

Belastungsversuche an einem 1:1 Modell eines geogitterbewehrten Brückenwiderlagers

Dr.-Ing. Dimiter Alexiew

HUESKER Synthetic GmbH

1 Einleitung

Die Sicherung von Geländesprüngen mit Böschungen und Wänden aus geokunststoffbewehrter Erde hat sich in den letzten Jahren als Bauweise in Europa etabliert. Die Lösung verbindet mehrere Vorteile: Sie ist kostengünstig, lässt sich sehr gut an die Landschaft, an die gewollte Funktion und an geometrische Gegebenheiten anpassen. Höhe und Belastbarkeit sind praktisch kaum begrenzt, die Bautechnik ist einfach und fast witterungsunabhängig, die breite Palette von Geokunststoffbewehrungen erlaubt eine Optimierung. Solche Systeme wurden inzwischen unter Straßen und Eisenbahnlinien weltweit aber auch vielfach in Deutschland mit gutem Erfolg verwendet. Es war zu erwarten, dass man dann den nächsten Schritt macht und mit der geokunststoffbewehrten Erde (KBE) in einen „exklusiven“ konstruktiven Bereich „vordringt“, nämlich in den Brückenbau, genauer gesagt in den Bereich der Brückenwiderlager. Hierbei handelt es sich um schwerbelastete Bauwerke mit sehr hohen Anforderungen sowohl an die Tragfähigkeit, wie auch an Verformungen jeglicher Art. Was die Situation nicht einfacher machte und macht ist, dass solche Bauwerke fachlich einen Schnittpunkt von klassischen Konstruktionen (sprich Stahlbeton), Brückenbau, Bodenmechanik, Grundbau und dem darstellt, was man heute ab und zu „geosynthetic engineering“ nennt, mit allen entsprechenden, z.T. unterschiedlichen Denkweisen, Traditionen, Erfahrungen und Hintergründen.

2 Kurzüberblick und Vorgeschichte

Die ersten, bereits vor ca. 20 Jahren unternommenen, Schritte waren eher vorsichtig: Man begann mit der Verwendung geokunststoffbewehrter Erde zur Formung der Brückenwiderlagerfrontseite und z.T. der Flügel. Dabei nutzte man die Erfahrungen mit den „konventionellen“ bewehrten Böschungen und Wänden. Hinweise zu dieser Bauweise sowie weitere Literatur finden sich z.B. in (Herold & Alexiew 2001), (Herold 2002) und (Alexiew 2005).

Dabei wird das bewehrte Paket von der Auflagerbank nicht belastet: der Balken ruht separat auf konventionellen (sprich Stahlbeton) Tragsystemen. Um dieses konventionelle System herum wird dann die geokunststoffbewehrte Erde inklusive Außenhaut gebaut. Die Aufgabe ist insoweit doch relativ anspruchsvoll bei der Bemessung, Konstruktion und Ausführung als gewisse, vor allem geometrische, Besonderheiten zu berücksichtigen sind; Belastung und Anforderungen unterscheiden sich aber in der Regel nicht von einer gängigen, vertikalen Wand in KBE-Bauweise. Ein

neueres Beispiel solcher Brückenwiderlager ist in Sobolewski & Alexiew (2005) dokumentiert (Bild 1).



Bild 1 Brückenwiderlagerwände
an der Via Baltica nahe Riga

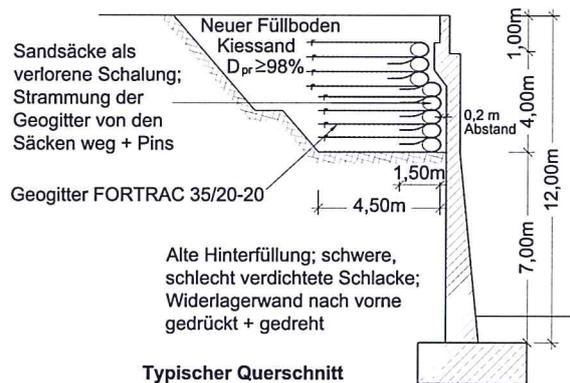


Bild 2 Entlastung Widerlagerwände
bei Jerkovo, Bulgarien

Es besteht auch die Möglichkeit, Brückenwiderlagerwände und/oder –flügel aus Stahlbeton durch ein dahinter verstecktes KBE-Paket vom Erddruck zu entlasten. Je nach Land und bestehenden Vorschriften lässt man einen vertikalen Spalt von ca. 10 - 20 cm zwischen KBE-Front und Betonwandrücken entweder frei (unverfüllt), oder man verfüllt ihn mit einem sehr kompressionsweichen Material. Dabei wird die KBE von der Auflagerbank nicht direkt belastet, sondern trägt nur den Erddruck von der Hinterfüllung und der Verkehrsbelastung inkl. z.B. Schleppplatte. Solche „Entlastungskonzepte“ bei Brückenwiderlagern sind in Jossifowa & Alexiew (2002) beschrieben. Dabei wurde bei zwei Bauwerken der oben erwähnte Spalt ohne jegliche Verfüllung frei gelassen.

So wurde auch bei einer KBE-Entlastungskonstruktion an der Radiales 3 bei Madrid vorgegangen: dort beträgt die Höhe der vertikalen, hinter der Widerlagerfrontwand „versteckten“ KBE 15 m (!) mit einem Spalt von ca. 10 cm.

Man hat sich aber auch an „echte“ KBE-Widerlager herangewagt: dabei liegt die Auflagerbank direkt auf dem Block aus Geokunststoffbewehrung und Boden.

Eines der ersten, nicht-experimentellen Bauwerke dieser Art wurde Anfang der 90er Jahre nahe Ullerslev in Dänemark für eine Straßenbrücke über einer Eisenbahnlinie errichtet (Kirschner & Hermansen 1994).

Bemessung, Konstruktion und Aufbau erfolgten seinerzeit ohne viel Aufsehen und haben sich später unter Betrieb gut bewährt. Es war eine für die damalige Zeit beträchtliche Pionierleistung.

einer fugenlosen Brücke simulierte. Im Spalt vor der Geogitteraußenhaut waren weiche EPS-Blöcke eingebaut. Das System wurde keinen Vertikalbelastungen ausgesetzt, weder vollflächig noch konzentriert. Die durch DMS registrierten Dehnungen in den Geogittern (bzw. die Zugkräfte) waren auch marginal und zum Teil erwartungsgemäß negativ. Das System erwies sich als für den angedachten Zweck sehr gut geeignet und wird zur Umsetzung in die Praxis empfohlen. Ausführliche Informationen finden sich in (Pötzl & Naumann 2005a) und in kompakterer Form in (Pötzl & Naumann 2005b).

Nach Abschluß dieser Versuchsserie blieb die aufgebaute geogitterbewehrte Testwand in der Testgrube der LGA stehen.

3 Testwand als „echtes“ Brückenwiderlager

3.1 Versuchsaufbau und Kommentare

Nachdem die o.g. Testwand für die Versuchsserie „Fugenlose Brücken“ fast zwei Jahre in einem quasi jungfräulichen Zustand in der Testgrube der LGA stand, kam man auf den Gedanken, das Bauwerk als ein 1:1 Modell für ein „echtes“ Brückenwiderlager zu testen, d.h. direkt vertikal durch einen Stahlbetonbalken als Auflagerbank zu belasten. Der Schwerpunkt der angedachten Untersuchung lag weniger bei dem „Innenleben“ der KBE-Konstruktion im Sinne von z.B. Dehnungen und Spannungen im Inneren. Die Untersuchungen sollten sich vielmehr direkt auf das Gesamtverhalten der Konstruktion konzentrieren:

1. Wie groß sind die Setzungen und ggf. Verkantungen der Auflagerbank im gängigen Belastungsbereich von 150 bis 250 kN/m² (sehr wichtig) und wie groß sind die Verschiebungen nach draußen der Frontseite (mehr oder weniger wichtig, je nach Außenhautsystem); es ging also um die Gebrauchstauglichkeit (GZ2).
2. Welche Sohlpressung unter der Auflagerbank bringt das KBE-System zu einem wie auch immer aussehenden Versagen (Bruch); es ging hier um die in direktester Form sicherheitsrelevanten Tragfähigkeitsressourcen bzw. Sicherheitsabstände (GZ1).

Man erkennt übrigens neuerdings in einigen wenigen Publikationen die gefährliche Tendenz, sich bei KBE-Konstruktionen vorwiegend bzw. ausschließlich auf den GZ2 zu konzentrieren und den GZ1 mehr oder weniger zu „vernachlässigen“. Man verliert dabei aus den Augen, dass der GZ2 in diesen Fällen bei aller Bedeutung nicht sicherheitsrelevant ist.

Zum Zweck dieser neuen Untersuchungen wurde die bewegliche Stahlbetonplatte an der Front durch eine unbewegliche auf Abstand ersetzt; die weichen EPS-Blöcke wurden entfernt. Somit blieb als Bauwerk eine geogitterbewehrte KBE-Konstruktion mit freier vertikaler Front (Außenhaut) aus zurückgeschlagenen Geogittern- eine sog. „Polsterwand“- ohne jegliche Aussteifungselemente in der Front. Zweilagige Gleitfolien zwischen dem Füllboden und den Seitenwänden der Testgrube (Bild 5) sollten den Einfluss der Reibung Boden/Beton minimieren: Es ist eine bewährte Technik. Auf der KBE-Konstruktion wurde im Abstand von 1,0 m hinter der Vorderkante ein

Stahlbetonblock von 1,00 m x 2,70 m als Auflagerbank gesetzt, der mittels Hydraulikpressen vertikal belastet werden konnte (Bilder 5 & 6). An der Frontseite wurden zentrisch über die Wandhöhe 12 induktive Weggeber zur Erfassung der Horizontalverschiebung der Außenhaut angebracht, sowohl an Punkten in Höhe der Mitte der „Einzelpolster“, wie auch in Höhe der Bewehrungsebenen, d.h. in den Kontaktflächen Geogitter – Geogitter (Bild 6).

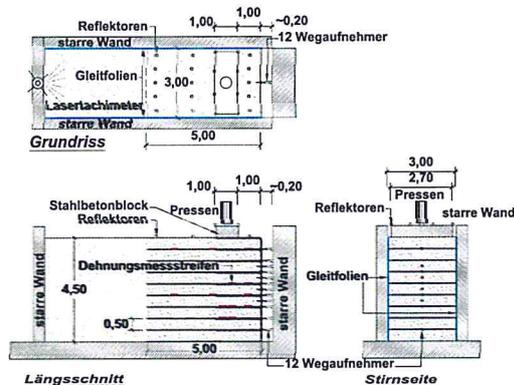


Bild 5 Schema des Versuchsaufbaus

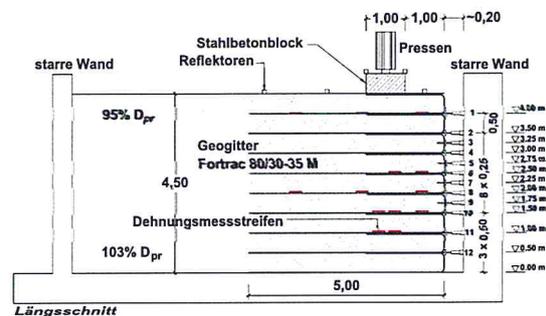


Bild 6 Positionierung der horizontalen Weggeber

Auf der gesamten Oberfläche der Konstruktion und auf den Kanten des Stahlbetonblocks wurden zur Erfassung der Setzungen und etwaiger Verkippungen Reflektoren angebracht, deren Verschiebungen mittels Präzisionsnivelement erfassbar sind (Bild 5).

An zwei gegenüberliegenden Ecken des Belastungsblocks wurden zusätzlich zur Vermeidung von Fehlern und zum Abgleich Drahtextensiomter angekoppelt (nicht abgebildet). Die Belastungsvorrichtung bestand aus zwei zentrisch auf dem Stahlbetonblock positionierten, gekoppelten Hydraulikpressen. Ein Datenerfassungssystem konnte synchron alle Belastungs- und Verformungsdaten mit einer hohen Taktfrequenz sammeln und speichern. Außerdem konnten die wichtigsten Daten zahlenmäßig und graphisch bei laufendem Versuch auf Bildschirmen verfolgt werden. Bild 8 zeigt eine Übersicht des Versuchsaufbaus, Bild 9 einen Blick auf die Frontseite mit den Weggebern.

3.2 Begrenzungen

Bei den Versuchen gab es gewisse Begrenzungen bedingt durch die vorhandenen Vorrichtungen und die Vorgeschichte. So musste oben eine Füllbodenschicht von 0,50 m entfernt werden, somit betrug die Wandhöhe 4,50 m. Auch war die Funktionstüchtigkeit der bereits früher eingebauten DMS sehr fraglich. Der Verdichtungsgrad des Füllbodens lag im unteren Bereich bei ca. $D_{pr} = 103\%$ und im oberen (kritischeren) Bereich ungünstigerweise eher bei ca. $D_{pr} = 95 - 97\%$. Es war auch nicht eindeutig, ob der äußerste Frontbereich des Füllbodens durch die früheren o.g. Versuche eine gewisse Entfestigung erfahren hat oder nicht. Die Pressung unter dem Belastungsblock konnte bis max. ca. 650 kN/m^2 gefahren werden, was immerhin das ca. 3-fache der gängigen Pressung beträgt.



Bild 7 Überblick des Versuchsaufbaus



Bild 8 Geogitteraußenhaut mit Weggebern

3.3 Versuchsdurchführung

Es wurden zwei getrennte Tests gefahren. Bei Test 1 betrug die maximale Belastung 400 kN/m^2 , also ca. das 2-fache der gängigen Kontaktspannung unter einer Auflagerbank. Zwischen 100 und 250 kN/m^2 wurden zwei Belastungs-Entlastungsstufen getestet. Nach dem Erreichen von 400 kN/m^2 wurde das System komplett entlastet. Die Belastungsstufen betragen 50 kN/m^2 bis 250 kN/m^2 und danach 100 kN/m^2 . Nach jeder Stufe wurde ein Abklingen der Setzungszunahme nach den Kriterien des Lastplattendruckversuchs nach DIN 18134 abgewartet, was praktikabel erschien.

Bei Test 2 wollte man versuchen, das geogitterbewehrte KBE-Paket zum Versagen zu bringen. Er erfolgte an demselben System wenige Tage nach der Entlastung beim Test 1. Die Strecke bis 400 kN/m^2 wurde in nur zwei Stufen à 200 kN/m^2 durchgefahren, die weiteren zwei Belastungsstufen betragen je 100 kN/m^2 bis 600 kN/m^2 , dann wurde die maximal generierbare Spannung von ca. 650 kN/m^2 aufgebracht und danach wurde das System wieder komplett entlastet. Bei beiden Tests wurde Folgendes automatisch erfasst und registriert (vgl. Abschnitt 3.1): Belastung (über den Druck in den Pressen), mittlere Setzung des Belastungsblocks (Drahtextensiometer), horizontale Verschiebungen der Außenhaut (induktive Weggeber) und Dehnung in den Geogittern Fortrac 80/30-35M mittels DMS. Die Signale der letzteren erschienen sehr unzuverlässig und wurden nicht weiter verfolgt. Nach Abklingen der Setzungsänderung bei jeder Belastungs- bzw. Entlastungsstufe wurden per Präzisionsnivellement die Setzungen aller Reflektoren auf OK System und auf dem Belastungsblock (vgl. Abschnitt 3.1) mit einer Genauigkeit von $0,1 \text{ mm}$ abgelesen, wodurch Setzungen, Setzungsmulde und etwaige Blockverkantung erfasst wurden. Bei dem Test 2 wurde zusätzlich die Verformung an der Front auch mit einem Laserscanner dreidimensional registriert. Die gesamte Datenmenge beträgt mehrere Gigabytes.

3.4 Wichtigere Versuchsergebnisse und Kommentare

Es werden aus Platz- und Zweckmäßigkeitsgründen nur die aus praktischer Sicht bzw. aus Sicht der Beurteilung des Systems als „echtes“ Brückenwiderlager wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt und kommentiert. Auf Bild 9 ist die Relation Auflast/Balkensetzung bei Test 1 ungeglättet dargestellt. Man erkennt die Laststufen

und die gemessenen Setzungen (über die Reflektoren auf dem Balken, die Drahtextensiometer dienten nur dem groben Abgleich). Bis zu einer Auflast von 200 kN/m² liegt die Setzung bei ca. 3,2 mm, im Bereich 250 kN/m² bewegt sie sich zwischen 6,5 mm und 8,0 mm (nach Zyklen). Der Charakter der Kurven lässt eine gewisse Nachverdichtung im Bereich 150 – 250 kN/m² vermuten. Es sei daran erinnert, dass der oberste Füllbodenbereich mit $D_{pr} = 95 - 97 \%$ nicht ganz glänzend verdichtet war (Abschn. 3.2), dazu kommt ggf. eine etwaige Auflockerung/Entfestigung des balkennahen Frontbereichs infolge der horizontalen Frontbeanspruchung von den früheren Versuchen „fugenlose Brücken“ (Abschn. 2). Es sei eine grobe Analogie zum Lastplattendruckversuch gestattet. Die Setzungszunahme bei Erstbelastung im Bereich 150 – 250 kN/m² beträgt ca. 5,9 mm und bei Zweitbelastung ca. 1,3 mm. Bei ansonsten gleichen Rahmenbedingungen bedeutet das eine Erhöhung der Drucksteifigkeit – wie auch immer formuliert – von $5,9/1,3 = 4,5$. Das ist eine ungewöhnlich große Steifigkeitserhöhung. In grober Analogie zum Lastplattenversuch: Man erwartet dort bei gut verdichteten, nicht bindigen weitgestuften Böden ein Verhältnis von ca. 2,0 und weniger. Für die Steifigkeitserhöhung beim hiesigen Test 1 erscheinen zwei Ursachen möglich: Eine Nachverdichtung des Füllbodens direkt unter dem Block und ggf. im möglicherweise aufgelockerten Frontbereich (sehr wahrscheinlich) und eine höhere Mobilisierung der bewehrenden Geogitter (weniger wahrscheinlich). Die Wahrscheinlichkeiten werden vom Verfasser mit 2:1 geschätzt. Auf jeden Fall ist die Schlußfolgerung, dass bei einer a priori guten Verdichtung im betrachteten kritischen Bereich (die auch erfahrungsgemäß eine bessere Geogitterwirkung im Kombisystem mit sich bringt) die Auflagerbanksetzungen noch kleiner als 5 – 6 mm im relevanten Auflastbereich wären, obwohl auch 5 – 6 mm völlig unproblematisch sind und gängigen Anforderungen ohne Weiteres genügen.

Es sei noch vermerkt, dass auf Bild 9 die Kurvenneigung ab 250 kN/m² flacher verläuft als davor und dass die Neigung des Entlastungszweiges von 400 kN/m² auf ca. 0 kN/m² praktisch parallel zu den Hystereseneigungen im Bereich 100 – 250 – 100 kN/m² verläuft. Dies erscheint auch als Hinweis auf eine zunehmende Systemversteifung und Tendenz in Richtung identisches, elastisches Verhalten bei höheren Lasten, bzw. nach erfolgter Nachverdichtung und voller Systemmobilisierung.

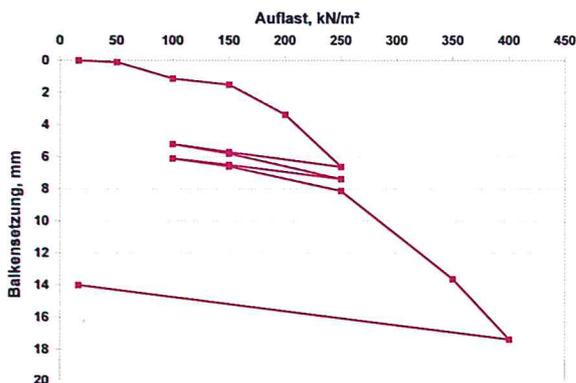


Bild 9 Setzung des Belastungsblocks bei Test 1

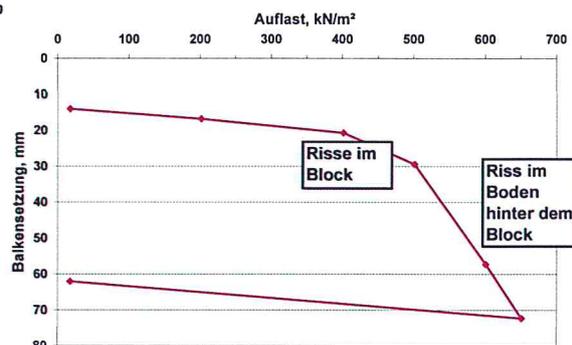


Bild 10 Setzung des Belastungsblocks bei Test 2

Analog zu Bild 9 findet sich auf Bild 10 die Darstellung für den Test 2. Der erste Punkt liegt bei den 14 mm Restsetzung nach Entlastung beim Test 1. Die bezogene Setzung (quasi die Sekantenneigung) im Bereich 0 – 400 kN/m² liegt bei ca. 0,0175 mm/(kN/m²) und ist praktisch im gesamten Bereich konstant, der analoge Wert beim Test 1 liegt für 0 – 250 kN/m² gemittelt bei ca. 0,0320 mm/(kN/m²) und für 250 – 400 kN/m² bei ca. 0,0627 mm/(kN/m²). Bei einer Formulierung als Bettungsmodul á la Winkler lauten die obigen Werte ca. 57 MPa/m bei Test 2 und 31 MPa/m bzw. 16 MPa/m bei Test 1. Das Systemverhalten beim Test 2 ist also bis 400 kN/m² eindeutig steifer. Interessanterweise betragen die gängigen Bettungsmodul-Tabellenwerte für Kies-Sand-Gemische (wie hier) und guter Verdichtung ca. 50 MPa/m (vergleichbar mit 57 MPa/m hier Test 2) und bei schlechterer Verdichtung 25 – 35 MPa/m (vergleichbar mit 16 – 31 MPa/m hier Test 1) (Alexiew et al. 1989). Wichtig: Die Tabellenwerte gelten für eine Belastung auf einer seitlich unbegrenzten Ebene, in unserem Fall aber kommt in nur 1,0 m Abstand von der Belastung eine 4,5 m tiefe, vertikal abfallende Böschung. Das sich auf OK eines geogitterbewehrten vertikalen Bodenpakets bei randnaher Streifenlast ähnliche Bettungsmodule ergeben, wie auf einer unbegrenzten Ebene (ob verdichtet oder nicht) zeugt von einer sehr hohen Wirkungseffizienz der verwendeten Bewehrung.

Beim Test 2 wurden bei ca. 450 kN/m² mehrere feine Vertikalrisse an der Unterkante des stark bewehrten Stahlbetonblocks sichtbar; bei der KBE-Wand selbst war noch nichts „richtig los“. Erst ab 500 kN/m² erfolgte ein signifikanter Setzungszuwachs. Bis 600 kN/m² gab es in der Wand keine visuell erkennbaren Bruchsymptome. Erst zwischen 600 und 650 kN/m² erschien auf der Füllbodenoberfläche hinter dem Belastungsblock ein kleiner, unregelmäßiger Riß, der sich nach hinten entlang den Testgrubenwänden zog. Bei 650 kN/m² war die Pressenkapazität ausgeschöpft, zunehmend begleitet von den oben erwähnten, ersten Bruchanzeichen. Zu einem eindeutigen Bruch wie z.B. dem zu erwartenden Abgleiten eines Bodenbruchkörpers nach vorne und unten ist es nicht gekommen. Es ist eine Frage der Deutung, ob nun der Bruchzustand (GZ1) erreicht wurde oder nicht.

Nun kurz zu den Horizontalverschiebungen der Messpunkte an der „weichen“ (s. Abschn. 1 & 2) Außenhaut. Auf den Bildern 11 & 12 sind die Ergebnisse für die Versuche 1 und 2 abgebildet (polygonal, nicht geglättet, es ist also nicht die echte Form der Außenhaut), die durchaus plausibel erscheinen. Man beachte, dass die KBE-Konstruktion unten direkt auf dem Betonboden der Testgrube sitzt und nur seitlich Gleitfolien angebracht waren. Man erkennt erwartungsgemäß die Auswölbung der Mittelpunkte der vorne weichen „Einzelpolster“ im Vergleich zu den Messpunkten direkt in den Bewehrungsebenen (vgl. Bild 6). Die Auswölbungszunahmen sind aber sehr gering, wahrscheinlich wegen der Dehnsteifigkeit der verwendeten flexiblen Geogitter Fortrac 80/30 – 35 M. In Bild 12 (Test 2) sind die Verschiebungen nach Entlastung vom Test 1 (Bild 11) berücksichtigt.

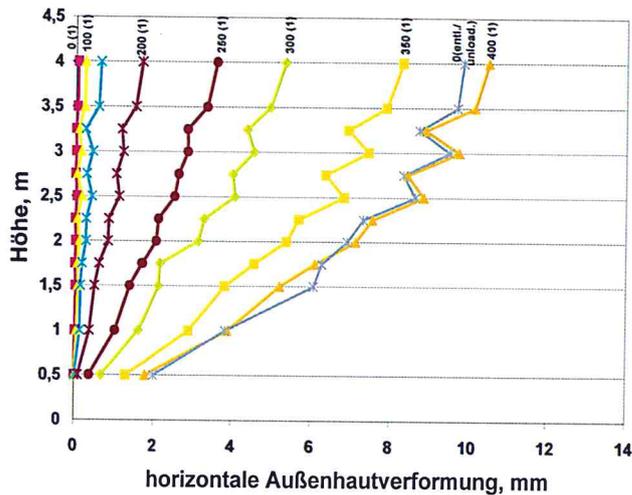


Bild 11 Verschiebung der Messpunkte der Außenhaut (Test 1)

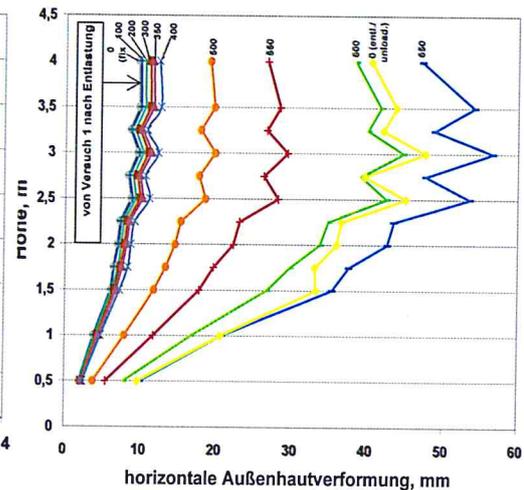


Bild 12 Verschiebung der Messpunkte der Außenhaut (Test 2)

Die Maximalverschiebungen ergeben sich bis zu einer Pressung von 400 kN/m² am obersten Meßpunkt und betragen bei beiden Versuchen max. 10 mm (gemessen ungünstig an einer „Ausbauchung“ bei Höhe 4,0 m, OK System ist bei 4,50 m und enthält einen zurückhaltenden Geogitterrückschlag, vgl. Bild 6). Analog zum „vertikalen“ Systemverhalten (siehe oben) dokumentieren auch die Graphen auf den Bildern 11 und 12 eine zunehmende Steifigkeit auch in horizontaler Richtung nach „Nachverdichtung“. Genauere Analysen dazu und zu den Relationen „vertikal“/„horizontal“ sollen aus Platzgründen separat publiziert werden.

Ab ca. 500 kN/m² (also bei Test 2) verändert sich der Charakter der Verschiebungsverteilung – die Maximalwerte liegen nicht mehr am oberen Rand. Eine „globale Ausbauchung“ zwischen ca. 2,0 – 2,5 m und ca. 3,5 m Höhe wird zunehmend bemerkbar, ebenso eine zunehmende Krümmung dieser „Ausbauchung“. Position und Höhe dieses Bereiches entsprechen ziemlich genau der Projektion der Streifenbelastung oben auf die Außenhaut vorne mit einem Projektionswinkel von ca. 45°. Das alles erscheint sehr plausibel und korrespondiert gut mit den gängigen Erddrucktheorien. Bei 650 kN/m² erreicht die Maximalverschiebung der Außenhaut (an der Auswölbung vorne zwischen zwei Bewehrungsebenen bei H = 3,0 m) den beträchtlichen Wert von 56 mm, allerdings unter einer extremen Balkenlast. Die lokale Aufwölbung des Geogitters vorne zwischen den benachbarten Bewehrungsebenen beträgt aber immer noch nur ca. 9 mm. Gemessen am Lagenabstand von 50 cm (zwischen den Bewehrungsebenen) ist dies ein guter, niedriger Wert und dokumentiert eine hohe Effizienz der umspannenden Geogitter. Auf Bild 12 (Test 2) ist ab ca. 500 kN/m² Balkenpressung eine Zunahme der Verformungsraten eindeutig erkennbar, die (relativ) großen Verschiebungen ab ca. 550 kN/m² können als Tendenz Richtung Bruch gedeutet werden, jedoch war bis zum Versuchsende bei 650 kN/m² an der Außenhaut kein Auslauf eines etwaigen Bruchkörpers erkennbar. Es sei auch kommentarlos auf das bemerkenswerte Rückstellvermögen des geogitterbewehrten Pakets hingewiesen; bei Entlastung von 650 kN/m² auf Null und trotz erster Bruchtendenzen geht die Front um ca. 10 mm zurück. Von oben gesehen blieb die Front gradlinig ohne z.B. Aufwölbungen

in der Mitte; offensichtlich haben die Gleitfolien an den Grubenwänden gewirkt und man kann beim System von einem 2D-Zustand ausgehen. Dies ist wichtig für die angedachten weiteren Analysen und Vergleiche mit Berechnungsverfahren, die separat publiziert werden.

4 Schlußbemerkungen

Die vorgestellten Versuche an einem geogitterbewehrten Bodenpaket als „echtes“ Brückenwiderlager unter einer Auflagerbank sollten keinen allseitigen detaillierten wissenschaftlichen Analysen dienen. Es ging vielmehr darum, aus praktischer Sicht Systemverformungsverhalten und Tragfähigkeitsressourcen in einer praxisrelevanten Konstellation nach dem Motto „wir wollen es wissen“ zu testen. Die Nutzung eines vorhandenen Aufbaus nach Modifizierung hatte zeitliche und finanzielle Vorteile, brachte aber auch Begrenzungen und Mankos mit sich (Abschnitt 3.2), unter anderem, dass man mit der bekannten, eher bescheidenen Verdichtung im oberen Bereich und mit einer etwaigen Auflockerung der Front durch die für andere Zwecke gelaufenen Versuche leben musste. Die dargestellten Versuche sind noch ziemlich frisch; die folgenden Zeilen sind eine erste, eher unvollständige Zusammenfassung, aber das Wichtigste kann man bereits erkennen und umsetzen.

Die getestete Konstellation ist eher als ein „worst case“ zu sehen:

1. Auflagerbank nur 1,0 m breit und in nur 1,0 m Abstand vom Rand
2. Vertikale Frontseite
3. Biegeeweiche, nur durch Geogitter umspannte Außenhaut („Polsterwand“) ohne jegliche Aussteifung
4. Füllbodenverdichtung im sensibelsten oberen Bereich nur bei $D_{pr} = 95 - 97 \%$, wahrscheinlich z.T. durch frühere Versuche aufgelockerter Frontbereich nahe des Belastungsbalkens.

Es lässt sich Folgendes sagen:

1. Eine Kontaktpressung unter der Auflagerbank von bis zu 650 kN/m^2 (das ca. 3-fache der gängigen Belastung) führte zu keinem eindeutigen Komponenten- oder Systembruch. Weil es aber ernsthafte Anzeichen dafür gab, könnte man die Situation als GZ1-Marker gebrauchen.
2. Eine Kontaktpressung von bis zu 400 kN/m^2 (in etwa das 2-fache der üblichen) verursacht nur durchaus akzeptable Verformungen.
3. Das getestete System zeigt ein technisch freundliches, duktileres Verhalten ohne Diskontinuitäten und ein beträchtliches Rückstellvermögen.
4. Die Gesamtperformance kann trotz der vorgefundenen Bodendichtemankos als sehr gut beurteilt werden.
5. Die biegeeweiche Außenhaut aus flexiblen Geogittern zeigte lokal und global nur geringe (im relevanten Lastbereich marginale) Verformungen.
6. Das Setzungsverhalten des Belastungsbalkens (indirekt beurteilt über Umrechnung von Bettungsmodulen) ist in etwa so, als säße er auf einem seitlich unbegrenzten Bodenmassiv (Halbraum), und nicht nahe einer vertikal

- abfallenden Böschung; die einzige plausible Erklärung dazu ist die offensichtlich hohe Wirkungseffizienz der eingebauten Geogitterbewehrung.
7. Der Verfasser hätte keine Bedenken, das Bauwerk so wie gebaut und getestet in die Praxis umzusetzen (am besten mit einer besseren Bodenverdichtung).

5 Danksagung

Der Verfasser möchte sich gerne bei Professor Pötzl von der FH Coburg und Herrn Naumann bedanken- ohne das Interesse und die Versuche für die „fugenlosen Brücken“ hätte es wahrscheinlich auch die hier kurz dargestellten Versuche nicht gegeben. Er dankt auch Herrn Straußberger, LGA Nürnberg, für die sehr nützlichen Anstöße sowie Herrn Homburg und Kollegen, LGA Nürnberg, für ihr großes Engagement bei der Mitgestaltung und Durchführung dieses nicht alltäglichen Vorhabens.

6 Literatur

Alexiew A. et al. (1989)

Handbuch für Bodenmechanik und Grundbau. Band 2. Technika, Sofia (in Bulgarisch), S. 46.

Alexiew D. (2005)

Zur Berechnung und Ausführung geokunststoffbewehrter "Böschungen" und "Wände": aktuelle Kommentare und Projektbeispiele. 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 71, 2005, S. 177 – 190.

Herold, A. (2001)

Das erste Straßenbrückenwiderlager in Deutschland als Permanentkonstruktion in der Bauweise KBE- Kunststoffbewehrte Erde

Herold, A. (2002)

The First Permanent Road-Bridge Abutment in Germany Built of Geosynthetic-Reinforced Earth. Proc. 7thICG – Nice, France, A. A. Balkema Publ., pp. 403-409.

Herold, A., Alexiew, D. (2001)

Bauweise KBE (Kunststoffbewehrte Erde) – Eine wirtschaftliche Alternative? 3. Österreichische Geotechniktagung, Wien 2001, S. 273 - 288

Jossifowa, S., Alexiew, D. (2002)

Geogitterbewehrte Stützbauwerke und Böschungen an Autobahnen und Nationalstraßen in Bulgarien. Geotechnik 25 (2002) Nr. 1, S. 31 - 36

- Kirschner, R., Hermansen, E., (1994)
Abutments in Reinforced Soil for a Road Bridge. Proc. 5th IGS Conf., Singapore, pp.259-260.
- Müller-Rochholz, J. (2005)
Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau, Werner-Verlag 2005
- Pötzl, M., Naumann, F. (2005a)
Fugenlose Betonbrücken. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt Nr. 1700402. Bundesministerium für Bildung und Forschung 2005
- Pötzl, M., Naumann, F. (2005b)
Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) Heft 8, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin
- Sobolewski J., Alexiew D. (2005)
Erbewehrte Blockwände – System Terrae® - an Widerlagern einer Brücke auf der "Via Baltica" bei Riga. 9. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik", München, Februar 2005, Sonderheft Geotechnik S. 271-274.
- Uchimura, T., Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Koga, T. (1998)
Preloaded-Prestressed Geogrid-Reinforced Soil Bridge Pier," Proc. 6th ICG, Atlanta, IFAI, pp. 565-572.
- Zornberg, J. G., Abu-Hejleh, N. and Wang, T. (2001)
Geosynthetic Reinforced Soil Bridge Abutments. GFR Magazine, Vol. 19, No. 2, March, pp. 52-55.