

Prüfung der geotechnischen Nachweise für die Erdbauwerke auf Streckenabschnitten im Feuerletten und im Amaltheenton des Loses Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt

Dipl.-Ing. Heinz Steiger, Dipl.-Ing. Christian Schmidt
Krebs und Kiefer Darmstadt

Dr.-Ing. Erwin Gartung, Dr.-Ing. habil. Yifeng Hu
LGA Nürnberg

1 Einleitung, Übersicht über das Bauvorhaben

Auf der Verbindung Berlin – München des geplanten europäischen Eisenbahn-Hochgeschwindigkeits-Netzes wird der 89 km lange Streckenabschnitt Nürnberg – Ingolstadt als Neubaustrecke (NBS) mit dem Oberbausystem „Feste Fahrbahn“ (FF) erstellt, der nach Süden anschließende 82 km lange Abschnitt Ingolstadt – München wird als Ausbaustrecke (ABS) mit Schotteroberbau ausgebaut (Bild 1). Die für eine Geschwindigkeit $v_e = 300$ km/h ausgelegte NBS verläuft über weite Abschnitte parallel zur Autobahn BAB A9. Zwischen beiden Verkehrswegen wird, soweit die Eisenbahn nicht durch Tunnel geführt wird oder auf einem hohen Damm verläuft, zum Schutz der Eisenbahnstrecke vor abirrenden Fahrzeugen oder Teilen der Ladung des Autobahnverkehrs im Fall von Havarien ein Erddamm als Abkommenschutzwahl errichtet. Die NBS wird zu 30 % auf Bahndämmen, zu 25 % in Einschnitten, zu 30 % in Tunnelbauwerken und zu 15 % in Gleichlage bzw. über Brücken geführt. Sie soll im Jahr 2006 in Betrieb genommen werden.

Zwischen der Einfädelung Fischbach/Feucht am südlichen Stadtrand von Nürnberg und der Einführung Ingolstadt mit Audi-Tunnel wird die NBS in die Baulose Nord, Mitte und Süd untergliedert, die je von einer Arbeitsgemeinschaft aus Baufirmen ausgeführt werden. Von Norden durchfährt die Strecke die geologischen Formationen Keuper, Jura und Tertiär, welche teilweise von quartären Ablagerungen überdeckt sind. Jedes der drei Lose ist auf Grund seiner geologischen Gegebenheiten durch geotechnische Besonderheiten gekennzeichnet. Da diese trotz umfangreicher, fachgerechter Baugrunderkundung vor Abschluss des Bauvertrags nicht in vollem Umfang erkannt worden waren, werden die tatsächlich zu erwartenden Kosten des gesamten Projekts NBS Nürnberg-Ingolstadt und ABS Ingolstadt-München deutlich höher ausfallen als nach der ursprünglichen Kalkulation vor Baubeginn 1998 angenommen worden war. Die Erhöhung der Baukosten und die Verlängerung der Bauzeit sind zum großen Teil durch schwierige Baugrundverhältnisse auf der NBS bedingt, deren Einzelheiten erst im Zuge der Bauausführung zu erkennen waren. Zusatzkosten sind aber auch durch neuere

Sicherheitsauflagen beim Brand- und Katastrophenschutz für die Eisenbahntunnel aufgetreten. Auf Grund zahlreicher schwerer Unglücke in Verkehrstunneln in der jüngsten Vergangenheit wurden im Jahr 2001 Ergänzungen zu der Richtlinie „Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln“ erlassen. Diese Ergänzungen waren in der Planungsphase der NBS noch nicht bekannt, sind aber bei der Bauausführung umzusetzen.

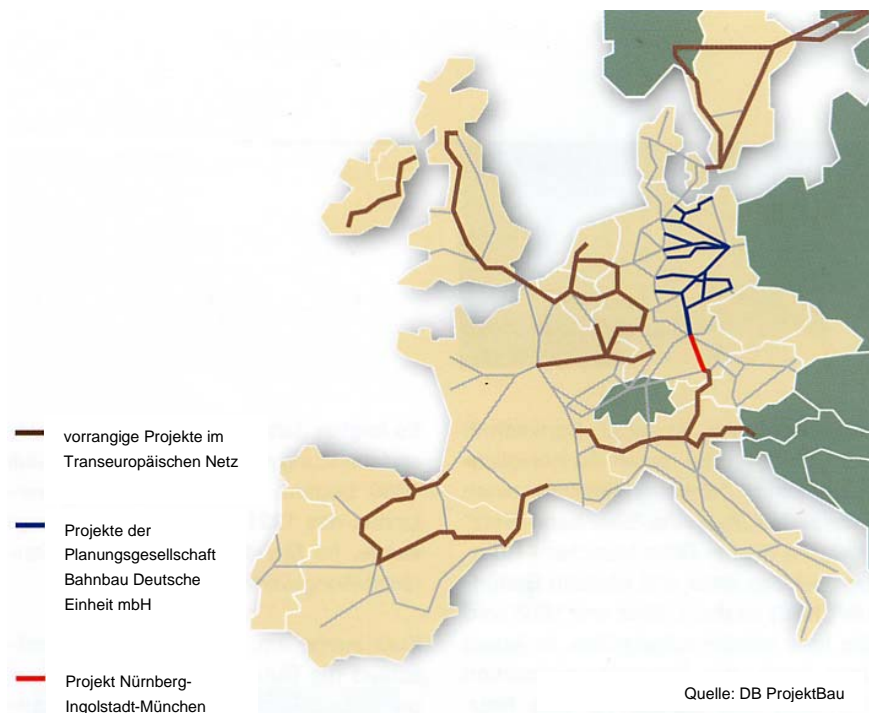


Bild 1 Europäisches Streckennetz

2 Prüfung der geotechnischen Nachweise der Ausführungsplanung

- Entsprechend der „Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (BAU)“ müssen die Ausführungsunterlagen von Baumaßnahmen für die Eisenbahnen des Bundes dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) zur Prüfung vorgelegt werden. Es ist sicherzustellen, dass von den baulichen Anlagen während ihrer Herstellung und während des Betriebs keine Gefährdung für die öffentliche Sicherheit und Ordnung ausgeht.

Mit der bautechnischen Prüfung der Planungsunterlagen für alle Ingenieurbauwerke des Loses Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt mit Ausnahme der Tunnel wurde vom EBA der erstgenannte Autor beauftragt. Die Mitautoren wirkten bei der Prüfung der geotechnischen Nachweise mit. Die bautechnische Prüfung umfasst für den Erdbau die

Nachweise der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die Ausführungspläne. Zu prüfen war, ob die eingeführten Technischen Baubestimmungen sowie die anerkannten Regeln der Technik (nach der Definition des EBA) eingehalten werden. Hierfür wurde im Einzelnen überprüft:

- Ob der Baugrund und die Grundwasserverhältnisse ausreichend erkundet, die Erkundungsergebnisse fachgerecht dokumentiert und interpretiert waren
- Ob die maßgebenden bodenmechanischen Eigenschaften und Kenngrößen korrekt ermittelt wurden und die daraus abgeleiteten Rechenwerte in einer plausiblen Größenordnung lagen
- Die Definition der geotechnischen Modelle einschließlich der Modellgrenzen für geotechnische Berechnungen
- Die rechnerischen Standsicherheits- und Verformungsnachweise sowie die Nachweise der dynamischen Stabilität
- Die Ausführungspläne für die Erdbauwerke (Dämme und Einschnitte)
- Die Messprogramme für Streckenabschnitte, in denen die Beobachtungsmethode angewandt wird
- Der Qualitätsmanagementplan, soweit er Fragen der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Erdbauwerke tangierte
- Die ganzheitliche Betrachtung zur Einhaltung der im Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn (AKFF) definierten Verformungskriterien
- Die Bauausführung im Rahmen der bauaufsichtlichen Erfordernis

Nachfolgend werden nach einer Übersicht über die Baugrundverhältnisse exemplarisch einige geotechnische Besonderheiten skizziert, für welche die erforderlichen Nachweise mit den eingeführten Technischen Baubestimmungen sowie den anerkannten Regeln der Technik nicht geführt werden konnten, bei deren Erstellung sowie bei deren Prüfung daher wissenschaftliche Methoden angewandt werden mussten, um die Zustimmung der Aufsichtsbehörde EBA zu erlangen.

3 Baugrundverhältnisse

Vor Abschluss des Bauvertrags wurde der Baugrund in zwei Erkundungskampagnen untersucht (NBS Nürnberg – Ingolstadt, 1. und 2. Erkundungsprogramm). Das aus den Erkundungsergebnissen entwickelte baugeologische und hydrogeologische Modell des Gebirges wurde bei der Bauausführung im großen Ganzen bestätigt, einige geotechnisch maßgebende Einzelheiten wie z. B. die Lage und Raumstellung fossiler Trennflächen, die Ausbildung quartärer Talrinnen u. Ä. wurden jedoch erst während der Bauausführung festgestellt und systematisch im Detail erkundet.

Im 35 km langen Los Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt besteht der tiefere Baugrund im Wesentlichen aus Sandsteinen und Tonsteinen. Oberflächennah, besonders in Tälern und Geländemulden, dominieren meist gering mächtige quartäre Böden unterschiedlicher Ausbildung. Die geotechnischen Eigenschaften der – grob betrachtet – entlang der Trasse flach nach Süden einfallenden Sedimentgesteine wird durch ihren Verwitterungsgrad w1 für unverwittertes Festgestein bis w5 für das jeweilige Endprodukt der Verwitterung, Sand oder Ton, geprägt.

Im nördlichen Teil des Loses steht auf ca. 12 km Länge die geologisch älteste der angetroffenen Formation an, der Burgsandstein, ein Glied des mittleren Keupers (Bild 2). Es handelt sich um überwiegend weitständig geklüfteten, mürben Sandstein mit eingelagerten Tonsteinlagen. Die Gesteinsfestigkeit ist gering, der Fels ist daher relativ leicht zu lösen. In seiner oberflächennahen Verwitterungszone ist der Burgsandstein meist als dicht gelagerter Mittel- bis Grobsand ausgebildet. Lokal auftretende, starke Wasserführung dieses Kluftgrundwasserleiters erfordert in Einschnitten wirksame Entwässerungsmaßnahmen, darüber hinaus bereitet der Burgsandstein für den Eisenbahnbau keine nennenswerten Schwierigkeiten.

ICE-Neubaustrecke Nürnberg - Ingolstadt
(Grafik zwecks Anschaulichkeit überhöht dargestellt)

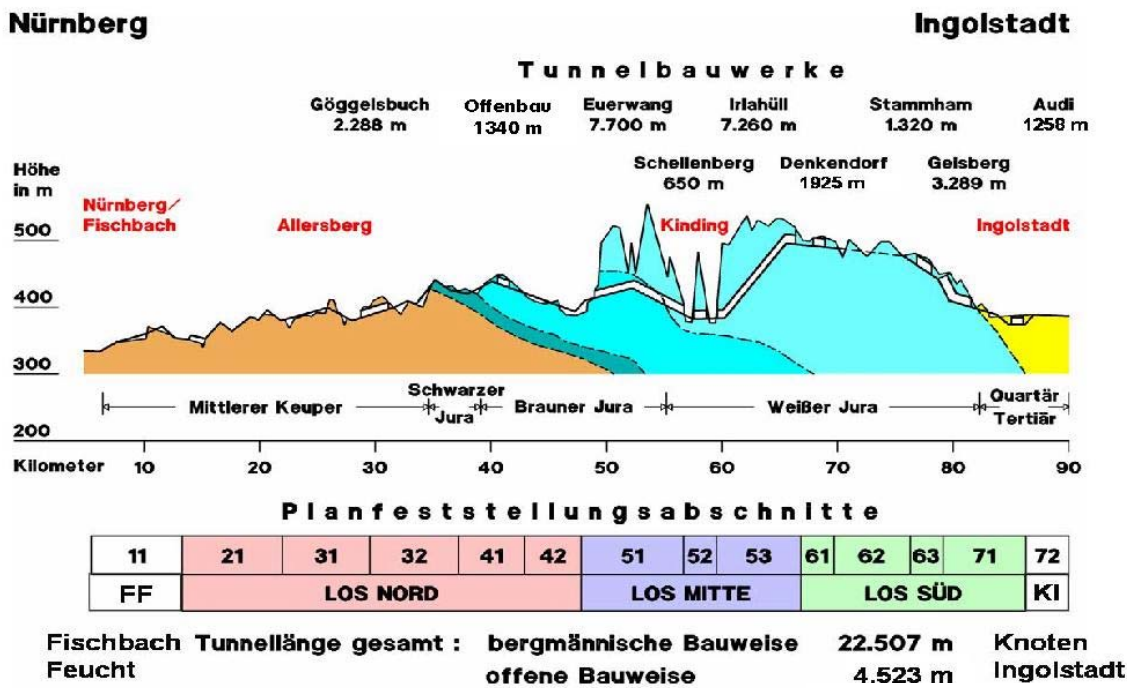


Bild 2 Geologisches Längsprofil der NBS Nürnberg-Ingolstadt

Nach Süden schließt sich auf eine Länge von ca. 9,4 km der Feuerletten an. Hierbei handelt es sich um einen engständig geklüfteten, rotbraunen Tonstein mit einzelnen,

ebenen, fossilen Trennflächen. Untergeordnet treten Sandsteinbänke auf. Im unverwitterten Zustand ist der Feuerletten als Fels geringer Gesteinsfestigkeit anzusprechen. Die Gebirgsfestigkeit wird von den Trennflächen dominiert. Mit zunehmender Verwitterung nimmt der Trennflächenabstand ab, der Durchtrennungsgrad nimmt zu, es treten Harnische auf, und die Gebirgsfestigkeit nimmt graduell von w1 nach w4 ab. Schließlich ist der vollkommen verwitterte Feuerletten w5 als ausgeprägt plastischer Ton ausgebildet. Dieser wird in der Regel in steifer oder halbfester bis fester Konsistenz angetroffen. Infolge der Entfestigung beim Aushub entwickelt der Ton eine deutliche Wasserempfindlichkeit, so dass seine Konsistenz bei Wasserzutritt schnell ungünstiger wird. Feuerletten besitzt ein ausgeprägtes Quell- und Schrumpfpotenzial. Die Tonsteine und die Tone des Feuerlettens bereiten bei Einschnitten geotechnische Schwierigkeiten bezüglich Sohlverformungen infolge möglicher Quellhebungen und bei der Standsicherheit der Böschungen. Als Schüttmaterial für Erddämme sind sie im Hinblick auf den erforderlichen Aufwand zur Homogenisierung und Verdichtung, auf die Verformungen der Dämme und auf deren Standsicherheit nur bedingt geeignet. Hierauf wird in den folgenden Kapiteln näher eingegangen.

In der Stratigraphie folgen dem Feuerletten die Rät-Lias-Übergangsschichten. Es handelt sich um Sandsteine mit 1,5 m bis 6 m Mächtigkeit. Im Los Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt kommt diesen Schichten unter geotechnischen Aspekten keine besondere Bedeutung zu. Nach Süden folgt dann der Amaltheenton des Lias auf ca. 5,9 km Länge. Der Amaltheenton ist mittelplastisch bis ausgeprägt plastisch. Er tritt in der Natur je nach dem Grad der Verwitterung als w5, homogener Ton steifer Konsistenz auf oder als w4 bis w2, halbfester bis fester Ton/Tonstein in schiefriger, plattiger, bröckeliger Ausbildung. Unverwitterter Tonstein w1 wurde im Amaltheenton nicht aufgeschlossen. Es gibt in dieser Formation einige untergeordnete Sandsteinlagen. Ein Horizont mit Pyrit-Anreicherungen erfordert Beachtung, weil die chemische Umwandlung des Pyrits bei entsprechend ungünstigen Bedingungen langfristig zu Quellhebungen führen kann. Der Amaltheenton führt im Erdbau im Hinblick auf seine Brauchbarkeit als Schüttmaterial für Dämme und im Hinblick auf Böschungsstandsicherheit in Einschnitten zu ähnlichen - allerdings weniger gravierenden - Schwierigkeiten wie der Feuerletten.

Im 9,2 km langen südlichen Abschnitt des Loses Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt bildet der Opalinuston, der stratigrafisch dem Braunen Jura zuzuordnen ist, den Baugrund. Die sanften Hänge des Opalinustons, die teilweise von quartären Sanden, Tonen und Hanglehmen überlagert sind, befinden sich überwiegend in einem labilen Gleichgewichtszustand. Bereits geringfügige Spannungsveränderungen, Einschnitte oder Aufschüttungen, können Rutschungen auslösen. Die natürlichen Hänge weisen an zahlreichen Stellen Zeichen früherer Hangbewegungen auf. Das Grundwasser ist unter der mehrere Meter mächtigen Verwitterungszone des Opalinustons, die als ausgesprochen plastischer, „fetter“ Ton ausgebildet ist, gespannt, zum Teil artesisch. Der Streckenabschnitt im Opalinuston hat im Los Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt die meisten Probleme bereitet und aufwändige geotechnische Maßnahmen erfordert.

Hierauf im Einzelnen einzugehen, würde den vorgegebenen Rahmen dieses Beitrags sprengen. Über die geotechnischen Besonderheiten im Opalinuston wird daher an anderer Stelle berichtet.

4 Eisenbahndämme

Beim Bau von Verkehrswegen wird üblicherweise das Aushubmaterial aus den Einschnitten für die Schüttung der Dämme verwendet. Jedoch sind entsprechend dem „Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn“ ausgeprägt plastische Tone und mittelpastische Tone (TA- bzw. TM-Böden nach DIN 18 196) für den Unterbau von Festen Fahrbahnen auf Dämmen nicht vorgesehen. Wenn die TA- und TM-Böden aus den Formationen Feuerletten und Amaltheenton - ggf. unter Einsatz geeigneter Verbesserungsmaßnahmen - als Dammschüttmaterial für die NBS Nürnberg – Ingolstadt eingesetzt werden, bedeutet dies eine Abweichung von der geregelten Bauart. Hierfür wäre eine Zustimmung im Einzelfall durch die Aufsichtsbehörde erforderlich. Diese behördliche Zustimmung setzt den Nachweis voraus, dass sowohl die erforderliche Standsicherheit als auch die dauerhafte, uneingeschränkte Gebrauchstauglichkeit der Dämme gewährleistet sind.

An Autobahndämmen in Nordbayern mit etwa 10 m Höhe aus unverbesserten Keuper- und Juratonen wurden während der ersten 5 bis 6 Jahre ihrer Liegezeit Eigensetzungen des Dammkörpers in einer Größenordnung von 10 bis 15 cm und Setzungsunterschiede über den Dammquerschnitt von mehreren cm gemessen. Diese - für die Autobahn unschädliche - Größenordnung ist bei gleicher Schütthöhe für die Eisenbahndämme der NBS Nürnberg – Ingolstadt nicht zulässig. Es war daher von vorn herein damit gerechnet worden, dass die TA- und TM-Böden des Feuerletten und des Amaltheentons nur nach Aufbereitung und mit Kalk- oder Zementzugabe zur Reduzierung der Dammverformungen als Dammbaustoff in Frage kamen. Um den Flächenverbrauch gering zu halten, wurden die Dämme der NBS Nürnberg – Ingolstadt mit einer Böschungsneigung 1:1,8 geplant. Zur Erzielung der hierfür erforderlichen Scherfestigkeit des Schüttmaterials war vom Bauherrn eine Bodenverbesserung vorgesehen. Entsprechende Eignungsversuche im Labor zur Ermittlung der Kurzzeit-Scherfestigkeit der mit Kalk oder mit Zement verbesserten Tone und Mischversuche für die Materialaufbereitung wurden von der Erdbaufirma durchgeführt. Es gab Pläne für eine Damm-Probeschüttung im Maßstab 1:1.

Dass durch eine Bodenverbesserung der TA- und TM-Böden mit geeigneten Bindemitteln grundsätzlich geringere Verformungen und höhere Scherfestigkeiten erzielbar sind als mit einer unverbesserten Tonschüttung, steht außer Frage. Im Hinblick auf die für den Eisenbahnbetrieb mit hohen Fahrgeschwindigkeiten sicherheitsrelevanten, sehr geringen zulässigen Restsetzungen und Restsetzungsunterschiede wurde im Zuge der geotechnischen Prüfung verlangt, dass der

beabsichtigte, setzungsreduzierende Effekt der Bodenverbesserung nachzuweisen sei und bei der Bauausführung durch qualitätslenkende Maßnahmen zuverlässig gesteuert werden müsse. Hierfür sollten die zeitabhängigen bodenmechanischen Festigkeits- und Verformungsparameter der durch Kalk- oder Zementzugabe verbesserten Tone mit den vorgesehenen Mischrezepturen experimentell in Kriechversuchen bestimmt werden. Ferner wurde von den geotechnischen Prüfern eine realistische rechnerische Prognose der langfristig zu erwartenden Dammverformungen verlangt. Die Durchführung der bodenmechanischen Versuche hätte erhebliche Zeit in Anspruch genommen, zudem konnte ein positives Ergebnis der Nachweise auf wissenschaftlicher Basis nicht mit Sicherheit erwartet werden. Deshalb entschloss sich der Bauherr, auf den Einbau der mittel- und ausgeprägt plastischen Tone in die Eisenbahndämme zu verzichten. Die Dämme wurden mit einem regelkonformen, schluffigen Sand (SU-Boden), der in der Nähe der Bahnbaustellen verfügbar war, erstellt. Die beobachteten Eigensetzungen dieser Dämme sind – wie zu erwarten war - vernachlässigbar gering. Das Aushubmaterial aus den Einschnitten im Feuerletten und im Amaltheenton wurde lediglich für die Schüttung der Abkommenschutzwälle verwendet. Um bei zukünftigen Projekten Aushubmaterial der TA- und TM-Böden auch zum Bau von Eisenbahndämmen mit FF-Oberbau verwenden zu können, sollten die erforderlichen Versuche zum Eignungsnachweis frühzeitig durchgeführt werden, damit das Langzeitverhalten zutreffen beschrieben werden kann. Erfahrungen, wie z.B. bei der NBS Köln-Rhein/Main (Dürrwang et al. 1999) können Hinweise für vergleichbare Bodenverhältnisse bei anderen Projekten liefern.

5 Sohlhebungen in Einschnitten

Die Tone der Formationen Feuerletten und Amaltheenton quellen bei Entlastung, wenn sie die Möglichkeit haben, Wasser aufzunehmen. Deshalb können in den Einschnitten des Loses Nord der NBS Nürnberg – Ingolstadt zeitabhängige Quellhebungen auftreten. Analog den üblichen Setzungsprognosen für Dämme und Brücken müssen im Zuge des Gebrauchstauglichkeitsnachweises für die Lage der Fahrbahn in Einschnitten Prognosen für die zu erwartenden Sohlhebungen erstellt werden. Es ist der Nachweis zu führen, dass die nach dem Einbau der Festen Fahrbahn auftretenden Differenzen der Vertikalverformungen kleiner sind, als der mit der Schienenbefestigung ausgleichbare Betrag, im vorliegenden Fall 10 mm.

An einer großen Zahl von Bodenproben der Güteklasse 1 nach DIN 4021 wurden in bodenmechanischen Labors (Baugrund Dresden GmbH, Universität Kassel, TU München und Universität Karlsruhe) Ödometer-Quellversuche durchgeführt. Bild 3 zeigt als Beispiel die Hebungen in Abhängigkeit vom Spannungszustand und von der Zeit bei einem Quellversuch. In Abhängigkeit vom Verwitterungsgrad wurden aus den Versuchsergebnissen für die Tone des Feuerlettens und für die Tone des Amaltheentons die Kennwerte: Quellhebungsbeiwert C_b und begrenzender Quelldruck σ_{z_0} abgeleitet.

Die auftretende Mindestspannung σ_c wurde als Eigengewicht des Oberbaus angenommen. Mit diesen Parametern kann die Beziehung zwischen Spannung $\sigma_{z\infty}$ und zugehöriger Quelldehnung $\varepsilon_{z\infty}$ nach der von Grob (1972) vorgeschlagenen Formel (1) beschrieben werden.

$$\varepsilon_{z\infty} = -C_b \cdot \ln(\sigma_{z\infty}/\sigma_{z0}) \quad (1)$$

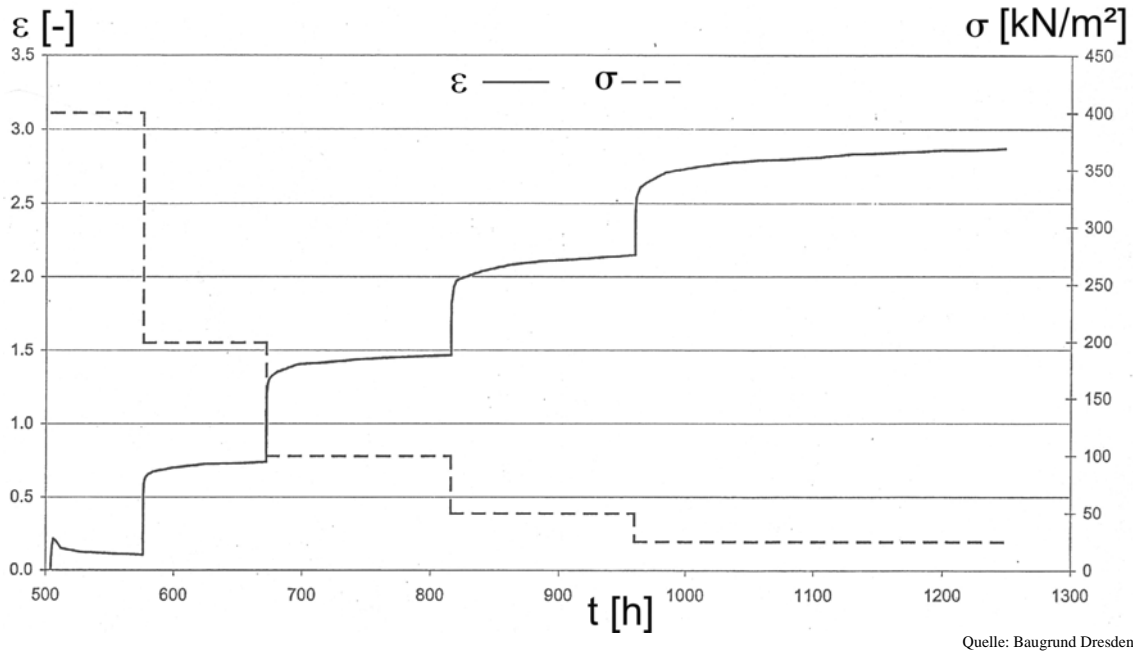


Bild 3 Beispiel für Zeit – Hebungs- / Zeit – Spannungsverlauf eines Quellversuches

Das Prognose-Modell, die ermittelten Bodenkennwerte und Messergebnisse aus in-situ-Messungen wurden von v. Wolffersdorf et al. (2002) vorgestellt. Für die aus der ingenieurgeologischen Erkundung abgegrenzten Homogenbereiche der Tone mit gleichem Verwitterungsgrad wurden auf diese Weise mit einem eindimensionalen Spannungs-Verformungs-Modell, wie dies auch für Setzungsprognosen gebräuchlich ist, die möglichen Quellhebungs-Beträge in Abhängigkeit von der Aushubtiefe der Einschnitte berechnet.

Die Laborversuche haben gezeigt, dass das Quellvermögen der Keuper- und Jura-Tonsteine/Tone von ihrem Verwitterungsgrad abhängig ist. Der unverwitterte Tonstein, gekennzeichnet durch den Verwitterungsgrad w_1 , nimmt bei Spannungsänderung infolge Entlastung praktisch kein Wasser auf, er quillt nicht. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad geht die diagenetische Verfestigung graduell verloren, das Quellvermögen nimmt dementsprechend zu und ist am größten, wenn der

Verwitterungsgrad w_5 vorliegt, d. h., wenn die diagenetische Verfestigung vollständig gelöst ist.

Bei den hier besprochenen Tonen ist das Potenzial, welches das Quellvermögen begründet, im Wesentlichen auf die Matrix-Saugspannungen des Porenwassers zurückzuführen. Das osmotische Potenzial spielt bei den hier vorliegenden Tonmineralien nur eine untergeordnete Rolle. Ein chemisches Potenzial, welches z. B. die Wasseraufnahme von Anhydrit verursacht, weisen die Mineralien der untersuchten Tone in der maßgebenden Tiefe nicht auf. Die bereits erwähnte Zone des Amaltheentons mit Pyrit-Anreicherungen liegt so tief unter der Aushubsohle der Einschnitte, dass sich die Spannungsänderungen infolge des Aushubs nicht mehr nennenswert auswirken. Dieses Untersuchungsergebnis war für den Nachweis der Sohlhebungen insofern von Bedeutung, als nach dem „Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn“ bei Erdbauwerken, bei denen ungleichmäßige Hebungen (z. B. Einschnitte mit Anhydrit oder hier mit Pyrit) auftreten können, Feste Fahrbahnen nicht eingebaut werden sollen.

Die Prüfung des Prognosemodells, der durchgeführten Quellversuche und der vorliegenden Daten für die bodenmechanischen Kennwerte, mit denen das Quellvermögen beschrieben wird, führte zu dem Ergebnis, dass den auf dieser Basis durchgeführten Berechnungen der möglichen Quellhebungen der gleiche Aussagewert zugestehen ist, wie fachgerechten Setzungsberechnungen nach DIN 4019. Die Unterschiede in den prognostizierten Hebungen, die sich aus der Variation der Rechenkennwerte ergeben, konnten prüfbar ermittelt werden. Bezüglich der nicht errechenbaren, durch Inhomogenität des Baugrunds verursachten, Quellhebungsunterschiede wurde bei der Prüfung der Erfahrung von Fredlund & Rahardjo (1993) gefolgt, dass hierfür die Hälfte des errechneten maximalen Hebungsbetrags angesetzt werden kann.

Die prognostizierten, möglichen Sohlhebungen waren streckenweise größer als die zulässigen Werte. Folglich waren technische Maßnahmen zu ihrer Reduzierung - in diesem Fall ein teilweiser Bodenaustausch mit nicht quellfähigem Material - zu entwerfen. Für die Bemessung der Tiefe des Bodenaustauschs wurde berücksichtigt, dass zum Zeitpunkt des Einbaus der Festen Fahrbahn bereits ein Teil der möglichen Quellhebungen eingetreten ist. Die nach Einbau der Festen Fahrbahn noch zu erwartenden Rest-Quellhebungen wurden aus den im Labor ermittelten Zeit-Verformungsbeziehungen in Verbindung mit Extensometer-Messungen in definierten Untersuchungsquerschnitten abgeleitet. Unsicherheiten in der Prognose des zeitlichen Ablaufs des Quellvorgangs wurden durch Sicherheitsbeiwerte und die Festlegung von Mindstdicken für den Bodenaustausch in Abhängigkeit des rechnerisch maximal möglichen Hebungsbetrags ausgeglichen. Außerdem wurden Maßnahmen verlangt, mit denen ein ungleichmäßiger Wasserzutritt zu den quellfähigen Bodenschichten unter dem Bodenaustauschpolster weitgehend verhindert wird. Der Bauherr entschloss sich,

hierfür auf dem Planum des Bodenaustauschpolsters eine Asphaltbeton-Dichtung anzuordnen. Zur Überwachung des tatsächlichen Verhaltens der quellfähigen Tone wurden Messquerschnitte eingerichtet.

6 Dynamische Einwirkungen

Für diejenigen Bereiche, in denen entsprechend dem Quellhebungs-Nachweis innerhalb der Zone der Unteren Tragschicht (bis 3 m unter Schienenoberkante) TA- und TM-Böden verbleiben, wurde vom Planer vertragsgemäß der Nachweis der dynamischen Stabilität nach den in der Vorausgabe RIL 836, Stand 1997, empfohlenen, im Wesentlichen empirisch begründeten Regeln geführt. Wegen noch offener Fragen zur Anwendung dieser Regelungen wurde in der vorläufigen Endfassung der Richtlinie RIL 836 vom Dezember 1999 auf die Übernahme der empirischen Regeln verzichtet und von der DB dazu aufgerufen, bis zum Vorliegen detaillierter Vorgaben eine Bewertung der dynamischen Einflüsse im Sinne einer dynamischen Bemessung durchzuführen. Unter diesem Aspekt wurde für die geotechnische Prüfung erstmals in der Praxis das von Hu et. al. (2003) beschriebene Verfahren zum Nachweis der dynamischen Stabilität auf der Basis der dynamischen Scherdehnung γ angewandt.

Dazu wird zunächst aus der Entwurfsgeschwindigkeit v_e unter Berücksichtigung von Oberbauform und -zustand die tiefenabhängige, resultierende effektive Schwinggeschwindigkeit $v_{res,eff,z}$ für die zu betrachtenden Bodenschichten unter dem Fahrweg ermittelt. Mit den Scherwellengeschwindigkeiten des Bodens c_s , die mit dynamischen ResCol-Versuchen bestimmt werden oder mit dem statischen Verformungsmodul E_{v2} bzw. der Dichte des Bodens ρ abgeschätzt werden können, ergibt sich daraus die rechnerische dynamische Scherdehnung im Betriebszustand γ . Diese dynamische Scherdehnung wird mit den Scherdehnungsgrenzwerten - der volumetrischen zyklischen Scherdehnungsschwelle γ_{tv} und der linearen Scherdehnungsschwelle γ_{tl} des betreffenden Bodens, verglichen. Die beiden Scherdehnungsgrenzwerte γ_{tv} bzw. γ_{tl} können entweder durch bodenspezifische ResCol-Versuche unter definierten Bedingungen bestimmt werden, oder anhand der von Vucetic (1994) veröffentlichten Ergebnisse abgeschätzt werden (Bild 4).

Ist $\gamma \leq \gamma_{tl}$, dann verhält sich der Boden linear elastisch, die dynamische Stabilität ist gewährleistet. Bei $\gamma \geq \gamma_{tv}$ ist die dynamische Stabilität nicht gewährleistet, der Fahrweg versagt nach relativ wenigen Lastzyklen. Für $\gamma_{tl} < \gamma < \gamma_{tv}$ treten in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen bleibende, plastische Verformungen auf, d. h. unter Eisenbahnbetrieb stellen sich mit der Zeit zunehmende Setzungen ein. In diesem Fall ist für die dynamische Stabilität unter langzeitigen dynamischen Einwirkungen das zweite Kriterium zu überprüfen, ob die plastischen Verformungen das zulässige Maß einhalten. Das Nachweiskriterium ist in Tabelle 1 wiedergegeben.

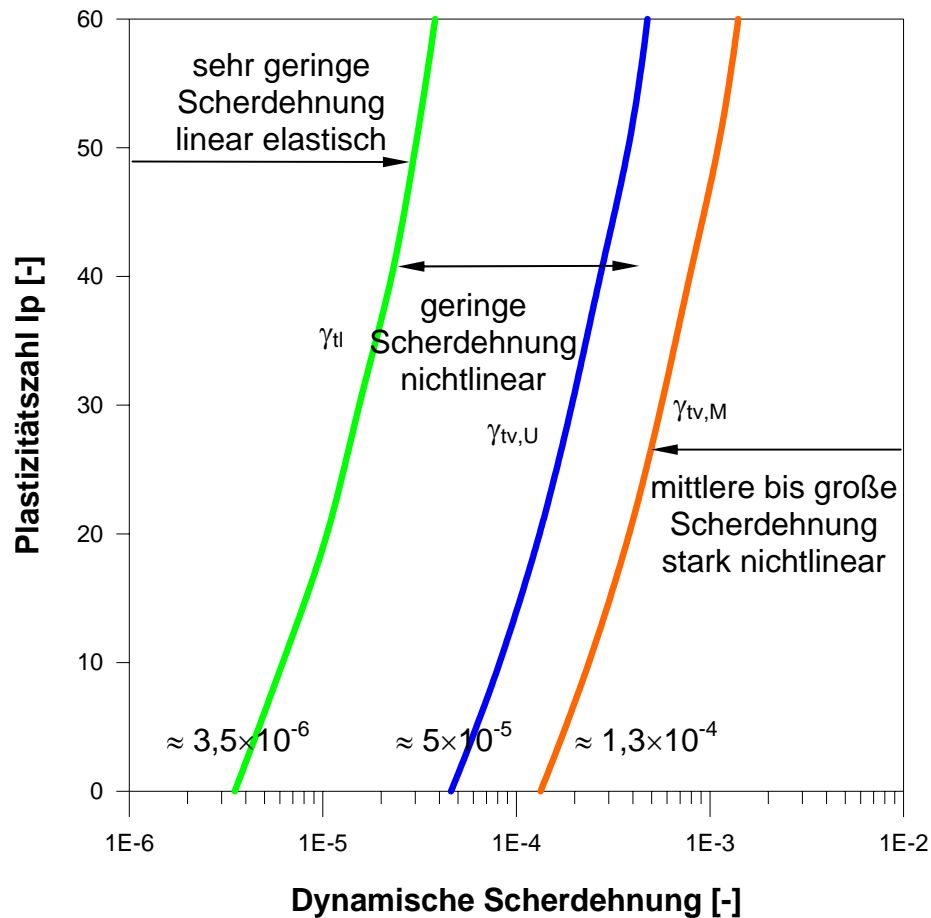


Bild 4 Scherdehnungsgrenzen γ_{tv} bzw. γ_{tl} in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p , Mittelwerte $\gamma_{tv,M}$ und untere Grenzwerte $\gamma_{tv,U}$, nach Vucetic (1994)

Bei der Prüfung der dynamischen Stabilität der Keuper- und der Liastone im Los Nord der NBS Nürnberg - Ingolstadt traf die letztgenannte Bedingung zu, mit der Konsequenz, dass die zu erwartenden, mit der Zeit zunehmenden Setzungen infolge der dynamischen Einwirkungen berechnet werden mussten. Für die Berechnung der Setzungen aus dynamischen Einwirkungen wurde das von Hu & Kempfert (2001) beschriebene Rechenmodell mit der Methode der finiten Elemente verwendet. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte bestätigt werden, dass für die unter dem Bodenaustausch-Polster verbleibenden TA- und TM-Böden sowohl die dynamische Kurzzeit-Stabilität gewährleistet ist, als auch dass die prognostizierten Langzeit-Setzungen das zulässige Maß nicht überschreiten. Voraussetzung für diese Aussage ist, dass die bei der Bauausführung angetroffenen Bodeneigenschaften nicht schlechter sind, als in den Berechnungen angenommenen. Dementsprechende Qualitätsanforderungen wurden formuliert und im Zuge der Qualitätssicherung vor Ort überprüft. Zur Beobachtung des tatsächlichen Verhaltens des Fahrwegs und des Unterbaus unter Eisenbahnbetrieb mit hoher Fahrgeschwindigkeit wurden zwei Messquerschnitte eingerichtet.

Dynamische Scherdehnung $\gamma = v_{res,eff}/c_s$	$\gamma \leq \gamma_{tl}$	$\gamma_{tl} < \gamma < \gamma_{tv,U}$	$\gamma \geq \gamma_{tv,U}$
Bodenverhalten	Linear elastisch	geringe Scherdehnung nichtlinear	große Scherdehnung stark nichtlinear
Stabilität unter Kurzzeitigen dynamischen Einwirkungen	erfüllt	erfüllt	nicht erfüllt
Stabilität unter langzeitigen dynamischen Einwirkungen	erfüllt	erfüllt, wenn $s_N \leq s_{v,z}$	nicht erfüllt
Langzeitsetzung infolge Eisenbahnverkehr s_N	Nachweis nicht erforderlich	Nachweis erforderlich	Versagen

Tabelle 1 Nachweiskriterium der dynamischen Stabilität

7 Sicherung der Einschnittböschungen

Aus den umfangreichen Baugrunduntersuchungen des 1. und des 2. Erkundungsprogramms waren für die Tone/Tonsteine der Formationen Feuerletten und Amaltheonton Scherfestigkeitsparameter für die Berechnung der Standsicherheit der geplanten Einschnittböschungen abgeleitet worden, die den Erfahrungen mit derartigen Verhältnissen entsprachen. Kurz nachdem die ersten tiefen, auf dieser Basis berechneten Einschnitte ausgehoben waren, traten an verschiedenen Stellen im Feuerletten lokale Rutschungen auf. Als Ursache für das Böschungsversagen wurde ein zu geringer Scherwiderstand auf fossilen Trennflächen mit ungünstiger Raumstellung erkannt (Bild 5). Die Trennflächen waren im frischen, großen Aufschluss auf der Böschung an ihrer grünen Färbung im ansonsten rotbraunen Tonstein relativ gut zu erkennen und konnten eingemessen werden. In punktuell ausgeführten Erkundungsbohrungen sind sie praktisch nicht festzustellen.

Die fossilen Trennflächen, die zum Teil etwas Wasser führten, zeigten bei genauerer Untersuchung Spuren von früher bereits aufgetretenen Gleitungen. Als Restscherfestigkeit wurde für diese Trennflächen im Labor ein Reibungswinkel von $\varphi_r = 12^\circ$ ermittelt. Irgend eine Regelmäßigkeit in der Raumstellung der fossilen Trennflächen war nicht zu erkennen, deshalb gestaltete sich die Bewertung der Böschungsstandsicherheit schwierig. Nur wenn die Trennflächen ungünstig orientiert waren, ging von ihnen eine Gefahr aus. Dies auf der Basis einer Detailaufnahme mit Sicherheit auszuschließen, verlangte von den Geologen vor Ort gründliche

Untersuchungen und ein hohes Maß an Verantwortungsbereitschaft. Die Erkenntnis, dass eine Einschnittsböschung nach ihrer Herstellung augenscheinlich ausreichend standsicher ist, kann in die Zukunft nicht einfach extrapoliert werden, weil sich Veränderungen, wie die Erweiterung von Klüften infolge Entspannung, örtliche Zu- oder auch Abnahme der Gebirgs-Durchlässigkeit und damit der Bergwasser-Verhältnisse, langfristig ungünstig auf die Standsicherheit von Klüftkörpern auswirken können. Von vorn herein alle Einschnittsböschungen als gefährdet zu betrachten, war nicht gerechtfertigt und hätte sehr hohe Kosten für Sicherungsmaßnahmen zur Folge gehabt. Schließlich wurden nach gründlichen Untersuchungen der geologischen Verhältnisse vor Ort mit Detailaufnahmen in Schürfen diejenigen Bereiche festgelegt, in denen das Auftreten ungünstig orientierter Trennflächen nicht ausgeschlossen werden konnte. In diesen Bereichen bestand ohne besondere Sicherungsmaßnahmen ein unvertretbares Sicherheitsrisiko. Deshalb wurde hier eine nachträgliche Verdübelung der Böschung mit Bohrpfählen ausgeführt. Die Bemessung der Dübel erfolgte für die Defizitkräfte, die sich rechnerisch zur Erzielung der vereinbarten – gegenüber DIN 4084 reduzierten - Sicherheitsbeiwerte für den außerplanmäßigen Lastfall bei Berechnung der Böschungsstandsicherheit mit Restscherfestigkeit auf den potenziellen ebenen Gleitflächen ergaben.



Bild 5 Erkundungsschurf im Feuerleitetonstein mit fossilen Trennflächen

8 Zusammenfassung und Schlussbemerkung

Beim Bau der mit einer Festen Fahrbahn ausgestatteten Hochgeschwindigkeits-Eisenbahn NBS Nürnberg – Ingolstadt wurden Tonsteine und ausgeprägt plastische Tone der Formationen Feuerletten und Amaltheenton angetroffen. Wegen ihrer zeitabhängigen Spannungs-Verformungsbeziehungen, die nicht zu vernachlässigende Kriechverformungen bewirken, konnten die Tone dieser Formationen für die Schüttung der Eisenbahndämme für den FF-Oberbau nicht verwendet werden.

In Einschnitten mussten zur Begrenzung der zeitabhängigen Sohlhebungen infolge möglicher Quellvorgänge ein teilweiser Bodenaustausch im Bereich der Unteren Tragschicht und Maßnahmen zur Verhinderung ungleichmäßigen Wasserzutritts ausgeführt werden. Für die Festlegung der Aushubtiefe des Bodenaustauschs waren hinsichtlich der möglichen Quellhebungen und hinsichtlich der dynamischen Stabilität geotechnische Nachweise zu führen, für die es in den bauaufsichtlich eingeführten Technischen Bestimmungen keine Regeln gibt. Daher wurden beim Entwurf und bei der bautechnischen Prüfung wissenschaftlich begründete Methoden angewandt. Insbesondere für die Bewertung der dynamischen Stabilität, bzw. zur Prognose der Langzeitsetzungen infolge dynamischer Einwirkungen aus dem Eisenbahnbetrieb, wurde für die Prüfung ein neu entwickeltes Verfahren angewendet, bei dem die dynamische Scherdehnung als maßgebender Parameter betrachtet wird. Die bautechnische Prüfung der mit den Entwurfsunterlagen erstellten geotechnischen Nachweise erfolgte im ständigen Dialog zwischen Aufsteller und Prüfer. Auf diese Weise konnte Zeit gespart und auf neue Erkenntnisse über die vor Ort bei der Bauausführung angetroffenen geologischen Verhältnisse schnell reagiert werden. So wurden für die Einschnittsböschungen, deren Standsicherheit durch fossile Trennflächen, die erst bei der Bauausführung erkannt werden konnten, die erforderlichen Sicherungsmaßnahmen von den beteiligten Sachverständigen gemeinsam festgelegt.

Literatur

DB ProjektBau, Projektzentrum Nürnberg Großprojekte: ICE-Neu- und Ausbaustrecke Nürnberg – München, Daten und Fakten, 26.09.2003

Eisenbahn-Bundesamt: Richtlinie Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln 07.1997 mit Ergänzungen 11.2001

Eisenbahn-Bundesamt: Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und Hochbau (BAU) 10.1998

Deutsche Bahn: Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn

DB Netz Richtlinie 836 Erdbauwerke planen, bauen und instand halten. Fassung vom 20.12.1999

NBS Nürnberg – Ingolstadt, Geotechnische Berichte über 1. und 2. Erkundungsprogramm (unveröffentlicht).

Fredlund D., G. & Rahardjo, H. (1993)
Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons 1993.

Dürrwang R., Schulz G. & Neidhart T. (1999)
Erdbauwerke für Hochleistungsstrecken, Neues Konzept. Eisenbahningenieur 8/99, S.20 -23

Grob, H. (1972)
Schwelldruck im Blechtunnel. In: Grob, H, und Kovari, K. Berichte, Internationales Symposium für Untertagebau, Luzern, S. 98 - 119

Hu Y., Gartung E., Prühs H. & Müllner B. (2003)
Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr. Geotechnik 2003/1 S. 42-56

Hu Y. & Kempfert H.-G. (2001)
Numerische Modellierung der Langzeitverformungen von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung. Bauingenieur 76, Nr. 6

Vucetic, M. (1994)
Cyclic threshold shear strain soils. J. Geotech. Engrg., ASCE, 120(12)

v. Wolffersdorf, P.-A., Hempel, M. & Raithel, M. (2002)
Bau einer Hochgeschwindigkeitsstrecke auf quellfähigem Untergrund. 12. Donau-Europäische Konferenz Geotechnisches Ingenieurwesen, S. 407-410