

Tagbaustrecke Nord

Autor(en): **Kalak, Josef**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **114 (1996)**

Heft 18

PDF erstellt am: **15.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78960>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

	Bauvorhaben	Raster (m ² pro Säule)
Abschnitt I	- Überwerfungsbauwerk «Hard»	2.5
	- Böschungen und mittleres Trasse	4.5
	- der Stammlinie im Einschnitt	5.0
	- Trasse Neubaustrecke mit Dammschüttungen	6.0
	- Trasse Stammlinie mit kleinem Einschnitt	6.0
Abschnitt II Nord	- Dammschüttung	6.0
	- Übergang Süd	6.5
Abschnitt II Süd	- offenes Trasse im Einschnitt	9.0
	- Übergang Portalzone	4.5
	- Portalbereich Tagbaustrecke	5.5*)

*) Im Portalbereich der Tagbaustrecke und unter dem Betriebsgebäude neben dem Tunnelportal sind die Kiessäulen teilweise mit einer Zement-/Bentonitsuspension vermörtelt worden. Dadurch wird erreicht, dass bei einem allfälligen Karsteinbruch die Stopfsäulen nach unten nicht ausrieseln. Durch die Verfestigung des Bodens kann sich eine Überbrückung über die Doline ausbilden.

8

Bei der Versuchsdurchführung im Abschnitt I lässt sich anhand der drei Messpunkte eine in etwa parabolische Abhängigkeit zwischen dem M_E -Wert und der Rastergrösse erkennen (6). Infolge der längeren Liegezeit der Auffüllung gegenüber dem Abschnitt II sind hier generell höhere Elastizitätsmoduli ermittelt worden. Die tieferen M_E -Werte im Abschnitt II Süd sind auf den hohen Feinkornanteil zurückzu-

führen, wobei für das Prüffeld 1 mit einer Säule auf 3,5 m² und das Prüffeld 2 mit einer Säule auf 5,5 m² praktisch die gleichen M_E -Werte berechnet wurden. Da der Boden aufgrund der hohen Sättigung während der beschränkten Versuchszeit nicht auskonsolidieren konnte, musste ein «undrainierter Zustand» angenommen werden.

In (7) ist die prozentuale Zunahme der Rammwiderstände und somit der Lage-

rungsdichte in Abhängigkeit des Säulenrasters dargestellt. Hier lässt sich eine in etwa lineare Abhängigkeit konstruieren. Bei der Wahl des Säulenrasters ist den unterschiedlichen Anforderungen an den Baugrund für die einzelnen Bauabschnitte bzw. dem Bauvorhaben Rechnung getragen worden. In (8) sind die ausgeführten Säulenraster zusammengestellt.

Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung der Rüttelstopfverdichtung wurde einerseits durch die permanente Aufzeichnung der Rütteltiefe und Verdichtungsenergie mit einem automatischen Schreiber am Gerät und andererseits durch die laufende Erfassung der Menge des Zugabenmaterials gewährleistet. Im weiteren hat man systematisch Rammsondierungen vor und nach dem Verdichten des Baugrundes als Erfolgskontrolle abgeteuft. Im Bereich der grössten Schüttmächtigkeit des Erddammes (Abschnitt I) wurden zudem drei Setzungspegel eingebaut.

Adresse des Verfassers:

Felix Keller, dipl. Ing. ETH/SIA, Geotechnisches Institut AG, Hochstrasse 48, 4002 Basel

Josef Kalak, Binningen

Tagbaustrecke Nord

Für die Tagbaustrecke Nord des Adlertunnels ergeben sich ungewöhnliche Gefährdungsbilder. Die fugenlose durchgehende Tunnelröhre überspannt eventuelle Hohlräume plötzlich auftretender Dolinen und weist genügend Verformungsvermögen auf, um die grossflächigen Einsenkungen des Baugrundes mitzumachen.

Aufgrund der Gefährdung durch Dolinenstürze (siehe «Doline als Rechengrösse») wurden für die Tagbautunnelkonstruktion verschiedene Varianten untersucht, die diesem geologisch bedingten Phänomen Rechnung tragen. Statische Überlegungen und Kostenberechnungen führten zur Lösung mit einem über die ganze Länge von 830 m durcharmierten, sich duktil verhaltenden Tunnelrohr mit kreisförmigem Profil. Dolinen können mit diesem Rohr überbrückt werden, und bei

grossflächigen Einsenkungen passt sich die Tunnelkonstruktion an.

Nutzungsplan

Bauherr und Betreiber der Bahnlinie, die Schweizerischen Bundesbahnen, stellen unter anderem folgende Anforderungen an den Tunnel:

- Nutzungsdauer länger als 150 Jahre
- Teilersatz mit längerer Sperrung der Gleise frühestens nach 100 Jahren
- Ausbaugeschwindigkeit: 160 km/h, in Zukunft > 160 km/h
- differenzierte Einschränkung der Verfügbarkeit bezüglich Tageszeit, Anzahl gesperrter Achsen, Intervall für Unterhaltsarbeiten
- örtlich begrenzte Feuchtstellen sind erlaubt, Tropfstellen und Eisbildung sind nicht erlaubt
- minimaler Krümmungsradius der Gleisaxe bei Verformungen infolge

- langfristiger Einsenkungen: 5000 m maximal zulässige Setzung der Gleisaxe bei grossflächigen Einsenkungen: 0,25 m
- Einhalten der Richtwerte für Durchbiegungen von Bahnbrücken im Falle von lokalen Überbrückungen von Dolinen gemäss Norm SIA 160

Sicherheitsplan, Risiken und Gegenmassnahmen

Neben den üblichen Einwirkungen auf den Tagbautunnel standen als Gefährdungsbilder die folgenden zwei ungewöhnlichen Situationen im Vordergrund.

- Dolinen: Plötzlicher Einsturz einer Karsthöhle mit Trichterbildung in der Schotter-schicht bis zum Fundationshorizont des Tunnels oder bis an die Terrainoberfläche.

■ Grossflächige Einsenkung: Sich langsam bildende grossflächige Einsenkung, die durch Zusammensacken von durch Auslaugungen porös gewordenem Fels entstehen.

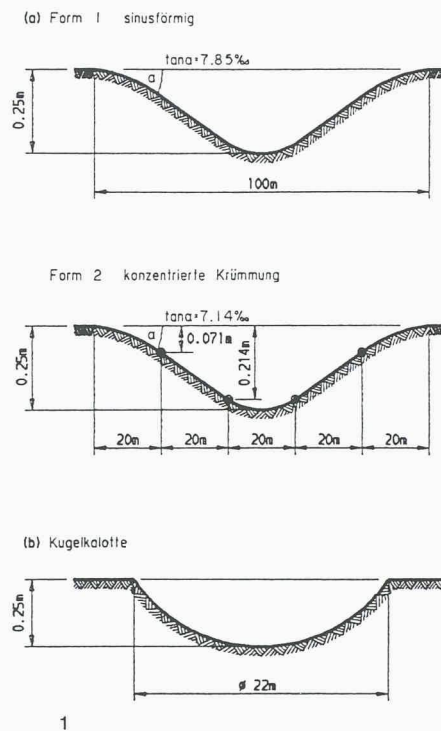
In Zusammenarbeit mit dem Prüfen-ingenieur und den Geologen wurde be-

schlossen, die genannten Szenarien numerisch zu definieren und als Gefährdungsbilder in die Bemessung einzuführen. Die «Normdoline» (1b) besteht aus einer kugelschalenförmigen Senkung von 5 m Tiefe und 22 m Durchmesser, die zentrisch oder exzentrisch unter dem Tunnel schlagartig eintritt. Die «Normeinsenkung» hat einen Durchmesser von 100 m und weist im Zentrum eine maximale Einsenkung von 0,25 m auf. Die Form 1 ist sinusförmig, die Form 2 weist konzentrierte Krümmungen über jeweils 20 m am Anfang, in der Mitte und am Ende der Senkung auf (1a).

Die Gefährdungen durch Dolinen und Einsenkungen lassen sich zwar auf Grund geologischer Überlegungen und einer rund 40jährigen Beobachtungsdauer des Gebietes Lachmatt abschätzen, diese Abschätzungen sind aber mit grösseren Unsicherheiten behaftet. Die Überbrückung der «Normdولين» bedingt einen bestimmten Tragwiderstand und eine minimale Verformungssteifigkeit an beliebiger Lage des Tagbautunnels, andererseits erfordert die gleichzeitige Wirkung einer grossflächigen Einsenkung, die vom Tunnelbauwerk nicht mehr überbrückt werden kann, eine möglichst biege-weiche Tunnelröhre. Die statistische Wahrscheinlichkeit, dass eine grosse Doline in ungünstigster Lage auftritt, beträgt 3% in 100 Jahren. Entscheidend für die Beurteilung der Gefährdung ist, dass Dolinen plötzlich und ohne Vorankündigung entstehen. Nicht völlig auszuschliessen ist ausserdem, dass unmittelbar neben einer grossen Doline eine Zweit-Doline auftreten kann, welche die freie Spannweite noch vergrössert. Die Wahrscheinlichkeit dafür ist aber geringer als für das Auftreten einer einzelnen, grossen Doline. Diesem Fall wurde Rechnung getragen, indem nach einem Dolineneinbruch signifikante Hohlräume in unmittelbarer Nähe binnen eines Monats aufgespürt und verfüllt werden müssen.

Die Stahlbetonkonstruktion erfährt nur bei ungünstigen Überlagerungen von grossflächigen Einsenkungen und Dolinen Schäden, welche lokale Reparaturen von Rissen zur Erhaltung der Dauerhaftigkeit sowie Nachschotterungen notwendig machen können.

Die Verfüllung neu entstandener Dolinentrichter bzw. verdeckter Hohlräume während des Betriebes wird durch Injektionen ab OK Terrain und für kleinere und mittlere Hohlräume auch aus dem Servicekanal heraus erfolgen. Dieser weist zu diesem Zweck verschliessbare Luken und Beobachtungsöffnungen gegen den Baugrund auf. Da durch das Auftreten solcher Phänomene keine Personen gefährdet



1
Normeinsenkung Form 1 und 2 (a),
Normdoline (b)

werden, sind aus wirtschaftlicher Sicht prophylaktische Investitionen bereits beim Bau nicht gerechtfertigt. Um während des Betriebes neu entstandene Hohlräume im Einflussbereich des Tunnels zu lokalisieren und innert der verlangten Monatsfrist verfüllen zu können, wurde der durchgehende Servicekanal unter der Fahrbahn mit fest installierten Hilfsmitteln zur Aufspürung verdeckter Hohlräume versehen. Der Servicekanal wird ferner auch für periodische Längsnivellements zur Feststellung und Überwachung von Einsenkungen benutzt. Da auch während der Bauzeit das Risiko eines Dolineneinsturzes besteht, wurde nach dem Abtragen des Humus die ganze Fläche des Installationsplatzes und der Tunnelbaustelle mit einer ferngesteuerten starken Vibrowalze abgewalzt, um latent vorhandene Hohlräume vorgängig und kontrolliert zum Einsturz zu bringen.

Die Wahrscheinlichkeit des Ereignisses einer grossflächigen Einsenkung mit einem Durchmesser von 100 m in 100 Jahren beträgt 100%. Der Tunnel kommt an den Rand einer solchen bestehenden Einsenkung zu liegen. Bei diesen langsamen Senkungsvorgängen werden keine Personen gefährdet. Das Konzept sieht vor, dass das Tunneltrasse periodisch auf grossflächige Senkungen kontrolliert wird und Gegenmassnahmen ergriffen werden, wenn die Setzungstiefe 15 cm erreicht hat. Die in den Vorstudien untersuchte Variante mit vorgängigen Felsinjektionen auf der ganzen Länge der gefährdeten Tun-

nelstrecke erwies sich als zu aufwendig. Die Überbrückung von Einsenkungen mittels einer durchgehenden Pfahlfundation kam aus Kostengründen ebenfalls nicht in Frage.

Es wird angenommen, dass bei grossflächigen Einsenkungen die Senkungsmulde sanft und kontinuierlich verläuft. Ab einem Einsenkungswert von rund 15 cm erreichen die Rissbreiten Werte, welche die Dauerhaftigkeit des Bauwerks bei weiterer Vergrösserung beeinträchtigen. Bis etwa 25 cm Einsenkung treten noch keine Betonabplatzungen auf, und die Bewehrungsstäbe versagen nicht. Spätestens in diesem Zeitpunkt muss aber eine Sanierung erfolgen, da sonst die Bedingung, dass eine plötzlich auftretende Doline, die im Bereich der durch die Einsenkung vorbelasteten Tunnelröhre überbrückt werden muss, nicht mehr eingehalten werden kann. Die Intervention besteht darin, dass der Felsuntergrund, von dem die grossflächigen Einsenkungen ausgehen, verfestigt wird, wobei Injektionen von der Terrainoberfläche aus vorgesehen sind. Der genaue Interventionszeitpunkt richtet sich nach den tatsächlichen Beobachtungen im Laufe der Zeit. Eine frühzeitige Intervention hat den Vorteil, dass die Rissbreiten noch in einem Rahmen liegen, der keine (bzw. nur eine kleinere) Sanierung an der Betonkonstruktion nötig macht.

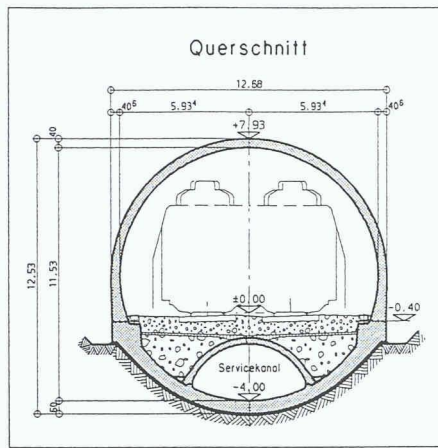
Querschnitt

Aus der Forderung, lokale Einsenkungen an beliebiger Stelle überbrücken zu können, ergibt sich eine monolithische Röhre, da jede Fuge die Überbrückungswirkung beeinträchtigt.

In Anlehnung an das Profil der anschliessenden bergmännischen Strecke und infolge der beträchtlichen Überdeckung von bis zu 5 m über dem Tunnelscheitel ist ein Kreisprofil mit 12,50 m Aussendurchmesser (2) gewählt worden. Das Scheitelgewölbe weist eine Stärke von 0,40 m, das Sohlgewölbe eine solche von 0,60 m auf. Die Sohle wird unter Ausparung des Servicekanals mit einer zementstabilisierten Kies/Sand-Mischung aufgefüllt.

Tragwirkung

Die Tunnelröhre ist auf dem Untergrund kontinuierlich elastisch gebettet und wird durch Eigenlasten, Auflasten aus Schotterbett, Oberbau und Auffüllung sowie durch die Bahnlasten beansprucht. Da sie eine Normeinsenkung von 100 m Durchmesser nicht überspannen kann, muss sie sich zwangsläufig verformen. Wäre die Verbindung zum Untergrund

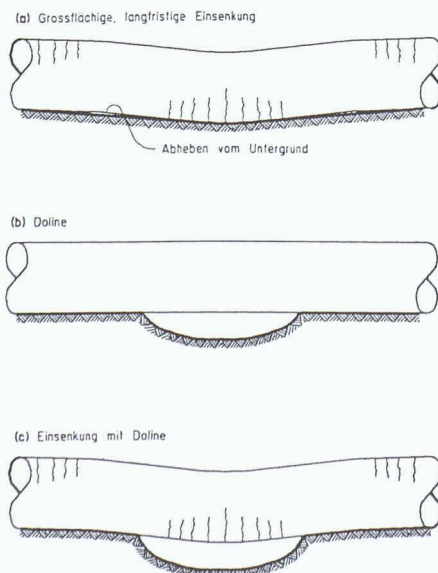


2
Querschnitt der gewählten Variante

starr, entspräche die Biegelinie der Einsenkungsform, während die elastische Bettung einen gewissen Ausgleich der Krümmungen erlaubt. Wegen der beschränkten Belastungen, muss auch mit einem lokalen Abheben des Tunnels vom Untergrund gerechnet werden. In erster Linie handelt es sich hier aber um ein Gebrauchstauglichkeitsproblem, da die aufgezwungenen Krümmungen zu Rissbildungen und plastischen Gelenken führen (3).

Beim Auftreten einer Normdoline überbrückt die Tunnelröhre den entstandenen Trichter als Rohrbrücke, die die erforderliche Tragsicherheit aufweisen muss. Eine exzentrische Doline bewirkt asymmetrische Erddrücke, die mit dem Gewölbe über Querbiegung aufgenommen werden. Der massgebende Lastfall besteht in der Kombination (Überlagerung) von Normeinsenkung und Normdoline.

3
Grundlegende Fälle des Tragverhaltens



Modellierung

Obige Ausführungen zeigen, dass linearelastische Modelle kaum zu befriedigen vermögen. Hingegen lassen sich lokale Probleme wie Querbiegung aus asymmetrischen Erddrücken oder konzentrierter Auflagerung am Dolinenrand von der räumlichen Wirkung in Tunnelrichtung entkoppeln. In Querrichtung wurde der Tunnel daher konventionell gerechnet. Der Einfluss der Aufschaukelung bei Hinterfüllung des Tunnelgewölbes wurde dagegen mit einem Finite-Elemente-Programm berechnet. Um das räumliche Verhalten der Tunnelröhre in Längsrichtung zu erfassen, wurde der Tunnel als Stab modelliert, der auf drucksteifen, aber zugweichen Federn gelagert ist (4). Die Federsteifigkeit im Druckbereich kann aus einer angenommenen Bettungsziffer k und der zugehörigen Auflagerfläche ermittelt werden. Der Tunnelabschnitt über einer aufgetretenen Doline wurde mit einem FE-Programm als Schale gerechnet, um das lokale Verhalten zu überprüfen.

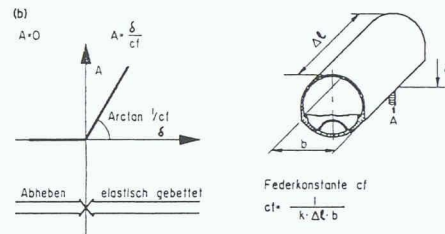
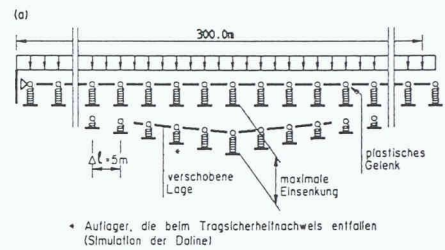
Eine überschlägige Berechnung zeigt, dass der Querschnitt selbst bei Anordnung einer inneren und äusseren Längsbewehrung von $\phi 30$, $s = 15$ cm im Scheitel- und Sohlbereich unterbewehrt ist und bei reiner Biegung und beschränkter Stahldehnung die Bruchstauchung des Betons nicht erreicht wird. Das Momenten-Krümmungs-Diagramm, berechnet mit den Baustoffkennwerten gemäss Norm SIA 162 und einer rechnerischen Bruchdehnung des Stahls von 10% zeigt ein typisch duktilen Verhalten (5). Ein Stabstatik-Programm erfüllt die gestellten Anforderungen an die Modellierung, wenn folgende Vereinfachungen gemacht werden:

- Der elastische Bereich des Momenten-Krümmungs-Diagramms bis zum Fliessmoment M_y wird linearisiert und die daraus errechnete Biegesteifigkeit den Stäben zugeordnet. Durch diese Vereinfachung wird auch der Unterschied zwischen lang- und kurzfristigem E-Modul des Betons (Kriechen) vernachlässigt.
- Der plastische Bereich von M_y bis zum Bruchmoment M_R mit vorgegebener Stahlbruchdehnung wird modelliert als in den Knoten konzentriertes Fließen mit Verfestigung.
- Für die Gebrauchstauglichkeit müssen aus den resultierenden Krümmungen Aussagen über die Rissbreiten gemacht werden können.

Berechnungsgänge

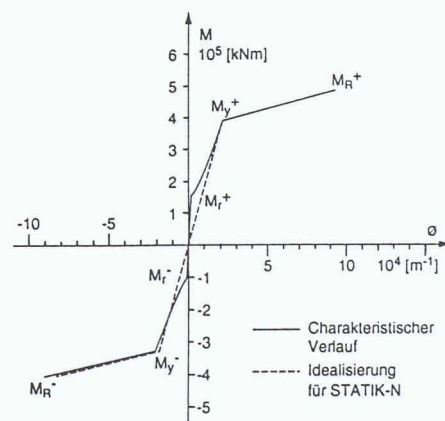
Die Berechnungen gliedern sich wie folgt:

- Gebrauchstauglichkeitsnachweis mit Normeinsenkungen kombiniert mit



4a) Modellierung als Stabzug, 4b) Charakteristik der Auflagerfedern

5
Momenten-Krümmungsdiagramm für Bewehrung $\phi 26$



Normdoline und mit Lasten auf Gebrauchsniveau. Durch eine schrittweise Steigerung der Senkung bis zum Maximalwert konnten die Ausbildung der plastischen Gelenke und das lokale Abheben der Tunnelröhre simuliert werden.

- Tragsicherheitsnachweis mit Doline allein und Lasten auf Bemessungsniveau. Anschliessend wurde die Normeinsenkung schrittweise bis zum Maximalwert überlagert. Die Momente im Momenten-Krümmungsdiagramm wurden dabei um den Widerstandsbeiwert γ_R reduziert.

Der erste Berechnungsgang wurde für die Bettungsziffern $k = 10^4$ kN/m³ durchgeführt, um deren Einfluss abschätzen zu können. Der Bewehrungsgehalt des Querschnitts entsprach einer Bewehrung im Scheitel- und Sohlbereich von $\phi 30$, $s = 15$ cm innen und aussen und $\phi 18$, $s = 15$ cm in den Ulmenbereichen. Im zweiten Berechnungsgang wurden alle Stab-

durchmesser auf $\varnothing 18$ reduziert und die Bettungsziffer mit $k = 5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Dieser Berechnungsgang diente zur Festlegung des Interventionszeitpunktes, d.h. der maximalen Einsenkung, die eine rechnerische Rissbreite von 0,4 mm bewirkt. Der dritte Berechnungsgang wurde mit einer Hauptbewehrung von $\varnothing 26$, im übrigen jedoch unverändert, durchgeführt.

Resultate

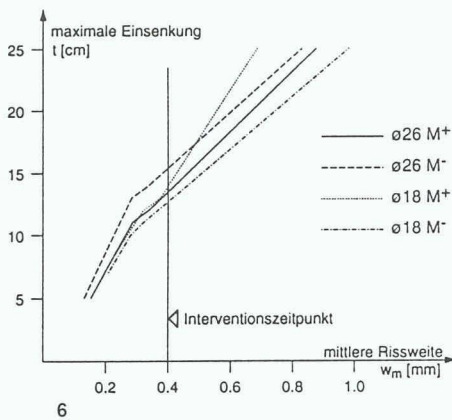
Bei der Gebrauchstauglichkeit ist die Bettungsziffer entscheidend für den Zeitpunkt des Auftretens der plastischen Gelenke; je steifer der Untergrund, desto früher treten die Gelenke auf. Die Länge der plastischen Gelenke hängt vor allem von der vorausgesetzten Einsenkungsform ab und beträgt zwischen 10 und 20 m. Die Tragsicherheit für das Überbrücken der Normdoline ist in jedem Fall erfüllt.

Bei der Kombination von Normdoline und Normeinsenkung auf Bemessungsniveau treten die plastischen Gelenke wesentlich früher auf. Der reduzierte Bruchwiderstand M_R/γ_R wird lediglich mit der Bettungsziffer $k = 10^5 \text{ kN/m}^3$ bei einer maximalen Senkung von 19 cm erreicht. Wie zu erwarten ist, hängt der Interventionszeitpunkt nur unwesentlich vom Bewehrungsgehalt ab. Rechnerische Rissweiten von 0,4 mm werden mit Hauptbewehrung $\varnothing 18$ bei etwa 12 cm, mit Hauptbewehrung $\varnothing 26$ bei 13 bis 14 cm maximaler Einsenkung erreicht. In (6) ist ein Vergleich der Rissweiten in Abhängigkeit der Einsenkungen und der verschiedenen Bewehrungen dargestellt. Berechnet wurden die Rissweiten jeweils für das Rissmoment vor und nach dem Erreichen des Flissmoments M_y und für den Zustand der maximalen Einsenkung von 25 cm. Die Figur zeigt überdies, dass der Flissbeginn nicht sehr markant zum Ausdruck kommt, da es sich im wesentlichen um eine erzwungene Verformung handelt. Der Bewehrungsgehalt allein spielt deshalb auch keine sehr grosse Rolle für die Rissweiten.

Für die Bewehrung ist die Tragsicherheit beim Lastfall Überlagerung der Doline und Einsenkung am selben Ort massgebend. Die SBB wünschen eine ausreichende Sicherheit auch bei einem späteren Interventionszeitpunkt bezüglich Rissen und Einsenkungen. Als Bewehrung für Scheitel- und Sohlgewölbe wurden schliesslich $\varnothing 26$, $s = 15 \text{ cm}$ gewählt. Das duktile Verhalten des Tunnelrohres und dessen Rotationsfähigkeit sind damit gewährleistet.

Adresse des Verfassers:

Josef Kalak, dipl. Ing. ETH/SIA, A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Hauptstrasse 4, 4102 Binningen.

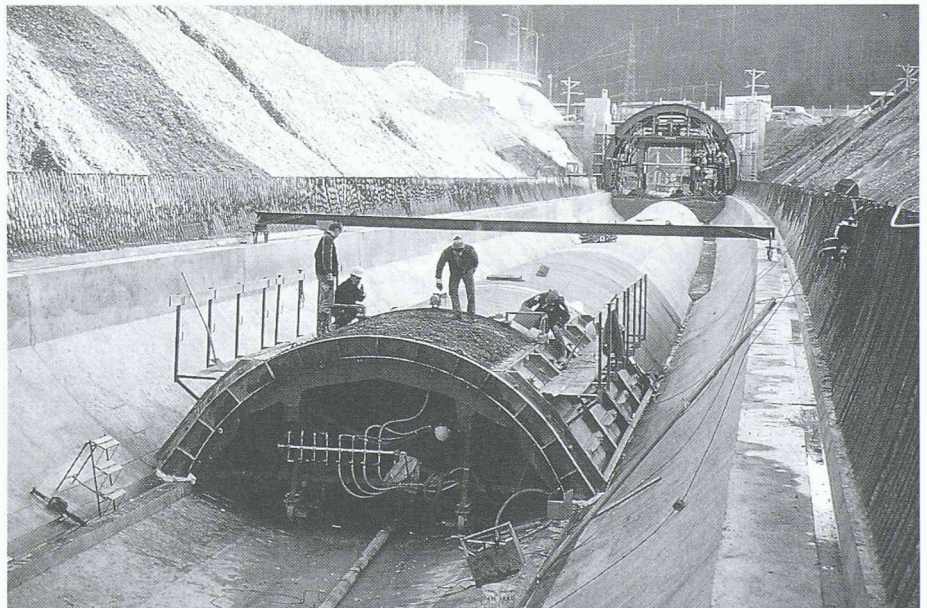


6

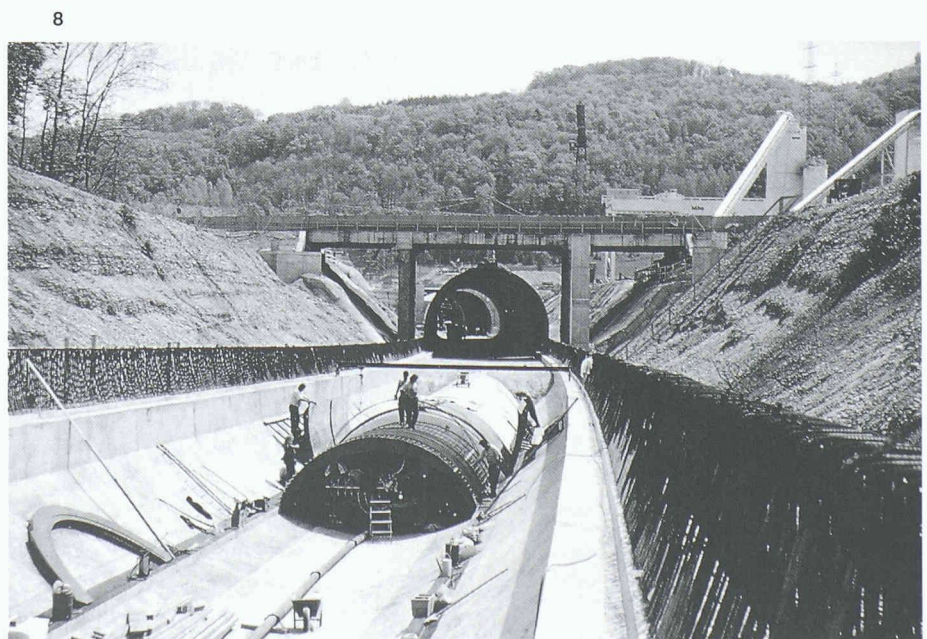
Einsenkungs-Rissweiten-Diagramm für Normsenkung Form 1, $k = 5 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$ und verschiedene Bewehrungsdurchmesser

7 und 8

Tagbautunnel mit Sohlgewölbe in Konstruktion



7



8