserter Betonwiderstand. In der Sohle der Verkleidung resultieren auf der Felsseite bei Quellbelastung sogar dreiaxiale Druckspannungszustände. Der Tragwiderstand ist rechnerisch etwa proportional zur Annahme des Rechenwertes der Betondruckfestigkeit (der Einfluss der Betonfestigkeit auf den Tragwiderstand kommt bei elastischer Schnittkraftberechnung nicht korrekt zum Ausdruck).

Begrenzung der Betondruckstauchung: Die Druckzone im Rissquerschnitt muss die auftretende Ringdruckkraft aufnehmen können. Dies wird dadurch erreicht, dass beim verlangten Traglastniveau der Belastung Betonrandstauchungen von 3.5‰ nicht überschritten werden. Bei weiterer Laststeigerung verbleibt - bei langsam abnehmender lokal abnehmender Betonfestigkeit - eine erhebliche Tragreserve bis zum Erreichen des 'echten' Bruchwiderstands, entsprechend einem Membrandruckzustand in der eingebetteten Tunnelverkleidung.

Tolerierbare Risstiefe: In der Norm DIN 1045, Abschnitt 17.9 wird verlangt, dass die Risstiefe bei unbewehrten Bauteilen höchstens bis zum Schwerpunkt reichen darf, um sicherzustellen, dass 'Unsicherheiten bei der Schnittgrössenermittlung (z.B. ungenaue Lage der Normalkraft) nicht zwangsläufig zum vollständigen Aufreissen des Querschnitts führen'. Bei Tunnelverkleidungen welche rundum geschlossen oder auf tragfähigen Fundamenten abgestützt und auf dem ganzen Umfang eingebettet sind ist die Risstiefe kein Kriterium für die Beurteilung der Tragsicherheit. (Ref.: Gutachtliche Stellungnahme von Prof. Dr. K. Kordina [B.13]). Damit entfällt ein Hindernis, das häufig der Anwendung unbewehrter Tunnelverkleidungen im Wege stand. Massgebendes Kriterium ist die Rotationsfähigkeit in der Betondruckzone im Rissquerschnitt. Risstiefen nehmen im übrigen bei hoher Belastung wieder ab.

Nachweis des Tragwiderstands und der Verformungen: Das Tragverhalten der unbewehrten Tunnelverkleidungen unter der massgebenden Quellbelastung kann nur mit nichtlinearen Berechnungsmodellen ausreichend realitätsnah beurteilt werden. Es handelt sich nicht darum, einen möglichst 'genauen' Tragwiderstand der Tunnelverkleidung zu ermitteln, was - wegen der Vielzahl nicht genau bekannter Parameter und der nicht genau bekannten Entwicklung der Quellbelastung - illusorisch ist. Es geht darum, mittels Sensitivitätsanalysen diejenigen Wirkungen zu untersuchen, die einen hauptsächlichsten Einfluss auf die Tragfähigkeit, die Kosten beim Bau und im Betrieb und die Dauerhaftigkeit des Tunnelbauwerks ausüben. Relativ eingehende und zeitaufwendige statische Berechnungen sind dadurch gerechtfertigt, dass sich in der Regel namhafte Kosteneinsparungen beim Bau und Betrieb ergeben, die weit grösser sind als der diesbezügliche Mehraufwand in der Projektierung.

Elastische Berechnungen der Schnittkräfte sind nachweisbar nicht geeignet, das für das Tragverhalten der unbewehrten Tunnelverkleidungen wesentliche Gewölbetragsverhalten ('Stützlinie') sowie die Wirkung der Steifigkeitsabnahme bei Biegezugrissen bzw. das Öffnen der Fugen bei Tübbinglösungen zu erfassen. Bei elastischer Schnittkraftermittlung der Tunnelverkleidungen sind die Streuungen der Resultate und die Unsicherheit gross. In Wirklichkeit sind im Baugrund allseitig eingebettete Tunnelverkleidungen - wie die Berechnungen mit den nichtlinearen Rechenmodellen zeigen - jedoch ausgesprochen unempfindlich. Gerissene Zonen wirken sich auf das Biegeträgheitsmoment und damit auf die Schnittgrössen aus, was in der elastischen Berechnung nicht zum Ausdruck kommt. Rechnerische Biegemomente bauen sich in den eingebetteten Gewölben von selbst ab, wenn begrenzte Rissbil-

dungen und die dadurch verursachten Reduktionen der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden.

Vergleich mit dem sog. 'Ausweichprinzip' zur Aufnahme der Quelldrücke, im Fall des Sulfatquellens: Die in dieser Arbeit propagierten Tunnelverkleidungen nach dem Widerstandsprinzip unterscheiden sich grundsätzlich von solchen nach dem Ausweichprinzip (vgl. [A. 16], [A. 17], bisherige Ausführung beim Freudensteintunnel [A. 10], [A. 11]). Unter dem Sohlgewölbe wird dabei eine Knautschzone aus einem kompressiblen Material angeordnet und bewusst ein hohes Mass quellbedingter Hebungen ermöglicht. Infolge der kraftbegrenzenden Wirkung des Materials der Knautschzone sollen für die Tunnelverkleidung reduzierte Quelldrücke erreicht werden.

Grundsätzlich sehen wir bei Anwendungen des Ausweichprinzips folgende Probleme, in Übereinstimmung zu den Ausführungen in [A. 14]:

- Bei der Betonkubatur, inklusive starker Bewehrung (Freudensteintunnel), resultieren Mehrkosten gegenüber Lösungen basierend auf dem Widerstandsprinzip. Dazu kommen Kosten und Zeitaufwand für die Herstellung der Knautschzonen und eines eventuell grösseren Ausbruchquerschnitts. Die Kosten pro m³ Knautschzone sind so hoch oder höher als diejenige von Beton
- Die Knautschzone besitzt eine im Vergleich zum Gebirge erhöhte Wasserdurchlässigkeit, die zu kontinuierlicher Bewässerung des Gebirges unter der Sohle führen könnte. In diesem Fall ist eine beschleunigte Quellentwicklung und eventuell Auslaugung des Fels (reduzierte Steifigkeit und Festigkeit) zu befürchten
- Aufgrund der grossen Quellhebungen unterhalb der Knautschzone besteht die Gefahr, dass es zu weitergehenden Auflockerungen kommt und sich dadurch die Wasserwegigkeit im Gebirge erhöht. Durch Wasserzutritte wird der Quellvorgang beschleunigt und die quellenden Bereiche nehmen zur Tiefe hin zu.

Beim Adlertunnel SBB (Ref. [A. 12]) wurde mit Auslegung der Tunnelschale auf Quelldrücke bis 6 MPa nach dem Widerstandsprinzip eine wirtschaftlich noch tragbare Lösung gefunden: TBM-Ausbruch mit Aussendurchmesser 12.6 m, Tübbingbauweise mit 0.90 m dicken Sohltübbinggen aus höherfestem Beton, vermörtelter Ringspalt (hohe radiale Bettungssteifigkeit, Verhinderung unerwünschter Wasserwege entlang der Tunnelverkleidung), unbewehrte Ortsbetoninnenschale, begehbare Service- und Entwässerungskanal unter der Fahrbahn.

Im Rahmen dieser Arbeit konnten nicht alle Probleme in der wünschbaren Tiefe bearbeitet werden. Dringenden Bedarf für weitere Untersuchungen, die unseres Erachtens grosse wirtschaftliche Vorteile bringen, sehen wir in bezug auf die vermehrte Anwendung unbewehrter Tunnelverkleidung im Fels- und Lockergestein, und keineswegs nur bei dominierender Quellbelastung.

Bedarf für weitergehende Untersuchungen:

- Entwicklung eines übersichtlichen, systematischen Konzepts zum Entwurf, Berechnung und Bemessung unbewehrter Tunnelverkleidungen. Nachweise für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit allein auf der Basis der Hochbaunormen sind nicht zweckmässig
 - Entwicklung technisch einwandfreier und kostengünstiger Lösungen für die konstruktive Ausbildung der Tübbinge im Sohlbereich mit vermörtelten Flachfugen, vermörtelt
 - Optimierung der Konstruktion des Fahrbahnunterbaus bei Bahn- und Strassentunnels zur Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit bei hoher Belastung auf den Sohlbereich der Tunnelverkleidung
 - Optimierung der Auslegung der Gebirgs- und Betriebswasserfassungen im Tunnelquerschnitt beim Vortrieb und im Betrieb des Tunnels im quellfähigen Fels. Varianten mit und ohne Abdichtungsfolie.
-

LITERATURVERZEICHNIS

Quellentwicklung, Erfahrungen bei bestehenden Tunnels

- [A.1] G. Anagnostou: 'Untersuchungen zur Statik des Tunnelbaus in quellfähigem Gebirge'.
Institut für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich. Band 201, August 1992
- [A.2] D. Kirschke: 'Neue Versuchstechniken und Erkenntnisse zum Anhydritschwellen'. Taschenbuch für den Tunnelbau 1996.
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1996
- [A.3] R. Nüesch R. , F.T. Madsen, W. Steiner: 'Long Time Swelling of Anhydritic Rocks: Mineralogical and Microstructural Evaluation'.
Proc. Intern. Congress on Rock Mechanics, Tokyo, 1995, Vol. 1
- [A.4] B. Vögtli, P.Jordan: 'Quelldruckentwicklung in Ton- und Lockergesteinen'.
Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 18, 25. April 1996
- [A.5] F.T. Madsen, R. Nüesch: 'Quellende Gesteine, Quellmechanismen und die Bestimmung massgebender Quellparameter im Labor'.
FGU Tagung 6./7. April 1989
- [A.6] W. Steiner: 'Swelling Rock in Tunnels: Rock Characterization, Effect of Horizontal Stresses and Construction Procedures'.
Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr. Vol. 30, No. 4, pp 361-380, 1993
- [A.7] W. Steiner: 'Swelling Rock in Tunnels: Characterization and Effect of Horizontal Stresses'.
Eurock '92. Symposium der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik. Chester, England 14-17 September 1992
- [A.8] P. Götz: 'Auswirkungen des Blähverhaltens von Gesteinen auf die Sohlhebungen im Tunnelbau'.
Dissertation. T.U. Karlsruhe, 1978
- [A.9] A. Golta: 'Schwellvorgänge im Planum schweizerischer Bahntunnels'.
Rock Mechanics, Suppl. 5, S. 231- 243, Springer Verlag 1976
- [A.10] K. Kuhnhehn, G. Prommersberger: 'Der Freudensteintunnel - Tunnelbau in schwelfähigem Gebirge'.
STUVA Forschung + Praxis Nr. 33, 1991

- [A.11] D. Fecker: 'Untersuchung von Schwellvorgängen und Erprobung von Auskleidungskonzepten beim Freudensteintunnel'.
Taschenbuch für den Tunnelbau 1996
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- [A.12] F. Chiaverio, D. Hürzeler: 'Bergmännische Tunnelstrecke'.
Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 18, 25. April 1996
- [A.13] W. Heierli: 'Zürichbergtunnel: - Das Projekt'.
FGU/SBGF Studentagung vom 29. Mai 1986, Zürich.
SIA Dokumentation D004
- [A.14] B. Pierau B., J.R. Kiehl: 'Widerstands- und Ausweichprinzip: Vergleich zweier Entwurfsmethoden für Tunnelbauten in quellfähigem Gebirge'.
Taschenbuch für den Tunnelbau 1996.
DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- [A.15] A. Paul, L. Wichter: 'Taschenbuch für den Tunnelbau 1996'
DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- [A.16] K. Kovari, F.T. Madsen, Ch. Amstad: 'Tunneling with yielding support in swelling rocks'.
Proc. International Symposium on Weak Rock,
Tokyo, 21-24 September 1981
- [A.17] K. Kovari, Ch. Amstad, G. Anagnostou: 'Tunnelbau in quellfähigem Gebirge'. Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik. Nr. 155, 1987
- [A.18] J. Huder, G. Amberg: 'Quellungen in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizerische Bauzeitung Heft 43, Oktober 1970
- [A.19] W. Wittke, B. Pirau: 'Fundamentals for the Design and Construction of Tunnels in Swelling Rocks'. Proc. 4th Intern. Congress on Rock Mechanics, Montreux 1979
- [A.20] W. Wittke: 'Some Aspects of the Design and Construction of Tunnels in Swelling Rock'. Proc. Intern. Symp. on Swelling Rock'. Tokyo 1981
- [A.21] L. Wichter: 'Quellen anhydrithaltiger Tongesteine'.
Bautechnik Bd. 66, Heft 1, 1989
- [A.22] E. Kessler, M. Gloor: 'Tunnelverkleidungen'- Bemessung unter Berücksichtigung von Biegezugrissen'. Schweizer Ingenieur und Architekt 43/1985

Tragverhalten von Tunnelverkleidungen und Gewölben ohne Zugfestigkeit

- [B.1] J. Heyman: 'Equilibrium of Shell Structures'.
Oxford University Press, 1977
- [B.2] J. Heyman: 'The Masonry Arch'.
John Wiley and Sons, 1982
- [B.3] N. Cooke: 'Instability of Masonry Arches'.
Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, Vol 83, Sept. 1987
- [B.4] R. Pöttler: 'Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau -Stand-
sicherheit und Verformung im Rissbereich'.
Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), Heft 6
- [B.5] R. Pöttler: 'Standicherheit unbewehrter Innenschalen'.
Bautechnik 67 (1990), Heft 1
- [B.6] B. Maidl: 'Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus'
Bewehrter oder unbewehrter Beton? S. 64-70
Band 1, 1994
- [B.7] W. Hintzen: 'Analyse beobachteter Risse in Tunnelbauwerken'.
Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Heft 8
- [B.8] G. Thielen, -W. Hintzen: 'Massnahmen zur Vermeidung von Rissen in
Tunnelinnenschalen aus Ortsbeton'.
Beton Heft 9 und 10, 1994
- [B.9] R. Gnisen, K. Mussger: 'Bemessung unbewehrter Tunnelaus-
kleidungen in Deutschland und den USA'.
Tunnel No 2, 1987
- [B.10] H.B. Kupfer, H. Kupfer, A. Stegbauer: 'Tragfähigkeit von schlanken
Druckgliedern aus unbewehrtem Beton'.
Bauingenieur 59(1984). S. 175-180
- [B.11] 'Erläuterungen zu DIN 1045 Beton- und Stahlbeton, Ausgabe 07.88
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 400, 1989
- [B.12] 'Tunnelschalen'. Vorträge der DBV-Arbeitstagung Tunnelschalen –
Planung – Bemessung und Ausführung 1995 Duisburg und München,
1996 in Berlin.
Deutscher Betonverein E.V., 1996
- [B.13] K. Kordina. Gutachtliche Stellungnahme G 98 8963 vom 5.11.1998:
'Tunnelverkleidungen aus unbewehrtem Beton'.
Technische Universität Braunschweig, D-38106 Braunschweig

Bewehrter und unbewehrter Beton, Analogien zum Tragverhalten bei Stützen etc.

- [C.1] P. Steidle, K. Schäfer: 'Trag- und Verformungsfähigkeit von Stützen bei grossen Zwangsverschiebungen der Decken.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 376, 1986.
Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin 1986
- [C.2] J. Schlaich, P. Staidle: 'Tragfähigkeit von Stützen bei grossen Verschiebungen der Decken durch Zwang'.
Beton- und Stahlbeton 9/1986
- [C.3] S. A. Sheikh, S. M. Uzumeri: 'Strength and Ductility of Tied Concrete Columns'. Journal of the Structural Division, Vol. 106, No ST5, May 1980
- [C.4] Z. P. Bazant: 'Is No-Tension Design of Concrete or Rock Structures Always Safe?- Fracture Analysis' Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No 1, January 1996
- [C.5] Ing. Büro Heierli AG, Zürich: 'Unbewehrte Sohlübbänge. Nachweis der Spreizkräfte beim Vortrieb'. Bericht 1924, 10.9.1996.
Unveröffentlicht

Betoneigenschaften des Strukturbetons bei hoher Langzeitbeanspruchung

- [D.1] Rüsch H. et al: 'Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast'.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. (DAfSt), Heft 198, 1968
- [D.2] Grasser E. et al: 'Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung'.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfSt), Heft 358, 1985
- [D.3] Schäfer K. et al: 'Druck und Querkzug in bewehrten Betonelementen'.
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfSt), Heft 408, 1990
- [D.4] 'Sprödigkeit und Duktilität von hochfesten Betonen'.
Kurze Technische Berichte. Bauingenieur 67(1992) Nr. 11, S. 514

Einfluss von Spannungsrissen auf das Tragerverhalten der Tunnelverkleidungen

- [G.1] R. Poisel, H. Öhreneder: 'Risse in Betonringen von Tunneln und deren Beurteilung im Hinblick auf die Standsicherheit'.
Felsbau 9(1991) Nr. 3

- [G.5] W. Hintzen, H. Grube: 'Analyse beobachteter Risse in Tunnelbauwerken'.
Beton- und Stahlbetonbau 90(1995) Heft 8

- [G.6] G. Thielen, W. Hintzen: 'Massnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen aus Ortsbeton'
Beton H 9 und H10, 1994

- [G.7] R. Springenschmid, M. Plannerer: 'Firstrisse in der Innenschale grosser Tunnel -Ursachen und Wege zur Vermeidung.
Tunnel 6(1997)

Verwendetes, nichtlineares FE-Programm für die tunnelstatischen Berechnungen

- [H.1] Programm 'TUNNEL'
Statische Berechnungen des Grund- und Tunnelbaus nach der Methode der Finiten Elemente
RIB Bausoftware, D 70567 Stuttgart