

## **HANS-GEORG KEMPFERT**

Prof.(em.) Dr.-Ing., ehem. Universität Kassel;

Kempfert+Partner Geotechnik, Hamburg · Würzburg · Konstanz

# **Führt eine Baugrunderkundung und -bewertung immer zur mangelfreien Gründung - Fallbeispiele**

## **I. Einleitung**

Als Grundlage für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Baumaßnahmen ist bekanntermaßen die Durchführung von Baugrunderkundungen nach DIN 4020 (Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke) erforderlich. Besonders unser Jubilar Prof. Englert hat sich durch Mitarbeit in diesem Normenausschuss verdient gemacht.

Im vorliegenden Beitrag sind zwei Beispiele dargestellt, bei denen durchaus umfangreiche Baugrunderkundungen durchgeführt worden sind und dennoch erhebliche Probleme bei der Ausschreibung und Ausführung der Gründung auftraten. Es muss nun gefragt werden, mit welchen Maßnahmen die nachfolgend beispielhaft dokumentierten Schadensfälle hätte verhindert werden können, siehe hierzu auch Abschnitt IV.

## **II. Beispiel Verpresspfahlgründung**

### **1. Baumaßnahme und Ausschreibung**

Bei der Baumaßnahme handelte es sich um den Neubau eines Hallenbades. Die Gründungssohle der flächigen Bodenplatten liegt in einem Gebäudeteil zwischen ca. 4 und 7 m unterhalb der ursprünglichen Geländeoberkante (GOK) und in dem anderen Teil zwischen ca. 2 und 3 m unterhalb GOK.

Zur Vermeidung von Setzungsdifferenzen zwischen den unterschiedlich tief gegründeten Bauteilen und zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit der in das Grundwasser einbindenden Becken wurde im Baugrundgutachten (Geotechnischen Bericht) für das Bauwerk eine Gründung auf Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser nach DIN 4128 (heute Mikropfähle nach DIN EN 14199) empfohlen. Nach der entsprechenden statischen Berech-

nung und Ansatz von Erfahrungswerten für die Mantelreibung nach DIN 4128 (Tabellenwerte) waren 9 und 12 m lange Verpresspfähle mit einem Durchmesser von  $D = 15$  cm vorgesehen und daraufhin insgesamt 839 Pfähle im Drehbohrverfahren mit Zementsuspensionsspülung (oder Spülung nach Wahl des Bieters) und eine Nachverpressung ausgeschrieben worden.

## 2. Baugrundverhältnisse

Die Baugrundverhältnisse wurden im Zuge der Vorplanungen durch Kleinrammbohrungen und schweren Rammsondierungen (DPH) erkundet, wobei die Aufschlusstiefen in Bezug auf die dann ausgeschriebene Pfahlgründung die Vorgaben der DIN 4020 nicht eingehalten haben. Im Zuge der Bauausführung, auch aufgrund eingetretener Schwierigkeiten bezüglich der Pfahltragfähigkeiten (siehe nachfolgend), wurden dann Kernbohrungen bis in größere Tiefen sowie Drucksondierungen ausgeführt. Insgesamt haben aber alle Baugrundaufschlüsse den nachfolgend beschriebenen 4 generellen Schichten bestätigt. Abbildung 1 zeigt das schematisierte Baugrundprofil.

- a) *Auffüllung*: Dicke ca. 1,0 bis 2,3 m; im Zuge Baugrubenaushub entfernt.
- b) *Deckschichten*: unterhalb der Auffüllung folgt eine überwiegend weiche bis steife Schluffschicht, die im tiefergelegenen Gebäudeteil ebenfalls mit ausgehoben wurde, im höher gelegenen Teil war diese Schicht noch in einer Dicke von ca. 1 – 2 m unter der Gründungsebene vorhanden.
- c) *Quartäre Kiessande*: Dabei handelt es sich überwiegend um schwach schluffige bis schluffige, schwach kiesige bis kiesige Mittel- bis Grobsande und damit vorwiegend um Böden der Bodengruppe SU und SU\* nach DIN 18196 in einer Dicke von etwa 6 m und überwiegend mitteldicht gelagert.
- d) *Tertiäre Feinsande*: Unterhalb der quartären Kiessande folgen tertiäre Feinsande, die kornanalytisch als stark schluffige, schwach mittelsandige bis mittelsandige Feinsande (Bodengruppe SU\* nach DIN 18196) anzusprechen sind. Aus den Laborversuchen weisen diese Sande i.d.R. Gehalte an Feinanteilen (Korndurchmesser  $d < 0,063$  mm) zwischen ca. 15 und ca. 25% auf, wobei der Feinstkornanteil ( $d < 0,002$  mm, Tonfraktion) überwiegend weniger als ca. 5% beträgt. Die tertiären Feinsande sind nach den Ergebnissen der Drucksondierungen im oberen Bereich mit einem Sondierwiderstand von ca.  $q_c = 8 - 12$  MN/m<sup>2</sup> überwiegend

mitteldicht gelagert, zur Tiefe sind die Sande dann dicht gelagert ( $q_c \geq 15 - 20 \text{ MN/m}^2$ )

### **3. Ausführung der Pfahlgründung**

Auf der Grundlage eines Sondervorschlages bzw. Nebenangebotes wurden Stabverpresspfähle (SV-Pfähle) im Vibrationsbohrverfahren und eine Optimierung der Pfahllängen unter Zugrundelegung von im Vorfeld der Gründungsarbeiten durchzuführenden Pfahlprobelastungen beauftragt.

Durchgeführt wurden 12 vorlaufende Pfahlprobelastungen mit Pfahllängen von 6 bzw. 12 m. Für die Auswertung wurde dann, im Gegensatz zur Ausschreibung, von einem Pfahldurchmesser von 17 cm (entspricht dem Durchmesser der Bohrkrone) ausgegangen.

Die Auswertung der Pfahlprobelastungen wurde durch ein externes geotechnisches Büro vorgenommen und als Ergebnis einheitlich eine charakteristische Grenzmantelreibung von  $\tau_{m,k} = 300 \text{ kN/m}^2$  für die in der Kräfteintragslänge anstehenden Böden (quartäre Kiessande und tertiäre Sande) angesetzt. Des Weiteren sollte auf eine Nachverpressung der Pfähle verzichtet werden, da die Last-Hebungs-Linien der nachverpressten und nicht nachverpressten Pfähle nahezu identisch waren. Daraus ergab sich eine Optimierung bzw. eine Reduzierung der ausgeschriebenen Pfahllängen von 9,0 auf 6,5 m und von 12,0 auf 8,5 m

Auf dieser Grundlage wurden insgesamt 854 lotrechte bzw. vertikale Bauwerkspfähle hergestellt. Hierbei wurde jeweils ein Rüttelrohr mittels eines Vibrationsrüttlers abgeteuft und anschließend die Suspension im Hohlkanal des Stahlrüttelrohres zur Austrittsöffnung an der Spitze gepumpt. Das GEWI-Tragglied wurde nach dem Ziehen des Rüttelrohres im suspensionsgestützten Bohrloch eingebaut. Die geeigneten Bauwerkspfähle wurden i.d.R. im Drehbohrverfahren mit außenliegender Spülung hergestellt (insgesamt 41 Stück).

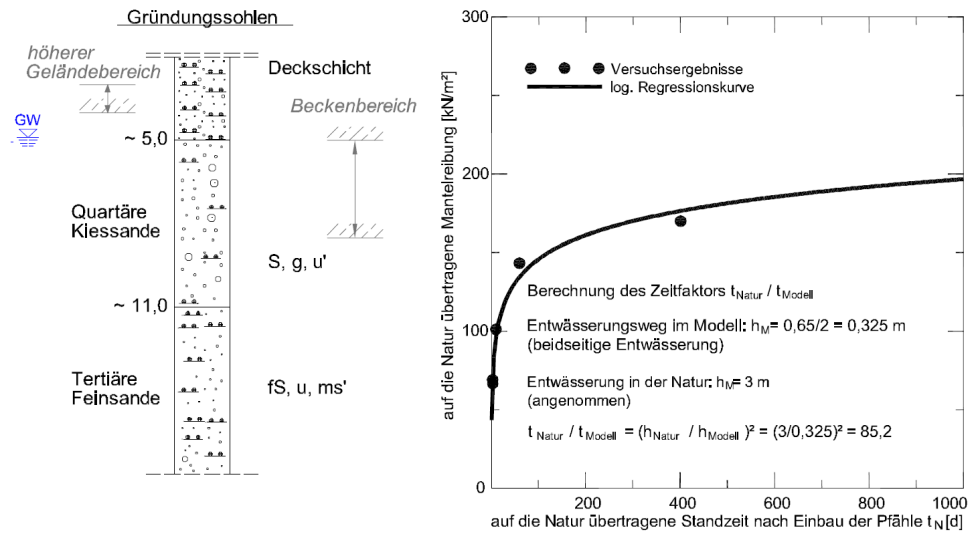


Abbildung 1: Schematisiertes Baugrundprofil (links) und zeitlich veränderliches Pfahltragverhalten im tertiären Feinsand (rechts) aus Modellversuchen

#### 4. Zugversuche an den Bauwerkspfählen und Festwachseffekte

Baubegleitend wurden dann zur Überprüfung der Tragfähigkeit und der Last-Hebungs-Linie an insgesamt 75 Verpressspfählen Zugversuche durchgeführt. Dabei wurden bei einem großen Teil unzureichende Tragfähigkeiten bzw. unzulässige Verformungen (Hebungen) im Gebrauchslastbereich festgestellt und zwar im Wesentlichen bei Pfählen, deren Kräfteintragslänge maßgeblich in tertiären Schichten liegt. Dabei war auch eine Tendenz festzustellen, dass mit steigendem Alter der Pfähle die Prüflasten ansteigen, was auf eine Zeitabhängigkeit hinsichtlich der tragfähigkeitsvermindernden Einflüsse in den tertiären Feinsanden hindeutet.

Im Zuge des späteren Beweisverfahrens wurde am Institut des Verfassers vergleichende Modellversuche mit dem Feinsand und unterschiedlichen Pfahlstandzeiten ausgeführt, siehe Abbildung 1 (rechts). In den tertiären Feinsanden wurde ein Probepfahl mit einem Durchmesser von 50 mm (GEWI-Stahl mit einer Länge von 1,2 m) mittels Vibration einbracht. Die Vibration wurde hierbei mittels eines Aufsatzrüttlers am Kopf des Versuchspfahles mit ca. 50 Hz eingeleitet.

Unter Berücksichtigung von bodenmechanischen Modellgesetzen und der Konsolidationstheorie zum Abbau von festgestellten Porenwasserüberdrücken aus der Vibration wurde der zeitliche Verlauf der Pfahlmantelreibungserhöhung und deren Endwert in Abbildung 1 (rechts) versuchstechnisch bestimmt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die aus den Modellversuchen abgeleitete Grenzmantelreibung relativ gut mit der wahrscheinlichen Mantelreibung für die Probepfähle, ermittelt aus einer erneuten Auswertung unter Fehlerbeseitigung, übereinstimmt. Die tatsächlich vorhandene Pfahlmantelreibung lag im Tertiär danach bei etwa  $\tau_{m,k} \approx 200 \text{ kN/m}^2$  und damit deutlich unter den für die Bemessung aus der fehlerbehafteten Pfahlprobelastungsauswertung angesetzten Wert von  $\tau_{m,k} = 300 \text{ kN/m}^2$ .

## 5. Stark aggressives Grundwasser

Erst nach Auftreten der in Abschnitt 4 beschriebenen Probleme wurde auch das Grundwasser im Baufeldbereich auf Betonaggressivität nach DIN 4030 untersucht. Unter Wertung aller Versuchsergebnisse war davon auszugehen, dass das Grundwasser großräumig als „stark betonangreifend“ einzustufen ist. Diese Untersuchungen wurden im Zuge der Baugrunderkundungen nicht durchgeführt, was unter Berücksichtigung von DIN 4020 als Mangel einzustufen ist.

Grundsätzlich ist beim Einsatz von Verpresspfählen im aggressiven Grundwasser die Gefahr eines langfristigen Tragfähigkeitsverlustes durch

- a) Korrosion des Stahlzugliedes (GEWI-Stahles),
- b) Verminderung der Mantelreibung durch den Angriff der kalklösenden Kohlensäure

möglich.

Bei dem unter b) angesprochenem Effekt kann davon ausgegangen werden, dass es durch den lösenden Angriff der kalklösenden Kohlensäure zu einer nach innen fortschreitenden Zerstörung des Zementsteines im Bereich der Kontaktfläche zwischen dem Pfahl und dem umgebenden Boden kommt. Dieser Effekt ist schon seit Anfang der 1980er Jahre bekannt und wurde in DIN 4128 Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser aus dem Jahr 1983 durch den Hinweis berücksichtigt, dass Verpresspfähle im stark betonangreifenden Grundwasser nur dann eingesetzt werden dürfen, wenn zuvor durch ein Gutachten eines Sachverständigen in Fragen der Stahl- und Betonkorrosion bestätigt wird, dass das Dauer-

tragverhalten durch zeitabhängige Verminderung der Mantelreibung nicht beeinträchtigt wird. Nähere Untersuchungen wurden bereits mehrfach in der Literatur behandelt, z.B. im Zusammenhang mit Verpressankern, deren Tragwirkung vergleichbar ist<sup>1</sup>. Des Weiteren liegen neuere Forschungsergebnisse<sup>2</sup> vor.

## **6. Aufgabe der Verpresspfahlgründung und Neugründung**

Es wurden die hergestellten etwa 900 Verpresspfähle aufgegeben und eine Neugründung mit Ortbetonrammpfählen System Franki durchgeführt, die primär über den Fußwiderstand tragen und durch größere Betondeckung die Bewehrung gegen aggressives Grundwasser schützt.

Unter Wertung der Erkenntnisse zum zeitabhängigen Anstieg der Tragfähigkeit wäre eine vollständige Aufgabe der hergestellten Verpresspfahlgründung aufgrund der Zugversuche an den Bauwerkspfählen (Erfassung der kurzfristigen Tragfähigkeit) mit ausreichender Wahrscheinlichkeit nicht notwendig gewesen. Allerdings ist davon auszugehen, dass die statische Bemessung der Gründung (Pfahllängen) unter Zugrundelegung von aus den Probelastungen abgeleiteten zu hohen Mantelreibungswerten erfolgt ist, wodurch in Abhängigkeit des Zeitpunktes der Bauwerksbelastung wahrscheinlich dennoch eine Nachgründung mit längeren bzw. zusätzlichen Pfählen hätte erfolgen müssen.

Entscheidend für die Aufgabe der hergestellten Verpresspfahlgründung und die Erfordernis der Neugründung stellt sich aber die Beeinflussung der langfristigen Tragfähigkeit unter Wertung der erst während der Gründungsarbeiten durchgeführten Grundwasseranalysen dar, da danach das Grundwasser im Bereich des Baufeldes großräumig als stark betonangreifend einzustufen ist.

Aufgrund von Messungen an gezogenen Verpresspfählen war festzustellen, dass im Bereich der tertiären Feinsande aufgrund der nur erreichten geringen Verpresskörperdurchmesser von ca. 10 bis 15 cm die erforderliche Mindestbetondeckung und damit die langfristige Korrosionsbeständigkeit

---

<sup>1</sup> Manns, W. (1993): Langzeiteinfluss von kalklösender Kohlensäure auf die Tragfähigkeit von Verpressankern. Otto Graf Journal, Vol. 8, 1997, Forschungs- und Materialprüfanstalt FMPA Stuttgart.

<sup>2</sup> Hof, C. (2004): Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum. Heft 35.

bei stark angreifenden Grundwasser zumindest einzelner GEWI-Tragglieder nicht gegeben ist.

Maßgebend für die langfristige Tragfähigkeit war im betreffenden Fall die zu erwartende zeitabhängige Verminderung der Mantelreibung und damit der „äußeren Tragfähigkeit“ durch den Angriff der kalklösenden Kohlensäure zu bewerten. Somit war die Aufgabe der Verpresspfahlgründung nach Bekanntwerden der Grundwasseranalysen zwangsläufig erforderlich.

### III. Beispiel Straßendamm auf tertiärem Ton

#### 1. Überblick

Im Zuge eines Straßenbaus auf bindigen Böden mit einer Deckschicht und darunter anstehenden tiefreichenden Tertiärtonen kam es unter dem bis zu 10 m hohen Damm auf einer Länge von etwa 150 – 200 m zu erheblichen Brucherscheinungen (vgl. Abbildung 2).



Abbildung 2: Schadensbild beim 2. Geländbruch

Dabei ist hervorzuheben, dass die geländebruchartigen Erscheinungen mit massiven Verformungen nicht nur einmal, sondern nach einer ersten Sanierung mit einer Nachgründung auf Betonrüttelsäulen (vgl. Abbildung 5) nochmals aufgetreten war.

Auch bei diesem Beispiel ist hervorzuheben, dass ausreichende Baugrunderkundungen nach DIN 4020 vorlaufend zu den Baumaßnahmen und auch später nach dem 1. Geländbruch ausgeführt worden sind.

## 2. Schadensverlauf

Zunächst sind nachfolgend die wesentlichen Randbedingungen zu den beiden Schadensfällen aufgelistet.

### a) 1. Geländebruch:

In einer Bauzeit von etwa 3 Monaten wurde der bis zu 10 m hohe Damm hinter einem Brückenwiderlager hergestellt. Etwa 1 Jahr nach Fertigstellung des Erdbaus wurden mit Beginn der Oberbauarbeiten erstmals deutlich wahrnehmbare Setzungen am Damm sowie am benachbarten Brückenbauwerk festgestellt. Durch die Vergrößerung der Verformungen in Form von Kriechsetzungen über einen Zeitraum von etwa 10 Monaten war letztlich ein längs durch die Fahrbahn verlaufender Absatz von bis zu ca. 3,5 m in Form eines Geländebruchs eingetreten.

Da man geotechnisch davon ausgegangen war, dass die steifen bis halbfesten Tertiärtonne (vgl. Abbildung 4) eine so hohe Scherfestigkeit besitzen, dass die Gleitfuge flach an der Basis der die Tone überlagernden 3-4 m mächtigen Deckschichten mit geringeren Scherfestigkeiten verlaufen muss, wurde der Damm teilweise abgetragen. An der Dammsohle wurden Reste des Dammbaumaterials bis ca. 1 bis 2 m über früherer GOK belassen und ein Gefälle von 4% hergestellt. Als Sanierung wurden vertikale Tragelemente geplant und ausgeführt. Hierbei wurden Rüttel-Ort-Beton-Säulen im Bereich der Dammaufstandsfläche bis auf den als tragfähig eingestuften Tertiärton hergestellt, um den wesentlichen Teil der Dammlast in den tieferen Untergrund abzutragen und somit die als gering tragfähig eingestuften oberen Bodenschichten zu entlasten. Zur Aufnahme der Spreizkräfte wurde eine horizontale Geokunststoffbewehrung vorgesehen. Danach Wiederaufbau des Dammes.

### b) 2. Geländbruch:

Bereit 2 Wochen nach Fertigstellung des neu aufgebauten Straßendamms zeigten sich wiederum erste Kriechverformungen, die nach etwa 3 bis 4 Monaten in einen Geländebruch entsprechend Abbildung 2 und 3 resultierten. Das war auch der Zeitpunkt in dem der Verfasser im Rahmen des Beweisverfahrens hinzugezogen wurde. Wir haben dann umfangreiche ergänzende Baugrunderkundungen, Laborversuche und messtechnische Untersuchungen vorgenommen. Die Abbildungen 3 und 4 zeigen dazu beispielhaft Ergebnisse der gemessenen und rückgerechneten Gleitfuge sowie die sich darstellenden undrännierten Scherfestigkeiten (Kohäsion) im Tertiärton.



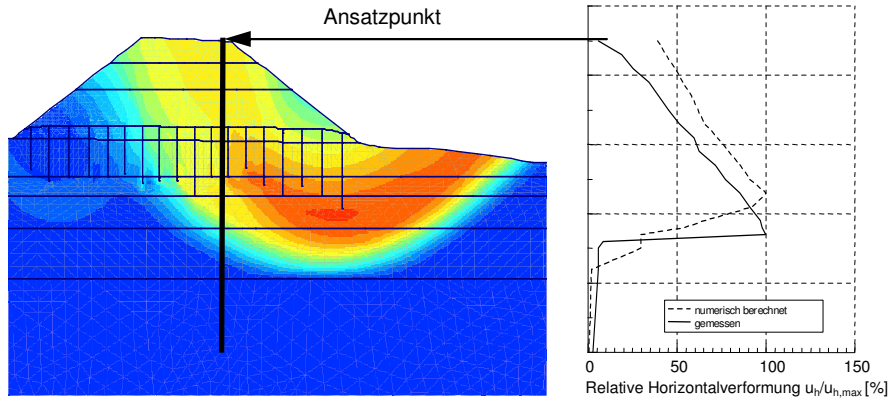


Abbildung 3: Numerische Analyse des Schadensfalles und gemessene Horizontalverformungen

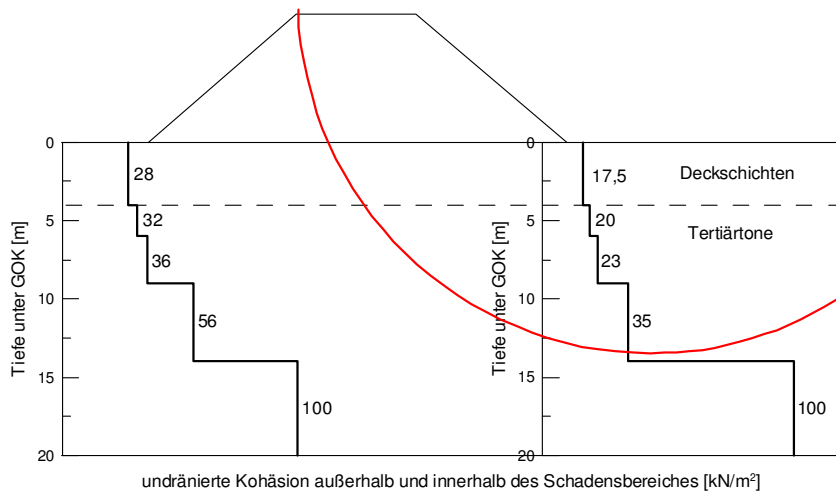


Abbildung 4: Aus Erkundungen, Verformungsmessungen und Vergleichsberechnungen abgeleitete Rechenwerte (charakteristische Werte) der undrÄnirten KohÄsion

### 3. Schadensursachen und technische Bewertung

Nachfolgend sind die auf der Grundlage von umfangreichen geotechnischen und numerischen Untersuchungen abgeleiteten Ursachen der beiden nacheinander eingetretenen Grundbrüche an dem Straßendamm in einer technischen Bewertung zusammengestellt.

- Anhand des Verlaufes des Sondierwiderstandes der Drucksondierungen, in Verbindung mit den Ergebnissen der Laborversuche, ist zu folgern, dass es im Bereich der geologischen Schichtgrenze zwischen Decklehm und Tertiärton nicht zu einer schlagartigen Vergrößerung der Festigkeitsparameter kommt, sondern dass vielmehr eine kontinuierlich Zunahme der Scherfestigkeit und der Steifigkeit des Tertiärtones mit der Tiefe vorliegt, s.a. Abbildung 4. Damit ist ein schlagartiger Übergang im Hinblick auf die Festigkeit und Steifigkeit beim Übergang vom Decklehm in den Tertiärton, wie zunächst bei der 1. Sanierung angenommen, nicht gegeben.
- Die Scherfestigkeiten und Steifigkeiten, insbesondere des Tertiärtones, waren offenbar bereits vor Eintreten des 1. Schadensfalles geringer als in den ursprünglichen Baugrundgutachten dargestellt.
- Für die Analyse der Standsicherheit muss aufgrund der vorliegende Sättigungsgrade und der geringen Wasserdurchlässigkeit der Decklehme und Tertiärton für den Anfangszustand entweder von den undränierten Scherparametern (undränierter Kohäsion) ausgegangen werden, oder es muss bei Verwendung der effektiven Scherparameter der Porenwasserüberdruck zusätzlich in die Berechnungen eingeführt werden, was zunächst nicht erfolgt ist.
- Der 1. Schadensfall kann nur eingetreten sein, wenn bestimmte bodenmechanische Randbedingungen zum Zeitpunkt der ersten Dammbaumaßnahme wirksam gewesen waren. Dabei kam es zu progressiven Brucherscheinungen. Die Modellvorstellung des progressiven Bruches mit einer verformungs- und zeitabhängigen Reduktion der  $c_u$ -Werte erklärt im vorliegenden Fall auch das stark zeitverzögerte Auftreten des 1. Schadensfalles nach der Dammherstellung.
- Die anhand der Untersuchungen zum 1. Schadensfall abzuleitende Scherzone entspricht etwa einer kreisförmigen Gleitfuge (im Gegensatz zur Sanierungsplanung), die relativ tief bis in die Tertiärton reicht.
- Aus den Analysen zum 1. Schadensfall konnte ein Baugrundmodell mit charakteristischen Bodenkenngrößen nach Eintritt des 1. Schadensfalls

(vor der 1. Sanierung) abgeleitet werden. Der Untergrund ist vereinfachend einzuteilen in durch den 1. Schadensfall „gestörte Zonen“ und „ungestörte Zonen“. Hierbei ist davon auszugehen, dass entlang der im 1. Schadensfall eingetretenen Gleitfugen (gestörte Zone) nahezu vollständig die Restscherfestigkeit wirksam war.

- Anhand der aus den Inklinometer-Messungen und Berechnungen abgeleiteten Gleit- bzw. Scherzonen beim 2. Schadensfall kann ebenfalls ein näherungsweise kreisförmiger Gleitkörper abgeleitet werden, der tief in die Tertiärtonen hineinreicht. In seiner Charakteristik und Lage stimmt dieser Gleitkörper des 2. Schadensfalles in etwa mit dem Gleitkörper des 1. Schadensfalles überein, bzw. reicht lokal noch etwas tiefer. Pauschal kann aber festgestellt werden, dass der 2. Geländebruch in etwa auf der gleichen Gleitscholle wie der 1. Schadensfall „abgerutscht“ ist. Die konstruktiven Elemente der Sanierung (Betonrüttelsäulen, Geokunststoff) haben damit praktisch nahezu keine Wirkung gezeigt, da die Gleitfuge überwiegend unterhalb der Säulenfüße verläuft, vgl. Abbildung 3.
- Der 2. Geländebruch kann somit vor allem auf ein Scherversagen in den Tertiärtonen unter den Betonrüttelsäulen zurückgeführt werden.

#### **4. Sanierung**

Als mögliche Sanierungsmaßnahmen<sup>3</sup> für den geschädigten Abschnitt des Straßendammes wurden folgende Varianten untersucht:

- Vorschüttungen als Gegenlast (Berme) im Bereich des Dammfußes;
- Verdübelung der Scherfuge mittels Bohrpfählen;
- Pfahlgründung (Aufständigung des Dammes) bis in tiefere tragfähige Tertiärtonschichten.

Das ausgeführte Konzept (Abbildung 5) sah schließlich eine Kombination mehrerer Maßnahmen vor:

- a) Anordnung einer 4 – 5 m hohen und 20 – 25 m breiten Vorschüttung (Konterberme) längs des betreffenden Dammschnitts (Länge ca. 150 m) vor dem Dammfuß über der ehemaligen Bruchmuschel.
- b) Maßgebliche Verringerung der Belastung durch Aufbau des Straßendammes auf einer Länge von ca. 200 m (Schadens- und Übergangsbereiche) mit EPS-Hartschaum.
- c) Einbau einer hochzugfesten Geogitterbewehrung unter dem EPS-Körper und in der Vorschüttung zur Erhöhung der Standsicherheit.

---

<sup>3</sup> Geotechnische Berichte Kempfert+Partner Geotechnik, Würzburg

- d) Verlegung des ursprünglich am Dammfuß angeordneten Regenrückhaltebeckens und Neubau in größerem Abstand zum Damm.
- e) Dränage der Böschungsfüße zur Vermeidung eines Aufweichens des Dammfußes.

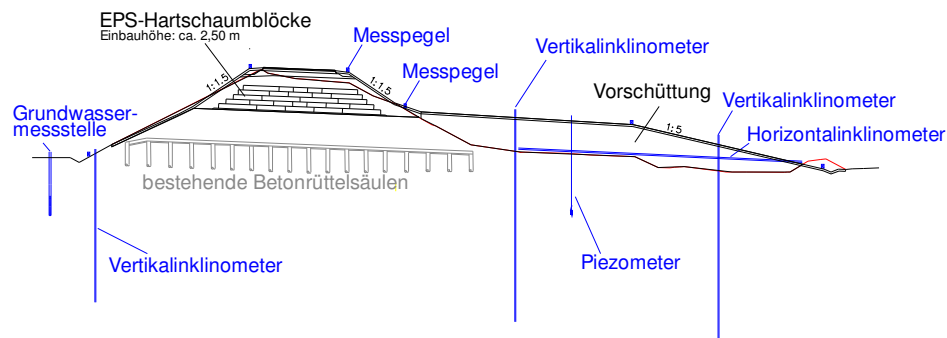


Abbildung 5: Ausgeführtes Sanierungskonzept: Regelquerschnitt mit Messelementen

Die Sanierungsmaßnahmen wurden durch eine kontinuierliche messtechnische Überwachung begleitet, wobei eine Freigabe des nächsten Bauabschnitts jeweils erst erfolgte, nachdem durch Messergebnisse ein planmäßiges Verformungsverhalten nachgewiesen werden konnte. Im Zweifelsfall wurden Liegezeiten eingeschaltet. Auch nach Beendigung der Baumaßnahmen und Freigabe für den Verkehr werden die Messungen über einen Zeitraum von insgesamt rd. 1,5 – 2 Jahren fortgeführt, wobei die messtechnischen Ergebnisse die Wirksamkeit der durchgeführten Sanierungsmaßnahmen belegen und die Straße nach langer schadensbedingter Verzögerung in Betrieb genommen werden konnte.

#### IV. Schlussfolgerungen

Leider ist immer wieder festzustellen, dass bei praktischen Bauaufgaben die in DIN 4020 zusammengestellten notwendigen geotechnischen Untersuchungen oftmals nicht oder teilweise aufgrund eines großen Kostendrucks nur eingeschränkt durchgeführt werden. Aber selbst wenn vom Umfang her ausreichende Baugrunderkundungen vorliegen, wie weitgehend in den vor-

stehend genannten beiden Beispielen, ist auch die erforderliche hohe Qualität der geotechnischen Folgerungen aus den Baugrunduntersuchungen einzufordern, was wiederum leider bei praktischen Projekten nicht immer gegeben ist. Ebenso wie in der Tragwerksplanung wird deswegen nachdrücklich gefordert, auch die geotechnischen Untersuchungen und die daraus resultierenden Empfehlungen für die Gründung von Baumaßnahmen einem unabhängigen qualifizierten Prüfvorgang zu unterziehen, z.B. durch einen Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau wie er in mehreren Länderbauordnungen verankert ist, aber leider nur selten angewendet wird. Vgl. dazu auch den Beitrag von R. Katzenbach in dieser Festschrift.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die im Abschnitt II und III dokumentierten Beispiele, bei denen in der Bauausführung erhebliche technische Probleme auftraten und mit großem wirtschaftlichen Schaden verbunden waren, diese durch einen zusätzlichen unabhängigen qualifizierten geotechnischen Prüflauf verhindert oder zu mindestens reduziert worden wäre. Damit kann nur nachdrücklich empfohlen werden, auch bei der geotechnischen Untersuchung, der Entwurfsbearbeitung und ggf. auch bei der Bauausführung für Projekte nach Geotechnischer Kategorie 2 und 3 das „Vier-Augen-Prinzip“ anzuwenden.