BEITRAGSREIHE
PRAXIS UND TECHNIK

Schildvortrieb unter einem Kriechhang mit Gebäuden im Zuge des Katzenbergtunnels

D. Kirschke, J. Holzhäuser (2008)

WWW.HIC-ENGINEERING.DE

HIC
GEOTECHNIK UND TUNNELBAU

Schildvortrieb unter einem Kriechhang mit Wohnbebauung im Zuge des Katzenbergtunnels

Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke
Ingenieurbüro für Tunnelbau u. Felsmechanik, Ettlingen
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser,
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Projekt, Problemstellung

Im Zuge des viergleisigen Ausbaus der Eisenbahnstrecke Karlsruhe - Basel wurde kurz vor der Schweizer Grenze der 9 km lange Katzenbergtunnel aufgefahren. Der Tunnel besteht aus zwei parallelen, jeweils eingleisig zu befahrenden Röhren. Aus dem Wettbewerb zwischen den alternativ ausgeschriebenen Varianten eines konventionellen Vortriebs in der Spritzbetonbauweise und eines maschinellen Vortriebs war der Maschinenvortrieb als Sieger hervorgegangen. Abb. 1 zeigt die Lage des Tunnels und des Wohngebiets auf dem Bad Bellinger Hang.

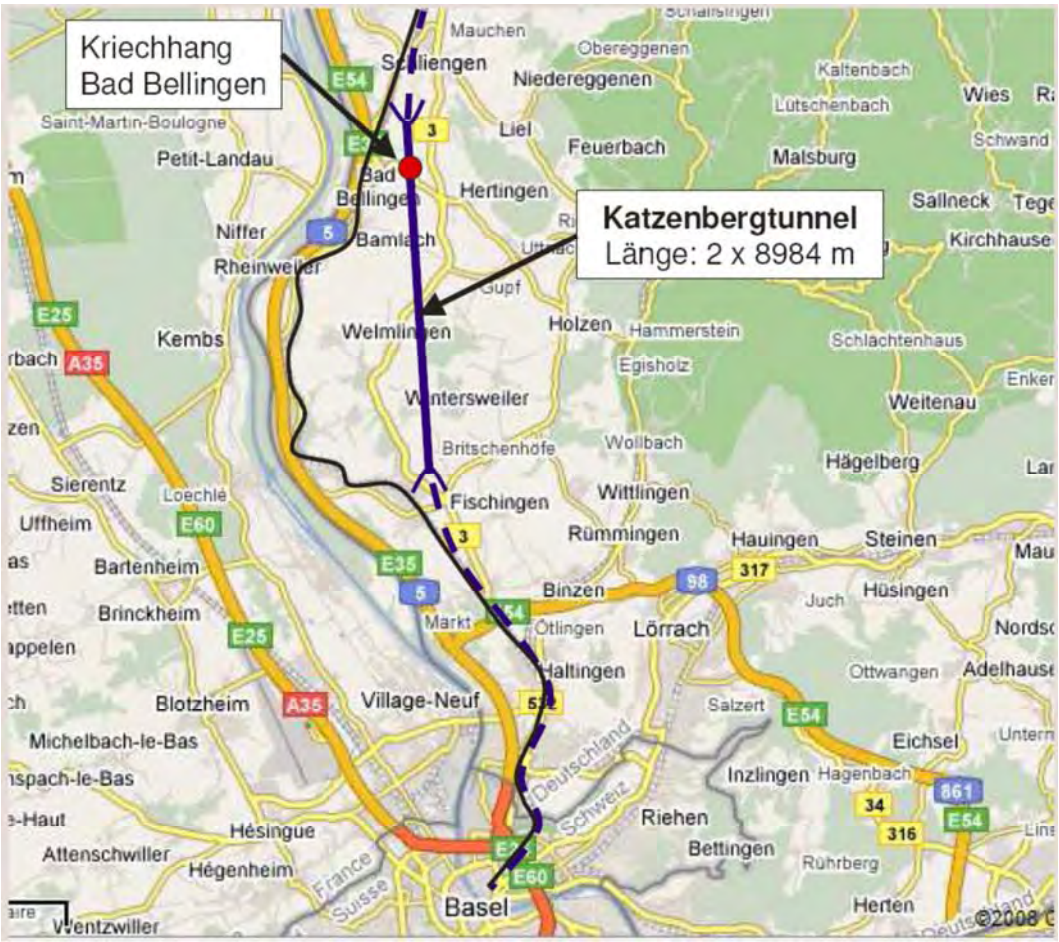


Abbildung 1: Lage des Katzenbergtunnels und der Gemeinde Bad Bellingen.

Zu den beim Vortrieb besonders zu berücksichtigenden Randbedingungen gehörte die Unterfahrung eines Wohngebiets der Gemeinde Bad Bellingen. Hierbei mussten nicht nur Setzungsschäden an den Gebäuden verhindert werden. Zugleich war sicherzustellen, dass eine seit Jahrzehnten bekannte Kriechbewegung des geneigten Geländes durch die Vortriebsarbeiten nicht in einem gefährlichen Ausmaß beschleunigt wurde. Etwas plakativ kann das Gefahrenszenario in seiner stärksten Form als „Gebäudeeinsturz“ und “Hangrutschung“ beschrieben werden. Es war aber selbstverständlich, dass derartige Großschäden zuverlässig ausgeschlossen werden mussten. Abb. 2 zeigt die Lage der beiden Tunnelröhren und einige der auf dem Kriechhang installierten Messeinrichtungen.

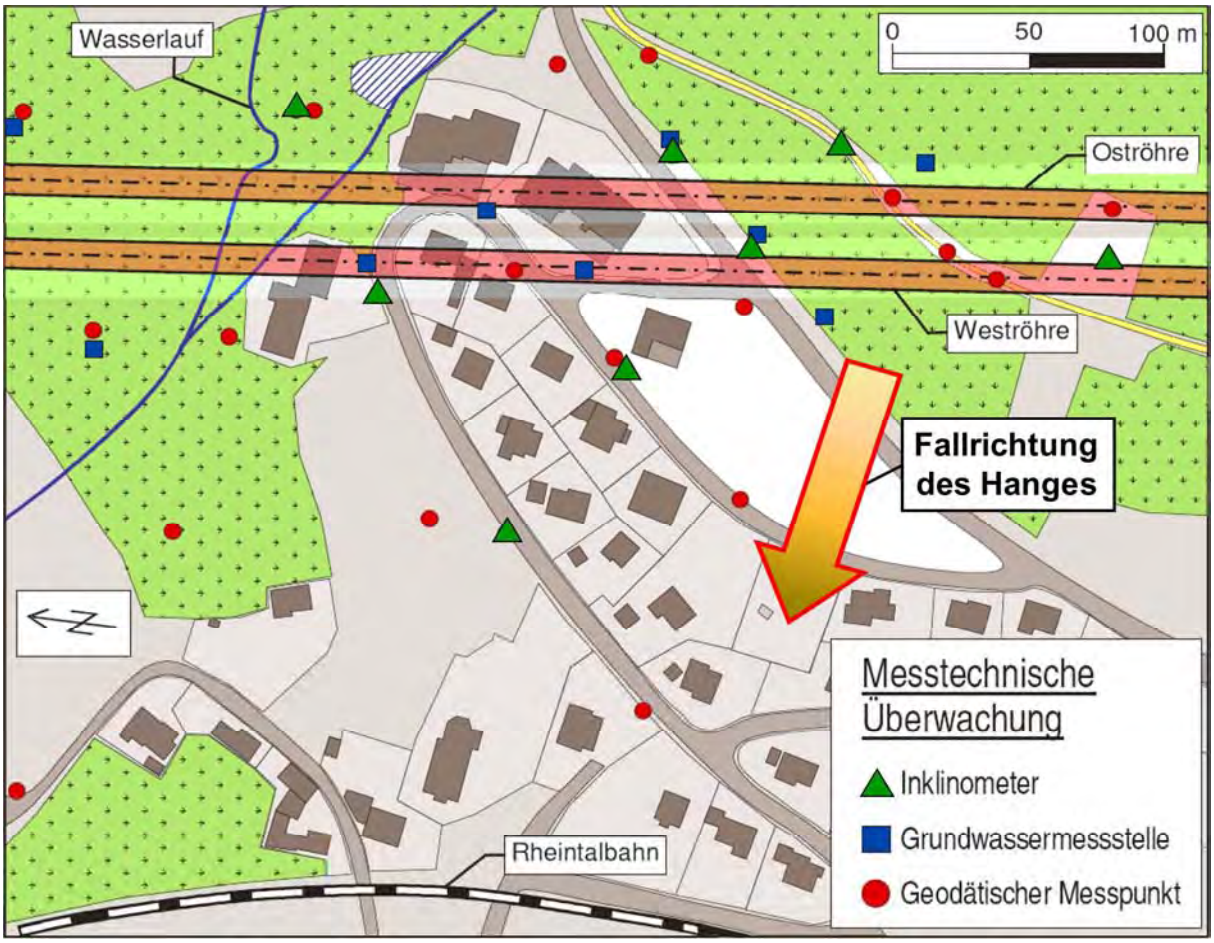


Abbildung 2: Das Bild zeigt die Lage der West- und Oströhre unter dem Wohngebiet von Bad Bellingen. Außerdem sind die seit Jahren beobachteten Messeinrichtungen dargestellt. Diese wurden teilweise bereits Ende der 1980er Jahre installiert.

2 Morphologie und Geologie des Hanges

Der Bad Bellinger Kriechhang hat eine ziemlich einheitliche Neigung von maximal 11 % (Abb. 3). Der vom Tunnel zu durchfahrene Baugrund setzt sich aus etwas söhlig gelagerten Schichten des Tertiärs zusammen. Grundsätzlich handelt es sich um Festgestein, wobei die Festigkeit allerdings je nach Gesteinsart und Verwitterungsgrad sehr unterschiedlich ist. Tonstein und Mergelstein als die Hauptbestandteile sind geringfest in der Größenordnung von wenigen MN/m², eingeschaltete Kalkstein- und Sandsteinbänke haben z.T. Festigkeiten von 100 MN/m². Bisweilen hat der Baugrund wegen tiefreichender Verwitterung auch

Lockergesteincharakter. Der folgende Querschnitt zeigt den geologischen Aufbau des Hanges und die Lage der Tunnelröhren im Kriechhang.

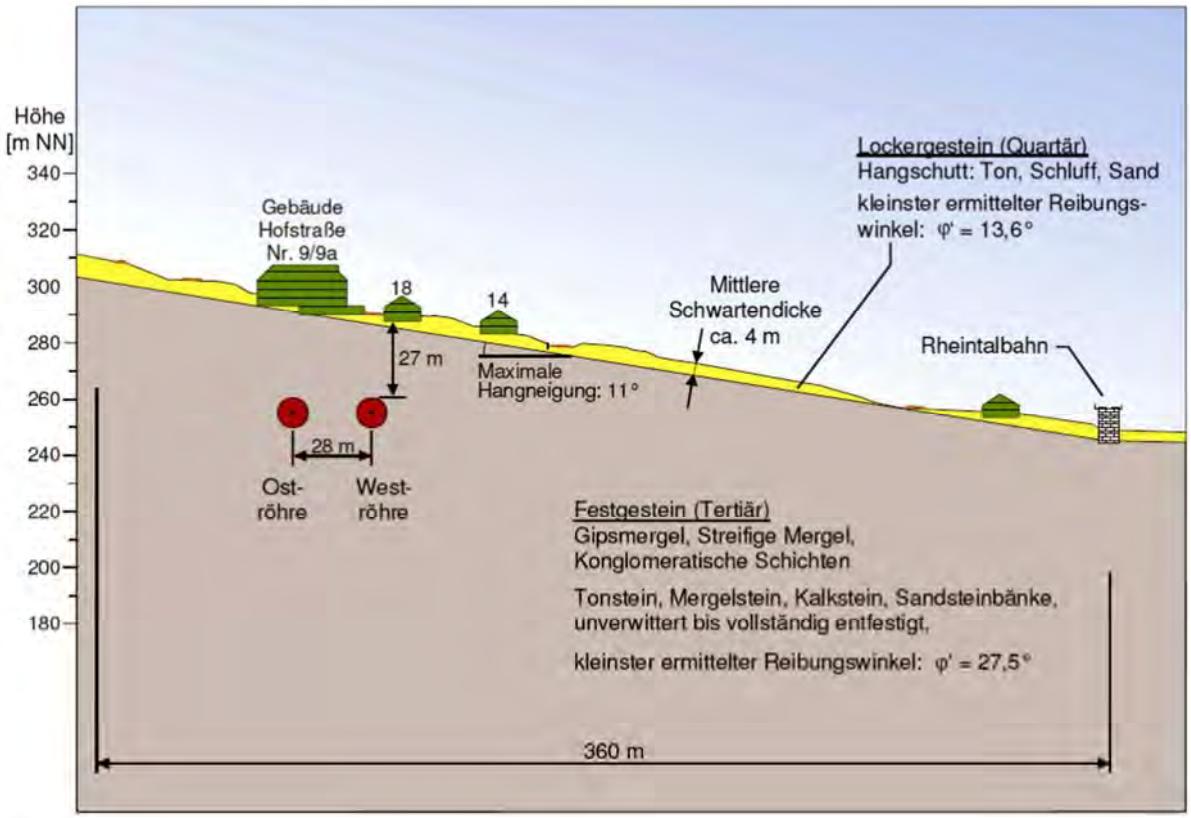


Abbildung 3: Der Querschnitt zeigt die Lage der Tunnelröhren im Kriechhang Bad Bellingen. Außerdem sind die Wohnbebauung und der geologische Aufbau des Hangs dargestellt.

Die Bezeichnung „Kriechhang“ bezieht sich auf eine quartäre Deckschicht mit einer mittleren Dicke von ca. 4 m. Örtlich wurde unter Einbeziehung von Auffüllungen und stärker verwitterten Partien des Tertiärs eine Mächtigkeit von bis zu 10 m festgestellt.
Das Gebirge ist uneinheitlich mit Grundwasser gefüllt, bereichsweise mit mehreren Stockwerken und größeren jahreszeitlichen Schwankungen vor allem im oberflächennahen Bereich.

An Proben aus Erkundungsbohrungen wurden die üblichen boden- und felsmechanischen Kennwerte bestimmt. Maßgeblich für Standsicherheitsnachweise war der kleinste Reibungswinkel. Für die quartäre Deckschicht wurde φ’ = 13,6°, für das tertiäre Gebirge φ’ = 27,5° ermittelt.

3 Beobachtung des Kriechhanges vor seiner Unterfahrung

Etwa ab 1980, seit den ersten Überlegungen zur neuen Eisenbahntrasse wurden messtechnische Beobachtungen des Bad Bellinger Hanges durchgeführt. Erst kurz zuvor war dieses Gebiet erschlossen und bebaut worden, wofür ein Gutachten des geologischen Landesamtes die Grundlage bildete. Ausdrücklich war darin die Unbedenklichkeit der Bebauung bestätigt worden.

Zur Beobachtung waren Inklinometer und Extensometer installiert worden. Die Messergebnisse zeigten keine klare Tendenz und schwankten überwiegend innerhalb der Messgenauigkeit. Auf jeden Fall ergaben sich hieraus keine Erkenntnisse, die eine Korrektur der vom GLA getroffenen Einschätzung nahelegten.

Das Netz der Beobachtungsstellen wurde in mehren Kampagnen auf eine größere Fläche ausgedehnt, teilweise automatisiert und schließlich durch geodätisch eingemessene Meßpunkte ergänzt. Etwa ab dem Jahr 2000 konnten an einigen Messstellen tatsächlich signifikante Kriechbewegungen bis zu etwa 5 mm/Jahr nachgewiesen werden. Innerhalb des als Kriechhang ausgewiesenen Gebietes gab es aber auch weiterhin Punkte ohne signifikante Verschiebungsrate.

Um die Beurteilung des Kriechhanges auf eine noch breitere Basis zu stellen, wurde eine Auswertung von Satellitenmessungen in Auftrag gegeben, mit der Vertikalbewegungen von Dachflächen über einen Zeitraum von etwa 11 Jahren ermittelt werden konnten. Überraschenderweise stellt sich eine signifikante, ungefähr konstante Senkungsrate von ca. 1 - 2 mm/Jahr heraus, und zwar nicht nur an Gebäuden auf dem Kriechhang. Eine größere Senkungsrate von ca. 4 mm /Jahr an einem Gebäude im Hanggebiet nahe der Tunneltrasse deutete auf lokal abweichende Baugrundverhältnisse hin, möglicherweise infolge einer Auffüllung oder tieferreichender Verwitterung. Das betreffende Gebäude wies allerdings keine Schäden auf.

Insgesamt konnte aufgrund aller vorliegenden Informationen zum Zeitpunkt der Planfeststellung und später bei der Ausschreibung davon ausgegangen werden, dass

- die Kriechbewegung auf die quartäre Deckschicht begrenzt ist,
- es innerhalb des Hanges nur einige Stellen mit signifikanten Verschiebungsraten gibt, zwischen denen sich Bereiche ohne nennenswerte Bewegung befinden (Abb. 4),
- die Kriechgeschwindigkeit äußerst gering und damit unkritisch ist. Gemäß Abb. 5 ist sie der Klasse 7, der langsamsten Klasse überhaupt, zuzuordnen.

Zugleich war der messtechnisch erbrachte Nachweis einer Kriechbewegung wichtig im Rahmen der Beweissicherung. Der später mögliche Vorwurf, erst durch den Tunnelbau sei es überhaupt zu Hangbewegungen gekommen, konnte angesichts gesicherter Messergebnisse jederzeit entkräftet werden. Jetzt ging es nur noch darum, eine Beschleunigung der Kriechraten und eine Ausdehnung der bewegten Hangfläche zu verhindern.

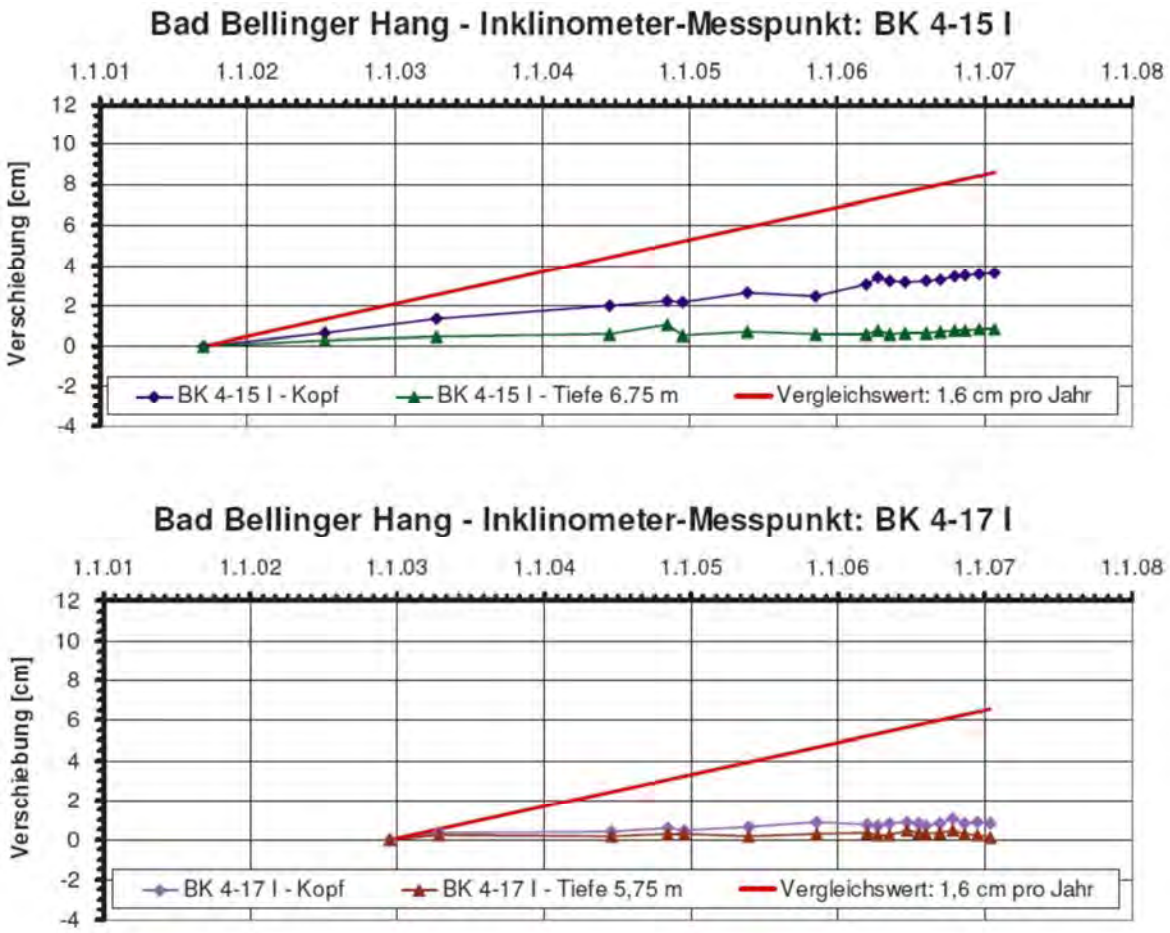


Abbildung 4: Zeitganglinien von Inklinometermessergebnissen vor der Hangunterfahrung. Positive Messwerte entsprechen einer hangabwärts gerichteten Verschiebung.

Klasse	Beschreibung	Geschwindigkeit
1	äußerst schnell	
		5 mm/Sekunde
2	sehr schnell	
		3 m/Minute
3	schnell	
		1,8 m/Stunde
4	mittel	
		13 m/Monat
5	langsam	
		1,6 m/Jahr
6	sehr langsam	
		1,6 cm/Jahr
7	äußerst langsam	

Quelle: Empfehlungen Arbeitskreis 4.2 „Böschungen" der DGGT, Geotechnik 20 (1997) Nr.4

Abbildung 5: Die Abbildung zeigt eine geschwindigkeitsabhängige Rutschhangklassifizierung. Alle im Kriechhang Bad Bellingen festgestellten Verschiebungsraten können lediglich der Klasse 7, also „äußerst langsam" zugeordnet werden (Quelle: Empfehlungen Arbeitskreis 4.2 „Böschungen" der DGGT, Geotechnik 20 (1997) Nr. 4)

4 Rechnerische Nachweise der Gleitsicherheit im Ausgangszustand

4.1 Grundsätzliches

Rechnerische Standsicherheitsnachweise dienen üblicherweise der Prognose für einen noch nicht bestehenden Zustand. Unter Verwendung von Rechenwerten aus Baugrunduntersuchungen soll an geeigneten Modellen gezeigt werden, dass das geplante Bauwerk aller Voraussicht nach standsicher sein wird.

Für einen natürlichen Berghang, dessen Standsicherheit allein durch seine Existenz bewiesen ist, haben rechnerische Nachweise im Regelfall keinen Sinn. Führt man einen solchen Nachweis dennoch aus und ermittelt mit den getroffenen Annahmen eine Sicherheit kleiner als 1,0 bzw. ein Defizit an haltenden Kräften, so beweist dies nur falsche Annahmen, nicht aber das Versagen des Hanges. Die Realität hat stets einen höheren Stellenwert als die Theorie.

Abweichend vom Regelfall sind rechnerische Nachweise für bestehende Zustände immer dann angebracht, wenn es Anzeichen für Versagensmechanismen gibt oder wenn die Auswirkung bislang nicht berücksichtigter Einflüsse geklärt werden soll. Hierfür ist allerdings ein gutes Augenmaß erforderlich, damit sich die Fragestellung nicht verselbständigt und schließlich ohne Notwendigkeit aufwändige Sicherungsmaßnahmen nach sich zieht.

Die Situation am Bad Bellinger Hang entsprach genau diesem Szenario: Gewisse Bewegungen waren zwar nicht visuell erkennbar, jedoch messtechnisch nachgewiesen. Und die beabsichtigte Unterfahrung des Hanges mit zwei Tunnelröhren stellte zweifellos einen statisch zu untersuchenden Sachverhalt dar. Jetzt ging es nur noch darum, eine passende Methodik der Nachweisführung zu entwickeln.

4.2 Konventionelle Gleichgewichtsbetrachtungen

4.2.1 Quartäre Deckschicht

Die ungünstigsten Scherparameter stammen von einer in geringer Tiefe entnommenen Probe, die als TA-Boden angesprochen wurde:

$\varphi' = 13{,}6°$

$c' = 29\ kN/m^2$

Unter der Annahme, dass in der angesetzten Gleitfläche kein Wasserdruck wirkt, beträgt die Gleitsicherheit allein aufgrund der Reibung (Abb. 6):

$$\eta = \frac{\tan 13{,}6°}{\tan 11°}$$

$$\eta = 1{,}24$$

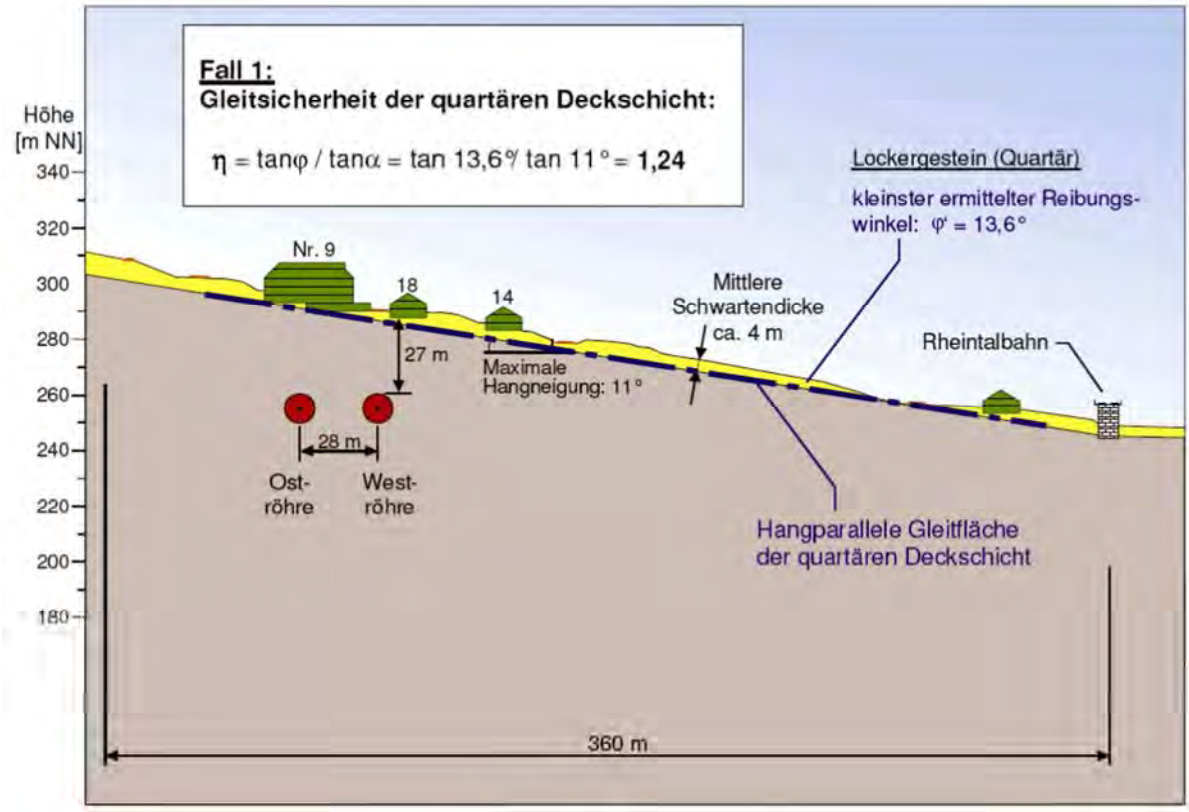


Abbildung 6: Rechnerischer Nachweis für die ca. 4 m dicke quartäre Deckschicht.

Wird auch die Kohäsion berücksichtigt, geht auch das Gewicht der Gleitschicht in die Berechnung ein. Als realistisches Beispiel wird eine 4 m dicke Bodenschicht mit einem Raumgewicht von 20 kN/m³ betrachtet:

4 m · 20 kN/m³ = 80 kN/m²

$$\eta = \frac{80 \cdot \cos 11° \cdot \tan 13{,}6 + 29}{80 \cdot \sin 11°} \qquad \eta = 3{,}14$$

Nimmt man an, dass in der Gleitfläche ein Wasserdruck von 20 kN/m² wirkt, so sinkt die Gleitsicherheit auf:

$$\eta = \frac{(80 \cdot \cos 11° - 20) \cdot \tan 13{,}6° + 29}{80 \cdot \sin 11°} \qquad \eta = 2{,}83$$

Unter der Annahme, dass die Kohäsion an der Gleitfläche durch Aufweichen des Bodens völlig verloren gegangen ist, würde ein Grenzzustand etwa bei einem Wasserdruck von 15 kN/m² erreicht:

$$\eta = \frac{(80 \cdot \cos 11° - 15) \cdot \tan 13{,}6°}{80 \cdot \sin 11°} \qquad \eta = 1{,}01$$

An einer als TM-Boden eingestuften Probe, die eher der Bodenansprache in Höhe der messtechnisch beobachteten Zone einer Kriechbewegung entspricht, wurden folgende Scherparameter ermittelt:

φ' = 22,9°
c' = 46 kN/m²

Dieselben Betrachtungen wie zuvor führen damit zu wesentlich höheren Sicherheiten:

Ohne Kohäsion, ohne Wasserdruck:	$\eta = 2{,}17$
Mit Kohäsion, ohne Wasserdruck:	$\eta = 5{,}19$
Ohne Kohäsion, Wasserdruck 20 kN/m²:	$\eta = 1{,}62$

Ohne Kohäsion würde ein Grenzzustand bei einem Wasserdruck von ca. 42 kN/m² erreicht.

Mit derartigen Betrachtungen, die bis zu theoretischen Grenzzuständen reichen, wurde gezeigt, dass ein allgemeines Abrutschen der quartären Deckschichten unter realistischen Bedingungen nicht möglich ist. Diese rechnerisch hergeleitete Feststellung entspricht auch dem Augenschein sowie der als gefahrlos geltenden Nutzung des Hanggebiets. Eine mögliche Gefährdung kann nur von einem Anstieg des Wasserspiegels deutlich über das Niveau der angenommenen Gleitfläche ausgehen.

Auf spezielle rechnerische Nachweise für den Kriechvorgang wird im Abschnitt 5 eingegangen.

4.2.2 Tertiäres Gebirge

Jede kinematisch mögliche Gleitfläche muß flacher als die allgemeine Hangneigung von 11° einfallen. Als minimale Scherparameter wurden an stark verwittertem Gestein $\varphi' = 27{,}5°$ und $c = 20$ kN/m² ermittelt. Bereits ohne Ansatz der Kohäsion ergab sich hieraus eine Sicherheit von $\eta = 2{,}68$. Auch mit anderen Bruchkörpermodellen unter Berücksichtigung eines in ungünstigster Konstellation angenommenen Wasserdrucks sank die Sicherheit nicht unter $\eta = 2{,}1$.

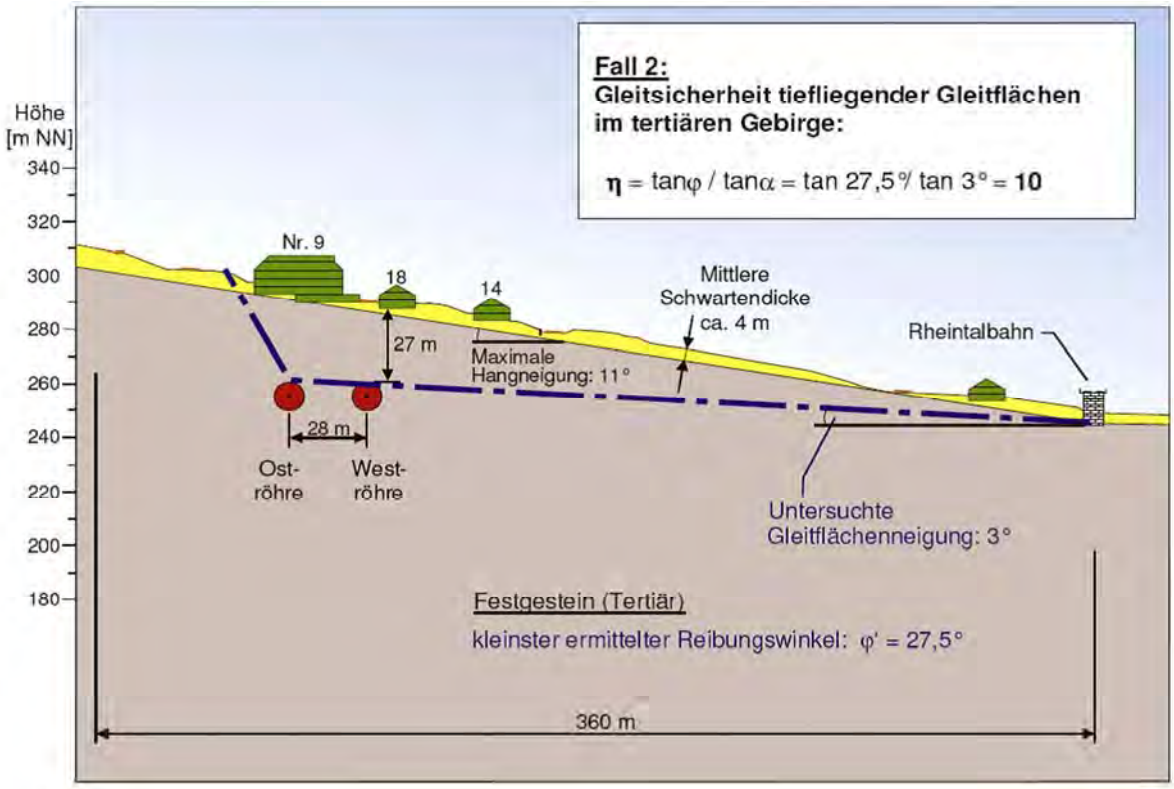


Abbildung 7: Rechnerischer Nachweis für eine mit ca. 3° Neigung verlaufende tiefe Gleitfuge.

Noch günstiger konnte die Frage beurteilt werden, ob eine den fertigen Tunnel gefährdende Hangrutschung möglich ist. Da die steilstmögliche Gleitlinie von der Tunnelfirste bis zum Böschungsfuß nur eine Neigung von 3° aufweist (Abb. 7), konnte ein solcher Mechanismus definitv ausgeschlossen werden. Die Sicherheit beträgt hier $\eta = 10$.

Insgesamt war damit nachgewiesen, dass weder vom Tunnelvortrieb eine Rutschung im tertiären Gebirge ausgelöst werden konnte, noch der fertige Tunnel später durch eine Hangrutschung beschädigt werden kann.

5 Mögliche Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf die Gleitsicherheit und das Kriechen der quartären Deckschichten

Ein Tagbruch beim Tunnelvortrieb war konstruktiv durch die Baumethode definitiv ausgeschlossen. Die größte anzunehmende Auswirkung des Vortriebs auf die Basis der kriechenden Schicht war die Ausbildung einer Senkungsmulde.

Es konnte aufgrund eines messtechnisch überwachten Probevortriebs als sicher gelten, dass sich die vortriebsbedingte Senkung auf ein Gesamtmaß von 15 mm begrenzen ließ. Rechnerische Untersuchungen hierzu ergaben ebenfalls Werte in dieser Größenordnung.

Da der Tunnelvortrieb schräg zur Fallrichtung des Hanges verläuft, eher quer als parallel, war die Senkungsmulde in Querrichtung für die Beeinflussung der Kriechbewegung maßgebend. Bergseitig führt die Mulde zu einer Versteilung des Hanges, talseitig zu einer Verflachung. Bei einer Betrachtung über die gesamte Breite der Mulde sollten sich diese Einwirkungen gegenseitig aufheben, so dass insgesamt keine Vergrößerung der Kriechgeschwindigkeit auftritt. Betrachtet man nur die Versteilung, so wäre diese prinzipiell mit einer Verringerung der Gleitsicherheit bzw. mit einer vorübergehenden größeren Kriechgeschwindigkeit verbunden. Die Größenordnung der Veränderung ist allerdings minimal:

Nimmt man auf der sicheren Seite an, dass sich das Gelände auf 10 m Länge um 20 mm schräg stellt, so führt das nur zu einer Winkeländerung von

$$\Delta\alpha = \arctan 20 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\alpha = 0{,}1146°$$

Eine solche Neigungsänderung ist so gering, dass sich die zugehörige Reduzierung der Gleitsicherheit zahlenmäßig fast nicht bemerkbar macht. Näherungsweise gilt bei alleiniger Betrachtung der Reibung:

$$\Delta\eta = \frac{\tan 0{,}1146°}{\tan 11°} = \frac{0{,}002}{\tan 11°}$$

$$\Delta\eta = 0{,}01$$

Damit würde eine Sicherheit von z.B. 1,20 auf einen Wert von 1,19 abnehmen.

In Tunnellängsrichtung bedeutet die vor der Ortsbrust entstehende Senkungsmulde, dass in der Überdeckung zunächst ein Gefälle zum fertigen Tunnel auftritt. Mit fortschreitendem Vortrieb kippt das Gelände wieder in die Ausgangsneigung zurück Eine Versteilung in Richtung des Hangeinfallens war beim Bad Bellinger Hang jedenfalls aus dieser Komponente der Senkungsmulde zu keinem Zeitpunkt zu erwarten. Damit ist die Vernachlässigkeit der Längsrichtung bei obiger Betrachtung zulässig.

Die mögliche Auswirkung der Versteilung auf den Kriechvorgang wurden auf Vorschlag des Büros Smoltzcyk & Partner quantitativ mit Hilfe von Formeln untersucht, die an der Universität Karlsruhe für die Bemessung von Hangverdübelungen entwickelt worden sind [1, 2]. Auf diese Weise konnte von einer aktuellen Kriechgeschwindigkeit auf eine nach der Versteilung zu erwartende Geschwindigkeit geschlossen werden. Zugleich ließ sich aus der Relation zwischen einer vorhandenen Schubspannung und einer im Labor ermittelten Grenzschubspannung eine Sicherheit gegenüber dem Übergang vom Kriechen zum Rutschen angeben. Es war dies ein erster Versuch, für einen Kriechvorgang zahlenmäßige Angaben zur Sicherheit zu machen. Als Beispiel mögen folgende Zahlen dienen:

- Sicherheit gegen Versagenskriechen (Rutschen) im Ausgangszustand: $\eta = 2{,}77$
- dito nach einer Versteilung um 0,2°: $\eta = 2{,}70$.

Das Beispiel zeigt, dass ein großer Sicherheitsabstand zu einem kritischen Zustand besteht und dass sich dieser auch bei einer übertrieben angenommenen vortriebsbedingten Versteilung nicht nennenswert verringert.

Eine weitere mögliche Auswirkung des Vortriebs sind die von der TVM ausgehenden Schwingungen, wie sie insbesondere am Schneidrad beim Abbau des Gebirges entstehen. Im vorliegenden Fall waren diese aber sowohl aufgrund der überwiegend geringen Gesteinsfestigkeit, als auch anhand der am Katzenbergtunnel speziell für diese Fragestellung gewonnenen Messergebnisse als minimal einzustufen.

6 Mögliche Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf die Infrastruktur und Bebauung

Hinsichtlich möglicher Schäden war für die gegebene Situation grundsätzlich zwischen Folgen einer beschleunigten Kriechbewegung und Auswirkungen von Oberflächen-senkungen zu unterscheiden. In beiden Fällen geht es vor allem um Differenzbeträge. Eine gleichmäßige horizontale Verschiebung führt ebenso wenig zu Schäden wie eine gleichmäßige Senkung.

Weiterhin war zu unterscheiden zwischen

- geringfügigen, jederzeit reparierbaren Schäden,
- schweren Schäden an der Bausubstanz, die aufwändige Sanierungen bis hin zum Abriß und Neubau erforderlich machen,
- schwersten Schäden mit unmittelbarer Einsturzgefahr, die eine sofortige Evakuierung der Gebäude verlangen,
- und spontanem Einsturz ohne Vorwarnung mit Gefahr für Leib und Leben der Bewohner.

Ziel aller Planungen war selbstverständlich, die Schäden auf die erste Kategorie zu begrenzen. Für niemals ganz auszuschließende weitergehende Schäden musste gelten, dass Personenschäden mit absoluter Zuverlässigkeit zu vermeiden waren. Sowohl die Bautechnik, als auch die messtechnische Überwachung war hierauf auszurichten. Tab. 1 zeigt einen Auszug aus den Antragsunterlagen, die für das EBA erstellt wurden.

Auszug aus Risikobetrachtung - 'Tunnelvortrieb im Bad Bellinger Hang'

Schadensereignis	Eintritts-wahrscheinlichkeit	Maßnahmen
1) Hangrutschung oberflächlich a. katastrophal (plötzlich, keine Fluchtmöglichkeit)	äußerst unwahrscheinlich	-/-
b. örtlich begrenzte Rutschung	unwahrscheinlich	- Benachrichtigung der Anwohner - ggfs. Straßensperrung bzw. Stützmaßnahmen an Gebäuden - Sanierung nach Vortriebsende
2) Hangrutschung auf tiefen Gleitflächen	Aus kinematischen Gründen unmöglich	-/-
3) Auswirkung der Setzungsmulde infolge Tunnelvortrieb auf Gebäude a. Risse im Putz	Wahrscheinlich	- Sanierung durch Maler
b. Sichtbare Gebäude-schrägstellung	unwahrscheinlich	- Sanierung nach Vortriebsende

Tabelle 1: Auszug aus der Tabelle Risikobetrachtung und Maßnahmen aus den Antragsunterlagen, erstellt für das EBA.

Den Betrachtungen des Regelfalls wurden die folgenden Annahmen zugrunde gelegt:

- Keine Auslösung einer Rutschung durch den Tunnelvortrieb
- Keine Verschiebungsunterschiede entlang der Hangoberfläche infolge lokaler Beschleunigung des Kriechens
- Maximale Tiefe der vortriebsbedingten Senkungsmulde gegenüber ihren Rändern 15 mm
- Maximale Schrägstellung (Verkantung) = 1/1300
- Maximale Zerrung und Pressung 6 mm auf 10 m.

Die drei letztgenannten Annahmen beruhten auf den Messergebnissen des bereits erwähnten Probevortriebs. Bei den Zerrungen/Pressungen handelt es sich nicht um tatsächliche Verschiebungen im Sinne einer Rutschung, sondern nur um vorübergehende Differenzen während des Durchwanderns der Senkungsmulde.

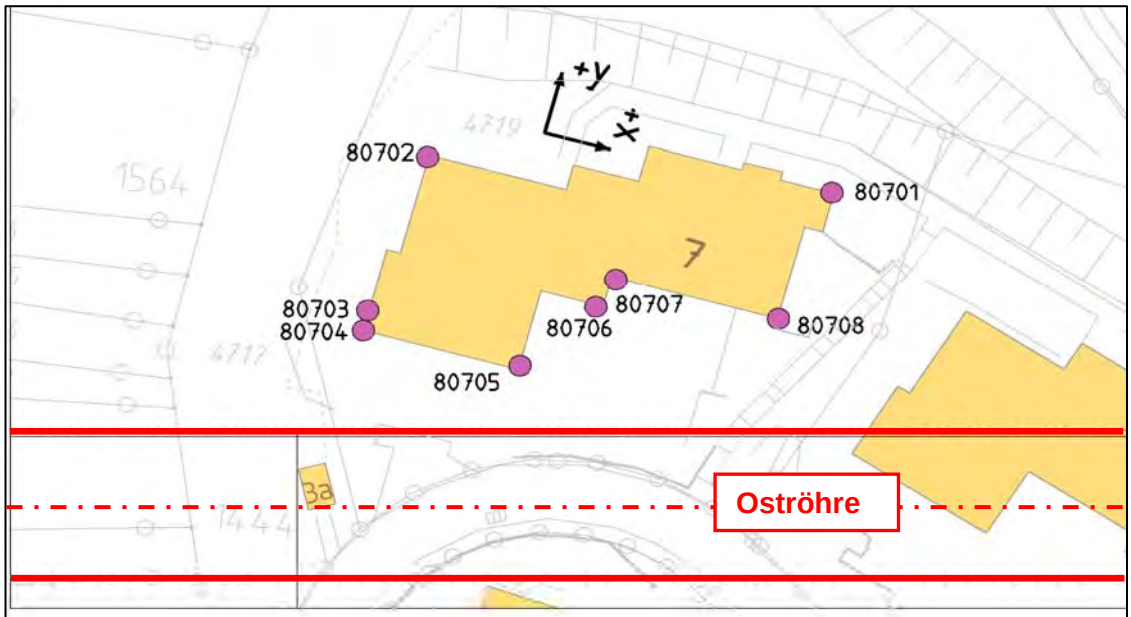
Die Bewertung dieser Vorgaben in ihren möglichen Auswirkungen auf die Gebäude wurde zunächst nur anhand von Standardtabellen unter Berücksichtigung der Gebäudeposition zu den Tunnelröhren vorgenommen (Tab. 2). Hierbei ergab sich, dass allenfalls architektonische Schäden, keinesfalls aber Beschädigungen der Gebäudesubstanz zu erwarten waren. Mit dieser Prognose wurde die Freigabe des Vortriebs beim EBA beantragt.

Schäden	Winkelverdrehung
leichte architektonische Schäden	1:600 bis 1:400
mittlere architektonische Schäden	1:400 bis 1:300
starke architektonische Schäden	1:300 bis 1:200
leichte bis mittlere konstruktive Schäden	1:200 bis 1:150

Tabelle 2: Winkelverdrehungen und daraus möglicherweise resultierende Gebäudeschäden [3].

Die Genehmigungsbehörde gab sich hiermit allerdings nicht zufrieden, sprach von Gefahr für Leib und Leben - was konkret Gebäudeeinsturz infolge des Tunnelvortriebs bedeutete - und forderte spezielle Gebäudegutachten für jedes Haus in Tunnelnähe. Durch diese unerwartete, erst kurz vor der Unterfahrung erhobene Forderung wurde ein Vortriebsstillstand herbeigeführt. Zunächst mussten Statiker gefunden werden, die die Gebäude gründlich zu untersuchen und zu beurteilen hatten. Je nach deren Konstruktion und Größe waren schließlich für verschiedene Punkte zulässige gegenseitige Verschiebungen in horizontaler und vertikaler Richtung anzugeben (Abb. 8).

Die Einbeziehung der vielen zusätzlichen Meßpunkte in das bereits installierte Meßsystem bereitete große Probleme, weil kurzfristig weitere Geräte beschafft und aufgebaut werden mussten. Hierfür sowie für die Befestigung der neuen Meßpunkte waren auch neue Vereinbarungen mit den Grundstückseigentümern erforderlich. Insgesamt ist hierdurch ein Stillstand von 19 Tagen entstanden.



Bezugspunkte	Verschiebungsdifferenz in x-Richtung [mm]			Verschiebungsdifferenz in y-Richtung [mm]			Verschiebungsdifferenz in z-Richtung [mm]		
	ist	Warnung	Alarm	ist	Warnung	Alarm	ist	Warnung	Alarm
(1-7)	1	12	19	4	12	18	3	12	20
(7-8)	2	12	19	1	8	13	1	12	20
(8-1)	2	7	12	3	12	18	4	12	20
(3-1)	1	--	--	7	--	--	4	10	17
(2-5)	0	13	21	1	13	20	6	9	15
(2-3)	2	9	15	3	13	20	4	11	18
(3-5)	2	10	15	2	7	11	2	10	17
(5-1)	0	--	--	5	--	--	5	10	17
(5-6)	1	9	15	0	5	8	2	8	13
(6-2)	1	11	18	1	9	15	4	10	17
(1-2)	0	25	40	4	20	33	1	25	40
(4-8)	2	25	40	1	20	33	0	25	40
(6-7)	1	5	8	0	5	8	0	5	8

Abbildung 8: Warn- und Alarmwerte sowie tatsächlich gemessene Verschiebungswerte (Zwischenzustand) für das Gebäude Hofstrasse 7. Die Warn- und Alarmwerte wurden vom Gebäudegutachter festgelegt.

7 Messprogramm auf dem Hang für die Zeit der Unterfahrung

Zusätzlich zum vorhandenen, aus Inklinometern und konventionell eingemessenen Punkten bestehenden Dauermessprogramm (Abb. 2) wurde für die Dauer der Unterfahrung ein automatisches, kontinuierliches Meßsystem eingerichtet (Abb. 9). In seiner letzten Ausbaustufe bestand dieses aus 6 tachymetrischen Totalstationen und ca. 110 Zielpunkten in Form von Prismen an Gebäuden und auf dem Gelände.

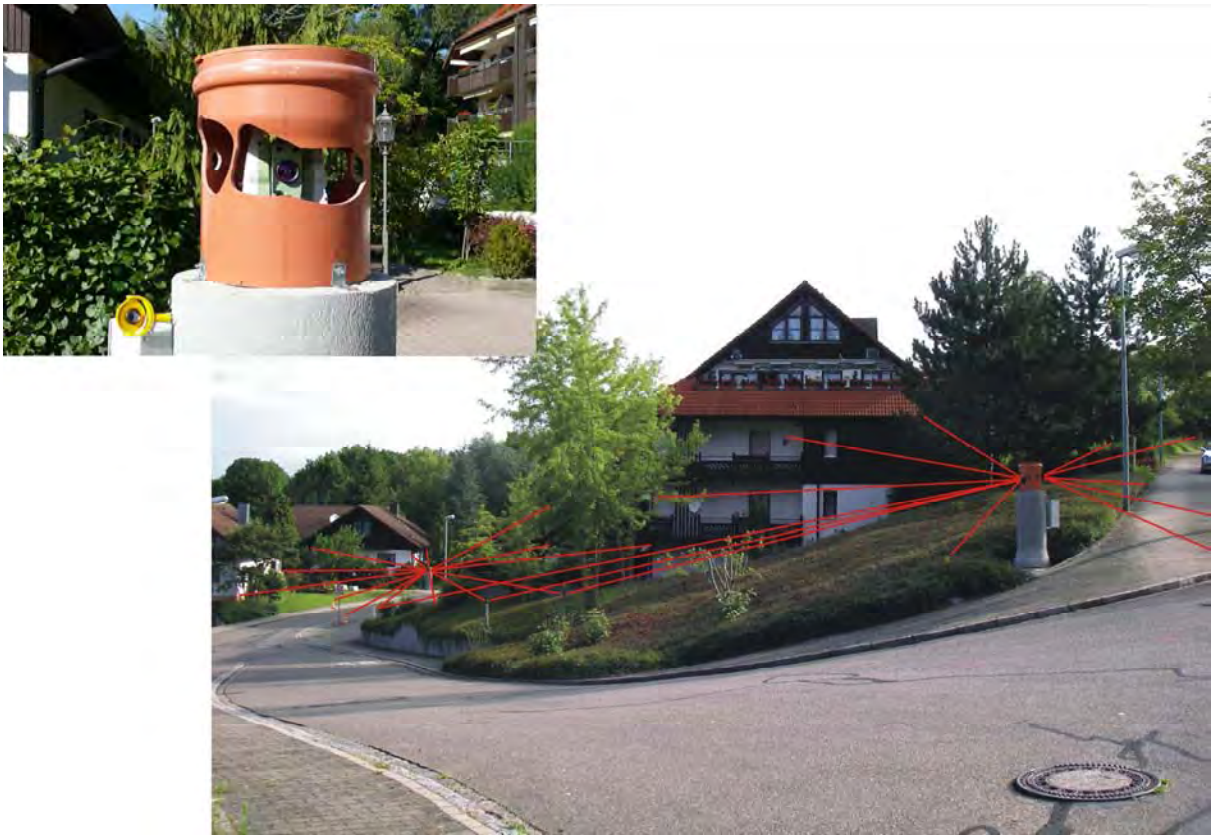


Abbildung 9: Das Bild oben zeigt einen mit einem PVC-Rohr geschützten Tachymeter auf einem festen Pfeiler. Das untere Bild zeigt zwei Tachymeter mit den Blickrichtungen auf die zugehörigen Prismen.

Das automatische Messprogramm diente zugleich mehreren Zwecken:

- Fortlaufende Datengewinnung im Gegensatz zu den gelegentlichen Messungen des Regelprogramms
- Ständige Beobachtung der durch den Tunnelbau ausgelösten Bewegungen mit der Möglichkeit zur sofortigen Veranlassung von Gegenmaßnahmen im Vortrieb
- Basis eines Warnsystems zur sicheren Verhinderung von Personenschäden.

Die ständig anfallenden Daten wurden über Funk an eine Zentrale geleitet und dort fortlaufend ausgewertet. Die Ergebnisse standen den beteiligten Fachleuten online als Tabellen und Grafiken zur Verfügung. Bei Überschreitung vorgegebener Grenzwerte erfolgte eine Benachrichtigung per SMS.
Da sich alle Tachymeterstationen auf dem Kriechhang befanden und damit nicht als definitive Festpunkte gelten konnten, war eine Anbindung an außerhalb liegende Festpunkte erforderlich. Außerdem fand ein Fehlerausgleich zwischen den verschiedenen Teilbereichen über

mehrfach angepeilte Zielpunkte statt. Insgesamt wurde eine Genauigkeit nach Lage und Höhe von ca. ± 2 mm erreicht.

Bisweilen entstanden Irritationen durch Fehlmessungen, wie sie an einzelnen Messstrecken durch Sabotage (Entfernen oder Verdrehen von Spiegeln), Wetter (Nebel, Morgentau) oder versperrte Sicht (gewachsenes Gras oder bewegte Sträucher) verursacht wurden. Beim Fehlerausgleich wirkten sich diese Störungen auch auf andere Meßpunkte aus, und nach dem Entfall der Ursache dauerte es bisweilen mehrere Stunden, bis sich das System rechentechnisch wieder stabilisiert hatte. Wenngleich im Regelfall die Ursache sehr schnell erkannt und der ausgelöste Alarm wieder aufgehoben werden konnte, so waren die Fehlmessungen doch immer wieder Wasser auf die Mühlen der Bedenkenträger. Bis heute werden durch Fehlmessungen bedingte Grenzwertüberscheitungen als Beleg für ein riskantes Vorgehen bei der Hangunterfahrung herangezogen [4].

8 Zusatzmaßnahmen beim Vortrieb zur Minimierung der Baugrundverformungen

Durch den Bauvertrag war ein Vortrieb im geschlossenen Modus mit vollständiger Erdbreiverfüllung der Abbaukammer verbindlich vorgeschrieben. Bei sorgfältiger Kontrolle der Massenbilanz war hierdurch sichergestellt, dass es zu einem Großschaden in Form eines Verbruchs nicht kommen konnte. Dieser Argumentation hatte sich das Eisenbahn-Bundesamt bei der Planfeststellung angeschlossen. Auch war das EBA aufgrund der langjährigen Beobachtung davon ausgegangen, dass der Kriechhang auf dem zu unterfahrenden Hang infolge des Vortriebs nicht in eine Rutschung übergehen kann.

Diese bis zum Baubeginn als gesichert geltenden Annahmen wurden im Zuge der Ausführungsplanung und der bauaufsichtlichen Genehmigung mehr und mehr in Frage gestellt. Zunächst meldete die Arge Katzenbergtunnel Bedenken an und war zur Hangunterfahrung nur nach Anweisung des Bauherrn bereit. In den Vergabeverhandlungen hatte sie die Machbarkeit noch zugesichert, und in ihrer Kalkulation war sie von einem Vortrieb ohne Sondermaßnahmen ausgegangen. Das schließlich umgesetzte Konzept wurde dementsprechend nicht vom AN, sondern vom Tunnelbausachverständigen des AG entwickelt und geleitet.

Weiterer Druck, Sondermaßnahmen für die Hangunterfahrung zu planen, entstand durch die Weigerung des EBA-Prüfers, die Beurteilung der Risiken aus der ebenfalls vom EBA durchgeführten Planfeststellung zu übernehmen. Die Gefahr einer katastrophalen Hangrutschung, ausgelöst durch den Tunnelvortrieb, wurde trotz aller dagegen sprechenden Beobachtungen und Nachweise zum Hauptkriterium der Vortriebsfreigabe. Es liegt in der Natur der Sache, dass eine Lösung nur in der Minimierung der durch den Vortrieb ausgelösten Gebirgsverformungen zu suchen war. Das zur Genehmigung eingereichte Konzept sah folgende Maßnahmen vor (Abb. 10 und 11):

- hoher Stützdruck auf die Ortsbrust, Vermeidung von Druckschwankungen im Erdbrei
- gezielte Stützung des freigeschnittenen Gebirges im Steuerspalt über und neben dem Schild durch einen separat eingepressten Bentonitbrei
- verstärkte Kontrolle der Ringraumverfüllung hinsichtlich Menge und Druck
- bei Bedarf Nachverpressung des Ringspalts über speziell ausgerüstete Tübbbings.

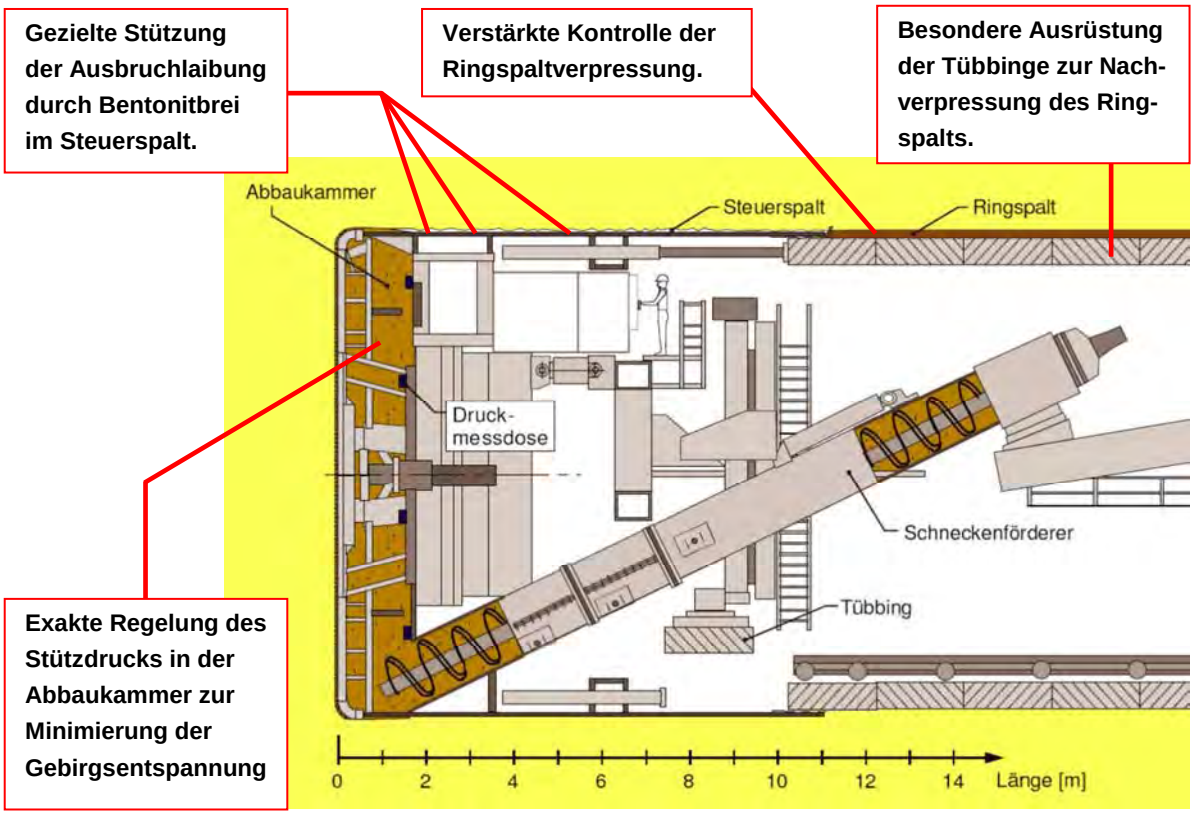


Abbildung 10: Zusatzeinrichtungen und -maßnahmen für die Unterfahrung der Wohnbebauung.

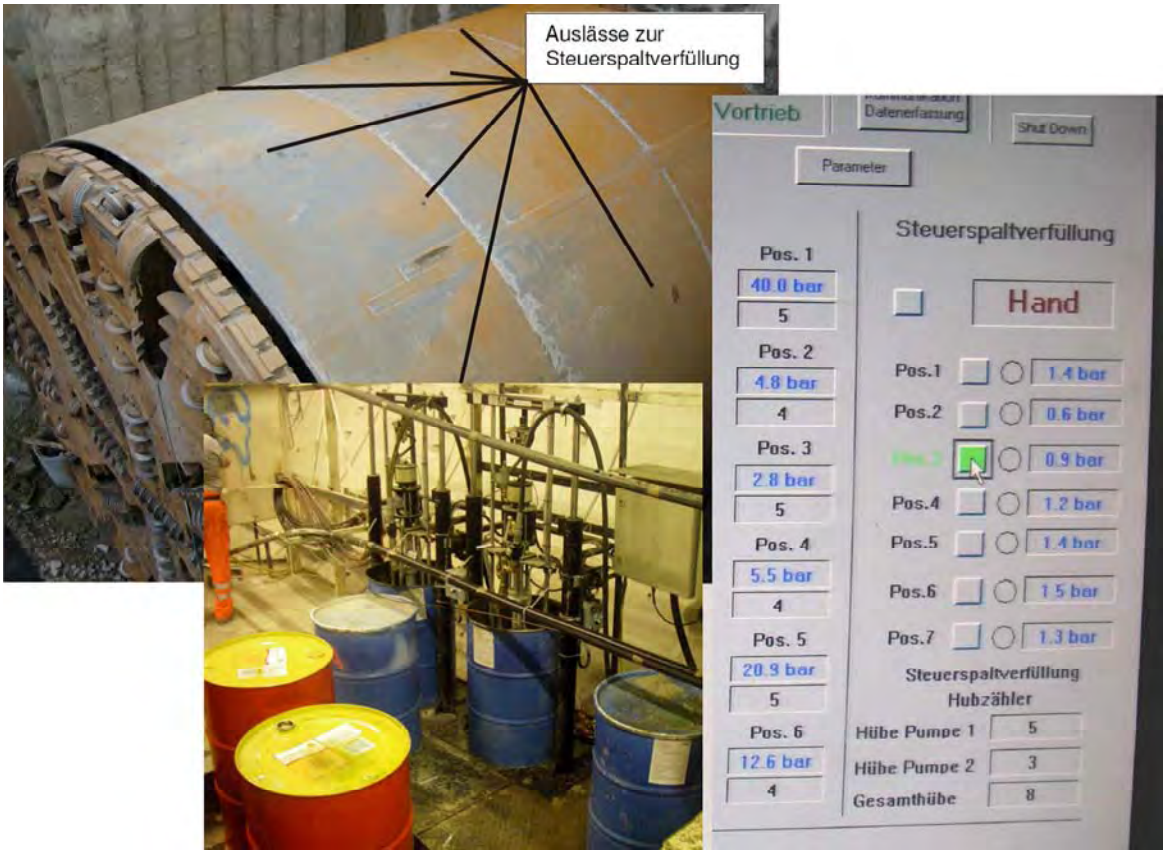


Abbildung 11: Zusatzeinrichtungen für die Steuerspaltverfüllung.

Für den Fall eines erforderlichen Einstiegs in die Abbaukammer, vor allem zum Werkzeugwechsel und zur Ortsbrustinspektion, war eine Teilabsenkung des Erdbreis nur in Verbindung mit einer Druckluftstützung erlaubt. Zur Beherrschung von Undichtigkeiten und Nachbrüchen war eine in der Abbaukammer einsetzbare Spritzbetonanlage bereitzuhalten, das eingesetzte Personal musste druckluftfttauglich sein.

Die vorgenannten Maßnahmen machten Umrüstungen sowie die Anmietung spezieller Geräte für die Dauer der Hangunterfahrung erforderlich. Insgesamt hielt sich der Aufwand aber in eher bescheidenen Grenzen und erscheint auch nachträglich als der Aufgabenstellung angemessen. Im Vergleich dazu wäre die Ausführung einer kompletten Hangverdübelung, wie sie von interessierter Seite als unverzichtbare Voraussetzung einer Unterfahrung vorgeschlagen wurde, als monströse Fehlinvestition in die Baugeschichte eingegangen. Möglicherweise hätte der Vortrieb wegen fehlender Zustimmung der Grundstückseigentümer auch gänzlich abgebrochen werden müssen. Dagegen bewegten sich die Sondermaßnahmen beim Vortrieb voll im Rahmen der Planfeststellung.

9 Die Hangunterfahrung

9.1 Ablauf, Beobachtungen und grundsätzliche Feststellungen

Nach der Freigabe des Vortriebs durch das EBA wurde die als Sonderbereich definierte Hangstrecke von 400 m Länge von der ersten Maschine (Oströhre) in 37 Tagen, von der zweiten in 44 Tagen durchfahren. Um die vortriebsbedingten Einflüsse der beiden Vortriebe voneinander unterscheiden zu können, eine Kumulation möglicher Probleme zu vermeiden und eine direkte gegenseitige Störung auszuschließen, lief die Westmaschine der Ostmaschine um 100 m nach. Insgesamt dauerte die „heiße Phase“ der Hangunterfahrung damit 52 Tage.

In dieser Zeit wurden sämtliche Daten des Messprogrammes vom Hang und vom Vortrieb über ein Internetportal den Mitgliedern einer speziellen „task force“ fortlaufend zur Verfügung gestellt. Bei Überschreitung festgelegter Grenzwerte erfolgte eine automatische Benachrichtigung über SMS. Wegen der bereits angesprochenen Sondersituation eines Vortriebs nach Anweisung wurden alle sicherheitsrelevanten Entscheidungen im Auftrag der DB durch den SV Tunnel und seinen Vertreter auf der Baustelle getroffen. Diese Entscheidungen betrafen vor allem:

- Vortriebsgeschwindigkeit
- Stützdruck
- Druck und Einpressmenge der Umfangsverfüllung am Schild
- Nachverpressungen im Spalt zwischen Tübbingring und Gebirge
- Festlegung zulässiger Stillstandsstationen und Betriebsbedingungen für erforderliche Werkzeugwechsel
- Veranlassung einer Gebäudekontrolle durch den jeweiligen Gebäudegutachter entsprechend Alarmplan
- Persönliche Ansprache der Anwohner, z.B. wegen Geräuschen vom Vortrieb.

Als vertrauensbildende Maßnahme war bereits lange vor der Unterfahrung der direkte Kontakt zu den Hauseigentümern und Mietern im Rahmen einer Informationsveranstaltung hergestellt worden. Die hierbei zugesagte Bekanntgabe des aktuellen Vortriebsstands wurde an einer großen Schautafel vorgenommen, auf der in einem genauen Lageplan der Stand der

beiden Maschinen täglich neu markiert wurde. Das Angebot einer Hotelunterbringung während der geräuschintensivsten Phase wurde von einigen Betroffenen gern in Anspruch genommen. Tatsächlich waren die mahlenden und gelegentlich auch pochenden Geräusche des arbeitenden Schneidrads geeignet, empfindliche Personen um den Schlaf zu bringen. Durch die intensive Aufklärung und Betreuung der Anwohner konnte aber vermieden werden, dass der Vortrieb durch besondere Rücksichtnahme in irgendeiner Weise eingeschränkt werden musste.

Umgekehrt musste aufgrund der Messergebnisse und Gebäudebefunde auch niemals irgendein Notfallszenario aus dem Alarmplan in Kraft gesetzt werden. Insbesondere war keine vorsorgliche oder gar durch tatsächliche Gefahr bedingte Evakuierung erforderlich. Die Auflage des EBA, die Anwohner bereits über das Erreichen interner Vorwarnstufen zu informieren, konnte in Form eines „gerade einmal Vorbeischauens“ erfüllt werden, ohne dass hierdurch eine unnötige Beunruhigung ausgelöst wurde.

Die Messergebnisse lagen ganz überwiegend in der durch den Tunnelgutachter der DB prognostizierten Größenordnung (Abb. 12). Einzelne Überschreitungen waren durch örtliche Besonderheiten erklärbar und haben in keinem Fall zu einer Gefahrensituation oder zu Schäden geführt.

Eine die Prognose deutlich übersteigende Setzung von mittlerweile 40 mm beruht auf einem örtlich stärker verformbaren Baugrund in Verbindung mit einer unerwartet starken Grundwasserabsenkung. Das betroffene Gebäude hat sich als Ganzes schadensfrei gesenkt. Maßgebendes Kriterium im Alarmplan war eine bestimmte Setzungsdifferenz zwischen den Hausecken, die zu jeder Zeit eingehalten wurde. Angesichts dieser Tatsachen ist es unverständlich, warum dieses Ergebnis von interessierter Seite als Nachweis eklatanter Fehlprognosen und Beinahe-Katastrophen verwendet wird [4].

In Wirklichkeit hat es Fehlprognosen im Sinne einer erheblichen Gefahrenüberschätzung eher auf der Gegenseite gegeben. Durch FE-Berechnungen ermittelten Hangverschiebungen um ca. 100 mm („real case“) standen gemessene Verschiebungen von max. 6 mm gegenüber. Wer so eklatant danebengegriffen hat und durch die Realität einer schadensfreien Unterfahrung so eindeutig widerlegt wurde, sollte sich nicht noch durch Hinweis auf angebliche Fehlprognosen der echten Akteure exponieren.

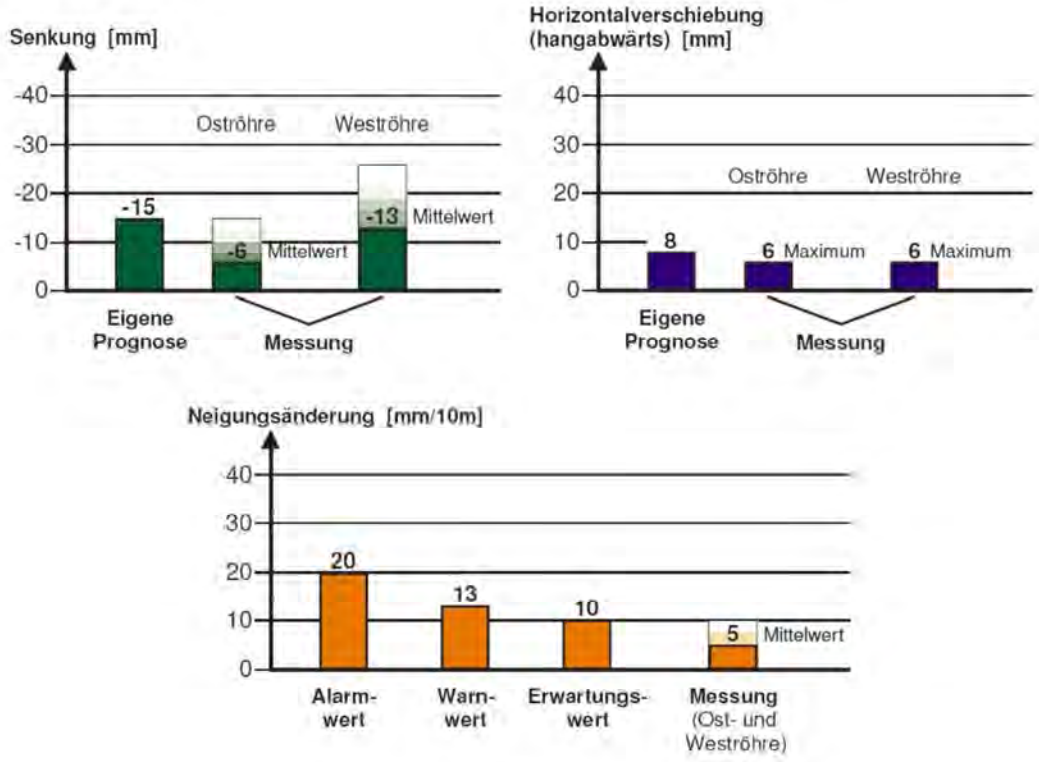


Abbildung 12: Die beiden oberen Grafiken zeigen eine Gegenüberstellung der prognostizierten Verschiebungen mit den tatsächlich gemessenen. Die untere Grafik stellt die für die Neigungsänderung an der Geländeoberfläche festgelegten Alarm-, Warn- und Erwartungswerte sowie die tatsächlich gemessenen Werte dar. Die Prognosen beziehen sich auf den Zustand 20 m hinter der Ortsbrust.

9.2 Ausgewählte Messergebnisse

Die kontinuierliche Messung von Zielpunkten durch automatische Tachymetertheodoliten betraf einerseits die Gebäude, andererseits die Geländeoberfläche (Abb. 13). Letzterer Teil des Meßprogrammes umfasst zwei Linien über den beiden Tunnelröhren und einige Querprofile. An diesen Punkten läßt sich das durch den Tunnelvortrieb bedingte Verformungsgeschehen besser verfolgen als an den Gebäudepunkten. Zwar sind die Messlinien im Bereich der Gebäude zwangsläufig unvollständig, doch lassen sich trotzdem klare Aussagen zu den verschiedenen Mechanismen machen:

- Die durch den Vortrieb bedingte Senkungsmulde lief der Ortsbrust einige m voraus. Dementsprechend stellte sich das Gelände in Längsrichtung leicht schräg und erfuhr zugleich eine Verschiebung in Richtung TVM. Als Differenz zu den noch nicht verschobenen Punkten vor der Ortsbrust entstand eine Zerrung. Schrägstellung und Zerrung gingen während der weiteren Unterfahrung im Regelfall fast vollständig zurück, während die Senkung bis weit nach der Passage der TVM noch zunahm.

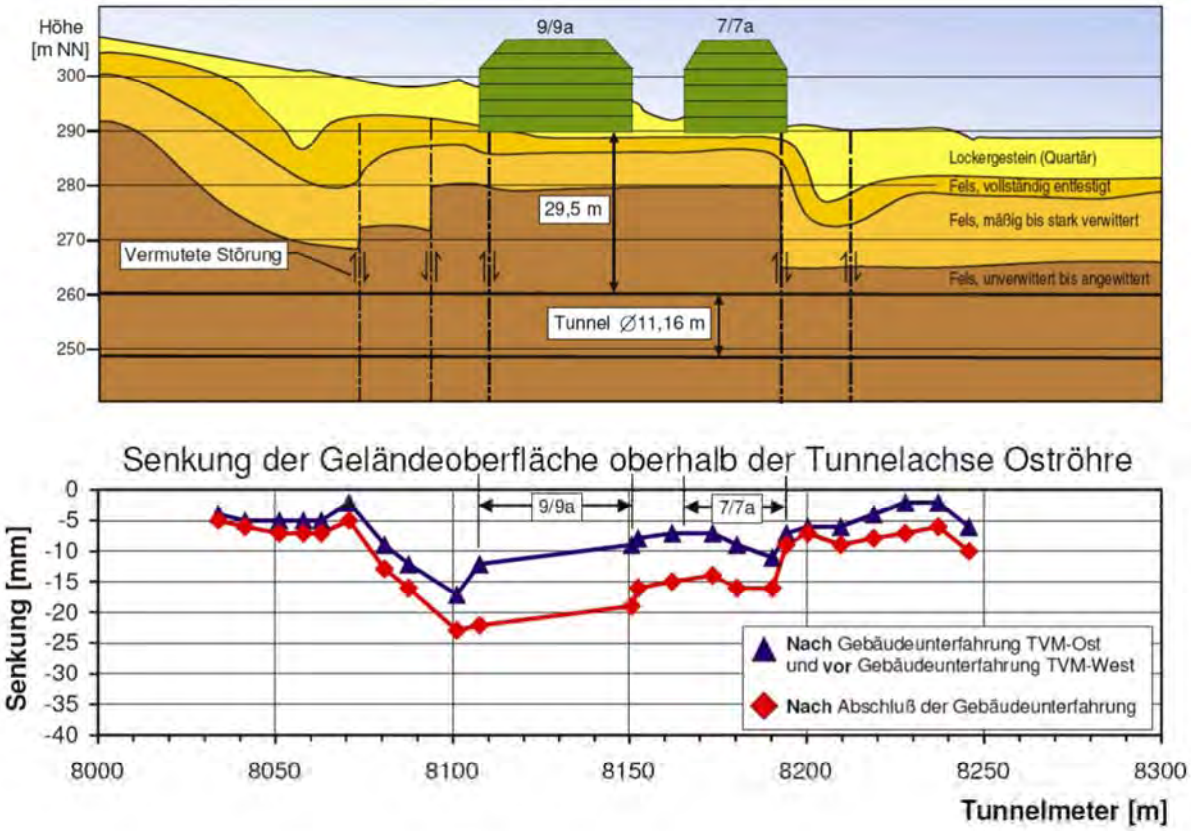


Abbildung 13: Von den Tachymetern gemessene Setzungen über der Tunnelröhre Ost.

- In Querrichtung reichte die Senkungsmulde bis etwa 30 m beiderseits der Tunnelachse. Dies entspricht etwa einem Winkel von 45°, ausgehend von der Seitenwand in halber Tunnelhöhe.
- Die geneigte Geländeoberfläche machte sich in den Verschiebungen nicht bemerkbar. Wo aufgrund des Gefahrenbildes „Hangrutschung“ eher eine allgemeine talwärtige Verschiebung erwartet wurde, ergab sich in der Tendenz klar erkennbar, aber unterschiedlich stark ausgeprägt eine Verschiebung symmetrisch zur Tunnelachse entsprechend der Flankenneigung der Senkungsmulde. Dies führte örtlich zu einer signifikanten Bewegung hangaufwärts im talseitigen Teil der Senkungsmulde.
- Die zu Relativverschiebungen führenden Bodenbewegungen aus direktem Vortriebseinfluss waren in aller Regel etwa 50 m hinter der TVM, auf jeden Fall aber nach Abschluß der Unterfahrung abgeklungen. Anschließend sind allenfalls leichte Nachsetzungen im Bereich der Messgenauigkeit aufgetreten. Unabhängig vom direkten Vortriebseinfluß finden weitere Verschiebungen seither nur - jeweils örtlich - als Setzungen infolge Grundwasserabsenkung und als Horizontalverschiebung infolge Hangkriechen statt. Bei den Setzungen ist mit wieder ansteigendem Grundwasser eine Tendenzumkehr zu erwarten, die Kriechbewegungen werden sich dagegen fortsetzen.

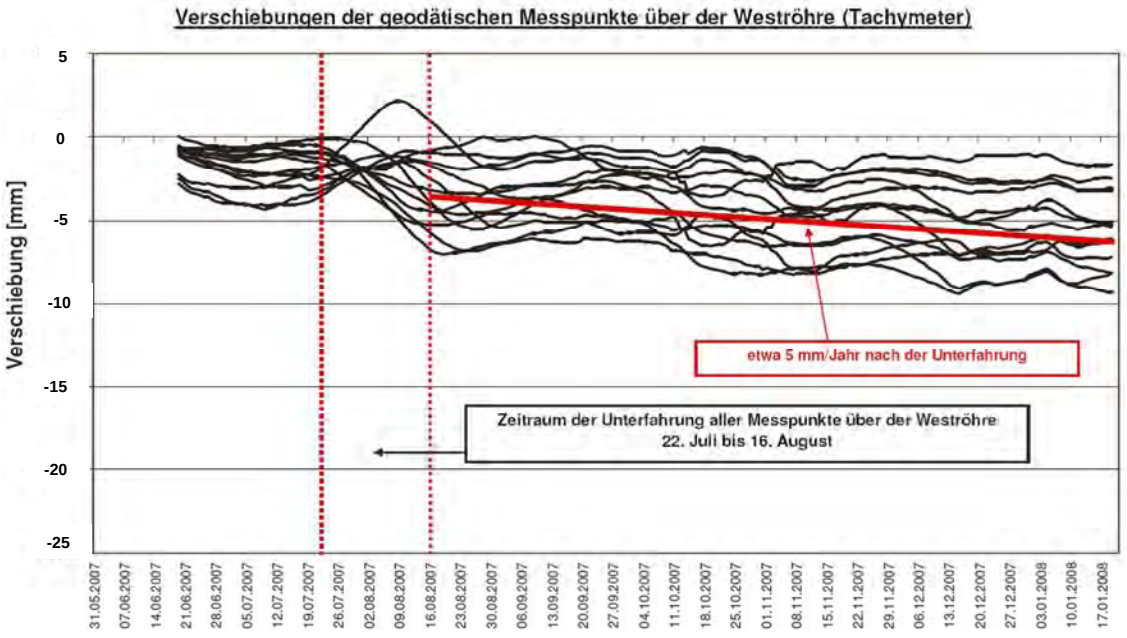


Abbildung 14: Zeitganglinien der Horizontalverschiebungen automatisch gemessener Messpunkte an der Geländeoberfläche über der Weströhre.

- Die automatischen Tachymetermessungen zeigen eine unveränderte Fortsetzung des Kriechens mit der auch vor der Unterfahrung gemessenen Geschwindigkeit (Abb.14). Eine anhaltende Beschleunigung hat nicht stattgefunden. Eine vorübergehend höhere Geschwindigkeit oder auch ein einmaliger Verschiebungssprung während der unmittelbaren Unterfahrung wurden an wenigen, bereits zuvor auffälligen Meßpunkten festgestellt. Diese Ausnahmefälle lassen sich aber weder verallgemeinern, noch zeitlich extrapolieren.
- Eine Zusammenstellung aller Messpunkte des händischen Regelmessprogramms lässt im Mittel überhaupt keine Verschiebung erkennen (Abb. 15). Diese Messungen sind grundsätzlich genauer als die nur für die Unterfahrung konzipierten automatischen Messungen. Es kann daher als sicher gelten, dass weiterhin keine allgemeine Kriechbewegung des ganzen Hanges stattfindet. Bei Einzelpunkten liegt die durchschnittliche Kriechrate immer unter 5 mm.

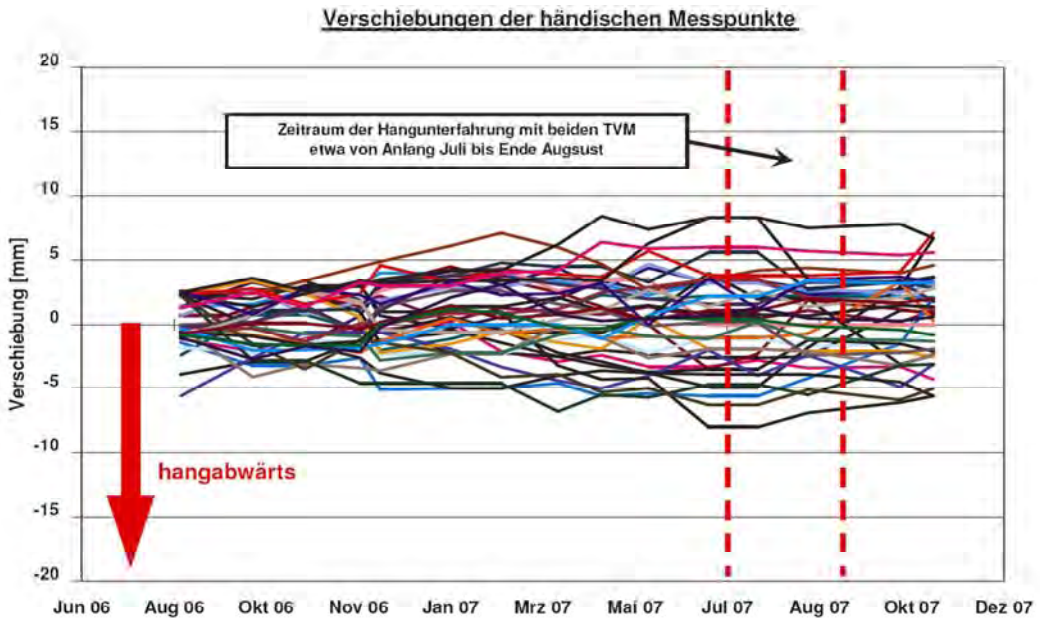


Abbildung 15: Zeitganglinien der Horizontalverschiebungen händisch gemessener Messpunkte an der Geländeoberfläche.

10 Zusammenfassung, Schlussbemerkungen

Die Unterfahrung des bebauten Bad Bellinger Hanggebietes war eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe, die aber allen Beteiligten von Anfang an mit allen damit zusammenhängenden Aspekten bekannt war. Das Eisenbahn-Bundesamt hatte für die jetzt realisierte Trasse die Planfeststellung durchgeführt und alle erhobenen Einsprüche gegen den Tunnelvortrieb zurückgewiesen. Bezüglich des Hangkriechens und der Bebauung wurde in der Begründung geltend gemacht, dass ein Schildvortrieb im geschlossenen Modus allein schon durch die gefüllte Abbaukammer ein hinreichendes Sicherheitsniveau gewährleistet. Dieser Ansatz hat sich als absolut richtig erwiesen.

Zur Minimierung der Vortriebseinflüsse auf den Hang wurde der für die Hangunterfahrung verbindlich vorgeschriebene Vortrieb mit gefüllter Abbaukammer noch um einige zusätzliche Komponenten ergänzt. Als besonders nützlich ist hierbei die gezielte Verpressung des Steuerspaltes mit Bentonitbrei anzusehen, durch die das Nachbrechen des freigelegten Gebirges bis zum Schildmantel verhindert oder zumindest verringert wurde. Im Vergleich dazu dürfte der Einfluss der verstärkten Ortsbruststützung eher gering gewesen sein. Allerdings haben die sehr genaue Druckregelung in Verbindung mit dem gezielten Kleinhalten des durch Schaumzugabe zwangsläufig entstehenden Luftpolsters eine besonders gute Massenkontrolle ermöglicht. Dies ist unerlässlich, wenn das versehentliche Herstellen eines durch Nachbruch entstehenden Hohlraums über dem Tunnel unbedingt verhindert werden muß.

Neben den Maßnahmen am Tunnel war auch die fortlaufende meßtechnische Verformungskontrolle auf dem Hang ein integraler Bestandteil des Gesamtkonzepts. Die Messergebnisse waren die Grundlage einer bedarfsgerechten Vortriebssteuerung, hätten aber im Sinne eines Frühwarnsystems im Notfall auch die rechtzeitige Veranlassung von Stütz- oder Evakuierungsmaßnahmen ermöglicht.

Irgendwelche kritischen Situationen sind während der Hangunterfahrung nicht entstanden. Gelegentliche, messtechnisch bedingte Fehlalarme lösten die jeweils vorgesehenen Reaktionen aus und zeigten so die Handlungsfähigkeit des verantwortlichen Teams. Definitiv hat der Tunnelbau weder zu Rutschungen oder anhaltend beschleunigten Kriechbewegungen, noch zu über das Klemmen einer Tür hinausgehenden Gebäudeschäden geführt. Schon gar nicht ist es zu den immer wieder ins Feld geführten Personenschäden gekommen. Damit müsste die Diskussion über die Zweckmäßigkeit der Sondermaßnahmen, über Art und Umfang erforderlicher Nachweise und das mögliche Zurückfahren des Messprogrammes eigentlich beendet sein.

11 Literaturverzeichnis

[1] Leinenkugel, H. J.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 66, 1976.

[2] Lippomann, R.: Ingenieurgeologische Kriechhangsicherung durch Dübel, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana, Karlsruhe, Heft 111, 1988.

[3] Hilmer, K.: Schäden im Gründungsbereich, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991

[4] Dollowski, P.; Erichsen, C.: Der Katzenbergtunnel: TVM-Vortrieb im Fels mit einschaligem Tübbingausbau und 9 bar Wasserdruck, die Aufgaben des Eisenbahn-Bundesamtes, 18. Symposium für Felsmechanik und Tunnelbau, Stuttgart, 2008.

gu kommunikation

Holzhäuser Ingenieur Consult GmbH
Ludwig-Erhard-Str. 2
76275 Ettlingen
Telefon +49 7243 56170-10
Telefax +49 7243 56170-90

info@hic-engineering.de
www.hic-engineering.de