Zeitschrift: Bulletin für angewandte Geologie

Herausgeber: Schweizerische Vereinigung der Petroleum-Geologen und –Ingenieure; Schweizerische Fachgruppe für Ingenieur-Geologie

Band: 8 (2003)

Heft: 2

Artikel: Sicherung eines geordneten Abraumfeldes im Steinbruch Gundelsheim

Autor: Obermeyer, Hennes / Retzlaff, Jan

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-224301

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 26.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Bull. angew. Geol. Vol. 8/2 Dezember 2003 S. 37-46

Sicherung eines geordneten Abraumfeldes im Steinbruch Gundelsheim

Hennes Obermeyer[1], Jan Retzlaff[2]

Zusammenfassung

Die Sicherungsmaßnahmen im Steinbruch Gundelsheim spiegeln die Komplexität geologischer und geotechnischer Zusammenhänge wieder. Neben der sehr differenzierten Betrachtung der geologischen Ausgangssituation war es erforderlich über konventionelle Lösungen hinaus Modelle zu entwickeln, die nachvollziehbar erfolgversprechend sind.

Dies gelang mit dem Modell der geogitterbewehrten Schwergewichtswand. Da charakteristische Bodenkenngrößen des Füllmaterials nicht zu ermitteln waren und weitere Berechnungsparameter nur abgeschätzt werden konnten, waren die benutzten analytischen Methoden mit zusätzlichen Ungenauigkeiten behaftet. Weil ihre Berechnungsalgorithmen aber schnell und einfach zu evaluieren sind boten sie die erforderliche Flexibilität für die Abwandlung üblicher Berechnungsansätze. Eine normenkonforme Bemessung des Bauvorhabens war nicht möglich. Entsprechend der daraus resultierenden geotechnischen Kategorie GK 3, dem die Sicherungsmaßnahmen zu zuordnen sind, werden umfangreiche Überwachungs- und Kontrollmessungen durchgeführt.

1. Problemstellung

In Gundelsheim am Neckar werden im Schotterwerk «Karl Majer» der bmk Steinbruchbetriebe GmbH & Co. KG die Gesteine des Hauptmuschelkalks abgebaut. Die Produkte in verschiedenen Qualitätsstufen finden Verwendung im Tief-, Straßen, und Wasserbau.

Abbautechnisch erfolgen nach dem Lösen mittels Lockerungssprengung das Laden mit einem 65t-Hochlöffelbagger und das Transportieren mit Schwerlastkraftwagen (SKW) in die etwa 600 m entfernt gelegene Aufbereitungsanlage. Problematisch ist die behördliche Genehmigungspraxis, die stets nur kleinste Parzellen zum Abbau freigibt und diese Abbaugenehmigung an die Bedingung der abgeschlossenen Renaturierung älterer Abbaue koppelt. Jedes Abbaufeld wird deshalb unmittelbar bei Erschöpfung der Vorräte wieder verfüllt. Neu zu erschließende Abbaufelder sind von den älteren, renaturierten Abbaufeldern durch Felsriegel getrennt. Diese Felsriegel ermöglichen scheinbar ein übersteiltes Deponieren der Verfüllungsmassen, die mehrheitlich aus Abraum der überlagernden Keuper-Schichten, Produktionsrejekten, aber auch angenommenem Erdaushub bestehen. Die ausreichende Stabilität der Felsriegel wurde bislang auf der Erfahrung, dass in den Muschelkalkschichten nahezu senkrechte Abbauwände standfest sind, angenommen. Im nördlichen Abbaufeld des Schotterwerks befand sich im Jahre 1999 als östliche Begrenzung eines Abbaufeldes ein Felsriegel mit dahinter aufgefülltem Abraum aus früheren Aktivitäten. Dieses ca. 150 m lange, von Südsüdwest nach Nordnordost laufende Felsband mit einer Kronenmächtigkeit von 6 m und einer Basisdicke von 10 bis 12 m hatte eine Höhe über Abbausohle von 33 bis 35 m (s. Fig. 1 und 2). Im Juli 1999 wurden im Schotterwerk Majer auf der im Steinbruch angelegten Halde und auf dem Riegel Risse entdeckt. Diese Risse deuteten auf eine Entfestigung des Felsriegels mit bevorstehender Massenbewegung hin.

Geotechnische und geodätische Messungen ergaben Bewegungsraten von 0,5 bis 0,8 cm/d sowohl auf zwei durch Inklinometermessungen nachgewiesenen Gleitflächen als auch an der Oberfläche. Daraus wurde eine translatorische Bewegung des Felsriegels mit zunehmender Entfestigung postuliert. Gestützt wurde die gutachterliche Bewertung durch deutlich sichtbare, durchgehen-

[1] Ceres GmbH, Staffort
[2] Colbond Geosynthetics GmbH, Obernburg

de Vertikalrisse, Wasseraustrittsmarken und zunehmende Steinschlagaktivitäten. Im Laufe des Herbstes 1999 wurde der Steinbruchbetreiberin geraten, die Teile des Felsriegels gezielt zu sprengen, um so die gefährliche Felssturzsituation in eine weniger gefährliche Rutschsituation umzuwandeln. Ursächlich für die gesamte Malesse war neben der, durch die behördliche Genehmigungspraxis aufgezwungene Verfüllungsweise, auch die Fehlbewertung des abzubauenden Gesteins hinsichtlich seiner Standfestigkeit bei horizontaler Schubbelastung. Der Laie vermutet hinter dem Begriff «Muschelkalk» einen fossilreichen, harten Kalkstein, den er im Vorbeifahren an vielen Straßenrändern als Verwitterungshärtling erkennt. Tatsächlich bestehen die Gesteine des Hauptmuschelkalks neben den prominenten Kalksteinbänken hauptsächlich aus Kalkmergelstein, Mergelstein und Tonstein. Vor allem die «Plattenkalke» der mittleren Partie bestehen eigentlich aus plattigen Kalkmergelsteinen die durch Tonsteine voneinander getrennt sind. In diesem Teil der Schichtfolge ist der Anteil des nicht verwertbaren Rohmaterial und damit der Produktionsrejekte mit bis zu 50% sehr hoch. Für die Bewertung der Standfestigkeit von Felsriegeln gegenüber dem Schub übersteilter Erdmassen ist stets das schwächste Glied der Schichtenfolge heranzuziehen. Dies sind die Tonsteinlagen, die an der Atmosphäre innerhalb kürzester Zeit zu Tonen aufwittern. Die Grenzflächen zwischen den Tonsteinlagen und dem Muschelkalk erweisen sich als der Schwachpunkt des Systems. Kleinräumige Variationen der Schichtlagerung und tektonische Verstellungen sind als weitere bewegungs-begünstigende Faktoren zu berücksichtigen. Teilweise lagen die Trennflächen in Wirkrichtung des zu erwartenden Erddruckes aus dem Verfüllbereich des Abraumfeldes. Dadurch wurden Überlegungen zur Kraftaufnahme durch Formschluss ad absurdum geführt. Standsicherheitsnachweise waren weder für den beschriebenen Felsriegel noch für andere dieser natürlichen Stützbauwerke zu führen. Nachdem ursprünglich davon ausgegangen worden war, dass sich die Muschelkalkriegel als ausreichend stabil erweisen würden, musste vor dem Hintergrund der oben beschriebenen Messungen und Analysen ein Paradigmenwechsel eingeleitet werden. Die bei der Deponierung von Produktionsrejekten gewonnenen Erfahrungen zeigen, dass die als Stützwand gedachten Felsriegel alleine nicht ausreichend sind, deponierte Erdmassen gegen Rutschungen zu sichern. Vor diesem Hintergrund wurde nach konstruktiven Lösungen gesucht, um Massenbewegungen von Fels und Deponiematerial dauerhaft zu verhindern.

Fig. 1:
Luftaufnahme des Steinbruchs Gundelsheim. In der Bildmitte befindet sich das Abbaufeld, das im Rahmen der Renaturierung aufzufüllen war.

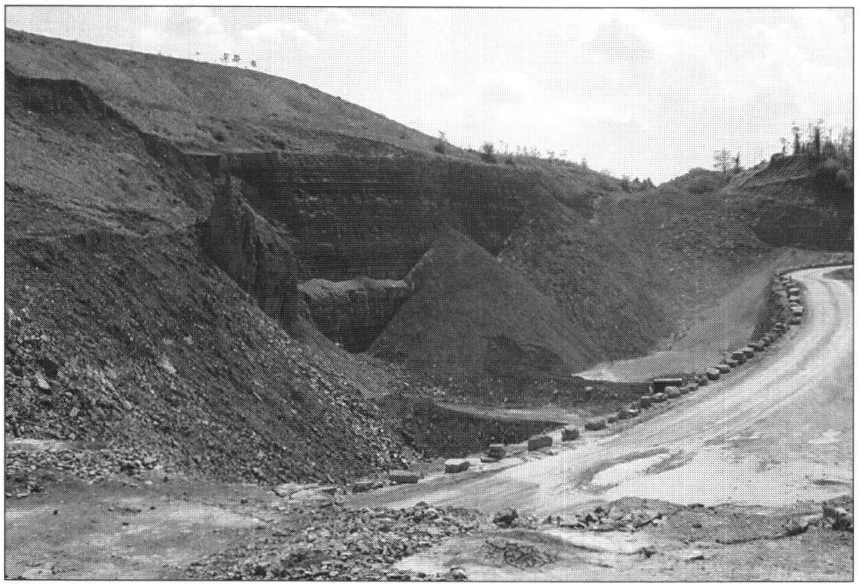

Fig. 2:
Blick in das, im Rahmen der Renaturierung aufzufüllende, Abbaufeld. Rechts der instabile Felsriegel, über dessen Krone eine Transportpiste verläuft.

2. Standsicherheit

2.1 Allgemeines

Durch die ungünstige Lage der Gleitflächen war eine Berücksichtigung des Riegels zur Sicherung der Verfüllung nicht möglich. Ziel war es deshalb den Riegel aufgrund seiner Geologie nicht mit horizontalen Einwirkungen zu beanspruchen. Die dann als Resultierende aus der Einwirkung des Erddrucks und dem Eigengewicht des Riegels parallel zu den Gleitflächen zwischen Muschelkalk und Tonsteinlagen wirken könnte.

2.2 Variantendiskussion

2.2.1. Abflachen der Böschung

Um die Sicherheit des Abraumfeldes an der Grundstücksgrenze zu gewährleisten wurden verschiedene Varianten betrachtet. Eine davon war die Geometrie bzw. das Profil des Deponiekörpers zu verändern. Mit der Abflachung der Böschung wäre eine erhebliche Verringerung des Deponievolumens einhergegangen. Dadurch hätten wieder neue Flächen für Abraummaterial erschlossen werden müssen. Da es sich bei dem Tagebau Gundelsheim aber um einen Steinbruch mit sukzessiver Gewinnung handelt, war diese Variante nicht umzusetzen und somit nicht zielführend.

2.2.2. Verwendung hydraulischer Bindemittel

Bei der Behandlung des Bodens mit hydraulischen Bindemitteln sind bestimmte Randbedingungen einzuhalten, damit eine Bodenverbesserung oder eine Bodenverfestigung zum erwarteten Erfolg führt. [SMO-01].

Eine Bodenverbesserung mit Kalk kann dann Sinn machen, wenn der zur Verfügung stehende Boden auf Grund seines zu hohen Wassergehaltes nicht zu bearbeiten, bzw. nur unzureichend zu verdichten ist. Mit der Zugabe z.B. von ca. 2-5 Gewichts-% Weißfeinkalk könnte der Wassergehalt des Bodens halbiert werden. Dies führt dann zu einer scheinbaren Erhöhung der Kohäsion durch eine Veränderung der Oberfläche der Bodenpartikel. Zum einen macht eine Kalkzugabe von über 5 Gewichts-% dieses Verfahren unökonomisch und zum anderen sinkt der Wirkungsgrad des Bindemittels für die Mehrzugaben, da der Einfluss auf die Oberflächenstruktur der Bodenpartikel sich einem Grenzwert annähert.
Zwischen den Feinstteilen des Kalksteins und der in einem Indexversuch ermittelten ausgeprägten Kohäsion von über 30 kN/m^2 besteht ein kausaler Zusammenhang, der gegen eine Zugabe von gebranntem Kalk zur Bodenverbesserung spricht.
Eine Bodenverfestigung, die in der Regel mit

Hilfe von Zement oder Kalk-Zement-Gemischen durchgeführt wird, stellt im Verhältnis zu den in einem Steinbruch zur Verfügung stehenden Materialien sehr hohe Anforderungen. Es kann beim Abraummaterial nicht die hierfür erforderliche Homogenität des Bodens oder eine limitierte Partikelgröße, die Steine ausschließt, ohne zusätzlichen Aufwand gewährleistet werden.

Das im Steinbruch zu deponierende Material stammt aus den unterschiedlichsten Bereichen. Zum einen ist es Deckmaterial, das direkt vom Aufschluss kommt und zum anderen Material das in der Brecheranlage abgesiebt wird. Neben den unterschiedlichen Korngrößen fallen auch verschiedene Volumenanteile der wechselnden Fraktionen an. Das erschwert die Ermittlung des Bedarfs an hydraulischen Bindemitteln zur Bodenverbesserung bzw. Bodenverfestigung und würde zu wechselnden Gewichtsanteilen des erforderlichen Bindemittels führen. In der Praxis heißt das, dass eine wirtschaftliche Umsetzung dieser Methode im Steinbruch Gundelsheim nicht möglich war.

2.2.3. Geokunststoffe

Vor dem Hintergrund, dass mit dem zur Verfügung stehenden Material zu arbeiten war, da dies der Grund der anzulegenden Abraumböschung ist, blieb neben den nur eingeschränkten Möglichkeiten von Zusatzstoffen noch die Alternative konstruktive Maßnahmen zu ergreifen.

Inkrementale Schubspannungen, die ihren Zuwachs sowohl mit zunehmender Tiefe unterhalb der Riegelkrone bis zur Aufstandsfläche des Riegels als mit der zunehmenden Höhe der aufgefüllten Böschung oberhalb des Riegels erfahren, waren ursächlich für die nicht ausreichende Standsicherheit der Wiederauffüllung.

Ein Abbau dieser Schubspannungen wäre nur in begrenzten Umfang möglich gewesen und zwar unmittelbar im mit Geokunststoffen bewehrten Bereich des Abraumfeldes. Die dahinter entstehenden Kräfte können durch Geogitter nicht abgeleitet werden. Ihnen musste ein Widerstand entgegen gestellt werden, der in der Lage ist die Schubspannungen dauerhaft zu absorbieren und den vorderen Riegel einwirkungsfrei zu halten. Dies hätte z.B. durch eine Schwergewichtsmauer gewährleistet werden können. Da sich eine solche Konstruktion weder in den Arbeitsablauf eines Steinbruchs einpassen ließ, noch deren Kosten vertretbar waren, musste eine Alternative gefunden werden, die der Modellvorstellung der Schwergewichtsmauer entsprach. Eine geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion als quasi-monolithischer Erdkörper kam dem Modell am nächsten.

Diese Herangehensweise erforderte zwei unterschiedliche Betrachtungsweisen. Es waren als erstes die Randbedingungen für die Abmessungen des Erdkörpers zu bestimmen, der in seiner Gesamtheit als eine Art Schwergewichtswand wirken soll. Danach galt es zu gewährleisten, dass mit der Geokunststoffbewehrung die Anforderungen an den Erdkörper als Quasi-Monolith erfüllt werden können.

3. UMSETZUNG DES MODELLS

3.1 Bewehrte Erde im Gesamtsystem

Um der beschriebenen Modellvorstellung zu entsprechen, musste der bewehrte Erdkörper selbst so standsicher sein, dass er in der Lage ist dauerhaft Kräfte aus dem hinteren Teil des aufgefüllten Abraumfeldes aufzunehmen und den Grenzriegel frei von horizontalen Kräften zu halten. Die getroffenen Massnahmen sind in der Figur 3 in einem Querprofil dargestellt. Die Bemessung dafür wird in Kapitel 3.3 beschrieben.

Aus den geologischen Erkundungen ließ sich schlussfolgern, dass horizontal verlaufende Tonsteinlagen vor allen anderen Versagensmechanismen maßgeblich sein wür-

den. Da die Wichte des Materials der Stützkonstruktion dem des Abraummaterials dahinter entspricht, konnte nicht davon ausgegangen werden, dass sich durch ein höheres Gewicht der Stützkonstruktion ein größerer Gleitwiderstand erreichen ließe. Durch die Böschungsneigung, die vom Riegel hin ansteigt, ist der horizontale Anteil des aktiven Erddrucks eher größer als der des Erdwiderstandes der Stützkonstruktion alleine. Deshalb waren zusätzliche Widerstände zu implementieren.

Der untere Bereich des Abbraumfeldes zwischen den beiden Riegeln war mit einem locker gelagerten Feinstmaterial aus der Brecheranlage bedeckt, dass sich auf Grund seines hohen Wassergehaltes und der Einkörnigkeit nicht verdichten ließ. Für diesen Bereich wurden Setzungen von mindestens 0,80 m prognostiziert. Damit sackte die komplette Stützkonstruktion sukzessive mit dem Einbau des Abraummaterials unter die außerhalb des Steinbruches liegende Geländeoberkante. Damit wurde die Breite der wirksamen Riegelaufstandsfläche überproportional erhöht. Dementsprechend konnte von einem zusätzlichen Erdwiderstand ausgegangen werden, der über die Stützkonstruktion bis in den hinteren Teil der Auffüllung übertragen wird.

Derartig große Setzungen können ohne zusätzliche Maßnahmen nur von einem duktilen System gewährleistet werden. Hier ergänzen sich das Kraft-Dehnungsverhalten von Geokunststoffen und das Scher-Verformungsverhalten von Böden sehr gut. Das Vermögen von Böden Scherverformungen aufzunehmen liegt zwischen 0 und 2% Verformung, bei stark kohäsiven Böden evtl. auch höher. Nach einer Anfangsdehnung erreicht die Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen, abhängig vom verwendeten Polymer, der Struktur des Geokunststoffes und der Zugfestigkeit, ab 2% Dehnung relevante Werte. Damit schließt sich der Kreis der sich ergänzenden Baustoffe Boden und Geokunststoff.

3.2 Wirkungsweise der Geokunststoffe innerhalb des bewehrten Erdkörpers

Ein Ansatzpunkt dafür sind die Eigenschaften des Bodens, die in einem statischen System seinen Schwachpunkt darstellen. Auch die vorher genannten Maßnahmen stellten auf diese Eigenschaften ab. Die Erhöhung der Kontaktreibung zwischen den Bodenteilchen bei der Bodenbehandlung mit hydraulischen Bindemitteln kann als eine Art Erhöhung der Zugfestigkeit des Bodens angesehen werden. Richtig ausspielen kann der Boden seine positiven Eigenschaften aber erst, wenn auch seine Druckstabilität ausgenutzt wird. Das ist aber immer nur dann der Fall, wenn Druckspannungen, wie sie z.B. aus Schubbeanspruchungen entstehen, in einem räumlich begrenzten Umfeld aufgenommen werden können. Dieser Halbraum kann durch flächige und insbesondere gitterförmige Zugelemente begrenzt werden. Durch die Interaktion zwischen Boden und Geogitter können bis zum Gleichgewichtszustand, der von verschiedenen Randparametern genauer bestimmt werden kann, Schubspannungen aufgenommen werden. Das Kraftaufnahmevermögen dieser Wechselbeziehung wird durch den möglichen Widerstand, den die einzelnen Elemente des Geokunststoffes aufbauen können limitiert. Im Falle von Geogittern aus monolithischen Stäben ist dies die Einleitung der Kräfte in die Zugstäbe über den Widerstand der durch Delatanz und Gewölbewirkung vor den Querstäben aktiviert wird. Dieser Widerstand lässt sich aus dem Scher- und Herausziehwiderstand des im Boden eingebetteten Geokunststoffes im Modellversuch bestimmen. Die so ermittelte einseitige Scherspannung bzw. insbesondere der im Herausziehversuch ermittelte Grenzflächenreibungsbeiwert μ erlauben eine, wie in Gleichung [1] dargestellt, auflastabhängige Berücksichtigung des Interaktionsverhaltens zwischen Geokunststoff und Boden.

$$F_Z = \frac{\left(\gamma_{Boden} \cdot h + P\right) \cdot l \cdot \mu \cdot \tan\varphi}{\gamma_B} \qquad [1]$$

F_Z Erforderliche Zugfestigkeit des Geogitters, um den Herausziehwiderstand aufzunehmen

γ_{Boden} Wichte des Bodens über der Geokunststofflage

h Höhe der Bodenüberdeckung der Geokunststofflage

P Zusätzliche Auflast

l Verankerungslänge des Geokunststoffes im rückhaltenden Bereich

μ Grenzflächenreibungsbeiwert für das Herausziehen

φ Innerer Reibungswinkel des Bodens

γ_B Sicherheitsbeiwert für den Herausziehwiderstand

Die auf diese Weise induzierbare Kraft bestimmt die erforderliche Zugfestigkeit des Geokunststoffes, zeigt aber auch gleichzeitig auf, ob mit der zur Verfügung stehenden Einbindelänge die durch den Geokunststoff zur Verfügung gestellte Zugfestigkeit ausgenutzt werden kann.

3.3 Bemessung

Mit der Auswahl des statischen Systems für die analytische Berechnung der geplanten Erdkonstruktion musste die Geometrie vereinfacht werden. Ziel der Berechnung war es den Riegel im Grenzbereich des Steinbruchs von Einwirkungen aus dem Verfüllbereich weitgehend frei zu halten. Deshalb wurde der Riegel frei geschnitten und die Schnittgrößen zu Null gesetzt. Eine freistehende Stützkonstruktion erfüllt dieses Schnittmodell.
Die Randbedingungen für den bewehrten Erdkörper wurden mit folgen den Überlegungen festgelegt.

- Die bewehrende Wirkung der Geogitter sollte möglichst nahe am Optimum liegen. D.h. wenn sie schon eingesetzt werden, dann sollen sie möglichst über ihre gesamte Länge wirken. Das Kraftaufnahmevermögen der Geogitter nimmt, wie in Gleichung [1] zu erkennen, mit der Auflast zu.

- Mit der Betrachtung des bewehrten Erdkörpers als Quasi-Monolith sollte die Resultierende seiner Gewichtskraft im inneren Kernbereich seiner Aufstandsfläche liegen, so dass eine Ausmittigkeit nicht zum Verkippen oder zu ungewollten Deformationen an der Böschungsfront führen würde.

- Gleichzeitig sollten die zu erwartenden Setzungen durch einen, entlang der Vertikalen symmetrischen, Erdkörper vergleichmäßigt werden. Dadurch ließ sich eine zu starke Beanspruchung des Verformungsbereiches zwischen Stützkonstruktion und Muschelkalkriegel vermeiden.

- Die Einwirkungen aus dem Hinterfüllbereich der Stützkonstruktion sollten möglichst schnell absorbiert werden. Dies kann z.B. durch ein Auflegen der Stützkonstruktion auf den Hinterfüllbereich erreicht werden.

Mit diesen Ideen wurden die Bemessung begonnen. Wobei relativ schnell die deutsche Normung ausschied, weil sie keine Möglichkeit der Berücksichtigung von Verformungen bietet. Die in [DIN 1054] beschriebenen Grenzzustände und Lastfälle ließen die vom Betreiber des Steinbruches geforderte ökonomische Bauweise nicht zu. Deshalb wurde auf den Britisch Standard [BS 8006] zurückgegriffen. Der mit seinem Servicestability Limit State (SLS) einen Versagensmechanismus beschreibt, der erst dann eintritt, wenn grenzwertige Verformungen überschritten werden. Damit konnten allein die aus den Berechnungen resultierenden Sicherheiten von 1,4 nach [DIN 1054] auf 1,0 nach [BS 8006] für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit (servicestability limit state) reduziert werden. Dies war ohne

Probleme möglich, da durch den Freischnitt der Böschung und die Setzungen dem System zusätzliche Sicherheiten innewohnen, die sonst in einer analytischen Bemessung nicht explizit erfasst werden können.

Hierbei wurden folgende Grenzbedingungen berücksichtigt:

- Setzungen der Stützkonstruktion
- Verformungen der Stützkonstruktion durch Dehnungen in der Bewehrung
- Verformungen der Stützkonstruktion durch Kriechsetzungen des Füllmaterials

Da der Umfang dieser Verformungen im Steinbruch Gundelsheim grundsätzlich toleriert werden konnte und es somit keine Rechtfertigung für kostspielige präventive Maßnahmen zu einer weitergehenden Verringerung der Verformungen gab, wurden die Verformungen in die weiteren Planungen mit einbezogen.

Am Ende dieser mit EnkaSlope [LES-03] durchgeführten Berechnungen war ein Mittelweg hinsichtlich der Böschungsneigung an der Front zu finden. Kalkulationen mit variierenden Böschungsneigungen b zwischen 60° und 80° und ein Abwägen der verschiedenen Randbedingungen führten zu der Festlegung von b = 71°.
Die gemeinsame Höhe der mit 71° geneigten Stützkonstruktion und dem Riegel beträgt ca. 18 m. Auf der sicheren Seite liegend, wurden für diesen Bereich, ohne weiteren Nachweis durch einen Verformungskeil, die Vorraussetzung für maximal 10 % Verformungen am Böschungsfuß geschaffen. Die mechanischen Eigenschaften der Geogitter und das Verformungsverhalten des kohäsiven Füllbodens lassen aber auf theoretische Maximalverformungen von 5 % schließen.
Der Verformungskeil wurde zwischen Stützkonstruktion und Riegel mit einer Sohlbreite von 2 m vor dem Böschungsfuß aufgebaut.

Ein Kippnachweis für die gesamte Stützkonstruktion ließ sich nicht führen, da durch die lasche Gründung und den setzungsempfindlichen Untergrund kein Drehpunkt für ein Kippen definiert werden kann. Ein ersatzweise detaillierter Nachweis der Ausmittigkeit war nicht erforderlich, da diese auf Grund des günstigen Verhältnisses von der Höhe der Stützkonstruktion zur Einbindelänge der Geogitter nicht relevant war. [DGG-97]. Daneben haben alle Berechnungen gezeigt, dass für die Beurteilung der Gesamtstandsicherheit die Gleitflächen auf den Tonsteinlagen vor allen anderen Versagensmechanismen maßgeblich sind.

Als besondere Herausforderung war die Modellierung der Bodenverhältnisse anzusehen. Die geologischenVerhältnisse des Untergrundes sowie das inhomogene und teilweise unbekannte Füllmaterial verlangten nach einer detaillierten Beschreibung, die jedoch mit den zur Verfügung stehenden analytischen Verfahren nicht möglich war. Numerische Verfahren wurden gar nicht erst in Betracht gezogen, da mit den in Finite-Elemente-Programmen implementierten Stoffgesetzen die Wechselwirkungen von Geogittern und Boden für die zu erwartenden Verformungen nicht befriedigend nachvollzogen werden können. Für Berechnungen nach der Diskreten-Elemente-Methode stehen für so komplexe Zusammenhänge derzeit keine ausreichenden Rechnerkapazitäten zur Verfügung.
Deshalb musste auf Indikationen aus bodenmechanischen Untersuchungen, z.B. Scherversuche, zurückgegriffen werden. Diese wurden als Ausgangsparameter in die Berechnungen einbezogen und danach als Mindestanforderungen für das zu verwendende Füllmaterial festgelegt.

Aus Scherversuchen wurde ein Innerer Reibungswinkel φ für das Feinmaterial von 32° bei einer Kohäsion c von 33,5 kN/m² ermittelt. Die hohe Kohäsion ist auf den Kalkstaub aus der Brecheranlage zurückzuführen. Da sich das Füllmaterial sowohl aus nichtverwertbarem Material der Brecheranlage als auch aus

Deckboden und ungebrochenem Material aus der Wand zusammen setzte, konnten diese Werte nicht als charakteristisch angesehen werden.

Durch die für ein solches Bauwerk relativ lange Bauzeit und die kontinuierliche Verdichtung der einzelnen Lagen wurde in der Berechnung eine verminderte Kohäsion von 20 kN/m² berücksichtigt. Die zeitliche Verzögerung hat es ermöglicht Anfangssetzungen abklingen zu lassen, wobei durch die kontinuierliche Verdichtung mit einer Schaffußwalze Rissbildungen in der Kornstruktur des Füllmaterials vorgebeugt wurde. Es konnte von optimalen Bedingungen für den Ansatz der Kohäsion ausgegangen werden. Ansonsten ist eine möglicherweise auftretende Kohäsion nur nach eingehender Überprüfung mit in die Berechnungen einzubeziehen. In Zweifelsfällen darf sie nicht mit angesetzt werden, da ihre Auswirkungen auf die rechnerische Standsicherheit erheblich sind. Da es sich innerhalb des Füllmaterials um ein gepuffertes System handelt, liegt der pH-Wert trotz des hohen Kalkstaubanteils dauerhaft zwischen 6,75 und 8,30, so dass hinsichtlich der Umgebungseinflüsse keine Abminderungen der Langzeitzugfestigkeit der Geogitter aus Polyester vorgenommen werden mussten.

3.4 Dränung

Die Indexversuche, die mit den Füllmaterialien durchgeführt wurden, ließen eine Wasserdurchlässigkeit von $k_f = 1 \times 10^{-5}$ erwarten. Das Haldenmaterial hat damit eine wesentlich geringere Durchlässigkeit als der umgebende Muschelkalk mit $k_f = 1 \times 10^{-3}$ bis 1×10^{-4}. Dadurch konnte die Wasserumläufigkeit als gesichert angenommen werden.
Ursprünglich wurden im Bereich der Aufstandsfläche noch Dränleitungen diskutiert, deren Einsatz statisch jedoch nicht zugesichert werden konnte. Zu dem aus der Gewichtskraft von 12 m Überdeckung hohen Scheiteldruck kamen noch die zu erwartenden Deformationen innerhalb des Verformungskeils, so dass keine standardisierten Rohre verwendet werden konnten.
Um von der Böschung abfließendes Oberflächenwasser fassen und schadlos abführen zu können, wurde stattdessen im oberen Bereich des Verformungskeils riegelseitig ein Dränkeil hergestellt. Für diesen wurde klassifiziertes Material in einen Vliesstoff eingeschlagen. Über drei Durchbohrungen des Riegels mit einem Durchmesser von 100 mm

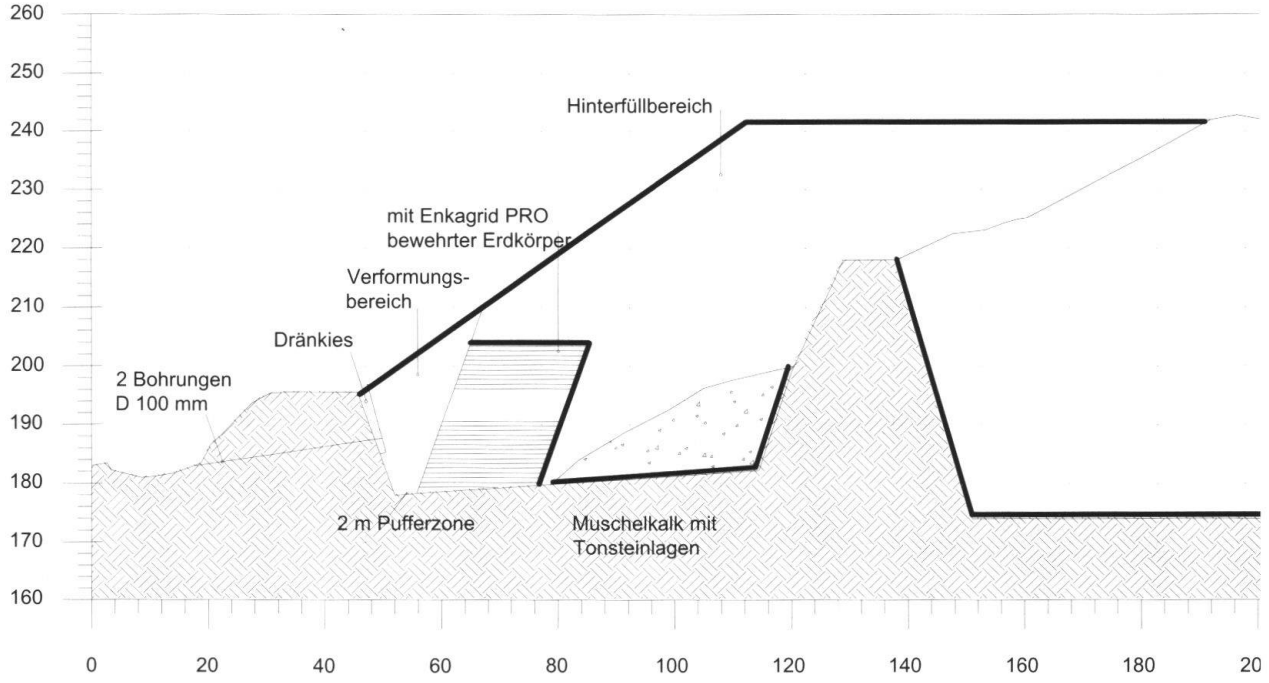

Fig. 3: Repräsentativer Profilschnitt des zu sichernden Abraumfeldes

kann das Wasser aus dem Dränkeil abfließen und wird auf der gegenüberliegenden Seite des Riegels in einer Mulde gesammelt.

4. Einbau

Zu Beginn der Arbeiten befand sich auf der Sohle des Abbaufeldes ein nicht begehbarer Kalksteinstaubbereich, dessen Tragfähigkeit so gering war, dass er selbst mit Moorraupen nicht zu befahren war. Diese an Seilen gesicherten Geräte mussten von den im Steinbruch zur Verfügung stehenden Schwerlastkraftwagen wieder herausgezogen werden. Aus diesem Grunde wurden zunächst ein Vliesstoff und eine Lage Geogitter Vor-Kopf ausgelegt. Anschließend wurde ein ca. 0,40 m mächtiger Mitteldamm aus hochwertigem, gebrochenem Material geschüttet, von dem aus dann mit SKWs der weitere Aufbau vorgenommen werden konnte. Die ersten drei Geogitterlagen wurden mit einem Lagenabstand von 0,40 m eingebaut. Um Porenwasserüberdruck so weit wie möglich zu vermeiden, wurden die untersten Lagen nach jeweils 0,40 m nur statisch verdichtet.
Die darüber eingebauten Schichten mit einem Lagenabstand von 0,80 m der Geogitter wurden kontinuierlich mit einer oszillierenden Schaffußwalze verdichtet, so dass die Verdichtungsvorgänge etwa alle 0,30 m vorgenommen wurden.

Damit während der Einbauphase anfallen-

Fig. 4: Das teilweise aufgefüllte Abbaufeld während den Einbauarbeiten.

des Regenwasser den Bauablauf nicht negativ beeinflusst, wurden die einzelnen Bodenschichten mit einem leichten Gefälle zum Hinterfüllbereich hin eingebaut und das Wasser dort in einer Mulde gesammelt und in die seitlichen Randbereiche abgeleitet. Dadurch konnte auch gleichzeitig, das die bereits bestehende Böschung herabfließende Wasser vor der Stützkonstruktion gefasst und abgeführt werden.
Dem Steinbruch stand Personal zu Verfügung, das schon mit Geokunststoffen gearbeitet hatte, so dass die Mitarbeiter die Installation selbst vornehmen konnten. Dies war ganz besonders von Vorteil, da neben den verwendeten Baumaterialien die Qualität der Installation von entscheidender Bedeutung ist.

5. Messtechnische Überwachung

Da das Bauvorhaben auf Grund seines technischen Anspruches der Geotechnischen Kategorie GK 3 zu zuordnen war, sind neben den periodischen Messungen mit dem CERESkop umfangreiche Messapparaturen des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal installiert worden. Durch das Messen natürlicher gepulster elektromagnetischer Felder mit dem CERESkop können die Spannungszustände und Veränderungen derselben im Muschelkalkriegel ermittelt werden.
Zusätzlich erlauben die kontinuierlichen Dehnungsmessungen des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesens an den Geogittern Rückschlüsse auf deren Ausnutzungsgrad.
Derzeit zeigen beide Messserien keine nennenswerten Veränderungen im bewehrten Erdkörper oder zusätzliche Beanspruchungen des Muschelkalkriegels.

6. Schlussfolgerungen

Die durchgeführte Maßnahme hat gezeigt, dass auch 36 m hohe Erdbauwerke in geokunststoffbewehrter Bauweise möglich sind. Dabei ist mit in Betracht zu ziehen, dass herrschende Modellvorstellungen die tatsächlichen Gegebenheiten nicht immer befriedigend widerspiegeln. Die Ermittlung charakteristischer Kenngrößen stellt dabei u. U. ein besonderes Problem dar.
Oftmals sind Vliesstoffe und Geogitter die einzige Möglichkeit gering tragfähige Flächen begeh- und befahrbar zu machen.
Bauwerke der geotechnischen Kategorie GK 3 sind zu überwachen, wobei die dafür notwendige Instrumentierung sorgfältig auszuwählen sind. Um aus den Ergebnissen ein sinnvolles Bild zu erhalten, sind verschiedene Messmethoden miteinander zu kombinieren.

Literatur

[SMO-01] Smoltczyk, U. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren. Berlin: Ernst & Sohn, 2001.

[DGG-97] DGGT (Hrsg.): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO. Berlin: Ernst &Sohn, 1997.

[BS-8006] Norm BS 8006: Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and other Fills. British Standards Institution (BSI), London: 1995.

[DIN-1054] Norm DIN 1054: Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.. Berlin: Beuth, 2003.

[LES-03] Leshchinsky, D.: EnkaSlope – Berechnungsprogramm auf der Basis von ReSlope der ADAMA Engineering, Inc. Bezugsquelle: Colbond Geosynthetics GmbH Obernburg in der jeweils aktuellen Version.