



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la  
communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle  
comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen**

**Bases de dimensionnement pour le renforcement  
par géosynthétiques**

**Design of reinforcement with geosynthetics**

**Empa, St. Gallen**  
**Rudolf Hufenus**

**Rüegger Systeme AG, St. Gallen**  
**Rudolf Rüegger**  
**Klaus Weingart**

**Institut für Geotechnik, ETH Zürich**  
**Pierre Mayor**  
**Sarah M. Springman**  
**Thomas M. Weber**  
**Robert Banjac**

**Empa, Dübendorf**  
**Rolf Brönnimann**  
**Glauco Feltrin**

**Forschungsauftrag 2000/450 auf Antrag des Schweizerischen  
Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

**März 2009**

**1239**

## **Danksagung**

Die Autoren danken dem Bundesamt für Strassen ASTRA für die Bewilligung und Finanzierung des hier vorgestellten Forschungsvorhabens. Gedankt sei auch dem Schweizerischen Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS und dem Schweizerischen Verband für Geokunststoffe SVG für ihre Unterstützung, den Firmen BP Amoco Fabrics, Fritz Landolt AG, Tensar Int. GmbH, Huesker Synthetic GmbH, Sytec Bausysteme AG, Polyfelt GmbH. und Naue Fasertechnik GmbH & Co KG, welche sich finanziell und durch Überlassen von Geokunststoffen engagiert haben, sowie den Unternehmen Hastag AG, Probst Maveg AG und Viagroup SA für ihre Beteiligung an den Feldversuchen. Und schliesslich ist es den Autoren ein Anliegen, die Beteiligung der Mitarbeiter der Empa (insbesondere U. Schrade, P. Barbadoro und V. Keller), des Instituts für Geotechnik IGT (insbesondere R. Rohr, P. Nater, G. Laios und A. Arnold) und der Rüeegg Systeme AG (M. Denk und H.U. Küng) an den Feld- und Laborarbeiten sowie der Zusammenstellung und Bereinigung des Forschungsberichtes zu würdigen.

## Zusammenfassung

Geokunststoffe werden heute im Erd- und Verkehrswegebau mit vielfältigen Aufgaben zur Bewehrung von übersteilen Böschungen, der Rückverhängung vom Stützbauwerken, der Stabilisierung von Dämmen auf weichem Untergrund sowie der Verstärkung von Foundationsschichten eingesetzt.

Die Bemessung geokunststoffbewehrter Konstruktionen basiert auf der Modellierung des Verhaltens der verschiedenen Bauelemente Boden und Geokunststoff einzeln und im Verbund sowie unter dem Einfluss verschiedenster äusserer und auch innerer Randbedingungen. Dazu werden nach wie vor klassische Methoden der Stabilitätsberechnung verwendet, welche auf Gleichgewichtsbetrachtungen beruhen. Dabei interessiert der Einfluss bei der Anwendung verschiedener solcher Gleichgewichtsmethoden und unterschiedlichen Ansätzen der Sicherheit (global, partial). Die Untersuchung mit Finiten Elementen (FE) zeigt auf, wie weit eine Relation der Resultate / Kräfte zu jenen der klassischen Bemessung mit üblichen Sicherheitsbeiwerten gegeben ist und wie weit die Methode in der Lage ist, Fragen der Gebrauchstauglichkeit (Deformationen) zu beantworten.

Die Bewehrung von Dämmen auf weichem Untergrund erhöht die Sicherheit gegen statischen Grundbruch und ermöglicht so das raschere Schütten sowie im Endzustand auch steilere seitliche Böschungen. Auch hier erfolgt die Bemessung allgemein mit Methoden der Stabilitäts- und Grundbruchberechnungen, welche auf Gleichgewichtsbetrachtungen beruhen und keine Aussagen über das Deformationsverhalten liefern. Die Analyse mit FE liefert Hinweise zur Grösse der Beanspruchung der Bewehrung und zu den Dammdeformationen (Setzungen und Verschiebungen).

Bei der Bewehrung von Foundationsschichten führen rein analytische Resultate kaum zu brauchbaren Resultaten, um damit den Einfluss einer bestimmten Geokunststoffbewehrung auf die Verdichtbarkeit und die Tragfähigkeit zu erfassen. Ein gross angelegter Versuch mit einer befahrenen, auf der Unterseite mit verschiedenen Produkten bewehrten Baupiste auf einem Untergrund sehr geringer Tragfähigkeit zeigt die positiven Einflüsse auf die genannten Eigenschaften durch Messen der Verdichtung durch Zusammendrückungsversuche (statische und dynamische Lastplattenversuche, dynamische Verdichtungskontrolle über die Walze) sowie der Tragfähigkeit (Spurrinnenbildung beim Befahren). Die Ergebnisse ermöglichen die Formulierung von Mindestanforderungen für entsprechend eingesetzte Geokunststoffe.

## **Abstract**

Geosynthetics are used today in civil engineering many forms. Applications include reinforcement of steep fill slopes, support or tie back of retaining walls, stabilisation of embankment dams on soft soils, as well as strengthening of foundation layers.

The dimensioning of the reinforced soil walls is based on modelling the behaviour of the integrated elements of soil and geosynthetics alone, as well as in contact with each other, and under the influence of the various external and internal boundary conditions. The classical methods of stability analysis that are based on static equilibrium have been adopted as before, and the impact of design using either global or partial safety factor methods has been investigated. Finite element analyses have been carried out to obtain the relationship between the forces mobilised in the geosynthetics, for comparison with the classical design methods based on the accepted safety factors. Furthermore, the advantages of the method for determining the deformation mechanisms (serviceability limit state) have been reviewed.

Base reinforcement of embankments constructed on soft ground raises the safety level against bearing capacity failure and permits construction to be completed more quickly, as well as guaranteeing the safety of a steeper slope throughout the life of the embankment. Design is carried out based on stability and bearing capacity analyses, originating from a static equilibrium approach, with no prediction whatsoever of the deformation behaviour. On the other hand, the finite element analysis delivers hints on the load absorbed by the reinforcement and the deformation of the entire embankment system.

No purely analytical results deliver effective methods for determining the optimising effect of specific geosynthetic reinforcement on the compaction and bearing capacity of unmetalled foundation layers. A full scale field test was carried out on a length of unmetalled road, reinforced by a range of geosynthetic products placed on soft ground with low bearing capacity. The results confirmed a positive influence of the geosynthetics in terms of the performance of the road system, following traffic loading. Static and dynamic plate load tests as well as dynamic compaction control of the vibrating roller and the depth of the ruts following trafficking were all measured. The results permitted the formulation of minimal requirements for each specific geosynthetic layer.

## Résumé

De nos jours les géosynthétiques sont utilisés dans les travaux de terrassement et de construction de voies de circulation avec des fonctions multiples telles que le renforcement de talus très raides, l'ancrage d'ouvrages de soutènement, la stabilisation de remblais ainsi que le renforcement des couches de fondation.

Le dimensionnement des constructions renforcées par des géosynthétiques est basé sur la modélisation du comportement des éléments sol et géosynthétique, individuellement ou conjointement ainsi que sous l'influence de conditions aux limites les plus diverses, extérieures aussi bien qu'intérieures. A cet effet on utilise comme auparavant les méthodes classiques de calcul de stabilité basées sur des considérations d'équilibre. On s'est intéressé à l'influence due à l'utilisation de méthodes différentes basées sur l'équilibre ainsi qu'à différentes approches de la sécurité (globale ou partielle). Les calculs par éléments finis (FE) montrent jusqu'à quel point une relation existe entre les résultats/forces obtenus par cette méthode et ceux provenant d'un dimensionnement classique avec les facteurs de sécurité usuels et jusqu'à quel point la méthode est à même de répondre aux questions d'aptitude au service (déformations).

Le renforcement de remblais sur sous-sol meuble augmente la sécurité contre la rupture profonde, permet ainsi un remblayage plus rapide ainsi que des talus latéraux plus raides à l'état final. En général, le dimensionnement se fait aussi dans ce cas avec les méthodes des calculs de stabilité et de portance basées sur des conditions d'équilibre et qui ne donnent pas d'indications sur le comportement en déformation. Les calculs à l'aide des éléments finis donnent des renseignements sur la grandeur des sollicitations du renforcement et sur les déformations du remblai (tassements et déplacements).

Dans le cas du renforcement de couches de fondation, des calculs purement analytiques ne conduisent guère à des résultats utilisables pour déterminer l'influence sur la compactabilité et la portance d'un renforcement par un géosynthétique déterminé. Un essai de grande dimension avec une piste de chantier renforcée à la base avec différents géosynthétiques sur un sous-sol de portance très faible montre l'effet positif sur les propriétés mentionnées par la mesure du compactage à l'aide d'essais de compression (essais de plaque statiques et dynamiques, contrôle dynamique du compactage par le rouleau compresseur) et de la portance (formation d'ornières lors du roulage). Les résultats rendent possible la formulation d'exigences minimales pour des géosynthétiques employés de manière analogue.

## Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung .....	10
1.1	Problemstellung .....	10
1.1.1	Bewehren mit Geokunststoffen .....	10
1.1.2	Stützbauwerke und bewehrte Dämme .....	11
1.1.3	Verstärken von Fundationsschichten .....	11
1.2	Zielsetzung .....	12
1.3	Vorgehensweise .....	13
1.3.1	Allgemeines .....	13
1.3.2	Feld- und Laborversuche .....	13
1.3.3	Numerische Modellierung .....	14
1.3.4	Umsetzung der Ergebnisse .....	14
1.4	Symbole und Begriffe .....	15
2.	Stützkonstruktionen und Steilböschungen aus geokunststoffbewehrter Erde .....	17
2.1	Einführung .....	17
2.2	Die klassische Bemessung geokunststoffbewehrter Konstruktionen .....	17
2.3	Nachweis der inneren Standsicherheit .....	18
2.3.1	Methoden und Modelle .....	18
2.3.2	Beispiele mit verschiedenen Berechnungsmodellen und Sicherheitsansätzen .....	21
2.3.3	Berechnungsverfahren: .....	22
2.3.4	Beispiel 1 .....	25
2.3.4.1	Bemessungswerte der Beanspruchung für eine rechnerische Sicherheit $\eta = 1.0$ ....	25
2.3.4.2	Rechnerische Sicherheiten im Vergleich zum Verfahren 1 .....	28
2.3.4.3	Interpretation der Resultate .....	30
2.3.5	Beispiel 2 .....	31
2.3.5.1	Bemessungswerte der Beanspruchung für eine Sicherheit $\eta = 1.0$ .....	31
2.3.5.2	Rechnerische Sicherheiten im Vergleich zum Verfahren 1 .....	33
2.3.5.3	Interpretation der Resultate .....	34
2.3.6	Offene Fragen betreffend Standsicherheitsnachweise .....	35
2.3.7	Empfehlungen für die Praxis .....	36
2.4	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit .....	36
2.4.1	Allgemeine Überlegungen .....	36
2.4.2	Tolerierbare Deformationen .....	37
2.4.2.1	Setzungen allgemein .....	38
2.4.2.2	Anforderungen aus der Nutzung .....	38
2.4.2.3	Anforderungen aus der Art der Front .....	39
2.4.3	Offene Fragen zur Gebrauchstauglichkeit .....	42
2.4.4	Empfehlungen für die Praxis .....	42
2.5	Allgemeines zur Praxis der Bemessung .....	42
2.5.1	Innerer Tragwiderstand der Bewehrung .....	43
2.5.2	Äusserer Tragwiderstand der Bewehrung .....	45
2.6	Numerische Modellierung von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen .....	48
2.6.1	Einführung .....	48
2.6.2	Verwendete FE-Programm und Stoffgesetze .....	49
2.6.3	Untersuchte typische geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen .....	49
2.6.4	Modellierungsannahmen für die Berechnungen .....	50
2.6.4.1	2D-Modellierung .....	50
2.6.4.2	Stoffgesetze für Boden und Geokunststoff .....	51
2.6.4.3	Geokunststoff-Elemente .....	54
2.6.4.4	Aktualisierte Netzberechnung (updated mesh analysis) .....	55
2.6.4.5	Phasenweise Herstellung .....	56
2.6.4.6	Konstruktionsarten .....	57
2.6.4.7	$\phi'$ - $c'$ Reduktion (Standsicherheitsberechnung) .....	59
2.6.4.8	Vereinfachende Annahmen .....	60

2.6.5	Eingangsdaten für die Berechnungen .....	60
2.6.6	Darstellung der Resultate .....	63
2.6.7	Resultate der FE-Berechnungen .....	65
2.6.7.1	Resultate der Referenzberechnungen.....	65
2.6.7.2	Einfluss des verwendeten Stoffgesetzes.....	69
2.6.7.3	Einfluss der Einbaumodellierung .....	73
2.6.7.4	Einfluss der Geokunststoffzugfestigkeit und –steifigkeit .....	84
2.6.7.5	Einfluss der Bodensteifigkeit .....	99
2.6.7.6	Bemerkung zu der Fliesskraft des Geokunststoffes.....	103
2.6.7.7	Standicherheitsberechnungen mit der $\varphi'$ -c'-Reduktion.....	103
2.6.7.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen .....	104
2.7	Gegenüberstellung der FE-Analyse-Resultate mit jenen der Gleichgewichtsmodelle .....	105
2.7.1	Statische Gleichgewichtsmodelle .....	105
2.7.2	Rechnerische Sicherheiten mit den nach der FE – Analyse berechneten Kräften.....	106
2.7.2.1	Frontneigung 60°: .....	106
2.7.2.2	Frontneigung 80°: .....	107
2.7.3	Folgerungen aus den Berechnungen mit den Gleichgewichtsmodellen .....	107
2.7.4	Kraftverlauf nach FE – Analyse und Lage der kritischen Gleitflächen.....	109
2.8	Allgemeine Schlussfolgerungen.....	112
3.	Dämme auf weichem Untergrund.....	114
3.1	Entwurf.....	114
3.1.1	Überlegungen zum Entwurf von Dämmen auf weichen Seebodenlehm .....	114
3.1.2	Systembetrachtung .....	114
3.1.3	Überlegungen beim Entwurf .....	115
3.1.4	Gefährdungsbilder und Versagensmechanismen.....	117
3.1.5	Grenzzustände der Tragfähigkeit: .....	118
3.1.6	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	119
3.1.7	Sicherheitsnachweise .....	119
3.1.7.1	Einfluss der Bewehrung auf die äussere Sicherheit: Grundbruch (Fall 1a) .....	122
3.1.7.2	Gesamtheitliche Betrachtung der äusseren und inneren Tragsicherheit (Fälle 1a & 1b) .....	125
3.1.7.3	Innere Standsicherheit mit Gleitkreis durch die Bewehrung (Fall 1b) .....	127
3.2	Numerische Untersuchungen zu basisbewehrten Dämmen auf weichem Untergrund .....	128
3.2.1	Vorbemerkung zur FE-Analyse.....	128
3.2.2	Untersuchung eines Fallbeispiels .....	128
3.2.3	Referenzberechnung mittels Finiten Elementen.....	131
3.2.3.1	Berechnungsmodell.....	131
3.2.3.2	Modellbildung.....	131
3.2.3.3	Drainierte und undrainierte Berechnung .....	131
3.2.3.4	Bestimmung der Bodenparameter.....	132
3.2.3.5	Bestimmung der Parameter des Geokunststoffes.....	133
3.2.3.6	Berechnungsschritte und Einstellungen .....	133
3.2.3.7	Berechnungsergebnisse.....	134
3.3	Auswertung der numerischen Berechnungen.....	136
3.3.1	Vergleich der Ergebnisse der numerischen (FE-Methode) und der klassischen Bemessung (Gleichgewichtsmodelle).....	136
3.3.2	Analyse der FE- Parameterstudie.....	138
3.3.2.1	Geometrische Abmessungen .....	138
3.3.2.2	Vergleichsrechnung unter Verwendung des Stoffgesetzes Modified Cam Clay für weiche Bodenschichten.....	139
3.3.2.3	Bodenparameter.....	143
3.3.2.4	Reibungsbeiwert der Kontaktflächen zwischen Boden und Geokunststoff.....	143
3.3.2.5	Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes .....	144
3.3.2.6	Steifigkeit und Scherfestigkeit des Dammkörpers.....	145
3.3.2.7	Numerische Einstellungen und Modellierung .....	145
3.3.2.8	Modellierung des Bauprozesses .....	147
3.3.2.9	Einfluss der undrainierten Scherfestigkeit auf die Sicherheit.....	147

3.3.2.10	Probleme bei der Berechnung der Konsolidation.....	148
3.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerung zur numerischen Modellierung basisbewehrter Dämme .....	148
4.	Untersuchung zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	150
4.1	Stand des Wissens .....	150
4.2	Ablauf des Feldversuchs.....	154
4.2.1	Konzept.....	154
4.2.2	Beschreibung der Versuchspiste .....	155
4.2.3	Versuchsprogramm.....	156
4.3	Auswahl, Charakterisierung und Einsatz der Geokunststoffe.....	159
4.3.1	Produktauswahl.....	159
4.3.2	Kraft-Dehnungsverhalten .....	160
4.3.3	Robustheit gegenüber Einbaubeanspruchung .....	163
4.3.4	Aufbau und Bestückung der Versuchspiste .....	166
4.4	Bodenkennwerte und Umgebungsbedingungen.....	167
4.4.1	Eigenschaften des Schüttmaterials .....	167
4.4.2	Korngrößenverteilung .....	167
4.4.3	Eigenschaften des Untergrundes .....	168
4.4.4	Scherfestigkeit.....	168
4.4.5	CBR-Koeffizient .....	172
4.4.6	Massgebende Untergrundeigenschaften .....	175
4.4.7	Witterungsverhältnisse.....	176
4.5	Verdichtungskontrollen.....	177
4.5.1	Raumgewichtsmessung.....	177
4.5.2	Statischer Plattendruckversuch .....	179
4.5.3	Dynamischer Plattendruckversuch .....	188
4.5.4	Dynamisches Fallgewichtsgesetz FWD .....	190
4.5.5	Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle .....	193
4.5.6	Interpretation der Verdichtungsmessungen .....	195
4.6	Spurrinnen.....	197
4.6.1	Ausmessen der Spurrinnen .....	197
4.6.2	Auswertung der Profilmessungen .....	198
4.6.3	Eingebaute Schichtstärken .....	199
4.6.4	Ausbildung der Spurrinnen .....	200
4.6.5	Verformungen im Untergrund .....	203
4.7	Dehnungsverhalten der Geokunststoffe .....	205
4.7.1	Instrumentierung der Geokunststoffe .....	205
4.7.2	Statische Messungen.....	208
4.7.3	Dynamische Messungen.....	211
4.7.4	Interpretation der Dehnungsmessungen .....	214
4.7.5	Einfluss von Verdichtung und Befahrung.....	217
4.8	Einfluss der Bewehrung auf die Tragfähigkeit dünner Foundationsschichten .....	220
4.8.1	Folgerungen aus dem Feldversuch .....	220
4.8.2	Einfluss der Bewehrung auf die Verdichtung.....	222
4.8.3	Einfluss der Bewehrung auf die Spurrinnenbildung.....	222
4.8.4	Seitliche Verankerung des Geokunststoffes.....	223
4.8.5	Anforderungen an die Bewehrung .....	224
4.9	Numerische Modellierung eines Plattendruckversuches .....	225
4.9.1	Feldversuch.....	225
4.9.2	Materialeigenschaften.....	226
4.9.2.1	Bodeneigenschaften .....	226
4.9.2.2	Eigenschaften des Geokunststoffes .....	227
4.9.3	Ergebnisse der Plattendruckversuche .....	227
4.9.4	Numerische Modellierung .....	228
4.9.4.1	Randbedingungen .....	228

---

4.9.4.2	Modellierung des Konstruktionsprozesses.....	229
4.9.4.3	Stoffgesetze.....	229
4.9.5	Vergleich der Ergebnisse zwischen Feldversuche und numerischer Berechnung.....	230
4.9.6	Erste Gebrauchsanwendungen .....	232
4.9.6.1	Ohne Bewehrung.....	232
4.9.6.2	Erhöhung der Foundationsschichtdicke .....	233
4.9.7	Schlussfolgerungen zur numerischen Modellierung der Plattendruckversuche.....	234
4.10	Zusammenfassung zur Verstärkung von Foundationsschichten .....	234
4.10.1	Bewehrung von Foundationsschichten im Verkehrswegebau.....	234
4.10.2	Einsatz eines Geokunststoffs mit Trennfunktion.....	236
4.10.3	Einbauhinweise .....	236
5.	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	238
5.1	Stützkonstruktionen und Steilböschungen aus bewehrter Erde .....	238
5.2	Dämme auf weichem Untergrund .....	238
5.3	Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	238
5.4	Allgemeines zur numerischen Modellierung mittels finiter Elemente .....	239
6.	Motivation und erreichte Ziele .....	240
6.1	Motivation .....	240
6.1.1	Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund.....	240
6.1.2	Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	240
6.2	Erreichte Ziele .....	240
6.2.1	Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund.....	240
6.2.2	Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	241
6.3	Offene Fragen .....	241
6.3.1	Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund.....	241
6.3.2	Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	242
7.	Weiterer Forschungsbedarf.....	243
7.1	Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund.....	243
7.1.1	Weiterführende Untersuchungen für eine Verbesserung der Bauwerksanalyse mit FE-Methoden .....	243
7.1.2	Ergänzende Richtlinien und Normierung .....	243
7.2	Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten .....	243
7.2.1	Weiterführende Untersuchungen zur Wirkung verschiedener Bewehrungsprodukte.....	243
8.	Literaturverzeichnis .....	244

## 1. Einleitung

### 1.1 Problemstellung

#### 1.1.1 Bewehren mit Geokunststoffen

Geokunststoffe werden heute vermehrt mit der Aufgabe der Bewehrung im Erd- und Verkehrswegebau eingesetzt. Geokunststoffbewehrte Konstruktionen bieten eine qualitativ hochstehende und wirtschaftliche Alternative zu massiven Bauwerken aus Beton, Steinblöcken etc. (Abb. 1.1 und Abb. 1.2). Ebenso können Geokunststoffe zur Verstärkung von Dämmen auf weichem Untergrund eingesetzt werden (Abb. 1.3). Als Bewehrung von Fundamentalschichten im Verkehrswegebau tragen sie zur Qualitätsverbesserung und Reduktion der Schichtdicke bei (Abb. 1.4). Mit Boden als Hauptbaustoff ist der Anteil fremder Baustoffe minimal.

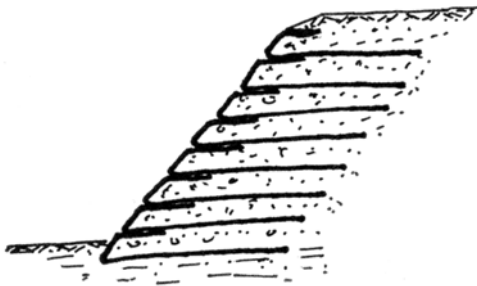


Abb. 1.1: Steilböschungen [1]

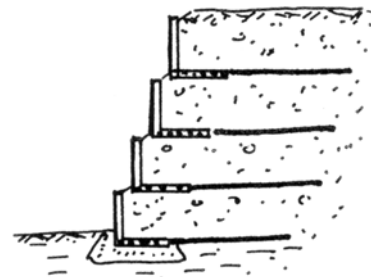


Abb. 1.2: Stützbauwerke [1]

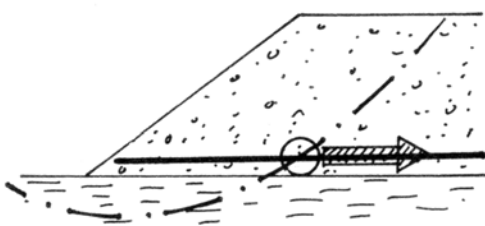


Abb. 1.3: Dammaufstandsflächen [1]

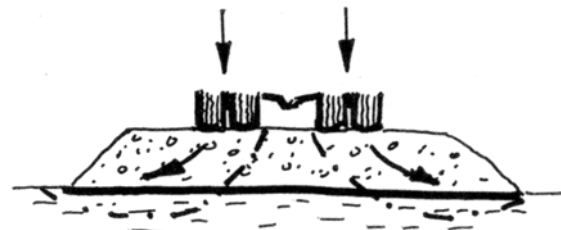


Abb. 1.4: Fundamentalschichten [1]

Die Berechnung geokunststoffbewehrter Konstruktionen basiert auf der Modellierung des Verhaltens der verschiedenen Bauelemente, Boden und Geokunststoff einzeln und im Verbund, und muss alle möglichen Arten des Versagens sowie die Gebrauchstauglichkeit während der Nutzungsdauer berücksichtigen. Die für eine Bemessung erforderlichen Abminderungs- und Sicherheitsfaktoren sind oft nicht klar ersichtlich. Auch bezüglich der Abschätzbarkeit des Deformationsverhaltens bestehen große Diskrepanzen zwischen der Theorie (Modellversuche und Modellberechnungen) und der Praxis.

Die Vergleiche der Methoden ergeben sehr unterschiedliche Resultate, insbesondere weil oft nicht alle kritischen Lastfälle (Bruchmechanismen) untersucht werden und weil die Bauteilsicherheiten unterschiedlich gehandhabt werden. Oft ist das Berechnungsverfahren kaum nachvollziehbar (Black-Box-Effekt). Es bleibt unklar, ob die kritischen Gleitflächen wirklich gefunden werden. Die Abminderungs- und Sicherheitsfaktoren sind oft nicht klar ersichtlich. Auch bezüglich der Abschätzbarkeit des Deformationsverhaltens bestehen noch große Diskrepanzen zwischen der Theorie (Modellversuche und Modellberechnungen) und der Praxis.

Der Ingenieur ist verunsichert und muss vielfach auf Bemessungsmethoden von Herstellern zurückgreifen, die selten produkteneutral sind und verschiedene wichtige Aspekte unterschiedlich betrachten. Umgekehrt können Projekte, die beispielsweise als Unternehmervarianten von Produzenten oder Systemlieferanten erarbeitet wurden, nicht nach einheitlichen Kriterien beurteilt und verglichen werden. Dies kann bei unterschiedlichen Bemessungsannahmen zu Wettbewerbsverzerrungen und unterschiedlichen Sicherheitsstandards führen. Misserfolge sind nicht ausgeschlossen und können solche Bauwerke bzw. Bauverfahren als Ganzes in Misskredit bringen.

Beim Thema „Bewehren mit Geokunststoffen“ ist zu unterscheiden zwischen Geokunststoffen, welche im klassischen Sinn als Bewehrungselemente = Zugelemente eingesetzt werden (in bewehrten Stützkonstruktionen und bei Dämmen mit vorwiegend statischer, einaxialer Belastung), und solchen mit einer Verstärkung von eher dünnen Schichten, welche meist unter dynamischer Belastung stehen, die zu einer vorwiegend biaxialen Beanspruchung führt (Fundationsschichten von Verkehrswegen).

Während die äusseren und inneren Standsicherheitsnachweise bei bewehrten Stützkonstruktionen und Dämmen meist mit bekannten Methoden der Bodenmechanik, welche auf Gleichgewichtsbetrachtungen treibender und rückhaltender Kräfte beruhen, durchgeführt werden können, ist dies bei verstärkten Fundationsschichten im Verkehrswegebau nur bedingt möglich. Der Einfluss der Geokunststoffe unter meist dynamischer Belastung (Verdichtung in der Bauphase und Verkehrsbelastung während der Gebrauchsphase) ist komplexer. Eine Beurteilung ist oft nur mittels experimenteller Untersuchungen möglich.

In allen Anwendungsfällen spielen für die Gebrauchstauglichkeit die Deformationen eine zentrale Rolle. Die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerkes ist gewährleistet, wenn die Deformationen die vorgesehene Nutzung des Bauwerkes nicht in Frage stellen. Ergänzend können auch rein ästhetische Anforderungen eine Rolle spielen (Aussehen einer Konstruktion).

Das Thema „Bewehren mit Geokunststoffen“ gliedert sich entsprechend den Anwendungsgebieten in die zwei Teilbereiche „Stützbauwerke und bewehrte Dämme“ und „Verstärken von Fundationsschichten“.

### **1.1.2 Stützbauwerke und bewehrte Dämme**

In Stützbauwerken (Abb. 1.1 und Abb. 1.2) und bewehrten Dämmen (Abb. 1.3) hat der Geokunststoff als Bewehrungselement eine rein statische Verstärkungsfunktion und die Bemessung der Konstruktionen erfolgt mit klassischen Methoden der Bodenmechanik. Die Festigkeitsparameter der Geokunststoffe können in die Nachweise der Tragsicherheit und deren Gebrauchstauglichkeit direkt eingehen. Die Arbeit mit offenen Fragen bezüglich Bemessungsmethoden und Ermittlung des Deformationsverhaltens ist vorwiegend theoretischer Natur. Es sind daher keine speziellen Versuche vorgesehen. Der Hauptaufwand wird neben der Literaturlauswertung in die numerische Modellierung investiert werden.

Folgende Fragen sind zu beantworten:

- Massgebende Randbedingungen (Geometrie, Boden, Wasser, äussere Belastungen)
- Massgebende Stoffgesetze und Parameter (Scherparameter Boden, Boden – Geokunststoff)
- Zusätzliche Parameter (z.B. Erdbeben, Wasser, Ausnahmelasten)
- Gefährdungsbilder (mögliche Versagensmechanismen)
- Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes (z.B. zulässige Deformationen, Aussehen)
- Anforderungen an die Geokunststoffe zur Gewährleistung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit
- Spezielle Anforderungen an die Geokunststoffe/Verbindungen in Abhängigkeit der Konstruktionsart (z.B. geokunststoffbewehrte Konstruktionen mit weicher/flexibler, starrer Front)
- Anforderungen an die Schüttmaterialien (Scherfestigkeit, Verdichtung etc.) und an die Fundation der Bauwerke
- Qualitätskontrollen beim Aufbau
- Überwachung während der Nutzungsdauer

### **1.1.3 Verstärken von Fundationsschichten**

In Fundationsschichten (Abb. 1.4) sollen mit der Bewehrung die Eigenschaften der Schüttung bezüglich Verdichtung sowie die Tragfähigkeit unter der Nutzung (Verkehr) verbessert werden. Eine direkte Relation zu den Festigkeitsparametern des Geokunststoffes ist hier nicht gegeben, sondern das Zusammenwirken von Geokunststoff und Kontaktboden ist von entscheidender Bedeutung. Der Aufbau des Geokunststoffes (Gewebe, Gitter, Vlies) kann einen relevanten Einfluss haben. Gesucht werden neutrale Bewertungskriterien für verschiedenste Geokunststoffe. Die offenen Fragen zur Wirkung einer Bewehrung können dabei nicht nur theoretisch angegangen werden, sondern erfordern umfangreiche Feld- und Laborversuche.

Bei der Verstärkung von Foundationsschichten sind zwei Aufgaben zu unterscheiden, welche jedoch beide gleichzeitig verlangt oder erwünscht sein können:

- Erleichterung der Verdichtung bei Foundationsschichten auf weichem Untergrund mit dem Ziel, die auf der Foundationsschicht verlangten Mindestwerte mit einer möglichst geringen Schichtstärke oder mit möglichst geringem Verdichtungsaufwand zu erreichen. Dabei handelt es sich um einen temporären Effekt während des Baus.
- Verbesserung der Tragfähigkeit der Foundationsschicht und damit Reduktion der erforderlichen Schichtstärke oder Verlängerung der Nutzungsdauer durch Verzögerung von Deformationen, welche die Nutzung beeinträchtigen.

Beide Aufgaben können einzeln oder in Kombination eine wesentliche Einsparung an Fundationsmaterial (im Allgemeinen Kiessand) bringen. Diese Einsparung hat sowohl einen ökonomischen (Kosten) als auch ökologischen Aspekt (weniger Verbrauch an wertvollem Rohstoff Kies und weniger Transporte).

Folgende Fragen sind zu beantworten:

- Massgebende Randbedingungen (Geometrie, Boden, Wasser, äussere Belastungen)
- Massgebende Stoffgesetze und Parameter (Scherparameter Boden, Boden – Geokunststoff)
- Zusätzliche Parameter (z.B. Verdichtung, Ausnahmelasten)
- Gefährdungsbilder (mögliche Versagensmechanismen)
- Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes (z.B. zulässige Deformationen/Spurrinntiefen etc.)
- Einfluss verschiedener Geokunststoffe auf die Verdichtung
- Einfluss verschiedener Geokunststoffe auf die Erhöhung der Tragfähigkeit bzw. Verlängerung der Nutzungsdauer
- Anforderungen an die Geokunststoffe unter Berücksichtigung des Kontaktbodens (im Allgemeinen geeignetes Material für Foundationsschichten: Kiessand/Schotter) für die Aufgaben „Verbessern der Verdichtung“ bzw. „Erhöhung der Tragfähigkeit“
- Anforderungen an die Foundationsschicht (z.B. Korngrößenverteilung, Maximalkorn)
- Einbauanforderungen
- Einbaukontrollen

## 1.2 Zielsetzung

Es liegt im Interesse der Planer, der Hersteller von Bewehrungsprodukten, der Anbieter von ganzen Systemen sowie letztlich der Auftraggeber, dass die Bemessung geokunststoffbewehrter Bauwerke nach einheitlichen Richtlinien und Sicherheitsstandards erfolgt. Ferner sollten die Qualitätsstandards von der Planung bis zur Ausführung und Abnahme des Bauwerkes inklusive Nachfolgekontrollen geregelt sein.

Das Ziel des Forschungsprojektes besteht einmal darin, Bemessungsgrundsätze und -richtlinien zu erarbeiten, nach denen die für solche Bauwerke erforderlichen Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit zu führen sind. Zudem sollte der Projektablauf von der Erarbeitung und Erfassung der Randbedingungen über die eigentliche Bemessung, die konstruktive Ausbildung, die Wahl der Baustoffe mit den zugehörigen Anforderungen bis zur Qualitätssicherung festgelegt werden.

Dazu gehören:

- Grundinformationen über Belastungen sowie Boden und Wasser
- Kenntnis der massgebenden Versagensmechanismen
- Berechnung, Bemessung und Nachweise
- Konstruktive Ausbildung, Baustoffe
- Sicherheitskonzepte
- Qualitätssicherung mit Prüfungen/Kontrollen

Es gibt mindestens 5 verschiedene Arten von Geokunststoffen, welche für Bewehrungsaufgaben eingesetzt werden und die ein ganz unterschiedliches Verhalten zeigen:

- gewebte/gewirkte Geogitter

- extrudierte Geogitter
- gelegte Geogitter
- Geogewebe
- Geovliese

Untersuchungen an Einzelprodukten oder an bestimmten Produktfamilien gibt es viele. Diese erlauben jedoch kaum Quervergleiche zu anders aufgebauten Produkten und können daher nicht für eine objektive Beurteilung herangezogen werden. Da wird zum Beispiel die Knotensteifigkeit von extrudierten Geogittern gegen die Zugfestigkeit von Geogeweben ausgespielt und umgekehrt, was nur dem Wettbewerb, aber nicht der sachlichen Argumentation dient. Ziel ist es, die verschiedenen Geokunststoffe so zu bewerten, dass sie untereinander objektiv verglichen werden können und für die Auswahl beim Anwender und beim Anbieter Klarheit herrscht (neutrale Beurteilungskriterien). Die heutige Unklarheit führt zu einem verzerrten Wettbewerb, der im Wesentlichen nur über den Preis funktioniert.

Die Forschungsergebnisse werden so aufbereitet, dass sie später als Basis für eine entsprechende Norm oder Richtlinie dienen können.

### 1.3 Vorgehensweise

#### 1.3.1 Allgemeines

Das Teilprojekt „Stützbauwerke und bewehrte Dämme“ ist vorwiegend theoretischer Natur (Literaturauswertung und numerische Modellierung), ohne dass spezielle Versuche vorgesehen sind. Der Hauptaufwand wird neben der Literaturauswertung in die numerische Modellierung investiert. Die offenen Fragen zur Wirkung einer Bewehrung einer Foundationsschicht auf weichem Untergrund können nicht nur theoretisch angegangen werden, sondern erfordern umfangreiche Feld- und Laborversuche.

Die aus den Zielen abzuleitenden Aufgaben lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Systematische Auswertung von Forschungsberichten, Normen, Richtlinien und Herstellerangaben (Stand der Technik).
- Untersuchungen im Bereich der Interaktion Boden - Bewehrung, insbesondere bei der Verstärkung von Foundationsschichten: Feldversuche (Verdichtungs- und Befahrungsversuche) mit einer Baupiste.
- Instrumentelle Überwachung der eingebauten Geokunststoffe, wobei die geeignete Instrumentierung vorgängig zu entwickeln und zu validieren ist.
- Klassische Laborversuche an den eingebauten Geokunststoffen zur Feststellung von Beschädigungen und Veränderungen.
- Numerische Modellierung der geokunststoffbewehrten Konstruktionen mit Finiten Elementen.
- Beantwortung der unter Abschnitt 1.1 formulierten Fragen
- Erarbeiten der Grundlagen für eine Norm „Bewehren mit Geokunststoffen“

#### 1.3.2 Feld- und Laborversuche

Primär ist die Wirkungsweise verschiedener Geokunststoffe betreffend der Verbesserung der Verdichtungseigenschaften von Foundationsschichten auf weichem Untergrund und der Tragfähigkeit mit Langzeitwirkung zu klären. Feld- und Laborversuche konzentrieren sich daher auf diesen Teilbereich. Bekannte Untersuchungen befassen sich meist nur mit ausgewählten Geokunststoffen und können nicht zur Beurteilung anderer Produkte (mit anderer Machart und anderen Eigenschaften) herangezogen werden. Der Ingenieur benötigt jedoch allgemeine Aussagen, die es ermöglichen, Grundanforderungen an Produkte zu formulieren, welche einen offenen, neutralen Markt gewährleisten und diesen nicht nur auf bestimmte Produkte eingrenzen.

Als Feldversuche sind Verdichtungsversuche mit unterschiedlichen Geokunststoffen und eventuell auch Schüttmaterialien vorgesehen (Abb. 1.5 und Abb. 1.6). Diese Versuche zur Ermittlung der Verbesserung der Verdichtungseigenschaften werden mit einer stark mit LKW befahrenen Baupiste kombiniert, womit sich die Wirkung auf die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit (Spurrinnenbildung) analysieren lässt (Abb. 1.6). Die im Feldversuch eingebauten Geokunststoffe werden zur Erfassung des Kraft- Dehnungsverhaltens instrumentiert, um ihre effektive Beanspruchung erfassen zu können.

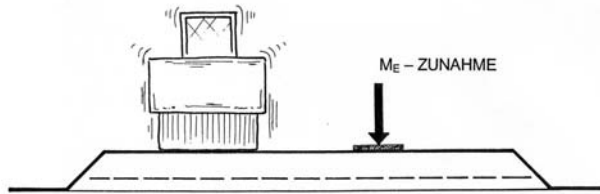


Abb. 1.5: Verdichtungsversuch [2]

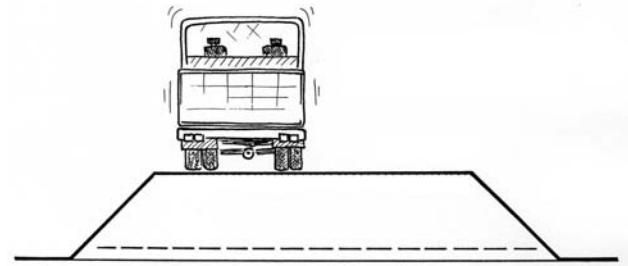


Abb. 1.6: Befahrungsversuch auf Baupiste [2]

So können 2 Fragenkomplexe gleichzeitig bearbeitet werden:

- Wirkung verschiedener Geokunststoffe auf die Verdichtung
- Wirkung verschiedener Geokunststoffe auf die Verbesserung der Tragfähigkeit bzw. der Gebrauchstauglichkeit am Beispiel einer stark befahrenen Baupiste (knapp dimensioniert).

Vorgängig zu den Feldversuchen wird in Laborversuchen ermittelt, wie die Wirkung einer dynamischen Beanspruchung messtechnisch erfasst werden kann. Standardversuche zur Ermittlung der jeweils charakteristischen Eigenschaften der verwendeten Böden, Schüttmaterialien und Geokunststoffen werden für die vollständige Versuchsdokumentation benötigt.

### 1.3.3 Numerische Modellierung

Die Bemessung der geokunststoffbewehrten Bauwerke basiert auf inneren und äusseren Standsicherheitsnachweisen bei Berücksichtigung von kritischen (ungünstigsten) Bruchmechanismen. Dabei werden für die verschiedenen Bauelemente unterschiedliche Abminderungs- und Sicherheitsfaktoren angewandt. Diese Art der Bemessung gibt direkt keine Auskunft über die zu erwartenden Verformungen und liefert je nach angewandtem Verfahren sehr unterschiedliche Resultate.

Die geokunststoffbewehrten Bauwerke bestehen aus Materialien, die in ihren Eigenschaften und ihrem Verhalten sehr unterschiedlich sind. Es steht keine einfache Methode für die Bestimmung der Deformationen dieser kompositen Konstruktionen zur Verfügung. Die aktuellen Berechnungsverfahren ergeben noch grosse Diskrepanzen zwischen den berechneten und den beobachteten Deformationen.

Eine exakte Berechnung der Deformation bewehrter Konstruktionen erfordert die genaue Beschreibung der Materialsteifigkeiten und -festigkeiten, die Kenntnis der Kraftübertragung zwischen den Bestandteilen sowie den Einsatz numerischer Berechnungsverfahren. Die heute zur Verfügung stehenden Finite Elemente-, bzw. Finite Differenzen-Programme erlauben die numerische Modellierung solcher Bauwerke. Die Schwierigkeiten bei der Modellierung liegen vor allem in der Wahl der zu treffenden Parameter, sei es für den Boden, für die Geokunststoffe oder für die Interaktion Boden - Geokunststoffe.

Im Rahmen dieses Forschungsprogramms werden typische geokunststoffbewehrte Konstruktionen mit Finiten Elementen modelliert. Nach Aufstellung der FE-Netze werden Parameterstudien durchgeführt, wobei die nötigen Parameter aus der Literatur oder aus Produktkatalogen entnommen werden. Vorhandene Untersuchungsergebnisse der Feldversuche sollen zur Validierung der Berechnungsmethode und der Parameterwahl herangezogen werden. Damit sollen die unterschiedlichen geokunststoffbewehrten Konstruktionen, unabhängig vom jeweiligen Bemessungsverfahren, bezüglich Deformationen und Gebrauchstauglichkeit verglichen werden.

Im Anschluss an die Versuche werden zur Validierung der FE-Methode sowie zur Verfeinerung in der Parameterwahl, die Resultate der FE-Berechnungen mit den gemessenen Werten verglichen. Durch die Kombination von Versuchsergebnissen und Berechnungsergebnissen soll die Möglichkeit geschaffen werden, die Wirkung eines unter der Strasse eingebauten Geokunststoffes rechnerisch zu erfassen und mögliche Einsparungen in der Fundamentalschicht durch Berechnungen nachzuweisen. Zudem sollte, dank der Anwendung einer einheitlichen Berechnungsmethode, eine produkte- und systemunabhängige Beurteilung der verschiedenen geokunststoffbewehrten Bauwerke möglich werden.

### 1.3.4 Umsetzung der Ergebnisse

Die Auswertung erfolgt im Hinblick auf die Beantwortung der in Abschnitt 1.1 formulierten Fragen und versucht diese mit dem Ziel zu beantworten, Grundlagen für eine zukünftige Norm „Bewehren mit

Geokunststoffen“ zu schaffen, welche den Stand der Technik und neueste Ergebnisse fremder und eigener Forschung berücksichtigt.

#### 1.4 Symbole und Begriffe

Symbol	Begriff	Einheit
$\beta$	Neigung der Frontkonstruktion zur Horizontalen	°
$\gamma$	Feuchtraumgewicht	kNm <sup>-3</sup>
$\gamma_d$	Trockenraumgewicht	kNm <sup>-3</sup>
$\gamma_g$	Raumgewicht des gesättigten Bodens	kNm <sup>-3</sup>
$\gamma_R$	Partialfaktor/Sicherheitsbeiwert für den Tragwiderstand	-
$\gamma_s$	Raumgewicht Festsubstanz	kNm <sup>-3</sup>
$\gamma_c$	Sicherheitsbeiwert Kohäsion	-
$\gamma_\varphi$	Sicherheitsbeiwert Reibungswinkel	-
$\gamma_\gamma$	Sicherheitsbeiwert Raumgewicht	-
$\gamma_q$	Sicherheitsbeiwert Auflast	-
$\Gamma$	MCC-Parameter, initiales spezifisches Volumen bei $p' = 1$ kPa	-
$\varepsilon$	Dehnung	%
$\varepsilon_{el}$	Dehnung im elastischen Anfangsbereich	%
$\varepsilon_i$	Initialdehnung	%
$\varepsilon_k$	Kriechdehnung	%
$\varepsilon_{tot}$	Totale Dehnung (= $\varepsilon_i + \varepsilon_k$ )	%
$\eta$	Sicherheitsfaktor	-
$\mu$	Ausnutzungsgrad = $1/\eta$	-
$\kappa$	Cam-Clay Entlastungsbeiwert, Abstieg der Ent- und Wiederbelastungsgerade im $v - \ln p'$ - Diagramm	-
$\lambda$	Cam-Clay Kompressionsbeiwert, Anstieg der Erstbelastungsgeraden im $v - \ln p'$ - Diagramm	-
$v'$	Querdehnzahl	-
$\sigma'$	effektive Normalspannung	kPa, kNm <sup>-2</sup>
$\sigma$	totale Normalspannung	kPa, kNm <sup>-2</sup>
$\tau$	Scherspannung, Tragwiderstand	kPa
$\varphi'$	Reibungswinkel (effektiv) des Bodens	°
$\varphi'_G$	Reibungswinkel Geotextil – Boden (effektiv)	°
$\psi$	Dilatanzwinkel	°
$A_1$	Abminderungsfaktor Kriechen	-
$A_2$	Abminderungsfaktor Einbau	-
$A_3$	Abminderungsfaktor Verbindungen	-
$A_4$	Abminderungsfaktor Dauerhaftigkeit	-
$A_5$	Abminderungsfaktor Zusatzeinflüsse	-
$a_\varphi$	Beiwert für die Reibung	-
$a_c$	Beiwert für die Kohäsion	-
$B$	Bewehrungstiefe	m
CBR	CBR-Koeffizient	%
$C_c$	Kompressionsbeiwert der Erstbelastung (aus Ödometer)	-
$c_u$	Undrainierte Scherfestigkeit	kPa
$c'$	Kohäsion des Bodens	kPa
$d$	Korndurchmesser	mm
$d_x$	Maximale Korngrösse von x % der Bodenpartikel	mm
$E$	Einwirkung	-
$E_{V1}$	Verformungsmodul/Elastizitätsmodul der Erstbelastung	MPa
$E_{V2}$	Verformungsmodul/Elastizitätsmodul der Wiederbelastung	MPa
$E_{dyn}$	Dynamischer Verformungsmodul/Elastizitätsmodul	MPa
$E_0$	FWD-Verformungsmodul/Elastizitätsmodul	MPa

Symbol	Begriff	Einheit
$E_{vib}$	FDVK-Verformungsmodul/Elastizitätsmodul	MPa
H	Konstruktionshöhe	m
h	Bewehrungsabstand vertikal	m
$k_x, k_y$	Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler bzw. vertikaler Richtung	$ms^{-1}$
$I_P$	Plastizitätsindex	%
M	MCC-Parameter, Anstieg der Bruchgeraden im q-p'-Diagramm	-
MCC	Stoffgesetz Modified Cam Clay	
$M_{E1}$	Verformungsmodul der Erstbelastung	MPa
$M_{E2}$	Verformungsmodul der Wiederbelastung	MPa
m	Elastizitätsmodul textiler Flächengebilde	$kNm^{-1}$
OCR	Überconsolidationsverhältnis	-
p	Auflast	$kNm^{-2}$
$p_v$	Veränderliche Auflast	$kNm^{-2}$
r	Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit	$kNm^{-1}$
$r_{2\%}$	Mindestwert der Kraft bei 2% Dehnung	$kNm^{-1}$
$r_{el}$	Zugfestigkeit im elastischen Anfangsbereich	$kNm^{-1}$
s	Geplante Nutzungsdauer	a
T	Tragwiderstand	-
t	Dicke Bodenschicht	m
$t_N$	Setzungen	mm
$w_L$	Fliessgrenze	%
$w_P$	Ausrollgrenze	%
$w_{eff}$	Effektiver Wassergehalt	%
$x_d$	Index d = Bemessungswert	-
$x_k$	Index k = charakteristischer Wert	-
Z	Zugfestigkeit des Geokunststoffs (breitenbezogen)	$kNm^{-1}$
$Z_A$	Ausziehfestigkeit	$kNm^{-1}$
$Z_d$	Breitenbezogene Bemessungskraft einer Geokunststofflage (geforderte Zugfestigkeit)	$kNm^{-1}$
$Z_R$	Effektive Langzeitzugfestigkeit (breitenbezogen)	$kNm^{-1}$
$Z_{R1.0}$	Breitenbezogene Gebrauchskraft	$kNm^{-1}$
$Z_{Rd}$	Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit (breitenbezogen)	$kNm^{-1}$

## 2. Stützkonstruktionen und Steilböschungen aus geokunststoffbewehrter Erde

### 2.1 Einführung

Die Norm SN 670 242 beschreibt folgende Anwendungen:

- Stützkonstruktionen

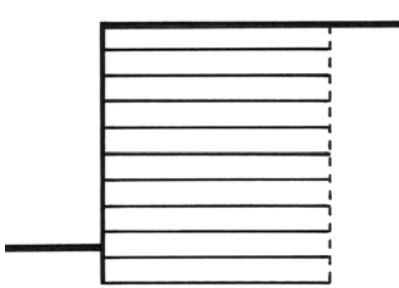


Abb. 2.1: Mauer

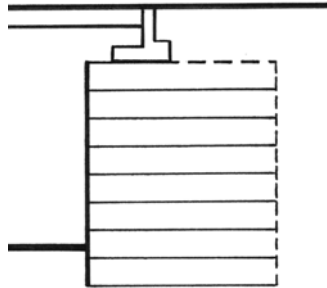


Abb. 2.2: Widerlager

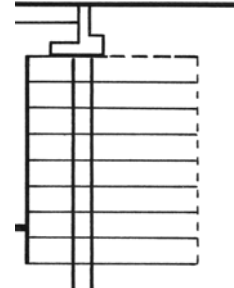


Abb. 2.3: gemischte Widerlager

- Bewehrte Böschungen, übersteile Böschungen

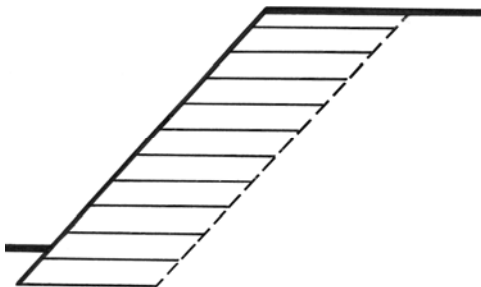


Abb. 2.4: Steilböschungen

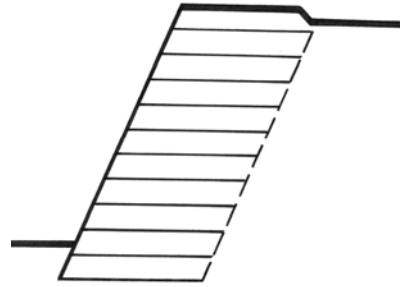


Abb. 2.5: Übersteile Böschungen

Bezüglich der Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit bestehen Unsicherheiten bezüglich der Auswahl der Methoden und Modelle sowie aus dem Einsatz und der Tauglichkeit numerischer Verfahren (FE – Methoden).

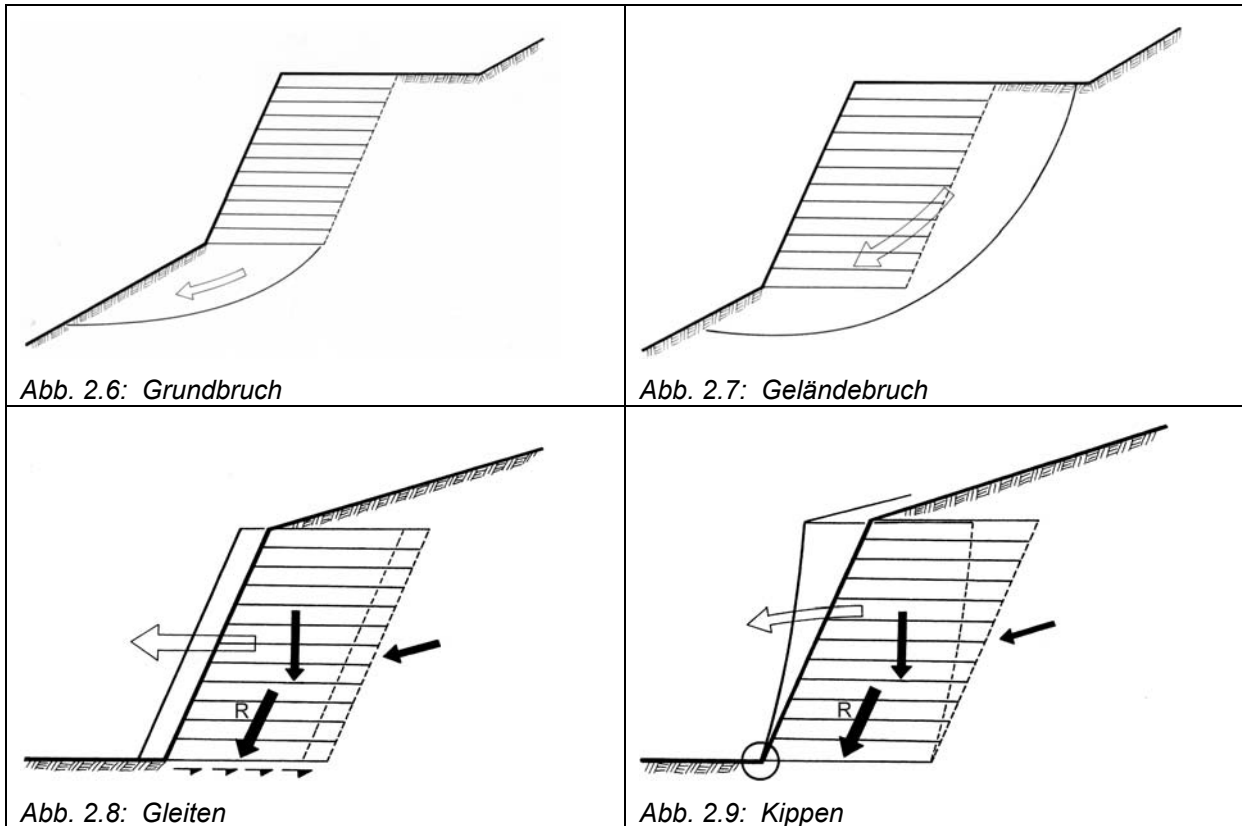
Die folgende Untersuchung basiert auf der Auswertung der Literatur und vor allem auf den Ergebnissen eigener Modellrechnungen. Damit wird versucht, die Probleme aufzuzeigen und für den Anwender wichtige Folgerungen zu ziehen sowie Hinweise für die Bemessung in der Praxis zu liefern.

### 2.2 Die klassische Bemessung geokunststoffbewehrter Konstruktionen

Bei der Bemessung bzw. den Nachweisen der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit (Verformungsverhalten) von Konstruktionen aus bewehrter Erde ergeben sich verschiedene Probleme. Die Wahl des Bemessungsmodelles beeinflusst entscheidend die Anforderungen an den Geokunststoff (Langzeitzugfestigkeit) und die Abmessungen (Bewehrungstiefe) in Abhängigkeit der äusseren Bedingungen (Geometrie, Bodeneigenschaften, Auflasten). Nutzung und Frontausbildung stellen unterschiedliche Anforderungen an das Verformungsverhalten während des Bau- und Endzustandes. Dies wiederum beeinflusst die Anforderungen an die Bewehrung und auch an das Schüttmaterial sowie die Einbauqualität selbst.

Die folgenden Ausführungen zeigen Schwierigkeiten bei den Nachweisen der inneren Standsicherheit auf und liefern praktische Hinweise betreffend den Anforderungen an Schüttmaterial, Aufbau und Bewehrung zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit.

Auf die Nachweise der äusseren Standsicherheit Grundbruch (Abb. 2.6), Geländebruch (Abb. 2.7), Gleiten (Abb. 2.8), Kippen (Abb. 2.9), welche z.B. im Handbuch "Bauen mit Geokunststoffen" [2] erläutert sind, wird nicht näher eingegangen, da diese die Geokunststoffe nicht direkt betreffen. Dabei wird der bewehrte Körper als homogener Schwergewichtskörper betrachtet. Die Nachweise sind in Analogie zu jenen für normale, klassische Stützkonstruktionen nach den Grundsätzen in der Norm SIA 267 "Geotechnik" [3] zu führen.



Einzigster Unterschied ist der Grundbruch, da der bewehrte Erdkörper als schlanke Auflast wirkt und nicht als starrer Körper. Es sind daher beim Grundbruch auch Gleitkörper zu untersuchen, welche nur einen Teil der Aufstandsfläche umfassen, wobei die Konstruktion vereinfacht als schlanke, vertikale Auflast zu berücksichtigen ist (Abb. 2.10).

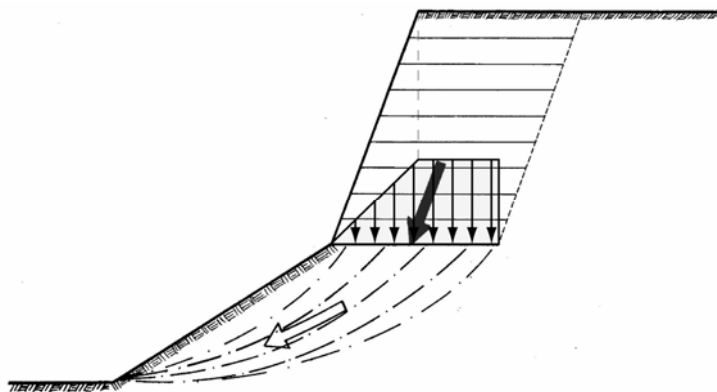


Abb. 2.10: Lokaler Grundbruch

Dabei wird in Abweichung der SIA 267 empfohlen, diesen Nachweis in Analogie zum Geländebruch für den Grenzzustand GZ 3 zu führen.

## 2.3 Nachweis der inneren Standsicherheit

### 2.3.1 Methoden und Modelle

Die Nachweise der inneren Standsicherheit werden im Allgemeinen mit Methoden durchgeführt, welche auf einem Gleichgewicht zwischen treibenden und rückhaltenden Kräften beruhen. Dabei ist nachzuweisen, dass mit der Bewehrung eine ausreichende Sicherheit erzielt wird, oder dass der Ausnutzungsfaktor  $\mu \leq 1.0$  ist.

Dabei geht es hier nur um die Nachweise der sogenannten "inneren" Standsicherheit, das heisst um solche, bei denen Gleit- bzw. Bruchflächen die Bewehrung schneiden (Abb. 2.11).

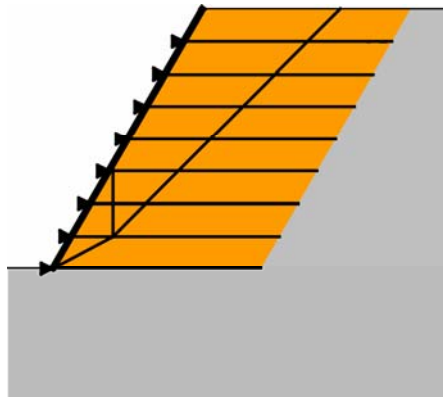


Abb. 2.11: Gleitflächen, welche die Bewehrung schneiden

In diesem Fall gibt es Gleitflächen, welche nur im inneren des bewehrten Körpers verlaufen und solche, welche nur einzelne Bewehrungslagen schneiden.

Die meisten Berechnungsmodelle mit kreisförmigen (z.B. BISHOP), beliebig gekrümmten (z.B. JANBU) oder geradlinigen Gleitflächen arbeiten mit einer vertikalen Lamellenbildung (Abb. 2.12), wobei die Zwischenlamellenkräfte oft vernachlässigt oder nur unzureichend berücksichtigt werden. Insbesondere ist kein Verfahren bekannt, welches den Einfluss der Bewehrung in den vertikalen Lamellenflächen berücksichtigt. Das Gleiche gilt auch für Modelle mit beliebigen Blöcken (Abb. 2.13), bei denen die Zwischenkräfte aus der Bewehrung vernachlässigt werden.

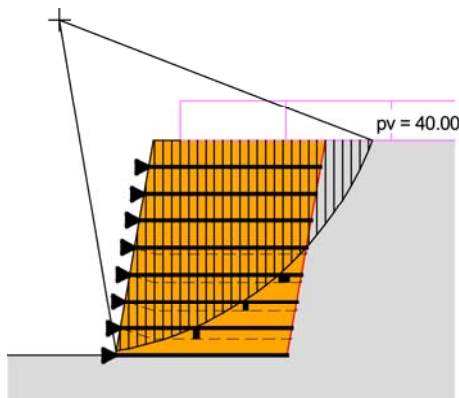


Abb. 2.12: Vertikale Lamellen

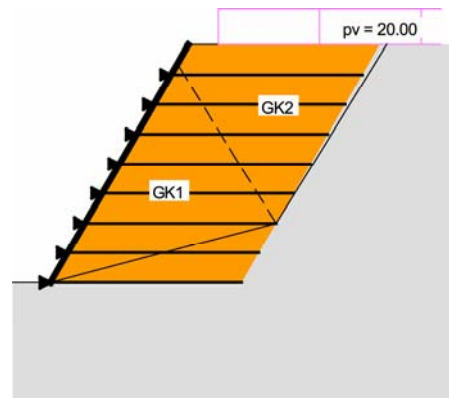


Abb. 2.13: beliebige Blöcke

Dem gegenüber stehen die Methoden, welche den bewehrten Körper als Ganzkörper betrachten und einen Schnitt hinterkant der im Allgemeinen gleich langen Bewehrungslagen führen (Abb. 2.14). Diese Methode basiert auf Ansätzen für die Bemessung von Nagelwänden und wurde für die Bemessung von geokunststoffbewehrten Erdbauwerken übernommen (z.B. nach der Publikation Wichter & Nimmegern 1990 [4]).

Es werden dann steile Gleitflächen durch den ganzen Körper untersucht (1-Körper-Mechanismus, Abb. 2.14) sowie zusammengesetzte Gleitflächen, welche nur einen Teil der Bewehrungslagen (2-Körper-Mechanismus, Abb. 2.15) schneiden.

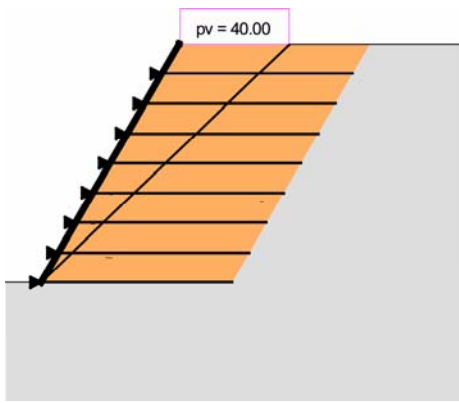


Abb. 2.14: steile Gleitflächen (1 – Körper – Mechanismus)

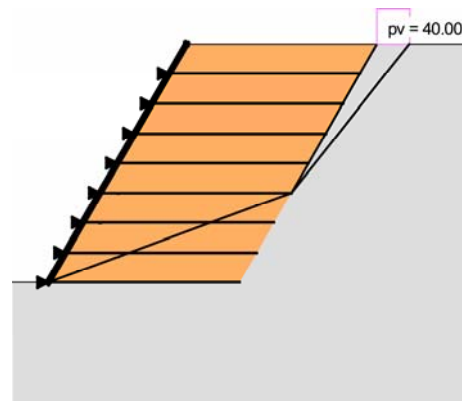


Abb. 2.15: zusammengesetzte Gleitflächen (2 – Körper – Mechanismus)

Für die steilen Gleitflächen besteht gegenüber den Annahmen mit Lamellenmethoden kein relevanter Unterschied. Für die zusammengesetzten Gleitflächen ist dieser jedoch augenfällig (Abb. 2.16, Abb. 2.17).

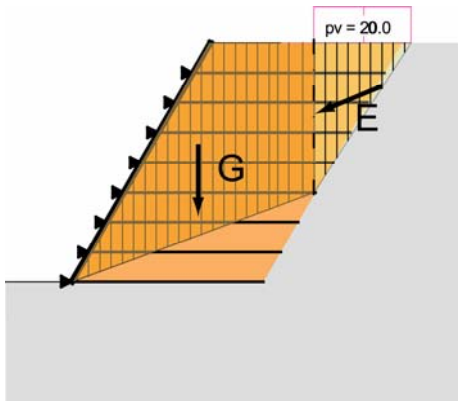


Abb. 2.16: Lamellenmethode

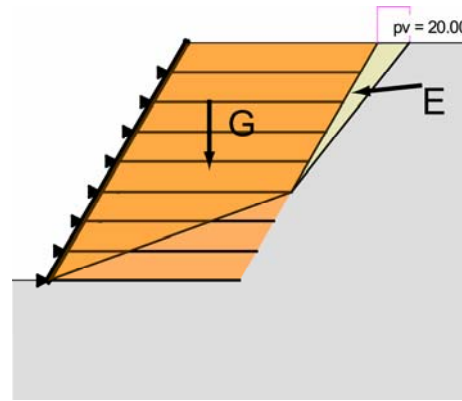


Abb. 2.17: 2 – Körpermechanismus

Beim 2 – Körpermechanismus mit einem Schnitt hinterkant Bewehrung ist der Erddruck auf die geneigte Fläche kleiner und die rückhaltend wirkende Masse für flache Gleitflächen im Bereich des bewehrten Körpers (Neigung Gleitfläche < Reibungswinkel) grösser. Damit erhöht sich, wie anhand von Beispielen noch aufgezeigt wird, für tiefe Gleitflächen die Sicherheit, bzw. die Beanspruchung der Bewehrung wird kleiner. Nachweise / Bemessungen nach dieser Methode führen unter Umständen zu einer schwächeren Bewehrung und zu einer kleineren Bewehrungstiefe.

Der Unterschied der Sicherheiten oder Kräfte ist dabei abhängig von der Neigung der Ebene hinterkant Bewehrung. Für vertikale Ebenen ist der Unterschied vernachlässigbar und nimmt mit zunehmender Neigung zur Vertikalen zu.

Bedeutend wird er ab Neigungen von ca.  $15^\circ$ , entsprechend einer Neigung zur Horizontalen von ca.  $75^\circ$ . Eine weitere grosse Abhängigkeit besteht bei hohen Flächenlasten in ungünstiger Lage im Verhältnis zur Konstruktionshöhe (Konstruktionsmasse) (Abb. 2.18) oder bei geneigtem Terrain (Abb. 2.19).

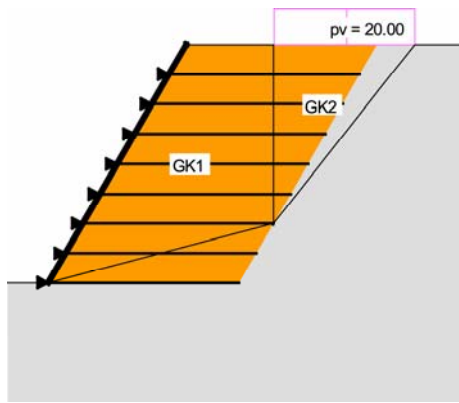


Abb. 2.18: Flächenlast in ungünstiger Lage

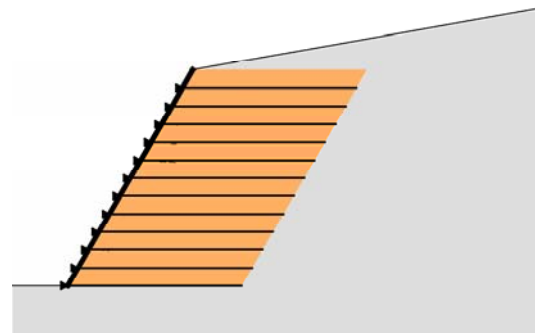


Abb. 2.19: Geneigtes Terrain

### 2.3.2 Beispiele mit verschiedenen Berechnungsmodellen und Sicherheitsansätzen

Anhand von 2 Beispielen wird einerseits aufgezeigt, wie die Wahl des Berechnungsmodelles und der Ansätze bezüglich Sicherheiten den Bemessungswert der Beanspruchung, welcher aus der Bildung des Gleichgewichtszustandes resultiert, beeinflusst. Andererseits wird untersucht, wie die Sicherheit bei konstantem Bemessungswert der Beanspruchung durch die verschiedenen Modelle beeinflusst wird.

**Beispiel 1:** Konstruktion variabler Neigung und Höhe mit horizontalem Terrain und unterschiedlicher Verkehrslast (Abb. 2.20)

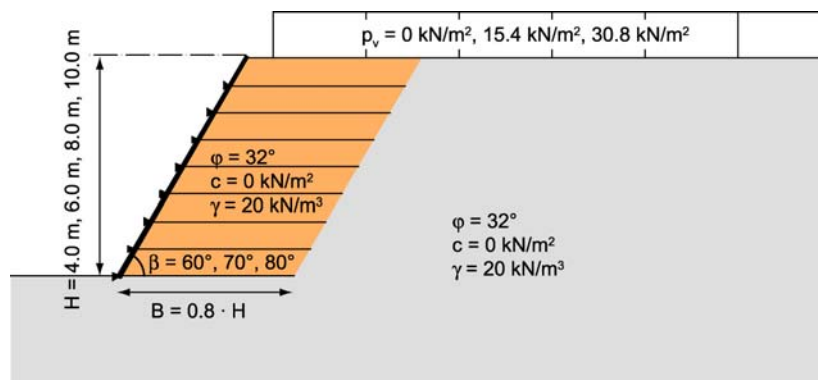


Abb. 2.20: Stützkonstruktion mit variabler Höhe, Neigung und Auflast

Geometrie und Belastung:

- Böschungshöhe H: 4.0 m, 6.0 m, 8.0 m, 10.0 m
- Bewehrungstiefe B: konstant 80 % H = 3.2 m, 4.8 m, 6.4 m, 8.0 m
- Vertikalabstand Bewehrung h: 0.5 m
- Neigung Konstruktion β: 60°, 70°, 80°
- Auflast: 0 kN/m<sup>2</sup>, 15.4 kN/m<sup>2</sup>, 30.8 kN/m<sup>2</sup>  
(charakteristische Werte)  
entspricht bei einem Beiwert  $\gamma_q = 1.30$   
Bemessungswerten von 0 / 20 / 40 kN/m<sup>2</sup>

Bodenkennwerte (charakteristische Werte) für alle Berechnungen:

- Reibungswinkel Untergrund = Reibungswinkel Schüttung:  $\phi'_k = 32^\circ$
- Kohäsion Untergrund = Kohäsion Schüttung:  $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$
- Raumgewicht Untergrund = Raumgewicht Schüttung:  $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$

Für die Reibung Geokunststoff – Boden  $\varphi'_{Gd}$  (Auszieh Widerstand) wurde ein Beiwert  $a_\varphi = 0.8$  berücksichtigt mit folgendem Ansatz für den Bemessungswert der Reibung Geokunststoff – Boden:

$$\tan \varphi'_{Gd} = a_\varphi \cdot \tan \varphi'_d.$$

**Beispiel 2:** Konstruktion der Höhe  $H = 6\text{ m}$  mit unterschiedlicher Neigung der Front und des Geländes über der Konstruktion (Abb. 2.21)

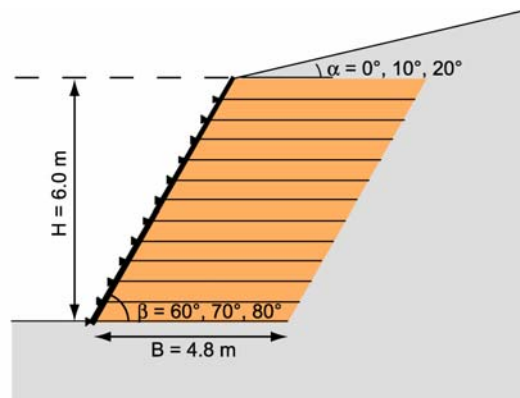


Abb. 2.21: Stützkonstruktion mit variabler Neigung der Front und des Geländes

Geometrie und Belastung:

- Böschungshöhe H: 6.0 m
- Bewehrungstiefe B: 80 % H = 4.8 m
- Vertikalabstand Bewehrung h: 0.5 m
- Neigung Konstruktion  $\beta$ : 60°, 70°, 80°
- Neigung Gelände über Konstruktion  $\alpha$ : 0°, 10° 20°

Bodenkennwerte (charakteristische Werte) für alle Berechnungen:

- Reibungswinkel Untergrund = Reibungswinkel Schüttung:  $\varphi'_k = 32^\circ$
- Kohäsion Untergrund = Kohäsion Schüttung:  $c'_k = 0\text{ kN/m}^2$
- Raumbgewicht Untergrund = Raumbgewicht Schüttung:  $\gamma_k = 20\text{ kN/m}^3$

Für die Reibung Geokunststoff – Boden  $\varphi'_{Gd}$  (Auszieh Widerstand) wurde ein Beiwert  $a_\varphi = 0.8$  berücksichtigt mit folgendem Ansatz für den Bemessungswert der Reibung Geokunststoff – Boden

$$\tan \varphi'_{Gd} = a_\varphi \cdot \tan \varphi'_d.$$

### 2.3.3 Berechnungsverfahren:

Die Berechnung erfolgte schliesslich mit 6 verschiedenen Verfahren, welche sich je aus verschiedenen Bemessungsmodellen und Ansätzen über Sicherheiten zusammensetzen (Tabelle 1).

Die neueren Verfahren berücksichtigen dabei, in Anlehnung an den EUROCODE und die neue Norm SIA 267 [3], Teilsicherheitsbeiwerte. Für die Berechnungen wurden für die Reibung und die Kohäsion etwas höhere Werte berücksichtigt, als sie in der nach der Durchführung der Berechnungen veröffentlichten SIA Norm 267 [3] nun definitiv festgelegt sind. Auf die Ergebnisse und die daraus gewonnenen Erkenntnisse hat dies allerdings keinen grossen Einfluss.

Bei der Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten sind dabei die zu berücksichtigenden Grenzzustände festzulegen, welche als GZ bezeichnet werden.

Zu den einzelnen Verfahren gelten folgende Bemerkungen:

**Verfahren 1:**

Dieses Verfahren berücksichtigt Teilsicherheitsbeiwerte für den GZ Typ 3 mit einem 2 – Körper – Modell mit einer Trennfläche hinterkant Bewehrung.

**Verfahren 2:**

Dieses Verfahren war früher in Deutschland üblich und vor allem bei der Bemessung der Bewehrung sowie bei der Scherfestigkeit des Schüttmaterials wurden hohe Teilsicherheitsbeiwerte angesetzt, da angenommen wurde, es bestehe diesbezüglich das Risiko, dass auf der Baustelle schlechteres Material oder unter ungünstigen Bedingungen (Verdichtung) eingebaut würde.

**Verfahren 3:**

Dieses Verfahren entspricht dem Verfahren 2, berücksichtigt für das Schüttmaterial jedoch keine Sicherheit. Dies ist möglich, wenn die Einbauqualität (Material, Verdichtung) genauestens überwacht wird, bzw. wenn in der Bemessung vorsichtige Werte berücksichtigt werden.

**Verfahren 4:**

Das Verfahren 4 entspricht heute üblichen Methoden (z.B. Bemessungsprogramme GGU – Stability / RESLOPE), welche geradlinige Gleitflächen (im Allgemeinen 2 – Körper) berücksichtigen. Der Schnitt zwischen den Gleitflächen wird dabei vertikal geführt. Die Berechnungen wurden mit Teilsicherheitsbeiwerten analog zum Verfahren 1 durchgeführt.

**Verfahren 5:**

Das Verfahren 5 berücksichtigt kreisförmige Gleitflächen (Lamellenmethode BISHOP). Die Berechnungen wurden mit Teilsicherheitsbeiwerten analog zum Verfahren 1 durchgeführt.

**Verfahren 6:**

Das Verfahren 6 entspricht dem Verfahren 4. Dabei wurden jedoch die Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend GZ Typ 2 berücksichtigt, wie sie in der bestehenden EBGEO (Ausgabe 1997) [5] für die Nachweise der inneren Standsicherheit empfohlen sind.

Bei der Ermittlung der Kräfte wird die unterste Bewehrungslage nicht berücksichtigt. Dies ist bei Annahme einer Konstruktion mit Umschlagtechnik (kein Ausziehen der Bewehrung aus dem Frontbereich) nicht ganz korrekt. Die unterste Lage wird dabei ebenfalls beansprucht und trägt zur Stabilisierung bei. Für den direkten Vergleich wurde auch nicht überprüft, ob die jeweiligen Verankerungslängen hinter den Gleitflächen ausreichen, um die Kräfte zu mobilisieren.

Für die Mitberücksichtigung der untersten Lage und der Auszieh Widerstände wären jedoch mit den verwendeten Programmen zum Teil Klimmzüge erforderlich gewesen, welche zumindest teilweise zu nicht mehr direkt vergleichbaren Resultaten geführt hätten.

Für die durchgeführten Berechnungen und Vergleiche heisst dies, dass bei einer Gleitfläche, welche durch oder hinter dem Endpunkt der zweituntersten Bewehrungslage verläuft, keine Bewehrung wirkt, da die unterste Lage nicht mitberücksichtigt und die zweitunterste Lage nicht geschnitten wird (s. Abb. 2.22). Es wird davon ausgegangen, dass die berechneten Kräfte in jeder geschnittenen Lage auch voll aufgenommen und in den Boden übertragen werden können (Auszieh Widerstand, innerer Tragwiderstand der Bewehrung).

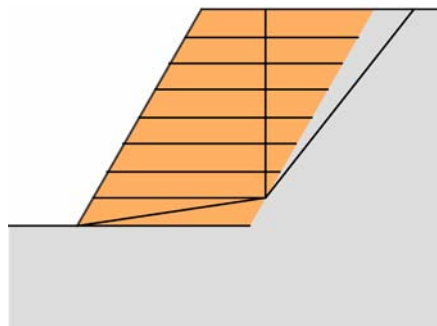


Abb. 2.22: Gleitfläche hinter dem Endpunkt der zweituntersten Lage

### Berechnung

In einem 1. Schritt (siehe Kap. 2.3.4.1 und Kap. 2.3.5.1) wurde für die massgebende Gleitfläche die maximale Kraft in den durch die Gleitfläche geschnittenen Bewehrungslagen gesucht, welche den Gleichgewichtszustand unter Berücksichtigung der Teilsicherheiten herstellt. Dies entspricht dem maximalen Bemessungswert der Beanspruchung der jeweiligen Bewehrungslagen.

Da eine homogene Bewehrung angenommen wird, kann dies, wenn bei einzelnen Verfahren nur wenige, tiefe Lagen massgebend werden, zu einer Überdimensionierung führen, da oben schwächere Lagen eingebaut werden könnten, sofern auch damit alle Nachweise erfüllt sind. Dies würde man natürlich bei einer Optimierung der Bewehrung ausnützen. In den nachfolgenden Tabellen und Diagrammen werden jeweils die Kräfte (in kN/m) und der Unterschied zu den Kräften nach Verfahren 1 (in %) angegeben.

<b>Verfahren 1</b>	Programm Rüeegger Systeme AG  <b>Berechnungsverfahren:</b> Schnitt hinterkant Bewehrung (entsprechend Abb. 2.17)  Teilsicherheiten GZ Typ 3	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.60$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.60$
		Sicherheit Geokunststoff = 1.00
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.30$ (entsprechend GZ Typ 3)
<b>Verfahren 2</b>	Programm Rüeegger Systeme AG  <b>Berechnungsverfahren:</b> Schnitt hinterkant Bewehrung (entsprechend Abb. 2.17) Alte Bemessungsmethode	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.00$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.00$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.20$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.50$
		Sicherheit Geokunststoff = 2.00
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.00$
<b>Verfahren 3</b>	Programm Rüeegger Systeme AG  <b>Berechnungsverfahren:</b> Schnitt hinterkant Bewehrung (entsprechend Abb. 2.17) Alte Bemessungsmethode	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.00$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.00$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.00$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.00$
		Sicherheit Geokunststoff = 2.00
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.00$
<b>Verfahren 4</b>	GGU-Stability <b>Berechnungsverfahren:</b> Blockgleitmethode Mit vertikalem Schnitt (entsprechend Abb. 2.22) Teilsicherheiten GZ Typ 3	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.60$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.60$
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.30$ (entsprechend GZ Typ 3)
<b>Verfahren 5</b>	GGU-Stability <b>Berechnungsverfahren:</b> Gleitkreise, Verfahren nach BISHOP (entsprechend Abb. 2.12) Teilsicherheiten GZ Typ 3	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.60$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.25$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.60$
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.30$ (entsprechend GZ Typ 3)
<b>Verfahren 6</b>	GGU-Stability <b>Berechnungsverfahren:</b> Blockgleitmethode Mit vertikalem Schnitt (Abb. 2.22) Nach Empfehlung in EBGEO für den Nachweis der inneren Standsicherheit Teilsicherheiten GZ Typ 2	Sicherheit Reibung im Untergrund $\gamma_{\phi} = 1.00$
		Sicherheit Kohäsion im Untergrund $\gamma_C = 1.00$
		Sicherheit Reibung in der Schüttung $\gamma_{\phi} = 1.00$
		Sicherheit Kohäsion in der Schüttung $\gamma_C = 1.00$
		Sicherheit Raumbgewicht $\gamma_{\gamma} = 1.35$
		Beiwert für Auflast $\gamma_q = 1.50$ (entsprechend GZ Typ 2)

Tabelle 1: Übersicht über die Berechnungsverfahren

In einem 2. Schritt (siehe Kap. 2.3.4.2 und Kap. 2.3.5.2) werden die Bemessungswerte der Beanspruchung, welche für das Verfahren 1 berechnet wurden, auch bei den übrigen Verfahren 2...6 eingesetzt und damit die erzielten, relativen Sicherheiten berechnet.

Die Vergleichsrechnungen erfolgten vor der Herausgabe der Norm SIA 267 [3] und es wurden daher die damals in Deutschland üblichen Sicherheitsbeiwerte nach EBGEO [5] berücksichtigt. Mit den heute nach Norm SIA 267 [3] üblichen Sicherheitsbeiwerten ergeben sich leichte Verschiebungen in den Ergebnissen. Diese bleiben jedoch ohne Einfluss auf die Folgerungen.

**2.3.4 Beispiel 1**

**2.3.4.1 Bemessungswerte der Beanspruchung für eine rechnerische Sicherheit  $\eta = 1.0$**

Die Berechnungen der Verfahren 1...6 mit den unter Kapitel 2.3.2 genannten Parametern liefern den maximalen Bemessungswert der Beanspruchung  $z_d$  (in den Tabellen 1, 2, 3 und 4 als "Kraft" bezeichnet) in den durch die Gleitflächen geschnittenen Bewehrungslagen für den Gleichgewichtszustand, bzw. die rechnerische Sicherheit  $\eta = 1.0$  bzw. eine entsprechende Ausnützung  $\mu = 1 / \eta = 1.0$  (100 %).

Würde man beim Verfahren 3 die berechneten Werte durch den Faktor 2.0 dividieren, erhielte man die Beanspruchung der Bewehrung im Gebrauchszustand  $z_G$ , wenn alle Teilsicherheitsbeiwerte = 1.0 gesetzt werden.

Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Verfahren											
		1 Kraft kN/m	1 in [%] zu 1	2 Kraft kN/m	2 in [%] zu 1	3 Kraft kN/m	3 in % zu 1	4 Kraft kN/m	4 in [%] zu 1	5 Kraft kN/m	5 in [%] zu 1	6 Kraft kN/m	6 in [%] zu 1
0	4.00	3.00	100	5.90	197	4.00	133	4.05	135	5.20	173	3.80	127
15.4	4.00	4.30	100	7.70	179	5.30	123	7.00	163	7.00	163	4.80	112
30.8	4.00	5.80	100	9.70	167	6.50	112	*)	*)	12.00	207	6.00	103
0	6.00	4.60	100	8.80	191	6.10	133	6.00	130	7.80	170	5.40	117
15.4	6.00	6.00	100	10.80	180	7.50	125	7.50	125	8.50	142	6.50	108
30.8	6.00	7.30	100	12.70	174	8.80	121	14.00	192	12.50	171	7.60	104
0	8.00	6.10	100	11.60	190	8.10	133	7.80	128	9.50	156	7.10	116
15.4	8.00	7.50	100	13.60	181	9.50	127	9.50	127	11.00	147	8.20	109
30.8	8.00	8.90	100	15.60	175	10.90	122	12.00	135	13.00	146	9.40	106
0	10.00	7.60	100	14.30	188	10.10	133	9.80	129	12.00	158	8.80	116
15.4	10.00	9.00	100	16.40	182	11.50	128	11.50	128	13.50	150	10.00	111
30.8	10.00	10.50	100	18.40	175	12.90	123	13.00	124	15.00	143	11.10	106

Tabelle 2: Böschungsneigung 60° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Verfahren											
		1 Kraft kN/m	1 in [%] zu 1	2 Kraft kN/m	2 in [%] zu 1	3 Kraft kN/m	3 in % zu 1	4 Kraft kN/m	4 in [%] zu 1	5 Kraft kN/m	5 in [%] zu 1	6 Kraft kN/m	6 in [%] zu 1
0	4.00	4.50	100	9.40	209	6.60	147	5.50	122	6.90	153	5.20	116
15.4	4.00	7.10	100	13.10	185	8.70	123	9.00	127	8.70	123	6.90	97
30.8	4.00	10.10	100	17.10	169	10.80	107	*)	*)	15.00	149	8.60	85
0	6.00	6.80	100	12.90	190	9.80	144	7.70	113	9.30	137	7.50	110
15.4	6.00	9.30	100	15.90	171	12.00	129	10.50	113	10.50	113	9.30	100
30.8	6.00	12.00	100	19.20	160	14.30	119	15.00	125	13.00	108	11.10	93
0	8.00	9.10	100	17.00	187	13.00	143	10.00	110	13.00	143	9.70	107
15.4	8.00	11.50	100	20.00	174	15.20	132	12.50	109	14.00	122	11.50	100
30.8	8.00	14.10	100	23.20	165	17.40	123	15.50	110	15.30	109	13.40	95
0	10.00	11.20	100	20.90	187	16.00	143	12.50	112	15.00	134	12.00	107
15.4	10.00	13.70	100	23.90	174	18.30	134	15.00	109	17.50	128	14.00	102
30.8	10.00	16.20	100	27.00	167	20.50	127	17.50	108	19.50	120	15.90	98

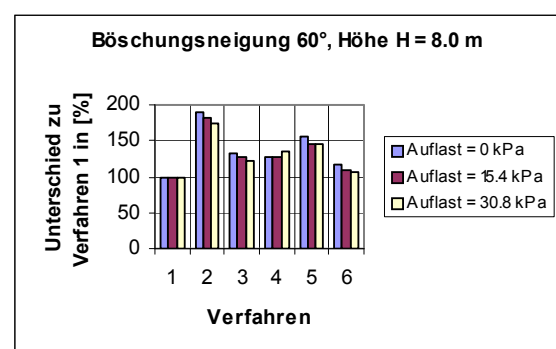
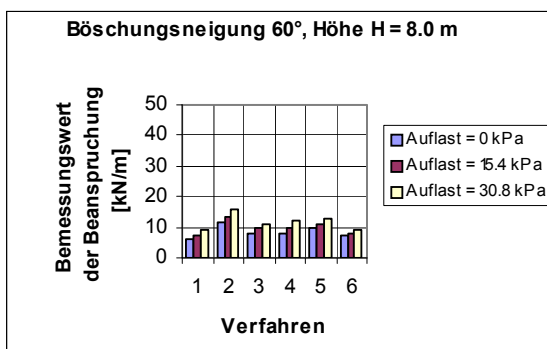
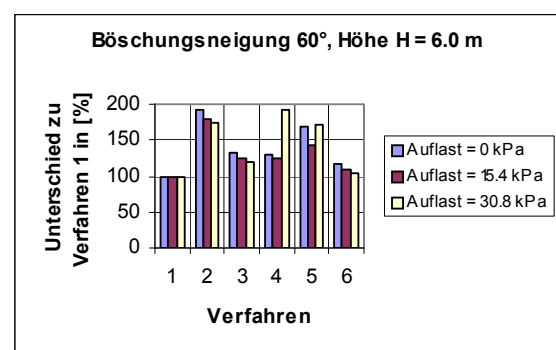
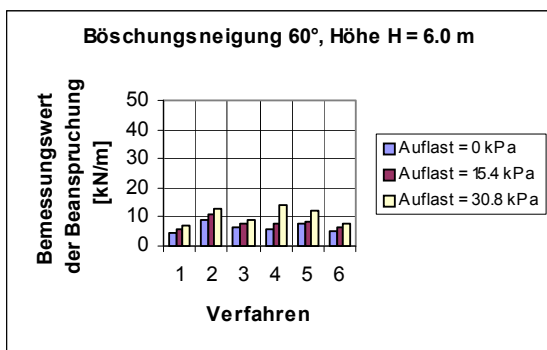
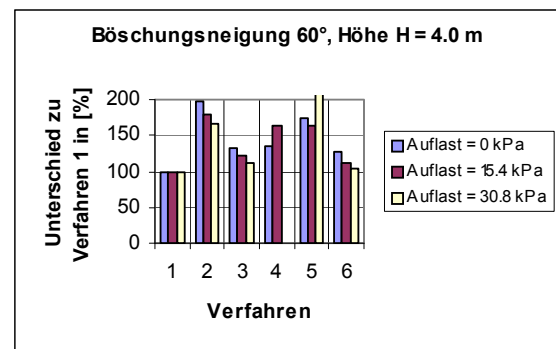
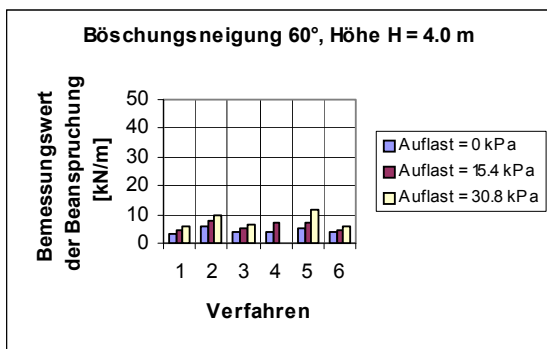
Tabelle 3: Böschungsneigung 70° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

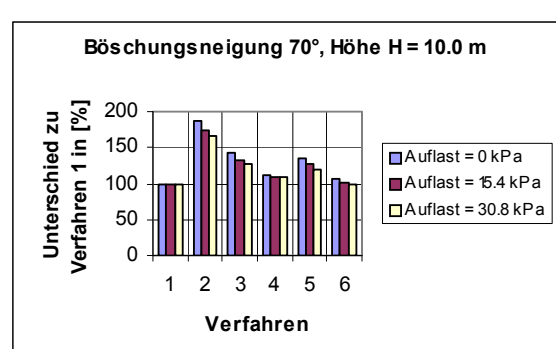
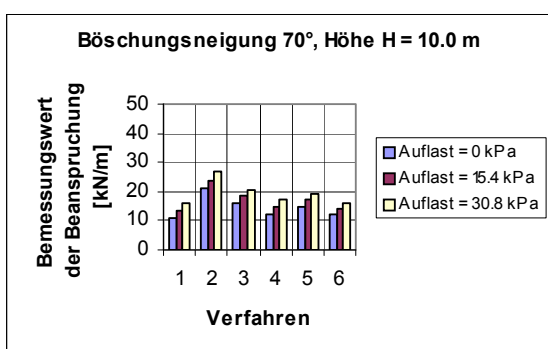
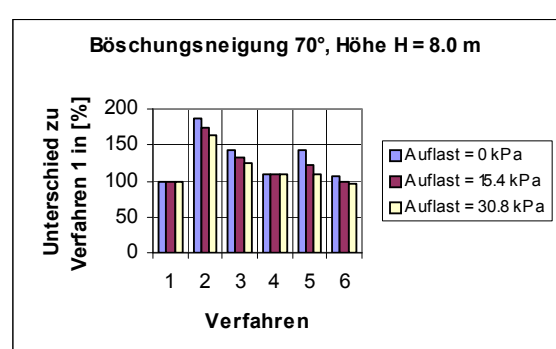
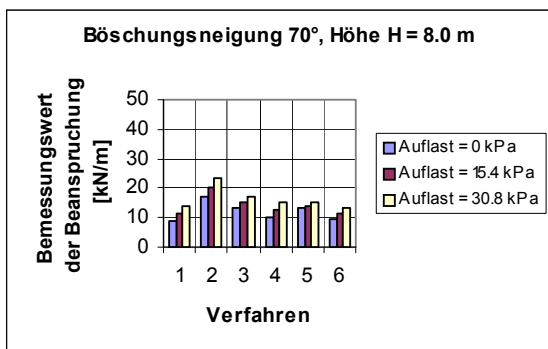
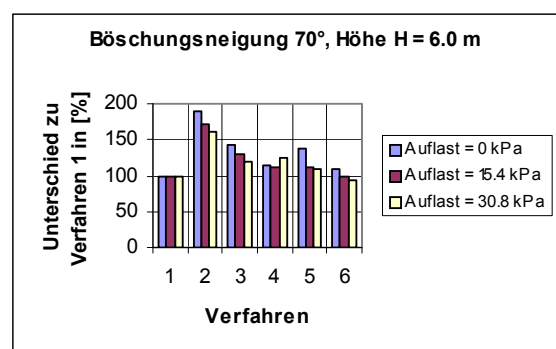
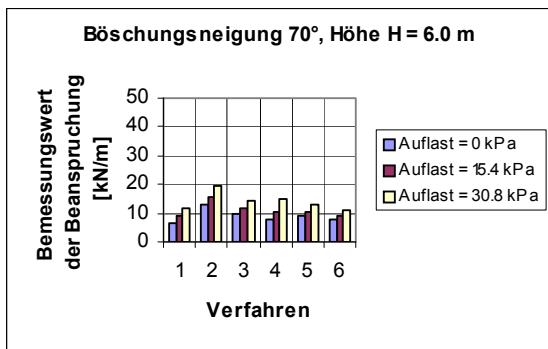
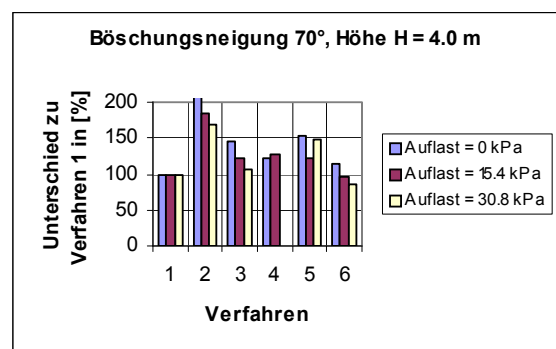
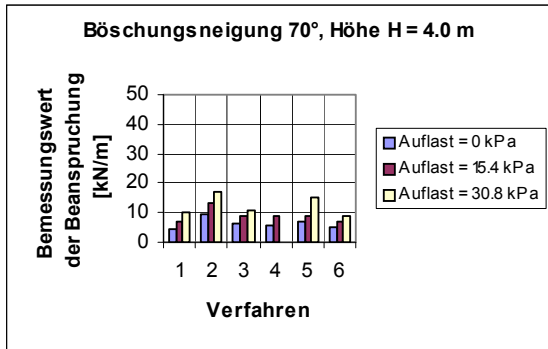
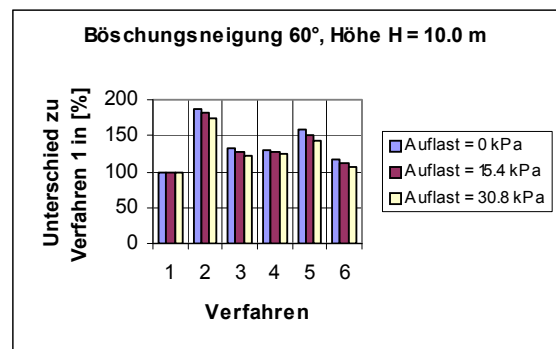
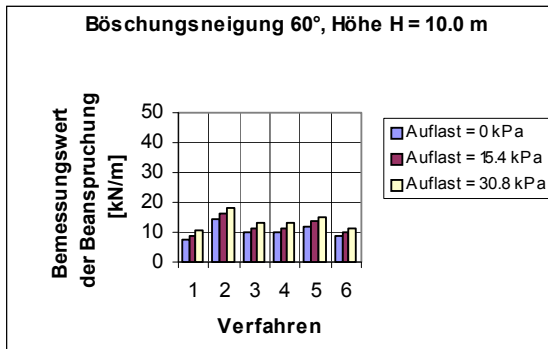
Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Verfahren											
		1 Kraft kN/m	1 in [%] zu 1	2 Kraft kN/m	2 in [%] zu 1	3 Kraft kN/m	3 in % zu 1	4 Kraft kN/m	4 in [%] zu 1	5 Kraft kN/m	5 in [%] zu 1	6 Kraft kN/m	6 in [%] zu 1
0	4.00	7.00	100	13.10	187	9.70	139	8.00	114	7.20	103	6.90	99
15.4	4.00	11.30	100	18.20	161	12.70	112	12.00	106	9.00	80	9.10	81
30.8	4.00	21.60	100	24.20	112	16.00	74	*)	*)	13.50	63	11.50	53
0	6.00	10.30	100	18.90	183	14.30	139	11.00	107	10.30	100	9.80	95
15.4	6.00	14.20	100	24.00	169	17.50	123	14.50	102	12.00	85	12.20	86
30.8	6.00	18.60	100	29.00	156	20.70	111	18.60	100	14.50	78	14.50	78
0	8.00	13.50	100	24.70	183	18.80	139	13.80	102	14.50	107	12.80	95
15.4	8.00	17.40	100	29.80	171	22.00	126	17.80	102	17.40	100	15.20	87
30.8	8.00	21.40	100	34.50	161	25.40	119	21.40	100	19.50	91	17.70	83
0	10.00	16.60	100	30.40	183	23.10	139	17.00	102	19.00	114	15.90	96
15.4	10.00	20.40	100	35.40	174	26.50	130	21.00	103	20.70	101	18.30	90
30.8	10.00	24.30	100	40.00	165	29.70	122	24.30	100	23.20	95	20.80	86

Tabelle 4: Böschungsneigung 80° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

<sup>7)</sup> In diesem Fall verläuft die Gleitfläche in der untersten Schicht (Abb. 2.22) zwischen der untersten und der zweituntersten Bewehrungslage. Da so keine Bewehrung wirksam ist, kann keine rechnerische Sicherheit  $\eta = 1.0$  erzielt werden. Konkret müsste die Bewehrungstiefe vergrößert werden.

In den folgenden Diagrammen sind die Berechnungsergebnisse grafisch dargestellt.





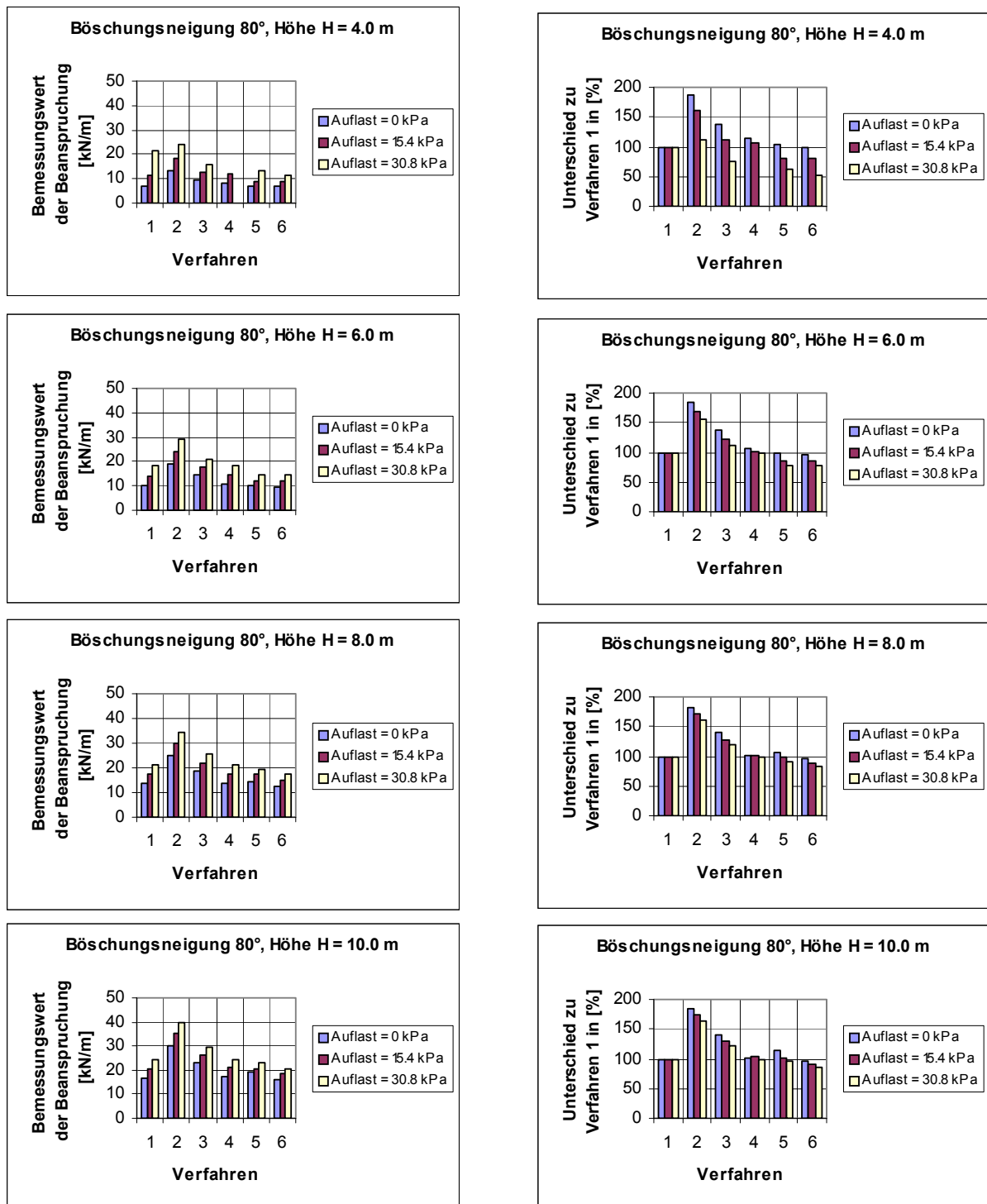


Abb. 2.23: Bemessungswerte der Beanspruchung für eine Sicherheit  $\eta = 1.0$  (linke Seite) in [kN/m] und Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung zum Verfahren 1 (rechte Seite) in [%]

#### 2.3.4.2 Rechnerische Sicherheiten im Vergleich zum Verfahren 1

Setzt man den nach dem Verfahren 1 (bei einer Sicherheit  $\eta = 1.0$ ) berechneten Bemessungswert der Beanspruchung bei den übrigen Verfahren ein, so ergeben sich daraus die nachfolgenden rechnerischen relativen Sicherheiten.

Der berechnete Wert entspricht keiner absoluten oder globalen Sicherheit, da die in Tabelle 1 definierten Sicherheitsbeiwerte beibehalten werden. Der Wert ist damit als relativ zu bezeichnen und kann dem Vergleich und der Beurteilung der Veränderung dienen. Bei einer Multiplikation mit dem Faktor

100 erhält man direkt die Prozentwerte. Werte  $< 1.00$  ( $< 100\%$ ) bedeuten, dass die Sicherheit bei einer Berechnung mit dem Verfahren  $i$  kleiner ist als mit dem Referenzverfahren 1 und Werte  $> 1.00$  ( $> 100\%$ ) grösser.

Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Kraft [kN/m]	Verfahren					
			1	2	3	4	5	6
0	4.00	3.00	1.00	0.74	0.89	0.83	0.84	0.90
15.4	4.00	4.30	1.00	0.77	0.93	0.87	0.88	0.95
30.8	4.00	5.80	1.00	0.80	0.94	0.88	0.88	0.99
0	6.00	4.60	1.00	0.73	0.89	0.86	0.85	0.92
15.4	6.00	6.00	1.00	0.76	0.91	0.88	0.90	0.96
30.8	6.00	7.30	1.00	0.77	0.93	0.88	0.89	0.98
0	8.00	6.10	1.00	0.73	0.88	0.87	0.85	0.93
15.4	8.00	7.50	1.00	0.74	0.89	0.88	0.89	0.95
30.8	8.00	8.90	1.00	0.76	0.91	0.88	0.89	0.97
0	10.00	7.60	1.00	0.73	0.88	0.88	0.85	0.93
15.4	10.00	9.00	1.00	0.74	0.89	0.88	0.88	0.95
30.8	10.00	10.50	1.00	0.76	0.91	0.89	0.89	0.97

Tabelle 5: Rechnerischer Sicherheitsvergleich bei Böschungsneigung 60° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Kraft [kN/m]	Verfahren					
			1	2	3	4	5	6
0	4.00	4.50	1.00	0.66	0.81	0.88	0.88	0.92
15.4	4.00	7.10	1.00	0.72	0.89	0.95	0.96	1.02
30.8	4.00	10.10	1.00	0.77	0.96	0.91	0.95	1.11
0	6.00	6.80	1.00	0.68	0.81	0.92	0.90	0.94
15.4	6.00	9.30	1.00	0.72	0.86	0.97	0.95	1.00
30.8	6.00	12.00	1.00	0.76	0.91	0.96	0.98	1.05
0	8.00	9.10	1.00	0.68	0.81	0.93	0.88	0.96
15.4	8.00	11.50	1.00	0.71	0.84	0.96	0.93	1.00
30.8	8.00	14.10	1.00	0.73	0.88	0.98	0.97	1.03
0	10.00	11.20	1.00	0.68	0.81	0.93	0.89	0.95
15.4	10.00	13.70	1.00	0.71	0.84	0.95	0.92	0.99
30.8	10.00	16.20	1.00	0.73	0.88	0.97	0.93	1.02

Tabelle 6: Rechnerische Sicherheitsvergleich bei Böschungsneigung 70° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

Auflast [kN/m <sup>2</sup> ]	Höhe H [m]	Kraft [kN/m]	Verfahren					
			1	2	3	4	5	6
0	4.00	7.00	1.00	0.66	0.80	0.96	0.99	1.01
15.4	4.00	11.30	1.00	0.76	0.93	0.98	1.06	1.11
30.8	4.00	21.60	1.00	0.96	1.13	0.99	1.08	1.25
0	6.00	10.30	1.00	0.66	0.80	0.98	1.01	1.04
15.4	6.00	14.20	1.00	0.72	0.86	0.99	1.06	1.11
30.8	6.00	18.60	1.00	0.77	0.93	1.00	1.06	1.14
0	8.00	13.50	1.00	0.66	0.79	0.99	0.97	1.04
15.4	8.00	17.40	1.00	0.71	0.84	0.99	1.01	1.11
30.8	8.00	21.40	1.00	0.73	0.89	1.00	1.04	1.12
0	10.00	16.60	1.00	0.66	0.79	0.99	0.94	1.04
15.4	10.00	20.40	1.00	0.69	0.83	0.99	0.99	1.10
30.8	10.00	24.30	1.00	0.72	0.86	1.00	1.03	1.12

Tabelle 7: Rechnerischer Sicherheitsvergleich bei Böschungsneigung 80° (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung)

### 2.3.4.3 Interpretation der Resultate

#### A: Einfluss auf den Bemessungswert der Beanspruchung $z_d$ für die Sicherheit $\eta = 1.0$

- Die Berechnungen für den Grenzzustand Typ 3 (Verfahren 1, 4 und 5) liefern trotz unterschiedlicher Berechnungsansätze (Lamellenverfahren, Blockgleitmethode, Gleitkreise) zumindest für kleinere Lasten eine relativ gute Übereinstimmung. Allerdings liefert das Verfahren 1 für jede Berechnung den geringsten Bemessungswert der Beanspruchung. Erwartungsgemäss ist der Unterschied zu den Verfahren 4 und 5 für die mit  $60^\circ$  geneigte Böschung am grössten. Die Ursache für diese Abweichung wurde bereits auf Seite 20 beschrieben.

Ist das Verhältnis der Auflast zur Konstruktionshöhe gross, können bei den Verfahren 4 und 5 die rechnerischen Bemessungswerte der Beanspruchung (für  $\eta = 1.0$ ) stark ansteigen oder es kommt zum Bruch, weil die Gleitfläche keine Bewehrungslagen mehr schneiden. Die Verfahren 4 und 5 führen in der Praxis dazu, dass die unteren Bewehrungslagen verstärkt oder allenfalls die Bewehrungstiefe der Konstruktion erhöht werden muss. Je nach Geometrie der Konstruktion (Neigung / Höhe) und Auflast sind die Bemessungswerte der Beanspruchung nach den Verfahren 4 und 5 bei Konstruktionsneigungen von  $60^\circ$  und  $70^\circ$  um ca. 20 % bis über 50 % grösser als jene nach dem Verfahren 1.

- Die Berechnungen nach den Verfahren 2 und 3, welche die Sicherheit in der Bewehrung konzentrieren, liefern im Allgemeinen deutlich höhere Werte. Dabei ist aber zu berücksichtigen, dass bei einer Bemessung mit diesen "alten" Verfahren meist auch höhere "zulässige" Beanspruchungen der Bewehrungslagen angenommen wurden, da in der Regel nur der Einfluss des Kriechens ohne zusätzlichen Sicherheitsbeiwert berücksichtigt wurde. Mit Ausnahme einzelner Fälle mit hoher Last liegen die rechnerischen Bemessungswerte der Beanspruchung für das Verfahren 2 um 60...80 % höher gegenüber dem Verfahren 1. Für das Verfahren 3 liegen diese um 20...40 % höher. Die mit diesen Verfahren für die Geokunststoffe berücksichtigten "zulässigen Gebrauchskräfte" waren dabei oft in der Gröszenordnung von 30...50 % höher als die heutigen üblichen Bemessungswerte der Langzeitzugfestigkeit. Dies führt zu einer Relativierung und es lässt sich durchaus ableiten, dass die damals mit diesen Ansätzen bemessenen Konstruktionen auch den heutigen Anforderungen an die Bemessung und an die Bewehrung genügen. Vor allem wenn diese nach dem Verfahren 2 bemessen wurden, welches für das Schüttmaterial eine Abminderung der Scherfestigkeit (Reibung, Kohäsion) berücksichtigte.
- Die Berechnungen nach dem Verfahren 6 (GZ Typ 2) liefern generell geringere Werte der Beanspruchung als nach den Verfahren 4 und 5 (GZ Typ 3). Vor allem trifft dies bei im Verhältnis zur Konstruktionshöhe grossen Auflasten (in ungünstiger Lage) zu, wenn bei den Verfahren 4 und 5 die massgebende Gleitfläche nur einzelne, untere Bewehrungslagen geschnitten werden. Dabei können im Verhältnis zum Verfahren 4 und 5 um bis über 40 % geringere Bemessungswerte der Beanspruchung resultieren. Die alleinige Bemessung nach dem Verfahren 6 (GZ, Typ 2) kann so in bestimmten Fällen zu einer erheblichen Unterdimensionierung führen. Gegenüber dem Verfahren 1 sind die Kräfte nach Verfahren 6 für die Neigung  $60^\circ$  eher grösser, bei  $70^\circ$  ausgeglichen und bei  $80^\circ$  kleiner.

#### B: Einfluss auf die relative Sicherheit bei konstantem Bemessungswert der Beanspruchung

- Die Aussagen aufgrund der Kräfte bei identischer Sicherheit ( $\eta = 1.0$ ) werden relativiert, wenn umgekehrt mit gleichen Kräften in der Bewehrung der rechnerische Einfluss auf die relative Sicherheit untersucht wird. Dabei wird der nach dem Verfahren 1 ermittelte Bemessungswert der Beanspruchung in den Verfahren 2...6 eingesetzt und damit ein relativer Sicherheitsfaktor berechnet.
- Interessant ist dabei der Vergleich der Verfahren 4, 5 und 6 mit dem Verfahren 1. Die relativen Sicherheiten sind bei gleicher Kraftaufnahme durch die Bewehrung bei den Verfahren 4 und 5 gegenüber 1 für eine Neigung von  $60^\circ$  um ca. 10...15 % kleiner, für eine Neigung von  $70^\circ$  um ca. 5...10 % kleiner und praktisch gleich für eine Neigung von  $80^\circ$ . Beim Verfahren 6 ist die Sicherheit gegenüber jener beim Verfahren 1 geringer bei einer Neigung von  $60^\circ$  und bei  $70^\circ$  mit kleiner Auflast. Grösser ist die Sicherheit bei  $70^\circ$  bei grosser Auflast und bei einer Neigung von  $80^\circ$ .

- Die nachstehende Tabelle 8 liefert die maximalen Bandbreiten der Bemessungswerte der Beanspruchung und der rechnerischen, relativen Sicherheiten.

Verfahren	Vergleich der Bemessungswerte zum Verfahren 1 [-]	Vergleich der Sicherheiten zum Verfahren 1 [-]
2	1.12 – 2.09	0.66 – 0.96
3	0.74 – 1.47	0.79 – 1.13
4	1.00 – 1.92	0.83 – 1.00
5	0.63 – 2.07	0.84 – 1.08
6	0.53 – 1.27	0.92 – 1.25

Tabelle 8: Vergleich der Bemessungswerte mit den rechnerischen, relativen Sicherheiten

- Die Angaben für die Verfahren 2 und 3 haben dabei nur eine untergeordnete Bedeutung, da diese nicht mehr der heutigen Praxis entsprechen. Ferner ist zu berücksichtigen, dass in Verbindung mit diesen meist auch höhere "zulässige" Beanspruchungen der Bewehrungen üblich waren.

### C: Folgerungen für die Praxis

Der Einfluss unterschiedlicher Bemessungsmethoden und Annahmen bezüglich den Sicherheitsbeiwerten auf die Bemessungswerte der Beanspruchung ist damit wesentlich grösser als auf die rechnerische, relative Sicherheit. Liefert somit ein Verfahren geringe Bemessungswerte der Beanspruchung und wird eine entsprechend "schwache" Bewehrung eingebaut, heisst das noch lange nicht, dass ein kritischer Zustand eintritt, da sich dies auf den Tragwiderstand des Gesamtsystemes (Bewehrung plus Scherfestigkeit Untergrund und Schüttung) vergleichsweise gering auswirkt. Problematisch werden kann es aber, wenn durch schlechtes Schüttmaterial oder unsachgemässen Einbau insbesondere die Anforderungen an die Scherfestigkeit des Schüttmaterials nicht erfüllt sind. Kritisch sind diesbezüglich Bemessungen über die Verfahren 3 und 6, welche beide in der Bemessung die vollen charakteristischen Bodenkenwerte berücksichtigen. Das Verfahren 6 ist dabei vor allem in Deutschland üblich (EBGEO 97) [5] und wäre grundsätzlich auch nach SIA 267 zu berücksichtigen.

## 2.3.5 Beispiel 2

### 2.3.5.1 Bemessungswerte der Beanspruchung für eine Sicherheit $\eta = 1.0$

Die Berechnungen der Verfahren 1...6 mit den unter Kapitel 2.3.2 genannten Parametern liefern den maximalen Bemessungswert der Beanspruchung  $z_d$  (Tabellen 9 und 11) in den durch die Gleitflächen geschnittenen Bewehrungslagen für den Gleichgewichtszustand, bzw. die rechnerische Sicherheit  $\eta = 1.0$  sowie eine entsprechende Ausnützung  $\mu = 1/\eta = 1.0$  (100 %).

Würde man beim Verfahren 3 die berechneten Werte durch den Faktor 2.0 dividieren, erhielte man die Beanspruchung der Bewehrung im Gebrauchszustand  $z_G$ , wenn alle Teilsicherheitsbeiwerte = 1.0 gesetzt werden.

Böschungsneigung $\beta$ [°]	Geländeneigung $\alpha$ [°]	Geometrie [-]	Höhe H [m]	Kraft in kN/m für das Verfahren					
				1	2	3	4	5	6
60	0	1	6.00	4.60	8.80	6.10	6.00	7.80	5.40
60	10	2	6.00	5.20	9.90	6.80	6.60	7.40	5.80
60	20	3	6.00	8.40	12.10	7.90	14.00	11.60	6.70
70	0	4	6.00	6.80	12.90	9.80	7.70	9.30	7.50
70	10	5	6.00	8.90	15.20	11.00	10.00	9.80	8.20
70	20	6	6.00	15.40	21.00	12.90	20.00	17.00	9.50
80	0	7	6.00	10.30	18.90	14.30	11.00	10.30	9.80
80	10	8	6.00	14.00	23.50	15.90	14.60	12.00	10.90
80	20	9	6.00	28.00	33.60	21.40	27.50	23.00	14.80

Tabelle 9: Bemessungswert der Beanspruchung (Kraft) für verschiedene Geländeneigungen

Böschungsneigung $\beta$ [°]	Geländeneigung $\alpha$ [°]	Geometrie [-]	Höhe H [m]	Kraft in % zu Verfahren 1					
				1	2	3	4	5	6
60	0	1	6.00	100	191	133	130	170	117
60	10	2	6.00	100	190	131	127	142	112
60	20	3	6.00	100	144	94	167	138	80
70	0	4	6.00	100	190	144	113	137	110
70	10	5	6.00	100	171	124	112	110	92
70	20	6	6.00	100	136	84	130	110	62
80	0	7	6.00	100	183	139	107	100	95
80	10	8	6.00	100	168	114	104	86	78
80	20	9	6.00	100	120	76	98	82	53

Tabelle 10: Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung im Vergleich zum Verfahren 1

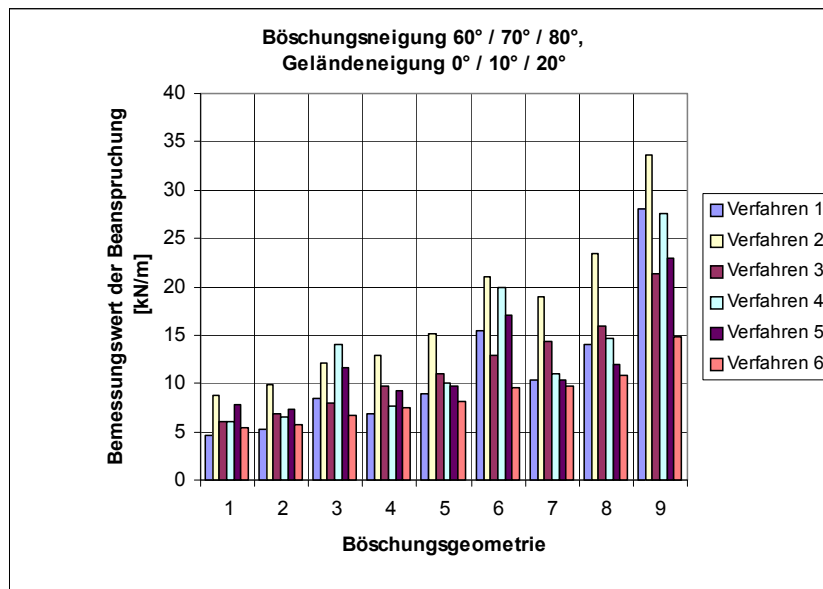
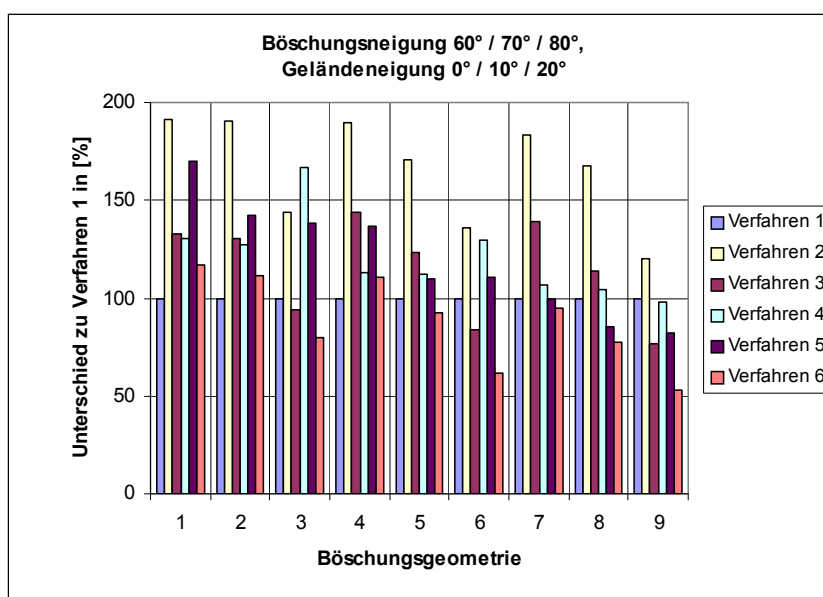
Abb. 2.24: Bemessungswerte der Beanspruchung für eine Sicherheit  $\eta = 1.0$  (oben) in [kN/m] für die Geometrien 1...9 (s. Tabelle 9)

Abb. 2.25: Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung zum Verfahren 1 (unten) in [%] für die Geometrien 1...9 (s. Tabelle 10)

2.3.5.2 Rechnerische Sicherheiten im Vergleich zum Verfahren 1

Analog Kapitel 2.3.4.2 werden die nach Verfahren 1 berechneten Werte der Beanspruchung bei den übrigen Verfahren eingesetzt und die damit erzielten relativen Sicherheiten miteinander verglichen.

Böschungsneigung	Geländeneigung	Höhe	Kraft in kN/m	Verfahren					
$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]	H [m]	[kN/m]	1	2	3	4	5	6
60	0	6.00	4.60	1.00	0.73	0.89	0.86	0.85	0.92
60	10	6.00	5.20	1.00	0.74	0.89	0.88	0.89	0.94
60	20	6.00	8.40	1.00	0.84	1.02	0.93	0.96	1.11
70	0	6.00	6.80	1.00	0.68	0.81	0.92	0.90	0.94
70	10	6.00	8.90	1.00	0.74	0.89	0.96	0.96	1.04
70	20	6.00	15.40	1.00	0.91	1.06	0.96	0.98	1.14
80	0	6.00	10.30	1.00	0.66	0.80	0.98	1.01	1.04
80	10	6.00	14.00	1.00	0.76	0.91	0.99	1.04	1.11
80	20	6.00	28.00	1.00	0.94	1.06	1.01	1.05	1.19

Tabelle 11: Rechnerische Sicherheiten im Vergleich zum Verfahren 1 (Kraft = Bemessungswert der Beanspruchung, Verfahren 1)

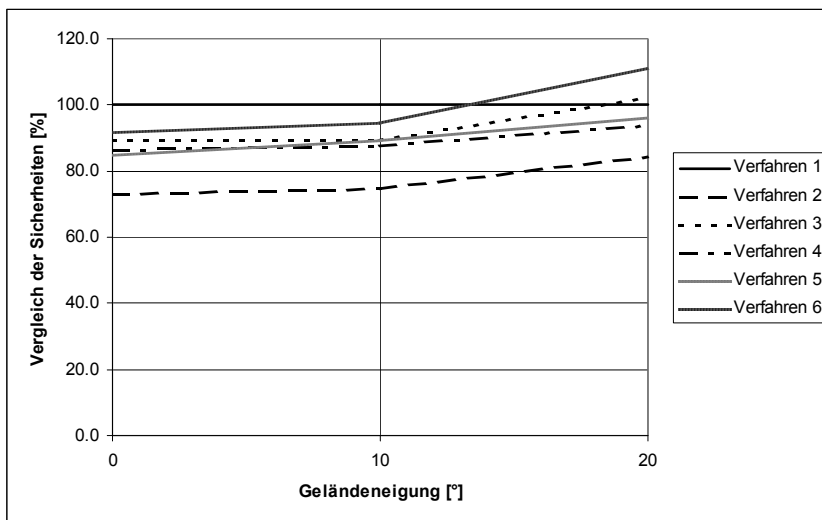


Abb. 2.26: Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung zum Verfahren 1 in [%] für eine Böschungsneigung  $\alpha = 60^\circ$

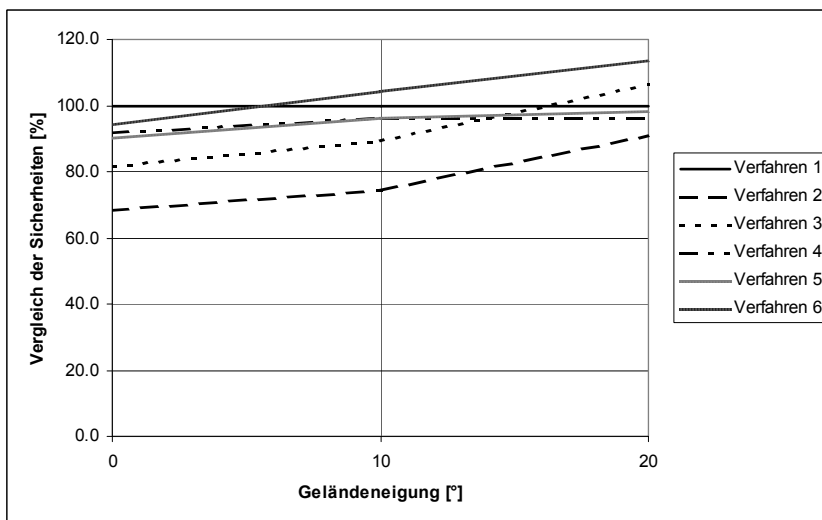


Abb. 2.27: Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung zum Verfahren 1 in [%] für eine Böschungsneigung  $\alpha = 70^\circ$

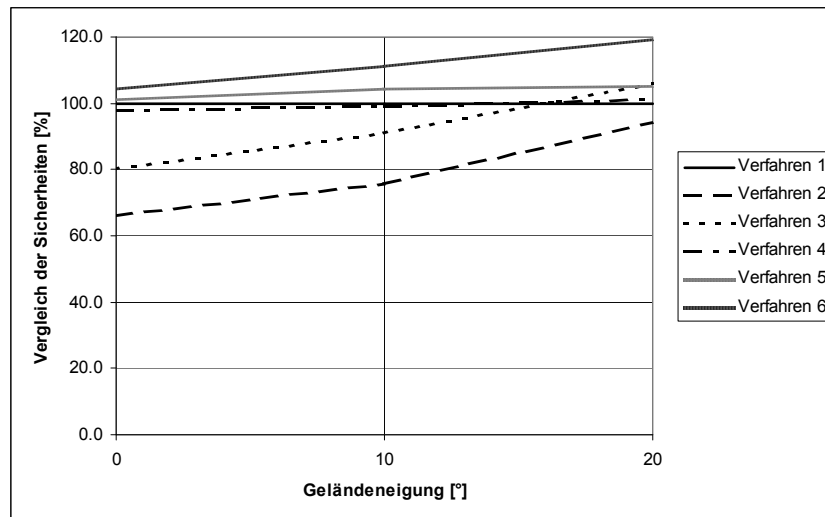


Abb. 2.28: Vergleich der Bemessungswerte der Beanspruchung zum Verfahren 1 in [%] für eine Böschungsneigung  $\alpha = 80^\circ$

### 2.3.5.3 Interpretation der Resultate

#### A: Einfluss auf den Bemessungswert der Beanspruchung für die Sicherheit $\eta = 1.0$

- Bei allen Verfahren steigt der Bemessungswert der Beanspruchung mit zunehmender Geländeneigung  $\alpha$  an. Bei den Verfahren 2, 3 und 6, welche für die Scherfestigkeit des Untergrundes keine Abminderung über Teilsicherheitsbeiwerte vornehmen, ist der Anstieg jedoch deutlich geringer als bei den Verfahren 1, 4 und 5. Mit reduzierter Scherfestigkeit wandert die massgebende Gleitfläche nach hinten und die treibende, auf die Konstruktion drückende Masse, wird grösser.
- Ein Vergleich der Berechnungen nach Grenzzustand Typ 3 (Verfahren 1, 4 und 5) zeigt, dass auch bei geneigtem Gelände die Neigung der Konstruktion, bzw. die beim Verfahren 1 parallel dazu angenommene Zwischengleitfläche der beiden untersuchten Gleitkörper, einen grossen Einfluss auf den jeweiligen Bemessungswert der Beanspruchung hat. Dieser Einfluss ist umso grösser, je mehr die Konstruktion geneigt ist. Die Ursache dafür wurde bereits auf Seite 20 beschrieben.
- Die Berechnungen nach dem Verfahren 2 liefern bis zu einer Geländeneigung von  $10^\circ$  im Vergleich zu allen anderen Verfahren die grössten Bemessungswerte für die Beanspruchung. Zu beachten ist dabei allerdings, dass die Erläuterungen zu dem Verfahren 2 für das Beispiel 1 auch für das geneigte Gelände gelten, so dass sich diese hohen Werte wieder etwas relativieren.
- Die Berechnungen nach dem Verfahren 3 liefern bis zu einer Geländeneigung von  $10^\circ$  grössere Bemessungswerte für die Beanspruchung als nach dem Verfahren 1.
- Der Vergleich der Berechnungen nach Verfahren 1 und 6 zeigt, dass die Bemessungswerte der Beanspruchung nur für kleine Geländeneigungen ( $\alpha < 10^\circ$ ) ähnlich gross sind. Der Bemessungswert für die Beanspruchung weist beim Verfahren 6 die kleinste Abhängigkeit von der Geländeneigung  $\alpha$  auf. Gegenüber allen anderen Verfahren resultieren die geringsten Werte. Insbesondere bei steilen Konstruktionen und grossen Geländeneigungen liefert das Verfahren 6 bis gegen 60 % geringere Beanspruchungen der Bewehrung.

#### B: Einfluss auf die relative Sicherheit bei konstantem Bemessungswert der Beanspruchung

- Wie bereits im Beispiel 1 aufgezeigt, relativieren sich die teilweise recht grossen Unterschiede bei den Bemessungswerten der Beanspruchung, wenn man die beim Verfahren 1 ermittelten Mindestbemessungswerte der Beanspruchung (für eine rechnerische Sicherheit  $\eta = 1.0$ ) bei den Verfahren 2...6 einsetzt.
- Interessant ist dabei insbesondere der Vergleich der Verfahren 4, 5 und 6 mit dem Verfahren 1. Die relativen Sicherheiten sind bei gleicher Kraftaufnahme durch die Bewehrung bei

den Verfahren 4 und 5 gegenüber 1 um ca. 5...15 % kleiner für eine Neigung von 60°, um ca. 4...8 % für eine Neigung von 70° und praktisch gleich für eine Neigung von 80°. Die Unterschiede nehmen jeweils mit zunehmender Geländeneigung ab. Beim Verfahren 6 ist die Sicherheit gegenüber jener beim Verfahren 1 unwesentlich geringer bei Neigungen von 60° (für Geländeneigungen 0° und 10°) und für 70° (für Geländeneigung 0°). In allen anderen Fällen ist die Sicherheit grösser. Diese steigt mit zunehmender Neigung der Konstruktion und Neigung des Geländes an.

- Die nachstehende Tabelle 12 liefert die maximalen Bandbreiten der Bemessungswerte der Beanspruchung und der rechnerischen, relativen Sicherheiten.

Verfahren	Vergleich der Bemessungswerte zum Verfahren 1 [-]	Vergleich der Sicherheiten zum Verfahren 1 [-]
2	1.20 – 1.91	0.66 – 0.94
3	0.76 – 1.31	0.80 – 1.06
4	0.98 – 1.67	0.86 – 1.01
5	0.82 – 1.70	0.85 – 1.05
6	0.53 – 1.17	0.92 – 1.19

Tabelle 12: Vergleich der Bemessungswerte mit den rechnerischen, relativen Sicherheiten

- Die Angaben für die Verfahren 2 und 3 haben dabei nur eine untergeordnete Bedeutung, da diese nicht mehr der heutigen Praxis entsprechen. Ferner ist zu berücksichtigen, dass in Verbindung mit diesen meist auch höhere "zulässige" Beanspruchungen der Bewehrungen üblich waren.

### C: Folgerungen für die Praxis

Der Einfluss unterschiedlicher Bemessungsmethoden und Annahmen bezüglich der Sicherheitsbeiwerte ist auch hier wesentlich grösser in Bezug auf die Bemessungswerte der Beanspruchung als auf die rechnerische, relative Sicherheit. Die Neigung des Geländes hat einen sehr grossen Einfluss und es ist klar, dass mit einer bewehrten Konstruktion eine lange bzw. hohe Böschung nicht mehr gehalten werden kann, wenn diese eine Neigung aufweist, welche sich dem Bemessungswert des Reibungswinkels  $\varphi'_d$  nähert. Das Verfahren 6 sowie, etwas vermindert, auch die Verfahren 2 und 3, liefern für eine solche Neigung noch sehr moderate Bemessungswerte der Beanspruchung, da diese den charakteristischen Reibungswert  $\varphi'_k$  berücksichtigen, während bei den Verfahren 1, 4 und 5 die Werte stark anwachsen. Kritisch ist dabei vor allem eine Bemessung über das Verfahren 6.

Als Faustformel gilt, dass bei der Annahme üblicher Sicherheiten, Böschungen über einer bewehrten Konstruktion kritisch werden, wenn ihre Neigung  $\alpha$  grösser ist als der um 5° reduzierte Bemessungswert des Reibungswinkels des Untergrundes ( $\alpha > \varphi'_d - 5^\circ$ ). Für das konkrete Beispiel wäre dies  $26.5^\circ - 5 = 21.5^\circ$ . Das Beispiel wurde mit  $\alpha = 20^\circ$  berechnet.

### 2.3.6 Offene Fragen betreffend Standsicherheitsnachweise

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen anhand von 2 Beispielen stellen sich folgende Fragen:

- Wie weit macht eine Untersuchung der inneren Standsicherheit nach dem Grenzzustand Typ 2, wie ihn die EBGeo 97 [5] und auch SIA 267 [3] vorsieht, überhaupt Sinn, wenn damit kritische Gleitflächen, welche zu maximalen Beanspruchungen führen, nicht gefunden werden. Da ausserdem mit diesem Verfahren im Vergleich zu jenen Verfahren, welche den Grenzzustand Typ 3 berücksichtigen, auch für steile Gleitflächen ganz innerhalb der bewehrten Konstruktion, kaum wesentlich höhere Bemessungswerte der Beanspruchung resultieren, stellt sich die Frage, ob der Nachweis nach dem Grenzzustand Typ 2 nicht ganz zu streichen ist. Diesen Vorschlag macht das neue Handbuch des SVG "Bauen mit Geokunststoffen" [6], welches empfiehlt, für alle Nachweise der inneren und äusseren Standsicherheit (Geländebruch) nur den Grenzzustand Typ 3 zu untersuchen.
- Erhebliche Unterschiede in den Ergebnissen sind auch möglich, wenn bei gleichen Annahmen bezüglich Teilsicherheiten nach Grenzzustand Typ 3 unterschiedliche Gleitmodelle untersucht werden. Die heute üblichen Verfahren mit senkrechten Lamellenflächen, in welchen der Einfluss der Bewehrung nicht berücksichtigt werden kann, führt vermutlich zu sehr konservativen Bemessungswerten.

sungswerten der Beanspruchung. Hier stellt sich die Frage, wie sich diese Verfahren erweitern lassen, damit auch entsprechende Zwischenkräfte aus der Bewehrung mitberücksichtigt werden können.

Es bestand die Hoffnung, dass diese Frage mit einer Analyse der Beispiele mittels FE – Methoden beantwortet werden kann (Kapitel 2.6). Dabei wären Analysen mit abgeminderten Bemessungswerten nahe dem Bruchzustand erforderlich gewesen, um die dabei auftretenden Kräfte und Deformationen zu ermitteln. Es zeigte sich dabei, dass die FE - Methoden in der Nähe von Grenzzuständen versagen. Auf die Frage der Berücksichtigung der unterschiedlichen Bruchmodelle konnte somit keine schlüssige Antwort gegeben werden.

### 2.3.7 Empfehlungen für die Praxis

Die Nachweise der Inneren Standsicherheit geokunststoffbewehrter Konstruktionen können mit den Regeln und Ansätzen nach SIA 267 [3] geführt werden. Dabei wird empfohlen, die Nachweise der inneren Standsicherheit mit Berücksichtigung der durch Gleitflächen geschnittenen Geokunststofflagen (= gestrichelte Linien), analog zum Nachweis der äussere Standsicherheit = Geländebruchsicherheit (= strich-punktierte Linien) nach dem Grenzzustand 3 zu führen. Das Gleiche gilt für den statischen Grundbruch unter der Auflast des bewehrten Körpers (ausgezogene Linien); siehe dazu auch (Abb. 2.10). Damit ergibt sich auch keine Diskontinuität zwischen den Ergebnissen für Gleitflächen, welche die Konstruktion umhüllen und solchen, welche diese und damit auch Bewehrungslagen schneiden (Abb. 2.29). Dieser Ansatz wird heute vielfach auch für den Nachweis vernagelter Konstruktionen angewendet.

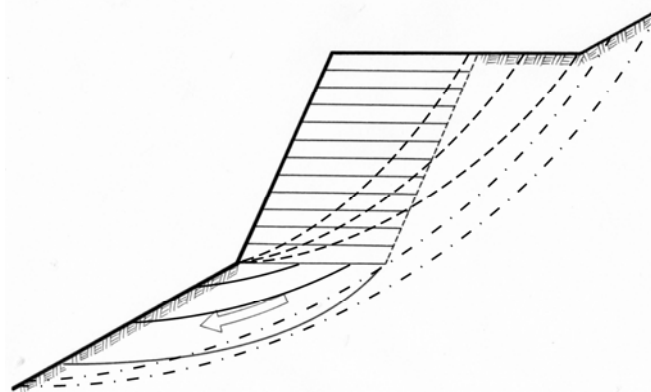


Abb. 2.29: Innere- und Äussere Gleitflächen mit Berechnung nach GZ Typ 3

Die meisten Bemessungsprogramme arbeiten mit vertikalen Lamellen, an deren Trennflächen höchstens Reibungskräfte aus den Übertragungskräften, jedoch keine Kohäsion und andere stabilisierend wirkende Elemente berücksichtigt werden können. Dies führt bei geneigten Konstruktionen mit ebenfalls geneigter Ebene durch die hinteren Endpunkte der Bewehrung zu konservativen Ergebnissen, welche auf der sicheren Seite liegen. Im unteren Bereich der Konstruktion werden so stärkere Bewehrungen erforderlich und die Bewehrungstiefe wird erhöht.

Da es bisher keine Ansätze dafür gibt, wie die Bewehrung in den Trennflächen der Lamellen berücksichtigt werden kann und auch aus den Nachweisen mit FE - Methoden keine nachvollziehbaren, in die Praxis umsetzbaren Ergebnisse gewonnen werden konnten, ist zu empfehlen, vorderhand die gängigen Bemessungsmethoden und Bemessungsprogramme zu berücksichtigen, welche die Wirkung der Bewehrung in den Trennflächen der Lamellen vernachlässigen. Mit dieser Annahme sind auch die Ergebnisse von Modellen mit zusammengesetzten, geraden Gleitflächen (Starrkörpermethode) und mit Gleitkreisen (z.B. Methode BISHOP) mehr oder weniger vergleichbar und führen in der Regel zu keinen relevanten Unterschieden.

## 2.4 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

### 2.4.1 Allgemeine Überlegungen

Die Gebrauchstauglichkeit einer geokunststoffbewehrten Erdkonstruktion wird neben der Beständigkeit und dem Aussehen der Frontelemente oder der Frontausbildung allgemein (auch Begrünung) durch die Deformationen während des Aufbaus, bis zum Abklingen einer normalen Konsolidation des

Untergrundes oder der Schüttung und später durch die Langzeitverformungen infolge Veränderungen in der Bewehrung (Kriechen, chemische Einflüsse) bestimmt. Sie muss über die erwartete bzw. verlangte Nutzungsdauer gewährleistet sein.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf das Deformationsverhalten.

Deformationen hängen von folgenden Faktoren ab:

- Setzungen, Deformationen des Untergrundes unter dem Gewicht der bewehrten Konstruktion.
- Setzungen, Deformationen in der bewehrten Schüttung selbst, infolge Deformationen im Schüttmaterial, Deformationen der Bewehrung für die Kraftmobilisierung unter dem Eigengewicht der Schüttung und unter äusseren ständigen oder beweglichen Lasten.
- Deformationen im bewehrten Körper unter Dauerlast (Gebrauchslast) infolge Kraftabbau oder Verlängerungen in der Bewehrung selbst durch Kriechvorgänge und / oder chemische Einflüsse, welche zu Veränderungen im Kraft – Dehnungsverhalten des Geokunststoffes führen.

Das Deformationsverhalten geokunststoffbewehrter Konstruktionen lässt sich nicht mit einfachen Berechnungsmethoden bzw. –modellen ermitteln. Dies kann mit FE – Modellen versucht werden, für die jedoch die Stoffgesetze für die Schüttung, den Untergrund, die Bewehrung und die Interaktion Bewehrung – Schüttung bekannt sein müssen (vgl. Kapitel 2.6).

Deformationsberechnungen sollten grundsätzlich auf dem Niveau der Gebrauchskräfte, d.h. ohne Lastzuschläge, Lastbeiwerte etc. durchgeführt werden und es sind daher für Boden und Schüttung die charakteristischen Kennwerte zu berücksichtigen. Die Beanspruchung der Bewehrung ist damit für diese Nachweise unter Gebrauchskräften wesentlich geringer als bei den Nachweisen für die Tragsicherheit, für welche Sicherheiten gegen Bruch nachzuweisen, bzw. Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen sind.

Qualitativ ergibt sich folgendes "überhöhtes" Verformungsbild (Abb. 2.30):



Abb. 2.30: Verformungsbild

#### 2.4.2 Tolerierbare Deformationen

Die für die Gebrauchstauglichkeit tolerierbaren Deformationen werden von verschiedenen Faktoren bestimmt:

- Deformationsempfindlichkeit von Bauten, Anlagen über oder im unmittelbaren Bereich der bewehrten Konstruktion
- Deformationsempfindlichkeit der Frontverkleidung
- Aussehen (Ästhetik)

Es hat dabei keinen Sinn, an geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen Anforderungen zu stellen, welche auf Grund der äusseren Randbedingungen gar nicht möglich erfüllt werden können.

Dazu gehören:

- Die Setzungen werden massgebend vom Untergrund beeinflusst und schlagen nach oben durch.
- Die Eigensetzungen sind mit jenen vergleichbar, welche sonst bei einem normalen Damm aus vergleichbarem Schüttmaterial mit entsprechender Verdichtung ebenfalls auftreten.

### 2.4.2.1 Setzungen allgemein

Die Setzungen in der bewehrten Konstruktion hängen von der Art des Schüttmaterials und der Verdichtung ab.

Für Dämme im Strassenbau werden allgemein folgende Verdichtungswerte verlangt:

$$M_{E1} = 15 \dots 30 \text{ MNm}^{-2}$$

Die theoretischen Eigensetzungen in einem Damm betragen unter Annahme vereinfachenden eindimensionalen Bedingungen dann ca.

$$s \text{ [mm]} = \frac{\gamma \cdot H^2 / 2}{M_{E1}}$$

$\gamma$  = Raumgewicht Schüttung in  $\text{kNm}^{-3}$   
 $H$  = Höhe der Schüttung in m  
 $M_{E1}$  = Zusammendrückungsmodul Schüttung nach Verdichtung in  $\text{MNm}^{-2}$

Beispiele:	H [m]	$\gamma$ [ $\text{kNm}^{-3}$ ]	$M_{E1}$ [ $\text{MNm}^{-2}$ ]	s [mm]	in $\text{‰}$ der Höhe
	2	20	15 / 30	2.7 / 1.3	1.4 / 0.7
	4	20	15 / 30	10.7 / 5.3	2.7 / 1.3
	6	20	15 / 30	24.0 / 12.0	4.0 / 2.0
	8	20	15 / 30	42.7 / 21.3	5.4 / 2.7
	10	20	15 / 30	66.7 / 33.3	6.7 / 3.4

Diese Setzungen werden teilweise, da sie bereits während der Schüttung auftreten, durch die nächstfolgende Schicht ausgeglichen bzw. kompensiert. Die nach Bauende gemessenen Setzungen sind daher wesentlich geringer.

Die Setzungen aus dem Untergrund kommen noch dazu.

Annahme: Zusammendrückbare Schicht mit  $t = 4.0$  m,  $H = 6.0$  m und  $M_{E1} = 10 \text{ MNm}^{-2}$

Grobe Setzungsabschätzung unter dem Damm bzw. der bewehrten Konstruktion:

$$s \text{ [mm]} = \frac{\gamma \cdot H \cdot t}{M_{E1}}$$

$\gamma$  = Raumgewicht Schüttung in  $\text{kNm}^{-3}$   
 $H$  = Höhe der Schüttung in m  
 $t$  = Mächtigkeit zusammendrückbare Schicht unter der Schüttung in m  
 $M_{E1}$  = Zusammendrückungsmodul Untergrund in  $\text{MNm}^{-2}$

$$s \text{ [mm]} = 20 \cdot 6.0 \cdot 4.0 / 10 = 48 \text{ mm}$$

Diese sind somit deutlich höher als die Eigensetzungen der Konstruktion von 24 mm bzw. 12 mm je nach Zusammendrückbarkeit der Schüttung.

**Fazit:** Das Setzungsverhalten des Untergrundes muss immer mit einbezogen werden, da dieses die totalen Setzungen auf der Konstruktion wesentlich beeinflussen kann. Für das Beispiel wäre somit eine Anforderung an die Setzungen von weniger als 60 mm unrealistisch, da diese auch mit bestem Schüttmaterial und optimalster Verdichtung nicht eingehalten werden könnte, weil der Hauptanteil der Setzungen aus dem Untergrund stammt. Auch die langfristigen Nachsetzungen können vom Konsolidationsverhalten des Untergrundes abhängen und werden von der Bewehrung und der Qualität der Schüttung unter Umständen kaum beeinflusst. Im Verkehrswegebau muss allenfalls mit der Fertigstellung gewartet werden, bis die Konsolidation soweit fortgeschritten ist, dass die noch zu erwartenden Nachsetzungen unkritisch sind. Dies gilt analog zu normalen Dämmen.

### 2.4.2.2 Anforderungen aus der Nutzung

Die Nutzung beeinflusst das tolerierbare Setzungs- bzw. Deformationsverhalten. Befinden sich über der Konstruktion wenig setzungsempfindliche Grünflächen oder ist keine spezielle Nutzung vorgesehen, sind grössere Kurz- und auch Langzeitdeformationen tolerierbar als bei setzungsempfindlichen Verkehrswegen (Strassen unterschiedlicher Klassierung, oder Bahnen).

Nach Abschluss der Bauarbeiten können im Allgemeinen noch folgende Setzungen als tolerierbar betrachtet werden:

Konstruktionen ohne speziellen Auflagen (Grünflächen, Lärmschutzsteildämme etc.):

Kurzzeitig bis 6 Monate	50 mm	
Zusätzlich über Nutzungsdauer	50 mm	Total 100 mm

Untergeordnete Strassen mit wenig Verkehr:

Kurzzeitig bis 6 Monate	30 mm	
Zusätzlich über Nutzungsdauer	30 mm	Total 60 mm

Hauptstrassen mit viel (schwerem) Verkehr:

Kurzzeitig bis 6 Monate	20 mm	
Zusätzlich über Nutzungsdauer	20 mm	Total 40 mm

Bahnen normal:

Kurzzeitig bis 6 Monate	20 mm	
Zusätzlich über Nutzungsdauer	20 mm	Total 40 mm

Schnellbahnen:

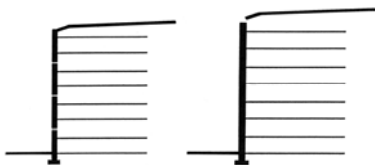
Kurzzeitig bis 6 Monate	10 mm	
Zusätzlich über Nutzungsdauer	10 mm	Total 20 mm

Differenzsetzungen Innen/Aussen (Aussen = gegen Frontbereich) sind bis zu 50 % der angegebenen Setzungen tolerierbar. Bei erheblichen Setzungen aus dem Untergrund sind die Anforderungen zu überprüfen.

#### 2.4.2.3 Anforderungen aus der Art der Front

Die Art der Front beeinflusst die Anforderungen an das Deformationsverhalten der bewehrten Schüttung. Grob können nach Abb. 2.31 folgende Frontarten unterschieden werden:

##### Harte Verkleidungen (hard facings)

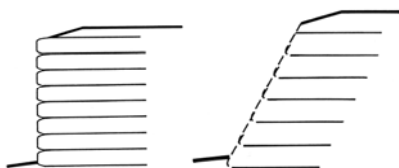


Einzelemente / Vollelemente über die ganze Höhe

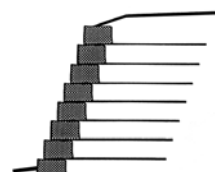


Blöcke / dreidimensionale Elemente

##### Verformbare Verkleidungen (flexible facings)

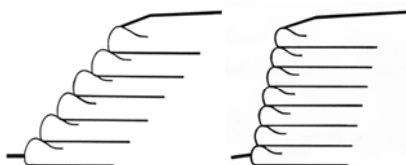


Stahlblechelemente/ steife Stahldrahtgitter mit permanenter Stützfunktion



Stein- oder Erdkörbe aus Stahldrahtgittern (eventuell auch Geogitter)

##### Weiche Verkleidungen (soft facings)



Umschlagtechnik ohne Schalung für Böschungen bis max. ca. 50° / Umschlagtechnik mit verloraener Schalung (Drahtgeflechte, -gitter) für Böschungen über ca. 45° bis max. ca. 75°

Abb. 2.31: Verkleidungen/Fassaden (facing)

Im Kapitel 9 des Handbuches "Bauen mit Geokunststoffen" [2] werden an das Schüttmaterial folgende Anforderungen formuliert (Eigenschaften / Verdichtung) (Tabelle 13):

Konstruktionstyp Art der Verkleidung	Verdichtungs- anforderungen		Bodentypen Klassifikation nach SN 670 010 Min. Winkel der Gesamtscherfestigkeit $\varphi^{* 1)}$			
	$M_{E1min}$	$E_{v1min}$	GW, GP, GM, SW	GC, GM-ML GM-GC, SP	GC-CL, SM SM-ML	CL, ML
	[MNm <sup>-2</sup> ]	[MNm <sup>-2</sup> ]	> 35°	>32.5°	>30°	>27.5°
<b>Stützkonstruktionen:</b>						
<b>Harte Verkleidungen</b>						
Neigung 80...90°						
Fundamentauflasten	> 60	> 45	+++	+	o	o
Verkehrsaflasten	> 50	> 40	+++	++	o	o
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
Neigung 75...85°						
Fundamentauflasten	> 50	> 40	+++	++	o	o
Verkehrsaflasten	> 40	> 30	+++	+++	+	o
<b>Steilböschungen 65...75°:</b>						
<b>Harte Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr	> 40	> 30	+++	+++	+	o
H < 3 m, mit Verkehr	> 30	> 25	+++	+++	++	o
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 25	> 20	+++	+++	++	o
H < 3 m, ohne Verkehr	> 20	> 15	+++	+++	++	+
<b>Steilböschungen 55...65°:</b>						
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	+++	+++	++	+
H < 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	+++	+++	++	+
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 15	> 12	+++	+++	+++	++
H < 3 m, ohne Verkehr	> 10	> 8	+++	+++	+++	++
<b>Steilböschungen 45...65°:</b>						
<b>Weiche Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr						
H < 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	+++	+++	++	+
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 15	> 12	+++	+++	++	+
H < 3 m, ohne Verkehr	> 15	> 12	+++	+++	+++	++
	> 10	> 8	+++		+++	++

Eignung als Schüttmaterial:

- +++ gut bis sehr gut geeignet
- ++ mässig geeignet
- + bedingt geeignet
- o nicht geeignet

<sup>1)</sup> Der Winkel der Gesamtscherfestigkeit schliesst bei bindigen Materialien indirekt einen Kohäsionsanteil mit ein

Tabelle 13: geeignete Böden und Anforderungen an die Verdichtung

Diese Tabelle kann ergänzt werden durch Anforderungen an die Verformungen (Tabelle 14). Angegeben ist eine empfohlene Größenordnung zulässiger Deformationen in vertikaler Richtung (Setzungen) und horizontaler Richtung (Verschiebungen, Ausbauchungen).

Es gilt jeweils der kleinere Wert der Absolutdeformation (in mm) und der Deformation in Abhängigkeit der Konstruktionshöhe H (in % von H).

Konstruktionstyp Art der Verkleidung	Verdichtungs- Anforderungen		Maximale Deformationen			
			Vertikal (Setzungen)		Horizontal (Verschiebungen)	
			Absolut	In % der Höhe H	Absolut	In % der Höhe H
	$M_{E1min}$	$E_{v1min}$	mm	-	mm	-
	[MNm <sup>-2</sup> ]	[MNm <sup>-2</sup> ]	mm	-	mm	-
<b>Stützkonstruktionen:</b>						
<b>Harte Verkleidungen</b>						
Vollelemente, starre Verbindungen						
Neigung 80...90°						
Fundamentauflasten	> 60	> 45	20 (10)	0.2 (0.1)	20 (5)	0.2 (0.1)
Verkehrsaflasten	> 50	> 40	25 (15)	0.3 (0.15)	25 (5)	0.3 (0.15)
Blöcke, elastische Lager						
Neigung 80...90°						
Fundamentauflasten	> 60	> 45	25 (10)	0.3 (0.15)	25 (5)	0.3 (0.15)
Verkehrsaflasten	> 50	> 40	30 (15)	0.4 (0.20)	30 (5)	0.4 (0.2)
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
Neigung 75...85°						
Fundamentauflasten	> 50	> 40	30 (15)	0.4 (0.2)	30 (10)	0.4 (0.2)
Verkehrsaflasten	> 40	> 30	40 (20)	0.5 (0.25)	40 (10)	0.5 (0.25)
<b>Steilböschungen 65...75°:</b>						
<b>Harte Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr	> 40	> 30	40 (15)	0.4 (0.2)	40 (10)	0.4 (0.2)
H < 3 m, mit Verkehr	> 30	> 25	40 (15)	0.6 (0.3)	40 (10)	0.6 (0.3)
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 25	> 20	60 (30)	0.6 (0.3)	60 (20)	0.6 (0.3)
H < 3 m, ohne Verkehr	> 20	> 15	60 (30)	0.8 (0.5)	60 (20)	0.8 (0.5)
<b>Steilböschungen 55...65°:</b>						
<b>Flexible Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	50 (20)	0.6 (0.3)	50 (15)	0.6 (0.3)
H < 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	50 (20)	0.8 (0.5)	50 (15)	0.6 (0.5)
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 15	> 12	75 (30)	0.8 (0.5)	75 (40)	0.8 (0.5)
H < 3 m, ohne Verkehr	> 10	> 8	75 (30)	1.0 (1.0)	75 (40)	1.0 (1.0)
<b>Steilböschungen 45...65°:</b>						
<b>Weiche Verkleidungen</b>						
H ≥ 3 m, mit Verkehr	> 20	> 15	60 (30)	0.8 (0.4)	60 (30)	0.6 (0.4)
H < 3 m, mit Verkehr	> 15	> 12	60 (30)	1.0 (0.7)	60 (30)	0.8 (0.7)
H ≥ 3 m, ohne Verkehr	> 15	> 12	100 (50)	1.2 (1.0)	100 (50)	1.2 (1.0)
H < 3 m, ohne Verkehr	> 10	> 8	100 (50)	1.5 (1.2)	100 (50)	1.5 (1.2)

Tabelle 14: maximal zulässige Deformationen

Die horizontalen Deformationen (Verschiebungen) können im Gegensatz zu den vertikalen (Setzungen) während dem Bau kaum noch korrigiert bzw. kompensiert werden. Horizontale und vertikale Deformationen sind somit als Gesamtdeformationen und nicht als Restdeformationen nach Bauende zu verstehen. Letztere stehen in Klammern und gelten als Setzungen infolge zusätzlicher Auflasten (ständige Lasten und Verkehrslasten) sowie als Folge von Kriecherscheinungen bzw. Änderungen im Kraft-Dehnungsverhalten des Geokunststoffes infolge chemischer Einflüsse ab Bauende bis zum Ende der verlangten Nutzungsdauer.

Die angegebenen Werte basieren auf praktischen Erfahrungen und aus Überlegungen, was von der Nutzung aus noch als tolerierbar betrachtet werden könnte. Die Werte sind als Vorschlag zu verstehen.

### 2.4.3 Offene Fragen zur Gebrauchstauglichkeit

Es stellt sich für den Praktiker die Frage, ob zwischen der Qualität der Schüttung (Scherfestigkeit und Zusammendrückbarkeit) sowie der Stärke und Steifigkeit der Bewehrung und den Deformationen plausible Korrelationen bestehen und ob aus der Vorgabe für die Deformationen Kriterien / Anforderungen an die Schüttung und die Bewehrung abgeleitet werden können.

Modellrechnungen mit FE – Methoden (Siehe Kapitel 2.6) können qualitative Hinweise liefern. Korrelationen sind jedoch nur bedingt möglich, um die vorgeschlagenen Vorgaben betreffend den Kriterien / Anforderungen an die Schüttung zu überprüfen.

### 2.4.4 Empfehlungen für die Praxis

Hinsichtlich des zu verwendenden Schüttmaterials und der Verdichtung ist ein Abstützen auf die Angaben der Tabelle 13 und Tabelle 14 sinnvoll.

Um die Anforderungen an die Bewehrung bezüglich der Gebrauchskräfte  $z_G$  zu ermitteln, empfehlen sich die herkömmlichen Methoden, welche für den Nachweis der inneren Standsicherheit benutzt werden. Dabei sind alle Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_i = 1.0$  zu setzen. Diese Gebrauchskräfte werden im Allgemeinen 20...50 % unter dem jeweiligen Bemessungswert der Beanspruchung  $z_d$  liegen, welche mit den dafür üblichen Teilsicherheitsbeiwerten nach Grenzzustand Typ 3 ermittelt werden.

Die Forderung könnte dann für gewisse, deformationsempfindliche Konstruktionen (z.B. mit harter Front) heissen:

Für die Beanspruchung im Gebrauchszustand  $z_G$  darf die Gesamtdehnung  $\varepsilon_{tot}$  der Bewehrung über die Nutzungsdauer  $t$  bestehend aus Initialdehnung  $\varepsilon_i$  und Kriechdehnung  $\varepsilon_t$  höchstens  $x$  % betragen.

Richtwerte für das Deformationsverhalten unter Gebrauchskraft:

Harte Verkleidungen:	$\varepsilon_{tot}$	unter 3 %	
Verformbare Verkleidungen	$\varepsilon_{tot}$	unter 4 %	
Umschlagtechnik bis ca. 60°		keine Anforderungen	*)
Umschlagtechnik 60.. 70°	$\varepsilon_{tot}$	unter 6 %	*)
Umschlagtechnik > 70°	$\varepsilon_{tot}$	unter 4 %	

\*) Solche Konstruktionen wurden bisher erfolgreich auch mit mechanisch verfestigten Vliesstoffen bewehrt, welche im reinen Streifenzugversuch auf Gebrauchskraftniveau bereits Dehnungen deutlich über 10 % aufweisen. Infolge der Einlagerung von Bodenpartikeln und der Zusammendrückung durch den Boden zeigen jedoch Vliesstoffe im Boden eingebaut und belastet ein weit geringeres Dehnungsmass, bzw. weisen eine deutlich höhere Steifigkeit auf als im Streifenzugversuch, wie dies auch in verschiedenen Versuchen ([7], [4]) nachgewiesen werden konnte.

## 2.5 Allgemeines zur Praxis der Bemessung

Das Forschungsprojekt befasste sich mit Teilbereichen der Bemessung, welche nicht bereits in allgemein zugänglichen Standardwerken wie im Handbuch des SVG "Bauen mit Geokunststoffen" [2] oder in der Norm SN 670 242 "Geokunststoffe – Anforderungen für die Funktion Bewehren" [8] formuliert sind. Die Norm SN 670 242 ist dabei das Ergebnis des vorgehenden Forschungsprojektes VSS 1999/124 (16/99) "Anforderungen an Geokunststoffe mit den Aufgaben Bewehren und Schützen" [8].

Im Allgemeinen liefert eine Vorbemessung über die innere Standsicherheit den minimalen Bemessungswert der Beanspruchung = Zugkraft, welche unter Berücksichtigung aller Teilsicherheiten und

Beiwerten den Gleichgewichtszustand gewährleistet, d.h. einer rechnerischen Sicherheit  $\eta = 1.0$  bzw. einer Ausnutzung  $\mu = 1/\eta = 1.0$  entspricht.

Gesucht ist dann ein Geokunststoff, welcher einen Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit  $z_{Rd}$  aufweist, der grösser ist als der Bemessungswert der Beanspruchung  $z_d$ .

Ist der Geokunststoff ausgewählt und der entsprechende Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit  $z_{Rd}$  sowie die Reibungsbeiwerte  $a_\phi$  für die Interaktion Boden - Geokunststoff für die objektbezogenen Randbedingungen (Nutzungsdauer, Schüttmaterial, Umwelteinflüsse etc.) bekannt, sind mit diesen Daten die Tragsicherheitsnachweise an der ganzen Konstruktion nochmals zu führen und es ist die Bedingung:

$$E_d \leq R_d$$

einzuhalten, mit:

$E_d$  = Bemessungswert der Einwirkungen

$R_d$  = Bemessungswert des Tragwiderstandes

Dabei ist die Kenntnis über den inneren und äusseren Tragwiderstand der Bewehrung unerlässlich.

### 2.5.1 Innerer Tragwiderstand der Bewehrung

Die nachfolgenden Angaben basieren auf der Norm 670 242 [8] inkl. des dazugehörigen Anhangs.

*Langzeitzugfestigkeit  $z_R$ , Tragwiderstand  $R_k$  (charakteristischer Wert):*

Der Tragwiderstand  $R_k$  einer Geokunststoffbewehrung entspricht der nach der geplanten Nutzungsdauer noch vorhandenen Zugfestigkeit der Bewehrung unter Berücksichtigung aller Abminderungen infolge Kriechen, chemischen und physikalischen Langzeiteinflüssen, Einbauschädigungen, Verbindungen (z.B. mit der Verkleidung), etc. und wird in der Folge als Langzeitzugfestigkeit  $z_R$  bezeichnet.

Nachfolgende Abb. 2.32 zeigt die zeitliche Entwicklung der Langzeitzugfestigkeit über die Nutzungs- bzw. Lebensdauer der Bewehrung:

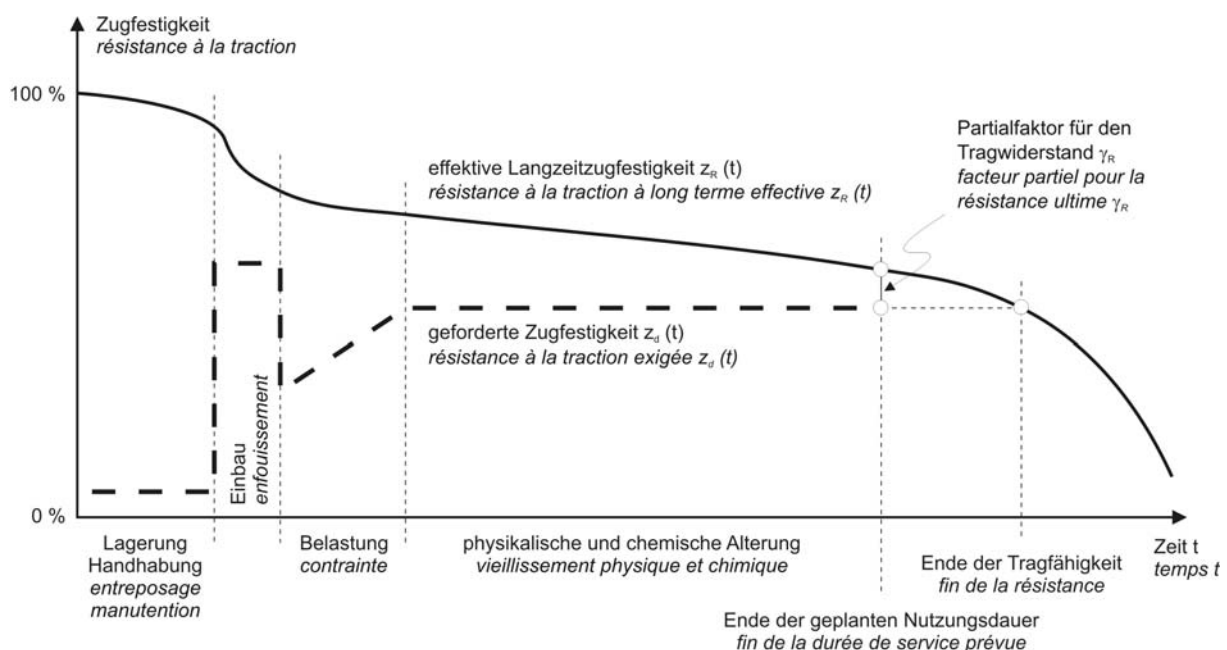


Abb. 2.32: Schematisches Beispiel der Zeitabhängigkeit einer Geokunststoff – Eigenschaft gemäss CR ISO 13434 "Guidelines on durability of geotextiles and geotextile related products" (siehe auch [8])

Am Ende der für ein bestimmtes, geokunststoffbewehrtes Tragwerk geplanten Nutzungsdauer muss ein minimaler Tragwiderstand der Bewehrung (Geokunststoff) vorhanden sein, welcher durch die Langzeitzugfestigkeit bestimmt wird. Die Bemessung liefert den vom Geokunststoff geforderten Bemessungswert der Zugfestigkeit  $z_d$  (siehe Anhang).

Für die effektive Langzeitzugfestigkeit  $z_R$  („resistance“) von Geokunststoffen mit Bewehrungsfunktion gilt der Ansatz:

$$z_R = \frac{r_{\min}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5}$$

Für den Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit  $z_{Rd}$  („design“) für die geplante Nutzungsdauer gilt:

$$z_{Rd} = \frac{z_R}{\gamma_R} = \frac{r_{\min}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_R} \geq z_d$$

$r_{\min}$  Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit (gemäss [8]).

$A_{1...5}$  Abminderungsfaktoren (Tabelle 15)

$\gamma_R$  Partialfaktor für den Tragwiderstand (oft auch Bauteilsicherheitsbeiwert genannt).  $\gamma_R$  dient der Berücksichtigung der Einflüsse geometrischer Abweichungen, Unschärfen im Widerstandsmodell sowie Ungenauigkeiten in den Voraussagen der einzelnen Abminderungsfaktoren. Der Partialfaktor für den Tragwiderstand von Geokunststoffen mit Bewehrungsfunktion wird allgemein zu  $\gamma_R = 1.40$  angenommen, siehe Handbuch "Bauen mit Geokunststoffen" [6].

$z_d$  Bemessungskraft

Abminderungsfaktor	Beschreibung	Abhängigkeiten
$A_1$ Kriechen	Abminderungsfaktor für das Zeitstandverhalten bzw. Verformungsverhalten unter Dauerlast (Kriechen)	Zeit, Temperatur (mittlere Bodentemperatur)
$A_2$ Einbau	Abminderungsfaktor für die Beschädigung der Bewehrung durch Transport, Einbau und Verdichtung [9]	Korngrößenverteilung, Kornform des Kontaktbodens, Tragfähigkeit des Verlegeplanums, Verdichtungsenergie
$A_3$ Verbindungen	Abminderungsfaktor für Verbindungsstellen, Anschlüsse an Bauteile	Art des Anschlusses, der Verbindung, Zeit, Temperatur
$A_4$ Dauerhaftigkeit	Abminderungsfaktor für Umgebungseinflüsse (Witterungsbeständigkeit, Beständigkeit gegen Chemikalien, Mikroorganismen und Tiere), welche sich auf die Langzeitzugfestigkeit auswirken	Umgebungseinflüsse aus Atmosphäre, Boden und Wasser
$A_5$ Zusatzeinflüsse	Abminderungsfaktor für weitere Einflüsse (z.B. ständige dynamische Einwirkungen auf Bewehrungslagen unter Bahngleisen)	Zum Beispiel die Grösse einer dynamischen Belastung im Verhältnis zur statischen Grundbelastung, die Frequenzen und die Zeit der Beanspruchung

Tabelle 15: Abhängigkeiten der Abminderungsfaktoren  $A_{1...5}$

*Bemessungswert des Tragwiderstandes  $R_d$ :*

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes  $R_d$  berechnet sich nach der Formel:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

*Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit  $z_{Rd}$ :*

$$z_{Rd} = \frac{z_R}{\gamma_R}$$

*Bemessungskraft  $Z_d$ ; Bemessungswert der Auswirkungen  $E_d$ :*

Die Bemessung liefert den Bemessungswert der Auswirkungen  $E_d$  auf die Bewehrung und wird hier als Bemessungskraft  $Z_d$  bezeichnet, welcher durch die Bemessungstragwiderstände der Bewehrung aufzunehmen ist. Die Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen, bzw. Bemessungskräfte erfolgt generell nach SIA 260 "Grundlagen der Projektierung" [10], SIA 261 "Einwirkungen auf Tragwerke" [11] und SIA 267 "Geotechnik" [3]:

$$Z_d = \sum z_d$$

mit Bemessungskräften  $z_d$  der einzelnen Geokunststofflagen, welche am Bemessungswiderstand beteiligt sind, d.h. durch Gleitflächen geschnitten werden.

*Tragsicherheitsnachweis:*

Mit dem Tragsicherheitsnachweis ist allgemein nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_d \leq \frac{R_k}{\gamma_R} = R_d$$

Für die Geokunststoffbewehrung formuliert:

$$Z_d \leq \frac{\sum Z_R}{\gamma_R} = Z_{Rd} \quad \text{mit allgemein } \gamma_R = 1.40.$$

### 2.5.2 Äusserer Tragwiderstand der Bewehrung

*Ausziehen, Gleiten:*

Der Tragwiderstand der Bewehrung wird nicht nur durch seinen inneren Tragwiderstand bestimmt, sondern auch durch den äusseren, infolge Ausziehen (Abb. 2.33) oder Gleiten (Abb. 2.34). Die Bewehrung funktioniert durch das Übertragen von Kräften vom Kontaktboden in den Geokunststoff und umgekehrt. Dies geschieht vor allem über Reibung, abhängig von der effektiven Normalspannung  $\sigma'$  sowie begrenzt auch über Adhäsion infolge Kohäsion des Kontaktbodens. Letztere wird oft auch als Strukturwiderstand bezeichnet.

Unterschieden werden dabei zwei Fälle:

1. Einseitiges Gleiten (Abb. 2.33)
2. Zweiseitiges Ausziehen (Abb. 2.34)

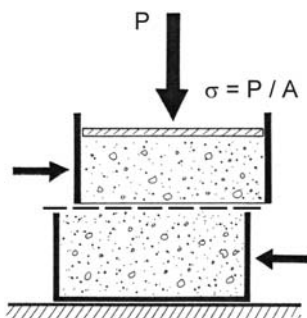


Abb. 2.33: Gleiten zwischen Boden und Geokunststoff

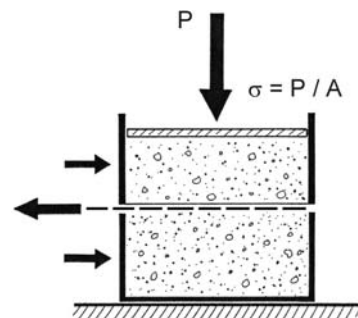


Abb. 2.34: Ausziehen des Geokunststoffes aus dem Boden

Beim Ausziehversuch ist eine Korrelation zwischen den Grundwerten des Kontaktbodens (Reibung, Kohäsion) nicht immer gegeben. Im Allgemeinen sind daher die Ergebnisse aus Scherversuchen zu verwenden. Diese Versuche ermöglichen ferner, dass die Scherparameter des Bodens allein und in Kombination mit dem Geokunststoff in der gleichen Apparatur gemessen werden können, und dass so ein direkter Vergleich unter ähnlichen Voraussetzungen möglich ist.

Der allgemeine Ansatz lautet:

$$\text{Reibung: } \tan \varphi'_k (\text{Geokunststoff - Boden}) = a_\varphi \cdot \tan \varphi'_k (\text{Boden})$$

$$\text{Adhäsion: } c'_k (\text{Geokunststoff - Boden}) = a_c \cdot c'_k (\text{Boden})$$

mit:                    Beiwert  $a_\varphi$  für die Reibung beim Gleiten (einseitig)  
                           Beiwert  $a_c$  für die Kohäsion beim Gleiten (einseitig)

Der Einfluss der Annahme einer Kohäsion kann sehr gross sein. Die Angabe des Wertes der Kohäsion ist jedoch oft wenig zuverlässig und beschreibt meistens eine scheinbare Kohäsion bzw. in Sonderfällen die maximale Scherfestigkeit. Es ist daher in der Praxis üblich, die Kohäsion nicht oder nur sehr vorsichtig zu berücksichtigen. In vielen Fällen ist es besser, mit einem sogenannten Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi^*$  zu operieren, welcher indirekt einen Kohäsionsanteil berücksichtigt (Abb. 2.35).

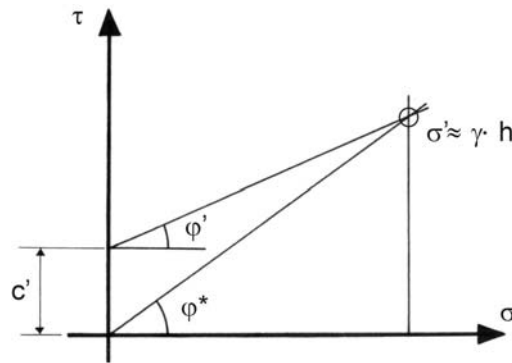


Abb. 2.35: Winkel der Gesamtscherfestigkeit  $\varphi^*$  für den effektiven Spannungsbereich  $\sigma' = \gamma \cdot h$  mit  $\gamma =$  Raumgewicht,  $h =$  Überlagerung,  $\varphi' =$  effektiver Reibungswinkel des Bodens,  $c' =$  effektive Kohäsion des Bodens

Begriffe für den äusseren Tragwiderstand der Bewehrung:

Tragwiderstand Geokunststoff – Boden (charakteristischer Wert):

$$\tau_{\text{GBR}} = \sigma'_k \cdot (a_\varphi \cdot \tan \varphi'_k) + a_c \cdot c'_k \quad [\text{kNm}^{-2}]$$

Tragwiderstand Geokunststoff – Boden (Bemessungswert):

$$\tau_{\text{GBRd}} = \frac{\sigma'_d \cdot (a_\varphi \cdot \tan \varphi'_d) + a_c \cdot c'_d}{\gamma_R} \quad [\text{kNm}^{-2}]$$

wobei:

$\sigma'_k$	minimale (garantierte) effektive Normalspannung auf den Geokunststoff
$\varphi'_k$	charakteristischer Wert des Reibungswinkels Boden
$c'_k$	charakteristischer Wert der Kohäsion Boden
$a_\varphi$	Beiwert für den Reibungswinkel
$a_c$	Beiwert für die Kohäsion
$\gamma_R$	Partialfaktor für den Tragwiderstand

Allgemein:  $\gamma_R = 1.20$   
 Dieser Faktor gilt nur, wenn für die Ermittlung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes für die Auflast  $\sigma'$ ,  $\tan \varphi'$  und  $c'$  die Bemessungswerte  $\sigma'_d$ ,  $\tan \varphi'_d$  und  $c'_d$  eingesetzt werden. Wird mit charakteristischen Werten gerechnet, muss der Partialfaktor für den Tragwiderstand  $\gamma_R$  auf mindestens  $\gamma_R = 1.50$  erhöht werden.

**Bemessungswerte:**

- Partialfaktoren nach SIA 267 "Geotechnik" [3]
- günstig wirkende Auflasten berücksichtigen
- $\gamma_\gamma = 1.00$
- bewegliche, nicht ständige Auflasten vernachlässigen
- Reibung  $\gamma_\varphi = 1.20$
- Kohäsion  $\gamma_c = 1.50$

Die verfügbaren Tragwiderstände bezüglich Ausziehen und Gleiten berechnen sich durch Multiplikation mit den Ausziehlängen  $L_{\text{Aus}}$  bzw. Gleitlängen  $L_{\text{Gleit}}$ , wobei bei über die Längen variabler Auflast  $\sigma'$  die mittlere Gesamtauflast  $\sigma'_m$  zu ermitteln ist (Abb. 2.36).

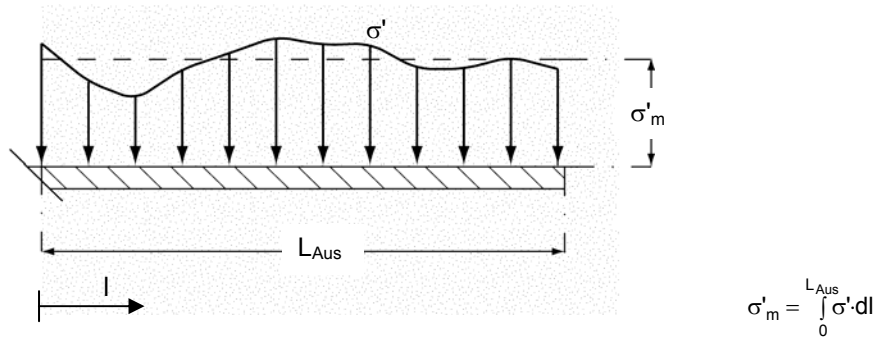


Abb. 2.36: Ermittlung Tragwiderstand Gleiten, Ausziehen

Bemessungswert des äusseren Tragwiderstandes:

Ausziehen (Abb. 2.34):  $Z_{Aus(Rd)} = 2L_{Aus} \cdot \tau_{GBRd} = 2L_{Aus} \frac{\sigma'_{md} \cdot (a_\phi \cdot \tan \phi'_d) + a_c \cdot c'_d}{\gamma_R}$

Gleiten (Abb. 2.33):  $Z_{Gleit(Rd)} = L_{Gleit} \cdot \tau_{GBRd} = L_{Gleit} \frac{\sigma'_{md} \cdot (a_\phi \cdot \tan \phi'_d) + a_c \cdot c'_d}{\gamma_R}$

mit  $\gamma_R = 1.20$

Tragsicherheitsnachweis:

Mit dem Tragsicherheitsnachweis ist allgemein nachzuweisen, dass folgende Bedingung erfüllt ist:

$$E_d \leq \frac{R_k}{\gamma_R} = R_d$$

Für die Geokunststoffbewehrung formuliert:

$$Z_d \leq Z_{(Aus)Rd} \quad \text{für Ausziehen}$$

$$Z_d \leq Z_{(Gleit)Rd} \quad \text{für Gleiten}$$

Beispiel für Ausziehen in Abb. 2.37: Ausziehen der Bewehrung aus dem passiven Bereich

Beispiel für Gleiten in Abb. 2.38: Gleiten auf der Aufstandsfläche

In beiden Beispielen wird vorausgesetzt, dass die Bewehrung mit der Front kraftschlüssig verbunden ist oder in Umschlagtechnik ausgeführt ist. Ist dies nicht der Fall, muss das Ausziehen aus dem Frontbereich ebenfalls berücksichtigt werden.

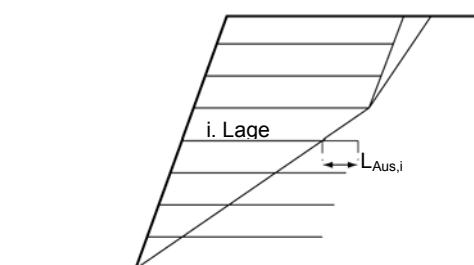


Abb. 2.37: Ausziehen

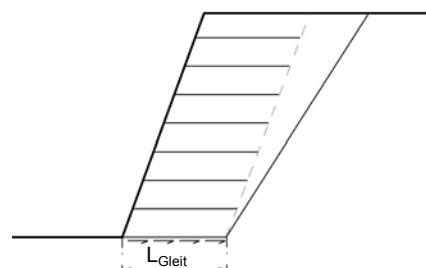


Abb. 2.38: Gleiten

## 2.6 Numerische Modellierung von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen

### 2.6.1 Einführung

Die Ausführungen in den Abschnitten 2.2 bis 2.4 haben gezeigt, dass die Resultate der klassischen Bemessung stark von den Annahmen bezüglich Sicherheitsfaktoren und von der Berechnungsmethode abhängig sind. Die klassische Bemessung der geokunststoffbewehrten Bauwerke basiert auf dem Nachweis der inneren und äusseren Standsicherheiten. Diese Methoden gehen von einem kritischen Bruchmechanismus aus und es werden für die Berechnungen nur die Schereigenschaften des Bodens und die Zugfestigkeit der Geokunststoffe berücksichtigt. Die Verformungseigenschaften des Bodens und der Bewehrung werden nicht in Rechnung gesetzt, so dass diese Art der Bemessung keine Auskunft über die zu erwartenden Verformungen liefert.

Zusätzlich zu den in jedem Berechnungsverfahren enthaltenen Vereinfachungen werden auch für die verschiedenen Bauelemente, je nach Berechnungsmodellen und Sicherheitsansätzen, unterschiedliche Abminderungs- und Sicherheitsfaktoren angewandt. Dies führt zu sehr grossen Variationen in den bestimmten Bemessungswerten der Beanspruchung der Geokunststoffe.

Die geokunststoffbewehrten Bauwerke bestehen aus Materialien, die in ihren Eigenschaften und ihrem Verhalten sehr unterschiedlich sind. Es steht keine einfache Methode für die Bestimmung der Deformationen dieser kompositen Konstruktionen zur Verfügung. Die aktuellen Berechnungsverfahren ergeben noch grosse Diskrepanzen zwischen den berechneten und den beobachteten Deformationen.

Eine exakte Berechnung der Deformation bewehrter Konstruktionen erfordert die genaue Beschreibung der Materialsteifigkeiten und -festigkeiten und der Kraftübertragung zwischen den Bestandteilen. Die Berücksichtigung aller dieser Faktoren ist nur mit Hilfe von numerischen Methoden möglich.

Die Finite Elemente-, bzw. Finite Differenzen-Programme sind im Laufe der letzten Jahre ständig erweitert worden und stellen heutzutage spezielle Elemente für die Modellierung von Geokunststoffbewehrungen zur Verfügung. Diese bieten neuerdings Membranelemente an, mit denen Geokunststoffe modelliert werden können. Standard sind auch die Interface-Elemente, die die Interaktion Boden-Geokunststoff berücksichtigen lassen.

Stabilitätsberechnungen mittels  $\phi'$ - und  $c'$ -Reduktion wurden auch eingeführt. Somit sind die heute zur Verfügung stehenden Finite Elemente-, bzw. Finite Differenzen-Programme, in der Lage eine numerische Modellierung geokunststoffbewehrter Bauwerke zu ermöglichen. Die Schwierigkeiten bei der Modellierung liegen vor allem in der Wahl der zu treffenden Parameter, sei es für den Boden, für die Geokunststoffe oder für die Interaktion Boden - Geokunststoffe.

Im Rahmen dieses Forschungsprogramms werden ausgesuchte, typische geokunststoffbewehrte Konstruktionen mit Finiten Elementen modelliert. Nach Aufstellung der FE-Netze werden Parameterstudien durchgeführt, wobei die nötigen Parameter aus der Literatur oder aus Produktkatalogen entnommen werden. Vorhandene Untersuchungsergebnisse der Feldversuche sollen zur Validierung der Berechnungsmethode und der Parameterwahl herangezogen werden. Damit sollen die unterschiedlichen geokunststoffbewehrten Konstruktionen, unabhängig vom jeweiligen Bemessungsverfahren, bezüglich Deformationen und Gebrauchstauglichkeit verglichen werden.

Mit Hilfe der FE-Methode soll das Verhalten der geokunststoffbewehrten Bauwerke untersucht und ein Vergleich mit den Resultaten der klassischen Bemessungsmethoden durchgeführt werden.

Da die Anwendung dieser Programme an solchen Bauwerken noch relativ jung ist, sollen auch verschiedene Modellierungsarten angewandt sowie einige Parameterstudie durchgeführt werden, um einige Angaben über die Gebrauchstauglichkeit von geokunststoffbewehrten Konstruktionen geben zu können.

Dabei wird sich zeigen, ob ein kommerziell-erhältliches Programm die Berechnung von solchen Struktur mit einem vernünftigen Aufwand erlaubt. Zudem soll, dank der Anwendung einer einheitlichen Berechnungsmethode, eine produkte- und systemunabhängige Beurteilung der verschiedenen geokunststoffbewehrten Bauwerke ermöglicht werden.

### 2.6.2 Verwendete FE-Programm und Stoffgesetze

Zur FE-Berechnung für dieses Projekt wurde das FE-Programm PLAXIS Version 8 verwendet. Das Programmpaket PLAXIS wurde speziell für die zweidimensionale Analyse von Verformungs- und Stabilitätsproblemen in der Geotechnik entwickelt.

Dieses Programmpaket stellt u. A. folgende, für die Untersuchung geokunststoffbewehrter Bauwerke wichtige Möglichkeiten zur Verfügung:

- Elemente höher Ordnung: quadratische 6-Knoten-Dreieck-Elemente und vierter Ordnung-Dreieck-Elemente für die Modellierung des Bodens.
- Geogrid-Elemente für die Modellierung des Geokunststoffes.
- Interface-Elemente für die Modellierung von Boden-Bauwerk-Interaktion.
- Fortgeschrittene Stoffgesetze für die Berechnungen der Verformungen und der Stabilität.
- Einfache Modellierung von Bauzuständen.
- Einfache Stabilitätsberechnung durch  $\varphi'$ - $c'$  – Reduktion (nicht bzw. mit Vorsicht empfohlen).
- Grafische Eingabe und automatische Erzeugung des FE-Netzes.
- Grafische Ausgabe in Form von Plots und Kurven.

### 2.6.3 Untersuchte typische geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen

Die Höhe der mit dem Geokunststoff bewehrten Konstruktion beträgt 6 m. Der Abstand der Geokunststofflagen beträgt jeweils 0.5 m, dies ergab eine Anzahl von 12 übereinander liegenden Geokunststofflagen. Modelliert wurden zwei Neigungswinkel ( $60^\circ$  sowie  $80^\circ$ ) der Böschung. Die Länge der Geokunststofflagen betragen jeweils 4.8 m dies entspricht 80 % der Konstruktionshöhe.

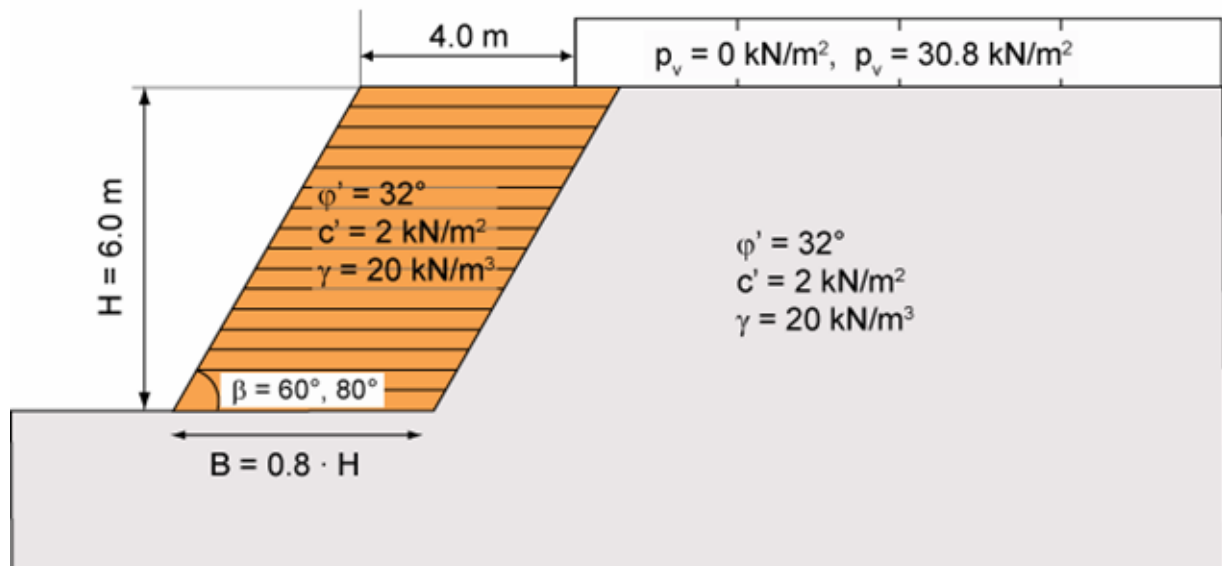


Abb. 2.39: Stützkonstruktion mit variabler Neigung und Belastung

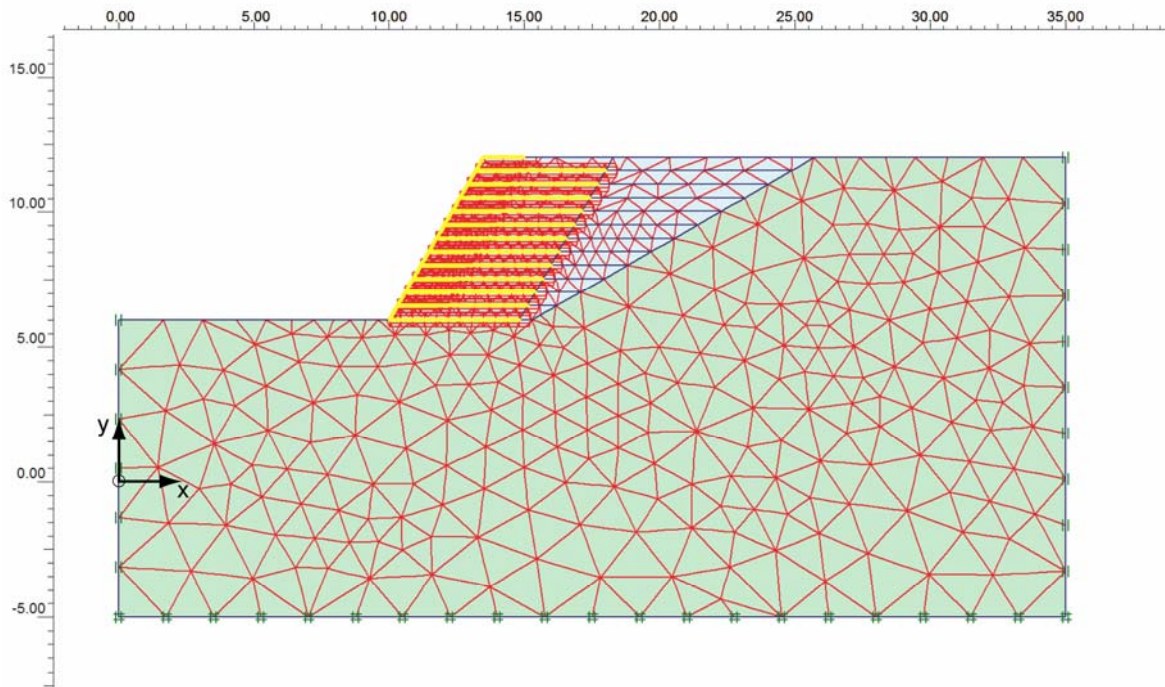


Abb. 2.40: Typisches FE-Netz des im ebenen Verzerrungszustand angelegten Böschungskörpers, bestehend aus 12 mit Geokunststoff bewehrten Lagen

Die Bodenkennwerte für die Simulation waren, bis auf zwei Ausnahmen, die gleichen wie in der klassischen Bemessung. Verändert angenommen wurden zum Einen eine nominelle Kohäsion mit durchgehend  $c' = 2 \text{ kN/m}^2$  und zum Anderen der Steifigkeitsmodul des Untergrundes und der Schüttung mit Werten zwischen minimal  $1.486 \cdot 10^4$  und maximal  $3.715 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$  (entspricht einem minimalen  $M_E$ -Wert von  $20 \text{ MN/m}^2$  und einem maximalen von  $50 \text{ MN/m}^2$  bei einer angenommenen Querdehnungszahl von  $\nu' = 0.3$ ).

## 2.6.4 Modellierungsannahmen für die Berechnungen

### 2.6.4.1 2D-Modellierung

Zur Durchführung der Finite-Elemente-Berechnung wurde ein Finite-Elemente-Modell erstellt und die Materialeigenschaften sowie die Randbedingungen definiert. Für die Modellierung der zu simulierenden Konstruktion stand entweder ein ebenes (*plane strain*) oder ein axialsymmetrisches (*axisymmetric*) Modell zur Verfügung. Die zu simulierende Konstruktion (Böschung mit Geokunststoffbewehrung) kann am besten mit einem Modell simuliert werden, bei dem der Querschnitt, die Spannungsverhältnisse und das Lastbild über eine ausreichende Strecke rechtwinklig zur Querschnittsfläche einheitlich sind. Dies trifft für eine ebene Berechnung (*plane strain*) zu, bei der die Verschiebungen und Dehnungen in z-Richtung zu Null gesetzt werden, während Normalspannungen in z-Richtung in vollem Umfang berücksichtigt werden. Somit wurde ein *Plane Strain Modell* gewählt, ein 2-dimensionales Finite-Elemente-Modell mit 2 Bewegungsfreiheitsgraden (x- und y-Richtung) je Knoten.

Bei den Berechnungen für dieses Projekt wurde für die Modellierung der Bodenschichten ein 15-knotiges Dreieckselement gewählt. Das 15-knotige Dreieckselement ermöglicht eine hohe Genauigkeit und liefert bei schwierigen Aufgabenstellungen, insbesondere bezüglich der Spannungen sowie bei der Abschätzung der Traglasten und Standsicherheitsfaktoren, sehr gute Ergebnisse. Weiterhin ist die Verwendung 15-knotiger Elemente in PLAXIS üblich. Im Zusammenhang mit Standsicherheitsuntersuchungen wird das Verfahren der  $\varphi'$ - $c'$  Reduktion eingeschränkt empfohlen. Dieses Untersuchungsverfahren wurde am Ende der Modellierung auf die Bauwerke angewendet.

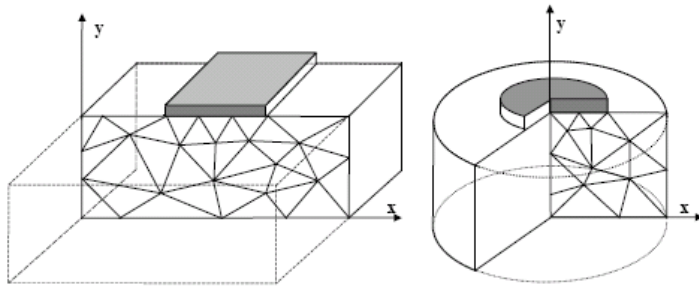


Abb. 2.41: Ebenes (plane strain) und axialsymmetrisches Modell (axisymmetric) [12]

Für den Ansatz von Verformungen verwendet das 15-knotige Dreieckselement eine Interpolation vierter Ordnung und die numerische Integration erfolgt über 12 Gauss Punkte (Spannungspunkte).



Abb. 2.42: Knoten- (links) und Spannungspunkte (rechts) eines 15-knotigen Dreiecks [12]

Boden und Fels haben unter Last ein deutlich nichtlineares Verhalten. Dieses nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten kann mit unterschiedlicher Genauigkeit modelliert werden. Die Komplexität und die Anzahl der nötigen Parameter steigen, je näher an der Wirklichkeit das benutzte Modell das Bodenverhalten beschreibt. Von den Stoffgesetzen, die PLAXIS für die Berechnung anbietet, wurden zur Modellierung die Bodenmodelle "Mohr-Coulomb" und "Hardening Soil" gewählt [12]. Auf diese wird im Folgenden näher eingegangen.

#### 2.6.4.2 Stoffgesetze für Boden und Geokunststoff

##### Mohr-Coulomb Modell

Das bekannte Mohr-Coulomb Modell kann als erste Näherung des wirklichen Bodenverhaltens betrachtet werden. Das Modell repräsentiert eine „Erste Ordnung“ Annäherung des Boden- oder Felsenverhaltens und wird von PLAXIS für eine erste Analyse des anstehenden Problems empfohlen.

Das linear-elastisch perfekt-plastische Mohr-Coulomb Modell verwendet fünf Eingabeparameter. Diese sind das Elastizitätsmodul  $E$ , die Querdehnungszahl  $\nu'$ , die Kohäsion  $c'$ , der Reibungswinkel  $\phi'$  und der Dilatanzwinkel  $\psi$ . Für jede Schicht, schätzt man eine konstante durchschnittliche Steifigkeit. Auf Grund der konstanten Steifigkeit, erhält man relativ schnell einen ersten Eindruck von den Verformungen.

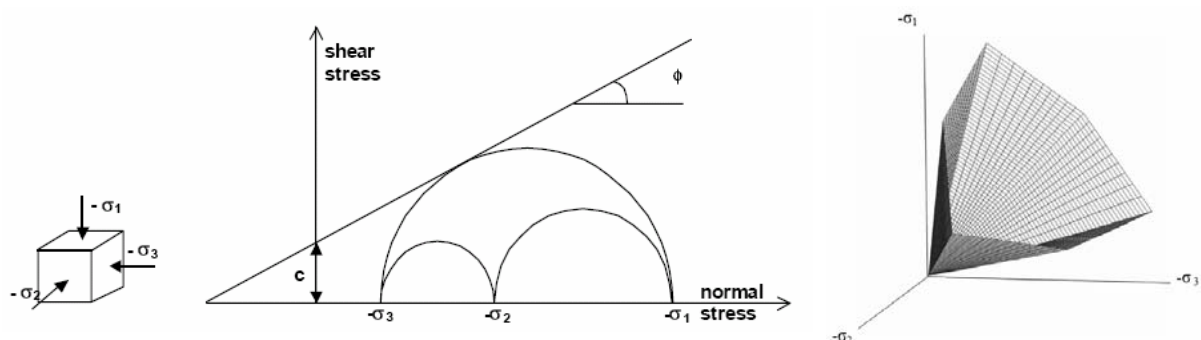


Abb. 2.43: Spannungskreise im Bruchzustand; der Grösste berührt die Coulombsche Umhüllende; sowie Fließfläche im Hauptspannungsraum für Boden im drainierten Zustand ohne Porenwasserdrücke ( $\sigma = \sigma'$ ) [12]

Eine allgemeinere Darstellung der Fließbedingung zeigt die Abb. 2.43. Die Mohr-Coulombsche Bruchbedingung beschreibt das Bodenverhalten für axialsymmetrische Systeme mit guter Genauigkeit.

Die Erläuterung der 5 grundsätzlichen Modellparameter erfolgt anhand der unten stehenden typischen Spannungs-Dehnungsdiagramme von drainierten Standard-Triaxialversuchen. Die Probe wird mit einer radialen Spannung  $\sigma_3$  isotrop konsolidiert. Anschliessend wird die axiale Spannung  $\sigma_1$  gesteigert, während die radiale Spannung konstant gehalten wird. In dieser zweiten Phase der Belastung neigen gewisse Bodenarten zu dem unten dargestellten Verhalten. Typisch für einen dicht gelagerten Sand und gelegentlich auch bei Fels beobachtet, ist hier die Zunahme des Volumens (oder der volumetrischen Dehnungen). Unten stehend sind die Versuchsergebnisse in einer Idealisierung gemäß des Mohr-Coulombschen Modells dargestellt. Die Abb. 2.44 zeigt die Bedeutung und den Einfluss der fünf Grundmodellparameter. Es ist zu beachten, dass der Dilatanzwinkel  $\psi$  für die Modellierung der irreversiblen Volumenzunahmen erforderlich ist.

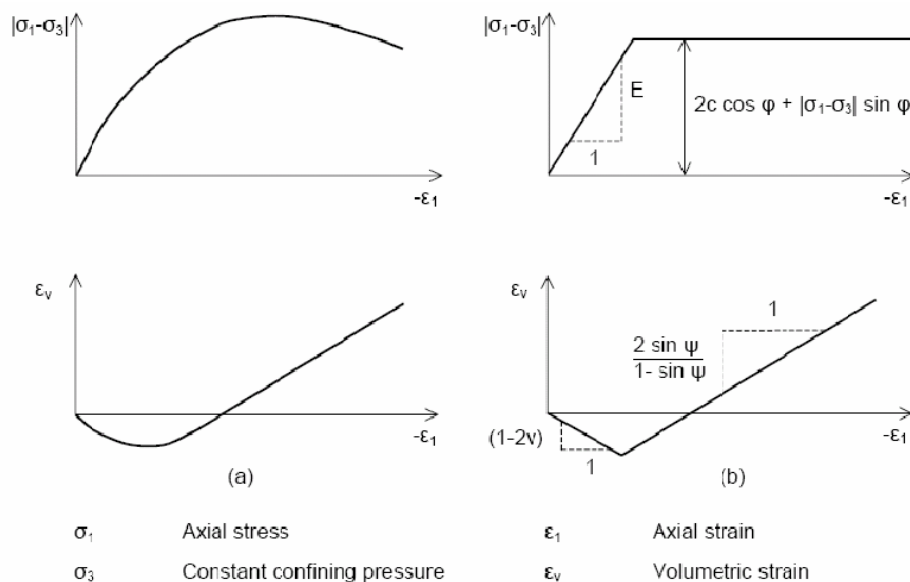


Abb. 2.44: Spannungs-Dehnungs-Diagramme als Idealisierung des Mohr-Coulombschen Modells [12]

In der Bodenmechanik wird die Anfangssteifigkeit in der Regel als  $E_0$  und der Sekantenmodul bei 50% der Scherfestigkeit als  $E_{50}$  bezeichnet. Im Mohr-Coulomb-Modell verwendet PLAXIS den Elastizitätsmodul als die Basissteifigkeit.

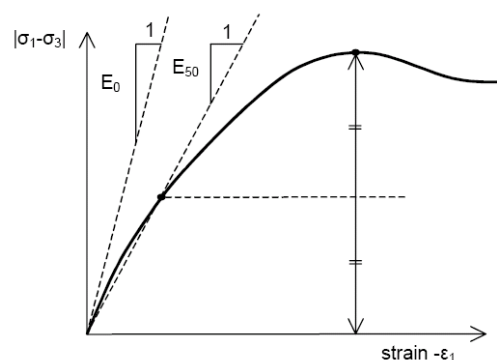
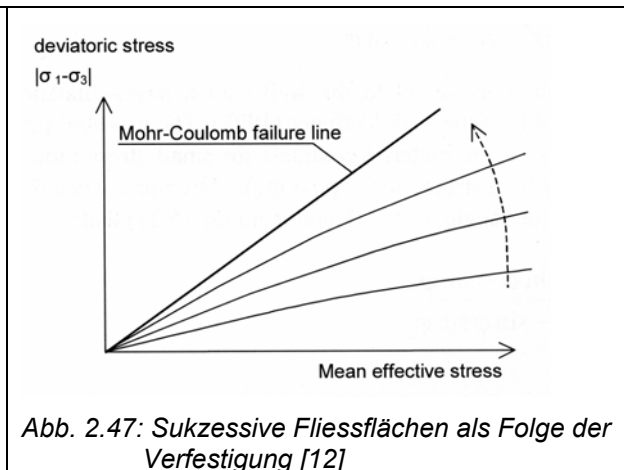
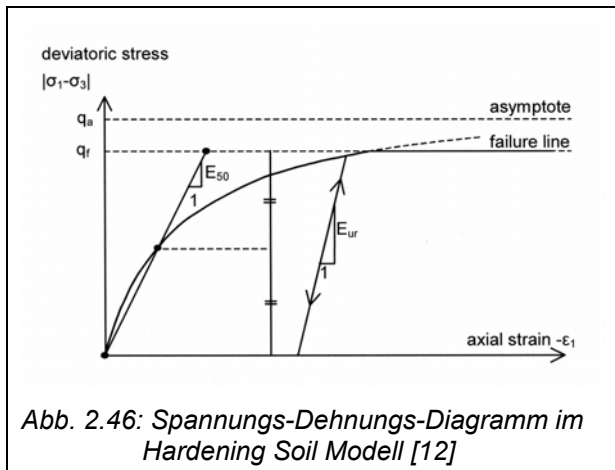


Abb. 2.45: Definition von  $E_0$  und  $E_{50}$  [12]

Für Böden steigt sowohl der Anfangsmodul als auch der Sekantenmodul mit der Spannung. Tiefliegende Bodenschichten haben daher eine grössere Steifigkeit als oberflächennahe. Ferner hängt die beobachtete Steifigkeit vom Spannungspfad ab. Die Steifigkeit für die Erstbelastung ist wesentlich tiefer als die für Entlastung und Wiederbelastung. Ausserdem ist die beobachtete Bodensteifigkeit, ausgedrückt durch einen Elastizitätsmodul, grundsätzlich kleiner für (drainierte) Kompression als für Schubverzerrung. Wenn ein konstanter Steifigkeitsparameter für die Modellierung des Bodenverhaltens verwendet wird, muss der Wert daher in Abhängigkeit vom Spannungsniveau und vom Spannungspfad gewählt werden. Das Mohr-Coulomb-Modell berücksichtigt in PLAXIS keine Spannungsabhängigkeit. Daher wurden die Simulationen zusätzlich auf Grundlage eines weiteren Bodenmodells, dem Hardening Soil Modell, durchgeführt.

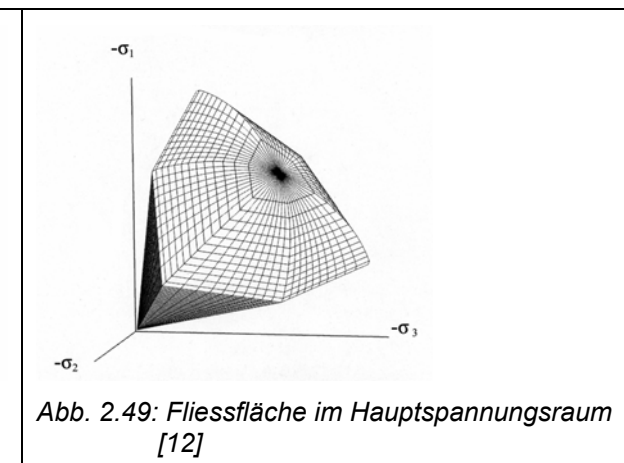
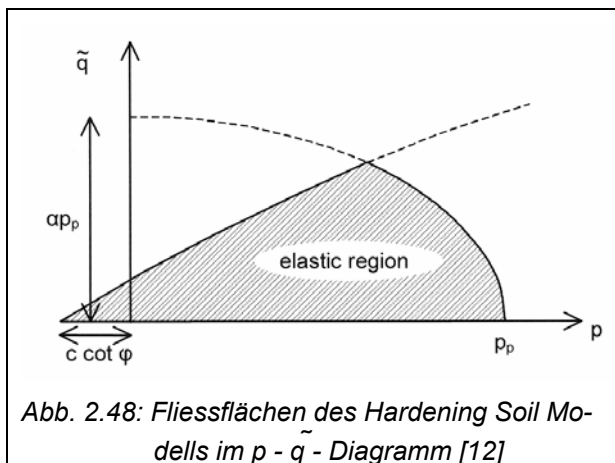
**Hardening Soil Modell**

Viele geotechnische Materialien haben von Beginn der Belastung an ein nichtlineares Verhalten. In diesem Fall wird das Bodenverhalten besser durch das Hardening Soil Modell beschrieben. Dieses elastoplastische Modell geht auf einen hyperbolischen Ansatz zurück (Abb. 2.46) und wurde in Verbindung mit einer Verfestigung der mobilisierten Reibungswinkel formuliert (Abb. 2.47).



Zusätzlich kann das Modell eine Kompressionsverfestigung (Kappe) zur Erfassung irreversibler Zusammendrückung unter Erstbelastung einbeziehen. Es ist zur Modellierung von Sand und Kies als auch von weicheren feinkörnigen Bodenarten wie Silt und Ton geeignet (Abb. 2.48 & Abb. 2.49).

Das Hardening-Soil Modell ist ein etwas weiter entwickeltes Modell für die Simulation des Bodenverhaltens. Wie beim Mohr-Coulomb Modell werden Grenzzustände mittels des Reibungswinkels  $\varphi'$ , der Kohäsion  $c'$  und des Dilatanzwinkels  $\psi$  beschrieben. Allerdings ist die Bodensteifigkeit viel genauer durch die Benutzung dreier unterschiedlicher Eingangs-Steifigkeiten beschrieben; die dreiachsige Belastungssteifigkeit  $E_{50}$  die dreiachsige Entlastungssteifigkeit  $E_{ur}$  und die Ödometerbelastungssteifigkeit  $E_{oed}$ . Bei stark überkonsolidierten Tonen und manchen Felsarten mit hoher Elastizität liefert die Anwendung von  $E_0$  realistischere Ergebnisse während bei der Belastung von Sand und nahezu normalkonsolidierten tonigen Böden die Verwendung von  $E_{50}$  zutreffend ist. Als Durchschnittswerte für variierende Bodentypen werden von PLAXIS  $E_{ur} \approx 3 E_{50}$  und  $E_{oed} \approx E_{50}$  gesetzt. Sowohl sehr weiche als auch sehr steife Böden neigen zu anderen Verhältnisse von  $E_{oed} / E_{50}$ .



Im Gegensatz zum Mohr-Coulomb Modell berücksichtigt das Hardening Soil Modell auch die Druckabhängigkeit der Steifigkeitsmoduli, d.h. die Steifigkeit nimmt unter Druck zu. Daher beziehen sich alle drei Eingabesteifigkeiten auf einen Referenzdruck, der bei 100 kPa (1 Bar) liegt. Das Hardening Soil Modell berücksichtigt nicht die auf Dilatanz und Ablösungseffekte beruhende Entfestigung des Bodens. Es ist ein isotropes Modell, so dass es weder hysteretische oder zyklische Belastungen noch zyklische Mobilisierung abbilden kann.

## Geokunststoffe

Bei Geokunststoffen handelt es sich um flexible, elastische und biegeeweiche Bauteile, die als Gitter oder Gewebe vorliegen. Sie haben zwar eine axiale Zugsteifigkeit, weisen jedoch keine Biegesteifigkeit auf. Sie können daher nur Zugkräfte aufnehmen, jedoch keine Druckkräfte und keine Momente.

Zur Modellierung von Bewehrung im Untergrund stellt PLAXIS sogenannte Geogrid-Elemente zur Verfügung. Diese weisen ein linear-elastisches, perfekt-plastisches Dehnverhalten auf.

Geogrid-Elemente werden in PLAXIS durch ihre elastische Dehnsteifigkeit  $EA$ , die als Kraft pro Längeneinheit angegeben wird und durch ihre Maximalkraft  $N_p$  (Fliehkraft) definiert. Sie wird in der Regel vom Hersteller angegeben und kann aus Diagrammen bestimmt werden, in denen die axiale Dehnung des Geokunststoffes über die aufgebrachte Längskraft aufgetragen ist. Die axiale Dehnsteifigkeit ist das Verhältnis der Längskraft bezogen auf die Breite zur axialen Dehnung ( $\Delta l / l$ , wenn  $\Delta l$  die axiale Streckung und  $l$  die Länge ist).

$$EA = \frac{N_p}{\frac{\Delta l}{l}} = \frac{N_p}{\varepsilon}$$

Die Höchstzugkraft für Geokunststoffe wird in Zugversuchen am Geokunststoff allein bestimmt und wird üblicherweise als die bei einer Dehnung von  $\Delta l / l = 15\%$  gemessene Zugkraft definiert. Eine Berechnung mit diesen Werten würde zu unrealistischen Verformungen in der mit dem Geokunststoff bewehrten Konstruktion führen. Es ist bekannt, dass der Geokunststoff im Kontakt mit Boden sich viel steifer verhält und dass er, im eingebauten Zustand, seine Höchstzugkraft schon unter wesentlich kleineren Dehnungen als bei der Qualitätsüberprüfung erreicht. Daher wurden für die Simulationen geringere Flieksdehnungen angenommen und, um den Einfluss der Flieksdehnung zu studieren, sind Simulationen mit unterschiedlichen Flieksdehnungen (5, 4, 2, 1 %) durchgeführt worden.

### 2.6.4.3 Geokunststoff-Elemente

Die für dieses Projekt zu simulierenden Geokunststoffe wurden aus Geokunststoff-Elementen zusammengesetzt, die in jedem Knoten zwei Translations-Freiheitsgrade ( $u_x$ ,  $u_y$ ) aufweisen. Bei der Verwendung dieser 15-knotigen Elemente wird jedes Geokunststoff-Element durch 5 Knoten definiert und die Normalkräfte werden in den Newtonschen Spannungspunkten bestimmt. Diese Spannungspunkte stimmen in ihrer Lage mit den Knoten überein. Nachfolgend ist ein 5-knotiges Geokunststoffelement dargestellt.

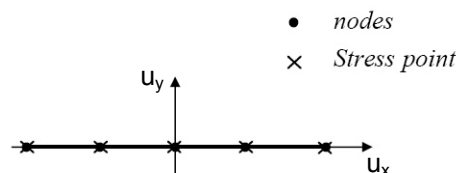


Abb. 2.50: Lage der Knoten und Spannungspunkte bei 5-knotigen Geogrid-Element [12].

## Interfaces

Der Übergang zwischen dem Boden und dem Geokunststoff wurde mit Hilfe eines Interfaces simuliert. Die Rauigkeit des Übergangs wird hierbei durch die Wahl eines geeigneten Wertes für den Scherfestigkeits-Reduktionsfaktor im Interface modelliert. Dieser Faktor bezieht die Interface-Scherfestigkeit (Wandreibung und Adhäsion) auf die Bodenscherfestigkeit (Reibungswinkel und Kohäsion). Jedem Interface ist eine virtuelle Dicke zugeordnet. Diese virtuelle Dicke ist eine imaginäre Dimension, um die Materialeigenschaften des Interfaces angeben zu können. Mit zunehmender virtueller Dicke nehmen auch die im Interface erzeugten elastischen Verformungen zu.

### Interface-Elemente

Die für die möglichst realistische Simulation der Konstruktion benötigten Interfaces wurden aus Interface-Elementen zusammengesetzt. In der Abb. 2.51 ist zu sehen, wie Interface-Elemente mit den Bodenelementen verbunden sind. Bei Verwendung von 15-knotigen Elementen werden die zugehörigen Interfaces durch 5 Knotenpaare definiert. In der Abb. 2.51 ist das Interface-Element mit einer endlichen Breite dargestellt. In der FE-Formulierung sind die Koordinaten der Knotenpaare jedoch iden-

tisch, d.h. das Interfacelement hat die Dicke Null. Die Steifigkeitsmatrix für die Interface-Elemente wird über die Newton-Cotes Integration erstellt. Die Newton-Cotes Spannungspunkte liegen jeweils mittig zwischen den Knoten eines Knotenpaares, d.h. für ein 15-knotiges Interface-Element werden 5 Spannungspunkte verwendet.

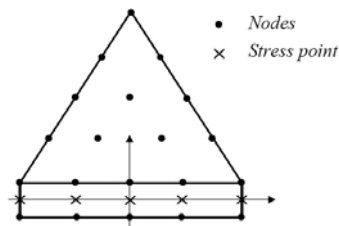


Abb. 2.51: Verteilung der Knoten und Spannungspunkte eines Interface-Elements und deren Verbindung zu Bodenelementen [12].

### Scherfestigkeit des Interfaces ( $R_{inter}$ )

Für die Beschreibung des Interface-Verhaltens zur Modellierung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk wird ein elastisch-plastisches Modell verwendet. Zur Unterscheidung zwischen elastischem Verhalten, bei dem kleine Verformungen im Interface auftreten können, und plastischem Verhalten (Gleiten) wird das Coulombsche Kriterium verwendet. Elastisches Interface-Verhalten ist bei folgender Bedingung gegeben:

$$|\tau| < \sigma_n' \tan \varphi_i' + c_i'$$

plastisches Verhalten ergibt sich für:

$$|\tau| = \sigma_n' \tan \varphi_i' + c_i'$$

Hierbei sind  $\varphi_i'$  und  $c_i'$  der Reibungswinkel bzw. die Kohäsion (Adhäsion) des Interface. Die Scherfestigkeit des Interface ist verbunden mit der Scherfestigkeit einer Bodenschicht. Jeder Datensatz hat einen zugehörigen Scherfestigkeitsreduktionsfaktor für Interface ( $R_{inter}$ ). Die Interfaceeigenschaften werden aus den Bodeneigenschaften im zugehörigen Datensatz und aus dem Scherfestigkeitsreduktionsfaktor nach den folgenden Regeln berechnet:

$$c_i' = R_{inter} c_{soil}'$$

$$\tan \varphi_i' = R_{inter} \tan \varphi_{soil}' \leq \tan \varphi_{soil}'$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ für } R_{inter} < 1, \text{ sonst } \psi_i = \psi_{soil}$$

Für die Simulation der bewehrten Bodenkonstruktion wurde für  $R_{inter}$  ein Wert von 0.8 gewählt.

### Globale Netzfeinheit

Bei PLAXIS werden 5 verschiedene Grade der globalen Netzfeinheit unterschieden: very coarse (sehr grob), coarse (grob), medium (mittel), fine (fein) und very fine (sehr fein). Da ein feineres Berechnungsnetz auch eine wesentlich feinere Knotenverteilung und damit genauere Ergebnisse liefert, wurden die zu berechnenden bewehrten Konstruktionen mit einer erhöhten Netzfeinheit gerechnet. Für die in diesem Bericht dargestellten Berechnungen wurde als maximal verwendete Netzfeinheit die Stufe „fein“ gewählt. Die Netzeinteilung wird vom Programm vorgenommen, wobei manuelle Anpassungen der Netzfeinheit möglich sind.

#### 2.6.4.4 Aktualisierte Netzberechnung (updated mesh analysis)

Die Untersuchungen in diesem Projekt beziehen sich auf ein System aus bewehrter Erde bei dem grosse Verformungen auftreten können. Daher wurde vorweg davon ausgegangen, dass es zu grossen, die Form der Geometrie beeinflussenden Verformungen kommen würde. Aus diesem Grund wurde mit einer aktualisierten Netzberechnung gerechnet. Eine aktualisierte Netzberechnung ist eine plastische Berechnung, bei der die Auswirkungen der grossen Verformungen berücksichtigt werden. Die Steifigkeitsmatrix in einer aktualisierten Netzberechnung basiert auf der Grundlage der verformten Geometrie. Ausserdem wird eine objektive Spannungsgeschwindigkeit verwendet. Diese Berechnungsprozeduren basieren gemäss PLAXIS auf einem Ansatz, der als aktualisierte Lagrange-Formel bekannt ist.

### 2.6.4.5 Phasenweise Herstellung

Mit der speziellen Möglichkeit von PLAXIS mit der die Geometrie- und Lastkonfiguration verändert werden können, ist es möglich Lasten, Volumencuster und Bauteile zu de- und wieder aktivieren, um somit eine realistische Simulation des tatsächlichen Bauablaufs zu erreichen. Dieser Vorgang wird im Weiteren als phasenweise Simulation bezeichnet.

Die Durchführung der phasenweisen Simulation der Konstruktion wurde aufgeteilt in drei Hauptlastfälle:

#### 1) Eigengewicht ohne Stützkonstruktion

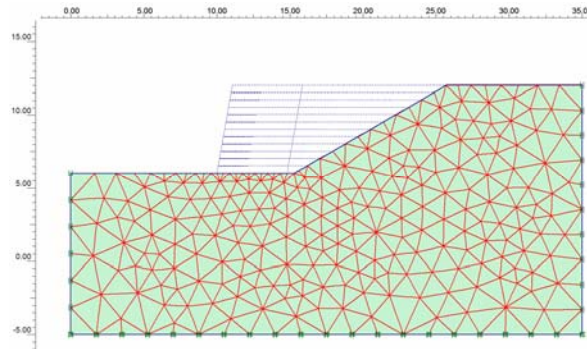


Abb. 2.52: Netz für die Berechnung der in-situ-Spannungen

Für die Berechnung der in-situ-Spannungen ist im FE-Netz die vorbereitete Stützkonstruktion noch nicht aktiviert. Für die Berechnung wird nur der Untergrund berücksichtigt (Abb. 2.52). Dieser wird mit dem Eigengewicht des Bodens belastet. Die dabei auftretenden Verformungen werden auf Null zurückgestellt, sodass nur die in-situ-Spannungen für die weiteren Berechnungen verbleiben.

#### 2) Lageweiser Aufbau von Geokunststoff und Boden

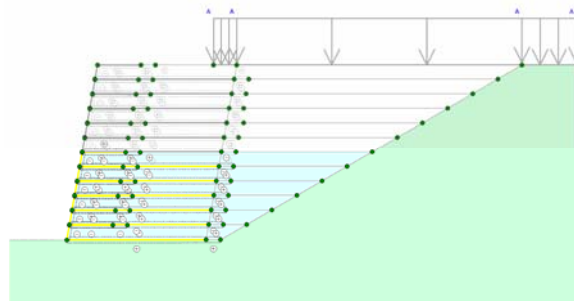


Abb. 2.53: Phasenweiser Einbau der Schichten (hier: mit überlappender Geokunststofflage)

Das Modell wurde, um eine möglichst genaue und realistische Nachbildung der sich ändernden Belastungs- und Konstruktionsabläufe zu erreichen, mit Hilfe einer phasenweisen Herstellung simuliert. Dies bedeutet, dass nach dem Einbau (Aktivierung) jeder Bodenschicht mit der dazu gehörenden Geokunststofflage ein Berechnungsgang gestartet wurde, dessen Ergebnisse (Verschiebungen, Spannungen) dann als Startwert für die nächste Berechnung verwendet wurden.

In Abb. 2.53 ist die zu simulierende Böschungskonstruktion im Input-Modus dargestellt. Zu sehen sind die ersten sechs Bodenschichten, die jeweils von einer (hier: überlappenden) Geokunststofflage bewehrt werden. Die restlichen sechs weiteren Bodenschichten sowie die Auflast sind in diesem Stadium der Simulation noch deaktiviert.

## 3) Belastung mit äusserer Last

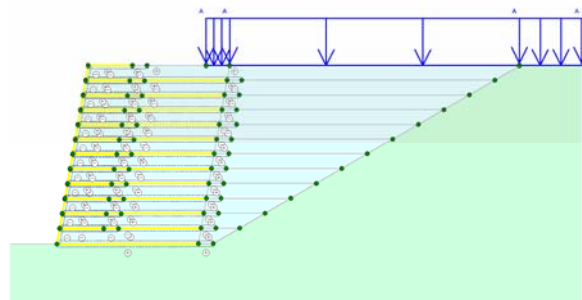


Abb. 2.54: Belastung nach erfolgter Fertigstellung der Konstruktion

Abb. 2.54 zeigt das Böschungsmodell im Input-Modus zum Zeitpunkt des letzten Berechnungsganges; alle Boden- und Geokunststofflagen sowie die Auflast sind aktiviert.

## 2.6.4.6 Konstruktionsarten

Bei der Simulation wurden auch verschiedene Konstruktionsarten berücksichtigt. So wurde das Böschungsbauwerk jeweils in einer Ausführung mit und ohne Überlappung sowie mit und ohne temporäre Abstützung gerechnet. Bei allen Konstruktionsarten sind die Interfaces im hinteren Bereich um 50 cm verlängert, damit kein fester Punkt am Ende des Geokunststoffes entstehen kann. Für diese Verlängerung wurde  $R_{\text{inter}} = 1$  gesetzt, damit keine künstliche schwächere Zone am Ende des Geokunststoffes entsteht.

## Konstruktionsart I: "Mit Überlappung"

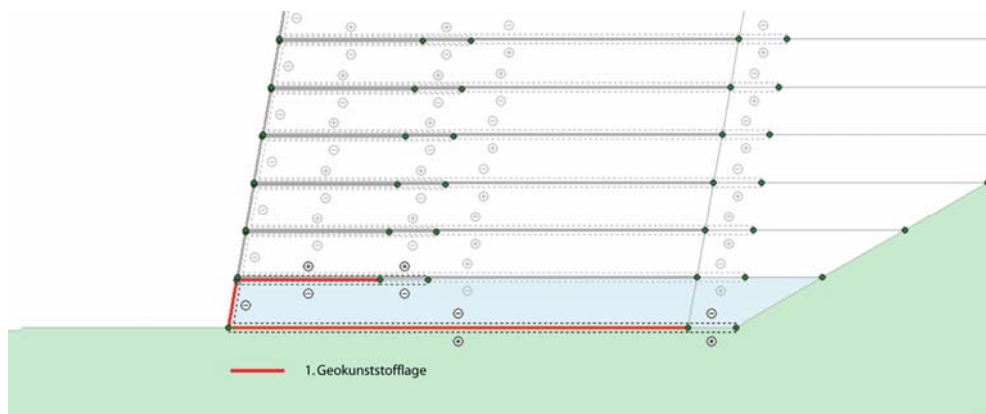


Abb. 2.55: Mit Überlappung, Schicht 1

Bei der Konstruktionsart "Mit Überlappung" wird die erste Geokunststofflage um die erste Schüttungsschicht umgewickelt, wobei der obere Teil des Geokunststoffes eine Länge von nur 1.50 m aufweist (Abb. 2.55).

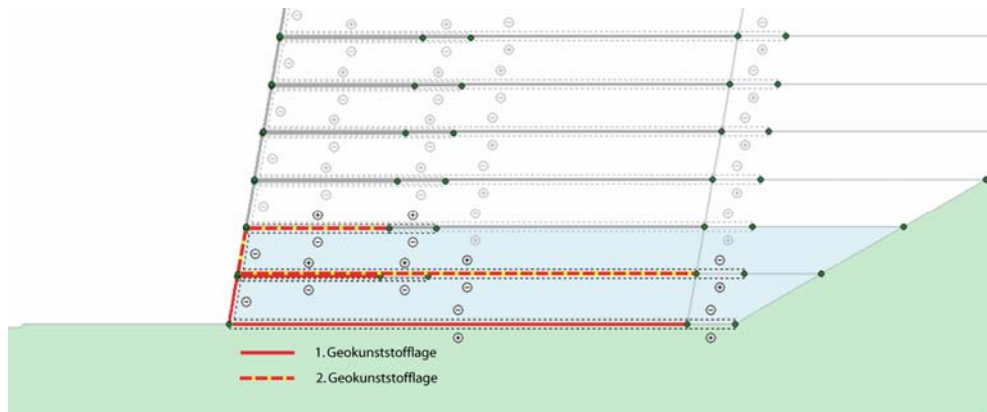


Abb. 2.56: Mit Überlappung, Schicht 1 und 2

Die zweite (Abb. 2.56) sowie die folgenden Geokunststofflagen werden in ähnlicher Art eingebaut. Im Unterschied zu den anderen Konstruktionsarten gibt es in diesem Fall keine feste Verbindung zwischen den verschiedenen Geokunststofflagen.

### Konstruktionsart II: "Ohne Überlappung"

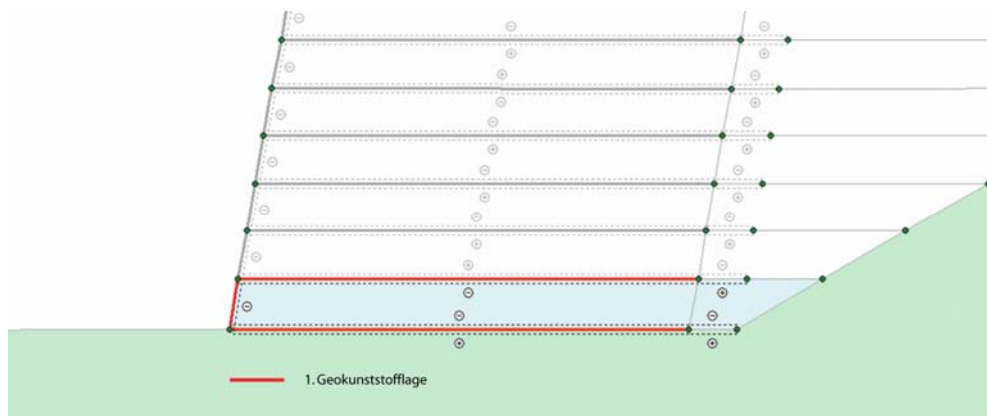


Abb. 2.57: Ohne Überlappung, Schicht 1

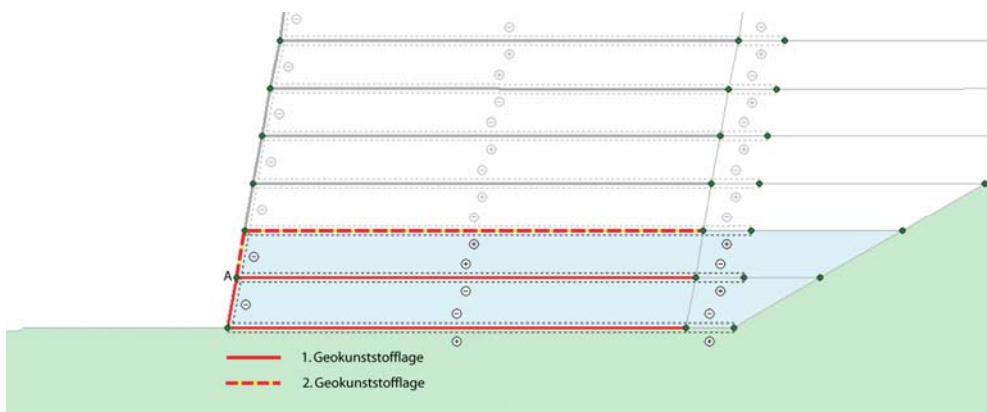


Abb. 2.58: Ohne Überlappung, Schicht 1 und 2

Bei der Konstruktionsart "Ohne Überlappung" wird die erste Geokunststofflage um die erste Schicht ganz umgewickelt (Abb. 2.57). Die zweite Geokunststofflage wird vorne, beim Punkt A, mit der ersten Lage verbunden und deckt die zweite Schüttungsschicht (Abb. 2.58).

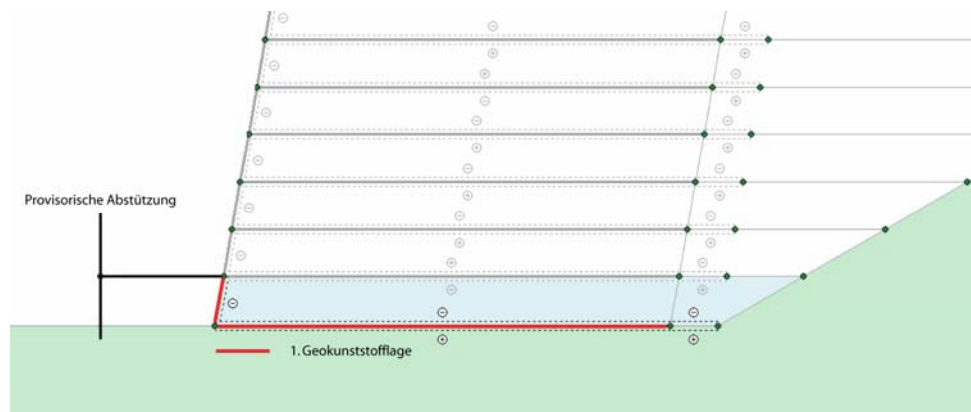
**Konstruktionsart III: "Mit temporärer Abstützung"**

Abb. 2.59: Mit temporärer Abstützung, Schicht 1

Bei der Konstruktionsart "Mit temporärer Abstützung" erstreckt sich der Geokunststoff nur über den unteren und vorderen Teil der Schüttungsschicht, wo er mit Hilfe einer temporären Abstützung während der Berechnungsphase abgestützt wird (Abb. 2.59). Der gestützte Knoten erfährt keine Deformation, solange er gehalten wird.

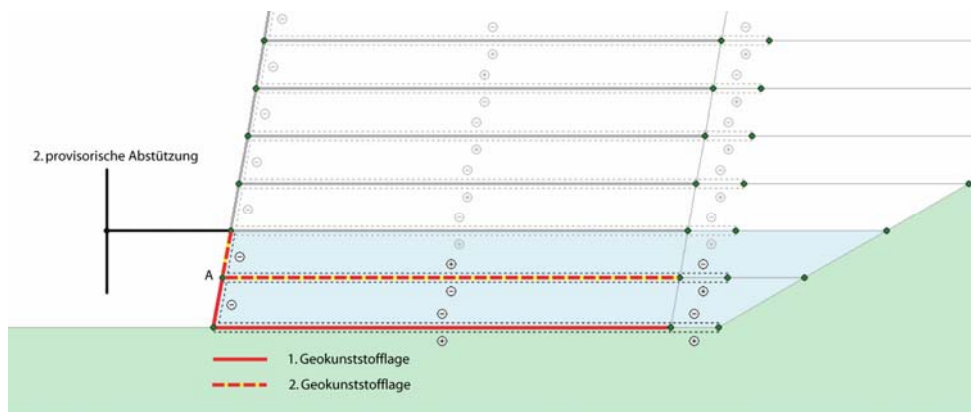


Abb. 2.60: Mit temporärer Abstützung, Schicht 1 und 2

Die zweite Geokunststofflage weist die gleiche Form auf wie die erste. Sie wird vorne, beim Punkt A, mit der unteren Geokunststofflage verbunden und mit einer zweiten temporären Abstützung gesichert. Die überflüssig gewordene, erste Abstützung ist für diese Berechnungsphase schon deaktiviert (Abb. 2.60) und Deformationen können eintreten. Die oberste Geokunststofflage wird über einer Länge von 1.50 m für alle Konstruktionsarten umgewickelt.

**2.6.4.7  $\varphi'$  -  $c'$  Reduktion (Standsicherheitsberechnung)**

Um eine Aussage über den globalen Faktor der Standsicherheit der mit einem Geokunststoff bewehrten Konstruktion zu erhalten, wurde am Ende einer Simulation jeweils eine aus PLAXIS bekannte  $\varphi'$  -  $c'$  Reduktion gerechnet. Mit dieser Methode kann durch das Reduzieren der Scherfestigkeitsparameter des Bodens (Fellenius-Regel) eine Standsicherheitsberechnung durchgeführt werden. Bei der  $\varphi'$  -  $c'$  Reduktion handelt es sich um eine spezielle Form der plastischen Berechnung. Spannungsabhängiges Steifigkeitsverhalten und Hardening-Effekte werden laut PLAXIS als konstant angenommen und aus dem vorangegangenen Berechnungsschritt übernommen. Somit verhält sich das „Hardening Soil“ Stoffgesetz bei der  $\varphi'$  -  $c'$  Reduktion ebenso wie das Standard-Mohr-Coulomb Modell. In beiden Fällen wurde die Steifigkeit zu Beginn der Berechnungsphase bestimmt und blieb während der Berechnung unverändert.

Im  $\varphi'$  -  $c'$  Reduktions-Ansatz werden die Scherfestigkeitsparameter des Bodens  $\tan \varphi'$  und  $c'$  sukzessive solange reduziert, bis das Versagen der Struktur eintritt. Die Scherfestigkeit von eventuell verwen-

deten Interfaces wird auf dieselbe Weise reduziert. Die Festigkeit anderer Einbauteile, wie Geokunststoffe, wird nicht verringert. Der Gesamt-Multiplikator  $\Sigma M_{sf}$  definiert den Wert der Bodenscherfestigkeitsparameter in einer gegebenen Berechnungsstufe:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi'_{input}}{\tan \varphi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$$

Dabei beziehen sich die Scherfestigkeitsparameter mit dem Index "input" auf die in den Materialdatensätzen eingegebenen Werte und die Parameter mit dem Index "reduced" auf die in der Berechnung verwendeten, reduzierten Werte.  $\Sigma M_{sf}$  ist zu Beginn einer Berechnung gemäss PLAXIS gleich 1,0, um alle Materialscherfestigkeiten auf ihren Wert ohne eine Reduktion festzulegen. Der bei der Sicherheitsberechnung ( $\varphi'$  -  $c'$  Reduktion) gewählte Ansatz unterscheidet sich deshalb von den Sicherheitsberechnungen mit konventionellen Gleitkreisuntersuchungen, bei denen das Verhältnis treibender und zurückhaltender Momente bzw. Kräfte verglichen wird. Ferner ist bei der FE-Methode die Bruchfläche nicht im voraus zu definieren.

#### 2.6.4.8 Vereinfachende Annahmen

##### **Verdichtung**

Die Modellierung des Konstruktionprozesses ist bei 12 Geokunststofflagen aufwendig. Theoretisch wäre es möglich gewesen, die Verdichtung, z.B. durch Aufbringen einer Last zu modellieren. Dies hätte aber die Einführung von 12 zusätzlichen Lastfällen benötigt und die Rechenzeit wäre praktisch verdoppelt geworden. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde deshalb auf eine Modellierung des Verdichtungsprozesses aus Zeitgründen verzichtet. In der Berechnung wird der E-Modul des Schüttungsmaterials nach der Verdichtung verwendet. Der Einfluss der Verdichtung auf die Grösse der horizontalen Spannungen und der Steifigkeit und die daraus möglich resultierende Dilatanz sind somit in diesen Untersuchungen nicht berücksichtigt.

##### **Drainierter Zustand**

Wie auch in den Untersuchungen nach den klassischen Methoden wurde ohne Grundwasserspiegel gerechnet und die Modellierung basiert auf drainiertem Verhalten des Bodens. Somit sind keine Porenwasserüberdrücke zu berücksichtigen und allfällige Konsolidationsprobleme fallen auch nicht ins Gewicht.

#### 2.6.5 Eingangsdaten für die Berechnungen

##### **FE-Netz**

Nach Eingabe der Geometrie (inkl. Bodenschichten), der Randbedingungen und der Belastung erfolgt die Netzgenerierung bei PLAXIS automatisch. Es wurde die Netzfeinheit "fein" ausgewählt, wobei das Programm die Netzfeinheit bei Bedarf anpasst. Dies ist bei den verschiedenen eingebauten Lagen der Fall, wo ein feineres Netz generiert wurde. Das FE-Netz für die Berechnungen ist in Abb. 2.61 bis Abb. 2.63 dargestellt.

Abb. 2.61 zeigt die Einteilung in Elementen (in rot). Die Geokunststofflagen sind in gelb, der Untergrund in grün und die Schüttung in hellblau dargestellt. Das Netz besteht aus 923 15-Knoten-Elementen.

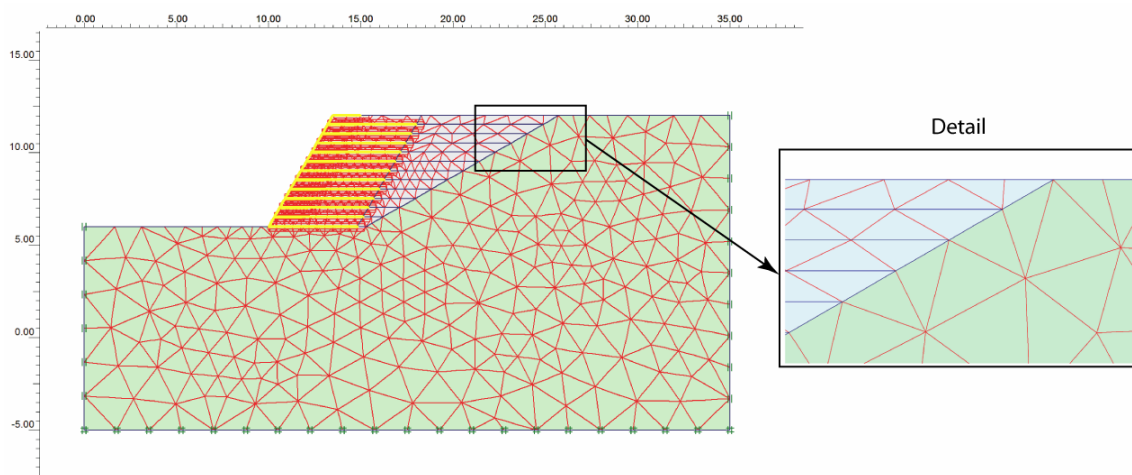


Abb. 2.61: FE-Netz mit dargestellten 923 Elemente

Die Anzahl der Knoten beträgt 8944, die in Abb. 2.62 dargestellt sind. Das Programm rechnet an diesen Punkten die aus dem Konstruktionsprozess und aus den Belastungen resultierenden Verschiebungen.

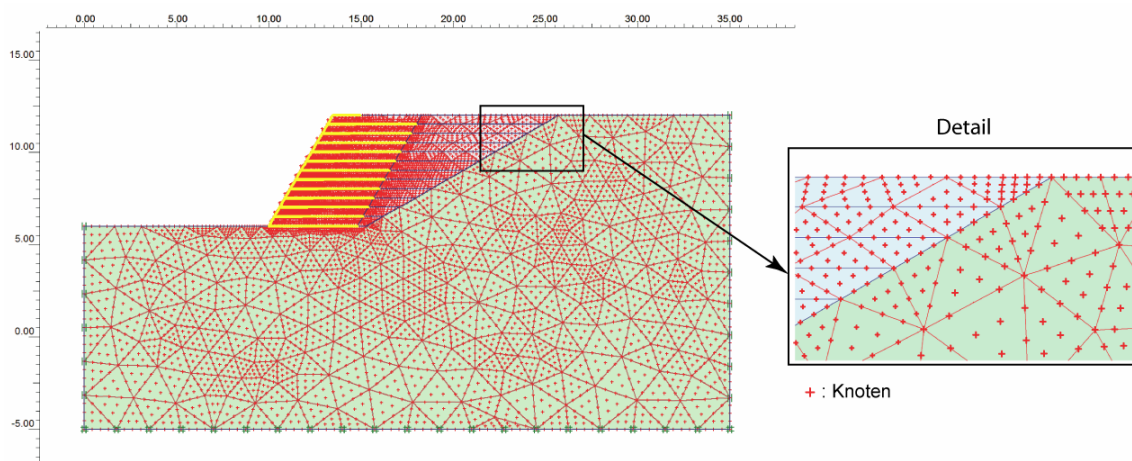


Abb. 2.62: FE-Netz mit dargestellten 8944 Knoten

In Abb. 2.63 sind noch die Integrationspunkte dargestellt. Generiert wurden in Total 11076 Integrationspunkte. An diesen Punkten werden aus den Knotenverschiebungen mit Hilfe der Steifigkeitsmatrix die Spannungen gerechnet.

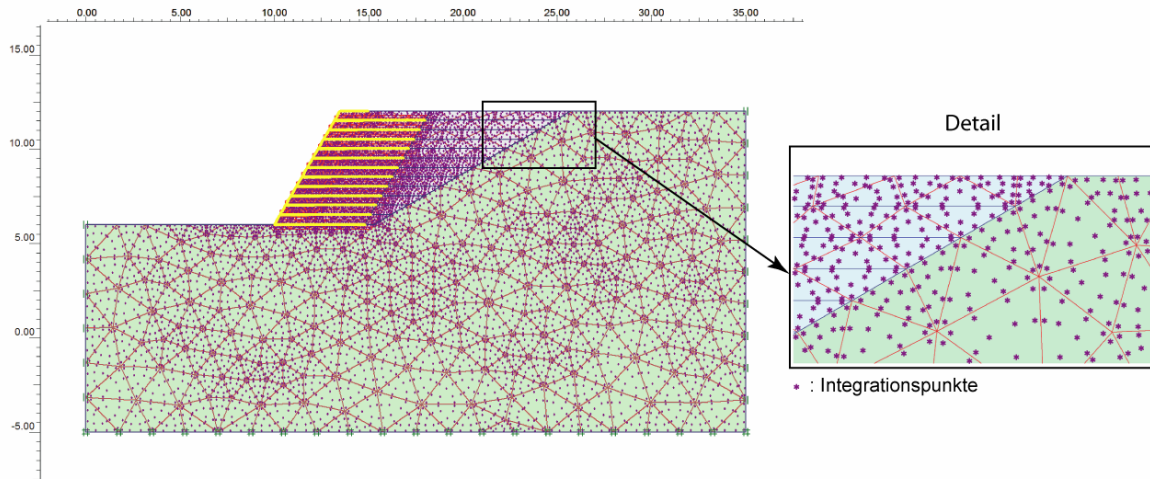


Abb. 2.63: FE-Netz mit dargestellten 11076 Integrationspunkten

### Bodenkennwerte

Es sind die gleichen Bodenkennwerte wie in den Berechnungen nach den klassischen Methoden angenommen worden (siehe auch 2.6.3 und Abb. 2.39).

Im Kapitel 9 des Handbuchs "Bauen mit Geokunststoffen" [6] sind die Anforderungen an das Schüttmaterial und die Verdichtung formuliert (Eigenschaften / Verdichtung) (Tabelle 13). Basierend auf diesen Werten wurde ein  $M_E$  – Wert von  $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  sowohl für den Untergrund als auch für die Schüttung angenommen. Um die Wirkung des Zusammendrückungsmoduls zu analysieren, wurde auch ein Fall mit einem  $M_E$ -Wert von  $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$  untersucht.

### Belastung

Generell wurde mit einer Belastung von  $p = 30.8 \text{ kN/m}^2$ , die in einem Abstand von 4 m von der vorderen Böschungsoberkante angreift, gerechnet und die Geokunststoffe für diese Belastung gewählt. Zu Vergleichszwecken wurden auch zwei Berechnungen ohne Belastung durchgeführt.

### Kennwerte der Geokunststoffe

Die im PLAXIS verwendeten Geogrid-Elemente verlangen die Eingabe der maximalen Kraft pro Längeneinheit  $N_p$  und der elastischen Zugsteifigkeit EA.

Die Größe der maximalen Kraft wurde auf Grund der Berechnungsergebnisse der klassischen Methode gewählt. Wie in 2.3.4 beschrieben, erhält man die Beanspruchung der Bewehrung im Gebrauchszustand  $z_G$ , wenn man die beim Verfahren 3 berechneten Werte durch den Faktor 2 dividiert und alle Teilsicherheitswerte = 1.0 setzt. Die Bemessungswerte der Beanspruchung wurden also aus den Tabellen 2 und 4 (Verfahren 3) entnommen und für die Bestimmung der maximalen Kraft  $N_p$  durch den Faktor 2 dividiert. Dies ergab folgende Eingangswerte:

Böschungsneigung  $60^\circ$ , Höhe 6 m, Belastung  $0.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow N_p = 6.1/2 = 3.05 \text{ kN/m}$

Böschungsneigung  $60^\circ$ , Höhe 6 m, Belastung  $30.8 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow N_p = 8.8/2 = 4.40 \text{ kN/m}$

Böschungsneigung  $80^\circ$ , Höhe 6 m, Belastung  $0.0 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow N_p = 14.3/2 = 7.15 \text{ kN/m}$

Böschungsneigung  $80^\circ$ , Höhe 6 m, Belastung  $30.8 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow N_p = 20.7/2 = 10.35 \text{ kN/m}$ .

Die Zugsteifigkeit EA berechnet sich aus dem Quotient der maximalen Kraft  $N_p$  durch die zum Erreichen der maximalen Last nötige Dehnung  $\varepsilon_p$  :

$$EA = \frac{N_p}{\varepsilon_p} .$$

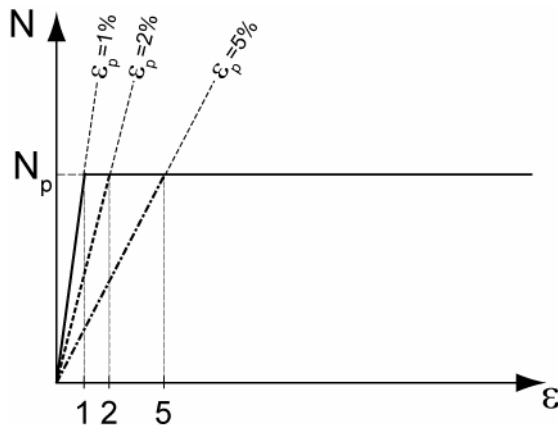


Abb. 2.64: Kraft-Dehnungsverhalten des Geogrid-Elementes bei verschiedenen Fließdehnungen  $\varepsilon_p$

Um die Effekte der Grösse der maximalen Kraft und der elastischen Zugsteifigkeit zu simulieren, wurden sowohl  $N_p$  als auch  $\varepsilon_p$  in den Berechnungen variiert.

### 2.6.6 Darstellung der Resultate

#### Verformtes Netz

Als erstes Resultat der Berechnungen ist das verformte Netz dargestellt. Dabei werden, zur besseren Übersichtlichkeit, die Verformungen überhöht dargestellt. Der Grad der Überhöhung wird den berechneten Verschiebungen angepasst und jeweils am Anfang des Abschnittes angegeben. Dieser Überhöhungsgrad wird für den ganzen Abschnitt konstant gehalten.

#### Verschiebungen

Die berechneten (totalen, vertikalen und horizontalen) Verschiebungen werden auch als schattierte Fläche dargestellt. Daraus ist der qualitative Verlauf der Verschiebungen, nicht jedoch die absolute Grösse der Verschiebungen, zu erkennen, denn das Programm wählt die Farbenabstufung jeweils automatisch (d.h. gleiche Farbe heisst nicht unbedingt gleiche Verschiebung). Für eine bessere Übersichtlichkeit wurde auch die jeweilige maximale Verschiebung in jedem Diagramm angegeben.

#### Plastische Punkte

Die Diagramme mit den plastischen Punkten geben Auskunft über die Zonen, wo die maximale Scherfestigkeit des Bodens erreicht wurde, bzw. wo eine Verfestigung stattgefunden hat. Die Darstellung der plastischen Punkte hängt vom verwendeten Baugrundmodell ab und wird anhand von zwei Beispielen erklärt.

- **Mohr-Coulomb**

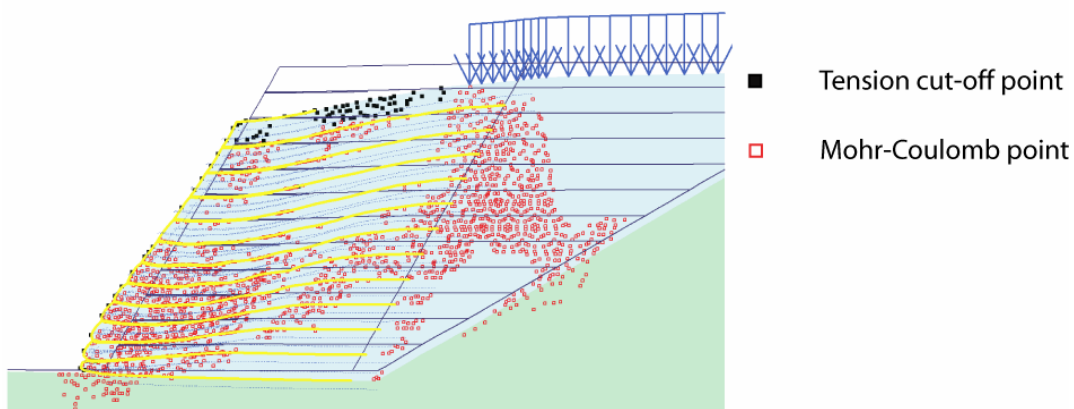


Abb. 2.65: Plastische Punkte beim Mohr-Coulomb-Stoffgesetz

Die Mohr-Coulomb Punkte bezeichnen Orte, wo der Spannungszustand auf der Bruchgerade liegt.

Die Tension cut-off Punkte bezeichnen Orte, wo die sich aus den Berechnungen ergebenden Zugspannungen im Boden vom Programm auf Null zurückgesetzt werden.

- **Hardening Soil**

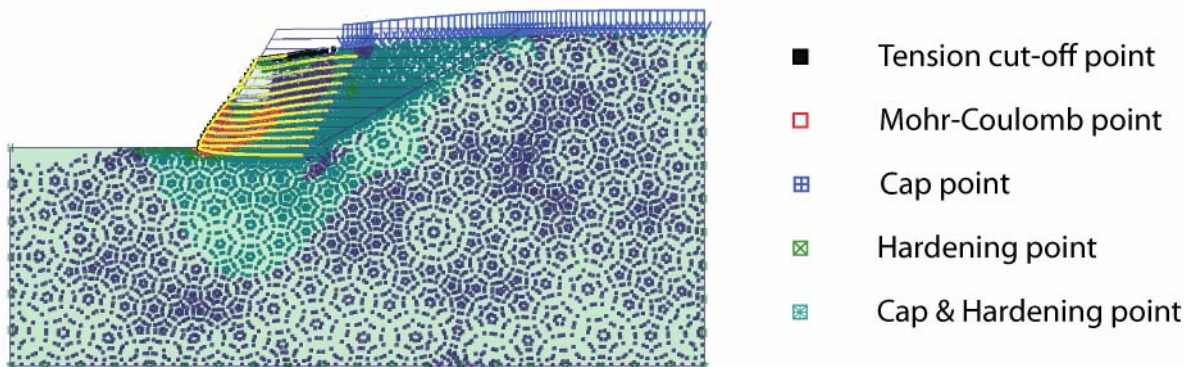


Abb. 2.66: Plastische Punkte beim Hardening-Soil-Stoffgesetz

Das Hardening Soil Stoffgesetz berücksichtigt eine Verfestigung des Bodens sowohl als Reibungsverfestigung (Hardening) wie auch als Kompressionsverfestigung (Cap). Somit bezeichnen die Cap Punkte Orte, an denen eine Kompressionsverfestigung erfolgt. Die Hardening Punkte markieren Orte, an denen eine Reibungsverfestigung stattfindet. Cap&Hardening Punkte zeigen beide Verfestigungsarten an. Die Tension cut-off und die Mohr-Coulomb Punkte behalten die gleiche Bedeutung wie im Mohr-Coulomb Stoffgesetz.

### Scherdehnungen

Die Zonen mit Scherdehnungen  $> 1\%$  bzw.  $> 2\%$  wurden ebenfalls graphisch dargestellt. Erhöhte Scherverformungen resultieren von erhöhten Scherspannungen und geben Hinweise über die Lage möglicher Gleitflächen.

### Kräfte in den Geokunststoffen

Für jeden Berechnungsfall sind die mobilisierten Kräfte in den Geokunststoffen graphisch als orange Fläche in Prozent der maximalen Kraft  $N_p$  dargestellt worden. Die jeweilig maximale Kraft ist auch im Diagramm angegeben.

### Vergleichsdiagramme (-tabelle)

Je nach Bedarf sind noch wichtige Unterschiede in den Berechnungen graphisch dargestellt. Diese Diagramme sollten selbsterklärend sein und werden hier nicht näher erläutert.

## 2.6.7 Resultate der FE-Berechnungen

Ausgehend von zwei Referenzberechnungen (je eine für 60° und 80°) wurden folgende Parameter variiert, um ihren Einfluss auf die Resultate zu untersuchen: Stoffgesetz, Einbauart, Geokunststoffzugfestigkeit und –steifigkeit und Bodensteifigkeit sowie für das Stoffgesetz verwendeten Parameter. Die Resultate der Berechnungen werden nachfolgend graphisch dargestellt und kommentiert.

Was die berechneten Verschiebungen betrifft, handelt es sich um die während des Baus kumulierten Verschiebungen. Im Gegensatz zu einer Konstruktion auf der Baustelle werden die während dem Bau auftretenden Setzungen nicht durch eine Überhöhung der Schicht fortlaufend kompensiert. Das Gleiche gilt auch für die horizontalen Verschiebungen. Dies ist bei einem allfälligen Vergleich mit auf dem Bau gemessenen Verschiebungen zu berücksichtigen.

### 2.6.7.1 Resultate der Referenzberechnungen

Für die Referenzberechnungen wurden folgende Parameter angenommen:

- $\varphi' = 32^\circ$ ,  $c' = 2 \text{ kN/m}^2$ , Stoffgesetz: Mohr-Coulomb.
- $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  resp. E-Modul =  $3.715 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ , sowohl für die Auffüllung als auch für den Untergrund
- Belastung  $30.8 \text{ kN/m}^2$
- Max. Kraft des Geokunststoffes nach Verfahren 3 mit allen Teilsicherheitsbeiwerten = 1
- Fliegsdehnung des Geokunststoffes  $\varepsilon_p = 5 \%$
- Konstruktion mit Überlappung
- Fliegskraft des Geokunststoffes: bei 60° Böschungsneigung:  $N_p = 4.4 \text{ kN/m}$ , bei 80° Böschungsneigung:  $N_p = 10.35 \text{ kN/m}$ .

Die Berechnungen wurden für Böschungsneigungen von 60° und 80° durchgeführt.

Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Mohr-Coulomb
Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Mohr-Coulomb
4.4 kN/m	<b>Fliegskraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	10.35 kN/m
5 %	<b>Fliegsdehnung <math>\varepsilon_p</math></b>	5 %
88 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	207 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit Überlappung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit Überlappung

Tabelle 16: Parameter für die Referenzberechnungen, links: 60°, rechts: 80°

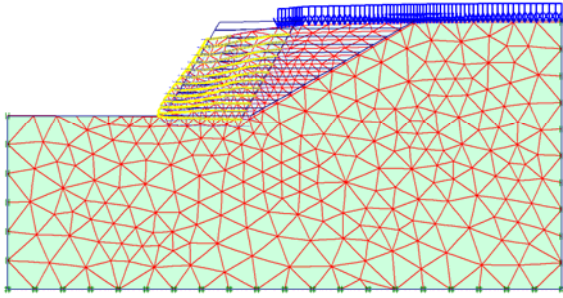


Abb. 2.67: Deformiertes Netz

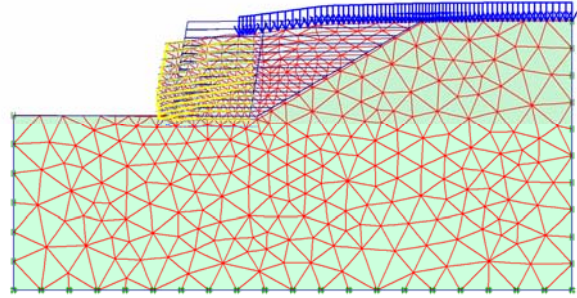


Abb. 2.68: Deformiertes Netz

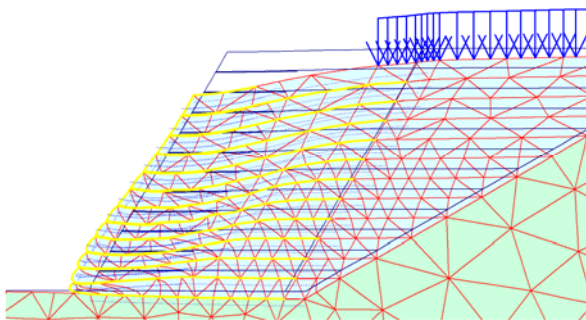


Abb. 2.69: Deformiertes Netz (Detail)

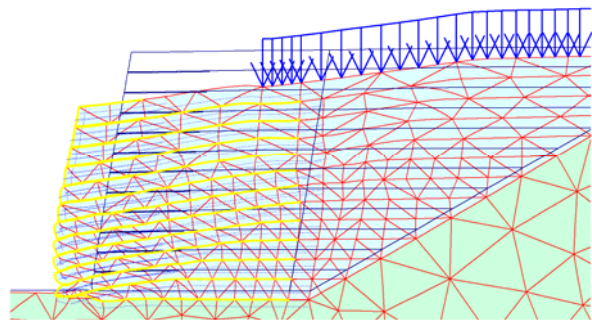


Abb. 2.70: Deformiertes Netz (Detail)

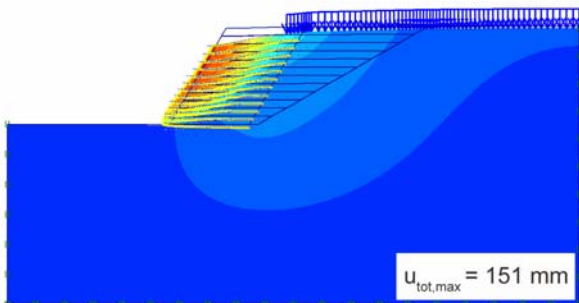


Abb. 2.71: Totale Verschiebungen

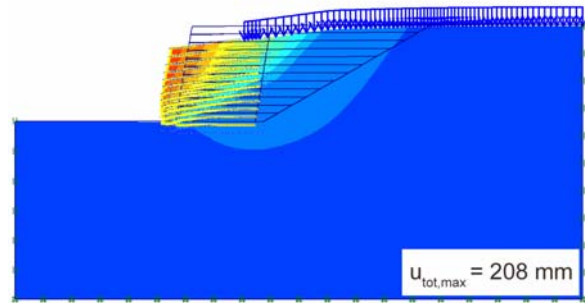


Abb. 2.72: Totale Verschiebungen

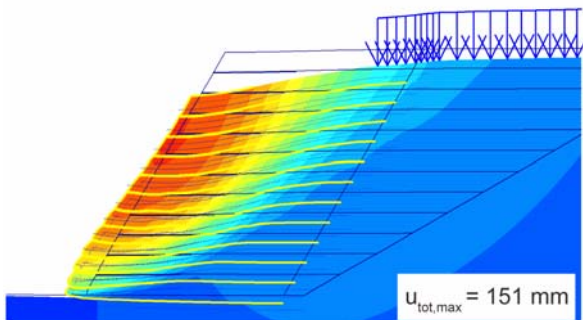


Abb. 2.73: Totale Verschiebungen (Detail)

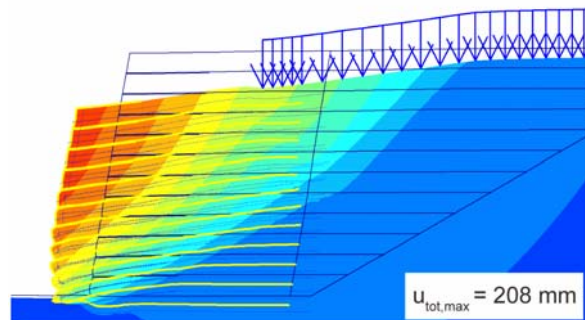


Abb. 2.74: Totale Verschiebungen (Detail)

Beim Betrachten der Verschiebungen sind deutliche Unterschiede zwischen der mit  $60^\circ$  und der mit  $80^\circ$  geneigten Wand festzustellen (Abb. 2.67 bis Abb. 2.74).

Im ersten Fall ( $60^\circ$ ) ist eine markierte Ausbauchung im unteren Teil der Böschung vorhanden (Abb. 2.69 & Abb. 2.73). Die darüberliegenden Schichten setzen sich (Abb. 2.75), verschieben sich jedoch (Abb. 2.77) seitlich nicht über die ursprüngliche Neigung von  $60^\circ$ .

Im zweiten Fall ( $80^\circ$ ) wird in Kombination mit einer Mobilisierung des Scherwiderstandes am Fuss der Böschung der Verformungsmechanismus durch aktive Scherkeile verursacht. Dies verursacht sowohl grössere vertikale Setzungen (Abb. 2.76) als auch grössere seitliche Verschiebungen (Abb. 2.78) infolge der steileren Geometrie.

In beiden Fällen sind grössere Setzungen an der Oberfläche bis weit unter der Last hinter der verstärkten Zone zu bemerken (Abb. 2.75 & Abb. 2.76).

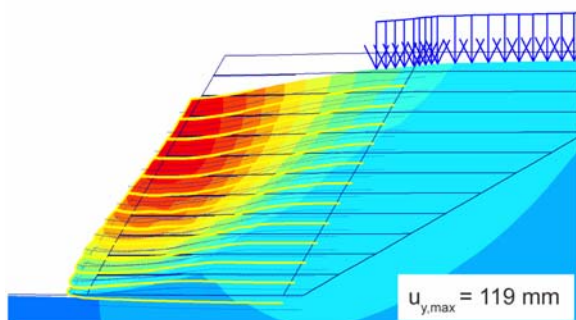


Abb. 2.75: Vertikale Verschiebungen (Detail)

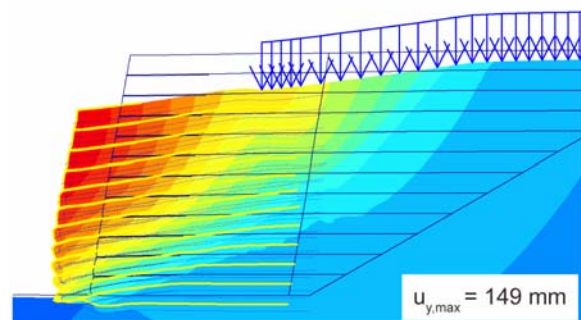


Abb. 2.76: Vertikale Verschiebungen (Detail)

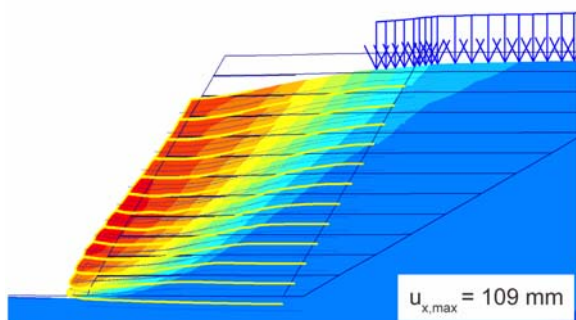


Abb. 2.77: Horizontale Verschiebungen (Detail)

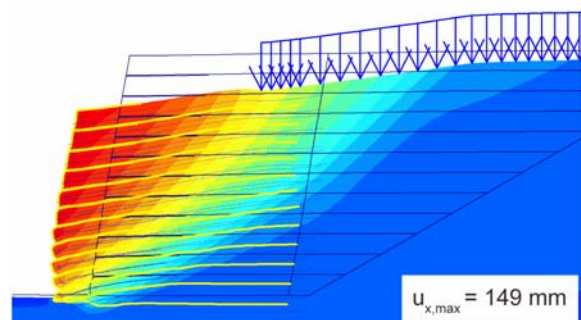


Abb. 2.78: Horizontale Verschiebungen (Detail)

Der Höchstwert der vertikalen Verschiebungen befindet sich, infolge der Kumulierung der Setzungen, im oberen vorderen Teil der Böschung. Die Lage der horizontalen Verschiebungen unterscheidet sich zwischen den zwei Fällen: bei  $60^\circ$  liegen die grössten horizontalen Verschiebungen auf ca. einem Drittel der Böschungshöhe, während bei  $80^\circ$  der Höchstwert wie bei den vertikalen Verschiebungen im oberen Teil der Böschung liegt. Die Keilform der Verschiebungen bei  $80^\circ$  ist in der Abb. 74 deutlich zu erkennen.

Die plastischen Punkte sind bei der  $60^\circ$  Böschung an zwei Orten konzentrierter: am Fuss der Böschung und hinter der verstärkten Zone (Abb. 2.79 & Abb. 2.81). Bei der  $80^\circ$  Böschung sind die plastischen Zonen ausgedehnter und eine Zone erstreckt sich vom Fuss der Böschung bis unter die Last hinter der verstärkten Zone. Plastische Punkte sind auch entlang der vorderen aktiven Gleitkeilen zu sehen (Abb. 2.80 & Abb. 2.82).

Bezüglich der Lage der Scherzonen mit Scherdehnungen  $>1\%$  resp.  $>2\%$  lassen sich auch deutliche Unterschiede feststellen. Die Zone erhöhter Scherdehnungen bleibt bei der  $60^\circ$  Böschung innerhalb der verstärkten Zone (Abb. 2.83 & Abb. 2.85), bei der  $80^\circ$  Böschung hingegen erstreckt sich die Zone auch hinter die Geokunststoffe (Abb. 2.84 & Abb. 2.86).

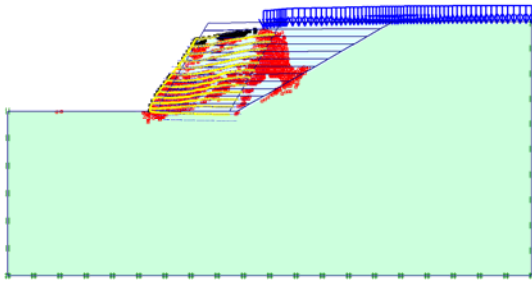


Abb. 2.79: Plastische Punkte  
(Legende: Abb. 2.65)

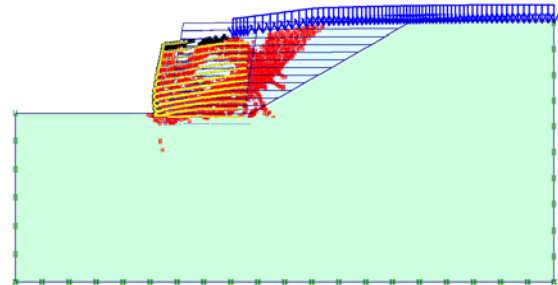


Abb. 2.80: Plastische Punkte  
(Legende: Abb. 2.65)

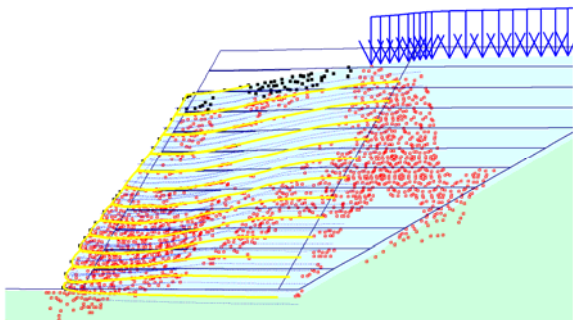


Abb. 2.81: Plastische Punkte (Detail)  
(Legende: Abb. 2.65)

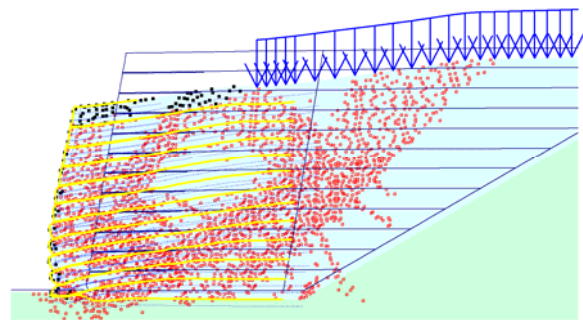


Abb. 2.82: Plastische Punkte (Detail)  
(Legende: Abb. 2.65)

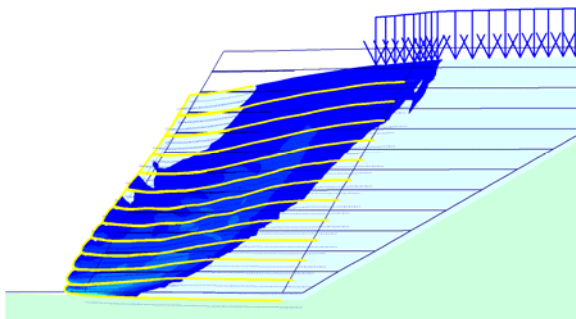


Abb. 2.83: Zone Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$

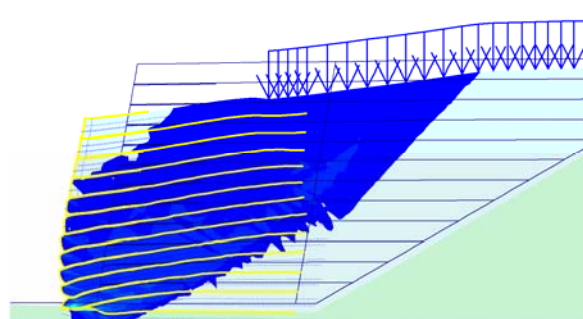


Abb. 2.84: Zone Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$

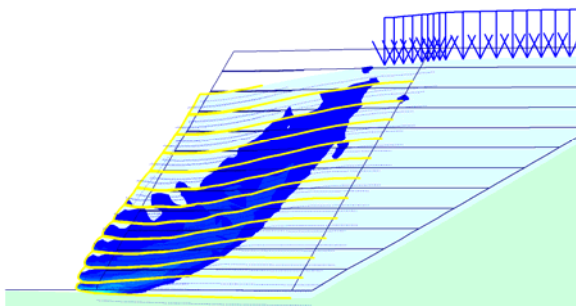


Abb. 2.85: Zone Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 2\%$

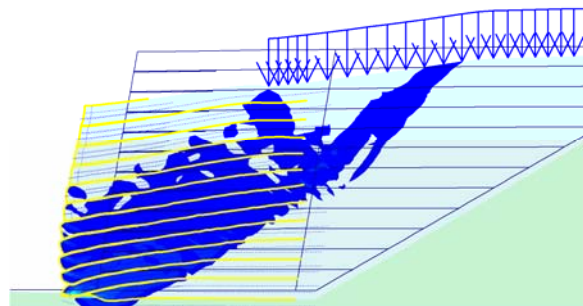


Abb. 2.86: Zone Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 2\%$

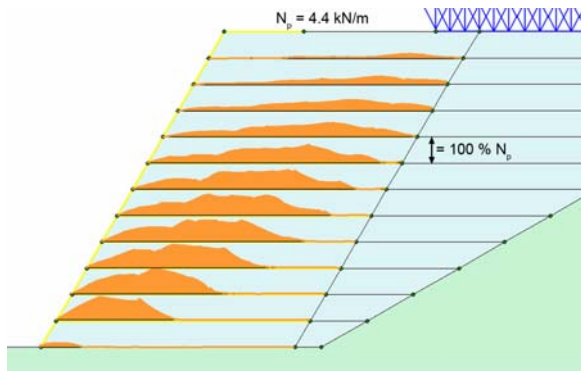


Abb. 2.87: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

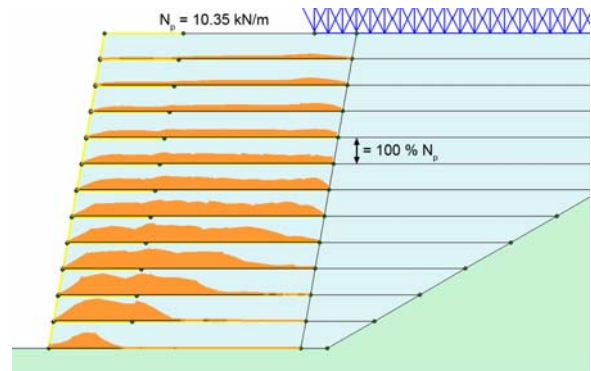


Abb. 2.88: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

Die Abbildungen Abb. 2.87 & Abb. 2.88 stellen die Kräfte in den Geokunststoffen als % der jeweiligen maximalen Kraft  $N_p$  dar. Bei der  $60^\circ$  Böschung ist einzig die 3. Geokunststofflage voll ausgenutzt, während bei der  $80^\circ$  Böschung keine Geokunststofflage die maximale Kraft erreicht.

Zu bemerken ist auch die Abstufung in der Kraft am Punkt, wo die Überlappung der Geokunststofflage aufhört. Der nicht dargestellte obere Teil des Geokunststoffes übernimmt einen Anteil der mobilisierten Kraft und entlastet somit die nächste Geokunststofflage. Daraus resultiert eine lokale Versteifung des Systems, die in den FE-Berechnungen, im Gegensatz zu den klassische Methoden, voll berücksichtigt wird.

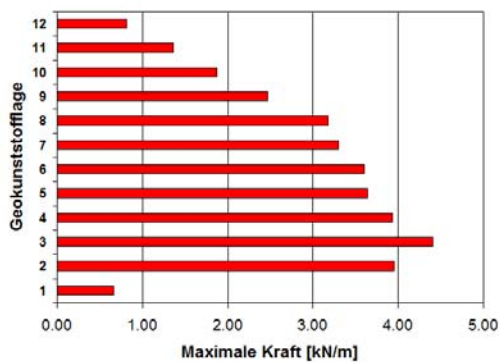


Abb. 2.89: Max. Kräfte in den Geokunststoffen

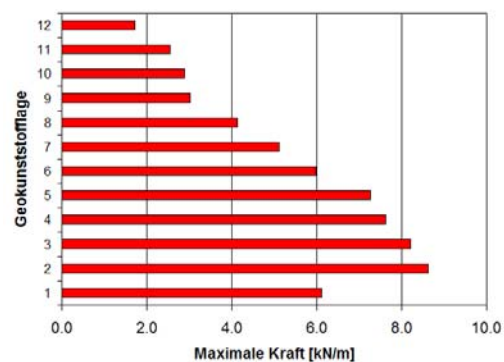


Abb. 2.90: Max. Kräfte in den Geokunststoffen

Die Abbildungen Abb. 2.89 & Abb. 2.90 zeigen noch die mobilisierten Kräfte in den Geokunststoffen. Zu bemerken ist der grosse Unterschied in der ersten Lage. Diese wird bei der  $60^\circ$  Böschung nur sehr wenig beansprucht während sie bei der  $80^\circ$  Böschung doch zu ca. 60 % mobilisiert ist. Die Mobilisierung der ersten Lage ist von der Steilheit und der Art des Verformungsmechanismus abhängig (Abb. 2.85 & Abb. 2.86)

### 2.6.7.2 Einfluss des verwendeten Stoffgesetzes

Um den Einfluss des verwendeten Stoffgesetzes zu untersuchen, wurde für eine Böschungsneigung von  $60^\circ$  eine Berechnung mit dem Hardening Soil Stoffgesetz durchgeführt. Die anderen Parameter sind die gleichen wie bei der Referenzberechnung.

Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
4.4 kN/m	<b>Fliesskraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	4.4 kN/m
5 %	<b>Fliessdehnung <math>\varepsilon_p</math></b>	5 %
88 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	88 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit Überlappung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit Überlappung

Tabelle 17: Parameter für die Berechnung

Zur Illustration der wichtigen Unterschiede zwischen beiden Stoffgesetzen sind in Abb. 2.91 die axialen Dehnungen für einen drainierten triaxialen Scherversuch als Funktion der deviatorischen Spannung schematisch dargestellt.

Deviatorische Spannung

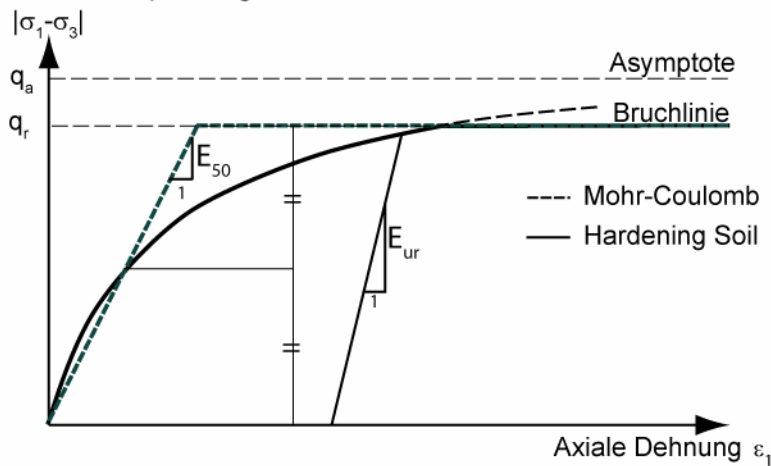


Abb. 2.91: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Stoffgesetze Mohr-Coulomb und Hardening Soil für einen drainierten triaxialen Scherversuch, nach [12].

Das Hardening Soil Stoffgesetz zeigt von Anfang an ein nicht-lineares Verhalten. Bei kleineren Dehnungen (bis zur Hälfte der Fließdehnung) sind die Dehnungen kleiner, bei grösseren Dehnungen grösser als bei einem Mohr-Coulomb Stoffgesetz mit gleichem Elastizitätsmodul  $E_{50}$ . Der Entlastungs-Wiederbelastungsmodul  $E_{ur}$  wurde gemäss den Empfehlungen vom PLAXIS-Manual zu  $3 \cdot E_{50}$  gewählt.

Die Resultate der Berechnung mit dem Hardening Soil Stoffgesetz sind nachfolgend mit den Resultaten der Referenzberechnung graphisch dargestellt.

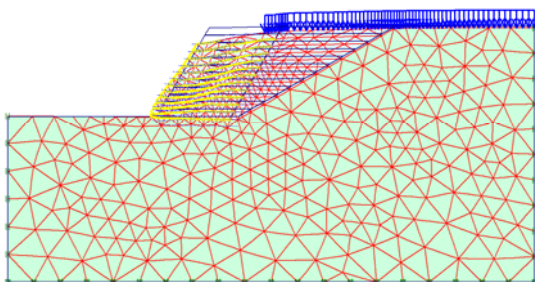


Abb. 2.92: Deformiertes Netz Mohr-Coulomb

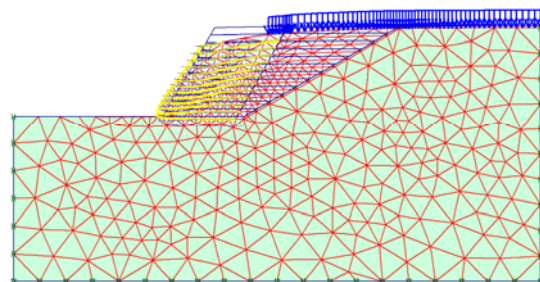


Abb. 2.93: Deformiertes Netz Hardening Soil

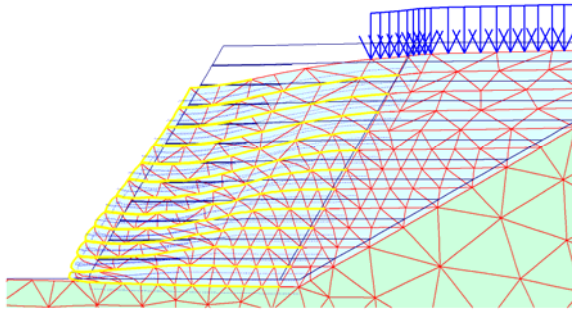


Abb. 2.94: Deformiertes Netz (Detail) Mohr-Coulomb

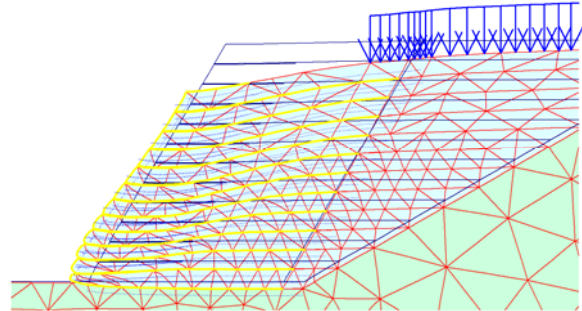


Abb. 2.95: Deformiertes Netz (Detail) Hardening Soil

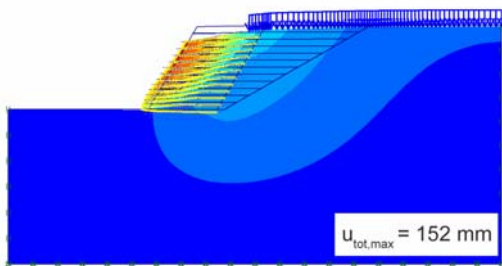


Abb. 2.96: Totale Verschiebungen Mohr-Coulomb

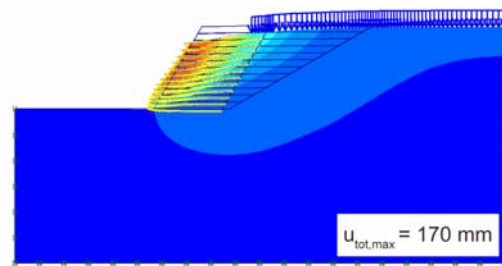


Abb. 2.97: Totale Verschiebungen Hardening Soil

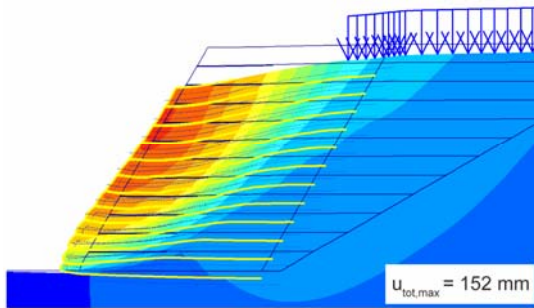


Abb. 2.98: Totale Verschiebungen (Detail) Mohr-Coulomb

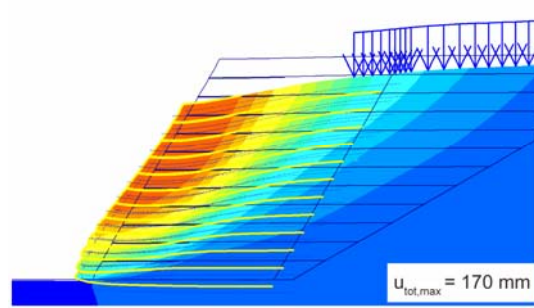


Abb. 2.99: Totale Verschiebungen (Detail) Hardening Soil

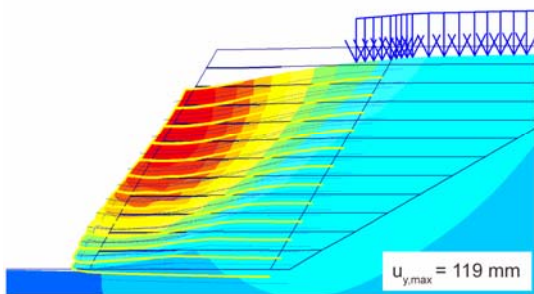


Abb. 2.100: Vertikale Verschiebungen (Detail) Mohr-Coulomb

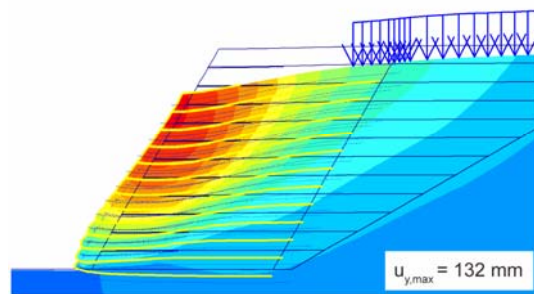


Abb. 2.101: Vertikale Verschiebungen (Detail) Hardening Soil

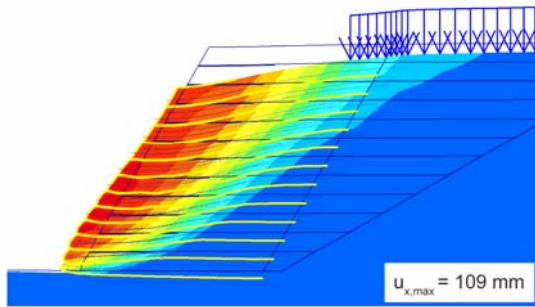


Abb. 2.102: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
Mohr-Coulomb

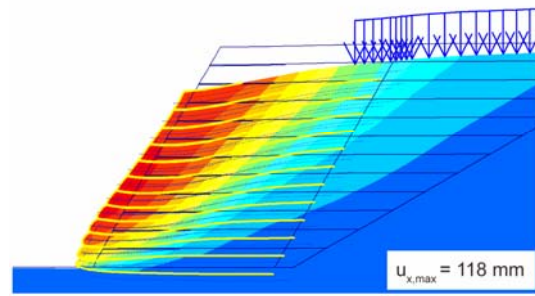


Abb. 2.103: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
Hardening Soil

Die Berechnung nach dem Hardening Soil Modell ergibt leicht grössere Verschiebungen (ca. 12 % für die totalen, 10 % für die vertikalen und 8 % für die horizontalen Verschiebungen) als die mit dem Mohr-Coulomb Stoffgesetz. Dies lässt sich durch das unterschiedliche Spannungs-Dehnungsverhalten erklären. Bei einer Fließdehnung des Geokunststoffes von 5 % kommt der Boden in den Spannungsbereich, wo die Dehnungen grösser sind als beim Mohr-Coulomb Modell.

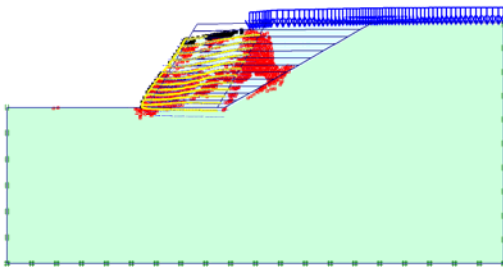


Abb. 2.104: Plastische Punkte  
Mohr-Coulomb (Legende: Abb. 2.65)

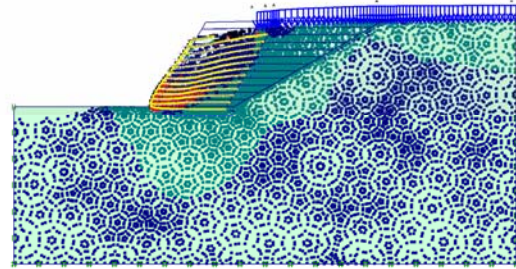


Abb. 2.105: Plastische Punkte  
Hardening Soil (Legende: Abb. 2.66)

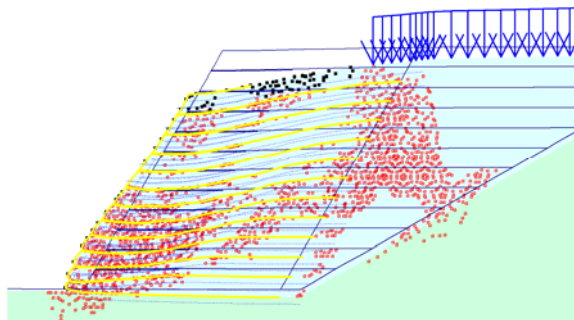


Abb. 2.106: Plastische Punkte (Detail)  
Mohr-Coulomb (Legende: Abb. 2.65)

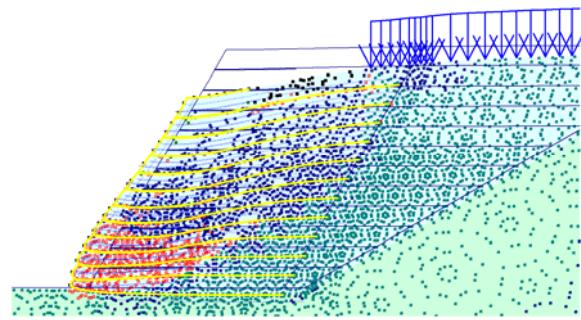


Abb. 2.107: Plastische Punkte (Detail)  
Hardening Soil (Legende: Abb. 2.66)

Die Mohr-Coulomb Punkte sind bei der Hardening Soil Berechnung in der Nähe des Böschungsfusses konzentriert und die plastische Zone ist deutlich kleiner als beim Mohr-Coulomb Fall. Der Boden über dieser Zone erfährt eine Kompressionsverfestigung (cap); die Zone hinter und direkt unter der bewehrten Wand erfährt eine kombinierte (cap & hardening) Verfestigung. Im übrigen Untergrund findet eine Kompressionsverfestigung statt.

Wie aus der Abb. 2.108 und der Abb. 2.109 ersichtlich, werden die Scherdehnungen von der Wahl des Stoffgesetzes kaum beeinflusst.

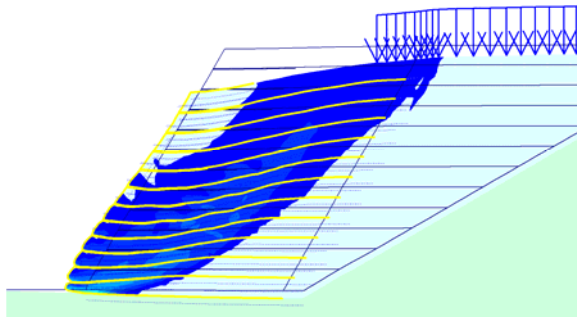


Abb. 2.108: Zone Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$   
Mohr-Coulomb

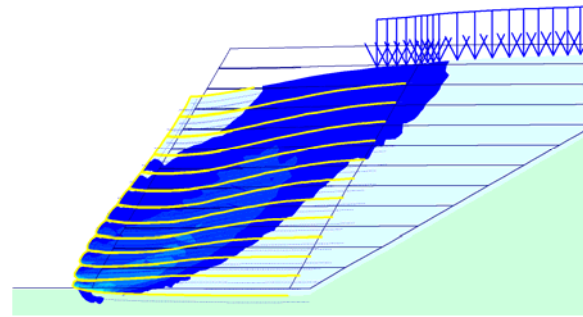


Abb. 2.109: Zone Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$   
Hardening Soil

Bei der Berechnung nach Mohr-Coulomb werden höhere Kräfte in den Geokunststoffen mobilisiert, sodass sich das System steifer verhält und kleinere Verformungen erfährt. Da bei der Berechnung nach dem Hardening Soil Modell trotz höheren Verformungen kleinere Kräfte mobilisiert werden, müssen die Verformungen im Boden stattfinden.

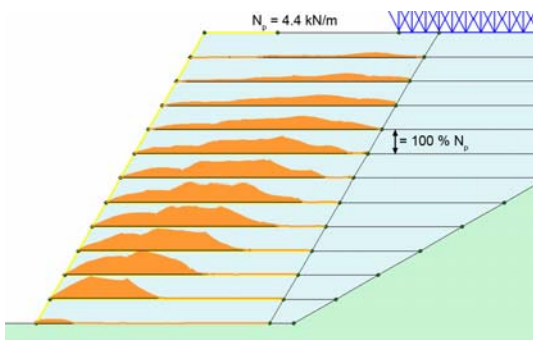


Abb. 2.110: Mobilisierte Geokunststoffkräfte  
Mohr-Coulomb

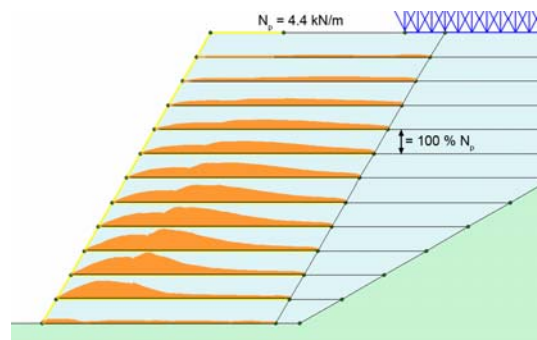


Abb. 2.111: Mobilisierte Geokunststoffkräfte  
Hardening Soil

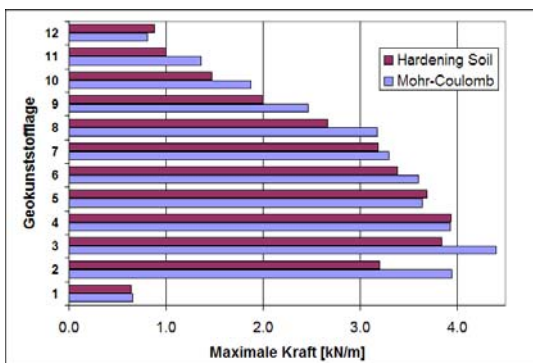


Abb. 2.112: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

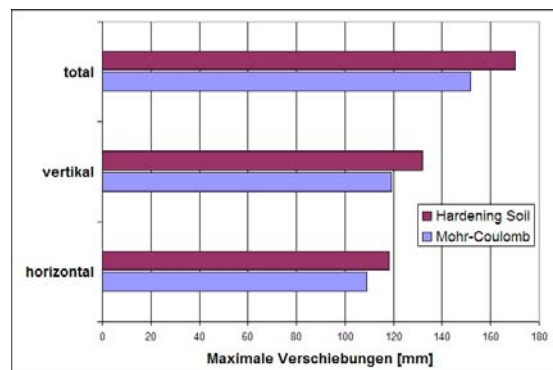


Abb. 2.113: Maximale Verschiebungen

Der Einfluss des verwendeten Stoffgesetzes ist relativ gering. Für die Berechnung von geokunststoffbewehrten Wänden auf grobkörnigen (rolligen) Böden sollten beide Stoffgesetze brauchbare Resultate liefern.

### 2.6.7.3 Einfluss der Einbaumodellierung

Um den Einfluss der Einbaumodellierung zu untersuchen, sind Berechnungen für die drei Konstruktionsarten für beide untersuchten Böschungsneigungen durchgeführt worden.

Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
4.4 kN/m	<b>Fliehkraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	4.4 kN/m
2%	<b>Fliehkraft <math>\epsilon_p</math></b>	2 %
220 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	220 [kN/m]
20:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	20:1
60°	<b>Böschungsneigung</b>	60°
variierend	<b>Konstruktionsarten</b>	variierend

Tabelle 18: Parameter für die Berechnung mit 60° Böschungsneigung

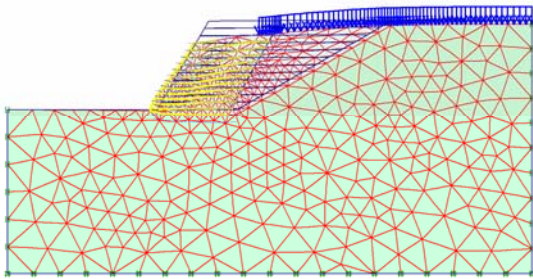


Abb. 2.114: Deformiertes Netz  
Mit Überlappung

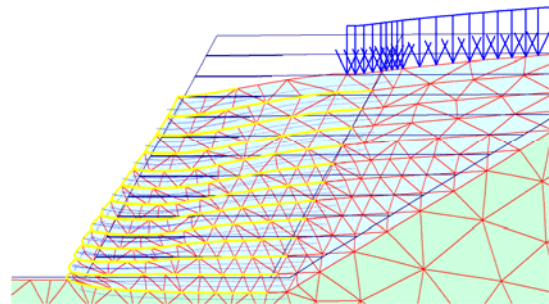


Abb. 2.115: Deformiertes Netz (Detail)  
Mit Überlappung

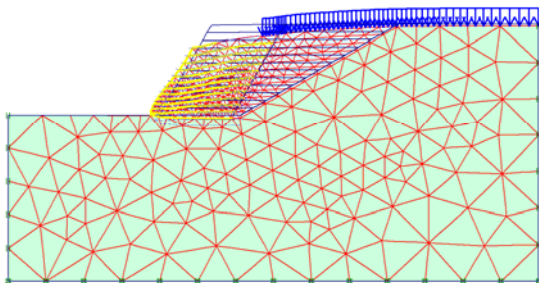


Abb. 2.116: Deformiertes Netz  
Ohne Überlappung

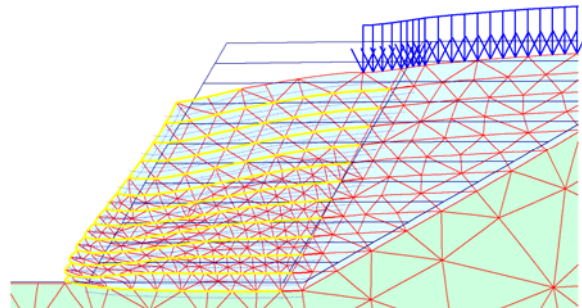


Abb. 2.117: Deformiertes Netz (Detail)  
Ohne Überlappung

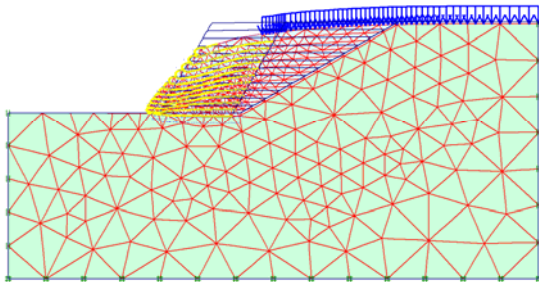


Abb. 2.118: Deformiertes Netz  
Mit temporärer Abstützung

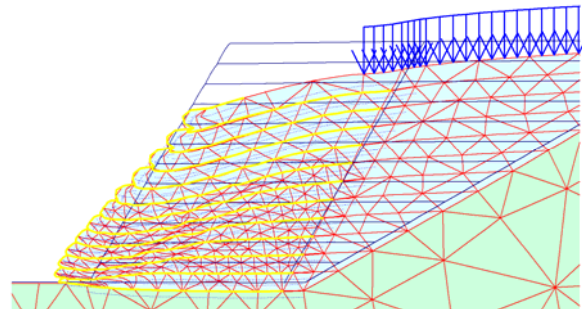


Abb. 2.119: Deformiertes Netz (Detail)  
Mit temporärer Abstützung

Im Vergleich zu den Verschiebungen für den Fall "mit Überlappung" zeigen die Bilder des deformierten Netzes eine geringe Zunahme der Verschiebungen für den Fall "ohne Überlappung" und eine höhere Zunahme für den Fall "mit temporärer Abstützung".

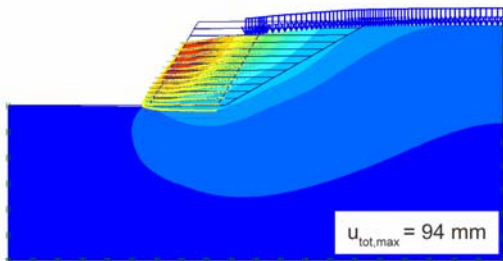


Abb. 2.120: Totale Verschiebungen  
Mit Überlappung

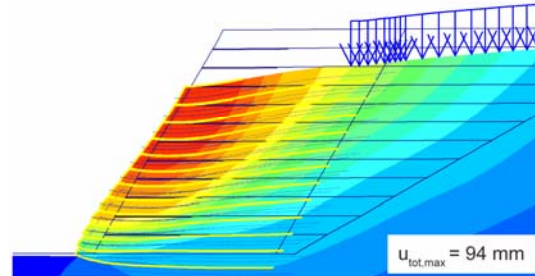


Abb. 2.121: Totale Verschiebungen (Detail)  
Mit Überlappung

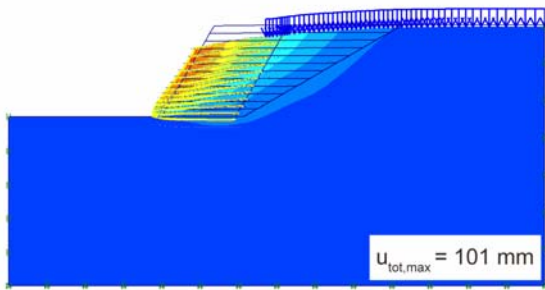


Abb. 2.122: Totale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

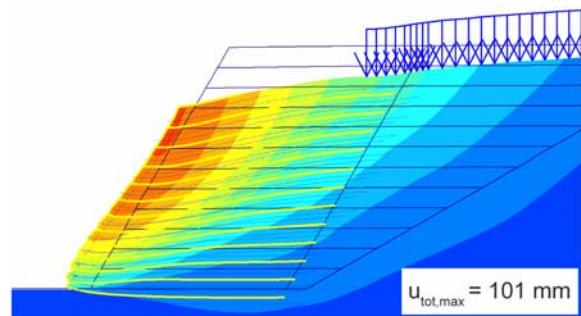


Abb. 2.123: Totale Verschiebungen (Detail)  
Ohne Überlappung

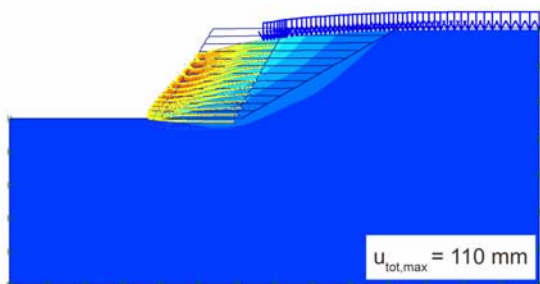


Abb. 2.124: Totale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

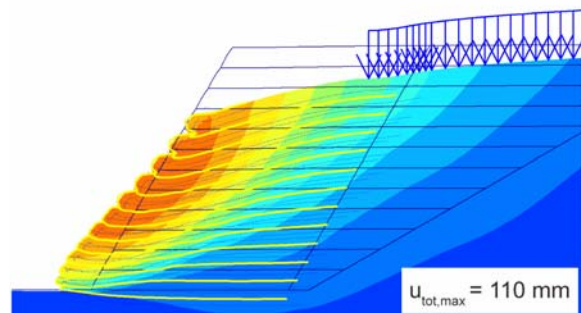


Abb. 2.125: Totale Verschiebungen (Detail)  
Mit temporärer Abstützung

Die Form der Verschiebungen ist bei den Fällen "mit und ohne Überlappung" sehr ähnlich. Die maximale vertikale Verschiebung ist gleich gross, die maximale horizontale Verschiebung um ca. 20 % höher. Durch den lokal doppelt vorhandenen Geokunststoff erhöht sich vor allem die horizontale Steifigkeit der bewehrten Konstruktion.

Beim Fall "mit temporärer Abstützung" ist eine Ausbauchung am Fuss der Böschung deutlich zu erkennen. Die maximale vertikale Verschiebung ist in diesem Fall um ca. 15 % höher. Bei der horizontalen Verschiebung resultiert eine Zunahme von über 40 % im Vergleich zu Fall "mit Überlappung" sowie eine Verlagerung des Maximums in Richtung Böschungsfuss.

Ein Vergleich der maximalen Verschiebungen ist in Abb. 2.139 zu finden.

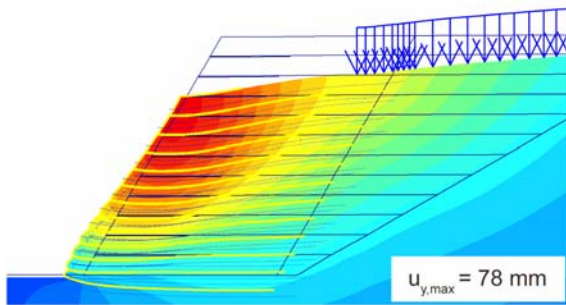


Abb. 2.126: Vertikale Verschiebungen  
Mit Überlappung

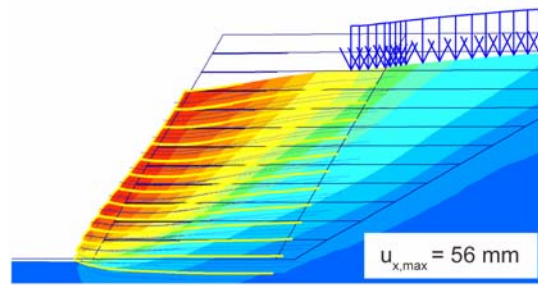


Abb. 2.127: Horizontale Verschiebungen  
Mit Überlappung

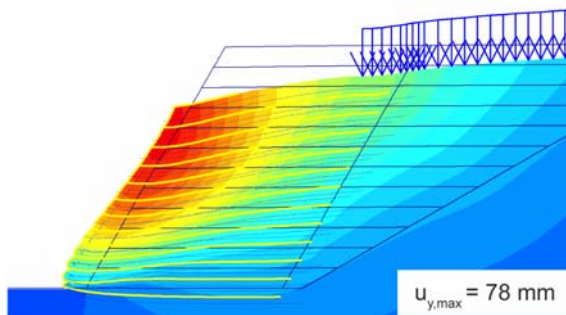


Abb. 2.128: Vertikale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

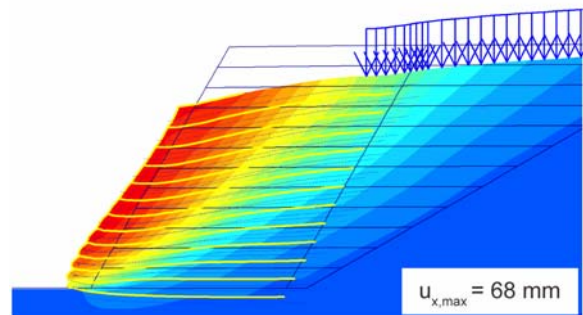


Abb. 2.129: Horizontale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

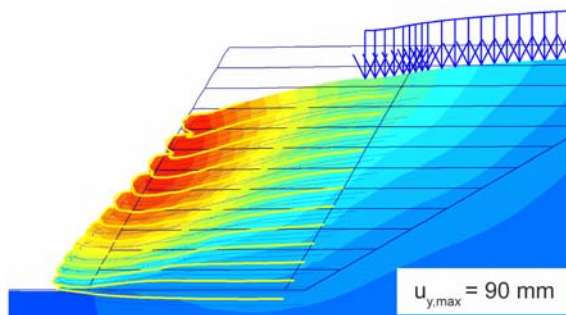


Abb. 2.130: Vertikale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

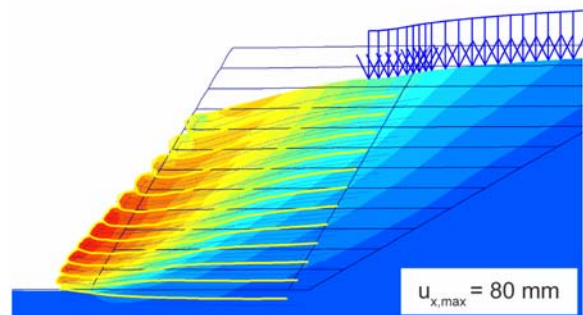


Abb. 2.131: Horizontale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

Die Zone der Scherdehnungen  $> 1\%$  nimmt vom Fall "mit Überlappung" (Abb. 2.132), über den Fall "ohne Überlappung" (Abb. 2.134), bis zum Fall "mit temporärer Abstützung" (Abb. 2.136) leicht zu.

In der gleichen Reihenfolge nehmen auch die mobilisierten Kräfte in den Geokunststoffen zu. Durch die Überlappung ergibt sich eine gewisse Reserve und keine Geokunststofflage wird im ersten Fall zu 100 % ausgenutzt (Abb. 2.133). Im zweiten Fall (ohne Überlappung, Abb. 2.135) wird die maximale Kraft in 4 Lagen, im dritten Fall (mit temporärer Abstützung) in 6 Lagen mobilisiert (Abb. 2.137).

Da für die Mobilisierung der Geokunststoffkräfte Verschiebungen nötig sind, werden auch die Verformungen der gesamten bewehrten Konstruktion grösser.

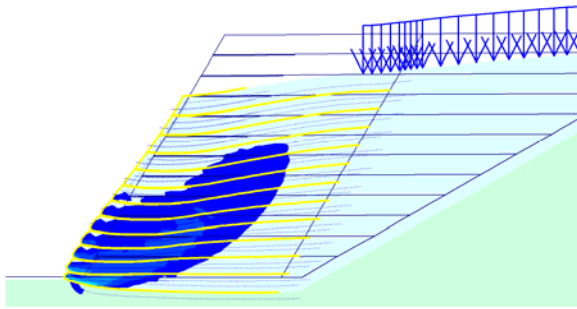


Abb. 2.132: Totale Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$  Mit Überlappung

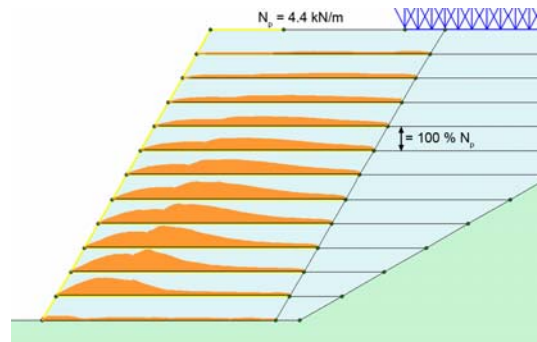


Abb. 2.133: Mobilisierte Geokunststoffkräfte Mit Überlappung

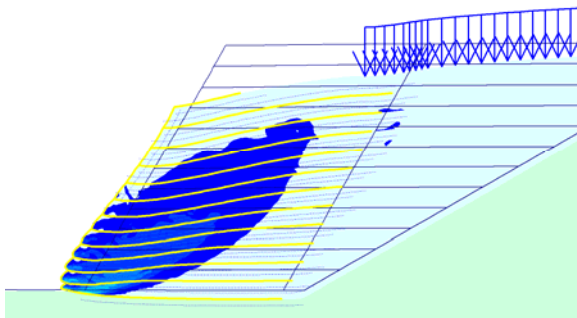


Abb. 2.134: Totale Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$  Ohne Überlappung

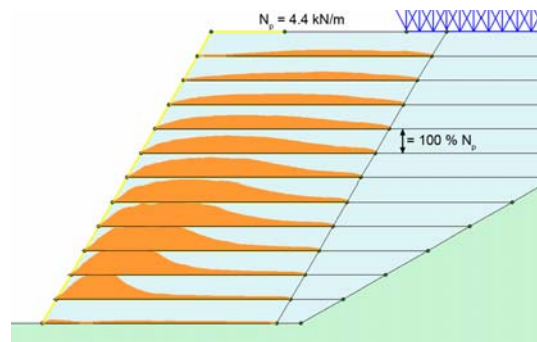


Abb. 2.135: Mobilisierte Geokunststoffkräfte Ohne Überlappung

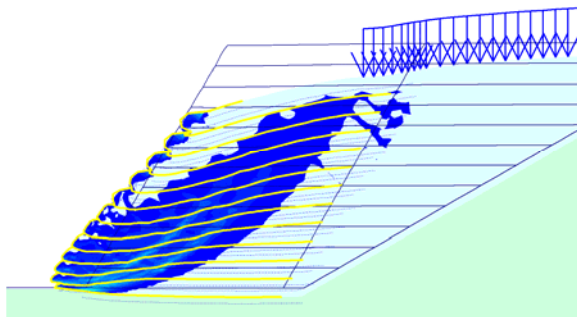


Abb. 2.136: Totale Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$  Mit temporärer Abstützung

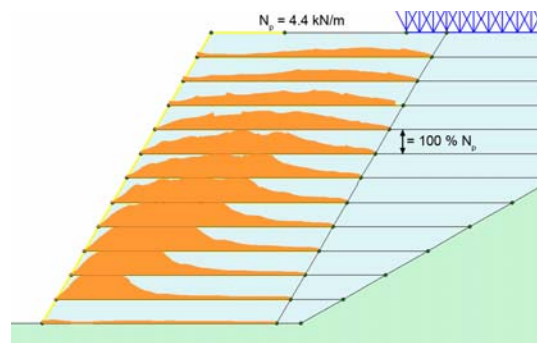


Abb. 2.137: Mobilisierte Geokunststoffkräfte Mit temporärer Abstützung

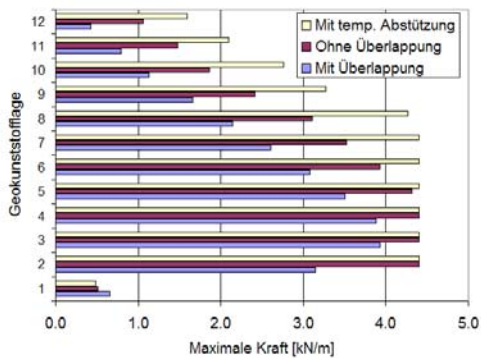


Abb. 2.138: Max. Kräfte in den Geokunststoffen

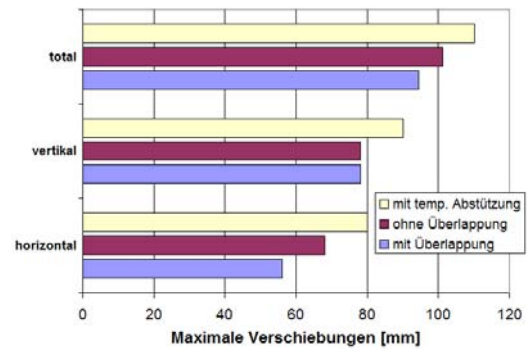


Abb. 2.139: Maximale Verschiebungen

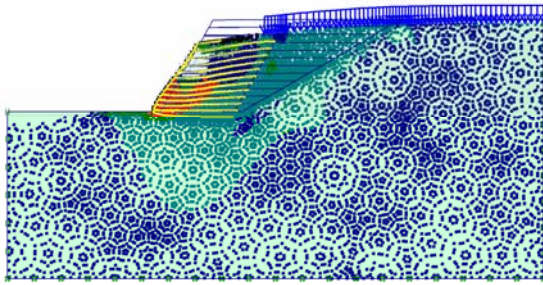


Abb. 2.140: *Plastische Punkte*  
Mit Überlappung, (Legende: Abb. 2.66)

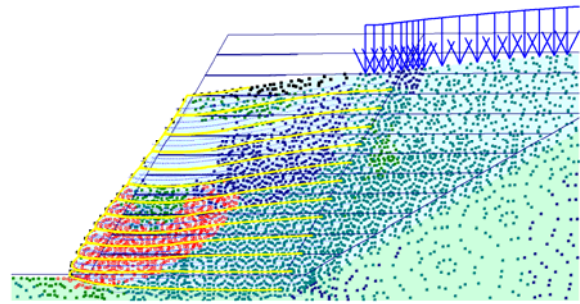


Abb. 2.141: *Plastische Punkte (Detail)*  
Mit Überlappung, (Legende: Abb. 2.66)

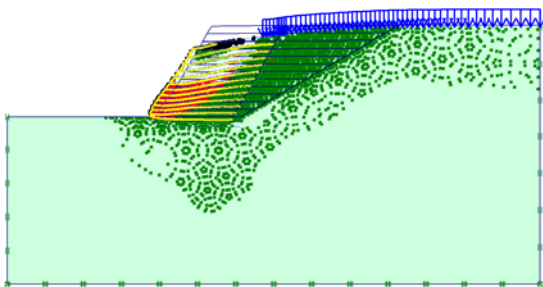


Abb. 2.142: *Plastische Punkte*  
Ohne Überlappung, (Legende: Abb. 2.66)

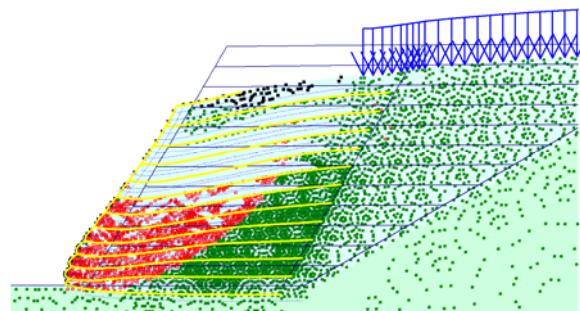


Abb. 2.143: *Plastische Punkte (Detail)*  
Ohne Überlappung, (Legende: Abb. 2.66)

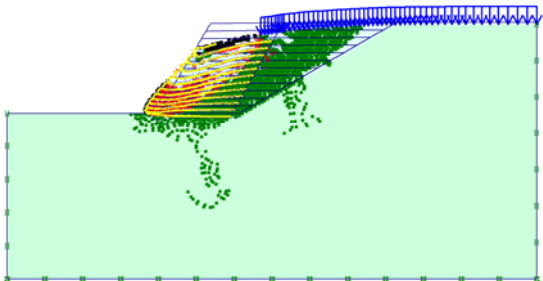


Abb. 2.144: *Plastische Punkte*  
Mit temporärer Abstützung (Legende: Abb. 2.66)

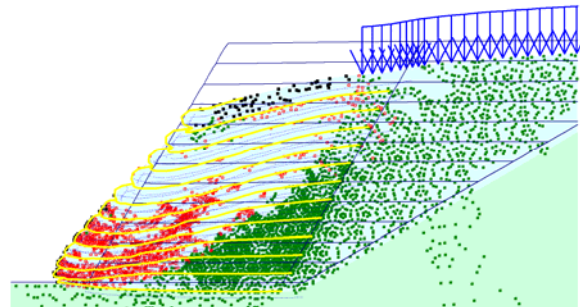


Abb. 2.145: *Plastische Punkte (Detail)*  
Mit temporärer Abstützung (Legende: Abb. 2.66)

Die Zone der plastischen Mohr-Coulomb Punkte ist im Fall I (Abb. 2.141) stärker beim Böschungsfuss konzentriert als bei den Fällen II (Abb. 2.143) und III (Abb. 2.145). Die Konstruktion mit Überlappung verhält sich steifer und ihr Einfluss auf den Untergrund ist auch deutlich grösser (Abb. 2.140). Die Konstruktion mit temporärer Abstützung weist trotz grösseren Verformungen weniger plastische Mohr-Coulomb Punkte auf und erzeugt auch nur wenige plastische Hardening Punkte unterhalb und hinter der bewehrten Zone.

Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Mohr-Coulomb
Mohr-Coulomb	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Mohr-Coulomb
10.35 kN/m	<b>Fliesskraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	10.35 kN/m
5 %	<b>Fliessdehnung <math>\epsilon_p</math></b>	5 %
207 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	207 [kN/m]
5:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	5:1
80°	<b>Böschungsneigung</b>	80°
variierend	<b>Konstruktionsart</b>	variierend

Tabelle 19: Parameter für die Berechnung mit 80° Böschungsneigung

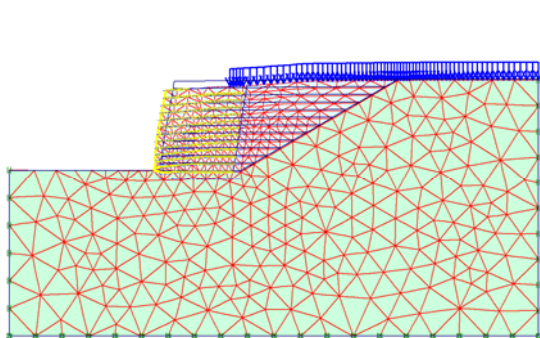


Abb. 2.146: Deformiertes Netz  
Mit Überlappung

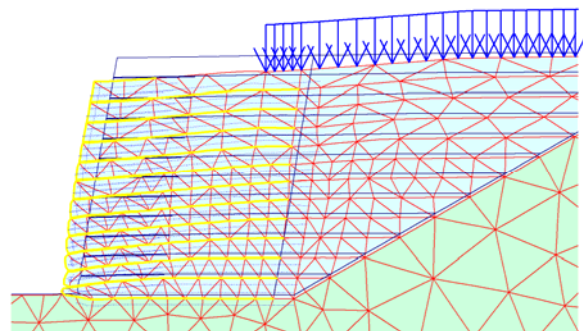


Abb. 2.147: Deformiertes Netz (Detail)  
Mit Überlappung

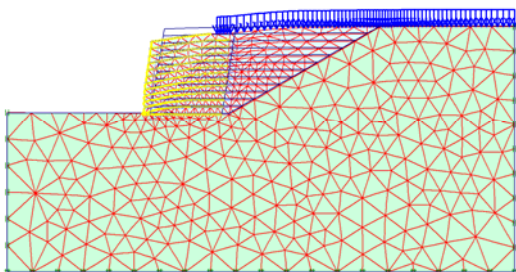


Abb. 2.148: Deformiertes Netz  
Ohne Überlappung

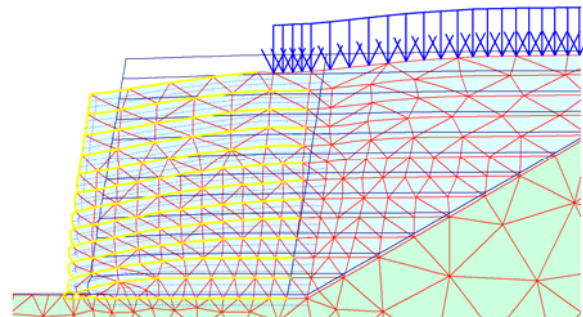


Abb. 2.149: Deformiertes Netz (Detail)  
Ohne Überlappung

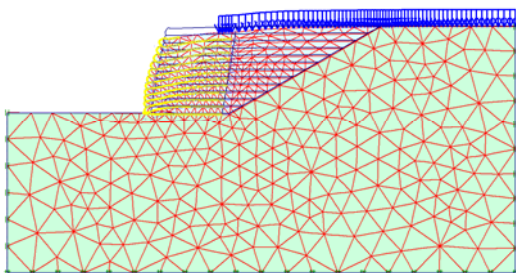


Abb. 2.150: Deformiertes Netz  
Mit temporärer Abstützung

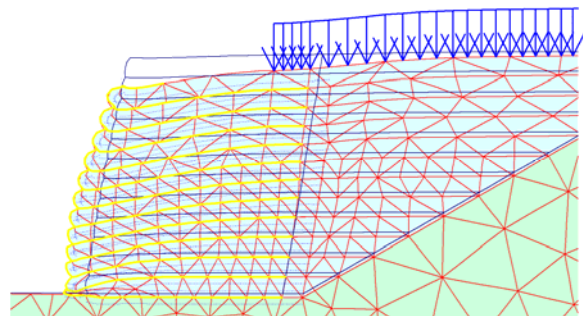


Abb. 2.151: Deformiertes Netz (Detail)  
Mit temporärer Abstützung

Die Berechnungen wurden mit dem Mohr-Coulomb Stoffgesetz durchgeführt.

Im Vergleich zu den Berechnungen mit einer Böschungsneigung von  $60^\circ$  weist die Konstruktion im Fall II (ohne Überlappung) die grösseren Verschiebungen auf. Die totalen Verschiebungen im Fall II sind um ca. 48 % grösser als im Fall I. Mit um ca. 28 % grösseren totalen Verschiebungen als im Fall I (Abb. 2.152 bis Abb. 2.157) liegt der Fall III (mit temporärer Abstützung) dazwischen.

Die grössten totalen Verschiebungen liegen im oberen vorderen Bereich der Böschung für die Fälle I und II. Im Fall III liegen sie vorne auf ca. halber Böschungshöhe.

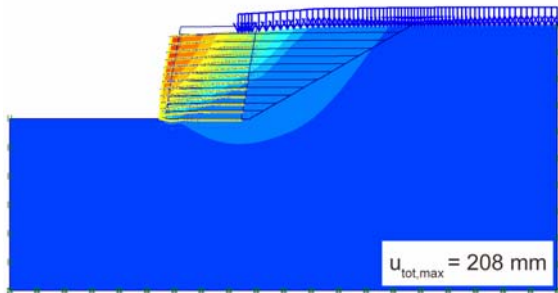


Abb. 2.152: Totale Verschiebungen  
Mit Überlappung

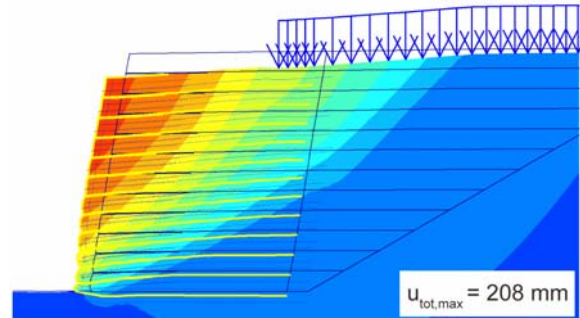


Abb. 2.153: Totale Verschiebungen (Detail)  
Mit Überlappung

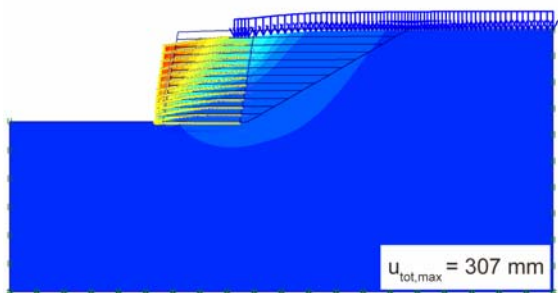


Abb. 2.154: Totale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

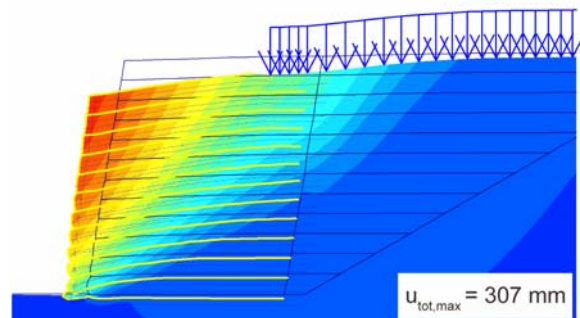


Abb. 2.155: Totale Verschiebungen (Detail)  
Ohne Überlappung

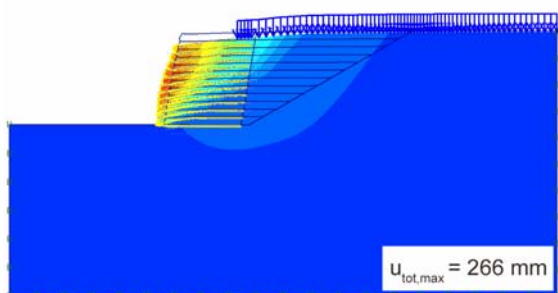


Abb. 2.156: Totale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

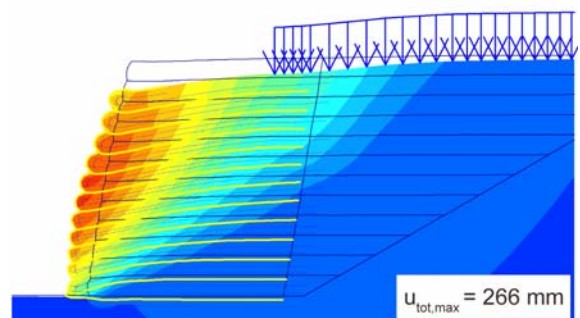


Abb. 2.157: Totale Verschiebungen (Detail)  
Mit temporärer Abstützung

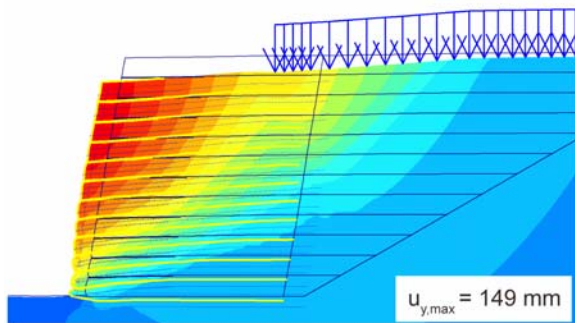


Abb. 2.158: Vertikale Verschiebungen  
Mit Überlappung

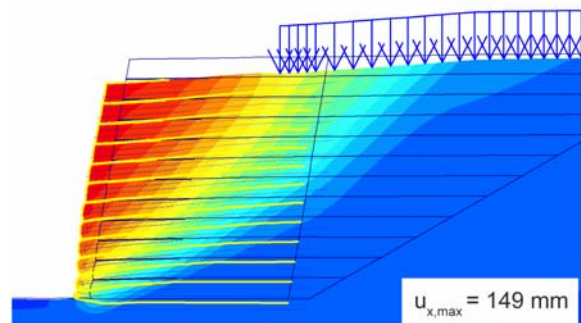


Abb. 2.159: Horizontale Verschiebungen  
Mit Überlappung

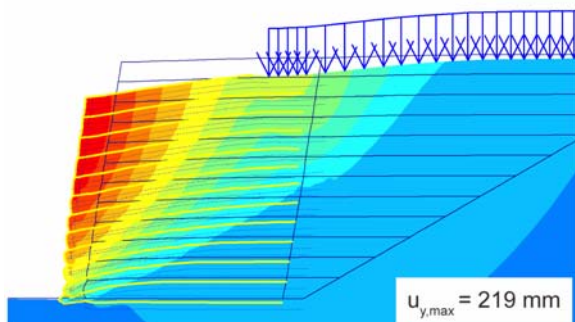


Abb. 2.160: Vertikale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

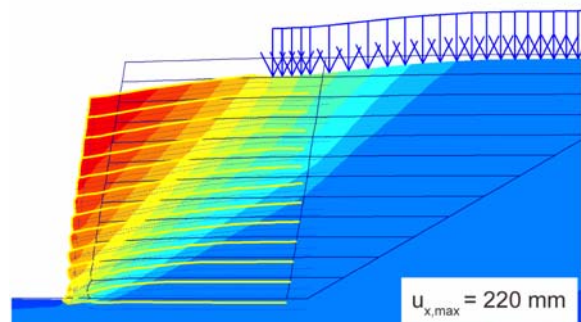


Abb. 2.161: Horizontale Verschiebungen  
Ohne Überlappung

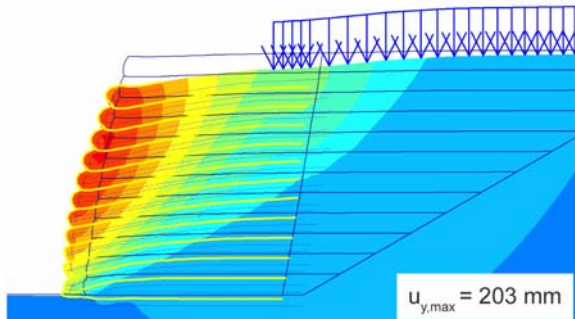


Abb. 2.162: Vertikale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

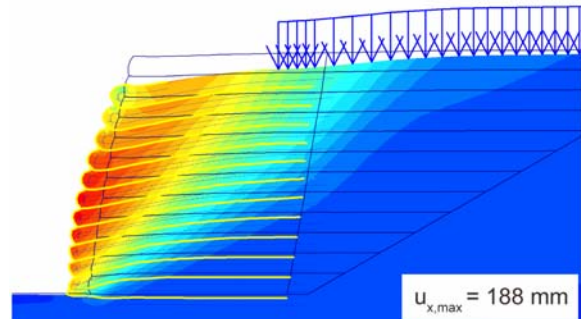


Abb. 2.163: Horizontale Verschiebungen  
Mit temporärer Abstützung

Die Front der bewehrten Konstruktion bleibt in den Fällen I und II praktisch gerade. Im ersten Fall erfährt sie eine Verschiebung nach vorne, während im Fall II eine leichte Rotation nach vorne beobachtet werden kann. Im Fall III ist eine geringe Ausbauchung bei ca. 1/3 der Höhe zu beobachten.

Bemerkenswert ist beim Austritt aus der bewehrten Zone der Knick in den Verschiebungsbildern. Dies ist ein Hinweis auf einen möglichen 2-Körper-Mechanismus mit zusammengesetzten Gleitflächen beim Erreichen des Bruches.

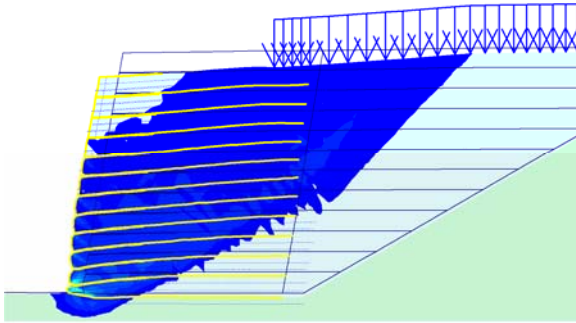


Abb. 2.164: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Mit Überlappung

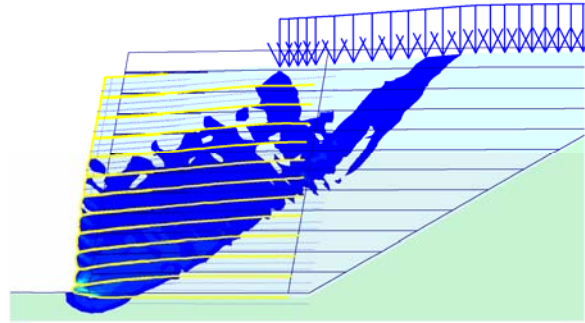


Abb. 2.165: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 2\%$   
Mit Überlappung

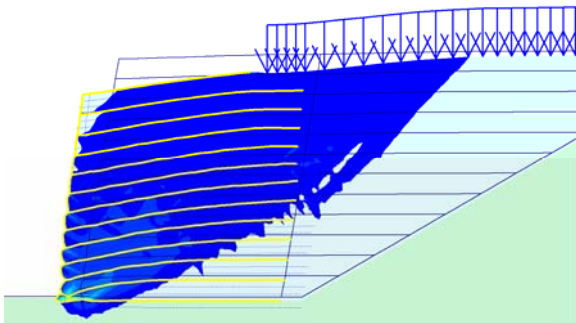


Abb. 2.166: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Ohne Überlappung

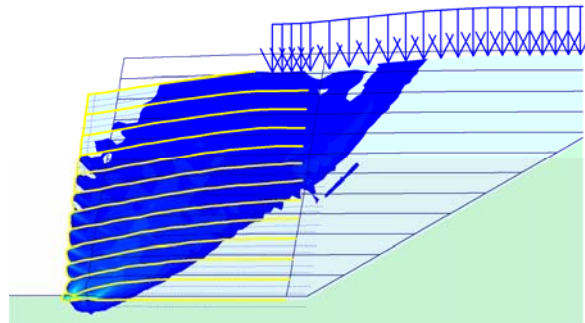


Abb. 2.167: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 2\%$   
Ohne Überlappung

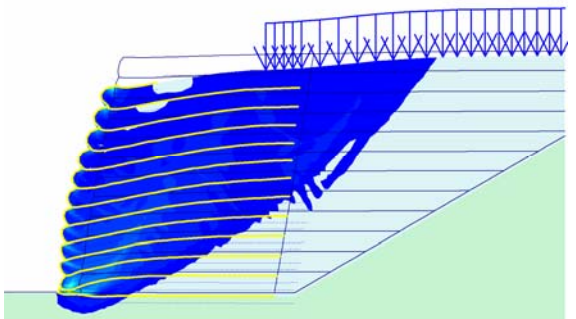


Abb. 2.168: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Mit temporärer Abstützung

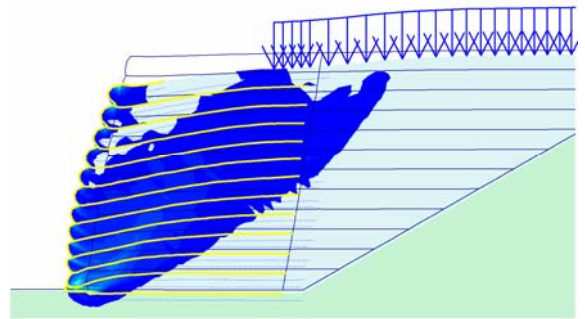


Abb. 2.169: Totale Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 2\%$   
Mit temporärer Abstützung

Die Unterschiede bei den Scherdehnungen sind gering (Abb. 2.164 bis Abb. 2.169). Wie bei den Verschiebungsbildern ist zu bemerken, dass die unteren Grenzen der dargestellten Zonen mit  $\varepsilon_s > 1\%$  und  $\varepsilon_s > 2\%$  die Neigung ändern, wenn sie aus dem bewehrten Boden heraustreten. Dies bestätigt die mögliche Entstehung eines 2 – Körper – Mechanismus im Bruchfall.

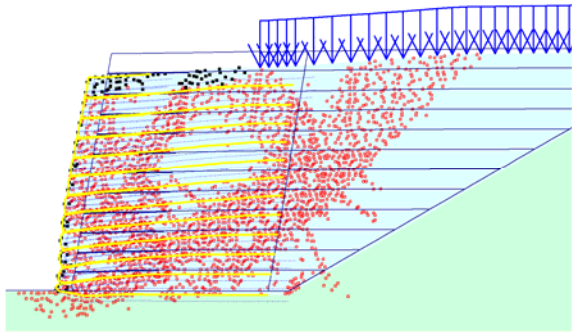


Abb. 2.170: *Plastische Punkte*  
Mit Überlappung (Legende: Abb. 2.65)

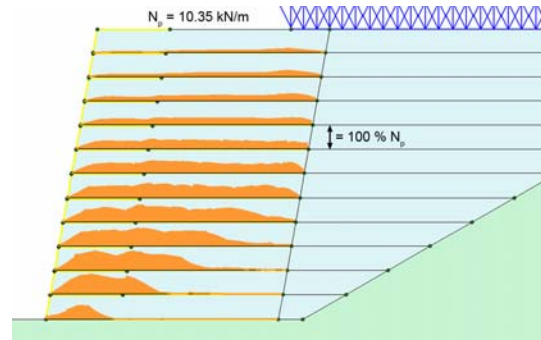


Abb. 2.171: *Mobilisierte Geokunststoffkräfte*  
Mit Überlappung

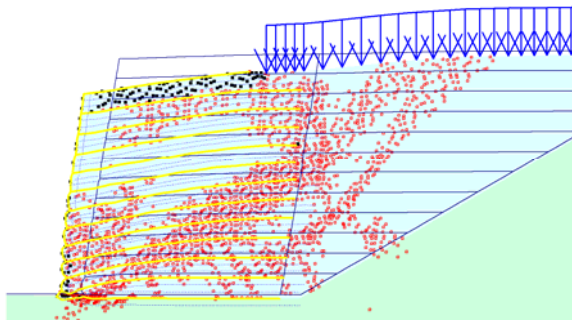


Abb. 2.172: *Plastische Punkte*  
Ohne Überlappung (Legende: Abb. 2.65)

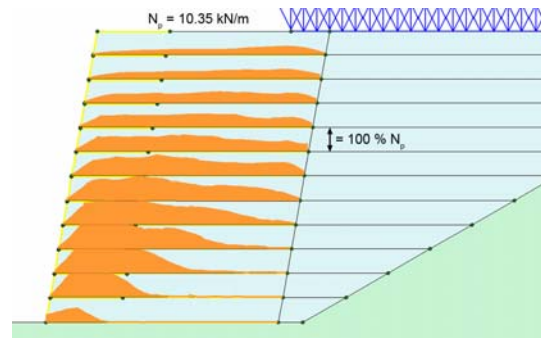


Abb. 2.173: *Mobilisierte Geokunststoffkräfte*  
Ohne Überlappung

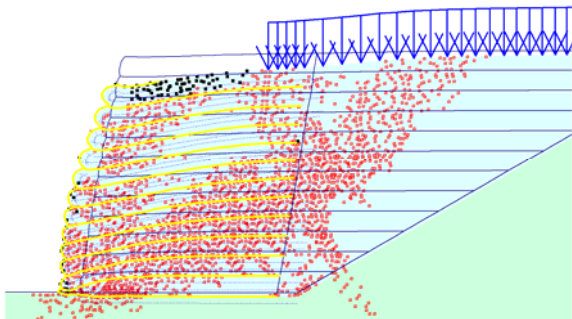


Abb. 2.174: *Plastische Punkte*  
Mit temporärer Abstützung (Legende: Abb. 2.65)

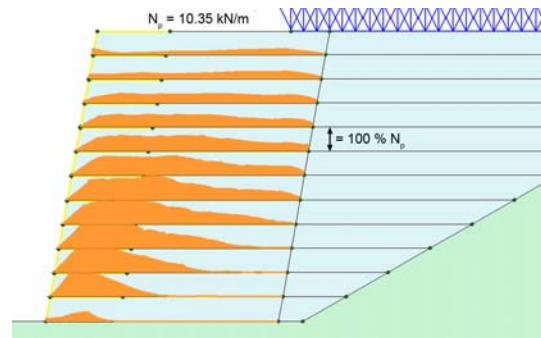


Abb. 2.175: *Mobilisierte Geokunststoffkräfte*  
Mit temporärer Abstützung

Die Bilder der plastischen Punkte sind sehr ähnlich. Nur bei Fall II sind, vor allem im vorderen Bereich, wenige Punkte vorhanden, was auf ein duktileres Verhalten hinweist und im Einklang mit den größeren Verschiebungen steht.

Mit Ausnahme der ersten Lage sind die mobilisierten Kräfte im Fall II und III fast identisch.

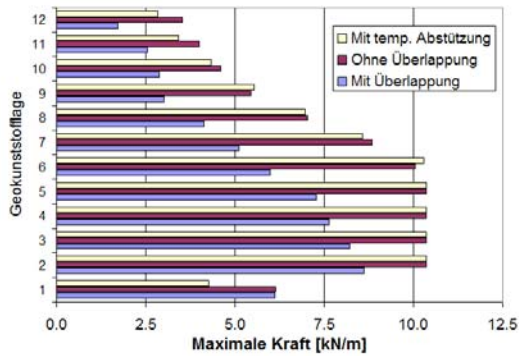


Abb. 2.176: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

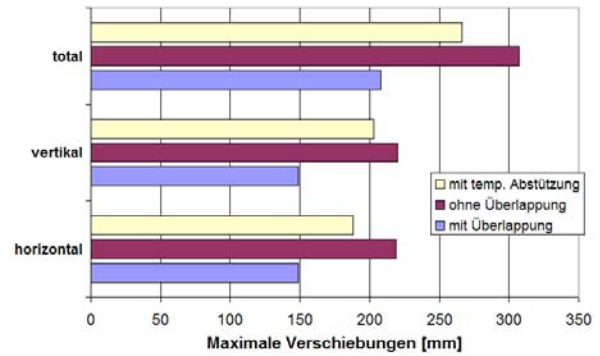


Abb. 2.177: Maximale Verschiebungen

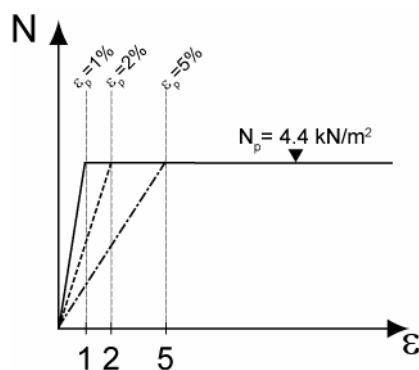
#### 2.6.7.4 Einfluss der Geokunststoffzugfestigkeit und -steifigkeit

##### Einfluss der Fliessdehnung bei konstanter Fliesskraft $N_p$

Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
4.4 kN/m	<b>Fliesskraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	4.4 kN/m
5 %, 2 %, 1 %	<b>Fliessdehnung <math>\varepsilon_p</math></b>	5 %, 2 %, 1 %
88, 220, 440 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	88, 220, 440 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit temporärer Abstützung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit temporärer Abstützung

Tabelle 20: Parameter für die Berechnung

Um den Einfluss der Geokunststoffsteifigkeit zu untersuchen, wurde für diese Berechnungen mit drei unterschiedlichen Fliessdehnungen,  $\varepsilon_p = 1\%$ ,  $\varepsilon_p = 2\%$  sowie  $\varepsilon_p = 5\%$  gerechnet. Die Fliesskraft wurde konstant bei  $N_p = 4.4$  kN/m gehalten. Das Kraft-Dehnungsverhalten des Geokunststoffes ist in Abb. 2.178 graphisch dargestellt.

Abb. 2.178: Kraft-Dehnungsverhalten des Geogrid-Elementes bei verschiedenen Fliessdehnungen  $\varepsilon_p$

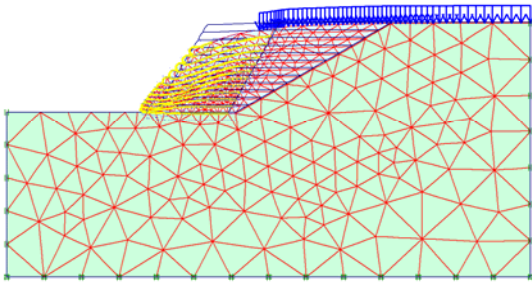


Abb. 2.179: Deformiertes Netz

Fliegsdehnung: 5 %

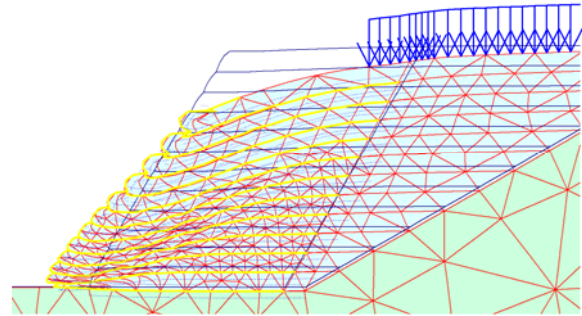


Abb. 2.180: Deformiertes Netz (Detail)

Fliegsdehnung: 5 %

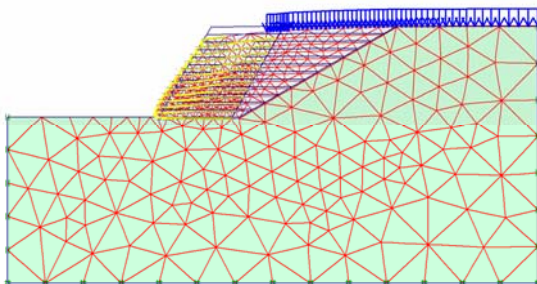


Abb. 2.181: Deformiertes Netz

Fliegsdehnung: 2 %

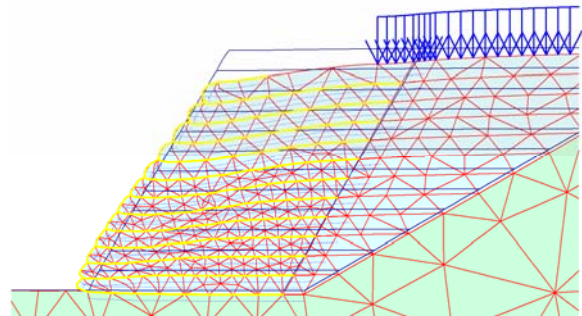


Abb. 2.182: Deformiertes Netz (Detail)

Fliegsdehnung: 2 %

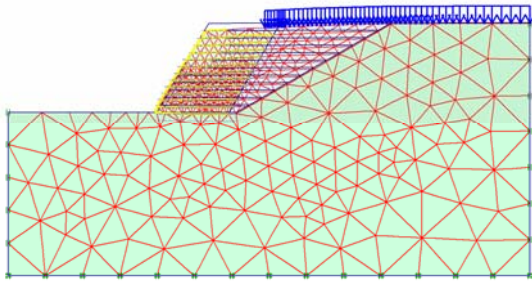


Abb. 2.183: Deformiertes Netz

Fliegsdehnung: 1 %

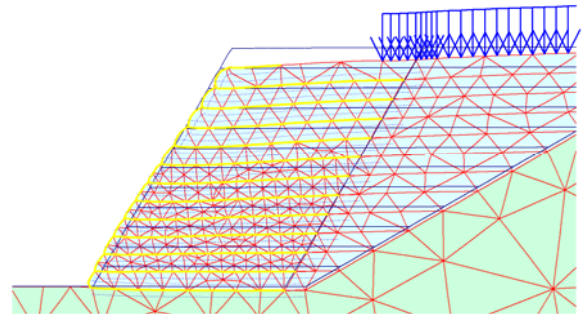


Abb. 2.184: Deformiertes Netz (Detail)

Fliegsdehnung: 1 %

Es ist schon aus den Bildern des deformierten Netzes ersichtlich (Abb. 2.179 bis Abb. 2.184), dass die Verformungen bei den Fliegsdehnungen  $\varepsilon_p = 2\%$  und  $\varepsilon_p = 1\%$  im Vergleich zu dem Fall  $\varepsilon_p = 5\%$  stark zurückgehen.

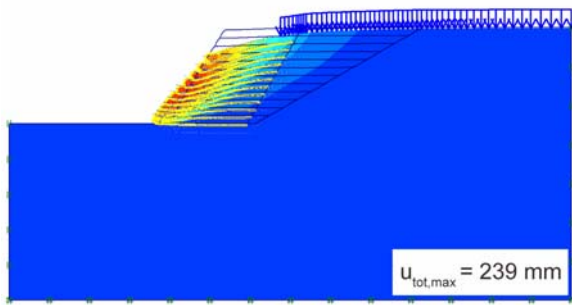


Abb. 2.185: Totale Verschiebungen

Fliessdehnung: 5 %

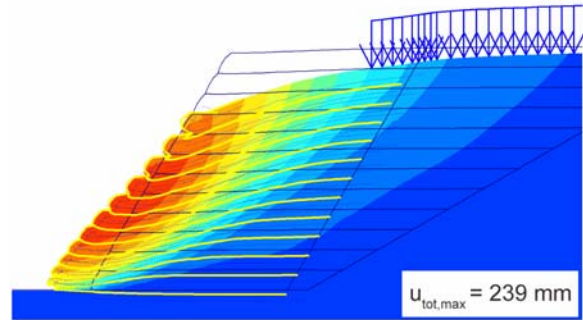


Abb. 2.186: Totale Verschiebungen (Detail)

Fliessdehnung: 5 %

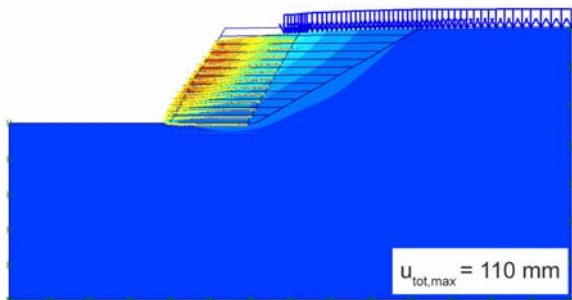


Abb. 2.187: Totale Verschiebungen

Fliessdehnung: 2 %

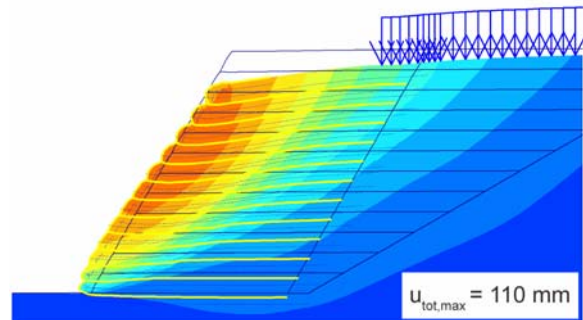


Abb. 2.188: Totale Verschiebungen (Detail)

Fliessdehnung: 2 %

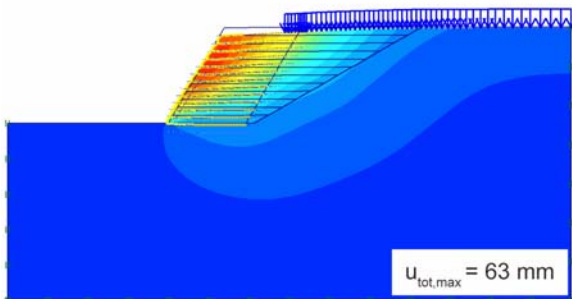


Abb. 2.189: Totale Verschiebungen

Fliessdehnung: 1 %

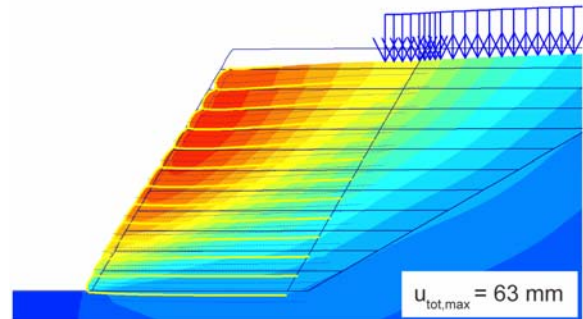


Abb. 2.190: Totale Verschiebungen (Detail)

Fliessdehnung: 1 %

Die maximalen totalen Verschiebungen vermindern sich bei  $\varepsilon_p = 2\%$  um ca. 54 %, bei  $\varepsilon_p = 1\%$  sogar um ca. 74 % im Vergleich zum Fall  $\varepsilon_p = 5\%$ . Das Maximum liegt im Fall  $\varepsilon_p = 5\%$  im oberen Drittel der Böschung und wandert bis im oberen Drittel der Böschungsfrent bei  $\varepsilon_p = 1\%$ . Bei Fall  $\varepsilon_p = 2\%$  befindet sich das Maximum ungefähr auf halber Böschungshöhe.

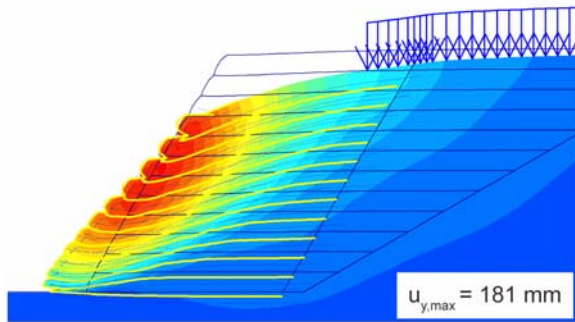


Abb. 2.191: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 5 %

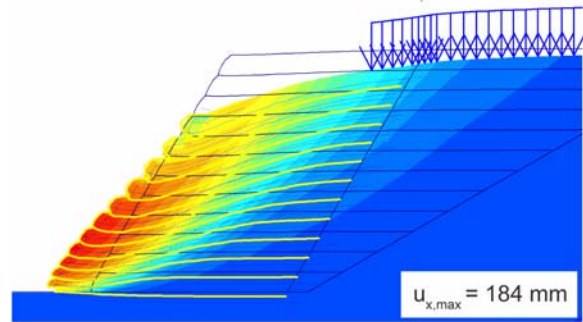


Abb. 2.192: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 5 %

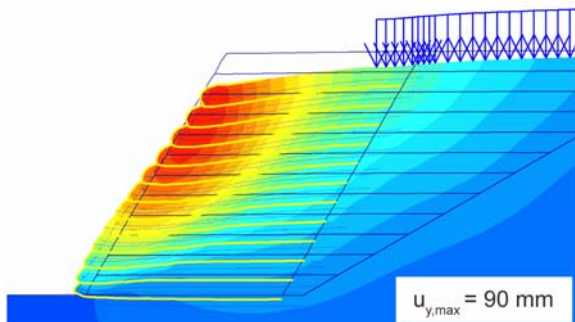


Abb. 2.193: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 2 %

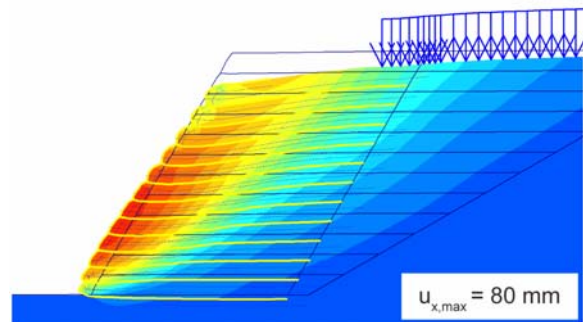


Abb. 2.194: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 2 %

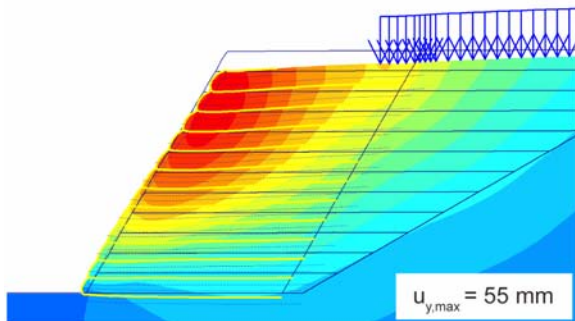


Abb. 2.195: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 1 %

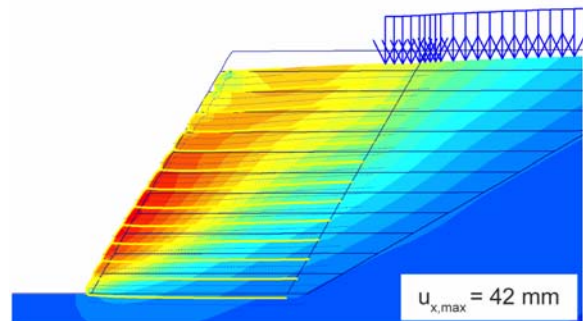


Abb. 2.196: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
Fließdehnung: 1 %

Im Vergleich zum Fall  $\varepsilon_p = 5\%$  werden die vertikalen Verschiebungen um ca. 50 % bei  $\varepsilon_p = 2\%$  und um ca. 70 % bei  $\varepsilon_p = 1\%$  reduziert. Die horizontalen Verschiebungen werden dabei noch stärker beeinflusst. Die Verminderung beträgt ca. 57 % beim Fall  $\varepsilon_p = 2\%$  und ca. 77 % beim Fall  $\varepsilon_p = 1\%$ . Die untersten Lagen sind am stärksten beeinflusst.

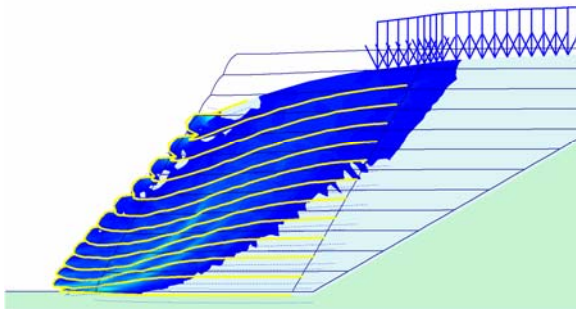


Abb. 2.197: Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Fliessdehnung: 5 %

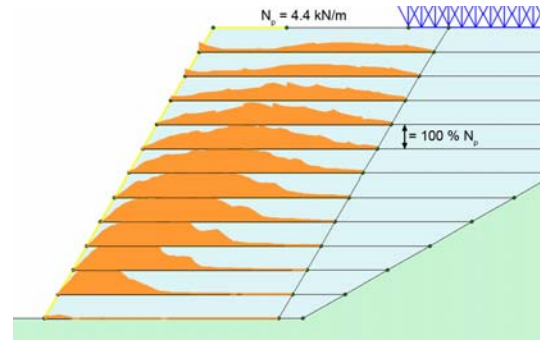


Abb. 2.198: Mobilisierte Geokunststoffkräfte  
Fliessdehnung: 5 %

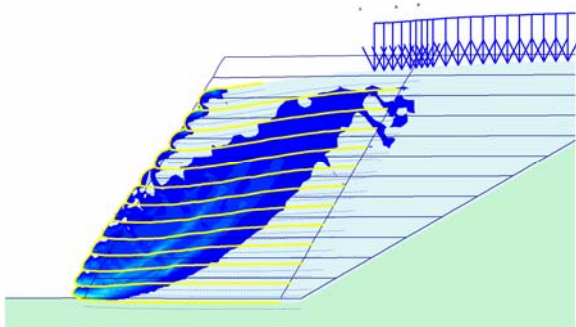


Abb. 2.199: Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Fliessdehnung: 2 %

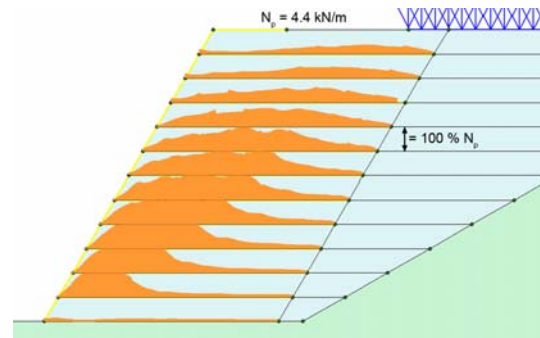


Abb. 2.200: Mobilisierte Geokunststoffkräfte  
Fliessdehnung: 2 %

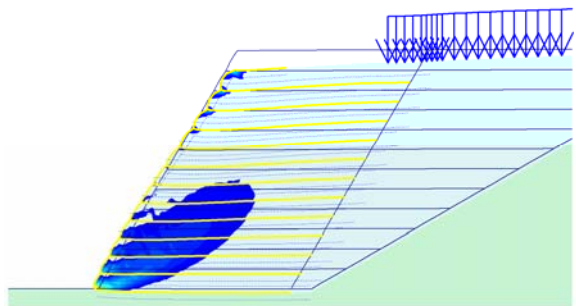


Abb. 2.201: Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$   
Fliessdehnung: 1 %

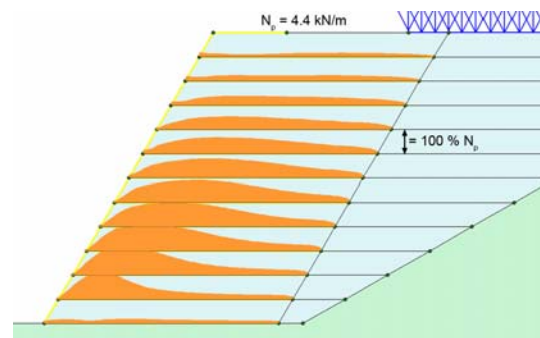


Abb. 2.202: Mobilisierte Geokunststoffkräfte  
Fliessdehnung: 1 %

Es ist aus den Abb. 2.197, Abb. 2.199 und Abb. 2.201 ersichtlich, dass bei steifer werdenden Geokunststoffen die Zone der Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1\%$  immer kleiner wird, wobei dieser Effekt vor allem bei der kleinsten Fliessdehnung von 1 % besonders ausgeprägt ist. Lokal erhöhte Scherdehnungen treten noch an der Böschungsfrent auf.

Aus den Abbildungen Abb. 2.198 und Abb. 2.200 ist ersichtlich, dass die Erhöhung der Geokunststoffsteifigkeit um den Faktor 2.5 den Mobilisierungsgrad der Geokunststoffkräfte nur unwesentlich verändert hat. Der Unterschied zwischen den Fällen  $\varepsilon_p = 2\%$  und  $\varepsilon_p = 1\%$  ist viel ausgeprägter (Abb. 2.200 und Abb. 2.202). Im letzteren Fall sind nur noch 4 Lagen zu 100 % ausgenützt und die oberen Lagen weisen eine deutlich kleinere mobilisierte Kraft auf. Die mobilisierten Geokunststoffkräfte sind in Abb. 2.209 grafisch zusammengestellt.

Die vertikalen und horizontalen Verschiebungen treten in allen drei Fällen an der gleichen Position auf, während die Grösse der Verschiebungen eng mit der Geokunststoffsteifigkeit bzw. mit den Fliessdehnungen verbunden ist (Abb. 2.210).

Die Abbildungen der plastischen Punkte (Abb. 2.203 bis Abb. 2.208) zeigen eine mit grösser werdenden Geokunststoffsteifigkeit zunehmende Konzentration der Mohr-Coulomb Punkte in Richtung Böschungsfuss. Die im hinteren Teil der Böschung vorhandenen Mohr-Coulomb Punkte, im Fall  $\varepsilon_p = 5\%$  und im geringeren Mass auch im Fall  $\varepsilon_p = 2\%$ , sind im Fall  $\varepsilon_p = 1\%$  nicht mehr vorhanden. Dies ist auf Grund der sehr kleinen Verschiebungen erklärbar.

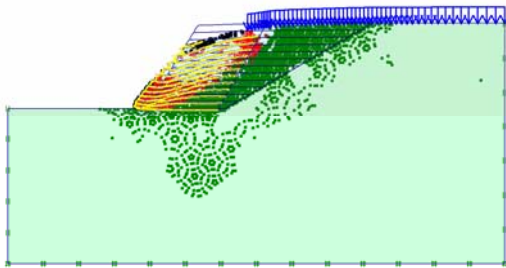


Abb. 2.203: Plastische Punkte

Fliessdehnung: 5 % (Legende: Abb. 2.66)

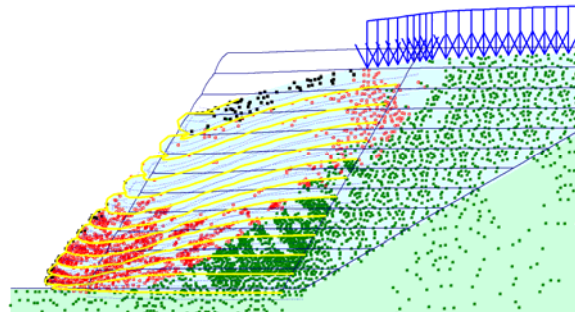


Abb. 2.204: Plastische Punkte (Detail)

Fliessdehnung: 5 % (Legende: Abb. 2.66)

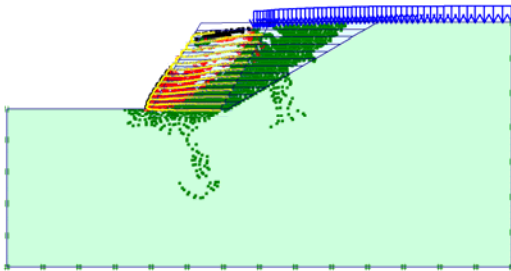


Abb. 2.205: Plastische Punkte

Fliessdehnung: 2 % (Legende: Abb. 2.66)

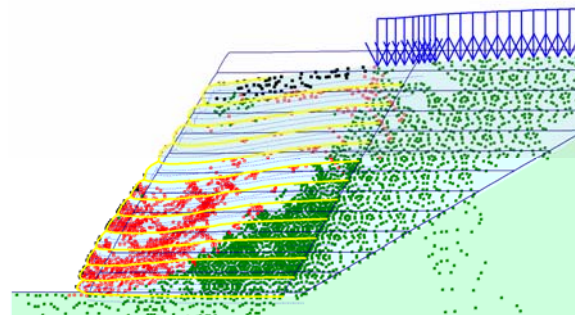


Abb. 2.206: Plastische Punkte (Detail)

Fliessdehnung: 2 % (Legende: Abb. 2.66)

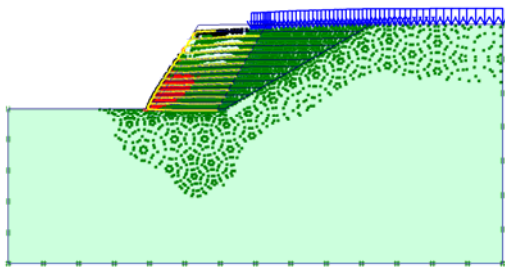


Abb. 2.207: Plastische Punkte

Fliessdehnung: 1 % (Legende: Abb. 2.66)

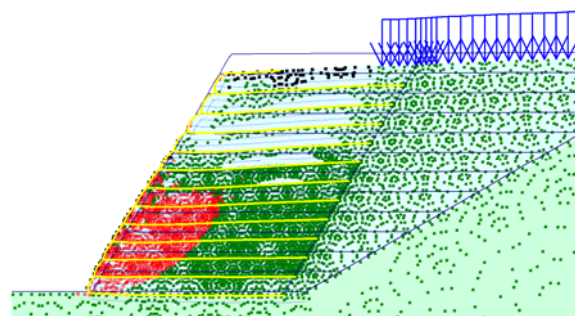


Abb. 2.208: Plastische Punkte (Detail)

Fliessdehnung: 1 % (Legende: Abb. 2.66)

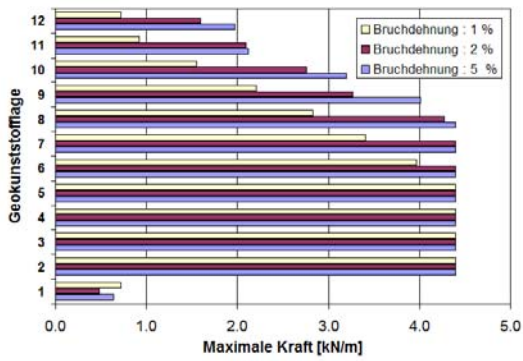


Abb. 2.209: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

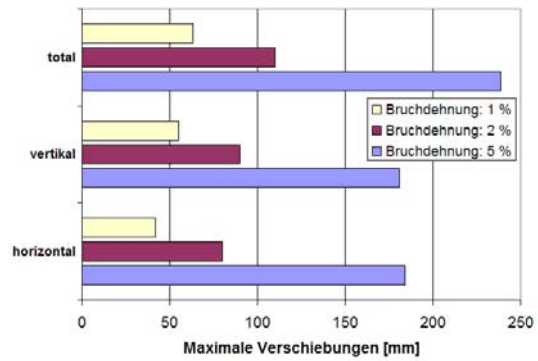


Abb. 2.210: Maximale Verschiebungen

**Einfluss der Fließkraft bei konstanter Geokunststoffsteifigkeit**

Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
4.4 kN/m	<b>Fließkraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	8.8 kN/m
1 %	<b>Fließdehnung <math>\epsilon_p</math></b>	2 %
440 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	440 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit temporärer Abstützung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit temporärer Abstützung

Tabelle 21: Parameter für die Berechnung

Um den Einfluss der Geokunststoffzugfestigkeit zu untersuchen, wurde für diese Berechnungen mit zwei unterschiedlichen Fließkräften  $N_p = 4.4 \text{ kN/m}^2$  und  $N_p = 8.8 \text{ kN/m}^2$  gerechnet. Im ersten Fall betrug die Fließdehnung  $\epsilon_p = 1 \%$ , im zweiten  $\epsilon_p = 2 \%$ . Somit weist der Geokunststoff in beiden Fällen eine Zugsteifigkeit von  $440 \text{ kN/m}^2$  auf. Das Kraft-Dehnungsverhalten des Geokunststoffes ist in Abb. 2.211 graphisch dargestellt.

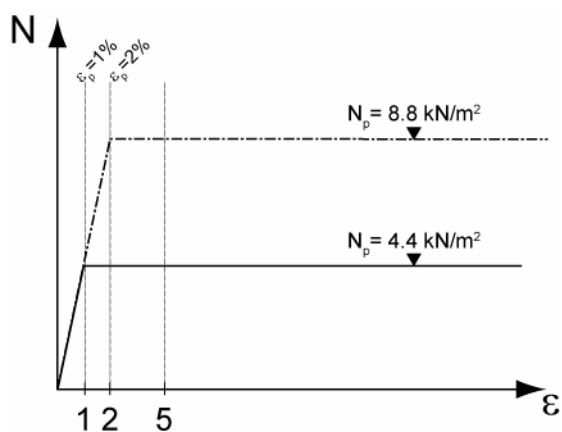


Abb. 2.211: Kraft-Dehnungsverhalten des Geogrid-Elementes bei gleichen Zugsteifigkeiten und unterschiedlichen Fließkräften  $N_p$

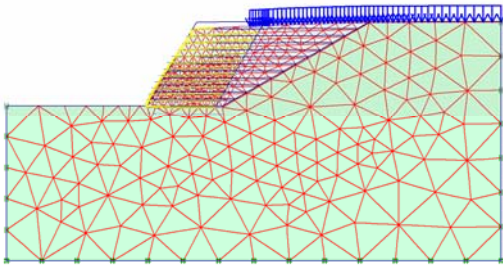


Abb. 2.212: Deformiertes Netz  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

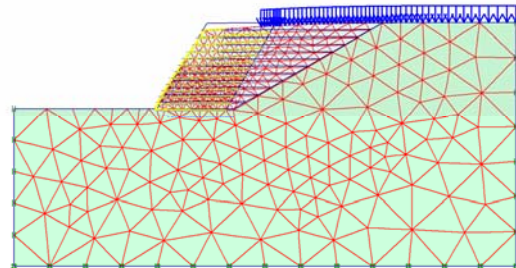


Abb. 2.213: Deformiertes Netz  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

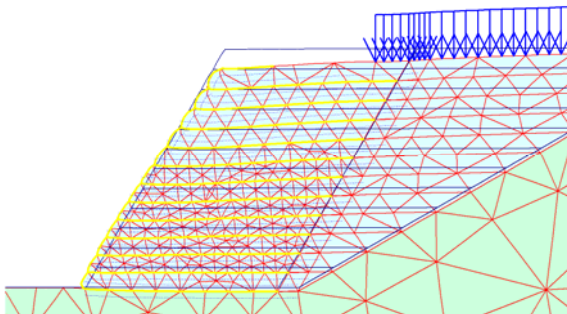


Abb. 2.214: Deformiertes Netz (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

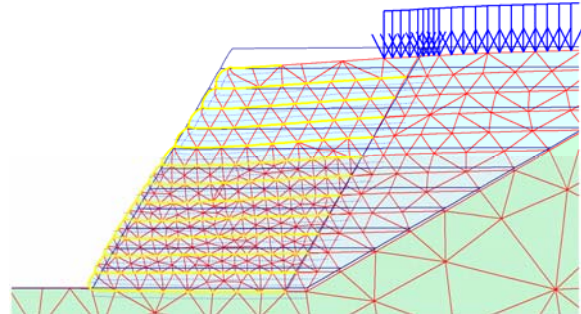


Abb. 2.215: Deformiertes Netz (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

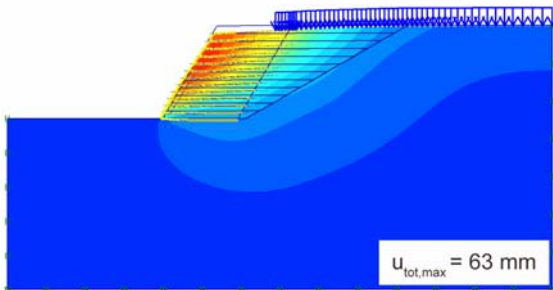


Abb. 2.216: Totale Verschiebungen  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

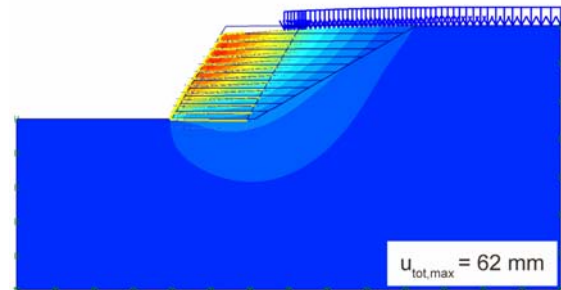


Abb. 2.217: Totale Verschiebungen  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

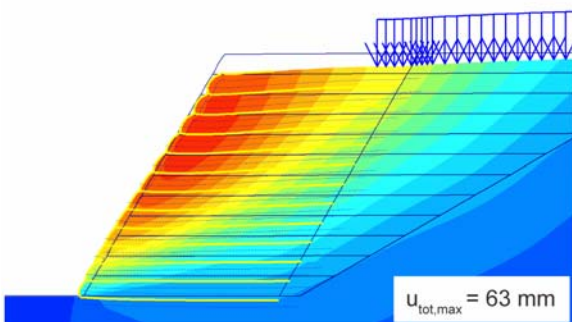


Abb. 2.218: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

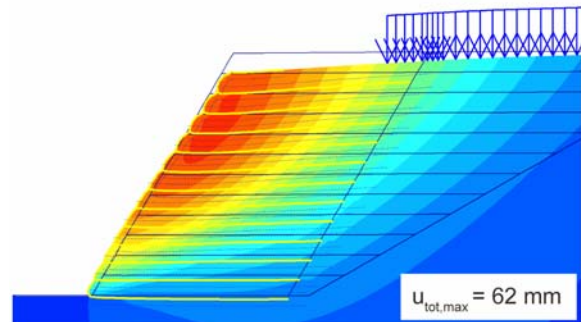


Abb. 2.219: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

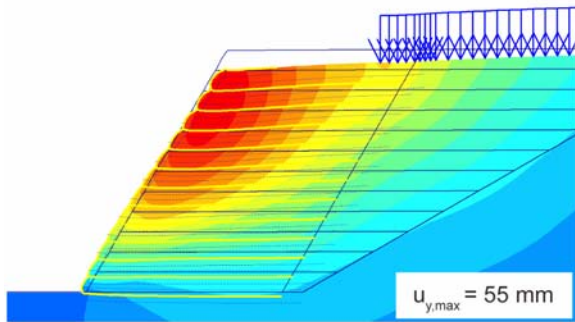


Abb. 2.220: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

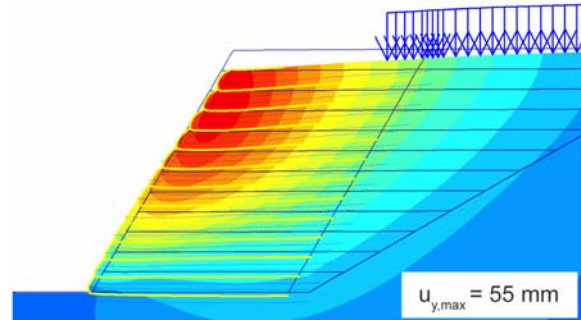


Abb. 2.221: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

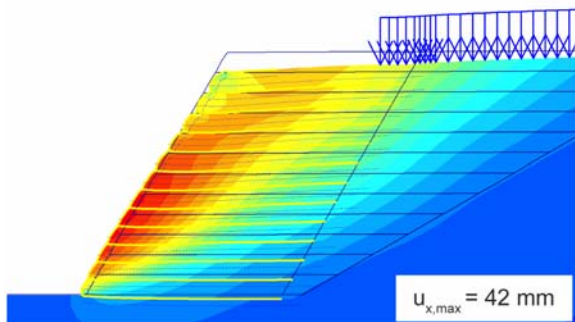


Abb. 2.222: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

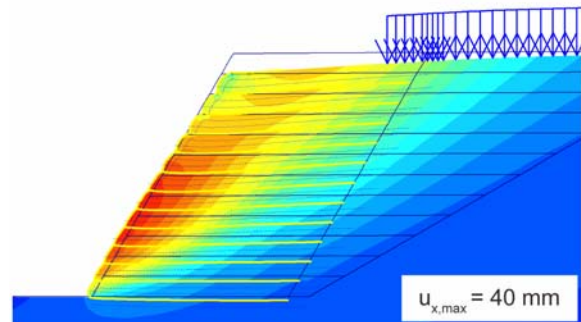


Abb. 2.223: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

Die berechneten Verschiebungen sind in beiden Fällen praktisch identisch. Eine Verdoppelung der aus der klassischen Bruchmethoden bestimmten Geokunststoffkräfte hat in diesem Fall keinen Einfluss auf die Deformation der bewehrten Wand.

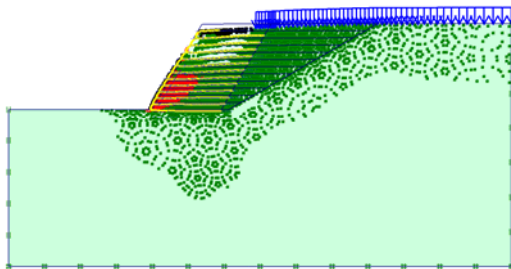


Abb. 2.224: Plastische Punkte  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]  
 (Legende: Abb. 2.66)

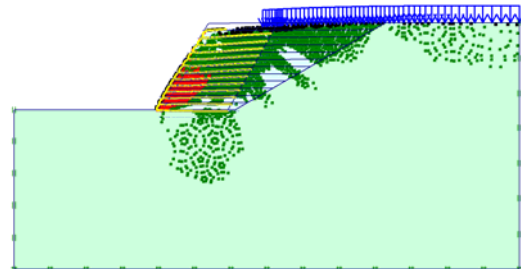


Abb. 2.225: Plastische Punkte  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]  
 (Legende: Abb. 2.66)

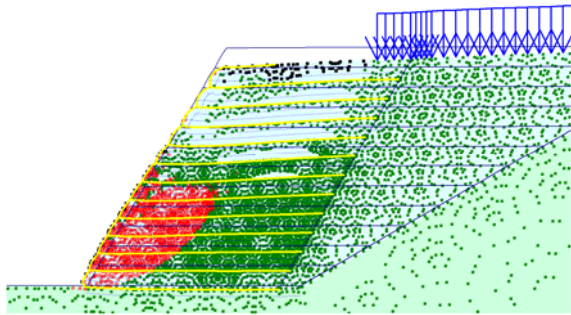


Abb. 2.226: Plastische Punkte (Detail)

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

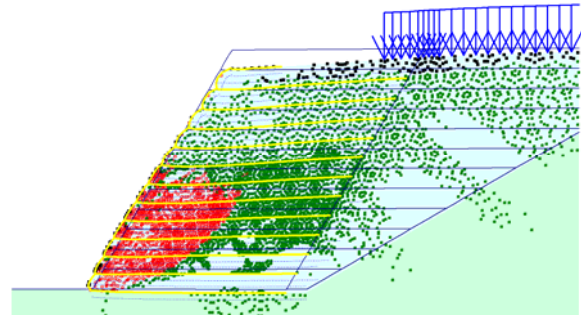


Abb. 2.227: Plastische Punkte (Detail)

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

In den Diagrammen der plastischen Punkte ist im Fall der verdoppelten Fließkraft eine gewisse Konzentration der plastischen Verfestigungspunkte (hardening points) festzustellen, während die Mohr-Coulomb Punkte praktisch unverändert bleiben (Abb. 2.224 & Abb. 2.225). Diese Unterschiede in den "hardening points" lassen sich durch die grösseren mobilisierten Kräfte im unteren Teil der Böschung erklären.

Die Zone mit Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$  behält ihre Form und ist im Fall von  $N_p = 8.8$  kN/m nur unwesentlich grösser (Abb. 2.228 & Abb. 2.229).

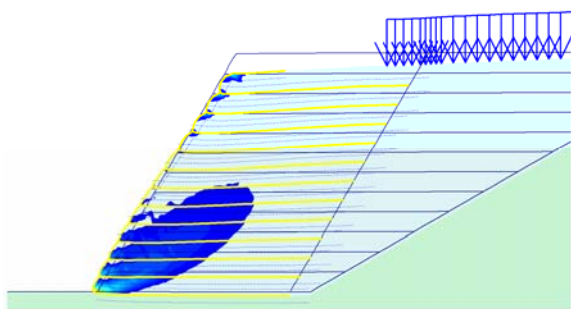


Abb. 2.228: Zone Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

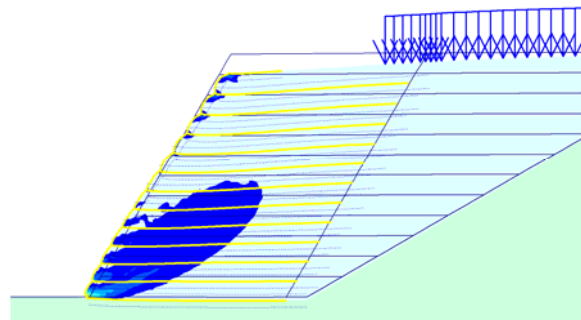


Abb. 2.229: Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

Im Fall  $N_p = 4.4$  kN/m wird die maximal mobilisierbare Kraft in 4 Lagen erreicht (Abb. 2.230). Im zweiten Fall mit  $N_p = 8.8$  wird in diesen 4 Lagen (2. Lage  $N_{max} = 5.63$  kN/m, 3. Lage  $N_{max} = 5.23$  kN/m, 4. Lage  $N_{max} = 4.88$  kN/m, 5. Lage  $N_{max} = 4.49$  kN/m) mehr Kraft mobilisiert (Abb. 2.231). Mit Ausnahme der ersten Lage wird im Fall der verdoppelten Fließkraft in jeder Lage mehr Kraft mobilisiert (Abb. 2.232). Der Einfluss auf die maximale horizontale Verformung (- 2 mm) bleibt jedoch sehr gering (Abb. 2.233).

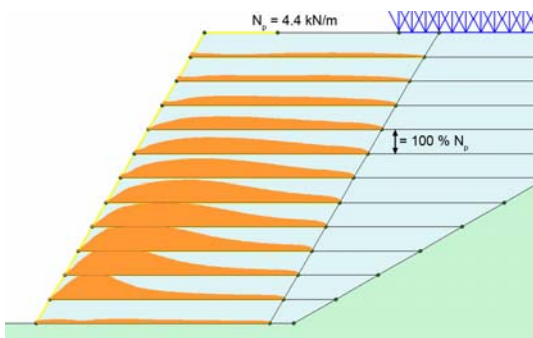


Abb. 2.230: Kräfte in den Geokunststoffen

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

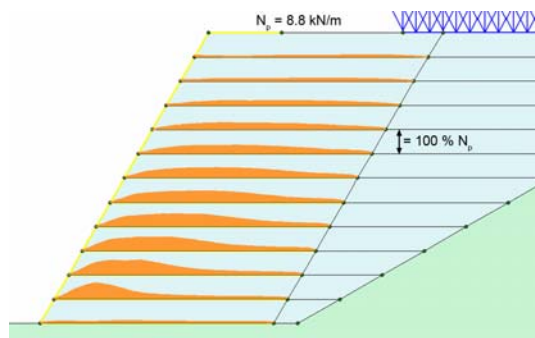


Abb. 2.231: Kräfte in den Geokunststoffen

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

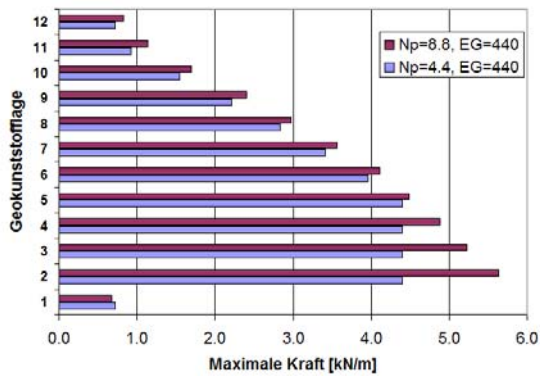


Abb. 2.232: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

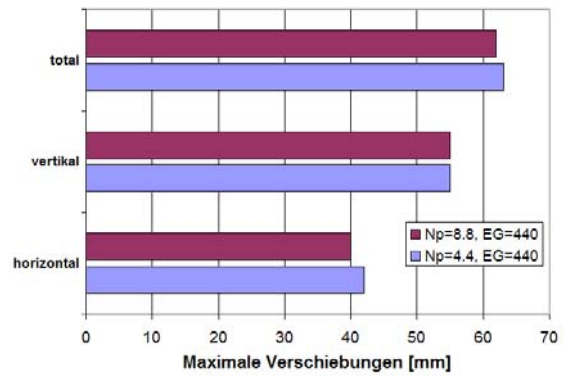


Abb. 2.233: Maximale Verschiebungen

**Einfluss der Fließkraft bei konstanter Fließdehnung  $\epsilon_p$**

Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
4.4, 6.6, 8.8 [kN/m <sup>2</sup> ]	<b>Fließkraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	4.4, 6.6, 8.8 [kN/m <sup>2</sup> ]
2 %	<b>Fließdehnung <math>\epsilon_p</math></b>	2 %
220, 330, 440 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	220, 330, 440 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit temporärer Abstützung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit temporärer Abstützung

Tabelle 22: Parameter für die Berechnung

In den folgenden Berechnungen wurde die Fließkraft der Geokunststoffen um 50 %, resp. um 100 % erhöht. Die Fließgrenze der Geokunststoffe wurde mit  $\epsilon_p = 2\%$  festgelegt. Dies entspricht der Verwendung eines stärkeren Geokunststoffes mit ähnlichen Verformungscharakteristiken, wobei die Geokunststoffsteifigkeit, je nach Fließkraft, 220 kN/m, 330 kN/m resp. 440 kN/m beträgt. Das Kraft-Dehnungsverhalten der untersuchten Geokunststoffe ist in Abb. 2.234 graphisch dargestellt.

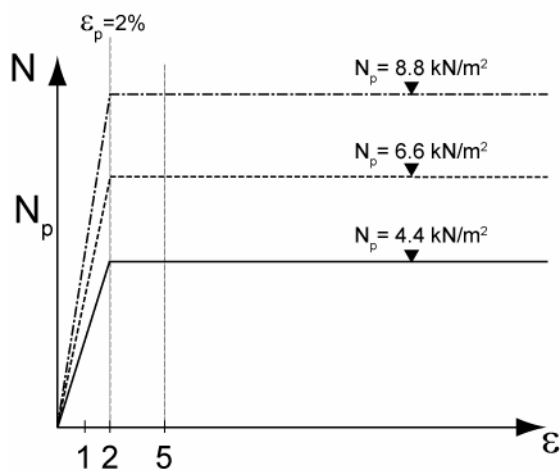


Abb. 2.234: Kraft-Dehnungsverhalten der Geogrid-Elemente bei verschiedenen Fließkräften

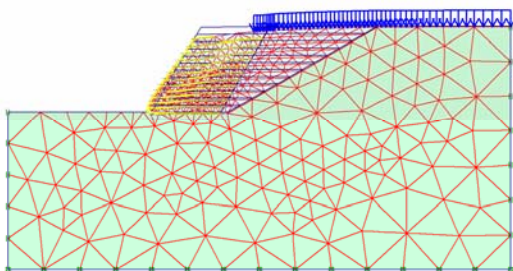


Abb. 2.235: Deformiertes Netz  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

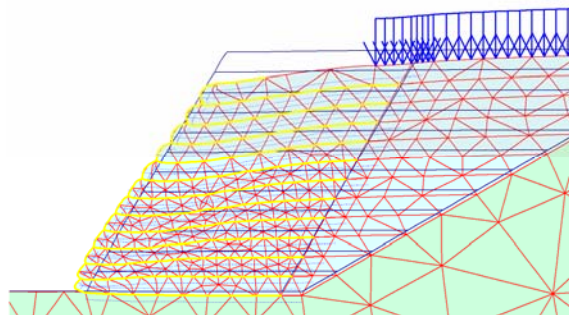


Abb. 2.236: Deformiertes Netz (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

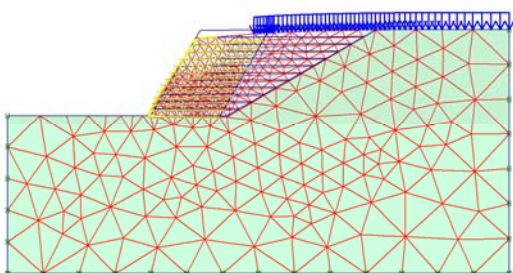


Abb. 2.237: Deformiertes Netz  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

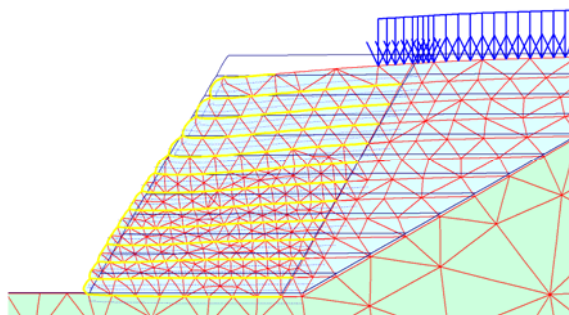


Abb. 2.238: Deformiertes Netz (Detail)  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

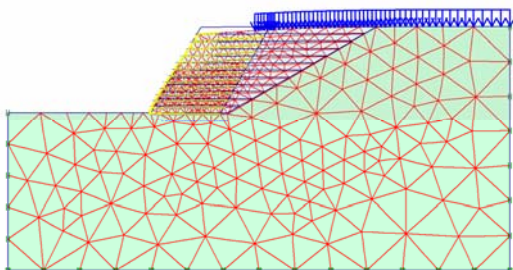


Abb. 2.239: Deformiertes Netz  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

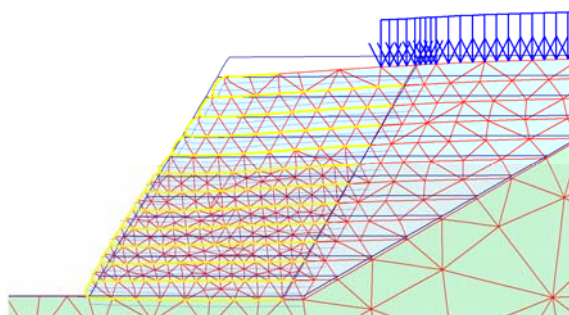


Abb. 2.240: Deformiertes Netz (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

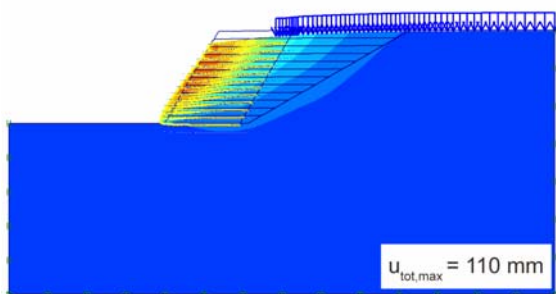


Abb. 2.241: Totale Verschiebungen  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

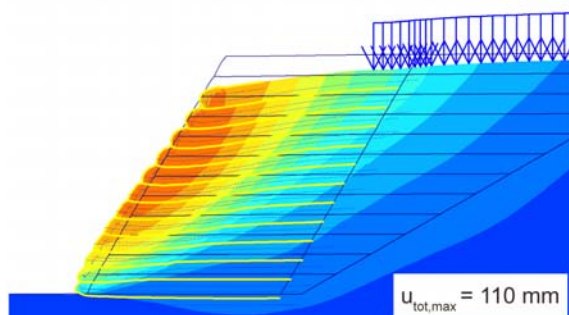


Abb. 2.242: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

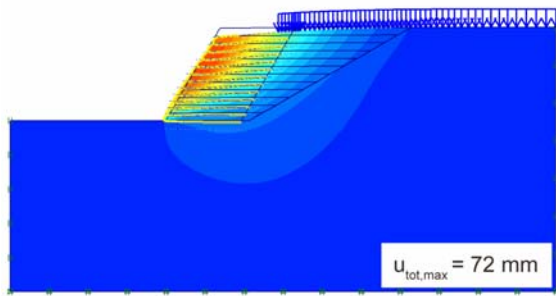


Abb. 2.243: Totale Verschiebungen  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

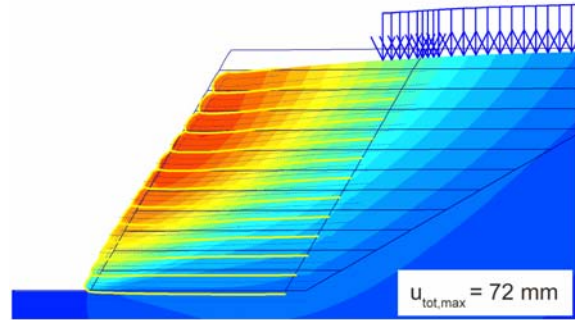


Abb. 2.244: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

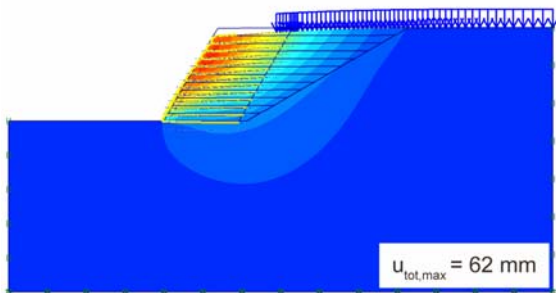


Abb. 2.245: Totale Verschiebungen  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

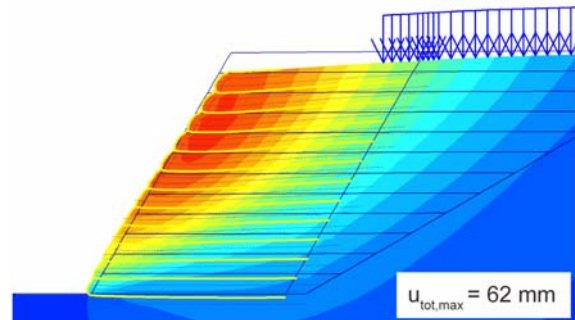


Abb. 2.246: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

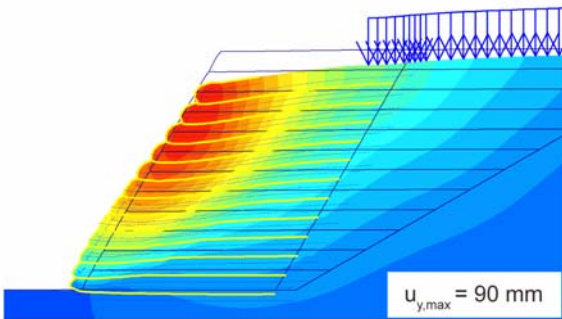


Abb. 2.247: Vertikale Verschiebungen  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

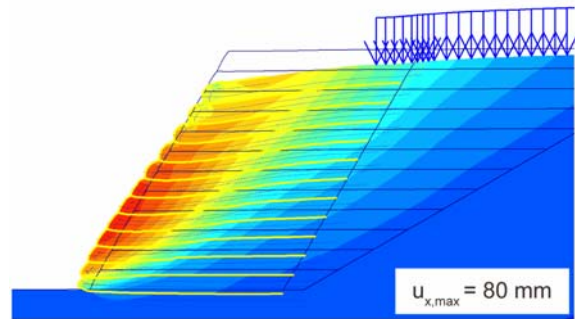


Abb. 2.248: Horizontale Verschiebungen  
 $N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

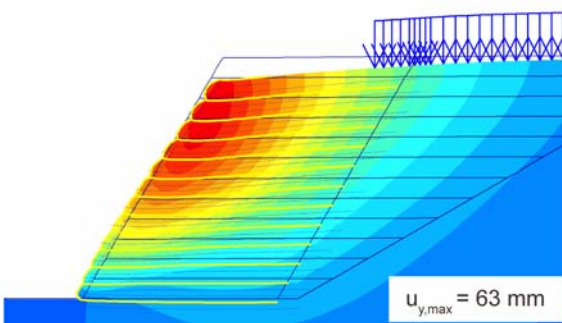


Abb. 2.249: Vertikale Verschiebungen  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

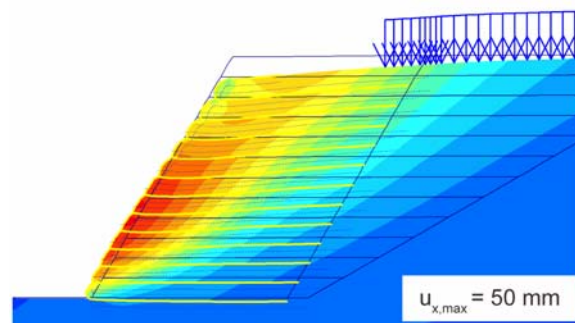


Abb. 2.250: Horizontale Verschiebungen  
 $N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

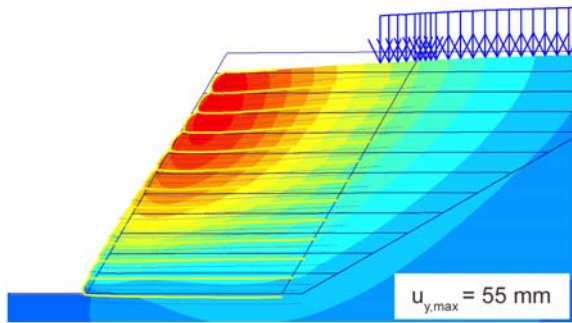


Abb. 2.251: Vertikale Verschiebungen

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

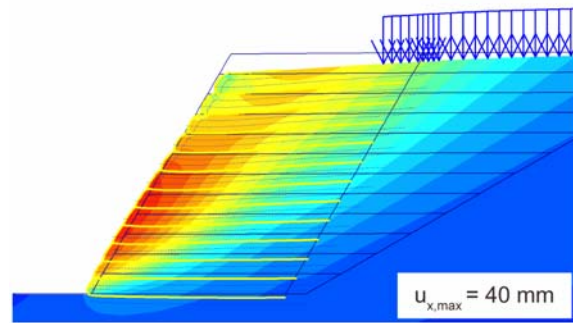


Abb. 2.252: Horizontale Verschiebungen

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

Wie bei den früheren Berechnungen ist bei grösser werdender Steifigkeit eine deutliche Abnahme der Verformungen festzustellen. Die Erhöhung der Fließkraft und der Steifigkeit verursacht eine Reduktion der totalen maximalen Verschiebung um 35 %, die Erhöhung beider Parameter um 100% eine Reduktion um 44 % derselben maximalen Verschiebung.

Die Reduktion ist prozentual grösser bei den horizontalen als bei den vertikalen Verschiebungen (+ 12% bei einer Erhöhung der Kraft und Zugsteifigkeit um 50 % und + 22% bei der Erhöhung um 100%). Im Gegensatz dazu war bei den Berechnungen mit konstanter Fließkraft und variierenden Fließdehnungen die Reduktion bei den vertikalen Spannungen grösser.

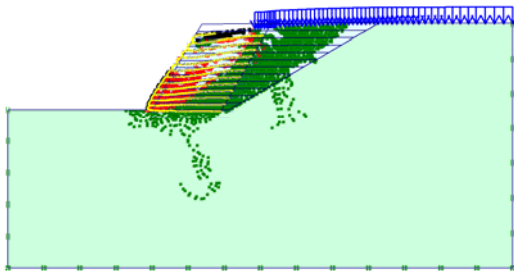


Abb. 2.253: Plastische Punkte

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

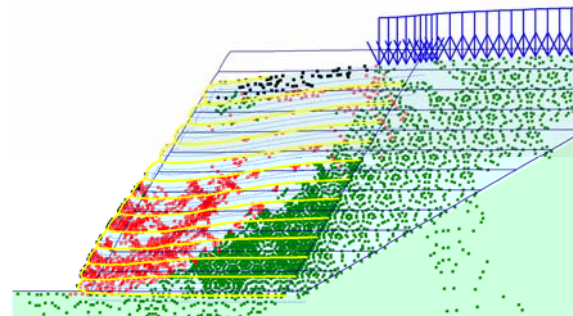


Abb. 2.254: Plastische Punkte (Detail)

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

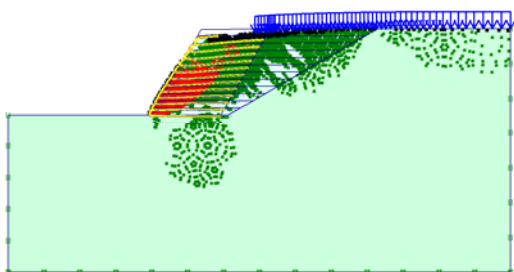


Abb. 2.255: Plastische Punkte

$N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

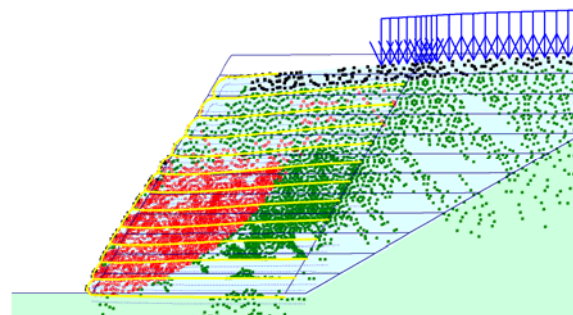


Abb. 2.256: Plastische Punkte (Detail)

$N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

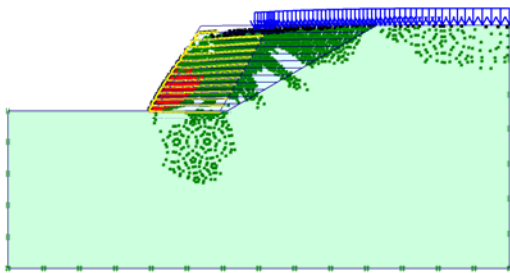


Abb. 2.257: Plastische Punkte

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

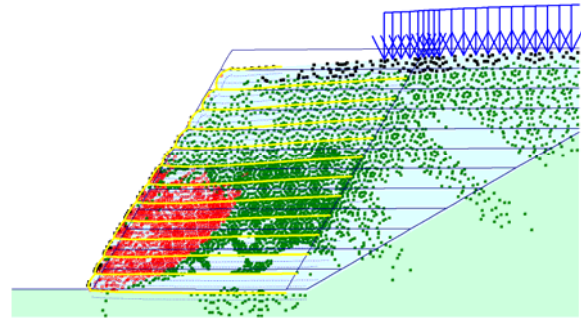


Abb. 2.258: Plastische Punkte (Detail)

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

(Legende: Abb. 2.66)

Erwartungsgemäss findet bei der Erhöhung der Fließkraft und der Steifigkeit eine Konzentration der plastischen Punkte statt. Die Mohr-Coulomb Punkte sind bei der Erhöhung der Parameter Fließkraft und Steifigkeit um 100 % nur im unteren vorderen Teil der Böschung noch zu finden. Die Verfestigungspunkte (hardening points) breiten sich zum rechten Modellrand und unterhalb der bewehrten Konstruktion aus.

Die Zone der Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1$  % reduziert sich stark mit der Zunahme der Zugsteifigkeit und der Fließkraft. Bei einer Zunahme um 100 % ist diese Zone nur im unteren vorderen Teil der bewehrten Konstruktion noch zu finden.

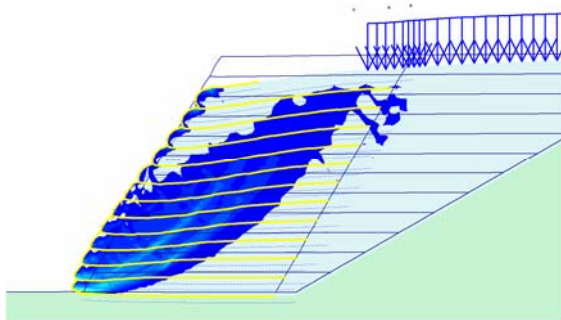


Abb. 2.259: Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1$  %

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

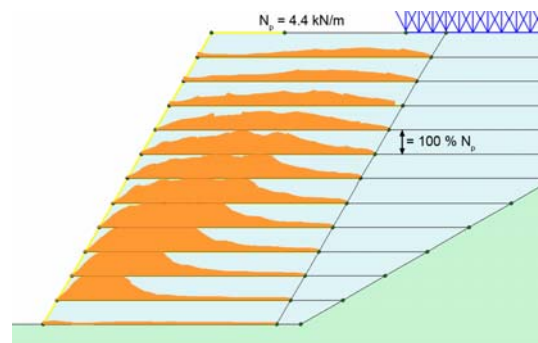


Abb. 2.260: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

$N_p = 4.4$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 220 [kN/m]

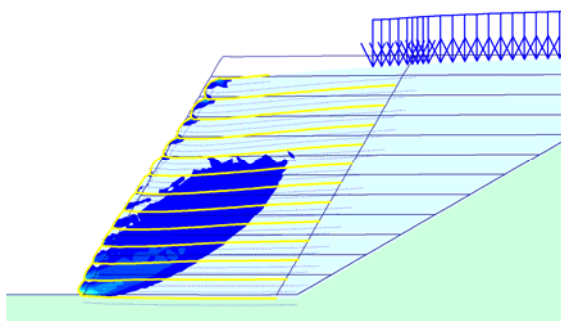


Abb. 2.261: Scherdehnungen  $\varepsilon_s > 1$  %

$N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

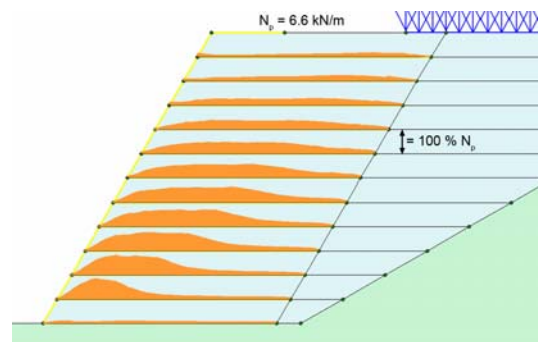


Abb. 2.262: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

$N_p = 6.6$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 330 [kN/m]

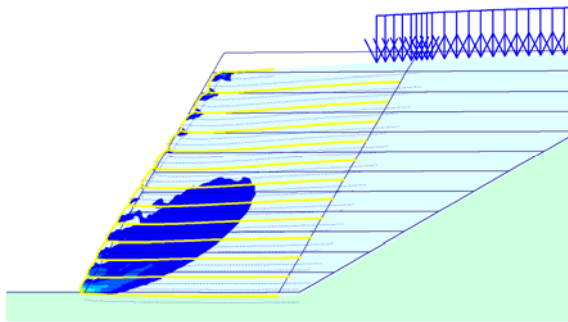


Abb. 2.263: Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

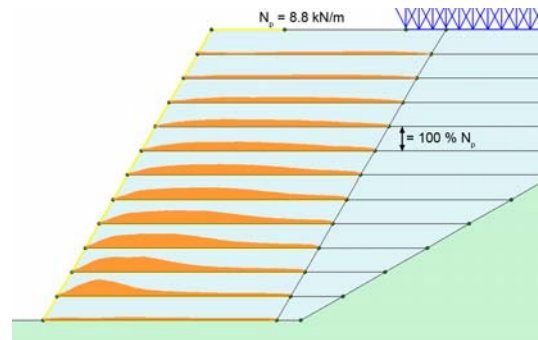


Abb. 2.264: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

$N_p = 8.8$  [kN/m], Zugsteifigkeit = 440 [kN/m]

In allen Berechnungen wird in der ersten Lage nur sehr wenig Kraft mobilisiert. Bei der Ausgangsberechnung mit  $N_p = 4.4$  kN/m wird die maximale Kraft in den Lagen 2 bis 7 erreicht und in der 8. Lage nur knapp unterschritten. In den Berechnungen mit erhöhten Fließkräften wird in den Geokunststofflagern 2 bis 5 eine grössere Kraft ( $N > N_p = 4.4$  kN/m) mobilisiert, während in den Lagen 6 bis 12 weniger Kraft mobilisiert wird. Die Unterschiede zwischen den Kräften in den Fällen mit  $N_p = 6.6$  kN/m und  $N_p = 8.8$  kN/m sind sehr gering (Abb. 2.265).

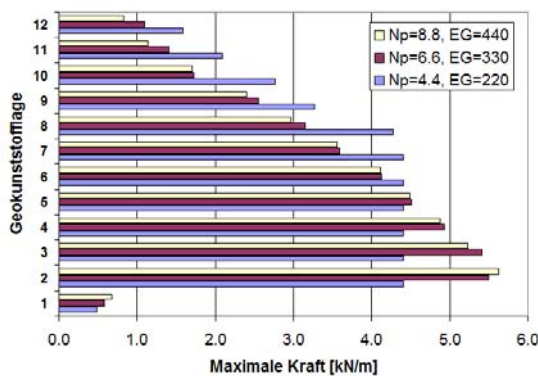


Abb. 2.265: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

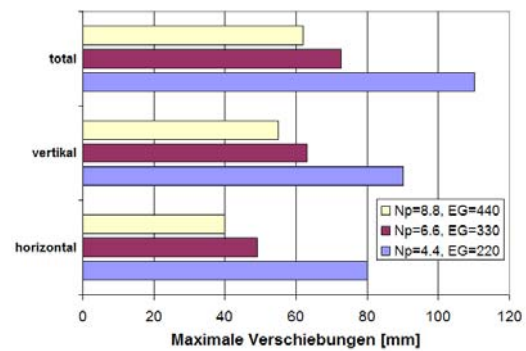


Abb. 2.266: Maximale Verschiebungen

### 2.6.7.5 Einfluss der Bodensteifigkeit

Für die Untersuchung des Einflusses der Bodensteifigkeit wurde eine Berechnung mit einem reduzierten  $M_E$ -Wert von  $M_E = 20$  MN/m<sup>2</sup> durchgeführt. Dieser Wert wurde sowohl für das Schüttmaterial als auch für den Untergrund in der Berechnung verwendet.

Bei diesen Berechnungen wurde der Fall ohne Belastung untersucht. Die Fließkraft des Geokunststoffes wurde aus den Berechnungen nach der klassischen Bruchmethoden ohne Auflast bestimmt und betrug  $N_p = 3.05$  kN/m im Vergleich zu  $N_p = 4.4$  kN/m bei einer Auflast von  $p = 30.8$  kN/m<sup>2</sup>.

Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Schüttung</b>	Hardening Soil
Hardening Soil	<b>Stoffgesetz Untergrund</b>	Hardening Soil
3.05 kN/m	<b>Fließkraft des Geokunststoffes <math>N_p</math></b>	3.05 kN/m
2 %	<b>Fließdehnung <math>\epsilon_p</math></b>	2 %
152.5 [kN/m]	<b>Geokunststoffsteifigkeit</b>	152.5 [kN/m]
10:1	<b>Verschiebungsmassstab</b>	10:1
Mit Überlappung	<b>Konstruktionsart</b>	Mit Überlappung
50 MN/m <sup>2</sup>	<b>Steifigkeit der Böschung und des Untergrundes <math>M_E</math></b>	20 MN/m <sup>2</sup>

Tabelle 23: Parameter für die Berechnung

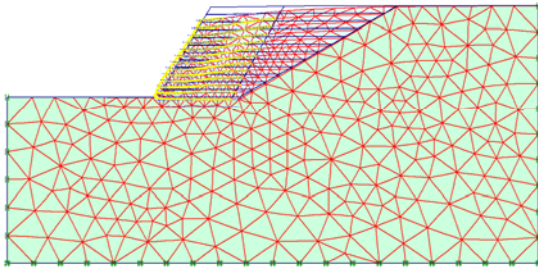


Abb. 2.267: Deformiertes Netz  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

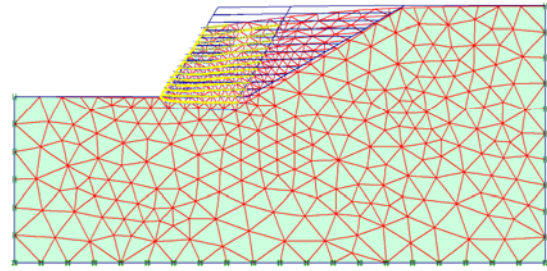


Abb. 2.268: Deformiertes Netz  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

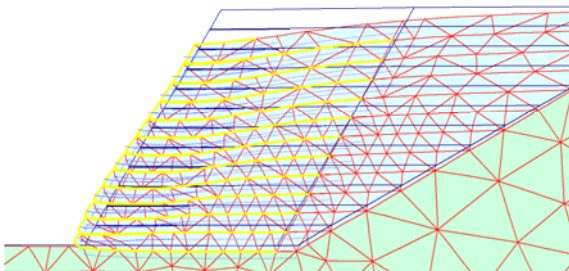


Abb. 2.269: Deformiertes Netz (Detail)  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

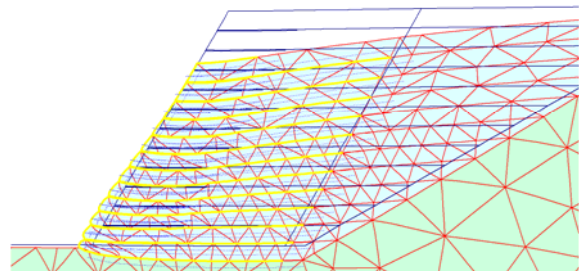


Abb. 2.270: Deformiertes Netz (Detail)  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

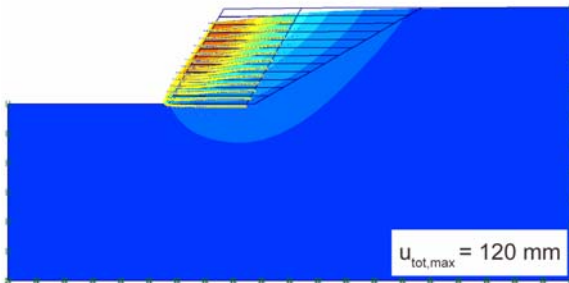


Abb. 2.271: Totale Verschiebungen  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

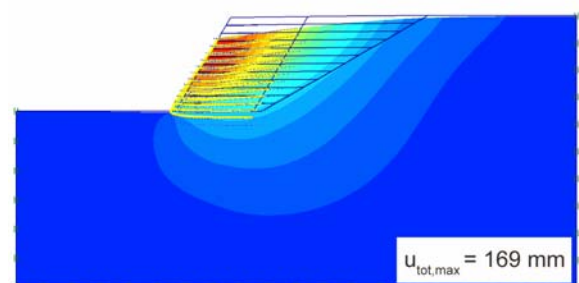


Abb. 2.272: Totale Verschiebungen  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

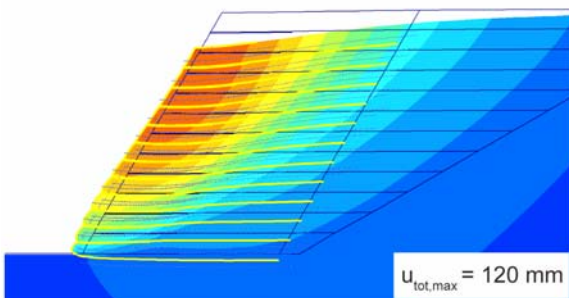


Abb. 2.273: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

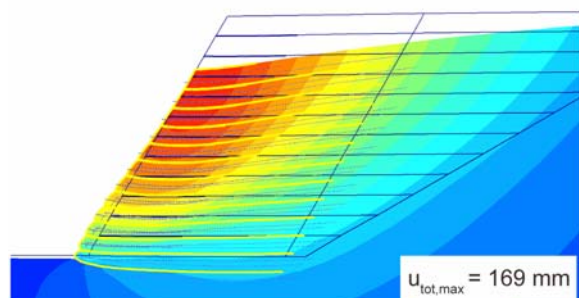


Abb. 2.274: Totale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

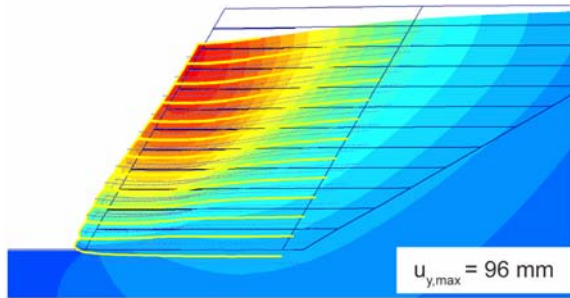


Abb. 2.275: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

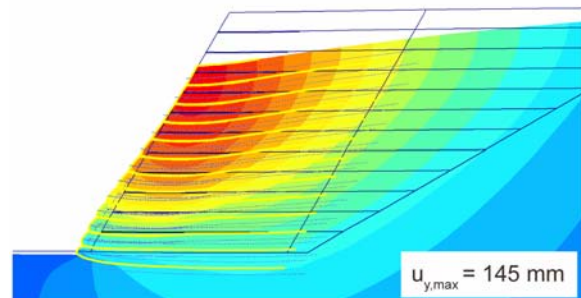


Abb. 2.276: Vertikale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

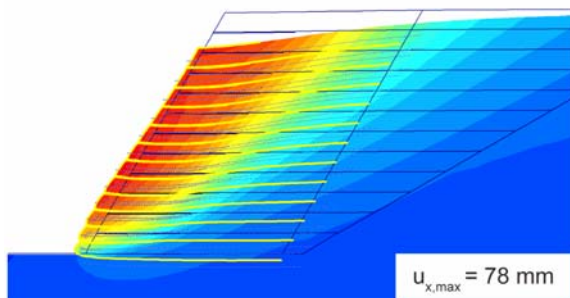


Abb. 2.277: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

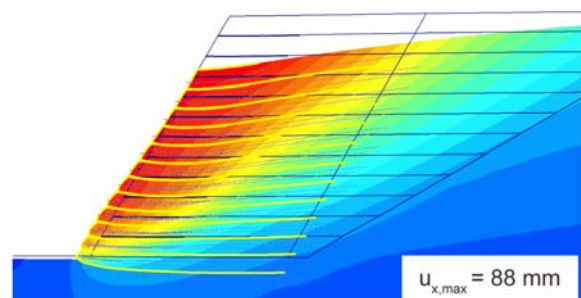


Abb. 2.278: Horizontale Verschiebungen (Detail)  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

Die Reduktion der Zusammendrückungsmoduls von  $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  auf  $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$  bewirkt eine Zunahme der maximalen totalen Verschiebungen von 40 %. Diese Zunahme wird vor allem durch die vertikalen Setzungen verursacht, die um 53 % zunehmen, während die horizontalen Verschiebungen nur um 2.5 % grösser werden.

Bei der Verteilung der plastischen Punkte zeigt sich im Vergleich zum Fall mit  $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  eine bedeutende Reduzierung der Anzahl der Mohr-Coulomb Punkte. Erstreckt sich beim höheren Zusammendrückungsmodul die Zone der Mohr-Coulomb Punkte in einem breiten Band über die ganze Höhe der Böschung, befinden sich die Mohr-Coulomb Punkte, beim reduzierten  $M_E$ -Wert, nur im unteren, vorderen Teil der bewehrten Konstruktion. Das deutet auf ein viel duktileres Verhalten der Konstruktion hin. Im Vergleich dazu ändert sich die Verteilung der anderen plastischen Punkte (Hardening points, Cap points und Cap & Hardening points sowie Tension-cut off points) nur unwesentlich.

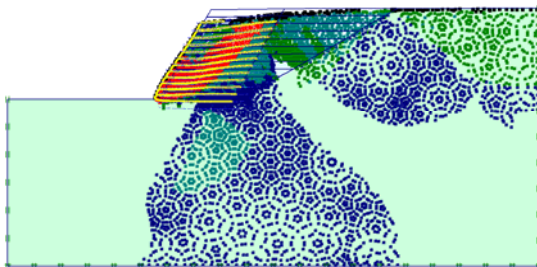


Abb. 2.279: Plastische Punkte  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  (Legende: Abb. 2.66)

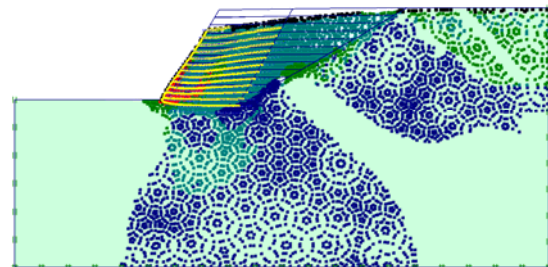


Abb. 2.280: Plastische Punkte  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$  (Legende: Abb. 2.66)

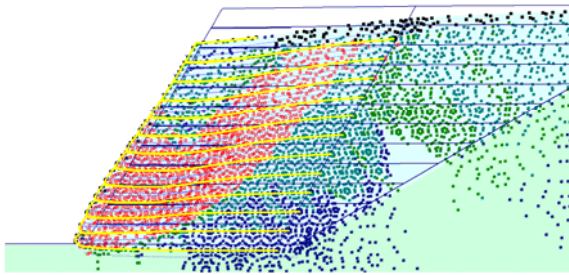


Abb. 2.281: Plastische Punkte (Detail)  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  (Legende: Abb. 2.66)

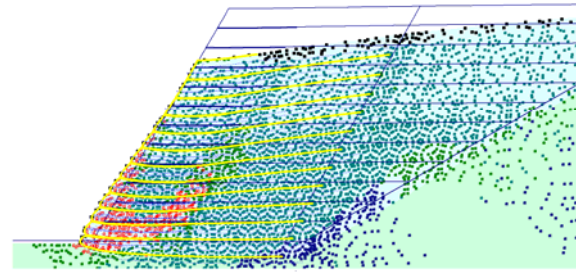


Abb. 2.282: Plastische Punkte (Detail)  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$  (Legende: Abb. 2.66)

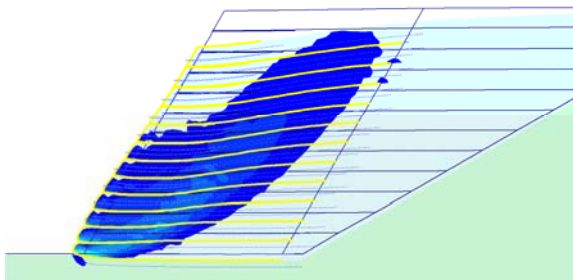


Abb. 2.283: Zone Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$   
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

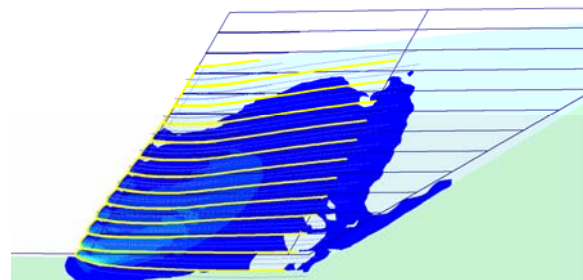


Abb. 2.284: Zone Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$   
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

Entspricht die Zone der Scherdehnungen  $\epsilon_s > 1\%$  im Fall  $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$  ungefähr der Zone der Mohr-Coulomb Punkte, ist sie im Fall  $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$  bedeutend breiter. Sie erstreckt sich auch bis hinter der bewehrten Zone.

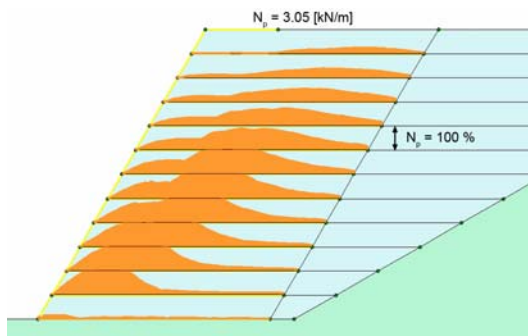


Abb. 2.285: Kräfte in den Geokunststoffen  
 $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$

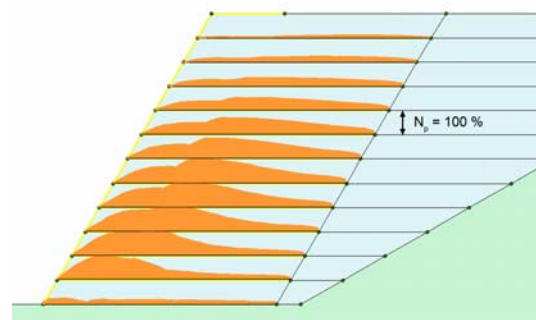


Abb. 2.286: Kräfte in den Geokunststoffen  
 $M_E = 20 \text{ MN/m}^2$

Die Mobilisierung der Geokunststoffkräfte ist grösser beim Fall  $M_E = 50 \text{ MN/m}^2$ . Die Maximalkraft wird in 6 anstatt 5 Geokunststofflagen erreicht und die mobilisierte Kraft ist, mit Ausnahme der ersten Lage, auch in den restlichen Lagen bedeutend höher (Abb. 2.285 und Abb. 2.287). Beim weicheren Boden (Schüttung und Untergrund) können, trotz grösseren Verschiebungen, nur kleinere Kräfte mobilisiert werden.

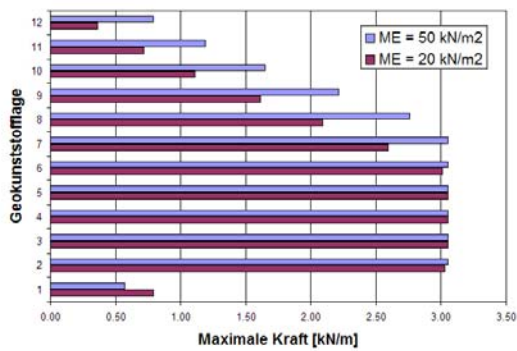


Abb. 2.287: Mobilisierte Geokunststoffkräfte

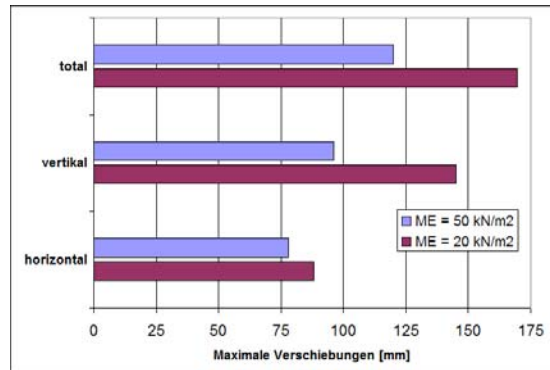


Abb. 2.288: Maximale Verschiebungen

2.6.7.6 Bemerkung zu der Fließkraft des Geokunststoffes

Wie im Kapitel 2.6.5 erklärt, sind die maximalen Geokunststoffkräfte (Fließkräfte) auf Grund der Resultate der klassischen Bruchmethoden gewählt worden. Dabei ergeben sich unterschiedliche Werte, je nachdem, ob eine Auflast auf der bewehrten Konstruktion wirkt oder nicht.

Der Vergleich der mobilisierten Geokunststoffkräfte ohne und mit Auflast für eine 60° geneigte Konstruktion mit Überlappung zeigt Folgendes: bei der Berechnung ohne Auflast ist die maximale Kraft in 6 Lagen voll mobilisiert, währenddem bei der Berechnung mit Auflast die Fließkraft in keiner Lage erreicht wird.

Die Erklärung für diesen Unterschied liegt in der Lage der Auflast. Bei den FE-Berechnungen ist die Auflast nur hinter der bewehrten Konstruktion vorhanden so dass ihre Wirkung begrenzt ist.

Wird eine bis am vorderen Rand der Konstruktion angreifende Last angenommen, ist die Stabilität nur knapp gewährleistet und das nur im Fall mit Überlappung.

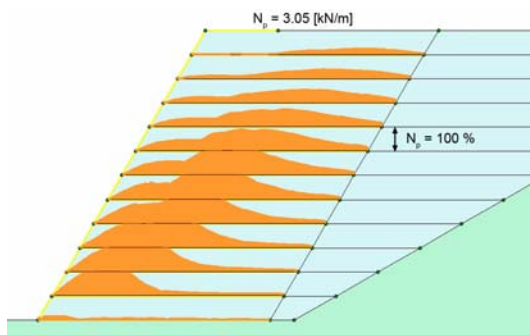


Abb. 2.289: Kräfte in den Geokunststoffen

Ohne Auflast  $p = 0 \text{ kN/m}^2$

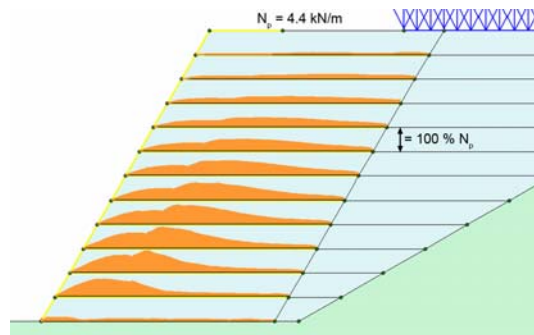


Abb. 2.290: Kräfte in den Geokunststoffen

Mit Auflast  $p = 30.8 \text{ kN/m}^2$

Dieses Verhalten tritt auch beim Fall ohne Auflast auf. Ist die bewehrte Wand mit der Konstruktionsart mit Überlappung möglich (Abb. 2.289), tritt mit den anderen Konstruktionsarten, ohne Überlappung und mit temporärer Abstützung, der Bruch kurz vor der Vollendung der Konstruktion beim Aufbringen der 11. von 12 Schichten ein.

Somit sind bei den angenommenen Eingangsdaten für die FE-Berechnungen die mit den klassischen Bruchmethoden ermittelten Geokunststoffkräfte nur bei einer Berücksichtigung der Überlappung hoch genug.

2.6.7.7 Standsicherheitsberechnungen mit der  $\phi'$ -c'-Reduktion

Wie im Abschnitt 2.6.4.7 beschrieben, werden bei dieser Methode der Standsicherheitsberechnung die Scherfestigkeitsparameter des Bodens  $\tan \phi'$  und  $c'$  sukzessiv solange reduziert, bis das Programm die maximale Anzahl Iterationen (im Normalfall 100 Iterationen) erreicht hat. Ist ein Gleichgewicht nach der Reduktion der Scherfestigkeitsparameter des Bodens um den Faktor  $\sum M_{sf}$  nicht mehr

möglich, reduziert das Programm  $\sum M_{sf}$  und führt eine neue Berechnung durch. Im Normalfall beträgt der erste Inkrement  $\Delta M_{sf} = 0.1$ , d.h., dass vor der ersten Iteration  $\tan \varphi'$  und  $c'$  durch 1.1 dividiert werden. Bei den meisten Berechnungen mit den aus der klassischen Methoden bestimmten Geokunststoff-fließkräften  $N_p$  genügte diese kleine Reduktion der Scherparameter ( $\sum M_{sf} = 1.1$ ), um das Gleichgewicht des Systems zu verunmöglichen.

#### 2.6.7.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die durchgeführten Berechnungen haben gezeigt, dass die Modellierung von geokunststoffbewehrten Wänden mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente grundsätzlich möglich ist.

Die mit den klassischen Bruchmethoden bestimmten Geokunststoffkräfte ( $F = 1$ ) ergeben mit den angenommenen Randbedingungen, Bodenparametern und Belastung ein stabiles System. Die Berechnungen ohne Auflast haben aber gezeigt, dass mit den angenommenen Geokunststoffkräften eine Vollendung der Konstruktion nur bei der Konstruktionsart "mit Überlappung" möglich ist. Bei beiden anderen Konstruktionsarten ("ohne Überlappung" und "mit temporärer Abstützung") erfolgt der Bruch beim Aufbringen der letzten Schicht. Ein ähnliches Bild ergeben Vergleichsberechnungen mit einer auf der ganzen Oberfläche angreifenden Last. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass die mit einer Sicherheit von  $F = 1$  bestimmten Geokunststoffkräfte auch in den FE-Berechnungen zu einem Sicherheitsfaktor führen, der sehr nah bei  $F = 1$  liegt.

Die zwei eingesetzten Stoffgesetze (Mohr-Coulomb und Hardening Soil) ergaben sehr ähnliche Resultate. Für die hier untersuchten, bewehrten Konstruktionen in grobkörnigen Böden bringt das Verwenden eines weiter entwickelten Stoffgesetzes keinen Vorteil. Diese Stoffgesetze sollten aber bei anderen Randbedingungen, wie zum Beispiel bei Entlastung und Wiederbelastung, vorgezogen werden. Wird die bewehrte Konstruktion auf einen weichen Untergrund fundiert, so ist ein passendes Stoffgesetz (für weiche, feinkörnige Böden) zu wählen.

Die Art der Einbaumodellierung hat einen grösseren Einfluss als die Wahl des Stoffgesetzes. Die Berücksichtigung der Überlappung der Geokunststofflagen im vorderen Bereich der Konstruktion ergibt eine grössere Sicherheit und reduziert auch die Verschiebungen. Der Bewegungsmechanismus bleibt aber weitgehend erhalten. Die Einbauart "mit temporärer Abstützung" beeinflusst dagegen den Bewegungsmechanismus und die Sicherheit ist noch geringer als bei der Art "ohne Überlappung". Der Einfluss der Art der Einbaumodellierung ist auch von der Böschungsneigung abhängig und wirkt sich bei  $60^\circ$  Neigung nicht gleich wie bei einer  $80^\circ$  Neigung aus.

Die Geokunststofffestigkeit und -steifigkeit haben einen massgebenden Einfluss auf das Verhalten der bewehrten Konstruktion. Bei grösser werdender Steifigkeit des Geokunststoffes nehmen die Verformungen ab, während der Anteil der mobilisierten Geokunststoffkräfte zunimmt. Je steifer sich das System verhält, umso mehr Kraft wird in der Bewehrung mobilisiert. Um die Stabilität der bewehrten Konstruktion zu gewährleisten, darf die Geokunststoffzugfestigkeit einen Minimalwert nicht unterschreiten. Liegt aber die Zugfestigkeit des Geokunststoffes über diesem Minimum, hat eine Erhöhung dieser nur einen geringen Einfluss auf das Verhalten des Systems.

Die Steifigkeiten des Untergrundes und des Schüttmaterials beeinflussen die Grösse der Verformungen. Der Bewegungsmechanismus sowie der Mobilisierungsgrad der Geokunststoffkräfte werden weniger verändert.

Eine Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen mit Hilfe der FE-Methode scheint auf Grund der durchgeführten Berechnungen grundsätzlich möglich zu sein. Vor einer Anwendung in der täglichen Praxis sollten aber die Resultate mittels Messungen an instrumentierten bewehrten Stützkonstruktionen validiert werden. Aus diesen Untersuchungen kommt die Steifigkeit des Geokunststoffes als massgebender Einflussfaktor für die Gebrauchstauglichkeit. Dabei handelt es sich um die Steifigkeit des Geokunststoffes im eingebauten Zustand und ist nicht im Produktkatalog des Herstellers zu finden.

Diese Untersuchungen wurden mit dem Programm PLAXIS Version 8, Update Pack 4 durchgeführt. Eine Übertragung der Schlussfolgerungen auf andere Softwarepakete ist nicht direkt möglich. Auf Grund der sehr unterschiedlichen Eigenschaften der eingesetzten Materialien (Boden und Geokunststoff) ergeben sich leicht, je nach Kombination von Steifigkeiten und Festigkeiten der Materialien sowie je nach benütztem Lösungsalgorithmus, Konvergenzprobleme in den Berechnungen, die zu einem "mathematisch-bedingten" Bruch der Stützkonstruktion führen können. Die Bestimmung der Sicherheit mit Hilfe der  $\varphi' - c'$  - Reduktion liefert in den hier untersuchten Fällen keine befriedigende Lösung und sollte für solche komplexen Interaktionsprobleme wie Boden - Geokunststoff nicht eingesetzt werden.

Gleichgewichtsbetrachtungen des massgebenden Bruchmechanismus werden für die Bemessung der Tragfähigkeit bevorzugt. Diese können aus der Verformungsanalyse der FE-Berechnung ermittelt werden.

## 2.7 Gegenüberstellung der FE-Analyse-Resultate mit jenen der Gleichgewichtsmodelle

### 2.7.1 Statische Gleichgewichtsmodelle

Die FE – Analysen in Kapitel 2.6 liefern die in den verschiedenen Bewehrungslagen auftretenden Kräfte unter verschiedenen Annahmen bezüglich der Zugfestigkeit und der Steifigkeit des zur Bewehrung eingesetzten Geokunststoffes sowie der Frontausbildung.

Mit diesen Kräften, welche denjenigen im Gebrauchszustand unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte für die Belastung und die Bodeneigenschaften (Scherfestigkeit) entsprechen, wurde mit 3 verschiedenen Gleichgewichtsmodellen eine Rückrechnung der damit vorhandenen rechnerischen Sicherheit vorgenommen.

Modell 1: Gleitkreismethode BISHOP (Abb. 2.291).

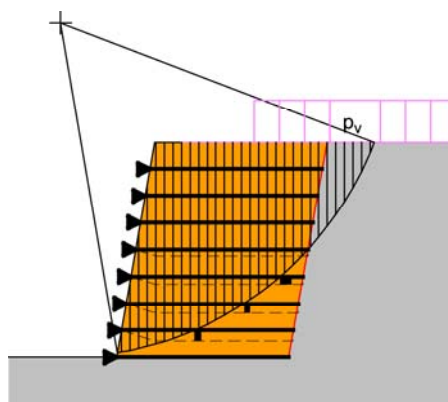


Abb. 2.291: Modell 1 mit Gleitkreisen

Modell 2: Starrkörpermethode mit 1 bis 2 Körpern mit geradlinigen Gleitflächen und vertikalen Trennflächen unter Berücksichtigung der Reibungskräfte in den Trennflächen (Abb. 2.292).

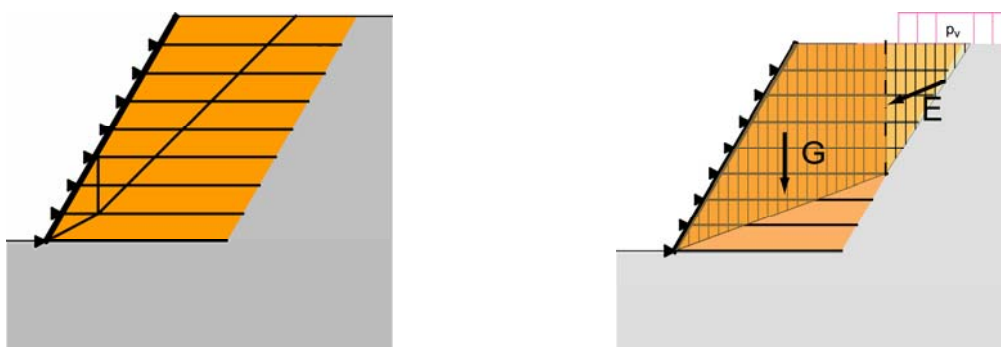


Abb. 2.292: Modell 2 mit Starrkörpern mit vertikalen Trennflächen

Modell 3: Starrkörpermethode mit **einem** Körper für die steilen Gleitflächen, welche alle Bewehrungslagen schneiden, und mit **zwei** Körpern auf Gleitflächen, die nur die unteren Bewehrungslagen schneiden und hinter der Bewehrung parallel zur Konstruktionsfront verlaufen (früheres Verfahren Deutschland [13] mit Berechnungsmodell Rüeegger, Abb. 2.293).

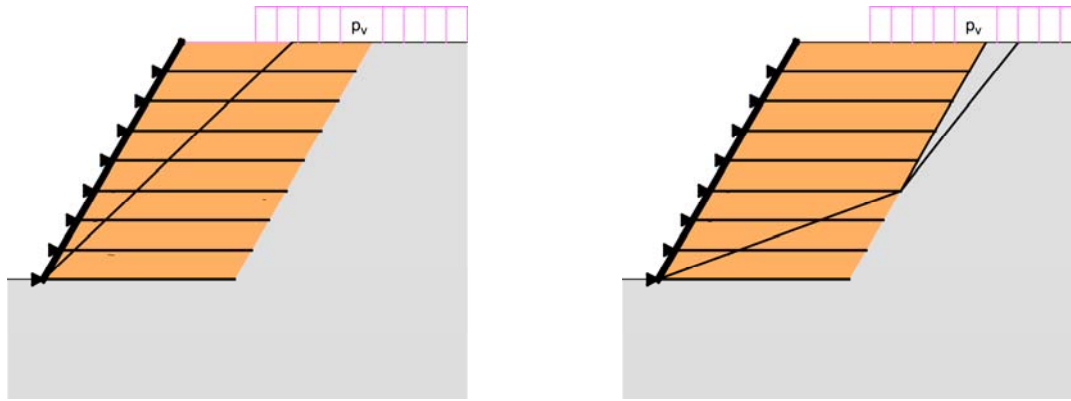


Abb. 2.293: Modell 3 mit steiler Gleitfläche bzw. geneigter Trennfläche

Die veränderliche Auflast  $p_v$  hat dabei in allen Fällen nur einen geringen Einfluss auf die nach der FE - Analyse berechneten Kräfte und auf die damit ermittelte rechnerische Sicherheit, da diese für die 6 m hohe Modellkonstruktion erst in einem Abstand von 4.0 m zur Böschungsfrent berücksichtigt wurde.

Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim Nachweis für den Gebrauchszustand keine Sicherheiten berücksichtigt werden. Damit werden, im Vergleich zum Tragsicherheitsnachweis nach GZ 3 mit Bemessungswerten, steile Gleitflächen massgebend, auf welche die erst in einem Abstand von 4.0 m Auflast keinen grossen Einfluss mehr hat. Mit abgeminderten Scherparametern oder einer globalen Sicherheit, wandern die massgebenden Gleitflächen nach hinten und damit in den Einflussbereich dieser Auflast. Diese wird dann, zumindest für die Kräfte in den unteren Bewehrungslagen, entscheidend, wie dies die Nachweise der inneren Standsicherheit mit verschiedenen Bemessungsmodellen deutlich zeigen (siehe Kapitel 2.3).

Die in der FE – Analyse verwendeten Randbedingungen "mit Überlappung", "temporäre Schalung" etc. haben ebenfalls einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Kräfte in der Bewehrung.

## 2.7.2 Rechnerische Sicherheiten mit den nach der FE – Analyse berechneten Kräften

### 2.7.2.1 Frontneigung 60°:

- a) Geokunststoffe geringer Zugfestigkeit und hoher Dehnung unter Höchstzugkraft (15 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird in einzelnen Lagen erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
Modell 1:	0.96...1.00		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	0.99...1.04	1.00...1.04	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	1.14...1.19	1.15...1.16	<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

- b) Geokunststoffe geringer Zugfestigkeit und geringer Dehnung unter Höchstzugkraft (2 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird in einzelnen Lagen erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
Modell 1:	1.01...1.05		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	1.06...1.12	1.05...1.07	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	1.22	1.11	<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

### 2.7.2.2 Frontneigung 80°:

- a) Geokunststoffe mittlerer Zugfestigkeit und hoher Dehnung unter Höchstzugkraft (15 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird in einzelnen Lagen erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
Modell 1:	0.89		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	0.86...0.87	0.97...0.98	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	0.90	1.03...1.05	<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

- b) Geokunststoffe mittlerer Zugfestigkeit und mittlerer Dehnung unter Höchstzugkraft (5 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird in einzelnen Lagen erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
Modell 1:	0.88...0.92		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	0.86...0.92	0.97...1.00	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	0.90	1.05	<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

- c) Geokunststoffe mittlerer Zugfestigkeit und geringer Dehnung unter Höchstzugkraft (1...2 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird in einzelnen Lagen erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
Modell 1:	0.99...1.06		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	1.02...1.15	1.03...1.09	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	keine Berechnung		<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

- d) Geokunststoffe hoher Zugfestigkeit und geringer Dehnung unter Höchstzugkraft (1...2 %) (Niveau der Zugfestigkeit wird nicht erreicht)

Modell	Sicherheit	Verhältnis zu Modell 1	
			<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 1:	1.00...1.13		<i>Gleitkreise Bishop</i>
Modell 2:	1.03...1.21	1.03...1.07	<i>Starrkörper (vertikal)</i>
Modell 3:	keine Berechnung		<i>Ein-, Zweikörper (schräg)</i>

### 2.7.3 Folgerungen aus den Berechnungen mit den Gleichgewichtsmodellen

Die Berechnungen mit den drei Modellen zeigen einmal die bekannte Tatsache, dass die Unterschiede der damit berechneten Sicherheiten abhängig sind von der Neigung der Konstruktionsfront und auch von der dazu parallel angenommenen Neigung der Ebene durch die Enden der Bewehrungslage.

Mit gleichen Kräften in den Bewehrungslagen liefert das Modell 1, mit kreisförmigen Gleitflächen (Methode BISHOP), die geringsten und das Modell 3, mit der Ein- bzw. Zweikörpermethode, die höchsten Sicherheiten:

Modell 3 zu Modell 1: Ein-, Zweikörper (schräg) zu Gleitkreise Bishop  
für 60° - Böschung 1.11...1.16  
für 80° - Böschung ca. 1.05 \*)  
\*) nur 1 Fall untersucht

Zwischen Modell 1 und 2 sind die Unterschiede geringer:

Modell 2 zu Modell 1: Starrkörper (*vertikal*) zu *Gleitkreise Bishop*  
für 60° - Böschung 0.97...1.07  
für 80° - Böschung 1.03...1.09

Nimmt man nun das Modell 1 mit Gleitkreisen nach Bishop als Referenzmodell, ergeben sich mit den Kräften aus der FE – Analyse folgende rechnerischen Sicherheiten:

Bewehrung mit verhältnismässig hohen Dehnungen unter Höchstzugkraft (15 %)

60° - Böschung	Sicherheit	0.96...1.00
80° - Böschung	Sicherheit	0.88...1.00

Bewehrung mit geringen bis mittleren Dehnungen unter Höchstzugkraft (2...5 %)

60° - Böschung	Sicherheit	1.01...1.05
80° - Böschung	Sicherheit	0.88...0.92 (5 %)
80° - Böschung	Sicherheit	0.99...1.06 (2 %)
80° - Böschung	Sicherheit	1.00...1.13 (2 %) *)

\*) bei gleichzeitig hoher Zugfestigkeit

Nach der Berechnung der Kräfte über die FE – Analyse werden diese bei Produkten mit geringer Dehnung sowie mit höherer Zugfestigkeit grösser, was in den Rückrechnungen mit den Gleichgewichtsmethoden die rechnerischen Sicherheiten erhöht. Dies war auch allgemein anzunehmen, da steife Elemente Kräfte anziehen.

Für die Praxis bedeutet dies, dass zwischen den Ergebnissen der FE - Analyse und den Berechnungen nach Modell 1 (Gleitkreise nach Bishop) und Modell 2 (Starrkörper mit vertikaler Lamellengrenze) eine relativ gute Übereinstimmung besteht.

Dies lässt den Schluss zu, dass die Ermittlung der in einer Konstruktion in der Bewehrung auftretenden Gebrauchskräfte über eine "Stabilitätsanalyse" nach den Modellen 1 und 2 zulässig ist und Resultate ausreichender Genauigkeit liefert. Ausgehend vom Sicherheitsniveau  $\eta = 1.0$  werden dabei die Kräfte für "weiche", verhältnismässig dehnfähige Bewehrung eher überschätzt und bei steifen, wenig dehnfähigen Bewehrungen eher unterschätzt.

Die Genauigkeit genügt jedoch zur Abschätzung, ob Deformationskriterien bezüglich der Initialdehnung und der Kriechdehnung unter Gebrauchskraft eingehalten werden. Aufwändige Berechnungen mit FE-Analysen sind daher für Projekte mit geringen Risikopotential ohne Beeinflussung bestehender Nachbarbebauung im Allgemeinen nicht erforderlich.

Wenig befriedigende Ergebnisse zeigten jedoch die FE-Analysen mit einer Abminderung der Scherparameter, um in der Berechnung der Bewehrungskräfte bei den Bodeneigenschaften die für die Tragsicherheitsnachweise üblichen Partialsicherheiten zu berücksichtigen (siehe dazu Kapitel 2.6).

Die Normen zu Bemessung von geokunststoffbewehrten Konstruktionen sind auf die Bemessung nach klassischen Gleichgewichtsmodellen ausgerichtet. Damit eignen sich die heutigen FE-Analysen für solche Konstruktionen noch kaum für eine eigentliche Bemessung der Bewehrung. Die klassische Sicherheitsphilosophie in der Nachweisführung lässt sich in einer FE-Berechnung nicht direkt umsetzen, da eine andere Methodik zu Anwendung kommt.

### 2.7.4 Kraftverlauf nach FE – Analyse und Lage der kritischen Gleitflächen

Die Analyse mehrerer Gleitkreise mit unterschiedlichem Sicherheitsniveau zeigt, dass jeweils ein verhältnismässig breites Band mit minimaler Sicherheit (rote bis gelbe Farbe) besteht (Abb. 2.294 bis Abb. 2.297). Das heisst, dass in den Bewehrungen über diese Breite mehr oder weniger konstante Kräfte wirksam sein müssen. Diese Ergebnisse decken sich durchaus mit jenen der FE-Berechnungen, welche im allgemeinen ebenfalls eine volle Beanspruchung der Bewehrungslagen über eine grosse Breite zeigen (siehe Kapitel 2.6.7).

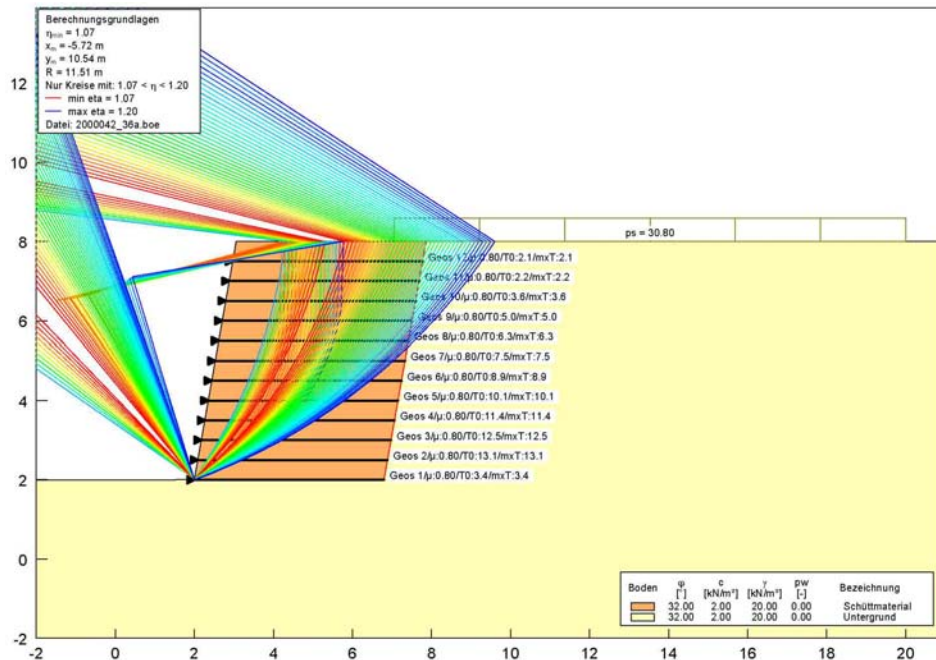


Abb. 2.294: Neigung 80°, Gleitkreise nach Bishop

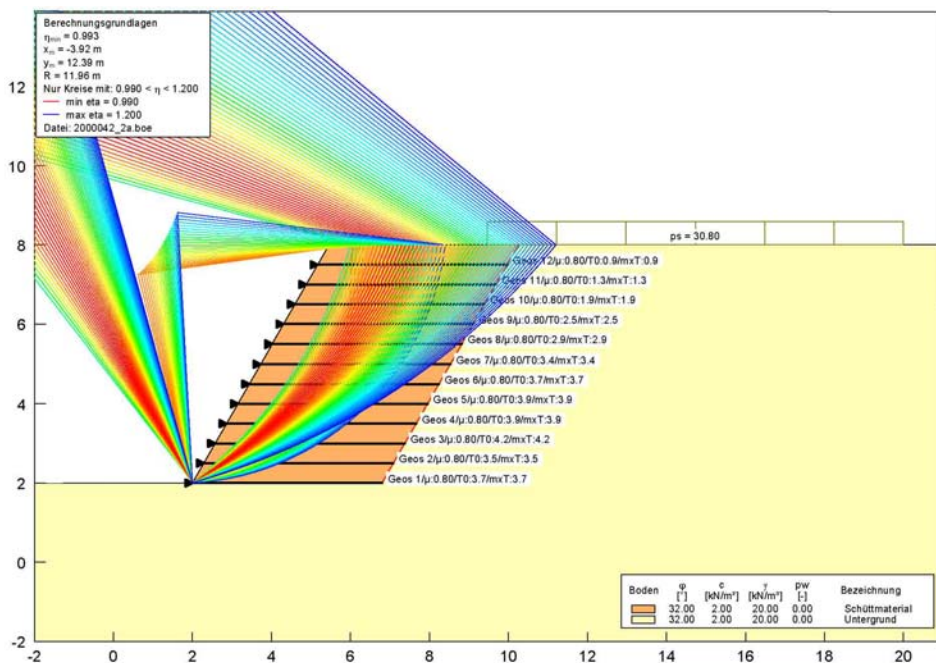


Abb. 2.295: Neigung 60°, Gleitkreise nach Bishop

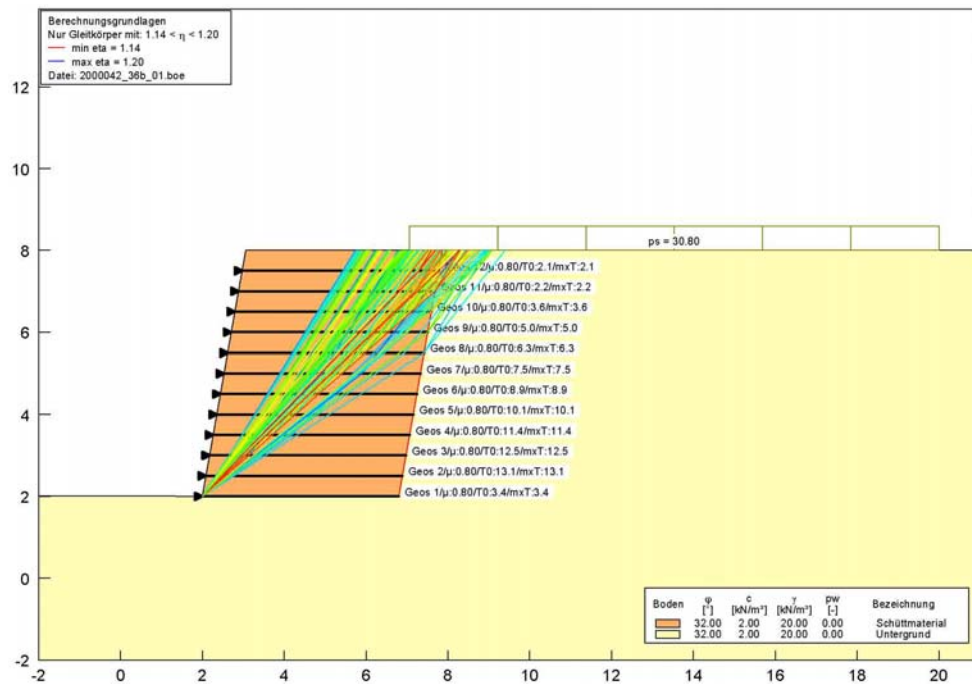


Abb. 2.296: Neigung 80°, Starrkörper mit vertikaler Lamellengrenze

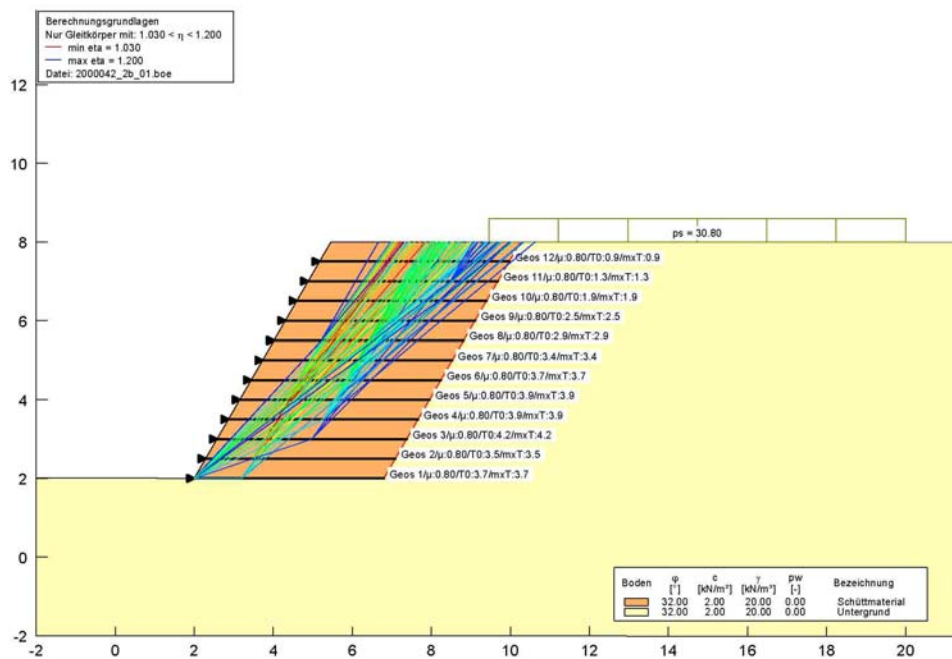


Abb. 2.297: Neigung 60°, Starrkörper mit vertikaler Lamellengrenze

Dabei liefert die Analyse mit den Gleitkreisen ein einheitlicheres Bild. Dies hängt auch mit der besseren Kontinuität der einzelnen Berechnung zusammen. Es scheint, dass bei der Berechnung mit der Starrkörpermethode, vor allem bei der steilen Böschung (80°), das Band mit den maximalen Kräfte (kleinste Sicherheit) schmaler ist und etwas weiter hinten liegt als bei der Berechnung mit Gleitkreisen. Bei der flacheren Böschung mit 60° sind die Bruchfiguren der beiden Modelle mit der geringsten Sicherheit eher identisch.

Interessant ist schliesslich der Vergleich mit dem Kraftverlauf über die Länge der einzelnen Bewehrungslagen nach der FE – Analyse. Die Abb. 2.298 und Abb. 2.299 zeigen dabei den Vergleich mit Gleitkreisen variabler Sicherheit nach den Abb. 2.295 und Abb. 2.296.

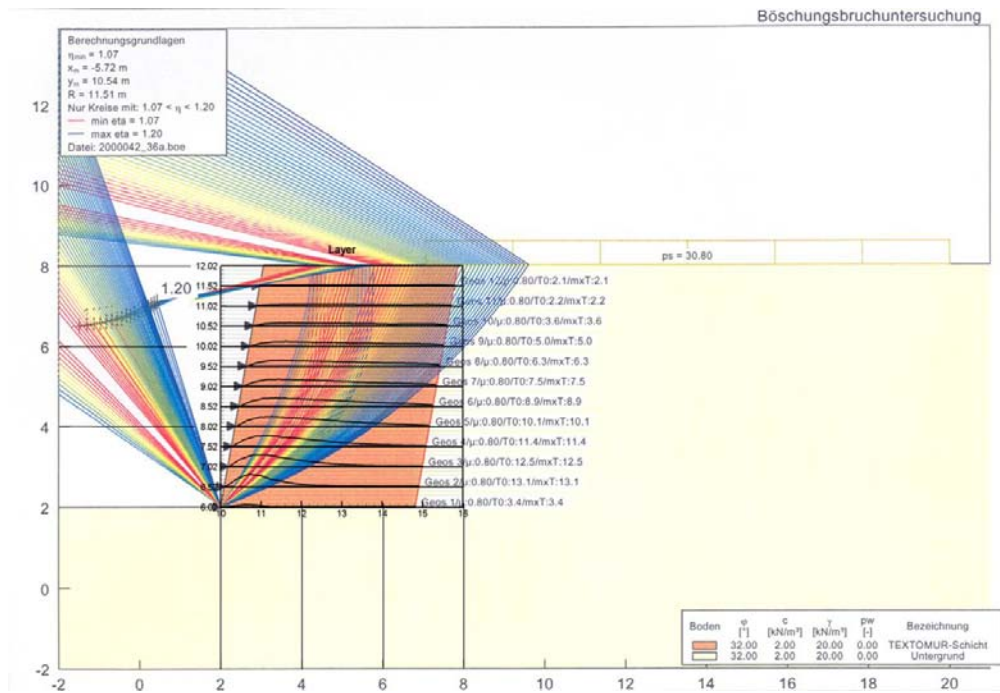


Abb. 2.298: Neigung 80°, Gleitkreise / Kräfte

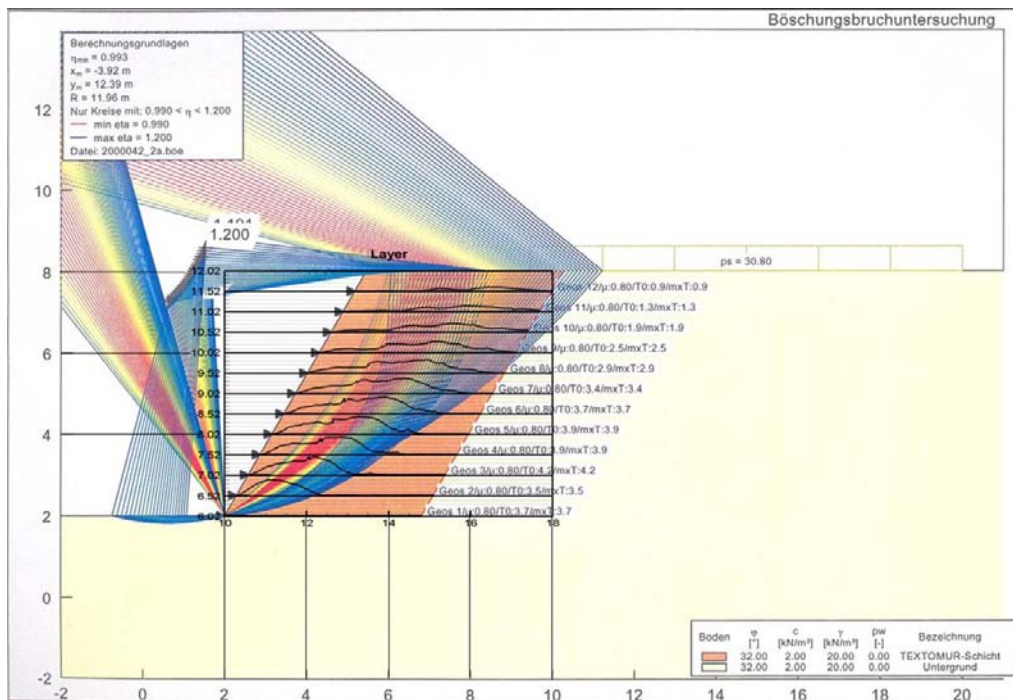


Abb. 2.299: Neigung 60°, Gleitkreise / Kräfte

Die nachfolgenden Abb. 2.300 und Abb. 2.301 zeigen Zonen mit erhöhter Scherdehnung > 2 %, welche den Verlauf der Gleitfläche erwarten lassen. Dabei zeigt sich, dass bei der flacheren, mit 60° geneigten Front in Abb. 2.301, die kritischen Gleitkreise nach Abb. 2.295 der Zone mit den grössten Scherdehnung folgen. Bei der steilen, mit 80° geneigten Front in Abb. 2.300, sind die Scherdehnungen in einem weiteren Bereich jedoch gross und lassen damit eigentlich auch tiefere, nach hinten reichende Gleitflächen mit geringer Sicherheit erwarten, welche aus der Gleitkreisanalyse in Abb. 2.294 nicht hervorgehen.

Bei der FE – Analyse ist dabei der Einfluss der Auflast hinter dem Bewehrungsbereich der Konstruktion auf die Scherdehnungen erheblich.

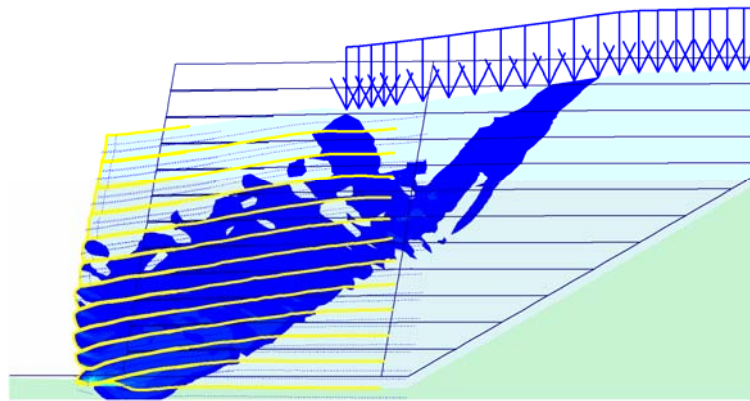


Abb. 2.300: Neigung 80°, Scherdehnungen > 2%

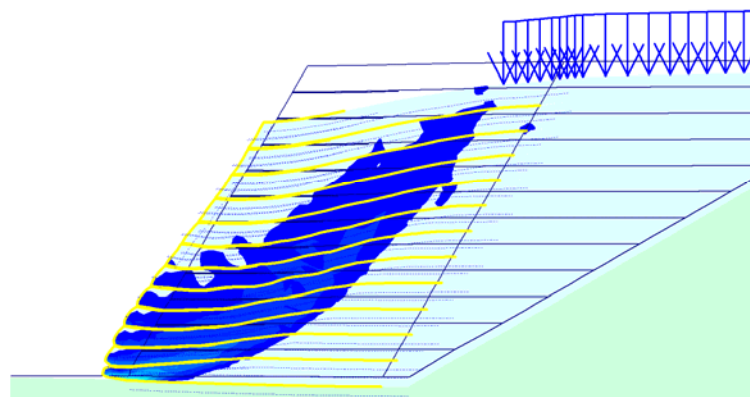


Abb. 2.301: Neigung 60°, Scherdehnungen > 2%

## 2.8 Allgemeine Schlussfolgerungen

Die Bemessung geokunststoffbewehrter Erdkonstruktionen darf mit den allgemein bekannten statischen Gleichgewichtsmodellen erfolgen. Werden dabei Gleitkreise oder Starrkörper mit vertikalen Lamellen-, bzw. gegenseitigen Körpergrenzen verwendet, ohne dass die stabilisierende Wirkung der Bewehrung in diesen Trennflächen berücksichtigt wird, sind die berechneten Kräfte tendenziell etwas zu gross, d.h. diese liegen auf der "sicheren" Seite.

Bei Frontneigungen unter 70°, und wenn die Ebene durch die hinteren Enden der Bewehrung ebenfalls geneigt ist, kann die früher bekannte 2 – Körpermethode mit einer Trennfläche in dieser Ebene zu einer Unterschätzung der Beanspruchung insbesondere in den unteren Bewehrungslagen führen. Dies ist vor allem dann der Fall, wenn das Gelände hinter der Konstruktion ansteigt oder wenn hinter dem bewehrten Erdkörper grosse ständige oder bewegliche Lasten vorhanden sind.

Werden in den statischen Berechnungsmodellen mit Gleitkreisen oder Starrkörpern alle partiellen Sicherheiten für die Scherparameter  $\gamma_{\phi,c} = 1.0$  gesetzt, was dem Gebrauchszustand entspricht, stimmen die damit berechneten Beanspruchungen der Bewehrung relativ gut mit jenen überein, welche mit dem Problem angepassten FE – Analysen gewonnen werden.

Damit eignen sich FE – Analysen vor allem für die Ermittlung des Verformungsverhaltens solcher Konstruktionen, jedoch bis heute kaum für die eigentliche Bemessung.

Die mit FE – Analysen errechneten Deformationen (Setzungen, Verschiebungen) decken sich in ihrer qualitativen Aussage gut mit den Beobachtungen an ausgeführten Objekten, welche ebenfalls ein Ausbauchen der Front im unteren Drittel der Konstruktion zeigen.

Die FE – Analysen zeigen eine mehr oder weniger proportionale Abhängigkeit der Deformationen von der Steifigkeit der Bewehrung und eine unterproportionale von der Zusammendrückbarkeit (Verdichtung) der bewehrten Schüttung. Hier zeigt die Praxis ein eher umgekehrtes Verhalten, indem die Zu-

sammendrückbarkeit (Verdichtung) auf das Verformungsverhalten der Konstruktionen einen grösseren Einfluss ausübt als die Steifigkeit der eingesetzten Bewehrung.

Dies lässt sich damit erklären, dass bei einer höheren Verdichtung und damit geringerer Zusammendrückbarkeit auch die Scherparameter erhöht werden. In grobkörnigen Böden behindert die Bewehrung zudem die für die Ausbildung einer Gleitfläche erforderliche Dilatation, was zu einer inneren Verspannung und damit zu einer erheblichen "scheinbaren" Kohäsion führt. Damit reduziert sich die erforderliche Zugspannung in der Bewehrung, was ebenfalls die Dehnungen verkleinert und zu einem gleichen Effekt führt wie eine grössere Steifigkeit.

Auch ist bekannt, dass die Steifigkeit einer Bewehrung im eingebauten Zustand und unter vertikaler Belastung wesentlich grösser sein kann als die im Streifenzugversuch gemessene reine Produktsteifigkeit. Die Stoffgesetze, welche das Kraft-Dehnungsverhalten eines im Boden belasteten Geokunststoffes in Abhängigkeit der Bodenart, der Materialstruktur des Produktes etc. modellieren und in die FE – Analyse übertragen lassen, sind noch weitgehend unbekannt.

Nach üblichen Sicherheitskriterien (Scherparameter, Bewehrung) bemessene Konstruktionen, bei denen auch der Einbau hinsichtlich Materialwahl, Verdichtung sachgerecht erfolgte, zeigen im Allgemeinen deutlich geringere Deformationen als jene, welche gemäss den Ausführungen in Kapitel 2.6 mit FE – Analysen berechnet wurden. Bezüglich der Setzungen hängt dies auch damit zusammen, dass diese beim Aufbau einer Konstruktion ständig ausgeglichen werden können. Die nach Bauende noch eintretenden Setzungen sind dann deutlich geringer. Nur begrenzt möglich ist ein Ausgleich der horizontalen Deformationen in der Front. Die Deformationen (Ausbauchungen) im unteren Teil der Konstruktion werden sich, infolge der Neubelastung, beim weiteren Baufortschritt weiterentwickeln, was das Verhalten der Front auch nach oben beeinflusst.

Die in Kapitel 2.4, Tabelle 14 aufgeführten Grössenordnungen zulässiger Deformationen entsprechen praktischen Erfahrungen und stehen somit nicht im Widerspruch zu den „grösseren“ Deformationen aus den FE – Analysen.

### 3. Dämme auf weichem Untergrund

#### 3.1 Entwurf

Bei der Errichtung eines Damms auf weichem Untergrund ist vermehrt mit Schwierigkeiten zu rechnen. Die vorherrschenden Bedingungen, die ein Hindernis bei der Erstellung darstellen und zum Versagen der Konstruktion führen können, basieren zumeist auf folgenden Zusammenhängen:

- Im gesättigten Untergrund werden Porenwasserdrücke generiert
- In einem weichen Untergrund stösst man oft auch auf einen hohen Grundwasserspiegel
- Der Untergrund kann in Summe die Auflasten nicht abtragen.

Was muss für eine ingenieurtechnische Lösung der anstehenden Probleme bekannt sein?

- Die Geometrie der Konstruktion
- Der Aufbau und die Eigenschaften des Untergrunds
- Die Eigenschaften des Schüttmaterials
- Die Auflasten
- Die Schüttgeschwindigkeit.

Ein Lösungsweg zur Überwindung der oben angedeuteten Schwierigkeiten beim Bauen auf weichen Untergründen kann die Bewehrung der Dammaufstandsfläche sein. Diese Bewehrung kann die Tragfähigkeit des weichen Untergrundes erheblich verbessern, trägt aber nur relativ wenig zur Reduktion der Deformationen bei. Eine Verminderung der Setzungen wird durch dieses bautechnische Element also nicht erzielt.

#### 3.1.1 Überlegungen zum Entwurf von Dämmen auf weichen Seebodenlehm

Teile des Inhaltes von Kapitel 3 stammen aus dem Beitrag [14] im Rahmen des Weiterbildungskurses Baugrundverbesserung am Institut für Geotechnik der ETH Zürich im März 2005 und wurden auch als Lehrstoff für den Kurs [14] aufbereitet.

#### 3.1.2 Systembetrachtung

Ein Damm wird auf einem weichen Ton aufgeschüttet (Abb. 3.1). Aufgrund der Nutzungsanforderungen und geografischen Randbedingungen ergeben sich die Breite  $2B$  der Krone sowie die Höhe  $H$  des Damms. Weiterhin sind die zu erwartenden Bodenparameter des Damms (Eigengewicht  $\gamma_D$ , innerer Reibungswinkel  $\phi'_{D,k}$ , und eindimensionaler Zusammendrückungsmodul  $M_{E,D}$ ) sowie einige insitu Eigenschaften des Tons (gesättigtes Eigengewicht  $\gamma_T$ , charakteristischer innerer Reibungswinkel  $\phi'_{T,k}$ , die charakteristische undrainierte Scherfestigkeit  $s_{u,k}$  und eindimensionaler Zusammendrückungsmodul  $M_{E,T}$  vor dem Bau) durch vorgängige Untersuchungen bestimmt worden. Im Entwurf ist die Aufstandsfläche des Damms zu ermitteln, die erforderlich ist, um die verschiedenen Grenzzustände (GZ) nachzuweisen (SIA 267, [3]).

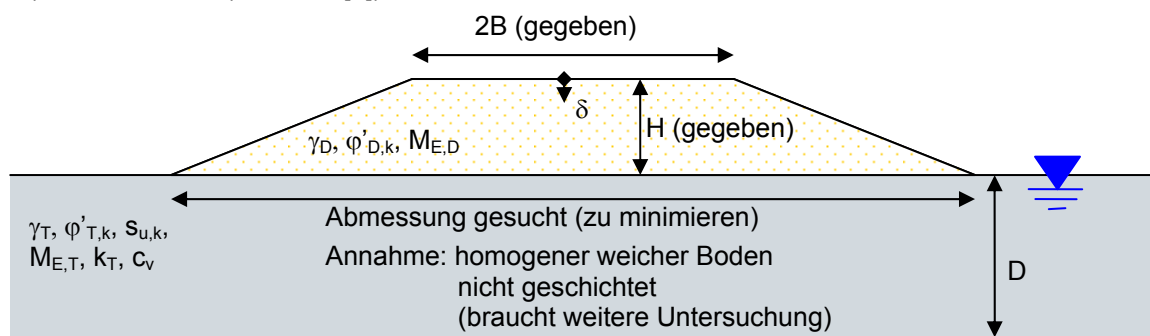


Abb. 3.1: Dammschüttung auf weichem Ton [14]

Normalerweise werden die Tragsicherheitsnachweise direkt nach dem Bauende massgebend, da Porenwasserüberdrücke erzeugt werden und undrainierte Bedingungen herrschen (totale Spannung  $\sigma$ , undrainiert Scherfestigkeit  $s_u$ ). Mit der Zeit bauen sich die Porenwasserüberdrücke ab und die undrainierte Scherfestigkeit nimmt zu. Somit kann mit fortschreitenden Setzungen der GZ der Gebrauchstauglichkeit massgebend werden. Es stellen sich drainierte Bedingungen ein und die Steifigkeiten sowie drainierte Scherfestigkeitsparameter gewinnen an Bedeutung (effektive Spannung  $\sigma'$ ,  $M_E$ , Youngs Modul  $E'$  sowie  $\varphi'$ ,  $c'$ ).

Heutzutage wird man sich zur Berechnung des GZ der Gebrauchstauglichkeit verstärkt auf die Methoden der Finiten Elemente stützen. Für die Vorprojektphase und das Verständnis des Systemverhaltens sind die hier aufgeführten Prinzipien trotzdem von Interesse.

### 3.1.3 Überlegungen beim Entwurf

Besitzt der anstehende Untergrund eine unzureichende Tragfähigkeit, sind Verbesserungsmaßnahmen erforderlich. In Abb. 3.2 werden skizzenartig mögliche normierte Last- Setzungs- Kurven unterschiedlicher Baugrundverbesserungsverfahren dargestellt, wobei gilt:

$$q_k = \gamma_D H$$

$\delta$  ist die Setzung in Dammmitte.

Für einen Damm ohne Basisbewehrung kann das Verhältnis:

$$q_k/s_{u,k} \sim 3$$

erreicht werden, mit der Annahme, dass sich das System bis zu diesem so genannten ‚Grenzwert‘ näherungsweise elastisch verhält [15].

Tabelle 24 fasst zum Vergleich verschiedene Varianten der Baugrundverbesserung unter Dammschüttungen zusammen. Im vorliegenden Bericht ist Fall b) in Tabelle 24 von Interesse.

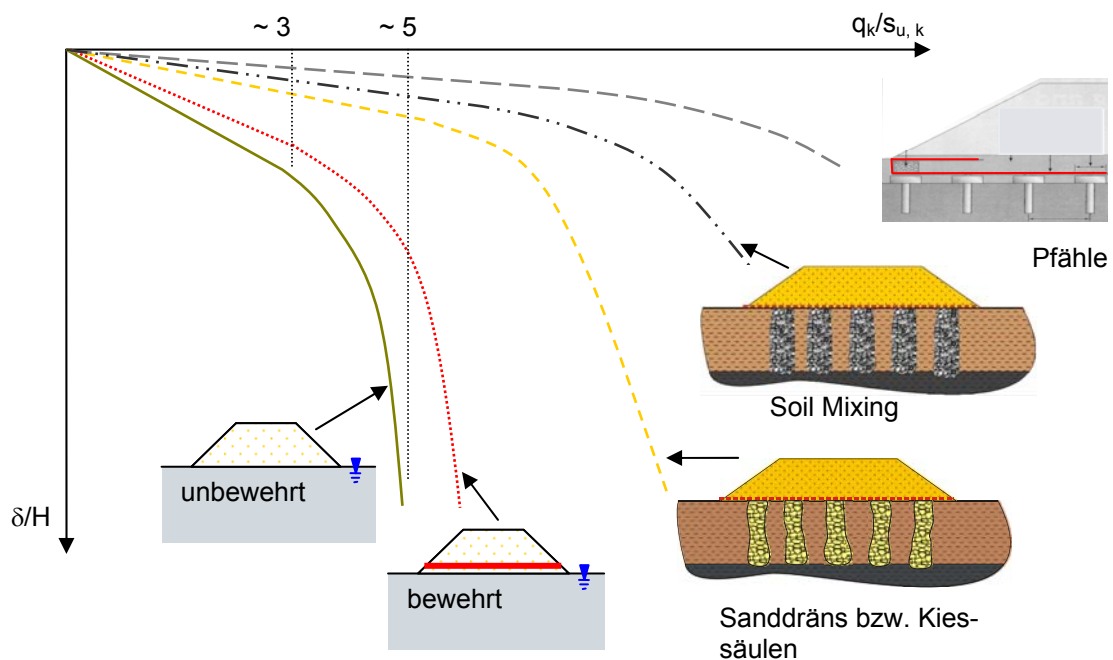

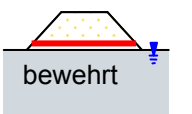
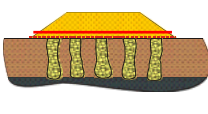
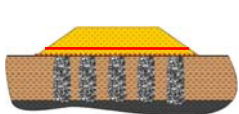
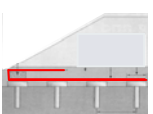


Abb. 3.2: Normierte Last- Setzungs- Kurven verschiedener Verbesserungsmethoden in weichem Baugrund unter Erddämmen (schematisch) [14]

System	a) unbewehrt	b) bewehrt	c) Kiessäule	d) Soil Mixing	e) Pfähle
Bilder					
	unbewehrt	bewehrt	Kiessäule (s)	Mischung (m)	Pfähle (p)
$\Delta$ Widerstände z.T. auch $\Delta R_d$	-	Z	Z, $\varphi'_s$ , $E_s$ , $\Delta s_u$	Z, $c'_m$ , $\varphi'_m$ , $E_m$	Z, $f_{cu}$ , $E_p$
Zusätzliche Vorteile	-	Überwindet kurzzeitigen Bruch vor Ende der Konsolidation des weichen Untergrunds	Wie b) + zunehmende Reduktion der Setzung (von links nach rechts) durch <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vergrößerung der Steifigkeit und Scherfestigkeit des Untergrunds durch Eigenschaften der Säulen</li> <li>• Bogenwirkung der Dammlast auf die Säulen bzw. Verminderung des Lastanteils auf den weichen Boden</li> </ul>		
			Drainage beschleunigt, mit Zunahme vom $\Delta s_u$ im weichen Boden		Einfluss der Pfahlplatte
Nachteile		Zunehmende Kosten / Zeitaufwand $\longrightarrow$			

Z = Zugfestigkeit der Bewehrung, Indizes: s = Kiessäule, m = ‚Mixed in place‘, p = Pfähle,  $f_{cu}$  = Festigkeit des Pfahlmaterials

Tabelle 24: Übersicht möglicher Dammsysteme mit verbesserter Tragfähigkeit [14]

Der Grundbruch ist häufig der massgebende Fall in der Bemessung eines solchen Erddammes. Dieser Grenzzustand wird hauptsächlich betrachtet, damit die gewünschte Breite der Dammaufstandsfläche festgelegt werden kann. Danach können die anderen Tragfähigkeitsnachweise geführt werden.

Ein basisbewehrter Damm zeigt eine leicht grössere Tragfähigkeit als ein unbewehrter Damm. Die Bewehrung bietet einen zusätzlichen Widerstand und somit eine höhere Sicherheit, da die rückhaltenen Kräfte während und nach dem Bau der Konstruktion vergrössert werden. Aus dem Dammkörper entstehende Spreizkräfte können von der Bewehrung aufgenommen werden, was zu einer Entlastung des Bodens führt. Weiterhin sind höhere Schüttgeschwindigkeiten ohne Konsolidationsphasen im Bauprozess möglich, da die geringe Tragfähigkeit des Untergrundes während des Bauzustandes zu einem gewissen Masse mit dem Geokunststoff ausgeglichen werden kann.

In Abb. 3.3 sind zeitliche Aspekte der Geokunststoffbewehrung dargestellt. Die Bewehrung wird nach dem Bauende am meisten beansprucht und erreicht zu diesem Zeitpunkt die grösst erforderliche Zugkraft. Die erforderliche Kraft nimmt mit der Zeit ab, da die kritischen Porenwasserüberdrücke abgebaut werden und der Untergrund während der Konsolidationsphase an Scherfestigkeit gewinnt.

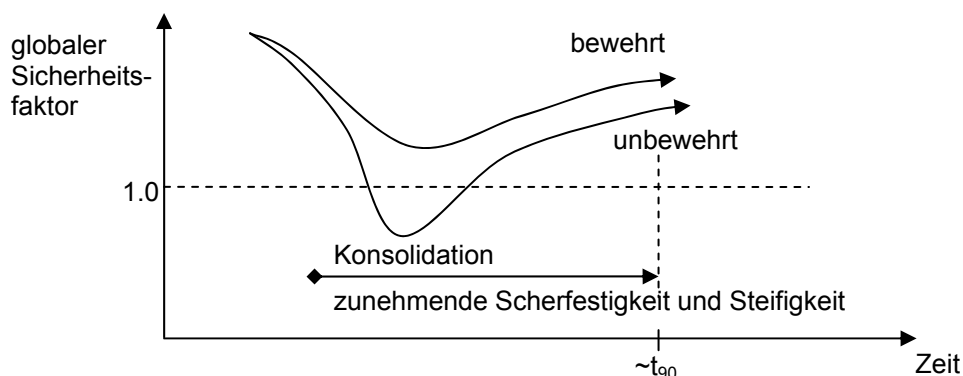


Abb. 3.3: Einfluss der Basisbewehrung auf den Sicherheitsfaktor, nach [16]

Die zu erwartenden Setzungen werden durch das Geokunststoff nicht reduziert [17]. Besitzt der Boden eine zu hohe Kompressibilität, sind weitere Bodenverbesserungsmassnahmen erforderlich (Abb. 3.2, Tabelle 24).

Zeiteinflüsse aufgrund der unterschiedlichen Effektivität der Baumethoden und der Bauzeiten sowie der nachfolgend eintretenden Setzungen während der Konsolidationsphase bilden eine zentrale Frage in der Wirtschaftlichkeit eines Bauvorhabens. Der Zeitraum zwischen dem undrainierten und dem völlig drainierten Zustand ist eine Funktion der Durchlässigkeit und der Kompressibilität des weichen Untergrundes. Diese Parameter werden mit dem Raumgewicht des Wassers kombiniert, um so den Konsolidationsbeiwert zu definieren. Dabei ist die normierte Zeit  $T_{v90}$  bis zum Abbau von 90% des Porenwasserüberdrucks in feinkörnigen Erdschichten von Bedeutung, wobei gilt:

$$T_{v90} = c_v t_{90} / d^2 = 0.848 \quad (1)$$

mit:	$c_v$ ( $m^2/s$ )	=	Konsolidationsbeiwert ( $c_v = k M_E / \gamma_w$ )
	$t_{90}$ (s)	=	Zeit von Anfang der Konsolidation bis 90% Konsolidationsgrad
	$d$ (m)	=	Drainageweg (abhängig, ob die Drainage in eine oder zwei vertikale Richtungen erfolgt; bei beidseitiger Entwässerung entspricht der Drainageweg $d$ der Hälfte der Schichtdicke $D$ )

Dieser Umstand soll hier nur erwähnt werden und wird in den nachfolgenden Ausführungen nicht weiter behandelt.

### 3.1.4 Gefährdungsbilder und Versagensmechanismen

In Abb. 3.4 sind grundlegende Versagensformen von mit Geokunststoff bewehrten Dämmen dargestellt, die zur Unbrauchbarkeit der Konstruktion führen [18]:

- Geländebruch mit verschiedenen Bruchfiguren
- Böschungsbruch des Dammkörpers
- Böschungsbruch bei begrenzten nachgiebigen Schichten durch Ausdrücken der weichen Fundamentalschicht
- Spreizbruch und horizontales Abgleiten eines Dammkeiles
- übergrosse vertikale Setzungen
- Versagen des Geokunststoffes durch Bruch oder Herausziehen
- Versagen der Überlappungsbereiche des Geokunststoffes
- grosse Dehnungen des Geokunststoffes aufgrund von Setzungen.

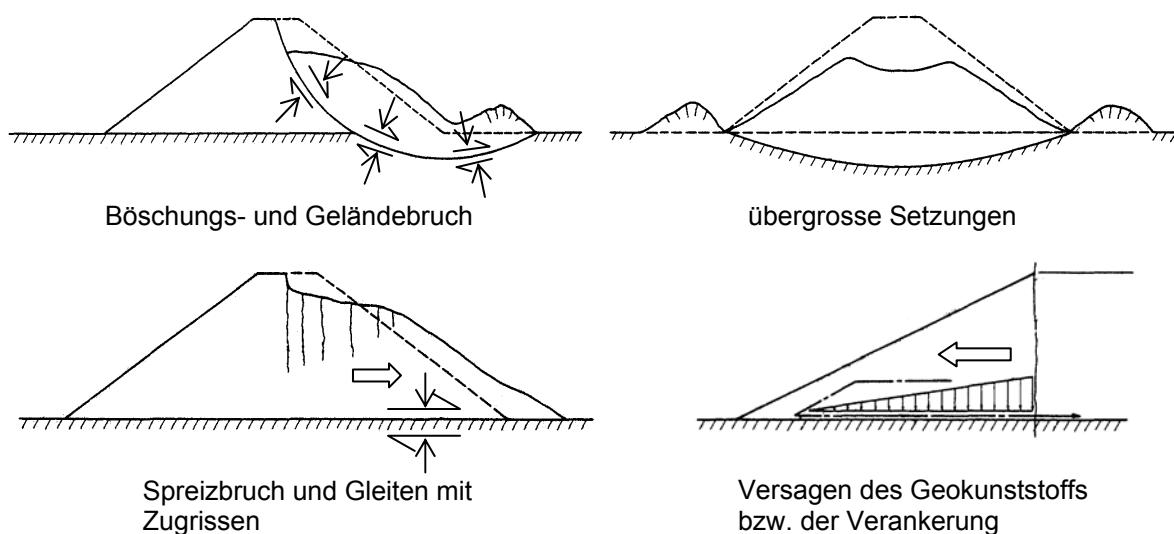


Abb. 3.4: Versagensformen von Dämmen, [18]

Aufgrund dieser möglichen Versagensformen ergeben sich die zu führenden Nachweise. In der Nachweisführung werden zwei Grenzzustände unterschieden: der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In den folgenden Abschnitten 3.1.5 und 3.1.6 sind die Nachweise zusammengefasst.

### 3.1.5 Grenzzustände der Tragfähigkeit:

Nachfolgend werden die Grenzzustände der Tragfähigkeit mit den zu betrachtenden möglichen Schadensfällen aufgeführt:

- Nachweis der äusseren Tragfähigkeit:
  - Grund- und Geländebruch mittels Gleitkreisberechnung (Abb. 3.5 a & b)
  - Grundbruch auf tiefgehenden Gleitflächen (Abb. 3.6b)
  - Ausdrücken begrenzter weicher Fundamentalschichten.
- Nachweis der inneren Tragfähigkeit:
  - flacher Böschungsbruch des Damms
  - Abgleiten eines Dammkeils oberhalb des Geokunststoffes (Abb. 3.6a)
  - Abgleiten eines Dammkeils unterhalb des Geokunststoffes mit Bruch der Bewehrung.
- Nachweis des Geokunststoffes:
  - Zugfestigkeit
  - Verankerung gegen Herausziehen
  - Versagen der Überlappungsbereiche.

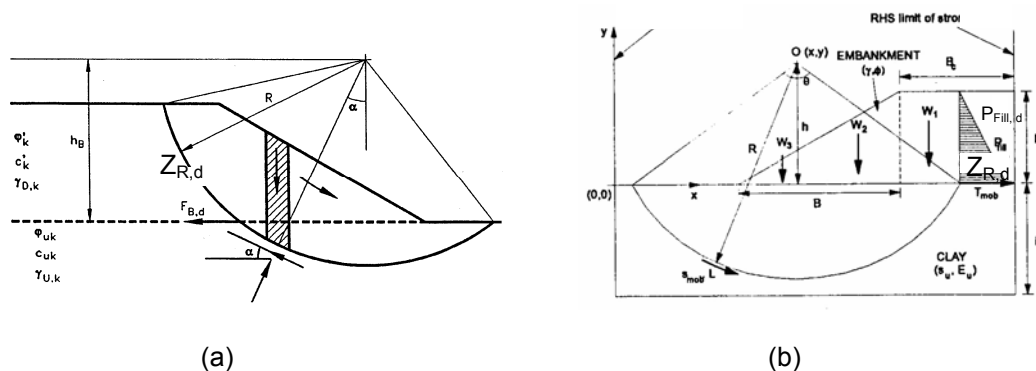


Abb. 3.5: Gleitkreisberechnung (a) durchgehender Gleitkreis, [5] (b) Gleitkreis nur in Tonschicht mit Ersatzlast aus dem Dammkörper, [19]

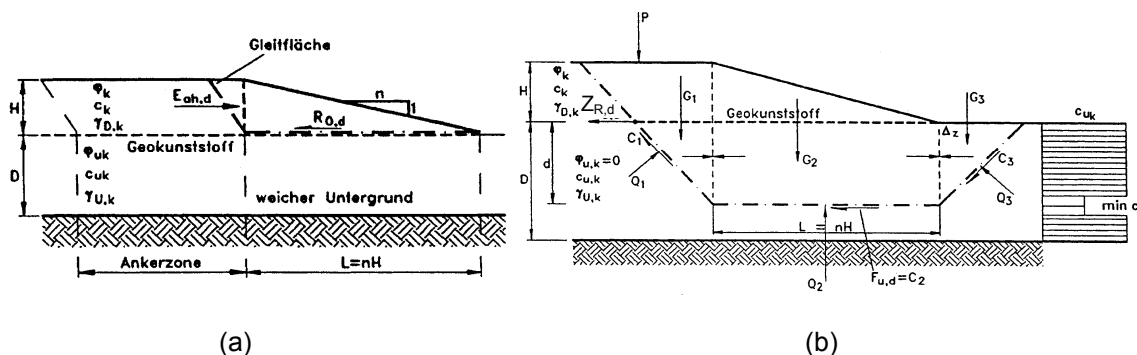


Abb. 3.6: (a) Abgleiten des Dammkörpers und (b) Böschungsbruch auf vorgegebenen Gleitlinien, [5]

### 3.1.6 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Anschliessend werden die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit mit den zu betrachtenden Nachweisen aufgeführt:

- Berechnung zulässiger Deformationen, vertikale und horizontale Verformungen am Fuss,  $g_{\max}$  und  $h_{\max}$ , auf der Sohle,  $s_{\max}$  und an der Krone des Dammes,  $S_{\max}$  (siehe Abb. 3.7).
  - a) nach der primären Konsolidation
  - b) unter Berücksichtigung von Kriechverformungen
- Berechnung des Einflusses der Deformationen auf die benachbarte Infrastruktur

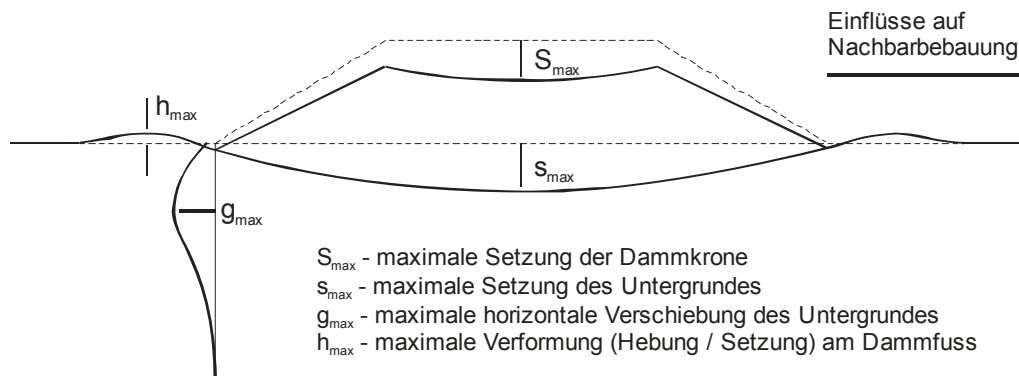


Abb. 3.7: Übersicht zum Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Bei der Planung und dem Entwurf von Dämmen sind weitere konstruktive Punkte zu berücksichtigen. In der Literatur finden sich dazu umfangreiche Informationen. Im Folgenden werden Literaturquellen genannt, die sich mit dem Thema Geokunststoffe im Dammbau beschäftigen. Die Liste erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit und soll nur einen Anhaltspunkt für eine Literaturanalyse geben.

Einen Schwerpunkt auf Geotextilien als Bewehrung legen die Literaturquellen: [20], [21], [22], [23], [5] und [6]. Auf den Dammbau auf weichem Untergrund wird in [24], [25], [26] und [27] sowie insbesondere auf den Dammbau mit Geokunststoffen in [28], [29], [30] und [31] eingegangen. Analytisierte Fallstudien sind in [18], [32] und [33] beschrieben. Die wesentlichen Normen im deutschsprachigen Raum sind [10], [11], [3], [13], [34], [35] und [36].

### 3.1.7 Sicherheitsnachweise

Die unterschiedliche Zuordnung der Grenzzustände GZ2 und GZ3 zu den Nachweisen des Gelände- bzw. Böschungsbruchs und des inneren Tragwiderstandes (wenn Gleitflächen die Bewehrung schneiden) führt zu nicht kontrollierbaren und vor allem nicht kongruenten Nachweisen. Daher sollte man Versagensformen wie Grundbruch oder Abgleiten auf dem Untergrund bei einem Dammproblem nach GZ3 untersuchen. Bei diesen Bruchzuständen ist die Scherfestigkeit des Untergrundes der massgebende Faktor.

1. Nachweis der Tragsicherheit
  - a. Äussere Tragsicherheit (ausserhalb der Bewehrung) GZ3
  - b. Innere Tragsicherheit (Gleitflächen durch die Bewehrung) GZ3
  - c. Böschungsbruch über Bewehrung GZ3
  - d. Ermüdungsfestigkeit GZ4
2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (Bauwerksnutzung, Nutzungsvereinbarung).

In diesem Beitrag werden die Fälle 1a-c betrachtet, die zu GZ3 [3] gehören. Normalerweise wird der Geländebruch unter GZ3 untersucht und ist für einen solchen Damm allenfalls bei geneigter Geländeoberfläche massgebend. Die Ermüdungsfestigkeit aufgrund zyklischer Belastung der Dammkrone und der Einfluss vom Kriechen des weichen Untergrundes werden hier nicht behandelt und bedürfen weitergehender Überlegungen. Es wird angenommen, dass diese beiden Fälle hier nicht massgebend werden, da die Bewehrung nur kurzfristig für Belastungen benötigt wird, bevor der Untergrund auskonsolidiert ist.

Nach SIA 260 Gleichung 8 [10] gilt:

$$E_d = E [\gamma_F F_{rep}, X_d, a_d]$$

mit  $\gamma_F$  = Lastbeiwert

$F_{rep}$  = Repräsentativer Wert einer Einwirkung

$X_d$  = Bemessungswert einer Baugrundeigenschaft

$a_d$  = Bemessungswert einer geometrischen Grösse

$E_d$  = Bemessungswert einer Auswirkung

Die Lastbeiwerte nach GZ3 sind  $\gamma_F = \gamma_{G,sup} = 1.0$  für ständige Einwirkungen bzw. Erdauflasten,  $\gamma_F = \gamma_Q = 1.3$  für veränderliche Einwirkungen inkl. Strassen- oder Bahnverkehrslasten (SIA 260, Tabelle 1, [10]).

Die äussere Tragsicherheit (ausserhalb der Bewehrung) wird (nach SIA 260 [10] resp. SIA 267 [3]) wie folgt berechnet:

$$R_d = (1/\gamma_R) R [F_{R,d}, X_d, a_d]$$

$$X_d = (1/\gamma_m) X_k$$

$$E_d \leq R_d \tag{2}$$

mit  $\gamma_R$  = 1.0...1.2 = Partialfaktor für Tragwiderstand

$\gamma_m$  = Partialfaktor für eine Baustoff- oder Baugrundeigenschaft

$F_{R,d}$  = Bemessungswert einer Kraft oder Last, die einen Baugrundwiderstand erzeugt

$X_k$  = charakteristischer Wert einer Baustoff- oder Baugrundeigenschaft

mit  $\gamma_m = \gamma_{cu} = 1.5$  für die undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$  und

$\gamma_m = \gamma_\phi = 1.2$  auf den Tangens des Winkels der inneren Reibung  $\phi'_k$

In Fällen, wo z.B. horizontale Bewehrungsschichten oder im Ton eingebaute vertikale Säulen verschiedener Materialien einen zusätzlichen Beitrag zum Widerstand leisten, wird dieser Widerstand als  $\Delta R_d$  bezeichnet und Gleichung (2) wird auch nach GZ3 für die innere Tragsicherheit ergänzt zu (SIA 267 Gleichung 19, [3]):

$$E_d \leq R_d + \Delta R_d$$

Der innere Tragwiderstand des Bauteils  $R_{i,d}$  wird wie folgt berechnet (ähnlich zur Gleichung 47 für Pfähle, SIA 267, [3]):

$$R_{i,d} = \eta_i R_{mat,d}$$

$R_{mat,d}$  ist der Bemessungswert des inneren Tragwiderstands des reinen Bauteils und  $\eta_i$  repräsentiert einen Umrechnungsfaktor. Bei Geokunststoffen gelten die Empfehlungen von [6] für den Mindestwert der Bemessungszugfestigkeit  $R_{i,d} = Z_{Rd}$  in kN/m, wobei die Gebrauchsdauer *nur* den Zeitraum der Konsolidation (Gleichung (1)) umfasst:

$$Z_{Rd} = r_{min} / [A_1 A_2 A_3 A_4 A_{dyn} \gamma]$$

- mit
- $r_{min}$  = Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit aus dem Streifenzugversuch (mit einem Vertrauensbereich von 95%)
  - $A_1$  = Abminderungsfaktor für das Zeitstandverhalten bzw. Verformungsverhalten unter Dauerlast (Kriechen)
  - $A_2$  = Abminderungsfaktor für die Beschädigung der Bewehrung durch Transport, Einbau und Verdichtung (abhängig von Geokunststoff und Boden)
  - $A_3$  = Abminderungsfaktor für die Verarbeitung (Verbindungsstelle)
  - $A_4$  = Abminderungsfaktor für einen möglichen Zugfestigkeitsverlust durch langfristig einwirkende Umwelteinflüsse (Dauerhaftigkeit)
  - $A_{dyn}$  = Abminderungsfaktor für einen möglichen Zugfestigkeitsverlust durch ständig oder periodisch wirkende dynamische Einflüsse
  - $\gamma$  = Tragsicherheitsbeiwert wegen Vereinfachung und Ungenauigkeit in den Bemessungsmodellen, ähnlich zu  $\gamma_R$ .

In den meisten Fällen liegen für eine kurzfristige Betrachtung diese Abminderungsfaktoren in der Größenordnung um 1 (siehe [6]), wenn der Geokunststoff nicht aus PP oder PE gefertigt ist. Abminderungsfaktoren des Kriechens ( $A_1$ ) und der Dauerhaftigkeit ( $A_4$ ) brauchen hier, aufgrund der temporären Wirkung des Geokunststoffes, nicht weiter berücksichtigt zu werden, solange keine belasteten Böden oder aggressiven Grundwässer vorhanden sind.

Weiterhin spielt die Gebrauchstauglichkeit für das Bauwerk eine Rolle. So kann bei zusätzlichen Setzungen oder Verschiebungen sowohl der absolute als auch der relative Wert, also die gesamte Setzung oder die Setzungsdifferenz, massgebend sein.

Beim Gleiten zwischen Bewehrung und Dammmaterial gilt für den Scherwiderstand  $R_d = R_{G,d}$  (siehe [6]):

$$R_{G,d} = L_{Gleit} (\sigma'_d a_\phi \tan \varphi'_{D,d}) / \gamma_G$$

- mit
- $L_{Gleit}$  = Länge der Gleitfläche
  - $\sigma'_d$  = minimaler wirksamer effektiver Überlagerungsdruck
  - $a_\phi$  = Beiwert für Reibung Geokunststoff - Dammmaterial
  - $\varphi'_{D,d}$  = Bemessungswert des Reibungswinkels des Dammmaterials
  - $\gamma_G$  = 1.0 - 1.2 als Teilsicherheitsbeiwert der Scherkraft Dammmaterial - Geokunststoff

Beim Gleiten zwischen Dammmaterial und Ton gilt für den Scherwiderstand  $R_{G,d}$ :

$$R_{G,d} = L_{Gleit} (\alpha s_{u0,k}) / \gamma_{cu}$$

In allen Fällen wird angenommen, dass für die verschiedenen geometrischen Abmessungen H, D oder B des Damms die charakteristischen Werten gleich den Bemessungswerten ( $a_k = a_d$ ) sind, und damit die Indizes  $_k$  oder  $_d$  meistens weggelassen werden.

## 3.1.7.1 Einfluss der Bewehrung auf die äussere Sicherheit: Grundbruch (Fall 1a)

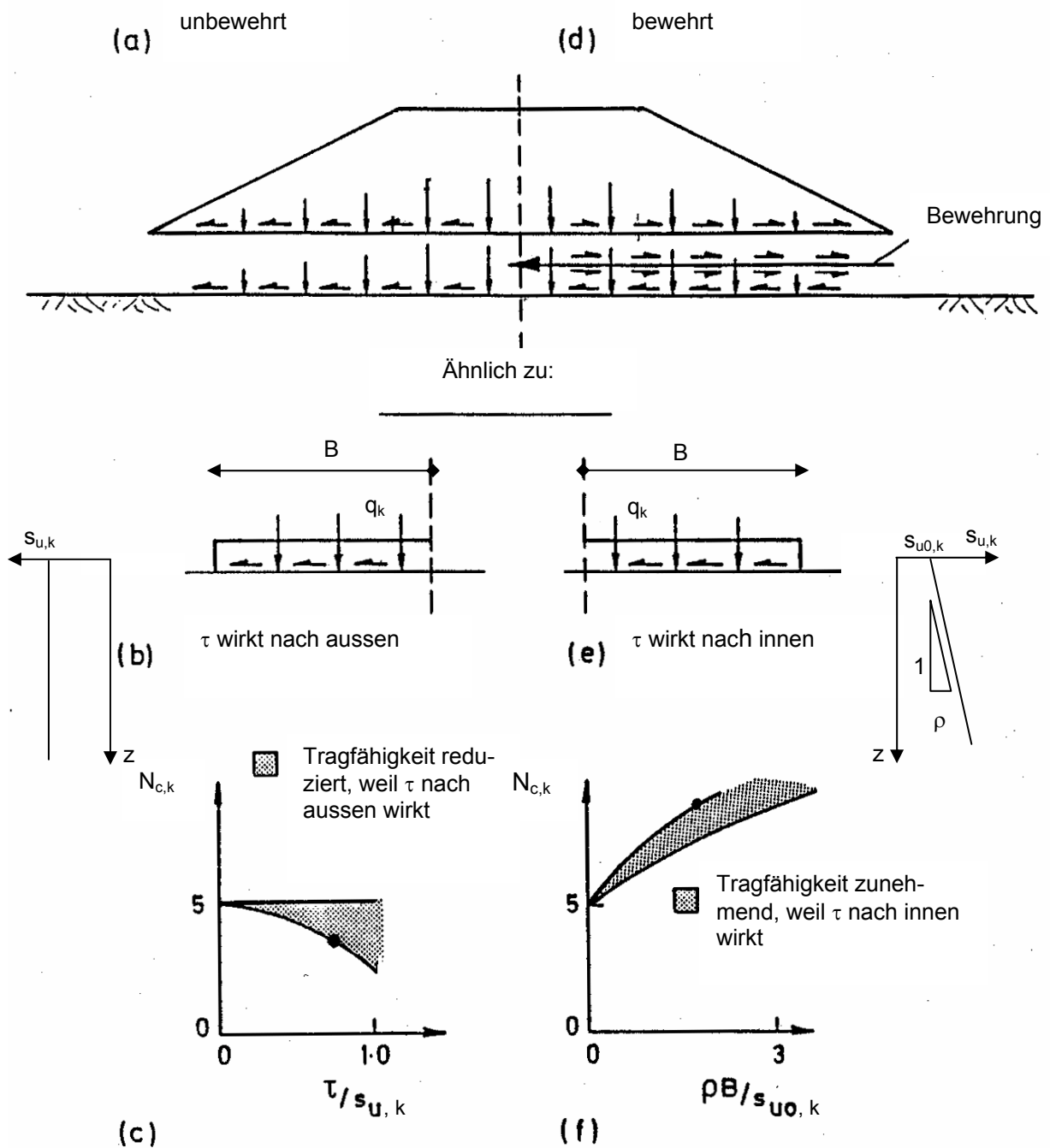


Abb. 3.8: Einflüsse der Basisscherspannung auf den Tragfähigkeitsfaktor  $N_{c,k}$  im Gebrauchszustand für eine konstante Belastung auf weichem Untergrund (a) unbewehrter Damm mit dazugehörigen nach aussen wirkenden Scherspannungen, (b) äquivalentes Fundament mit halber Breite  $B$ , (c) Tragfähigkeitsfaktor für nach aussen wirkende Scherspannung in homogenem Boden ( $s_u$  konstant mit der Tiefe), (d) Damm mit Basisbewehrung mit dazugehörigen nach innen wirkenden Scherspannungen, (e) äquivalentes Fundament mit Halbbreite  $B$ , (f) Tragfähigkeitsfaktor für nach innen wirkende Scherspannungen in Boden, wenn  $s_u$  mit der Tiefe zunimmt (übersetzt und bearbeitet nach [29]), [14]

Abb. 3.8 zeigt den Einfluss nach aussen bzw. innen wirkender Scherspannungen auf den charakteristischen Tragfähigkeitsfaktor  $N_{c,k}$ , wobei für ein Fundament unter vertikaler Belastung gilt:  $N_{c,k} = q_k / s_{u,k}$ . Wichtig ist die positive Wirkung der Bewehrung. Die Grösse der Tragfähigkeit ist auch abhängig davon, ob die undrainierte Scherfestigkeit  $s_{u,k}$  konstant mit der Tiefe angenommen wird oder mit der Tiefe zunimmt. Der Anstieg von  $s_{u,k}$  wird dann mit  $\rho$  bezeichnet. Von Interesse ist auch die Mächtigkeit der weichen Schicht, die die Bruchfigur beeinflussen kann, sowie die Breite der Dammböschung, die mit  $x_d$  definiert ist (Abb. 3.9).

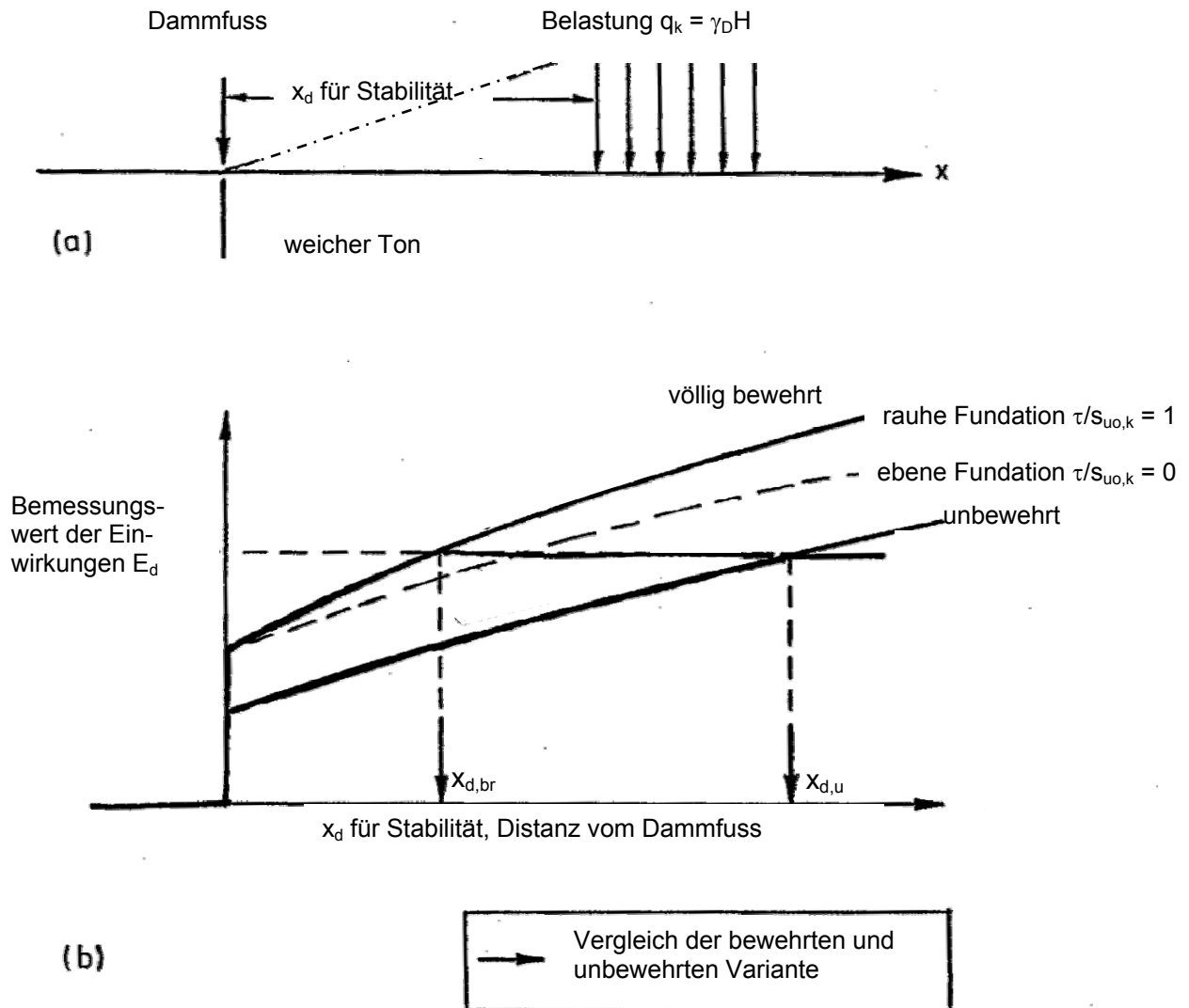


Abb. 3.9: Einflüsse der Bewehrung und Rauigkeit der Fundation auf die Böschungsneigung im Bemessungszustand (übersetzt und bearbeitet, [29]), [14]

Skizzenartig sind in Abb. 3.9 die geometrischen Zusammenhänge einer ständigen charakteristischen Belastung von  $q_k = \gamma_D H$  in Dammmitte dargestellt, die hier als Bemessungswert der Auswirkungen  $E_d = \gamma_{G,sup} \gamma_D H$  über die Breite der Dammböschung  $x_d$  aufgetragen wird. Klar zu sehen ist, dass für den Tragsicherheitsfall ‚Grundbruch‘ der erforderliche Wert der Böschungsbreite  $x_{d,br}$  für ein völlig bewehrtes System mit rauhen Fundationsverhältnissen ( $\tau / s_{u0,k} = 1$ ) kleiner ist im Vergleich zu den Abmessungen eines unbewehrten Damms  $x_{d,u}$ .

Diese Tragfähigkeitslösungen können für eine weiche Schicht mit begrenzter Tiefe  $D$  ersetzt werden (Abb. 3.10 nach [37], [29]). Der Unterschied der Ergebnisse zwischen der üblichen Grundbruchfigur und dem Mechanismus des Ausquetschens ist als eine horizontale bzw. geneigte Linie in Abb. 3.10 in Abhängigkeit der normierten Distanz vom Dammfuss  $x_d/D$  dargestellt. Für eine äquivalent mächtige

weiche Schicht, bei der die undrainierte Scherfestigkeit mit der Tiefe zunimmt, kann Abb. 3.11 verwendet werden.

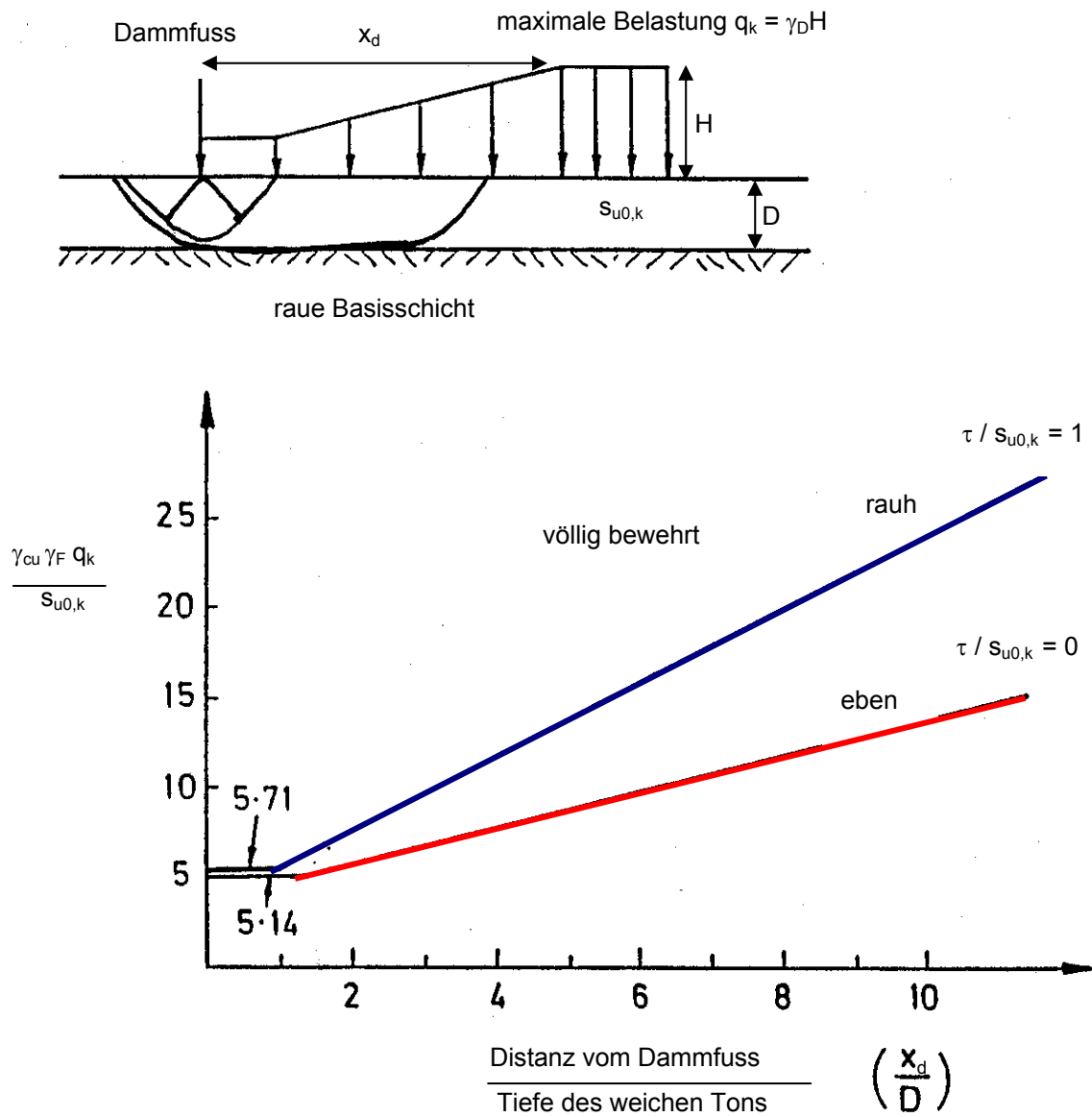


Abb. 3.10: Abhängigkeit der Böschungsneigung bzw. des Tragfähigkeitsfaktors für ein völlig bewehrtes System aufgrund der Rauigkeit der Fundationsschicht für  $s_{u0,k}$  konstant über eine begrenzte Tiefe (übersetzt und bearbeitet nach [29], [37]), [14]

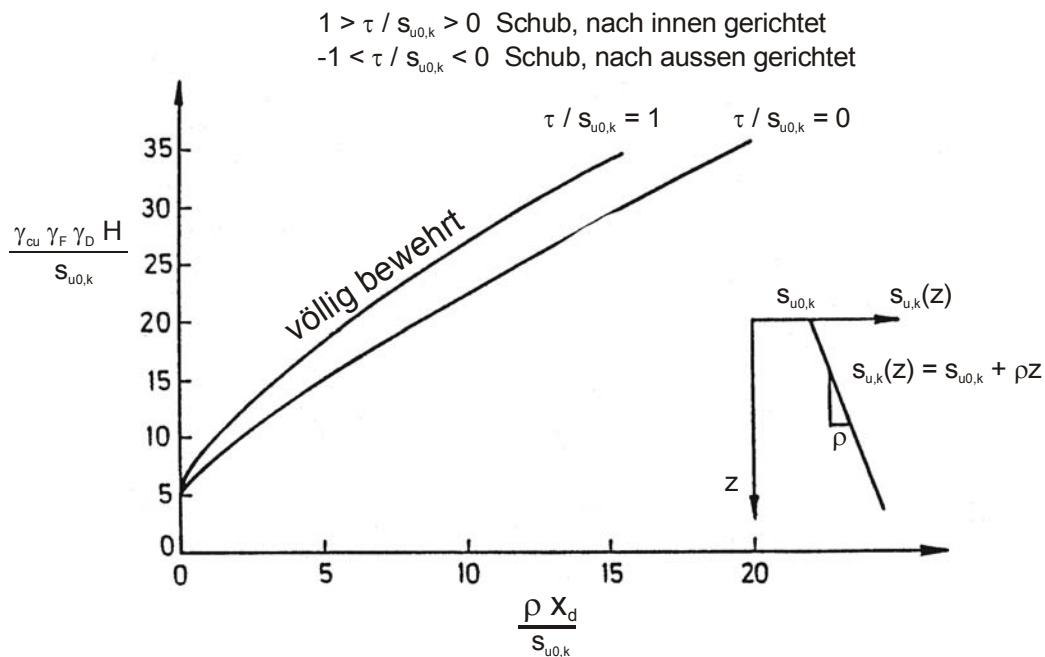


Abb. 3.11: Abhängigkeit der Böschungsneigung bzw. des Tragfähigkeitsfaktors für ein völlig bewehrtes System aufgrund der Rauigkeit der Fundamentalschicht für  $s_{u,k}(z)$  zunehmend mit unbegrenzter Tiefe (übersetzt und bearbeitet nach [29], [38], [14])

### 3.1.7.2 Gesamtheitliche Betrachtung der äusseren und inneren Tragsicherheit (Fälle 1a & 1b)

Zur Berechnung müssen alle Komponenten der wirkenden Kräfte aufsummiert werden und gehen in die Bemessung ein (Abb. 3.12). Die Bilder Abb. 3.12a, c und d zeigen, wie die maximal erforderliche Zugfestigkeit der Bewehrung aus ihren zwei Bestandteilen berechnet werden kann: erstens aus der erforderlichen Zugkraft ( $Z_{Rd,T}$ ), die sich aus der Differenz zwischen treibenden und rückhaltenden Momenten (am Gleitkreis) bzw. Kräften (an ebene Gleitflächen) ergibt (Abb. 3.12a & c), und zweitens aus dem lateralen Erddruck im Damm ( $Z_{Rd,D}$ ) als Widerstand gegen  $P_{fill}$  (Abb. 3.12d). Die Summe ergibt die resultierende erforderliche Zugkraft  $Z_{Rd} = Z_{Rd,T} + Z_{Rd,D}$ . Abb. 3.12b zeigt die Kurve des maximalen vorhandenen Widerstandes aus einer Kombination vom Gleiten und innerer Tragsicherheit der Bewehrung. Dies ist notwendig, um die erforderliche Zugfestigkeit der Bewehrung zu bestimmen.

In einem sicheren System gelten für die Abstände  $x_d \leq x_{d,u}$ :

$$R_{G,d}(x_d) \geq Z_{Rd}(x_d) = Z_{Rd,T}(x_d) + Z_{Rd,D}(x_d)$$

In einem sicheren System gelten für die Abstände  $x_d \geq x_{d,u}$ :

$$R_{i,d}(x_d) \geq Z_{Rd \max} = (Z_{Rd,T} + Z_{Rd,D})_{\max}$$

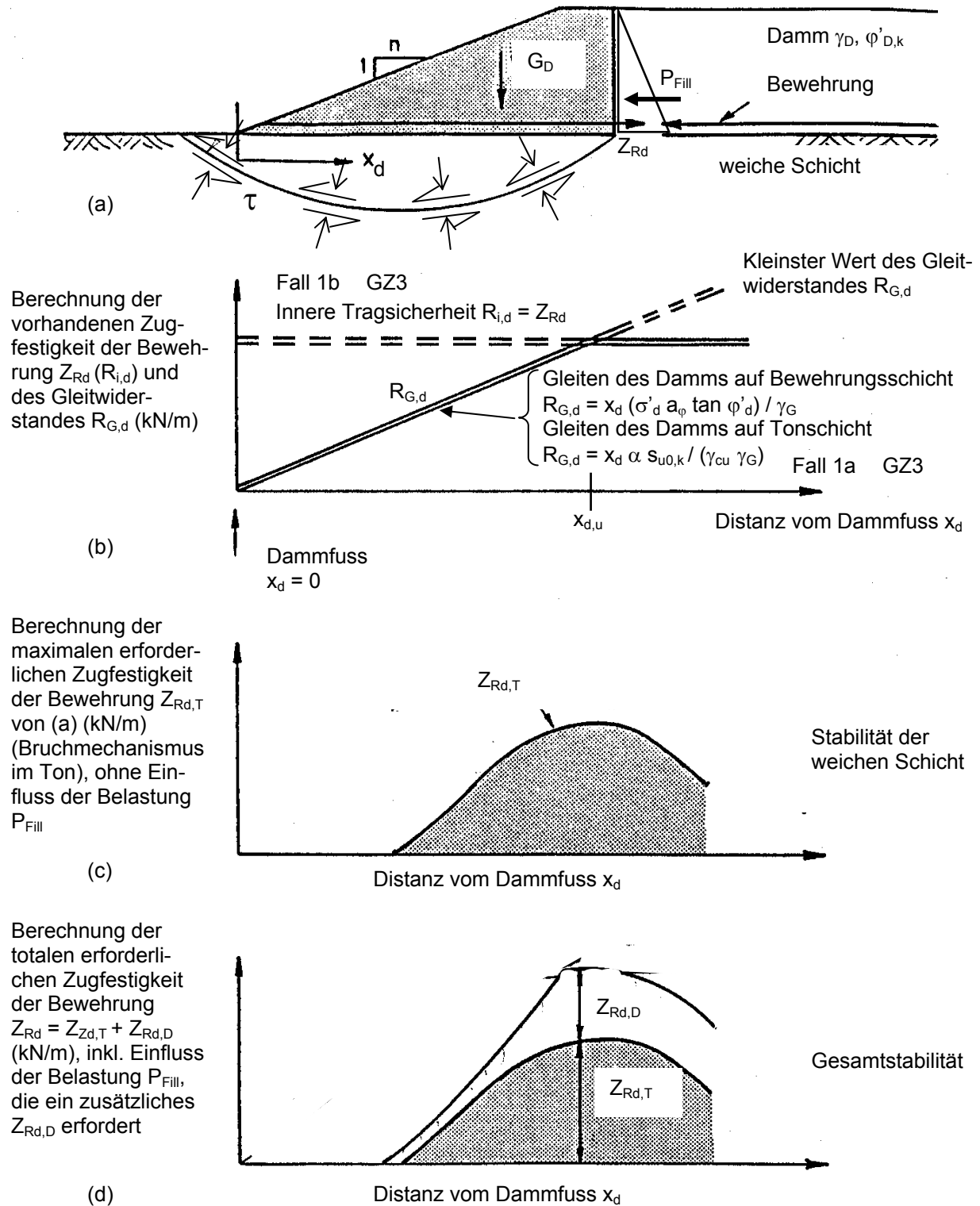


Abb. 3.12: Nachweise der äusseren und inneren Tragsicherheit für ein völlig bewehrtes System (übersetzt und bearbeitet nach [29]), [14]

### 3.1.7.3 Innere Standsicherheit mit Gleitkreis durch die Bewehrung (Fall 1b)

In Abb. 3.13 ist eine Gleitkreisbetrachtung in homogenem Untergrund dargestellt [19]. Es werden die Anteile des Dammeigengewichtes und der seitlichen Erddrücke am Rand der Böschung als treibendes Moment  $M_T$  sowie die Scherfestigkeit, ein Teil des Bodengewichtes und die Zugfestigkeit der Bodenbewehrung als rückhaltendes Moment  $M_R$  in der Gleichgewichtsbetrachtung berücksichtigt. Mit diesem Modell lässt sich der Nachweis führen.

Für komplexere Gleitkreise bzw. Schichtgeometrien mit Einfluss des Grundwassers muss ein Lamellenverfahren (z.B. nach Bishop vereinfachte Version [39]) verwendet werden. Die Zugfestigkeit der Bodenbewehrung wird als rückhaltende Kraft in der Berechnung mit berücksichtigt.

Ähnlich zu betrachten sind Gleitflächen, in denen der Gleitkreis durch eine nicht kreisförmige Bruchfigur ersetzt wird und eine translatorische Bewegung sich entwickeln kann (z.B. nach Janbu vereinfachte Version [40]). In jedem Fall wird der Partialfaktor für den Tragwiderstand aufgrund der Unsicherheit des Berechnungsmodells in Abhängigkeit des angewendeten Verfahrens gewählt [39], [40], [41].

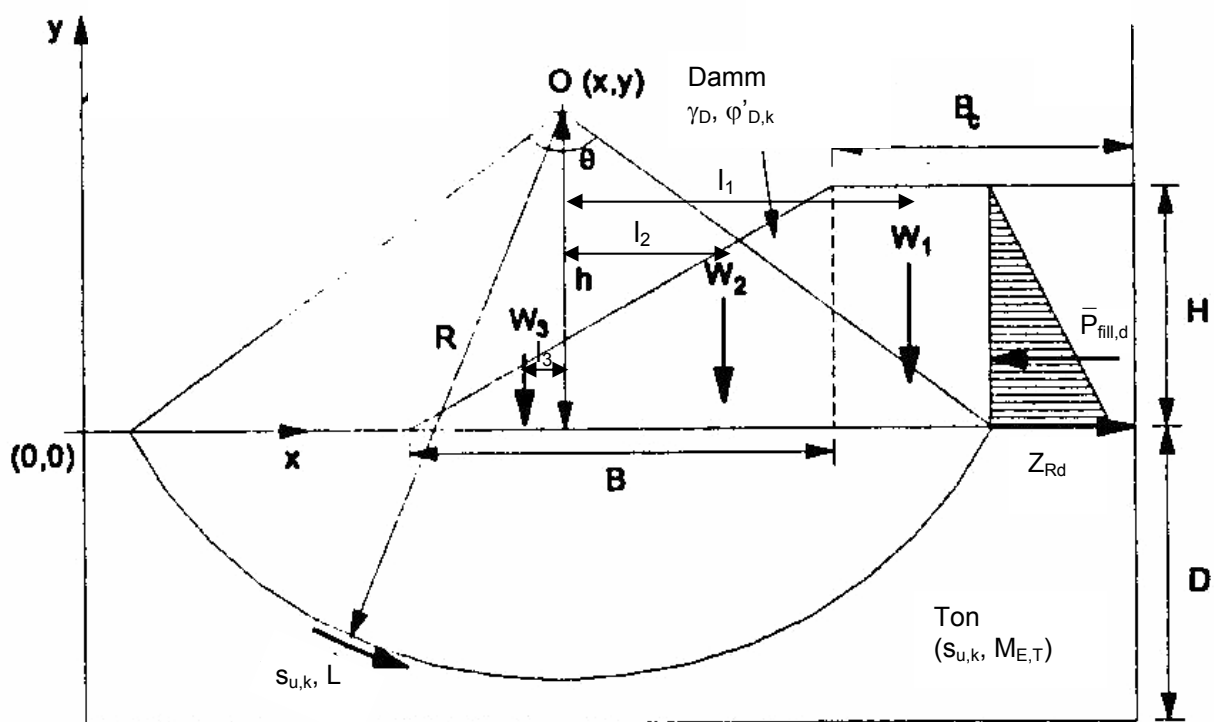


Abb. 3.13: Geometrie des Gleitkreises mit treibenden und rückhaltenden Momenten [19]

$$E_d = M_T = \gamma_{D,\text{sup}} (W_1 \cdot l_1 + W_2 \cdot l_2) + \gamma_{D,Q,\text{sup}} P_{\text{fill},d} (h - H/3)$$

$$R_d = M_R = [\gamma_{G,\text{inf}} W_3 \cdot l_3 + (s_{u,k} \cdot L \cdot R) / \gamma_{cu} + Z_{Rd} \cdot h] / \gamma_R$$

Mit  $E_d \leq R_d$

Wobei nach GZ 3 ( $\gamma_F = 1.0$ ):

$\gamma_{D,\text{sup}}$  = 1.0 ungünstig wirkende Erdauflasten

$\gamma_{D,\text{inf}}$  = 1.0 günstig wirkende Erdauflasten

$\gamma_{D,Q,\text{sup}}$  = 1.0 ungünstig wirkender Erddruck

$K_{a,D,d}$  = Bemessungswert des aktiven Erddruckbeiwertes im Damm

$P_{\text{fill},d}$  =  $0.5 \gamma_D K_{a,D,d} H^2$  Bemessungswert des aktiven Erddrucks im Damm

### 3.2 Numerische Untersuchungen zu basisbewehrten Dämmen auf weichem Untergrund

#### 3.2.1 Vorbemerkung zur FE-Analyse

Ergänzend zu Feld- und Laborversuchen soll die numerische Modellierung von geokunststoffbewehrten Konstruktionen mittels der Methode der Finiten Elemente näher untersucht werden, im Speziellen das System basisbewehrter Dämme. Die Einflussfaktoren auf solche Konstruktionen sind vielfältig und sollen mittels einer umfangreichen Parameterstudie eingegrenzt und näher untersucht werden. Zu diesem Zweck wurde ein dokumentiertes Fallbeispiel der Literatur entnommen, welches für die numerische Modellierung als Grundlage diene.

Die Probleme der numerischen Modellierung von basisbewehrten Dämmen sind nicht neu. Viele Autoren, [42], [43], [44], und [45], haben sich mit geokunststoffbewehrten Dämmen beschäftigt. [46], [17] und andere haben dann ergänzend zu Geokunststoffen auch den Einsatz von Bodenverbesserungsmassnahmen in weichen Böden, z.B. mit Vertikaldrainagen, untersucht.

Heutzutage findet aufgrund der schnelleren Rechentechnik die Methode der Finiten Elemente im Entwurf von Baukonstruktionen eine immer breitere Anwendung. Dadurch ergeben sich Probleme, die aus einer breiten Nutzung weniger, fachkundiger Anwender herrühren. In der heutigen Diskussion unter Ingenieuren zeigt sich auch die Unsicherheit bezüglich der Normgebung. Numerische Methoden haben bis heute nur in geringem Masse Berücksichtigung in den Normen gefunden. Aufgrund der unterschiedlichen Herangehensweise im Vergleich zu klassischen Methoden der geotechnischen Berechnung zeigt sich die Erfordernis der Regelung im Umgang mit numerischen Bemessungsmethoden im Entwurf. Dazu ist auch die Entwicklung eines neuen Sicherheitskonzeptes notwendig.

#### 3.2.2 Untersuchung eines Fallbeispiels

Für die vorliegende Studie wurde ein Fallbeispiel aus der Literatur herangezogen, um den Einsatz numerischer Methoden für den Entwurf von Dammbauwerken zu untersuchen.

Aus vielen dokumentierten Beispielen der Literatur zeigte sich, dass die Veröffentlichung [47] einige Auflagen erfüllte, die zur Wahl dieses Projektes führten. Es handelt sich um einen mit Geokunststoffen basisbewehrten Damm. Zusätzliche Bodenverbesserungsmassnahmen kamen nicht zum Einsatz. Der anstehende Untergrund zeigt ähnliche geologische Charakteristiken wie Schweizer Seebodenlehm [48], [49]. Weiterhin ist das Projekt verhältnismässig gut dokumentiert und wird im Folgenden vorgestellt. Alle Angaben zum Projekt entstammen dieser Veröffentlichung [47].

Im Rahmen der Erneuerung der State Route 509 in Tacoma, Washington State, USA, war ein 2.4 km langer Strassendamm geplant. Aufgrund der sehr weichen anstehenden Böden wurde ein Testdamm gebaut, um die Zweckmässigkeit des vorgelegten Entwurfes zu bestätigen. Geplant war, den Damm mit hochfesten Geokunststoffen auf der Gründungssohle zu bewehren und die Bauausführung in Etappen vorzunehmen (Abb. 3.14).

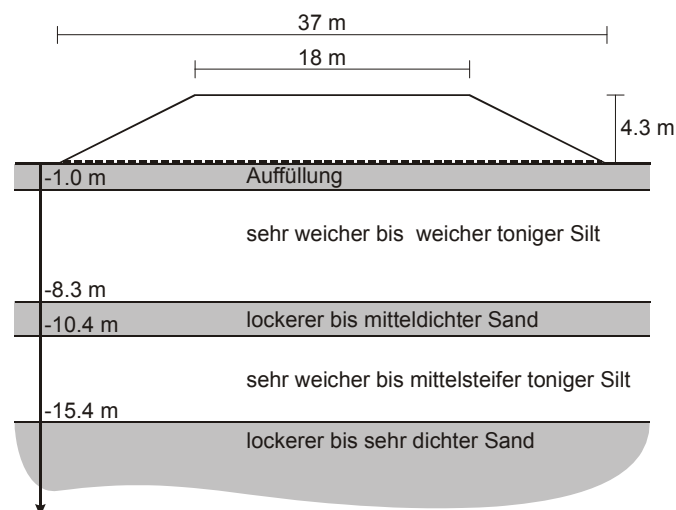


Abb. 3.14: Querschnitt des Damms mit Bodenaufbau [47]

Das Bauprojekt liegt küstennah, in der Überflutungsebene des Puyallup River. Geologisch entstand diese Region nach der letzten Eiszeit vor etwa 14000 Jahren und besteht vor allem aus normalkonso-

lierten, marinen und alluvialen Ablagerungen mit wechselnder Schichtenfolge aus Ton, Silt, Sand und organischem Material. Am Standort des Testdammes steht unter einer 1 m starken Sandauffüllung eine ca. 15 m mächtige, weiche tonige Siltschicht aus lacustrinen Ablagerungen. In dieser weichen Seeablagerung ist eine ca. 2 m starke siltige Feinsandschicht eingebettet. Unter der tonigen Siltschicht sind mitteldicht bis dicht gelagerte Sande anzutreffen. Der genaue Bodenaufbau ist in Abb. 3.14 dargestellt.

Der Testdamm wies einen quadratischen Grundriss von  $37 \times 37 \text{ m}^2$  und eine Böschungsneigung von etwa 2:1 bei einer Höhe von 4.3 m (Abb. 3.14) auf.

Die Bodenkennwerte für den weichen tonigen Silt wurden aus Feld- und Laborversuchen sowie aufgrund von Erfahrungswerten aus benachbarten Dammschüttungen ermittelt und sind in Tabelle 25 zusammengefasst. Hierbei ist anzumerken, dass die Angabe des totalen Reibungswinkels in der Publikation [47] nicht aussagekräftig ist, da sich damit weder eine undrainierte Scherfestigkeit noch ein effektiver Reibungswinkel und eine effektive Kohäsion ableiten lassen. Die Werte der effektiven Scherfestigkeiten mussten für die Modellierung anderweitig bestimmt werden (siehe Kapitel 3.2.3.1).

Eigenschaft	Laborergebnis
Feuchtraumgewicht $\gamma$	15-16 kN/m <sup>3</sup>
Fliessgrenze $w_L$	32-74 %
Plastizitätsindex $I_P$	3-36 %
undrainierte Scherfestigkeit $s_u$	10-19 kPa
Reibungswinkel der totalen Spannung $\varphi$	13-16°
Kompressionsbeiwert $C_c$	0.56
Wiederbelastungsbeiwert $C_s$	0.06
Konsolidationsbeiwert $c_v$	$4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

Tabelle 25: Gegebene Eigenschaften des weichen tonigen Siltes [47]

Als Bewehrung wurde ein hochfestes gewebter Polyester- Geokunststoff eingesetzt. Die vom Hersteller angegebenen Eigenschaften des verwendeten Geokunststoffes sind in folgender Tabelle 26 zusammengefasst.

Eigenschaft	Anforderung
Maschenweite	0.6 mm
Durchlässigkeit (transversal)	$5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
Zugfestigkeit in Tragrichtung	180 kN/m
Zugfestigkeit quer zur Tragrichtung	90 kN/m
Sekantenmodul bei 10 % Dehnung	70000 kN/m <sup>2</sup>
Nahtzugfestigkeit	35 kN/m
Durchstanzfestigkeit	0.5 kN
Zerreissfestigkeit	0.3 kN

Tabelle 26: Eigenschaften des Geokunststoffes nach Herstellerangaben [47].

Der Einbau des Geokunststoffes erfolgte doppellagig mit den Haupttragrichtungen rechtwinkelig zueinander auf der Gründungssohle des Dammes. Durchgeführte Qualitätskontrollen ergaben erhöhte Zugfestigkeiten. So wurden bei jeder Lieferung keine Zugfestigkeitswerte unter 201 kN/m in Haupt- und 123 kN/m in Nebentragrichtung gemessen.

Der Bau des Testdamms wurde im Januar 1992 begonnen und innerhalb von 34 Tage abgeschlossen. Bis Dezember 1993 war der Damm mit Setzungsmessern, Inklinometern und Piezometern über-

wacht worden. In Abb. 3.15a ist schematisch die Anordnung der Messsysteme im Grundriss dargestellt. Die horizontalen Verschiebungen der Inklinometermessung am Dammfuss werden in Abb. 3.15b gezeigt. Die Messpunkte sind im Querschnitt in Abb. 3.17 dargestellt. Der Piezometermesspunkt P-1 liegt in Damm- und Böschungsmitte in 3 m Tiefe, unter der natürlichen Geländeoberfläche (Abb. 3.17).

In der Abb. 3.16 sind neben der geschütteten Dammhöhe auch die zeitlichen Setzungen in Dammmitte auf Höhe der natürlichen Geländeoberfläche sowie die Entwicklung der Porenwasserüberdrücke im Punkt P-1 dargestellt. Die Angabe des Porenwasserüberdruckes erfolgt in Meter-Wassersäule. Diese publizierten Messwerte wurden in der folgenden FE - Analyse verwendet (Abb. 3.15 und Abb. 3.16).

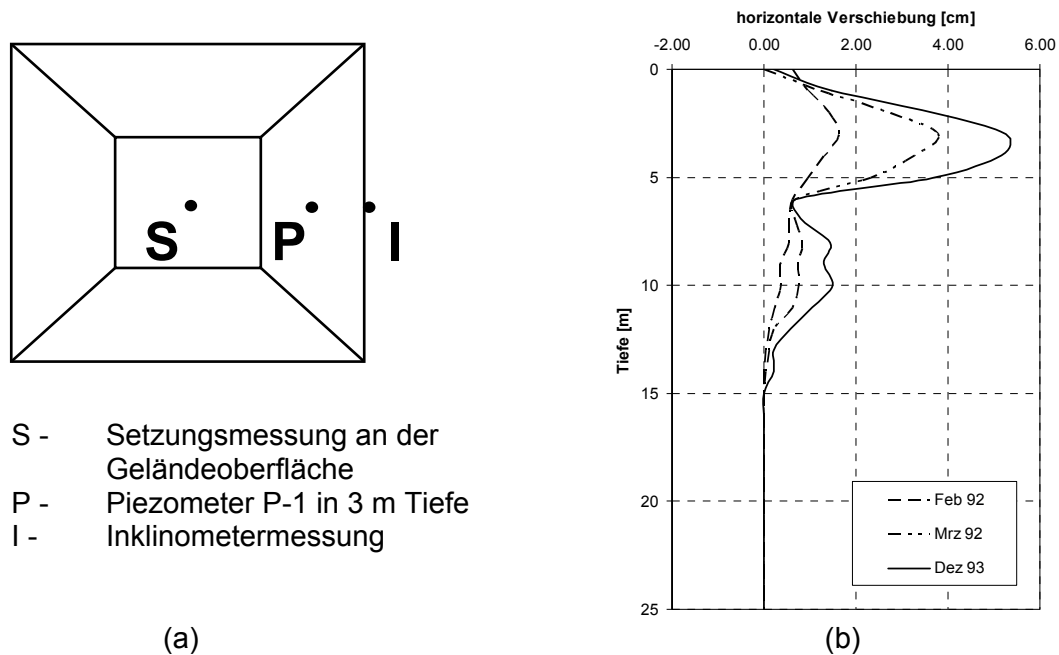


Abb. 3.15: (a) Messpunkte im Grundriss des Testdammes, (b) Messwerte der horizontalen Verschiebung am Dammfuss (I) [47]

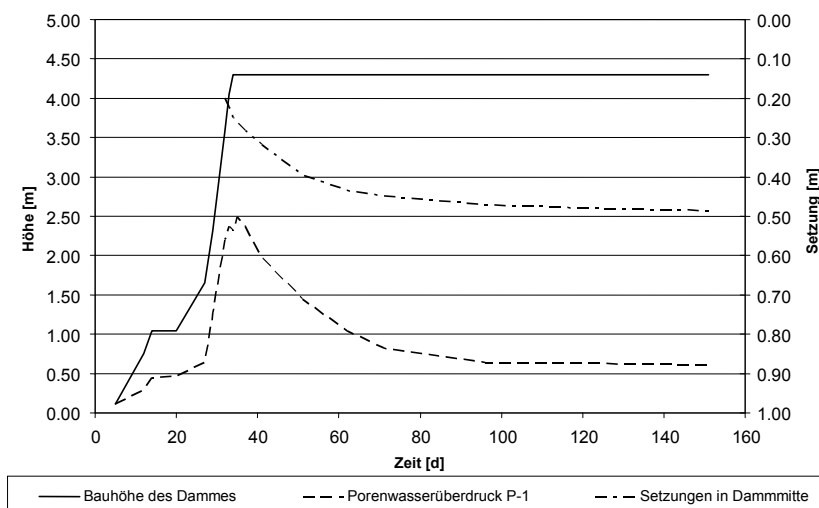


Abb. 3.16: Ausgewählte Messwerte der Testdammüberwachung, Baubeginn Jan. 1992 [47]

### 3.2.3 Referenzberechnung mittels Finiten Elementen

#### 3.2.3.1 Berechnungsmodell

Mit dem Finiten- Element- Programmsystem PLAXIS Version 8.2 [12] wurde das oben vorgestellte Bauprojekt nachgerechnet. Die Angaben aus [47] bilden die Grundlage zum Aufbau des FE- Modells des Dammes und der Berechnung der Modellparameter.

#### 3.2.3.2 Modellbildung

Obwohl der Testdamm einen quadratischen Grundriss hat, wurde die Aufgabe als symmetrisch ebenes System betrachtet. Dies kann damit begründet werden, dass hauptsächlich nur die Messwerte in der Dammmitte betrachtet werden. Tendenziell werden die Verformungen in einer ebenen Berechnung eher überschätzt [50]. Im Vergleich zu der wahren räumlichen Belastung bleiben die Abweichungen aber klein.

Es wurde das 15-knotige Dreieckselement mit einem Polynom vierter Ordnung als Formfunktion verwendet. Das modellierte FE- Netz ist in Abb. 3.17 dargestellt und besteht aus 441 Elementen. Weiterhin wurde ein Strukturelement als Geokunststoff verwendet, das nur Zugkräfte aufnehmen kann. Die Kontaktfläche zwischen Geokunststoff und Boden wird mit einem Interface-Element modelliert, welches Schlupf zulässt und verminderte Scherwiderstände in der Trennfläche modellieren kann. In der FE-Referenzrechnung wurde für alle Bodenarten das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb verwendet.

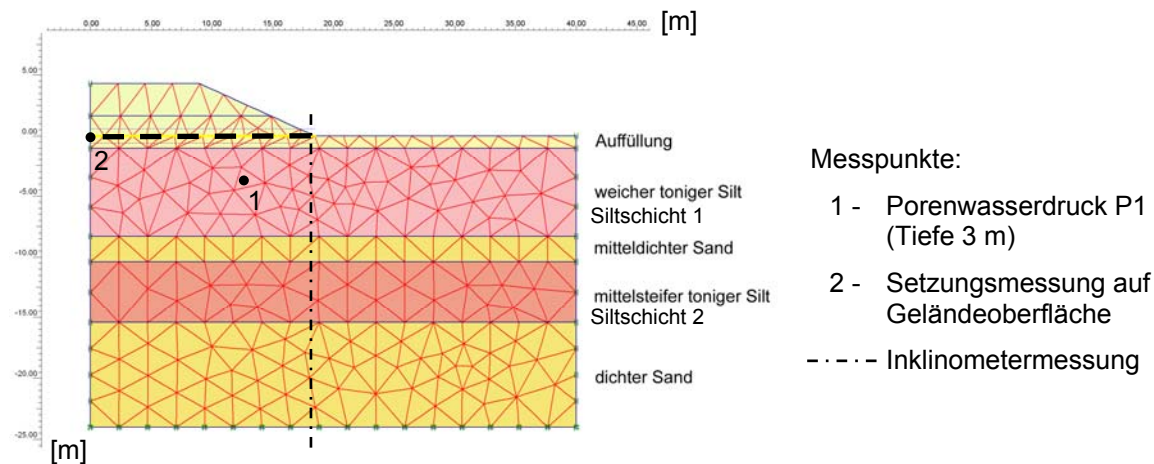


Abb. 3.17: Finite- Element- Modell der Testdammschüttung mit Messpunkten zur Analyse

#### 3.2.3.3 Drainierte und undrainierte Berechnung

In der Berechnung wurden die sandigen Bodenschichten als drainiert betrachtet, da angenommen werden kann, dass sich dort keine massgebenden Porenwasserüberdrücke aufbauen. Feinkörnige Materialien können bei der Untersuchung des Langzeitverhaltens ebenfalls drainiert modelliert werden. Dabei werden zeitliche Effekte aus der Entstehung von Porenwasserüberdrücken und Konsolidation nicht betrachtet.

Die feinkörnigen Siltschichten wurden in der Berechnung undrainiert modelliert. Nach [51] gibt es 3 Methoden, mit denen man undrainiertes Verhalten analysieren kann.

Bei der Methode 1 werden alle Bodenparameter als effektive charakteristische Parameter eingegeben, Steifigkeits- sowie Scherfestigkeitsparameter ( $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $\psi$ ,  $E'$ ,  $\nu'$ ). In PLAXIS wird der Kompressionsmodul des Wassers  $K_w$  in der Berechnung ergänzt und daraus ein undrainierter Kompressionsmodul  $K_u$  des Bodens ermittelt. Mit diesem undrainierten Kompressionsmodul werden dann die Inkremente der totalen und effektiven Spannung sowie der Porenwasserüberdrücke aufgrund der inkrementellen Laständerung berechnet [12]. Dabei wird das Bodenverhalten immer von effektiven Spannungen bestimmt und die undrainierte Scherfestigkeit kann sich während der Konsolidation erhöhen. Eine genaue Modellierung der undrainierten Scherfestigkeit ist hier nicht immer möglich und wird von Stoffgesetz diktiert. Die berechneten Werte der undrainierten Scherfestigkeit sollten mit den realen Werten überprüft werden. Diese Methode wird von [51], [12], [52], [53] zur Analyse empfohlen.

Bei Methode 2 werden die Messwerte der undrainierten Scherfestigkeit direkt verwendet. Der Reibungswinkel wird zu Null gesetzt und die undrainierte Scherfestigkeit ersetzt die effektive Kohäsion. Die Steifigkeitsparameter  $E'$  und  $\nu'$  werden als effektive Werte angesetzt. Ein Zuwachs der undrainierten Scherfestigkeit während der Konsolidation kann mit dieser Methode nicht modelliert werden und sie wird angewendet, wenn die effektiven Scherfestigkeitsparameter nicht bekannt sind.

Bei Methode 3 wird eine totale Spannungsanalyse durchgeführt. Ähnlich zur Methode 2 wird der Reibungswinkel zu null gesetzt und die undrainierte Scherfestigkeit ersetzt die effektive Kohäsion. Die Steifigkeitsparameter  $E_u$  und  $\nu_u \approx 0.495$  werden als undrainierte Werte angesetzt. Diese Methode ist nicht sehr empfehlenswert, da man keine Aussage über Porenwasserüberdrücke treffen kann, und sie ist für eine Konsolidationsanalyse ungeeignet [51].

Für alle Berechnungen wurde die Methode 1 mit effektiven Bodenparametern angewendet. Ausser bei der Betrachtung des Sicherheitsniveaus wurde auf Methode 2 zurückgegriffen.

### 3.2.3.4 Bestimmung der Bodenparameter

In der Tabelle 27 sind die Parameter der einzelnen Bodenschichten des Berechnungsmodells angeführt. Sie wurden aus den Werten der Tabelle 25 abgeleitet. Da der effektive kritische charakteristische Reibungswinkel  $\varphi'_k$  nicht direkt in der Veröffentlichung [47] angegeben wurde, bzw. die angegebenen Scherfestigkeitsparameter nicht der Realität entsprachen, musste eine Abschätzung vorgenommen und erweiterte Überlegungen angestrengt werden. Dies geschah mit Hilfe des Stoffgesetzes Modified Cam Clay. Die Formulierung ist in [52] hergeleitet und lautet:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vi}} = g(\theta) \cos \theta \frac{\text{OCR}}{6} (1 + 2K_0^{\text{NC}}) [1 + B^2] \left[ \frac{2(1 + 2K_0^{\text{OC}})}{(1 + 2K_0^{\text{NC}}) \text{OCR} [1 + B^2]} \right]^{\frac{\kappa}{\lambda}}$$

$$B = \frac{\sqrt{3}(1 - K_0^{\text{NC}})}{g(\theta)(1 + 2K_0^{\text{NC}})}$$

$$g(\theta) = \frac{\sin \varphi'_{cv}}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \varphi'_{cv}}{\sqrt{3}}}$$

Die Funktion  $g(\theta)$  repräsentiert die Fließfläche nach Mohr-Coulomb in der Deviatorenebene in Abhängigkeit vom Lode-Winkel  $\theta$ .

$\sigma'_{vi}$  - herrschende effektive vertikale Spannung

OCR - Verhältnis der Überkonsolidation

$K_0^{\text{NC}}$  - Erdruhedruckbeiwert normalkonsolidiert

$\lambda$  - Cam-Clay Kompressionsbeiwert

$K_0^{\text{OC}}$  - Erdruhedruckbeiwert überkonsolidiert

$\kappa$  - Cam-Clay Entlastungsbeiwert

$\varphi'_{cv}$  -  $\varphi'_k$  - charakteristischer Reibungswinkel (bei konstantem Volumen (cv) im Scherversuch)

Auf das Stoffgesetz Modified Cam Clay soll an dieser Stelle mit Hinweis auf Kap. 3.3.2.2 und [54], [55] nicht näher eingegangen werden. Aus der undrainierten Scherfestigkeit, dem vorherrschenden effektiven vertikalen Spannungszustand, dem Überkonsolidationsverhältnis, den Steifigkeitsbeiwerten und dem Erdruhedruckbeiwert unter normalkonsolidierten Bedingungen in den weichen Siltschichten lässt sich mit dem oben genannten formellen Zusammenhang der effektive Reibungswinkel zurückrechnen. Eine Abschätzung kann ebenfalls durch die Modellierung eines triaxialen Scherversuches erfolgen. Unter Annahme der Krustenbildung an der Oberfläche der weichen Schichten mit einem erhöhten Überkonsolidationsverhältnis von ca. 2 und der Abnahme des OCR auf 1 in tieferen Schichten bei einem höheren Spannungsniveau kann ein effektiver Reibungswinkel  $\varphi'_k$  von ca.  $23^\circ$  ermittelt werden. Die undrainierte Scherfestigkeit wird dabei mit ca.  $10 \text{ kN/m}^2$  nahe der Geländeoberfläche und mit ca.  $19 \text{ kN/m}^2$  in etwa 15 m Tiefe angenommen (siehe Tabelle 25).

Da vor allem die massgebenden Parameter der Steifigkeit anfänglich nicht exakt bestimmt werden konnten, wurden die Steifigkeiten der Tonschichten sowie die Durchlässigkeiten variiert, bis eine gute Übereinstimmung der Zeitsetzung und der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke für ausgewählte Punkte erzielt wurde (Abb. 3.17). Der angegebene Konsolidationsbeiwert des tonigen Siltes wurde dabei berücksichtigt. Es wurde mit konstanten Durchlässigkeiten gerechnet. In der Veröffentlichung [47] sind ferner keine Angaben über die anstehenden Sande und das verwendete Dammschüttungsmaterial gemacht worden. Die angegebenen Werte in Tabelle 27 wurden abgeschätzt bzw. rückge-

rechnet. Für eine numerisch stabile Berechnung in der FE-Methode empfiehlt sich der Ansatz einer kleinen Kohäsion im Boden.

	Damm	Auffüllung	weicher Silt	mitteldichter Sand	mittelsteifer Silt	dichter Sand
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18.0	18.0	15.0	18.5	16.0	19.0
$\gamma_g$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	20.0	16.0	20.5	17.0	21.0
$k_x$ [m/s]	0.02	0.02	$3.30 \cdot 10^{-9}$	0.02	$1.62 \cdot 10^{-9}$	0.02
$k_y$ [m/s]	0.02	0.02	$1.32 \cdot 10^{-8}$	0.02	$8.0 \cdot 10^{-9}$	0.02
$E_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	15000	15000	1180	25000	2400	35000
$\nu'$ [-]	0.2	0.2	0.3	0.2	0.3	0.2
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1.0	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0
$\phi'$ [°]	31.0	31.0	23.0	31.0	23.0	32.0
$\psi$ [°]	0	0	0	0	0	0
$s_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	15.0	0	20.0	0

Tabelle 27: Bodenparameter des Mohr-Coulomb Stoffgesetzes der Referenzrechnung.

### 3.2.3.5 Bestimmung der Parameter des Geokunststoffes

Der Geokunststoff wird als linear elastisches Zugelement mit einer möglichen Fließgrenze modelliert. Die Eingabeparameter sind die axiale Dehnsteifigkeit EA und eine Normalkraft, bei der der Geokunststoff plastifiziert. Die Angaben werden vom Hersteller geliefert und können aus dem Last-Dehnungs-Diagramm ermittelt werden. Die axiale Dehnsteifigkeit EA berechnet sich wie folgt:

$$EA = \frac{F}{\varepsilon}$$

Ausgehend von Tabelle 26 und Angaben aus [47] wurde bei einer maximalen Dehnung von 10% und einer Zugfestigkeit von 324 kN/m<sup>2</sup> des doppelt verlegten Geokunststoffes eine Dehnsteifigkeit von 3240 kN/m berechnet. Der Beiwert für den Reibungswinkel  $a_\phi$ , in der Kontaktfläche zwischen Geokunststoff und Sandschicht, wurde mit  $a_\phi = 0.8$  angesetzt. Abhängig von den Eigenschaften des Geokunststoffes, z.B. Material, Herstellungsverfahren und Maschenweite, sollten unterschiedliche Reibungsbeiwerte angenommen werden. Der Wertebereich liegt nach [6] zwischen 0.5 und 1.0.

### 3.2.3.6 Berechnungsschritte und Einstellungen

Der Grundwasserspiegel wurde auf Höhe der ersten tonigen Siltschicht bei 1 m Tiefe angesetzt. Die Berechnung des initialen Spannungszustandes erfolgte mittels der  $K_0$ -Prozedur. Das bedeutet, dass sich die vertikalen Spannungen aus dem Eigengewicht des Bodens ergeben und die horizontalen Spannungen mittels Erdruehdrukbeiwerten berechnet werden [12].

Die Berechnung in PLAXIS wurde mit Netzaktualisierung, je Berechnungsschritt, durchgeführt, auch "updated mesh" bzw. "updated Lagrange" genannt. Aufgrund der ermittelten Verformungen in einem Berechnungsschritt wird für den nachfolgenden Berechnungsschritt ein neues Netz am verformten System generiert. Dies führt zu genaueren Ergebnissen bei grossen Verformungen und ist für Berechnungen mit Geokunststoffen empfohlen [12].

Weiterhin wurde eine gekoppelte Konsolidations-Last-Analyse durchgeführt. Dies bedeutet, dass während der inkrementellen Lasteintragung in einer Berechnungsphase gleichzeitig die Konsolidation aufgrund der bis dahin eingetragenen Last berechnet wird.

Die Bauausführung wurde in 2 Stufen modelliert. Die erste Schüttung bis 1.65 m Dammhöhe erfolgte in einem Zeitraum von 27 Tagen. Die abschliessende Höhe von 4.3 m wurde nach weiteren 7 Tagen erreicht (Abb. 3.16). Anschliessend wurde ein Konsolidationszeitraum von 117 Tagen beobachtet.

### 3.2.3.7 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungen zeigen soweit eine recht gute Übereinstimmung beim Setzungsverlauf und bei der Entwicklung der Porenwasserüberdrücke, trotz der Defizite des Modells bezüglich räumlicher und stoffgesetzlicher Abbildung (Abb. 3.18). Anzumerken ist die Differenz der Porenwasserdrücke am Ende der Konsolidation (ca. 5 kPa). Ein Teil dieser Differenz resultiert aus der Setzung des Porenwasserdruckmessgebers im Boden infolge der Auflast durch den Damm. Der hydrostatische Wasserdruck ist dann nach dem Bau des Dammes grösser, da der Messgeber tiefer im Grundwasser liegt. Bei den Messwerten handelt es sich um Rohdaten. Bei der FE-Berechnung wird die Verschiebung der Knotenpunkte in der Porenwasserdruckanalyse berücksichtigt, und Porenwasserüberdrücke werden als korrigierte Werte berechnet. In der FE-Berechnung setzt sich der Messpunkt P1 (siehe Abb. 3.17 und Abb. 3.18) um 0.19 m.

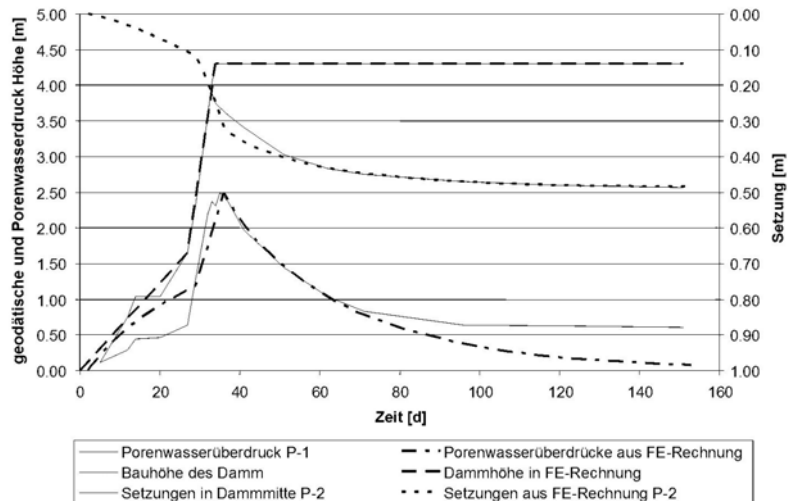


Abb. 3.18: Vergleich gemessener und numerisch berechneter Messwerte (vergleiche Abb. 3.16)

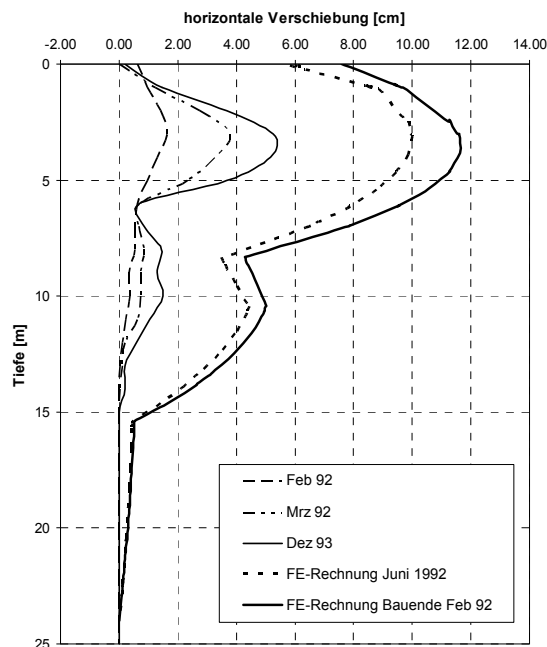


Abb. 3.19: Gemessene und berechnete horizontale Verschiebungen am Fuss in Dammmittelpunkt

Starke Abweichung zeigt die Berechnung bei den horizontalen Verschiebungen (Abb. 3.19). Die Grössen der gemessenen Werte weichen um ein Mehrfaches von den berechneten Werten ab. Der Verlauf der Verschiebungen über der Tiefe hingegen stimmt qualitativ recht gut überein, wobei aber die steifere Sandschicht um wenige Meter verschoben scheint. Dieser Höhenunterschied könnte aus der nicht

exakten Angabe des Bodenprofils in der Veröffentlichung [47] herrühren. Der massgebliche Anteil der abweichenden Berechnung horizontaler Verschiebungen liegt höchstwahrscheinlich in der Anisotropie des Bodens, die durch das angewendete isotrope Stoffgesetz ( $E_{\text{horizontal}} = E_{\text{vertikal}}$ ) nicht berücksichtigt werden kann [56] sowie in der Annahme von ebenen Dehnungszuständen. Es wurde davon ausgegangen, dass der Boden normalkonsolidiert ist. Interessant ist auch die Beobachtung in der FE-Berechnung, dass die horizontalen Verschiebungen nach Ende der Bautätigkeit um etwa 14 % zurückgehen. Dieser Trend deckt sich nicht mit den gemessenen Werten.

Die maximale Zugkraft am Ende der Bautätigkeit beträgt 26.6 kN/m. Am Ende des Betrachtungszeitraumes geht die maximale Zugkraft um 9 % auf 24.2 kN/m zurück. Nach [22] wird die erforderliche Zugkraft des Geokunststoffes zur Gewährleistung des Sicherheitsniveaus nach dem Ende der Baumassnahmen abnehmen, was aber nicht bedeuten muss, dass die vorhandene Kraft ebenfalls abnimmt.

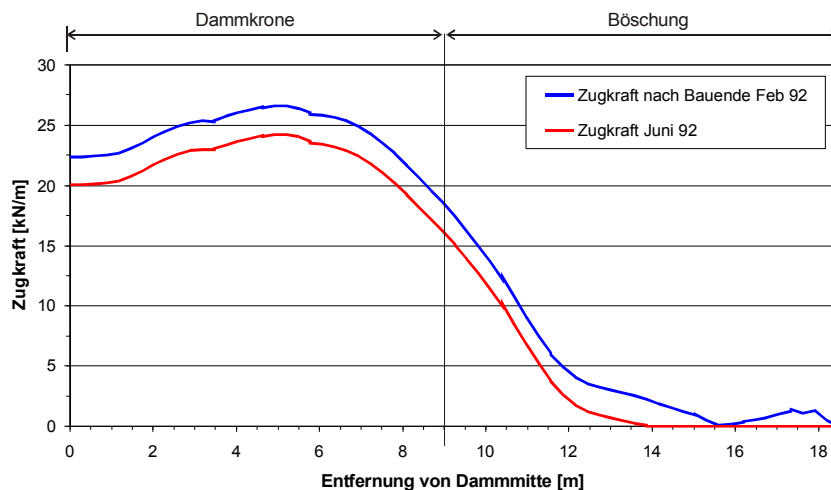


Abb. 3.20: Verteilung der berechneten Zugkraft im Geokunststoff

In Abb. 3.21 ist die Verteilung der Scherspannungen im Berechnungsmodell dargestellt. Deutlich sind lokale Spannungskonzentrationen im Dammkörper und an der Unterkante der oberen Siltschicht erkennbar. Diese geben Aufschluss über kritische Zonen im Modell und wo eventuell Versagen auftreten könnte.

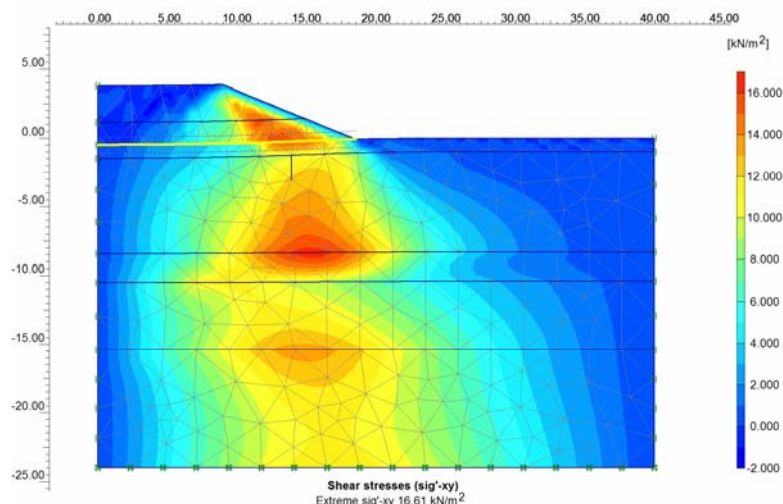


Abb. 3.21: Ausbildung der Scherspannungen im FE-Modell der Referenzberechnung am Ende des Beobachtungszeitraumes nach 151 Tagen im Juni 1992

Abb. 3.22 zeigt eine mögliche Verteilung der Porenwasserüberdrücke am Ende der Bautätigkeit. Aufgrund der drainierten Modellierung des sandigen Bodenmaterials bauen sich nur in den tonigen Schichten Porenwasserüberdrücke auf. Der maximale Wert des Porenwasserüberdrucks beträgt 58

kPa in der Mitte der Siltschicht 1. Aufgrund der gekoppelten Konsolidation während der Lasteintragung konnten sich schon während der Bauphasen Teile der Porenwasserüberdrücke abbauen. So entspricht der Maximalwert des Porenwasserüberdrucks am Ende der Bautätigkeit nicht der durch den Damm aufgebrachtene totale Spannung, sondern liegt etwas darunter.

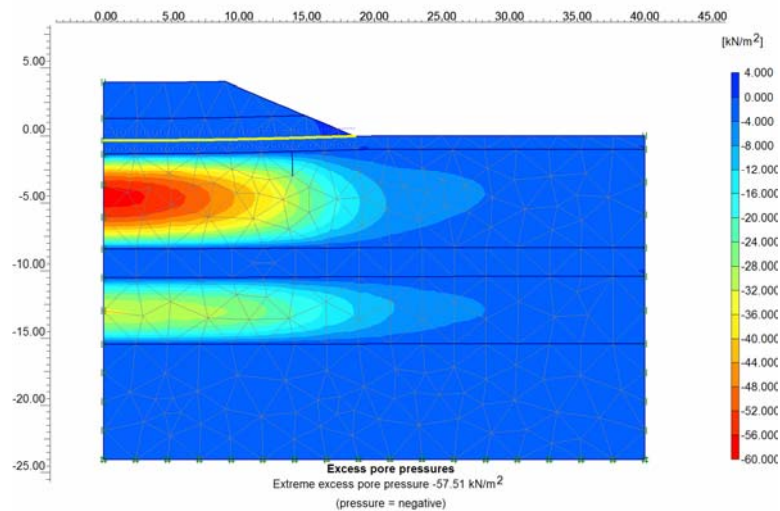


Abb. 3.22: Porenwasserüberdrücke am Ende der Bautätigkeit nach 34 Tagen im Februar 1992

### 3.3 Auswertung der numerischen Berechnungen

#### 3.3.1 Vergleich der Ergebnisse der numerischen (FE-Methode) und der klassischen Bemessung (Gleichgewichtsmodelle)

Im Folgenden wird auf die Beurteilung des Sicherheitsniveaus der Dammkonstruktion eingegangen. Zu diesem Zweck wurde eine Stabilitätsanalyse mit dem Lamellenverfahren nach der Schwedischen Methode [41] und mit der FE-Berechnung durchgeführt. Es wurden zwei Zustände untersucht, einmal die Sicherheit direkt nach der Herstellung des Damms und am Ende der Konsolidation.

Die numerische Berechnung des Sicherheitsniveaus mit der FE Methode erfolgt nach einem anderen Prinzip als das der klassischen Verfahren des Vergleiches rückhaltender und treibender Kräfte bzw. Momente, die im kinematischen Gleichgewicht zueinander stehen. Das Programmsystem PLAXIS bietet die Methode der Phi-c-Reduktion [57]. Die Funktionsweise basiert auf der sukzessiven Reduktion der effektiven Scherfestigkeitsparameter des Bodens, des Reibungswinkels  $\varphi'$  und der Kohäsion  $c'$ , in jedem Berechnungsschritt, bis Versagen eintritt. Damit berechnet sich der globale Sicherheitsfaktor  $F_s$  nach [57] wie folgt:

$$F_s = \frac{c'_{\text{Eingabe}} + \sigma'_n \tan \varphi'_{\text{Eingabe}}}{c'_{\text{reduziert}} + \sigma'_n \tan \varphi'_{\text{reduziert}}}$$

Problematisch ist bei dieser Methode ist unter anderem, dass spannungsabhängige Steifigkeiten und Verfestigungseffekte nicht mit berücksichtigt werden. Bei Verwendung anderer Stoffgesetze als Mohr-Coulomb werden die Scherfestigkeitsparameter auf  $\varphi'$  und  $c'$  nach Mohr-Coulomb umgerechnet. Spannungsabhängige Steifigkeiten werden von der vorangegangenen Berechnungsphase übernommen und während der Berechnung in der Phi-c-Reduktion konstant gehalten. Festigkeiten von Strukturelementen werden nicht reduziert [12].

Die Berechnung der Stabilität direkt nach der Dammerstellung wurde an einem System vorgenommen, das die undrainierte Scherfestigkeit als Scherfestigkeitsparameter der feinkörnigen Schichten berücksichtigt. Die Berechnung entspricht der Methode 2 aus Kap. 3.2.3.1. Die Berechnung undrainierter Zustände mit dem Stoffgesetz Mohr-Coulomb mit effektiven Bodenparametern führt zu einer Überschätzung der Stabilität, und nach [12] wird empfohlen, die undrainierten Scherfestigkeitsparameter ( $\varphi' = 0$ ,  $c' = s_u$ ) anzusetzen. Die Parameter der sandigen Schichten wurden drainiert mit effektiven Scherfestigkeitswerten angesetzt. Als Bodenparameter wurden die Werte aus Tabelle 27 verwendet und  $s_u$  der Siltschicht 1 mit 15 kPa angesetzt.

Bei der Berechnung der Sicherheit nach der Schwedischen Methode ergab sich ein globaler Sicherheitsfaktor von 1.26. Im Vergleich dazu wurde die globale Sicherheit nach der Phi-c-Reduktion der FE-Methode mit 1.40 berechnet. Die sich entwickelnden Bruchmechanismen sind nicht absolut gleich, aber zumindest einander ähnlich und bilden einen tiefen Gleitkreis durch die obere, weiche, tonige Siltschicht (Abb. 3.23). Die Darstellung des Bruchmechanismus in der FE-Berechnung erfolgt am besten mit der Anzeige der inkrementellen Scherdehnungen des letzten Berechnungsschrittes. Damit heben sich, kurz vor dem Versagen, die Zonen hervor, in denen die grössten Scherdehnungen auftreten, und sich eine mögliche Gleitfläche ausbildet.

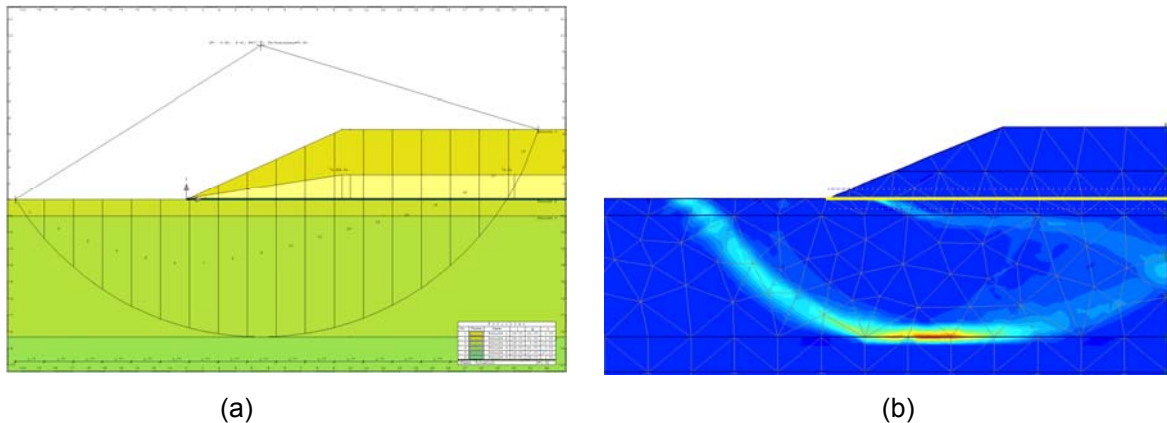


Abb. 3.23: Stabilitätsberechnung am Ende der Bautätigkeit nach 34 Tagen (a) Gleitkreisberechnung nach der Schwedischen Methode, globale Sicherheit 1.26 (b) ausgebildete Gleitfläche im Dammkörper nach der Phi-c Reduktion, globale Sicherheit 1.40

Mit der FE-Methode kann eine mobilisierte Zugkraft im Geokunststoff bei Versagen der Konstruktion berechnet werden. Im vorliegenden Fall wurden maximal  $240 \text{ kN/m}^2$  an Zugkraft mobilisiert. Dieser Wert liegt unterhalb der maximalen Zugkraft nach Herstellerangaben von  $324 \text{ kN/m}^2$ . Die Scherfestigkeit des Bodens wurde hierbei um 29% reduziert.

Bei der Betrachtung der Sicherheit am Ende der Konsolidation ergab sich ein globaler Sicherheitsfaktor von 1.57 mit der Schwedischen Methode und 1.56 mit der FE-Berechnung. Das Versagen sollte in beiden Fällen durch einen Böschungsbruch im Dam allein erfolgen (Abb. 3.24). Aufgrund der erhöhten Scherfestigkeit des Bodens nach der Konsolidation und der Wirkung des Geokunststoffes ist ein tiefliegender Gleitkreis durch den Untergrund, mit Schnitt durch den Geokunststoff, nicht das massgebende Versagensbild.

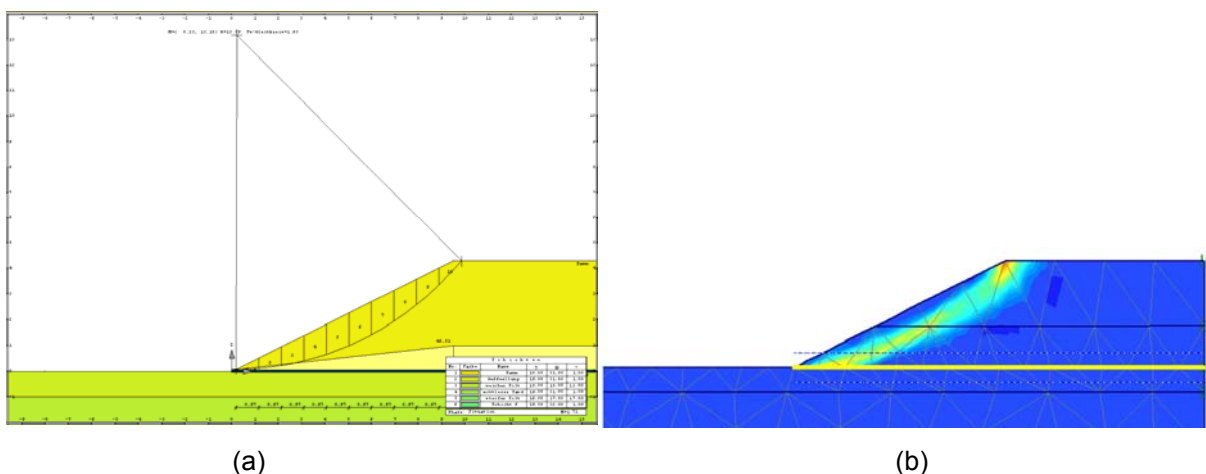


Abb. 3.24: Stabilitätsanalyse am Ende der Konsolidation (a) Gleitkreisberechnung nach der Schwedischen Methode, globale Sicherheit 1.57 (b) ausgebildete Gleitfläche im Dammkörper nach der Phi-c-Reduktion, globale Sicherheit 1.56

Vergleicht man nun beide Methoden der Sicherheitsberechnung, lässt sich eine gute Übereinstimmung für den drainierten Fall feststellen, wenn das Bruchbild einem Kreis entspricht und durch einen

homogenen Untergrund verläuft (Abb. 3.25). Die Bruchmechanismen sind einander ähnlich. Das globale Sicherheitsniveau am Ende der Konsolidation ist mit rund 1.6 fast identisch. Abweichungen gibt es beim Vergleich des undrainierten Zustandes am Ende der Bautätigkeit (Abb. 3.23). Bei der Phi-c-Reduktion verläuft die Bruchfläche durch mehrere Bodenschichten mit unterschiedlichen Scherfestigkeiten und durch den Geokunststoff und bildet keinen exakten Kreis. Die Scherfestigkeiten der Bodenschichten werden in der Berechnung im gleichen Verhältnis reduziert, während die Zugfestigkeit des Geokunststoffes nicht verringert wird. Daraus ergeben sich die Unterschiede zur klassischen Gleitkreisberechnung, und die Resultate sind nicht unmittelbar miteinander vergleichbar. Der berechnete Sicherheitsfaktor in der Phi-c-Reduktion ist grösser als in der klassischen Gleitkreisberechnung und kann unter Umständen ein zu hohes Sicherheitsniveau vortäuschen.

### **3.3.2 Analyse der FE- Parameterstudie**

Die im vorigen Abschnitt beschriebene Finite- Element- Berechnung soll im Folgenden als Referenzberechnung dienen, auf die sich alle Vergleiche der durchgeführten Parameterstudie beziehen. Es wurden ausgewählte Kenngrössen des Berechnungsmodells nacheinander variiert und der Einfluss auf das Verhalten des Systems betrachtet. Die im Einzelnen untersuchten Parameter sind nachfolgend separat abgehandelt.

Es ist zum Teil recht schwierig, qualifizierte Aussagen zu treffen, da für eine genaue Analyse weitere Messdaten und Informationen erforderlich sind. Zum Beispiel liegen über die vorhandenen Dehnungen und Zugkräfte im Geokunststoff keine Angaben vor.

So kann man die Berechnungen nur qualitativ einordnen und die Werte untereinander vergleichen, um daraus gewisse Schlüsse zuziehen.

#### **3.3.2.1 Geometrische Abmessungen**

Grundsätzlich kann man eine lang gestreckte Dammkonstruktion als symmetrisch ebenes Problem betrachten. Die folgenden Angaben zu empfohlenen geometrischen Abmessungen beziehen sich auf eine Hälfte der modellierten Dammschüttung. Liegen hingegen kompliziertere Bodenverhältnisse vor, z.B. geneigte Bodenschichten, dann muss man auf eine symmetrische Betrachtung des Problems verzichten.

#### **Einfluss der Tiefe des generierten Netzes**

Um die Tiefe eines FE- Modells abzuschätzen, eignet sich die Annahme der Grenztiefe aus der Setzungsberechnung. Danach bestimmt sich die Grenztiefe, wenn lotrechte Bauwerkslasten 20% der aus dem Überlagerungsdruck wirkendem Eigengewicht unterschreiten, [34, 35]. Andere Veröffentlichungen gehen von 10% Lastanteil aus [58]. Überschlägig kann die Abschätzung der Grenztiefe auch mit der 2-fachen Fundamentbreite abgeschätzt werden. Schwieriger kann die Annahme bei geschichteten Böden werden. Die Grenztiefe sollte bis unterhalb kompressibler Schichten reichen. Andererseits kann die Grenztiefe bei tragfähigem Untergrund an diesem Schichtwechsel festgelegt werden.

Überträgt man diese Angaben zur Grenztiefe aus [34, 35] auf einen Damm mit gleichem spezifischen Gewicht der Foundationsschicht und des Schüttmaterials, kann man eine Modelltiefe vom 5-fachen der Dammhöhe annehmen. Ist die Foundationsschicht gesättigt, muss das spezifische Raumgewicht unter Auftrieb berücksichtigt werden, und die Grenztiefe sollte auf die 10-fache Dammhöhe verdoppelt werden.

Im vorliegenden Fallbeispiel gibt es einen Schichtwechsel zum tragfähigen Untergrund. Eine Vergrößerung der Modelltiefe hat keinen nennenswerten Einfluss auf das System.

Ergänzend wurde eine Parameterstudie eines 20 m breiten und 5 m mächtigen Dammes mit einer Böschungsneigung von 2:1 auf einer homogenen weichen Schicht mit konstanter Steifigkeit durchgeführt. An diesem Beispiel konnte keine eindeutige Grenztiefe ermittelt werden. Bei 10-facher Dammhöhe nähern sich die maximalen Scherspannungen und die maximalen horizontalen Verformungen im Boden einem Grenzwert an. Die vertikalen Setzungen hingegen nehmen mit zunehmender Modellgrösse weiter zu, da eine Zunahme der Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe nicht modelliert wurde, dies aber in der Realität zu erwarten ist. Zusammenfassend könnte man eine Modelltiefe der 8 bis 10-fachen Dammhöhe bzw. der 2-fachen mittleren Breite des gesamten Dammes empfehlen. Für das betrachtete Beispiel entsprechen beide Annahmen einer etwaigen Modelltiefe von 50 bis 60 m.

Die Wahl der Modelltiefe ist bei einfachen Stoffgesetzen von grosser Bedeutung für die Setzungsberechnung, da die Steifigkeit mit der Tiefe konstant bleibt. Abhilfe könnte eine zunehmende Steifigkeit

mit der Tiefe bringen (Gibson-Boden). Bei der Verwendung von Stoffgesetzen, die die Steifigkeiten dem Dehnungsbereich anpassen, sogenannte "small strain" Modelle, erhöht sich die Steifigkeit automatisch mit der Tiefe und die Setzungen sind unabhängig von übergrossen Modellabmessungen.

#### Einfluss der Breite des generierten Netzes

Die Breite des Modells wurde ausgehend vom Referenzmodell auf 60 m und 70 m vergrössert. Dies hatte zu Folge, dass die Zugkräfte und Dehnungen im Geokunststoff um 6% bzw. 7% zunahmen. Die Setzungen vergrösserten sich nur um 1%. Die Porenwasserüberdrücke bleiben unverändert. Weiterhin nahmen die horizontalen Verschiebungen um 10% bzw. 11% zu. Die Scherspannungen im Ton und im Damm bleiben annähernd unverändert.

Eine Variation der Modellbreite hat nur einen Einfluss auf Zugkräfte im Geokunststoff und horizontale Verformungen. Als Empfehlung könnte man etwa das 3 bis 4-fache der halben mittleren Dammbreite angeben. Grössere Abmessungen des Modells führen auch zu einer gröberen Strukturierung des Elementnetzes, welches ebenfalls einen Einfluss auf die Berechnungsqualität hat. Eine lokale Verfeinerung des Netzes um den Dammfuss und das Geokunststoff ist dann erforderlich. Prinzipiell sollte der Einfluss der Konstruktion zu den Rändern hin verschwinden.

#### 3.3.2.2 Vergleichsrechnung unter Verwendung des Stoffgesetzes Modified Cam Clay für weiche Bodenschichten

Neben der Verwendung des Stoffgesetzes Mohr-Coulomb sollten auch andere Stoffgesetze betrachtet werden. Zu diesem Zweck wurde das Stoffgesetz Modified Cam Clay (MCC) für den weichen tonigen Silt verwendet.

Modified Cam Clay ist ein isotropes elasto-plastisches Stoffgesetz mit einer elliptischen Fließfläche und assoziierter Fließregel. Die Steifigkeiten sind spannungsabhängig. Der elastische Bereich ist durch isotrope nichtlineare Elastizität gekennzeichnet, während im plastischen Bereich das Verformungsverhalten in Abhängigkeit des Überkonsolidationsverhältnisses durch Verfestigung bzw. Entfestigung beschrieben wird. Der Bruch tritt bei Erreichen der "critical state" Bedingungen ein. Für eine detaillierte Beschreibung des Stoffgesetzes wird auf die Literatur verwiesen [55], [54].

Die Parameter des Stoffgesetzes MCC können teilweise nach [54] mit folgenden Zusammenhängen abgeleitet werden (Abkürzungen siehe Kap. 1.4):

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{für Zusammendrückung}) \quad \lambda = \frac{1}{2.303} C_c \quad (26/27)$$

Weitere Parameter wurden aus Erfahrungswerten abgeschätzt. Die Steifigkeitsparameter und die Durchlässigkeiten wurden durch Rückrechnung ermittelt. Eine Übersicht der angesetzten Werte für beide tonigen Siltschichten ist in Tabelle 28 dargestellt. Der initiale Spannungszustand wurde mittels  $K_0$ -Prozedur berechnet, während die Erdruhedruckbeiwerte der Referenzrechnung entnommen wurden.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_g$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\lambda$ [-]	$\kappa$ [-]	$\Gamma$ [-]	M [-]	OCR [-]	$v'$ [-]	$k_x$ [m/s]	$k_y$ [m/s]
Siltschicht 1	15.0	16.0	0.125	0.018	2.9	0.9	1.0	0.15	$8.2 \cdot 10^{-9}$	$1.2 \cdot 10^{-8}$
Siltschicht 2	16.0	17.0	0.132	0.018	2.8	0.9	1.0	0.15	$1.5 \cdot 10^{-9}$	$2.0 \cdot 10^{-9}$

Tabelle 28: Verwendete Bodenparameter für das Stoffgesetz Modified Cam Clay (siehe Kap. 1.4).

#### Setzungen und Porenwasserüberdrücke

In Abb. 3.25 ist der Vergleich der gemessenen und berechneten Setzungen bzw. Porenwasserüberdrücke dargestellt. Der Zeitverlauf der Setzungen in Dammmitte konnte recht gut nachvollzogen werden, während der Verlauf der Porenwasserüberdrücke nur näherungsweise abgebildet werden konnte.

Der Verlauf der Porenwasserüberdrücke liess sich mit dem verwendeten Modell nicht ohne weiteres exakt modellieren. Der Maximalwert der Porenwasserüberdrücke wird überschätzt. Erhöht man die Durchlässigkeit der Schicht, bauen sich nicht mehr solche hohen Porenwasserüberdrücke auf, aber

dann stimmt die Krümmung der Verläufe der Porenwasserüberdrücke und der Setzungen nicht mehr mit den Verläufen der Messungen überein.

Durch eine Verfeinerung des Modells, z.B. Einfügen weiterer Schichten, lässt sich wahrscheinlich eine bessere Annäherung erreichen. Weiterhin führt auch ein Ansetzen eines niedrigen Überkonsolidationsverhältnisses von etwa 1.3 zu einer Verbesserung des Verlaufs der Porenwasserdrücke. Dadurch muss die Schicht im normalkonsolidierten Bereich weicher modelliert werden, um das gleiche Mass an Setzungen zu erhalten.

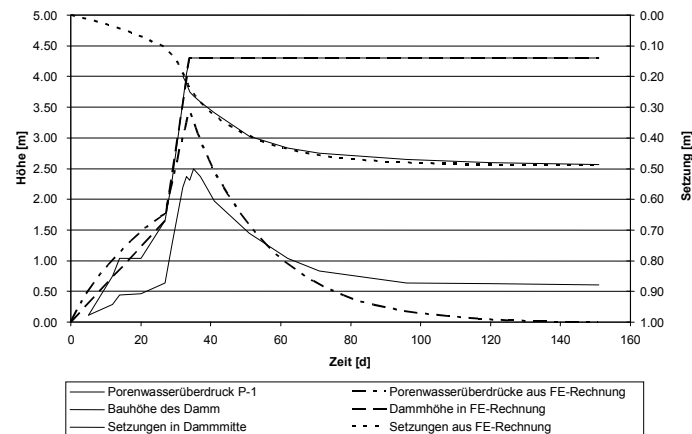


Abb. 3.25: Vergleich gemessener und numerisch berechneter Werte unter Verwendung von MCC für die tonigen Siltschichten (vergleiche Abb. 3.16 und Abb. 3.18)

### Horizontale Verformungen

In Abb. 3.26 sind horizontale Verformungen mit MCC im Vergleich zur Referenzrechnung dargestellt.

Die horizontalen Verformungen am Dammfuss stimmen tendenziell mit der Referenzberechnung aus Abb. 3.19 überein. Der Maximalwert am Ende der Konsolidation wird allerdings um 40% überhöht zur Vergleichsrechnung abgebildet.

Der prinzipielle Unterschied zwischen Mohr-Coulomb und Modified Cam Clay liegt in der Entwicklung der horizontalen Verformungen mit der Zeit, nach Abschluss der Bautätigkeit. Bei der Verwendung von MCC nimmt die horizontale Verschiebung mit der Zeit markant zu, während beim Einsatz des Stoffgesetzes Mohr-Coulomb die horizontale Verschiebung nach Fertigstellung des Testdamms mit der Zeit leicht zurückgeht.

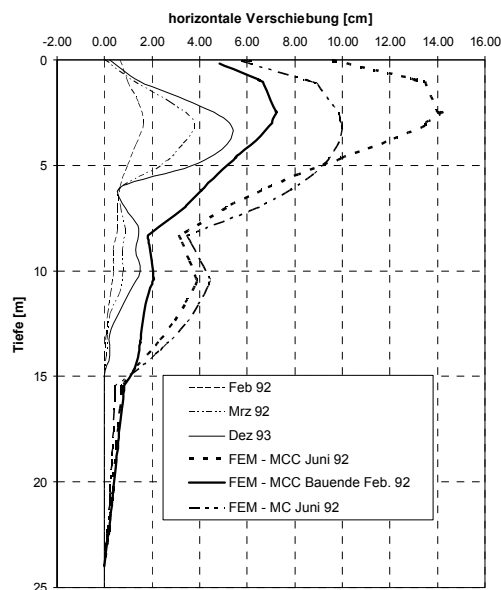


Abb. 3.26: Gemessene und berechnete horizontale Verformungen des Untergrundes am Fusse des Damms unter Verwendung von Modified Cam Clay als Stoffgesetz für die weichen Schichten

Der Trend der Entwicklung der horizontalen Verformungen aus der Berechnung mit MCC entspricht den gemessenen Werten im Feld. Die Grössenordnung wird aber immer noch weit überschätzt. Aufgrund der anisotropen Struktur des Bodens können die horizontalen Verformungen nicht mit dem isotropen Stoffgesetz Modified-Cam-Clay genau berechnet werden.

### Zugkräfte im Geokunststoff

Die Entwicklung der Zugkräfte im Geokunststoff verhält sich ähnlich der horizontalen Verformungen. In Abb. 3.27 ist die Entwicklung der Kräfte im Vergleich zur Referenzberechnung dargestellt.

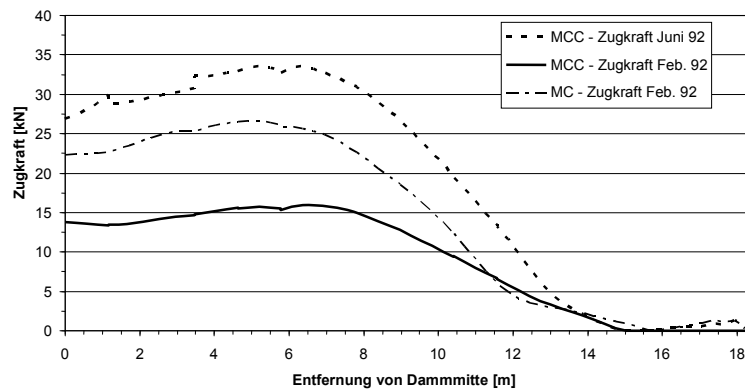


Abb. 3.27: Verteilung der Zugkräfte im Geokunststoff unter Verwendung von MCC am Ende der Bautätigkeit und am Ende der Konsolidation im Vergleich zur Referenzberechnung (Mohr-Coulomb MC)

Qualitativ ähneln sich die Verläufe der Zugkräfte im Geokunststoff. Die maximalen Werte stellen sich jeweils hinter der Schulter zur Mitte des Dammes hin ein.

Der prinzipielle Unterschied bei der Verwendung der beiden Stoffgesetze liegt im zeitlichen Verlauf der Zugkräfte. Während beim MCC die Zugkraft sich nach dem Ende der Bautätigkeit verdoppelt, nimmt die Kraft in der Referenzrechnung ab. Die maximale Zugkraft, die mit MCC berechnet wurde, liegt 26 % über der Referenzrechnung.

Tendenziell nimmt mit der Zeit die Zugkraft im Geokunststoff zu [19], was sich auch aus einer Vergrößerung der horizontalen Verschiebungen ableiten lässt. Die erforderliche Zugfestigkeit des Geokunststoffes hingegen, die zum Erhalt eines bestimmten Sicherheitsniveaus notwendig ist, sollte mit der Zeit abnehmen, da der Untergrund durch die Konsolidation an Scherfestigkeit gewinnt [29].

### Spannungsbetrachtungen

Bei der Untersuchung der Scherspannungen im Modell ist festzustellen, dass die maximalen Scherspannungen am Ende der Konsolidation in der oberen Siltschicht 18 % über der Referenzrechnung liegen, während die Scherspannungen im Dammkörper 24 % kleiner sind. Im Laufe der Konsolidation nehmen die Scherspannungen im Dammkörper leicht zu. Die Scherspannungen in der Tonschicht hingegen bleiben gleich.

Bei der Berechnung mit Modified Cam Clay fällt auch auf, dass Scherspannungen in der 2. Siltschicht verhältnismässig hohe Werte annehmen. Diese stellen sich in der Referenzrechnung nicht so dar.

Das unterschiedliche Systemverhalten der Stoffgesetze MC und MCC wird besonders deutlich beim Vergleich der Spannungspfade ausgewählter Punkte in der oberen weichen Siltschicht. In Tabelle 29 sind die Koordinaten der einzelnen Punkte aufgeführt, deren Spannungspfade in Abb. 3.29 abgebildet sind.

In Abb. 3.29 sind die Startpunkte der Spannungspfade mit Nummern bezeichnet und die Übergänge der beiden Bauetappen und der Konsolidationsphase durch Punkte markiert.

Die Spannungspfade mit MC bewegen sich alle entlang der Fliessfläche im plastischen Bereich des Modells und damit entlang der Bruchgeraden. Im Vergleich dazu bewegen sich die Spannungspfade mit MCC entlang einer  $\eta$ -Linie, die weit vom Bruchzustand entfernt ist, aber ebenfalls plastische Verformungen im Boden hervorrufen. Die mobilisierte undrainierte Scherfestigkeit als halber Deviator  $q$  wird mit dem MCC Stoffgesetz deutlich geringer berechnet als mit dem MC Modell.

Koordinate	(X, Z) [m]
Punkt 1	(0.15, -1.15)
Punkt 2	(13.97, -2.63)
Punkt 3	(0.09, -4.22)

Tabelle 29: Koordinaten der Punkte ausgewählter Spannungspfade.

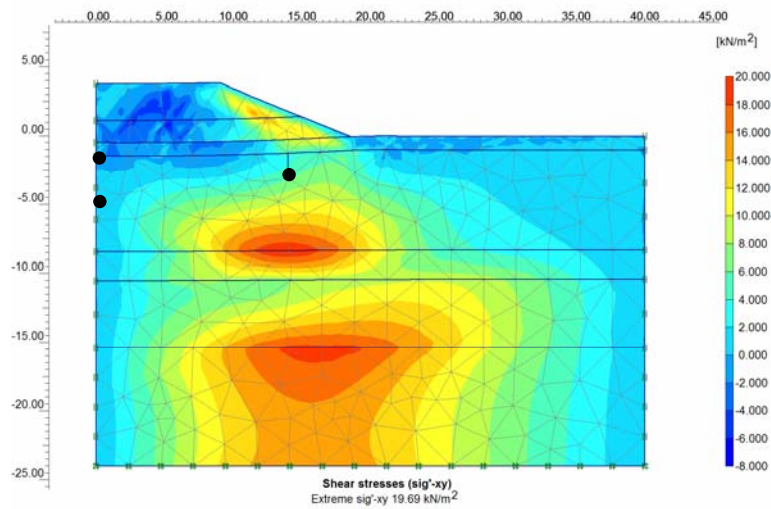


Abb. 3.28: Numerisch ermittelte Scherspannungsverteilung unter Verwendung von MCC für die tonigen Siltschichten

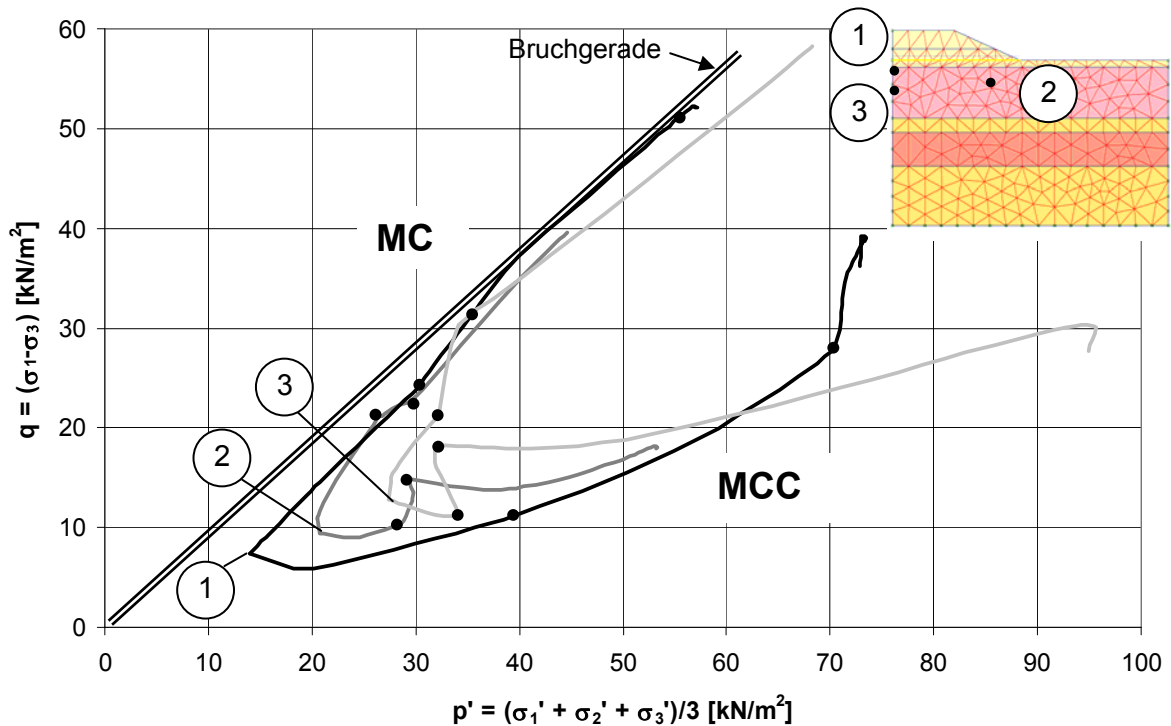


Abb. 3.29: Vergleich der effektiven Spannungspfade der Punkte 1 bis 3 in der oberen Siltschicht zwischen MC und MCC (die schwarzen Punkte entlang der Spannungspfade markieren die Übergänge zur 2. Bauetappe und zur Konsolidationsphase)

### Sicherheitsbetrachtungen mittels Phi-c-Reduktion

Bei der Berechnung der Sicherheit mittels Phi-c-Reduktion werden bei Stoffgesetzen der Cam Clay Familie die Scherfestigkeitsparameter auf die Parameter nach Mohr-Coulomb umgerechnet, um die Analyse durchzuführen, was physikalisch nicht wirklich Sinn macht.

### Zusammenfassung zur Verwendung von Modified Cam Clay

Es kann festgestellt werden, dass durch den Einsatz des Stoffgesetzes Modified Cam Clay für die weichen Bodenschichten eine markante Umlagerung der Kräfte und Spannungen während des Betrachtungszeitraumes auftritt, die bei dem Stoffgesetz Mohr-Coulomb so nicht vorliegt. Aufgrund verschiedener Beobachtungen kann davon ausgegangen werden, dass das prinzipielle Systemverhalten mit dem Stoffgesetz Modified Cam Clay besser erfasst werden kann als mit Mohr-Coulomb. Effekte, wie plastische Verfestigung und spannungsabhängige Steifigkeiten, können mit Mohr-Coulomb nicht modelliert werden. Auch wird bei einer undrainierten Berechnung mit drainierten Bodenparametern nach Mohr-Coulomb die undrainierte Scherfestigkeit überschätzt und kann zu Fehlinterpretationen in der Auswertung einer Stabilitätsanalyse führen [12].

Es ist wünschenswert, in Fortsetzung dieser Arbeit das Verhalten weiterer Stoffgesetze, insbesondere zur Erfassung anisotroper Eigenschaften des Bodens, zu untersuchen.

#### 3.3.2.3 Bodenparameter

Eine Variation der Bodenparameter wurde nicht ausführlich untersucht. Grundsätzlich kann man jedoch sagen, dass die Steifigkeitsparameter einen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit und die Scherfestigkeitsparameter auf die Sicherheit bzw. Tragfähigkeit des Systems haben. Befindet sich das System nicht in der Nähe des Bruchzustandes, dann hat eine Änderung der Scherfestigkeitsparameter einen untergeordneten Einfluss auf die Berechnung der Verformungen, die in erster Linie mit der Methode der Finiten Elemente berechnet werden können.

Eine Rechnung mit leicht überkonsolidiertem Boden wurde mit dem Stoffgesetz Mohr Coulomb teilweise durchgeführt. Es zeigte sich, dass sich bei einem OCR von 2 für die obere weiche Schicht die Änderung der Systemgrößen um maximal 2% auswirkte. Die Überkonsolidation hat für das Stoffgesetz Mohr-Coulomb keinen Einfluss, da es sich um ein linear-elastisch ideal-plastisches Stoffgesetz handelt und keine Verfestigung modellieren kann. Das ist auch ein grosser Nachteil dieses Stoffgesetzes.

#### 3.3.2.4 Reibungsbeiwert der Kontaktflächen zwischen Boden und Geokunststoff

Die Betrachtung der Kontaktflächen spielt bei der Berechnung mit Geokunststoffen eine grosse Rolle. Die Kontaktfläche erlaubt einen Schlupf zwischen Konstruktion und umgebenden Boden. Grundsätzlich sind sie in PLAXIS wasserundurchlässig und sollten bei Konsolidations- oder Strömungsanalysen deaktiviert werden, was zu Problemen bei der Konsolidationsberechnung führen kann, weil genau zu diesem Zeitpunkt der Geokunststoff wirken soll. Der Reibungswert, den man der Kontaktfläche zuordnet, ist abhängig von der Art des Bodens und dem Geokunststoff. Mit dem Reibungsbeiwert  $a_\phi$  wird der Tangens des Reibungswinkels  $\phi'$  des umgebenden Bodens abgemindert, um den Reibungswinkel der Kontaktfläche zu erhalten.

In der Parameterstudie wurden die Reibungsbeiwerte  $a_\phi = 0.4, 0.6, 0.8$  und  $1.0$  untersucht.

Halbiert man den Reibungsbeiwert  $a_\phi$  von  $0.8$  aus der Referenzrechnung auf  $0.4$ , dann hat dies einen Anstieg der Zugkraft im Geokunststoff um  $1\%$  zur Folge. Die horizontalen Verformungen im Untergrund verringerten sich um  $4\%$ , während die laterale Verschiebung des Dammfusses oberhalb der Bewehrungslage um  $23\%$  zunimmt. Die Scherspannungen in der Tonschicht erhöhten sich um  $1\%$ , während sich die Scherspannungen im Dammkörper um  $3\%$  verringerten (Abb. 3.30). Setzungen und Porenwasserüberdrücke blieben unbeeinflusst.

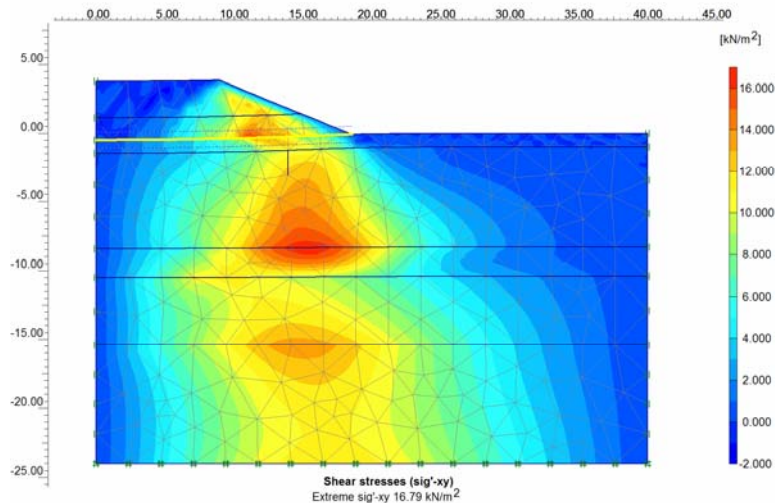


Abb. 3.30: Verteilung der Scherspannungen im FE-Modell bei einem Reibungsbeiwert  $a_\varphi = 0.4$  in der Grenzfläche zum Geokunststoff

Eine Berechnung ohne Interface verhält sich im Wesentlichen wie eine Berechnung mit  $a_\varphi = 1.0$ . Die Abweichungen zur Referenzrechnung mit  $a_\varphi = 0.8$  sind vernachlässigbar.

Die Wahl des Grenzflächenreibungswinkels hat vor allem einen Einfluss auf die Grösse der horizontalen Verschiebungen am Dammfuss. Alle anderen Systemgrössen werden kaum beeinflusst. Das Modell reagiert wenig sensibel auf eine leichte Variation des Kontaktflächenreibungswinkels.

### 3.3.2.5 Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes

Die Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes ist ein wesentlicher Parameter in der Berechnung mit Geokunststoffen. Die Dehnsteifigkeit bestimmt sich über:  $EA = F / \varepsilon$  (Kraftwirkung / Dehnung je Meter Einheitstiefe) und ist aus Herstellerangaben des Kraft-Dehnungsdiagramms zu entnehmen oder aus der Zugfestigkeit und der Bruchlast abzuschätzen. Wichtig für die Abschätzung der Dehnsteifigkeit aus Kraft-Dehnungsdiagramm ist die Bestimmung der Dehnungen auf dem Gebrauchsniveau.

In der Parameterstudie wurde die Dehnsteifigkeit  $\pm 30\%$  zur Referenzberechnung variiert. Es zeigte sich ein fast linearer Zusammenhang zwischen der Kraft im Geokunststoff und der Dehnsteifigkeit. Eine 30%-ige Senkung der Dehnsteifigkeit führt zu einer 23%-igen Senkung der Zugkraft und eine 30%-ige Erhöhung der Dehnsteifigkeit ruft eine 20%-ige Erhöhung der Zugkraft im Geokunststoff hervor. Die Dehnungen im Geokunststoff verhalten sich umgekehrt proportional dazu. Bei zunehmender Steifigkeit nehmen die Dehnungen im Geokunststoff um 8% ab, bzw. bei Abnahme der Steifigkeit nehmen die Dehnungen um 9% zu.

Die horizontalen Verschiebungen im Boden variieren zwischen  $\pm 3\%$ . Die Setzungen und Porenwasserüberdrücke zeigen keine Änderungen. Die Scherspannungen im Damm variieren zwischen  $\pm 4\%$  und in der oberen Tonschicht um  $\pm 1\%$ .

Eine Änderung der Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes ruft in erster Linie eine Änderung der Zugbeanspruchung hervor. Die Spannungen und Deformationen im Untergrund werden davon wenig beeinflusst.

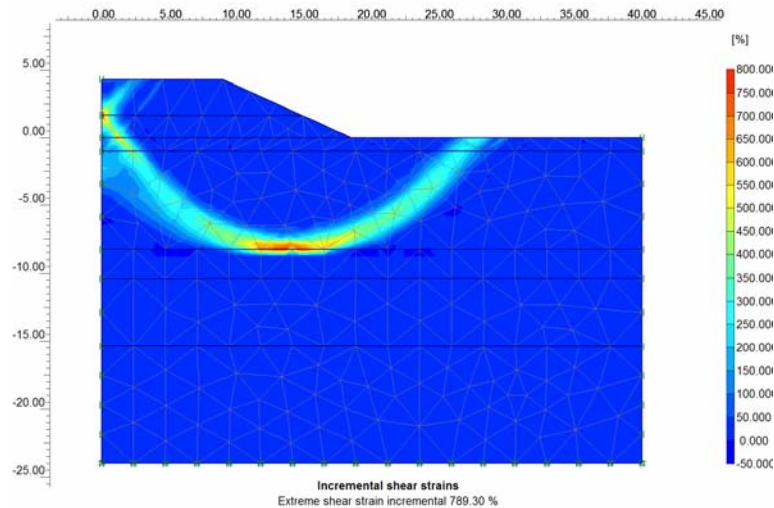


Abb. 3.31: Sicherheitsbetrachtung mittels  $\Phi$ - $c$ -Reduktion ohne Geokunststoff am Ende der Bauzeit, Bruchmechanismus mit einer Sicherheit von 1.09

Der Einfluss der Steifigkeit des Geokunststoffes auf die Stabilität und Sicherheit des Erdbauwerkes kann nicht ohne weiteres verdeutlicht werden. Bei Reduktion der Dehnsteifigkeit des Geokunststoffes wurde auch eine Reduktion der Sicherheit festgestellt. Ohne Geokunststoff würde nach dem Ende der Bautätigkeit die Sicherheit von 1.40 auf 1.09 absinken und eine mögliche Gleitfläche würde sich durch die Tonschicht ausbilden (siehe Abb. 3.31 im Vergleich zu Abb. 3.23b).

Angaben zu Grenzen der Dehnsteifigkeit und Festlegung von Mindeststeifigkeiten lassen sich nicht unmittelbar machen. Auch die Untersuchung des Einflusses der Steifigkeit auf einen beschleunigten Baufortschritt konnte in dieser Arbeit nicht geleistet werden. Ein weiterer Untersuchungspunkt wäre auch der Einfluss des Verhältnisses der Steifigkeit des Geokunststoffes zum anstehenden Boden.

### 3.3.2.6 Steifigkeit und Scherfestigkeit des Dammkörpers

Bei einer Reduktion des Reibungswinkels des Dammmaterialies um  $3^\circ$ , das entspricht einer Änderung von etwa 10%, steigt die Zugkraft im Geokunststoff um 4% an. Die Scherspannungen im Damm nehmen um 4% und die horizontalen Verschiebungen im Boden um 2% zu. Die Setzungen und Porenwasserüberdrücke ändern sich nicht. Die horizontale Verschiebung des Dammfusses erhöht sich um 8%.

In der Studie wurde auch der Einfluss der Änderung der Steifigkeit des Dammkörpers untersucht und die Steifigkeiten 5000, 10000, 20000 und 30000 kN/m<sup>2</sup> angesetzt.

Bei einer Variation der Steifigkeit des Dammüberbaues bleiben die Setzungen und Porenwasserdrücke weitgehend unbeeinflusst. Weiterhin wird auch kaum ein Einfluss auf die Tonschicht im Untergrund ausgeübt. Vor allem die Verformungen und die Scherspannungen im Dammkörper ändern sich. Bei einer Verdopplung der Steifigkeit nehmen die Scherspannungen und die horizontalen Verformungen im Damm um 27% bzw. um 20% zu und die Zugkraft im Geokunststoff vergrößert sich um 9%.

Bei Reduktion der Dammsteifigkeit auf 30% gehen die Spannungen und horizontalen Verformungen um etwa 25% zurück und die Zugkraft im Geokunststoff reduziert sich um 18%.

### 3.3.2.7 Numerische Einstellungen und Modellierung

Eine Veränderung numerischer Einstellungen zeigt zum Teil ein sehr komplexes Verhalten des Systems, da häufig direkt in die Berechnungsalgorithmen eingegriffen wird. Bei Änderung dieser Parameter, z.B. Anzahl der Iterationsschritte, Toleranzgrenzen etc., sollte der Nutzer wissen, welche Konsequenzen sich daraus ergeben. Die Parameter sind in jedem Programm auch unterschiedlich eingebunden. Die Standardeinstellungen sind häufig so gesetzt, dass eine robuste Berechnung abläuft. Dies kann in speziellen Fällen zu verfälschten Ergebnissen führen. In der vorliegenden Arbeit wurden nur ausgewählte Parameter des Programms PLAXIS betrachtet.

### **Toleranz**

Eine Erhöhung der standardmässig eingestellten Toleranz des Iterationsalgorithmus zur Erreichung des Gleichgewichtes in PLAXIS von 0.01 auf 0.03 ergibt vernachlässigbar kleine Unterschiede zur Referenzberechnung. Die Abweichungen der Systemgrössen betragen maximal 1%, ausser die maximale Scherspannung im Dammkörper nimmt um 4% zu. Für die Berechnung sind etwa 50% weniger Rechenschritte erforderlich.

Bei einer Einstellung der Toleranz von 0.05 ergeben sich 4% kleinere Zugkräfte im Geokunststoff, die Porenwasserüberdrücke und die horizontalen Verschiebungen verringern sich um 2% bzw. 1%, während die maximalen Scherspannungen im Dammkörper um 5% ansteigen. Es sind nur noch 40% der Rechenschritte im Vergleich zu Referenzrechnung erforderlich.

### **Over relaxation**

Die Wahl des Wertes der „over relaxation“, ein Parameter zum schnelleren Erreichen des Gleichgewichtes im Iterationsalgorithmus, von 0.8, 1.0 oder 1.2 hat keinen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Die Anzahl der Berechnungsschritte nimmt um ca. 17 % zu, wenn die Einstellungen 1.2 und 0.8 miteinander verglichen werden.

### **Updated Mesh**

Die Anwendung der Funktion "updated mesh" wird bei Berechnungen von grossen Verformungen und beim Einsatz von Geokunststoffe empfohlen. Bei dieser Funktion wird nach jedem Berechnungsschritt das FE- Netz neu generiert und die Berechnung wird am verformten Netz fortgesetzt.

Ohne "updated mesh" ergeben sich zur Referenzrechnung 15% höhere Zugkräfte im Geokunststoff und 18% grössere horizontale Verformungen, 12% grössere Setzungen, 9% höhere Porenwasserüberdrücke, 11% grössere maximale Scherspannungen im Dammkörper und 10% grössere Scherspannungen in der Tonschicht. Die Abweichungen bei der Rechnung mit oder ohne „updated mesh“ sind verhältnismässig hoch.

PLAXIS bietet neben der Option „update mesh“ auch die Option „update waterpressure“. Wird diese Option für Wasserdrücke während einer "updated mesh"-Berechnung ausgeschaltet, erhöht sich die Zugkraft im Geokunststoff um 3%, die maximale horizontale Verschiebung um 4%, die Porenwasserüberdrücke steigen um 2% und die Setzungen um 5%. Die Scherspannungen im Ton und im Damm vergrössern sich um 5% bzw. 3%.

Grundsätzlich wird die Anwendung von „updated mesh“ empfohlen, da sie eine genauere Berechnung darstellt. Die Methode berechnet aber kleinere Schnittgrössen im Geokunststoffe bzw. geringere Spannungen und Setzungen im Boden und ist sich somit weniger konservativ.

### **Netzfeinheit**

Ein mittelfeines Netz mit 231 Elementen zeigt keinen nennenswerten Unterschied zum Referenznetz mit 441 Elementen.

Ein grobes Netz mit lokaler Verfeinerung und 183 Elementen ruft Abweichungen von maximal 2% zu den Referenzgrössen hervor, benötigt aber 15% weniger Berechnungsschritte.

Die Verwendung eines groben Netzes in PLAXIS scheint für die Dammproblematik ausreichend, da die Elemente eine Formfunktion 4. Ordnung besitzen und somit auch bei grober Struktur recht genaue Ergebnisse erzielen.

### **Achsensymmetrische Betrachtung**

Es wurde auch eine achsensymmetrische Betrachtung durchgeführt, die den Testdamm als Kegelstumpf modelliert. Um das gleiche Volumen der Dammschüttungen zu realisieren, wurden der Radius der Aufstandsfläche und der Kronenradius angepasst. Die Masse wurden von 18.5 m auf 20.39 m, bzw. von 9.0 m auf 10.89 m bei gleichbleibender Böschungsneigung, vergrössert.

Im Vergleich zur Referenzrechnung ergaben sich 41% geringere Zugkräfte im Geokunststoff, 34% geringere horizontalen Verformungen im Boden, 6% grössere Endsetzungen und 26% grössere Porenwasserdrücke. Die Scherspannungen im Damm nahmen um 1% zu, während die Scherspannungen im Ton um 14% abnahmen. Die horizontalen Verschiebungen am Dammfuss nahmen um 40% ab.

Aufgrund der räumlichen Wirkung der Konstruktion verringern sich vor allem die Grössen, die durch die Spreizwirkung des Dammes beeinflusst werden. Die Setzungen und Porenwasserüberdrücke

hängen vor allem von der vertikalen Auflast ab. Durch die veränderte Geometrie ist ein Vergleich dieser Werte schwierig.

### 3.3.2.8 Modellierung des Bauprozesses

Eine Entkopplung von Lasteintrag und Konsolidation führt zu einer unterschiedlichen zeitlichen Modellierung des Bauprozesses. PLAXIS bietet die Möglichkeit der gleichzeitigen Berechnung von Belastung und Konsolidation.

Findet eine Konsolidationsphase erst nach den beiden Bauetappen statt, dann ergeben sich zur Referenzrechnung 26% grössere Zugkräfte im Geokunststoff, 13% grössere horizontale Verformungen, gleiche Endsetzungen, 10% und 14% grössere Scherspannungen in der Tonschicht bzw. im Damm.

Wird der Bauprozess nur mit einer Bauetappe und anschliessender Konsolidation modelliert, dann sind die Abweichungen noch grösser und führen zu 80% Zunahme der Zugkraft im Geokunststoff, 47% Zunahme der horizontalen Verformungen, 2% Zunahme der Endsetzungen und 64% überhöhte Porenwasserüberdrücke, da kein Porenwasserüberdruckabbau während der Bauphase stattfindet. Ebenfalls entspricht der Zeit-Setzungs-Verlauf nicht den gemessenen Werten. Die Scherspannungen im Dammkörper und in der Tonschicht nehmen um 8% bzw. 5% zu.

Kann die Lasteintragung und Konsolidation nicht gekoppelt berechnet werden, dann muss der Bauprozess durch zusätzliche Bauetappen modelliert werden, um eine akzeptable Genauigkeit zu erlangen. Prinzipiell muss man bei der Modellierung des Bauprozesses sehr sorgsam vorgehen.

### 3.3.2.9 Einfluss der undrainierten Scherfestigkeit auf die Sicherheit

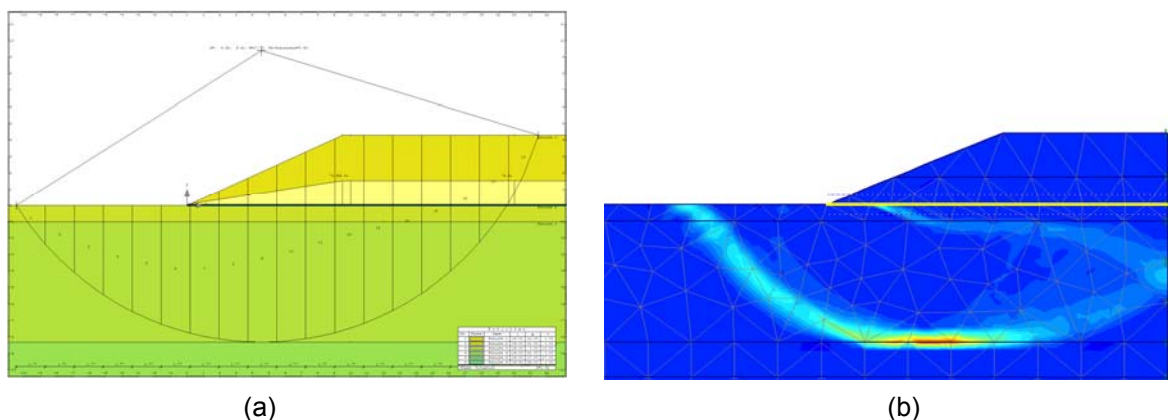


Abb. 3.32: Stabilitätsberechnung am Ende der Bautätigkeit nach 34 Tagen mit verminderter undrainierter Scherfestigkeit  $s_u = 10 \text{ kPa}$  in der Siltschicht 1 (a) Gleitkreisberechnung nach der Schwedischen Methode, globale Sicherheit 0.93 (b) ausgebildete Gleitfläche im Dammkörper nach der  $\Phi$ -c Reduktion, globale Sicherheit 0.98

Bei der Untersuchung des Einflusses der Scherfestigkeit auf die Standsicherheit kann man sagen, dass bei ausreichender Scherfestigkeit der oberen Tonschicht bzw. Auffüllung der Sicherheitsfaktor durch die Scherfestigkeit des Dammkörper bestimmt wird. Bei einer undrainierten Scherfestigkeit von 20 kPa ergibt sich eine Sicherheit von 1.56, wie bei der Referenzrechnung. Erst bei Reduktion der undrainierten Scherfestigkeit des Tones bildet sich eine mögliche Gleitfuge in der oberen Tonschicht aus, einhergehend mit einer Reduktion der Sicherheit. Bei einer undrainierten Scherfestigkeit von 10 kPa in der oberen tonigen Siltschicht liegt die Sicherheit bei 0.98 und es bildet sich eine mögliche Gleitfuge, wie in Abb. 3.32b dargestellt.

Eine Stabilitätsberechnung mit dem Lamellenverfahren nach der Schwedischen Methode mit verminderter undrainierter Scherfestigkeit von 10 kPa in der oberen Siltschicht 1 ergab vergleichbare, ähnliche Ergebnisse, wie die  $\Phi$ -c Reduktion mit PLAXIS. Das Ergebnis ist in Abb. 3.32 dargestellt. Der Sicherheitsfaktor der Berechnung mit dem Lamellenverfahren wurde mit 0.93 ermittelt.

### 3.3.2.10 Probleme bei der Berechnung der Konsolidation

Die ausgeführten FE- Berechnungen an dem vorliegenden Fallbeispiel verliefen verhältnismässig problemlos und robust. Unter anderen Randbedingungen kann die Berechnung einige Schwierigkeiten bereiten.

Ein Problempunkt ist der Übergang von undrainiertem zu drainierten Verhalten während der Konsolidationsphase. Die gängigen Stoffgesetze beinhalten drainierte Parameter, damit wird eine undrainierte Berechnung durchgeführt. Undrainierte Scherfestigkeiten werden dann durch das verwendete Stoffgesetz berechnet (Methode 1 siehe Kap. 3.2.3.1). Einfache Stoffgesetze können hier falsche undrainierte Scherfestigkeiten berechnen, die zu einer fehlerhaften numerischen Kalkulation führen, die häufig auch auf der unsicheren Seite liegt. Es ist essenziell zu prüfen, ob die berechnete undrainierte Scherfestigkeit der wahren undrainierten Scherfestigkeit entspricht. Gegebenenfalls sind andere Methoden, z.B. Methode 2 aus Kap. 3.2.3.1, anzuwenden.

In den gängigen Stoffgesetzen hängt die undrainierte Scherfestigkeit direkt vom Überlagerungsdruck  $\sigma_v'$  ab (siehe Gleichung Kap. 3.2.3.1). An der freien Geländeoberfläche ergibt sich damit rechnerisch eine undrainierte Scherfestigkeit von null [52, 53], was zu numerischen Unstetigkeiten führen kann. Bei einer Dammschüttung direkt auf feinkörnigem Boden zeigt sich das numerische Versagen durch Abgleiten eines Dammkeils oder durch einen flachen oberflächennahen Bruch in der Tonschicht. Führt man nun eine undrainierte Berechnung durch und modelliert die undrainierte Scherfestigkeit mittels Kohäsion  $c'$  ohne Reibungswinkel  $\varphi'$  (Methode 2), dann lässt sich zwar der Zustand nach dem Dammbau berechnen, aber der Übergang zum drainierten Zustand gestaltet sich schwierig und kann in der oberflächennahen Schicht nicht sauber modelliert werden. Bei Vergleichsrechnungen zeigte sich, dass eine Auffüllungsschicht bzw. Kruste an der Tonoberfläche zur Stabilisierung und Erhöhung der Tragfähigkeit beiträgt und somit eine Lösung dieses Problems liefern kann. Die Modellierung der undrainierten Scherfestigkeit im oberflächennahen Bereich ist von grosser Bedeutung [52, 53].

### 3.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerung zur numerischen Modellierung basisbewehrter Dämme

Prinzipiell lassen sich mit der Methode der Finiten Elemente vor allem Berechnungen der Gebrauchstauglichkeit durchführen, d.h. die Methode ist besonders geeignet für die Berechnung von Verformungen. Die Berechnung von Bruchzuständen ist zum Teil schwierig, da häufig in der Nähe des Grenzgleichgewichtes numerische Unstetigkeiten im Berechnungsalgorithmus auftreten, die nicht zwangsweise den Bruchzustand definieren.

Eine Abschätzung der Sicherheit ist in PLAXIS mit der Methode der Phi-c-Reduktion gegeben. Für Dammkonstruktionen ergibt die Methode Ergebnisse, die mit dem klassischen Gleitkreisverfahren eingeschränkt vergleichbar sind. Gute Ergebnisse werden erzielt, wenn das System homogen ist und keine Einbauten enthält. Bei heterogenen Baugrundverhältnissen mit Einbauelementen wie Geokunststoffen kann die Methode der Phi-c-Reduktion nicht zur allgemeinen Anwendung empfohlen werden. Trotzdem bietet diese Methode vor allem bei komplexen Verhältnissen die Möglichkeit eine Abschätzung des Sicherheitsniveaus vorzunehmen, das aber mit dem Konzept einer klassischen Sicherheitsbetrachtung nicht vergleichbar ist. Ferner ist darauf zu achten, dass ein sich numerisch ausbildender Bruchmechanismus einem realen Versagensbild entspricht. Hierbei ist eine ingenieure Plausibilitätskontrolle wichtig, da die Form und die Wirkungsweise des Bruchmechanismus beeinflusst werden kann, was zu einer Fehleinschätzung des Sicherheitsniveaus führen kann. Die Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit spielt bei der Sicherheitsbetrachtung eine entscheidende Rolle, da meist der undrainierte Zustand direkt nach Dammbau massgebend ist. Eine fehlerhafte Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit kann schwerwiegende Folgen haben, da häufig die Berechnung auf der unsicheren Seite erfolgt und die undrainierte Scherfestigkeit überschätzt wird.

Verschiedenen Modellparameter haben unterschiedlich grossen Einfluss auf die Berechnung einer geokunststoffbewehrten Dammkonstruktion. Wichtige Faktoren werden im Folgenden nochmals herausgestellt.

Die Wahl der Modellabmessungen hat einen grossen Einfluss auf die berechneten Setzungen und horizontalen Verformungen, somit auch auf eine Kraftwirkung im Geokunststoff. Für die Wahl einer vernünftigen Modelltiefe eignen sich sehr gut die Empfehlungen zur Setzungsberechnung [58], [34]. Prinzipiell sollte der Einfluss der Konstruktion auf den Untergrund zu den Rändern hin verschwinden.

Die Wahl des Kontaktflächenreibungswinkels zwischen Geokunststoff und Boden hat bei der vorliegenden Konstruktion einen geringen Einfluss auf das System. Eine nennenswerte Wirkung zeigt sich bei der Verschiebung des Dammfusses und somit bei der Reduktion der Spreizwirkung.

Die Dehnsteifigkeit des Geokunststoffs steht in einem fast proportionalen Zusammenhang zu der Entwicklung von Zugkräften im Geokunststoff. Die übrige Konstruktion wird von einer Variation der Dehnsteifigkeit des Geokunststoffs wenig beeinflusst.

Eine Variation der Steifigkeit des Dammkörpers hat vor allem Einfluss auf die Schnittgrößen des Dammes selbst. Aus einer höheren Steifigkeit des Dammes, verursacht durch eine verbesserte Verdichtung, nehmen auch die Zugkräfte im Geokunststoff zu.

Bei den numerischen Einstellungen soll nur auf zwei Punkte hingewiesen werden. Bei einer Anpassung dieser numerischen Parameter ist eine grosse Fachkenntnis der im Programm eingesetzten Algorithmen erforderlich. Für den Nutzer ist ein Einblick in die Funktionsweise häufig unmöglich und die Einstellung sollte mit viel Bedacht erfolgen.

Die Wahl der Funktion „updated mesh“ ist grundsätzlich bei grossen Verformungen und bei Berechnungen mit Geokunststoffen empfohlen. Dies führt im Allgemeinen zu einer genaueren Berechnung. Im vorliegenden Fall berechneten sich Schnittgrößen der Konstruktion geringer als in der Vergleichsrechnung ohne „updated mesh“, was auf eine weniger konservative Berechnung hindeutet.

Die Modellierung des Elementnetzes hat sich als relativ unproblematisch herausgestellt. Selbst bei grober Netzstruktur mit lokaler Verfeinerung um den Dammfuss und den Geokunststoff waren die Berechnungsergebnisse ausreichend genau. Dies ist vor allem auf den Einsatz höherwertiger Elemente mit einer Formfunktion der 4. Ordnung zurückzuführen. Bei Verwendung einfacher Elemente kommt der Netzstruktur eine grössere Bedeutung zu.

Die Modellierung des Bauprozesses ist von grossem Einfluss, besonders was die zeitliche Abfolge von Lasteintrag und Konsolidation angeht. Eine Kopplung von Konsolidation und Belastung ist sehr zu empfehlen. Sollte das Programm diese Möglichkeit nicht bieten, müssen mehrere Bauetappen eingeführt werden, um eine Annäherung der zeitlichen Bauabfolge zu realisieren.

Der Einsatz komplexer Stoffgesetze erfordert auch eine bessere Abschätzung der Bodenparameter und weitgehende Erfahrung im Umgang mit diesen Stoffgesetzen. Grundsätzlich lässt sich mit einem verbesserten Stoffgesetz das Systemverhalten genauer beschreiben. Die Kenntnis des Untergrundes und damit die Bestimmung der Bodenparameter sind dabei von primärer Bedeutung. Die Anwendung komplizierter Stoffgesetze ergibt kaum verwendbare numerische Ergebnisse, wenn der Untergrund nur unzureichend erkundet wurde und Bodenparameter nicht genau abgeschätzt werden können. Weiterhin bleiben Unsicherheiten aufgrund der Inhomogenität des anstehenden Bodens bestehen.

Um ein realistisches Verhalten feinkörniger Böden abbilden zu können, muss auch die Anisotropie des Bodens berücksichtigt werden. Zurzeit kann dies nur mit Stoffgesetzen umgesetzt werden, die in handelsüblicher geotechnischer FE- Software kaum verfügbar sind.

Abschliessend zu diesem Kapitel wäre noch zu bemerken, dass die gezogenen Schlussfolgerungen auf Berechnungen des einen Fallbeispiels beruhen. Zur Verallgemeinerung sind noch Vergleiche zu anderen Beispielen zu ziehen, um die Erkenntnisse zu überprüfen.

## 4. Untersuchung zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Fundamentalschichten

### 4.1 Stand des Wissens

Geokunststoffe werden seit vielen Jahren erfolgreich zur Bewehrung von Fundamentalschichten im Verkehrswegebau eingesetzt, was durch zahlreiche Fallstudien belegt ist [59-64]. Anwendungsfälle mit temporärer Funktion des Geokunststoffs sind bewehrte Baupisten (Abb. 4.1) und Arbeitsplattformen für schwere Baugeräte (Abb. 4.2), mit dem Hauptziel der Einsparung an Fundamentalsmaterial. Bei Strassen mit festem Oberbau (Abb. 4.3) sowie im Bahnbau (Abb. 4.4) wird eine permanente Verbesserung des Trag- und Setzungsverhaltens und damit eine Verlängerung der Nutzungsdauer angestrebt.

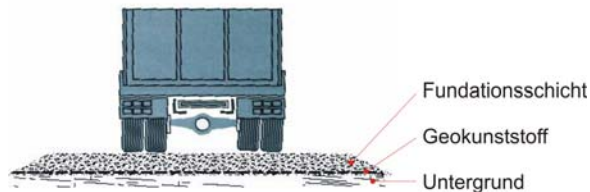


Abb. 4.1: Bewehren der Fundamentalschicht einer Baupiste ohne oder mit festem Oberbau [8]

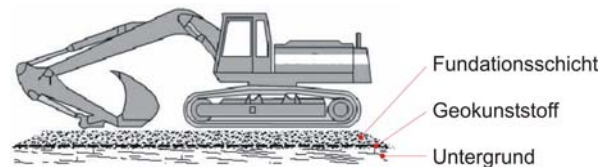


Abb. 4.2: Bewehren der Fundamentalschicht eines Arbeitsplanums für Bagger, Pfählmasschinen, etc. [8]

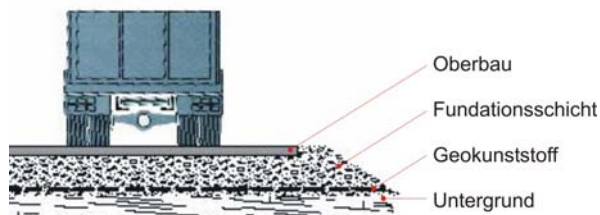


Abb. 4.3: Bewehren der Fundamentalschicht einer Strasse mit in der Regel festem Oberbau [8]

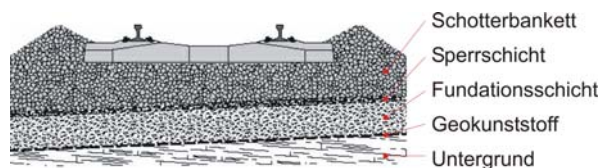


Abb. 4.4: Bewehren der Fundamentalschicht im Bahnbau [8]

In der Trennfläche zwischen Untergrund und Fundamentalschicht eingebaute Geokunststoffe können trennen, filtern und bewehren. Die Trennfunktion verhindert eine Vermischung des Untergrundes mit der Fundamentalschicht. Wenn die Gefahr einer Durchmischung der Bodenschichten vorhanden ist, steht die Trennaufgabe im Vordergrund [65, 66]. Mit abnehmender Tragfähigkeit des Untergrundes gewinnt aber die Bewehrungsaufgabe an Bedeutung [67].

Zahlreiche Feldversuche [68-74] und massstabsgetreue Laboruntersuchungen [75-79] haben gezeigt, dass mit der Geokunststoff-Bewehrung von dünnen Fundamentalschichten auf weichem Untergrund folgende Wirkungen erzielt werden können:

- Erleichterung der Verdichtbarkeit [74].
- Verbesserung der Tragfähigkeit [68, 69, 73].
- Verlängerung der Nutzungsdauer [72, 75, 77, 78].
- Reduktion der erforderlichen Schichtstärke [70-75].
- Verminderung von Deformationen [75, 76].
- Verzögerung der Spurrinnenbildung [69, 72, 79].

Eine Geokunststoff-Bewehrung auf weichem Untergrund unterstützt die Aufgabe der Fundamentalschicht, konzentrierte Auflasten zu verteilen und damit starke Deformationen und ein lokales Versagen zu verhindern [80]. Dabei werden zwei Wirkungsweisen unterschieden [71, 81]:

1. Bewegungseinschränkung („confinement“): Eine Auflast induziert laterale Kräfte, welche die Bodenpartikel auseinandertreiben und somit lokale Deformationen der Fundamentalschicht zur Folge haben. Ein Geokunststoff kann sich über Reibung und Verzahnung kraftschlüssig mit dem Schüttmaterial verbinden und die Bodenpartikel mittels in seiner Ebene wirkenden, rücktreibenden Kräften an einer Verschiebung hindern [75]. Mit der Bewehrung können im Übergang Untergrund -

Fundationsschicht wesentlich höhere Schubspannungen aufgenommen werden [68, 69], welche sonst in den Untergrund geleitet würden [82]. Der Lastausbreitungswinkel wird vergrößert [83], wodurch eine Reduktion der Schichtstärke ermöglicht wird (Abb. 4.5). Eine Bewehrung durch Einschränkung der Partikelbeweglichkeit benötigt keine signifikanten Deformationen [77, 84] und ist somit auch für Anwendungen mit festem Strassenoberbau interessant [85]. Für die optimale Wirkungsweise des Geokunststoffs sind neben einer ausreichenden Kraftübertragung zum Schüttmaterial (via Reibung und Verzahnung) auch ein hoher Modul und eine grosse Torsionssteifigkeit von Vorteil [86, 87].

2. Membraneffekt [88]: Wird die (unbefestigte) Fundationsschicht durch Auflasten bzw. Überfahrten bei der Erstellung deformiert, verformt sich der Geokunststoff und wird gespannt [69]. Der nach unten ausgebeulte Geokunststoff übt aufgrund seiner Steifigkeit eine nach oben gerichtete Kraft aus, welche der Auflast entgegenwirkt und damit die Tragfähigkeit erhöht [89]. Er verhält sich wie eine elastische Membran, bei welcher sich das Bodenmaterial auf der oberen, konkaven Seite unter einem grösseren Druck befindet als das Material auf der Unterseite (Abb. 4.6). Die auf den Untergrund wirkenden Kräfte werden durch die Bewehrung breiter verteilt, wodurch sich die Setzungen unter der Last und damit die Deformationen reduzieren [83, 90]. Der Membraneffekt ist insbesondere bei geringen Schichtstärken [91] und tiefer Scherfestigkeit des Schüttmaterials [90] von Bedeutung. Zur Ausbildung des Membraneffekts und der entsprechenden Tragfähigkeitserhöhung sind signifikante Deformationen bzw. Spurrinnen [84, 92] sowie eine hohe Steifigkeit des Geokunststoffs [68] notwendig.

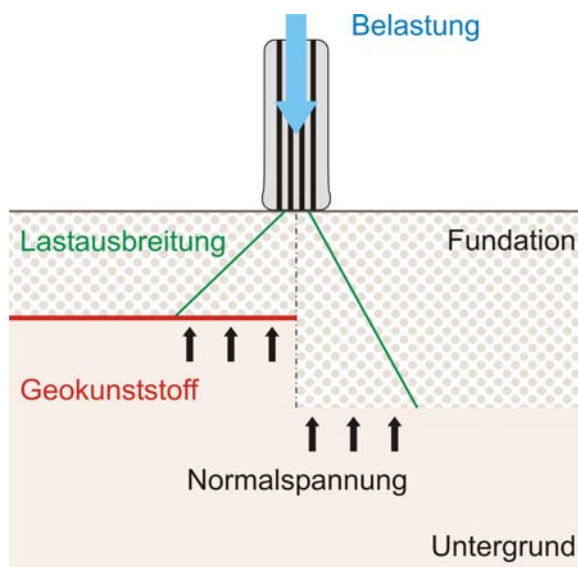


Abb. 4.5: Vergrößerung des Lastausbreitungswinkels und damit Reduktion der benötigten Schichtstärke als Folge der Bewehrung mit einem Geokunststoff [75]

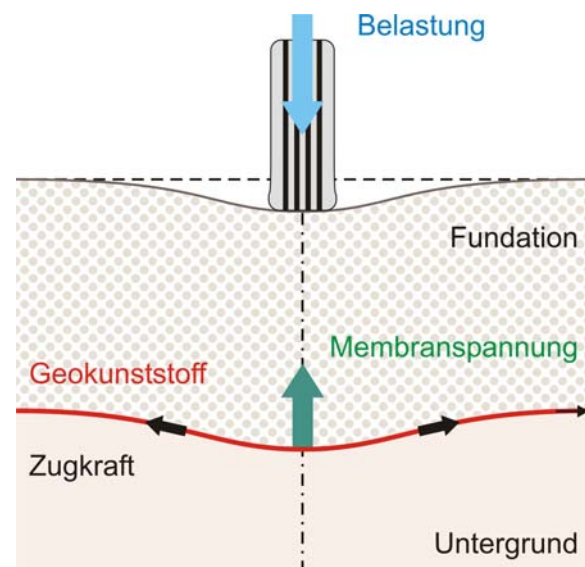


Abb. 4.6: Zweidimensionales Modell des statischen Kräftegleichgewichts einer elastischen Membran zwischen Untergrund und Fundationsschicht [81]

Eine in der Praxis oft angewandte Regel besagt, dass die Bewehrung auf weichem Untergrund eine Reduktion der Fundationsschicht um etwa  $\frac{1}{3}$  erlaubt [71-73, 78, 87, 91, 93]. Die erforderliche Dicke einer unbewehrten Fundationsschicht ohne festen Oberbau lässt sich dabei nach [88] wie folgt empirisch abschätzen:

$$\log N = \frac{h \cdot \text{CBR}^{0.63}}{190} \quad (3)$$

wobei

- N Anzahl Normachs-Übergänge (80 kN), wobei  $N \leq 10000$
- h Dicke der Fundationsschicht, wenn eine Spurrinnentiefe von 75 mm erlaubt ist [mm] (bzw. eine Tiefe von 40 mm, wenn als Bezugspunkt das ursprüngliche Niveau der Fahrbahn angenommen wird [94])
- CBR CBR-Koeffizient des Untergrundes [%]

Die Anwendung dieses Ansatzes ist weit verarbeitet [95-97] und zeigt eine gute Übereinstimmung mit der Praxis [69, 94, 98].

Eine deutliche Wirkung der Bewehrung von Fundationen auf weichem Untergrund ist im Allgemeinen nur bei Schichtstärken  $< 0.4$  m festzustellen [69, 77, 99]. Denn bei dickeren Schichten ist die Tiefenwirkung einer (Verkehrs-) Belastung meist zu gering, um eine Kraft im Geokunststoff zu mobilisieren [100]. Bei Fahrbahnen ohne festen Oberbau ist eine minimale Überdeckung des Geokunststoffs von  $> 0.2$  m unbedingt erforderlich, um eine Beschädigung beim Befahren zu vermeiden [69, 101].

Der Geokunststoff sollte in der unteren Hälfte der Fundation eingebaut werden [75], wobei die optimale Lage von der Schichtstärke, dem Untergrund und den zu erwartenden Auflasten abhängt. Bei Schichtstärken  $< 0.4$  m und weichem Untergrund befindet sich diese an der Basis der Fundationsschicht [71, 72, 102, 103]. Mit zunehmender Schichtstärke, festerem Untergrund oder geringer Auflast verschiebt sich die optimale Lage nach oben [83, 89, 102].

Für die Bewehrung von Fundationsschichten werden üblicherweise biaxial wirkende Geokunststoffe eingesetzt, welche in beiden Richtungen in etwa die gleichen Kräfte aufnehmen können. Wichtig ist dabei insbesondere der Modul bei kleinen Dehnungen [74]. Maximal zu erwartende, bleibende Dehnungen des Geokunststoffs liegen bei etwa 1... 2 % [102], wobei die Bewehrung mit abnehmender Tragfähigkeit des Untergrundes aufgrund grösserer Setzungen mehr Dehnung erfährt [90].

Die Wirkung der Bewehrung von dünnen Fundationsschichten nimmt mit der Steifigkeit (Modul) des Geokunststoffs zu [71, 77, 101, 104], wobei die Interaktion des Geokunststoffs mit dem umgebenden Boden ein limitierender Faktor ist [97, 105]. Die mobilisierbaren Kräfte sind insbesondere im Verkehrswegebau durch die begrenzte seitliche Verankerungsmöglichkeit limitiert, wodurch sehr hohe Steifigkeiten nicht unbedingt zu einer Verstärkung der Bewehrungswirkung führen [81].

Unter der Annahme, dass die Bewehrung ein Zugband bildet, lassen sich nach [6] folgende seitlichen Verankerungskräfte abschätzen (Abb. 4.7):

$$z_A = \gamma_s \cdot \frac{l_o + l_u}{2} \cdot (\tan \varphi'_s + \tan \varphi'_u) \cdot h$$

wobei

$z_A$	Ausziehfestigkeit	[kNm <sup>-1</sup> ]
$\gamma_s$	Raumgewicht der Fundationsschicht	[kNm <sup>-3</sup> ]
$l_o$	Schüttbreite oben	[m]
$l_u$	Schüttbreite unten, Verankerungslänge	[m]
$h$	Schichtdicke der Fundationsschicht	[m]
$\varphi'_s$	(effektiver) Reibungswinkel der Fundationsschicht	[°]
$\varphi'_u$	(effektiver) Reibungswinkel des Untergrundes (ist einzusetzen, wenn der Geokunststoff in der Trennfläche Untergrund-Fundationsschicht eingebaut wird und keine wirksame Verzahnung zu erwarten ist)	[°]

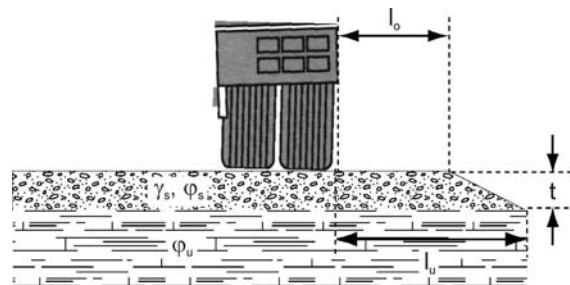


Abb. 4.7: Seitliche Verankerung [6]

Abb. 4.8 liefert für das Beispiel:

Raumgewicht der Fundationsschicht	$\gamma_s = 16 \text{ kNm}^{-3}$	
Schüttbreite oben	$l_o = l_u - t$ (seitliche 45°-Böschung)	[m]
Schüttbreite unten	$l_u = 1.35 \text{ m}$ (Verankerungslänge)	
Schichtdicke der Fundationsschicht	$h = \text{variabel}$	[m]
Reibungswinkel der Fundationsschicht	$\varphi'_s = 45^\circ$	
Reibungswinkel des Untergrundes	$\varphi'_u = 25^\circ$	

die maximal mögliche Ausziehkraft  $z_A$  (ohne Berücksichtigung einer Sicherheit und von Reibungsbeiträgen). Angegeben sind die Kurven für die Annahmen, dass:

- die Bewehrung beidseitig in grobem Fundationsmaterial gebettet ist (Bewehrungsgitter)
- die Bewehrung oben mit dem Fundationsmaterial und unten mit dem Untergrund im Kontakt steht (Trenngeokunststoff)

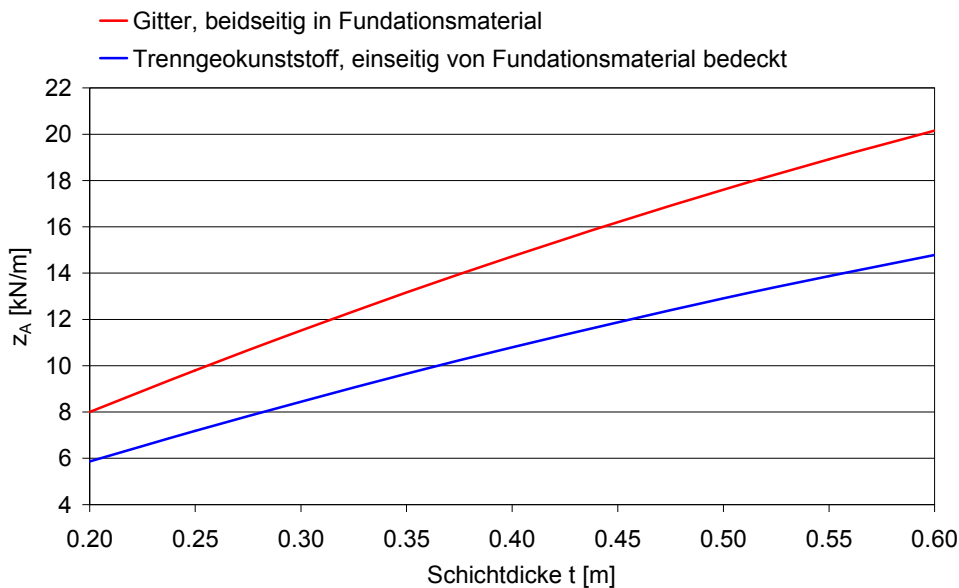


Abb. 4.8: Mögliche Ausziehkräfte (Seitliche Verankerungskraft  $z_A$  auf Bruchniveau) in Funktion der Dicke der Fundationsschicht und der Bettung des Geokunststoffes (Beispiel)

Bei dehnteifen Produkten verursacht eine aufgebrachte Last relativ kleine Dehnungen und hat damit nur geringe Deformationen der Fundationsschicht zur Folge [69, 75, 76]. Bei weichem Untergrund ( $\text{CBR} \leq 3$ ) sind dehnteifere Geokunststoffe effektiver. Mit zunehmender Tragfähigkeit wird der Einfluss des Moduls jedoch geringer [72, 87]. Durch den Einbau im Boden wird ein Geokunststoff fixiert und die Dehnteifigkeit kann, je nach Struktur, deutlich zunehmen, was insbesondere bei Vliesen stark zum Tragen kommen kann [106].

Die Wirkung einer Bewehrung auf die Tragfähigkeit einer dünnen Fundationsschicht entfaltet sich oft erst mit der Befahrung, denn der Geokunststoff muss gedehnt werden, um Kräfte aufnehmen zu können [73, 76, 94]. Grosse Deformationen werden aber nur in Verkehrswegen ohne festen Oberbau (z.B. Baustrassen, Wirtschaftswege) toleriert. Der positive Einfluss einer Bewehrung auf die Nutzungsdauer verstärkt sich mit zunehmender maximal erlaubter Spurrinnentiefe und abnehmender Tragfähigkeit des Untergrundes [72, 87, 102].

Eine Bewehrung kann die Nutzungsdauer einer Fahrbahn, d.h. die Anzahl Überfahrten bis zum Auftreten unzulässig tiefer Spurrinnen, bis um das Zehnfache verlängern [72, 77, 93]. Abb. 4.9 enthält die in einem aktuellen Befahrungsversuch [78] erfolgten Übergänge bis zum Erreichen einer Spurrinnentiefe von 4 cm (bezogen auf die ursprüngliche Fahrbahnoberfläche), in Relation zur jeweiligen Schichtdicke. Vergleicht man die Resultate mit der je nach CBR-Wert des Untergrundes gemäss Gleichung (3) erforderlichen Dicke einer unbewehrten Fundationsschicht, kann die Verbesserung der Tragfähigkeit mit einer Erhöhung des CBR-Wertes um ca. 0.5 bis 1.5 % gleichgesetzt werden.

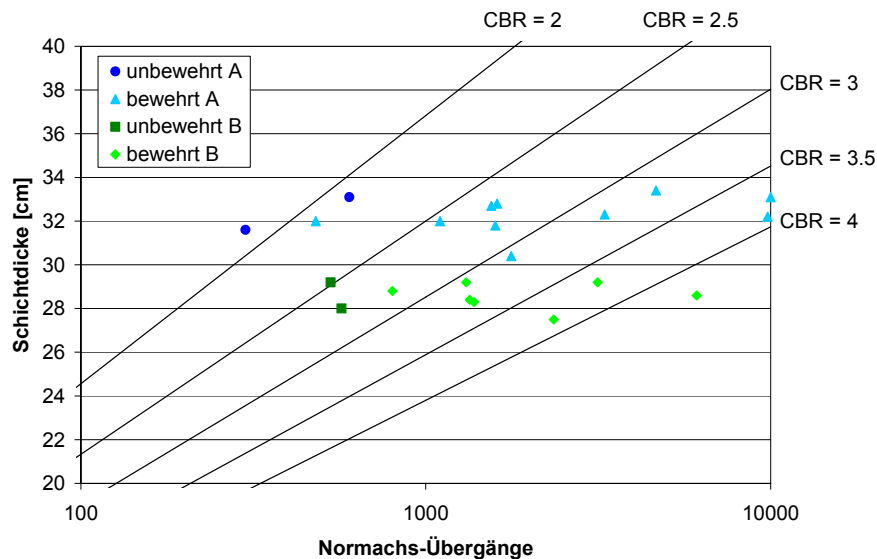


Abb. 4.9: Anzahl Achsübergänge bis zum Erreichen einer Spurrinnentiefe von 4 cm, in Abhängigkeit von der Schichtdicke [78]. Die eingetragenen Geraden repräsentieren die je nach CBR-Wert des Untergrundes gemäss Gleichung (3) erforderliche Dicke einer unbewehrten Fundamentalschicht ohne festen Oberbau

## 4.2 Ablauf des Feldversuchs

### 4.2.1 Konzept

Unterschiedliche Aussagen der verschiedenen Studien (Abschnitt 4.1) und das Fehlen eines anerkannten Bemessungsansatzes machen weitere Untersuchungen in diesem Gebiet nötig [84]. Da die Geokunststoffbewehrung über die ganze Breite der Fundamentalschicht mit dem Boden interagiert, liefern Laborsimulationen im reduzierten Massstab keine zuverlässig auf die Praxis übertragbaren Resultate. Jedenfalls ist bisher kein Laborversuch bekannt, welcher den Einfluss der Bewehrung auf das Verhalten einer Tragschicht zuverlässig simulieren kann [78].

Um den Einfluss von Geokunststoffen auf die Tragfähigkeit von Fundamentalschichten auf weichem Untergrund zu ermitteln, wurden daher im Herbst 2002 Feldversuche im Massstab 1:1 vorgenommen (Bauleitung: Ingenieurbüro Rüeegger Systeme AG; Tiefbau-Unternehmung: HASTAG St. Gallen) [107-109].

Auf einem möglichst gleichmässigen Planum sehr geringer Tragfähigkeit wurde mit kiesigem Schüttmaterial eine Baupiste erstellt. Auf der knapp dimensionierten, mit unterschiedlichen Geokunststoffen bewehrten Baupiste wurden Verdichtungs- und Befahrungsversuche unternommen (Abb. 1.5 und Abb. 1.6). Mit den Versuchen sollte abgeklärt werden, wie die Bewehrungs-Geokunststoffe die Verdichtungseigenschaften, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit (Spurrinnenbildung) verbessern.

Insgesamt wurden 10 verschiedene Produkte (Abschnitt 4.3.1, Tabelle 33) eingebaut. Die Messtechnikabteilung der EMPA instrumentierte die Geogitter mit Dehnungsmessstreifen und war für die entsprechende Datenerfassung verantwortlich. Zur Ermittlung der Kurzzeitzugfestigkeiten vor und nach dem Einbau wurden Streifenzugversuche nach [110] im Labor der EMPA in St. Gallen vorgenommen.

Das Institut für Geotechnik IGT der ETH Zürich führte Kontrollen der Verdichtung und Untersuchungen der Eigenschaften der Schüttmaterialien vor Ort und im Labor durch. Die Probst Maveg AG beteiligte sich mit dem Einsatz eines Verdichtungsgeräts mit Flächendeckender Dynamischer Verdichtungskontrolle an den Feldversuchen.

Ein ähnliches Forschungsvorhaben [111] ist unter anderem daran gescheitert, dass Einflussfaktoren wie Witterungsverhältnisse und Befahrung während des Einbaus grosse Variationen in den Versuchsergebnissen verursachten, welche einer sinnvollen Auswertung im Wege standen. Aus dem Feldversuch liess sich keine tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Bewehrung ableiten [112].

#### 4.2.2 Beschreibung der Versuchspiste

Für die Versuchspiste stand ein Gelände in der ehemaligen Abbaugrube für Ziegeleiten der Ziegelei Keller AG zur Verfügung, welche seit Sommer 2002 als Deponie genutzt wird (Deponie Paradies in Schlatt bei Diessenhofen, Abb. 4.10). Der Untergrund ist ein relativ homogener toniger Silt und in genügender Ausdehnung vorhanden.

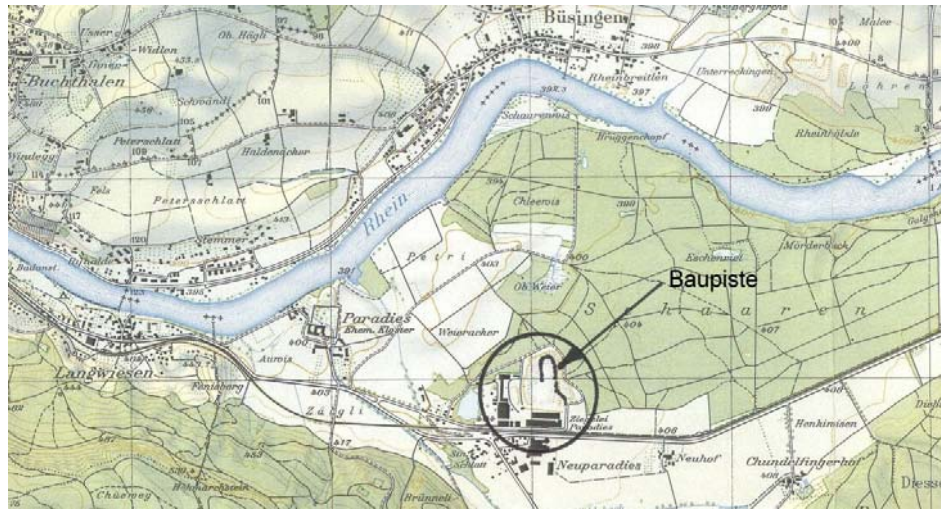


Abb. 4.10: Standort des Testfeldes (Übersichtskarte 1:25'000).

Die Versuchsstrecke wurde parallel zu einer bestehenden Baupiste hangwärts mit einer Länge von ca. 13 m erstellt (Tabelle 30). Die Piste befindet sich am äusseren Rand einer breiten Böschung (Abb. 4.12). Über und aus der Böschung strömt Wasser, welches durch die Piste gestaut wird. Entsprechend ist der Untergrund vernässt und aufgeweicht. Die Versuchsstrecke umfasste 12 Felder à 8 m Länge (1 ... 12) für den Einbau von Bewehrungsgeokunststoffen und zwei Vorversuchsfelder (V1 und V2) mit und ohne Trennvlieseinbau (Abb. 4.11).

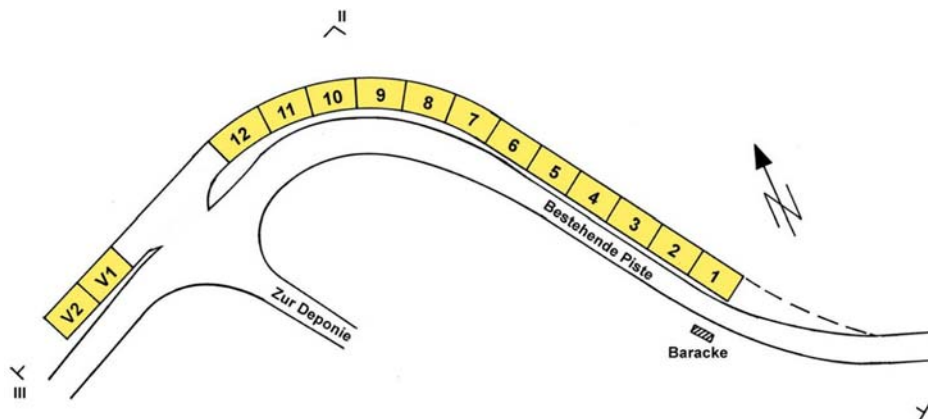


Abb. 4.11: Versuchspiste mit Feldeinteilung [2]

	ungefähres Ausmass
Pistenlänge inkl. Zu- und Wegfahrt	130 m
Vorversuchsfelder	20 m
Mittlere Breite	4.5 m
Gesamtfläche	650 m <sup>2</sup>
Fläche Filtervlies	300 m <sup>2</sup>

Tabelle 30: Ungefähres Ausmass der Versuchspiste

Der gewählte Standort der Piste war ein Kompromiss in der Berücksichtigung verschiedenster Randbedingungen (Tabelle 31). Nicht zuletzt spielten auch ökonomische Überlegungen eine Rolle, denn

die finanziellen Mittel liessen für externe Kosten (Fremdarbeiten) nur wenig Spielraum. Andere vertretbare Pistenstandorte standen nicht zur Verfügung.

Vorteile	Nachteile
<p>Isolierter Standort abseits einer direkten Bautätigkeit, welcher einen ungestörten, beliebig planbaren Versuchsablauf ohne Zeitdruck und Unterbrüche ermöglichte.</p> <p>Vorhandene Parallelpiste für alle Materialtransporte und den Einbau der Versuchspiste.</p> <p>Homogener Untergrund bezüglich Klassifikation.</p> <p>Planum durch Wasserzufluss von der Hangseite mehr oder weniger konstant vernässt.</p> <p>Freie Verfügung über LKW für Fahrversuche.</p>	<p>Bereiche mit örtlich höherer Tragfähigkeit (CBR-Werte und <math>c_u</math>-Werte), welche sich auch durch eine künstliche Auflockerung nur begrenzt "verschlechtern" liessen.</p> <p>Begrenzte Pistenlänge.</p> <p>Leichte Kurvenlage (Abb. 4.13), welche ein Befahren in der jeweils gleichen Spur erschwerte, mit der Folge einer gewissen Resultatverfälschung bei den gemessenen Spurrinntiefen.</p>

Tabelle 31: Vor- und Nachteile des gewählten Pistenstandortes



Abb. 4.12: Mittelteil der Piste (gleichmässig schlecht tragfähiger Untergrund)



Abb. 4.13: Kurvenbereich am Pistenende

Die Inhomogenität des Untergrundes erschwert die Auswertung der Ergebnisse und zeigt deutlich die Abhängigkeit der Verdichtung und der Tragfähigkeit (Spurrinnenbildung) von den Untergrundeigenschaften. Hier zeigte sich auch die Grenze der Wirkung von Bewehrungen.

#### 4.2.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm gestaltete sich wie folgt:

- Einbau von 3 Schichten à 0.2 m (Abb. 4.14), wobei die 1. Schicht statisch, die 2. und 3. Schicht dynamisch verdichtet wurden.
- Jeweils nur eine Bewehrungslage auf dem Planum.
- Bei den offenen Geogittern Einbau teils mit und teils ohne Trenngeokunststoff.
- Schotter (mit nur geringem Feinkornanteil) als Schüttmaterial. Aus Kostengründen wurde ein Recycling-Material eingesetzt und dabei verhältnismässig schlechte Verdichtungseigenschaften in Kauf genommen.

Dabei galt es folgende Randbedingungen zu beachten:

- Möglichst homogener Untergrund. Die Untergrundverhältnisse (CBR-Werte,  $c_u$ -Werte) wurden, vorgängig zum Einbau, flächenhaft gemessen.
- Konstanter Wasserzufluss (Schutz vor Austrocknung). Mit Bewässerungsmassnahmen wurde dafür gesorgt, dass die Piste während der gesamten Versuchsdauer genügend vernässt war.
- Quergefälle des Planums und der Piste (konstante Schichtstärke) von ca. 4 % (inkl. seitlichen Entwässerungsgräben). So war sichergestellt, dass Meteorwasser und/oder Sickerwasser darauf abläuft und keine ungleichmässige Vernässung auftritt.
- Einbau von der Seite, damit die Versuchspiste für Transport- und Einbauzwecke nicht ungleichmässig befahren wird.

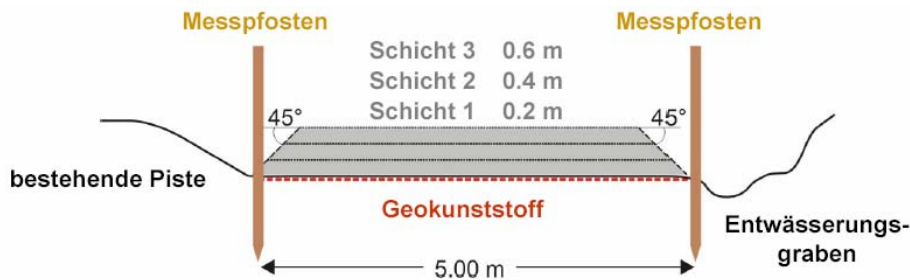


Abb. 4.14: Querschnitt der Versuchspiste

Die erste Schicht (Dicke verdichtet 0,2 m) wurde rein statisch mit einer 2,5 t Tandem-Glattwalze (Bomag BW 120) verdichtet. Der weiche, wassergesättigte Untergrund liess keine dynamische Verdichtung zu. Die zweite und dritte Schicht (Dicke verdichtet je 0,2 m) wurden dynamisch mit kontinuierlicher Messwertregistrierung verdichtet. Dafür wurde eine entsprechend ausgerüstete Walze mit flächendeckender Dynamischer Verdichtungskontrolle (FDVK) eingesetzt (Bomag Variocontrol BW 177 mit einem Gewicht von 8,0 t).

Der Zustand der Versuchspiste und der Geokunststoffe wurde vom Ein- bis zum Ausbau messtechnisch verfolgt, wobei CBR-Messungen (CBR-Nadel), Drehflügelmessungen (Pilcon), statische und dynamische Plattendruckversuche, Raumgewichtsmessungen, ein Dynamisches Fallgewichtsgerät (Falling Weight Deflectometer FWD), die flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle sowie Profilmessungen (Spurrinnen) und Dehnungsmessstreifen auf den Geogittern zum Einsatz kamen.

Für den rationellen und kostengünstigen Ablauf war eine detaillierte Vorbereitung der Arbeiten und eine gute Koordination zwischen Projektleitung, Unternehmer und Messequipen erforderlich. In Tabelle 32 ist der zeitliche Ablauf der Feldarbeiten festgehalten.

Der Aufwand für die Versuchspiste war relativ gross und Fehler beim Einbau sollten tunlichst vermieden werden. Es galt daher, im Voraus zu wissen, welche Intensitäten bezüglich Verdichten und Befahren überhaupt zulässig waren, um nicht bereits bei Versuchsbeginn Schäden zu provozieren, welche eine Weiterführung verunmöglichten (Absacken von Verdichtungsgeräten bzw. Fahrzeugen, Instabilitäten beim dynamischen Verdichten).

Daher wurde am Ende der Versuchspiste (nach der Abfahrt in die Deponie, Abb. 4.13) ein Vorversuchsfeld von ca. 20 m Länge angelegt, in welchem kein Geokunststoff (Feld V2) bzw. nur ein Trenngeokunststoff (Feld V1) eingebaut wurde (Abb. 4.11). Damit konnte der Einbau, die Verdichtung und das Befahren jeweils an einem Abschnitt getestet werden, der bezüglich der Versuchspiste gleiche oder schlechtere Verhältnisse (keine Bewehrung) aufwies. So konnte erwartet werden, dass unter gleichen Bedingungen an der Versuchspiste selbst keine gravierenden Schäden auftraten, welche die Weiterführung des Versuchs unter kontrollierten und einheitlichen Randbedingungen in Frage gestellt hätten.

<b>2002</b>	<b>Feldarbeiten</b>
17.07.	Aushub und Wiedereinbringen von Material im Anfangsbereich der Piste ("Bodenverschlechterung"), Rohplanum Piste
19.07.	CBR-Messungen
30.07.	Vermessung
07.-09.08.	Bewässern trockener Pistenabschnitte
12./13.08.	Grobplanie Piste: lokale Verbreiterungen, laufende Absteckungsarbeiten Zufahrt, Wegfahrt: Tieferlegen (ca. 0.25 m unter Planum Versuchspiste), seitliche Gräben für Wasserableitung, Verlegen Trennvlies, Schotter einbringen (Zufahrten ca. 50 cm) und verdichten Feinplanie: seitliche Gräben für Wasserableitung, Abtrag Planie, Planieausgleich mit Sand, Pfosten für Messprofile setzen, Nivellement, Bewässern Planum, Abdecken Planum mit Bändchengewebe, Abstecken Musterfelder, Markierungen, CBR-Messungen mit Nadel
14./15.08.	Kontrollen Planum, Null-Messung Profile Versuchspiste (Planum) Verlegen Geokunststoffe, Verkabelung für Dehnungsmessung, Piste bewässern, Abdecken Muster gegen Austrocknung Auflockern und neu planieren Versuchsfelder V1 und V2 (der Untergrund dieser Felder zwischen Profil 120 m und 136 m war laut CBR-Messungen ursprünglich zu hart), Ablauf Wasser am Pistenanfang (Bergseite) verbessern
16.08.	Schottern Baupiste und Versuchspiste mit lose 25 cm (Marken an Profilpfosten), Abwalzen Baupiste und Versuchspiste mit Walze 3 t (statisch), 3 - 4 Passen Messen Profile nach Schüttung lose, DMS-Messungen während dem Beschütten und während dem Verdichten, CBR-Messungen auf den Versuchsfeldern V1 und V2 nach der Auflockerung, Drehflügelmessungen Planum
19.08.	Profilmessungen auf 1. Schicht nach Verdichtung, Piste bewässern
20.08.	Plattendruckversuche in den Feldern ohne Instrumentierung, beginnend bei Feld V1 und V2 und nachher Felder 12, 11, 10, 9; Raumgewichtsmessungen, Profilmessungen
21.08.	Plattendruckversuche in den Feldern mit Instrumentierung, Felder 1 - 8 Fahrversuche auf 1. Schicht (je 2 Mal für Plattendruckversuche), zusätzlich 2 Fahrten auf Felder V1 und V2, zusätzlich 6 Fahrten auf Feldern 1 - 12, jeweils mit leerem LKW (ca. 13 t Gesamtgewicht) DMS-Messungen während den Plattendruckversuchen und den Fahrversuchen
22.08.	Profilmessungen (Spurrinnen)
28.08.	Abstecken und Schütten 2. Schicht (nochmals ca. 0.25 m Schotter) auf Feldern 1, 9 - 12, V1, V2 sowie Zufahrten und Abfahrten, Profilmessungen
29.08.	Schütten 2. Schicht auf Feldern 2 - 8, Messen Profile vor dem Verdichten Verdichten mit BOMAG-Walze: Versuchsfelder V1 und V2 (Vorversuch mit Registrierung Messwerte), Verdichten Zufahrten zur Piste, Verdichten Felder 1 - 12 mit konstanter Energie mit Registrierung Messwerte, laufende Kontrolle Schichtdicke DMS-Messungen während Schütten und Verdichten
02./03.09.	Statische Plattendruckversuche, Raumgewichtsmessungen, dynamische Plattendruckversuche
03.09.	Befahren 2. Schicht mit beladenem LKW: - 10 Überfahrten mit 22 t, Spurrinnenmessungen - 10 Überfahrten mit 28 t, Spurrinnenmessungen DMS-Messungen während Plattendruck- und Fahrversuchen
10.09.	Abstecken 3. Schicht
11.09.	Schütten 3. Schicht (gebrochenes Recycling-Material 0...32 mm), Verdichten 3. Schicht analog 2. Schicht, Messen Profile vor und nach Verdichten, DMS-Messungen während Schütten und Verdichten
30.09.	Plattendruckversuche in allen Profilen inkl. Zusatzversuche im Zwischenbereich, analog zu den Messungen auf 2. Schicht
01.10.	FWD-Messungen (VIAGROUP AG) Befahren 3. Schicht mit beladenem LKW: 11 Überfahrten mit 28 t, Spurrinnenmessungen DMS-Messungen während FWD-Messungen und Fahrversuchen
02.10.	Befahren 3. Schicht mit beladenem LKW: 50 Überfahrten mit 28 t, Spurrinnenmessungen Freilegen bis ca. 5 cm über Planum (Geokunststoffe) mit Hydraulikbagger in allen Profilen
03./04.10.	Freilegen Geokunststoffe von Hand, Profilmessungen, Fotodokumentation, Musterentnahme, Drehflügel-Messungen, CBR-Messungen

Tabelle 32: Zeitlicher Ablauf der Feldarbeiten

### 4.3 Auswahl, Charakterisierung und Einsatz der Geokunststoffe

#### 4.3.1 Produktauswahl

Die Tabelle 33 enthält eine Liste der für die Bewehrung der Versuchspiste auf weichem Untergrund eingesetzten Geokunststoffe, mit Angabe der jeweils vorhandenen Rollenbreite, der Gitterabstände sowie des Kraft-Dehnungsverhaltens der verschiedenen Produkte (Herstellerangaben). Aufgeführt ist auch die jeweilige Anzahl eingesetzter DMS (Abschnitt 4.7.1). Die Muster Nr. 02, 27, 28 und 32 sind mit denjenigen aus [1] identisch.

Nr	Herstellungsart	Breite [m]	Gitter [mm]	DMS	Zugfestigkeit längs/quer kNm <sup>-1</sup>		
					bei 2 %	bei 5 %	max.
02	PP-Bändchengewebe	5.15	-	-	12/12	30/30	65/65
27	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter (kombiniert mit Vlies Nr. 40)	4.50	60 x 60	-	6/10	14/20	22/35
28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	5.10	20 x 20	4	9/9	14/14	55/55
32 a	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	4.75	32 x 32	4	10/10	20/20	30/30
32 b	PET-Gitter Nr. 32 + Vlies Nr. 40			4	10/10	20/20	30/30
40	PP-Endlofaservlies vernadelt (Trennvlies, kombiniert mit Gittern)	5.00	-	-	0.2/0.1	0.3/0.2	10/10
41	PP-Endlofaservlies vernadelt	5.00	-	-	0.4/0.3	0.6/0.4	20/20
42 a	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter	5.20	40 x 40	4	12/12	32/32	40/40
42 b	PVA-Gitter Nr. 42 + Vlies Nr. 40			4	12/12	32/32	40/40
44	mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	5.20	8.5 x 8.5	-	7.5/7.5	22/22	50/50
45	PP-Bändchengewebe	5.15	-	-	2/2	8/8	30/30
46 a	biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	3.80	65 x 65	8	11/12	22/25	30/30
46 b	PP-Biaxgitter Nr. 46 + Vlies Nr. 40			4	11/12	22/25	30/30

Tabelle 33: Im Feldversuch einbezogene Geokunststoff-Muster (Herstellerangaben)

Es wurden sieben sehr unterschiedliche Bewehrungs-Geokunststoffe eingesetzt (Muster Nr. 02, 27, 28, 32, 42, 44, 46), wobei auf eine möglichst repräsentative Auswahl bezüglich Rohstoff und Herstellungsart Wert gelegt wurde. Interessant sind dabei die Geogitter mit grossen Gitterabständen, welche in ihren Abmessungen in etwa  $d_{85}$  eines üblichen Fundationsmaterials mit einer Körnung 2 ... 100 mm entsprechen. Ergänzend einbezogen wurden ein Trennvlies (Muster Nr. 41), welches moderate Kräfte aufnehmen kann, sowie ein Bändchengewebe (Muster Nr. 45), welches bewusst zu schwach ausgelegt war. Die Muster Nr. 32, 42 und 46 wurden sowohl mit als auch ohne zusätzliches Trennvlies (Muster Nr. 40) eingebaut, Muster Nr. 27 nur in Kombination mit dem Vlies. Im Vorversuchsfeld V1 wurde das Trennvlies Nr. 40 verwendet.

In Abb. 4.15 sind die ausgewählten Produkte abgebildet. Grundsätzlich wurden Bewehrungsprodukte eingesetzt, welche für die Verstärkung von Fundationsschichten üblich sind. Es handelt sich dabei um biaxial wirkende Geokunststoffe, welche in beiden Richtungen in etwa die gleichen Kräfte aufnehmen können, wobei die Krafterfassung bei ca. 2 % Dehnung von besonderer Bedeutung ist.

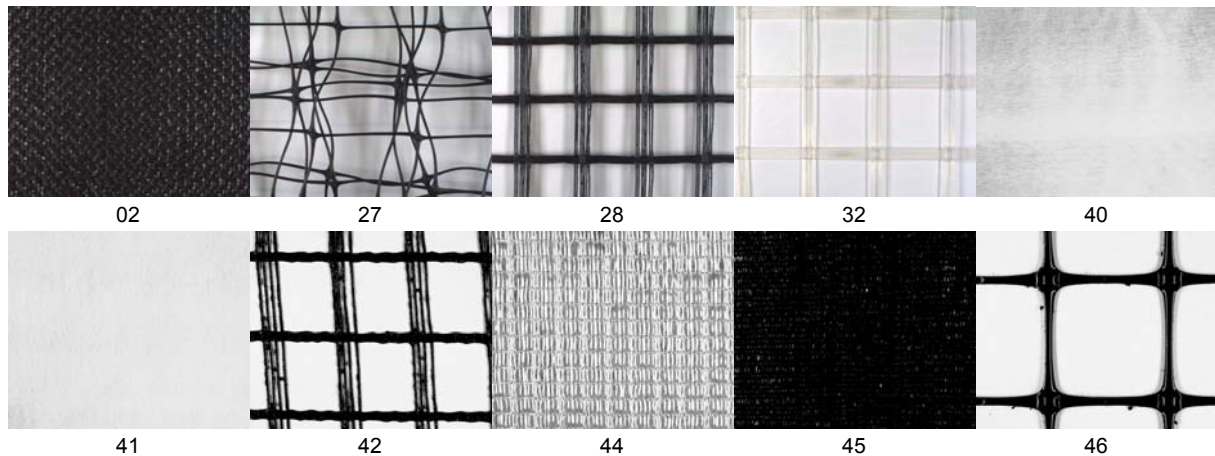


Abb. 4.15: Im Feldversuch einbezogene Geokunststoffe (Grösse des Ausschnitts jeweils 14 x 11 cm; Produktionsrichtung verläuft horizontal)

#### 4.3.2 Kraft-Dehnungsverhalten

Das Kraft-Dehnungsverhalten wird nach [110] längs und quer zur Produktionsrichtung an max. 200 mm breiten Proben bestimmt, bei einer Einspannlänge von 100 mm und einer Dehnungszunahme von  $20 \pm 5 \text{ \%} \cdot \text{min}^{-1}$  (Abb. 4.16). Die Dehnungszunahme wird mit Dehnungsaufnehmern ermittelt, deren Ausgangs-Abstand 60 mm beträgt bzw. bei den Geogittern einem oder mehreren Gitterabständen entspricht (min. 60 mm). Die Abzugsgeschwindigkeit der Klemmen muss im Allgemeinen deutlich über  $20 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  liegen, um die vorgeschriebene Dehnungsrate zu erreichen und das (gewollte) Gleiten des inneren Teils der Probe (als Folge der gleichmässigen Verteilung der Klemmlast zur Vermeidung von Kraftspritzen an den Klemmkanten) zu kompensieren. Die korrekte Abzugsrate wird durch Vorversuche bestimmt.

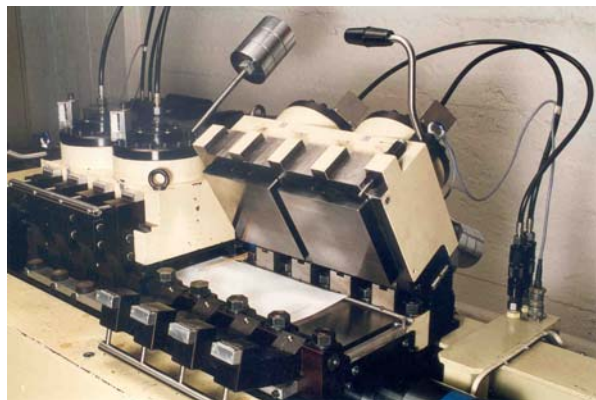
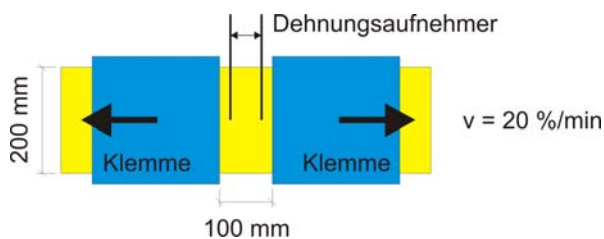


Abb. 4.16: Vorrichtung zur Bestimmung des Kraft-Dehnungs-Verhaltens. Die Klemmen müssen eine optimale Kraftübertragung gewährleisten, ohne die Proben zu beschädigen. In der Praxis wird immer ein Teil der Probe aus den Klemmen gleiten. Die Verformung wird daher mit Dehnungsaufnehmern gemessen. Im Bild Zugprüfgerät mit zwei individuell belastbaren Klemmenpaaren (hydraulisch bis 1 MN, Abmessung je 200 x 200 mm)

Die Prüfung liefert die Zugfestigkeit  $r$  in  $\text{kNm}^{-1}$ , die Dehnung  $\varepsilon$  bei Höchstzugkraft in % sowie die Kraft-Dehnungskurve (Abb. 4.17). Dabei ist die Zugfestigkeit die auf 1 m Breite bezogene Höchstzugkraft. Das Arbeitsvermögen (Arbeit, die zum Erreichen der Höchstzugkraft aufgewendet werden muss) entspricht der Fläche unter der Kraft-Dehnungskurve (Integral).

Das elastische Verhalten eines Werkstoffs wird üblicherweise mit dem Zugmodul  $E$  gekennzeichnet. Für Textilien wird oft das Modul  $m$  angegeben, das die Steigung der Kraft-Dehnungskurve im Anfangsbereich repräsentiert, in welchem sich das Material elastisch (d.h. dem Hookeschen Gesetz folgend) verhält [113]:

$$m = \frac{r_{el}}{\varepsilon_{el}}$$

wobei

$r_{el}$  Zugfestigkeit im elastischen Anfangsbereich [kNm<sup>-1</sup>]  
 $\varepsilon_{el}$  Dehnung im elastischen Anfangsbereich [%]

Die Steifigkeit der Kraft-Dehnungskurve viskoser Materialien hängt deutlich von der Dehnungsrate ab, indem sich Geokunststoffe bei hohen Abzugsgeschwindigkeiten deutlich dehnsteifer verhalten [114].

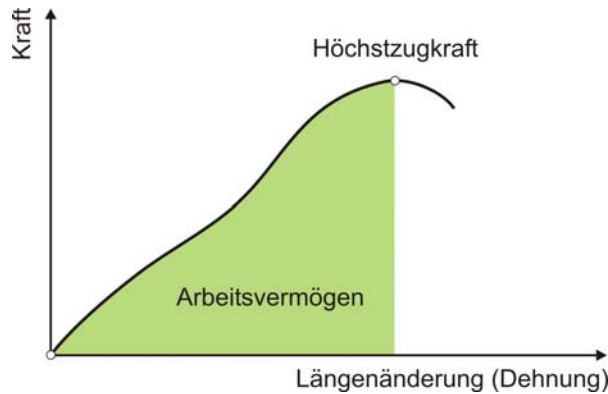


Abb. 4.17: Kraft-Dehnungs-Diagramm: Auf der senkrechten Achse ist die aufgebrauchte Kraft, auf der waagrechten Achse die resultierende Dehnung aufgetragen

Das Kraft-Dehnungs-Verhalten eines im Boden eingebauten Geokunststoffs ist sehr komplex und unterscheidet sich deutlich vom Verhalten im Labor-Zugversuch [106]. Dies gilt insbesondere für Geovliese, welche im eingebauten Zustand eine markant höhere Dehnsteifigkeit aufweisen, da die wirr gelegten Fasern durch die Bodenpartikel fixiert werden [115]. Auch Geogitter mit kraftschlüssigen Verbindungen (Knoten) verhalten sich im Boden dehnsteifer als im Streifenzugversuch, da die Knoten unter biaxialer Belastung eine höhere Dehnsteifigkeit aufweisen [116]. Obwohl das Verhalten bei Beanspruchungen im Boden - insbesondere bei Bewehrungsaufgaben - bekannt sein sollte, existieren kaum Geräte für die routinemässige Prüfung des Kraft-Dehnungsverhaltens im eingebauten Zustand.

Das Kraft-Dehnungsverhalten der in der Baupiste eingesetzten Geokunststoffe wurde quer zur Fahrbahn und somit je nach Ausrichtung der Muster im Feldversuch (Abschnitt 4.3.4, Abb. 4.35) längs oder quer zur Produktionsrichtung bestimmt. Abb. 4.18 bis Abb. 4.27 zeigen die Kraft-Dehnungskurven (Mittelwerte aus i. A. 5 Messungen) nach [110] im Anlieferungszustand (Original) sowie nach dem Einsatz im Feldversuch (Einbau). Angegeben sind die Zugrichtung (längs oder quer zur Produktionsrichtung) und das jeweilige Profil (Abschnitt 4.3.4, Tabelle 35), aus welchem die Proben nach dem Rückbau der Piste entnommen wurden.

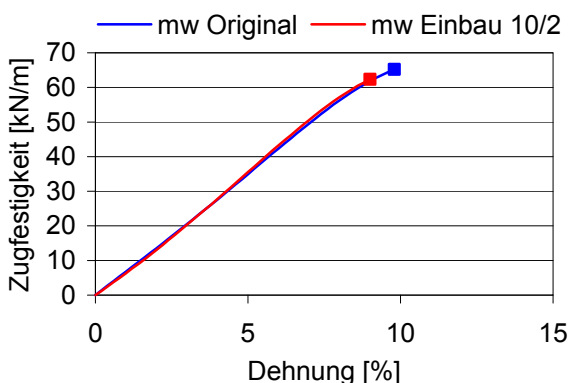


Abb. 4.18: KD-Kurve Muster 02, quer (PP-Bändchengewebe)

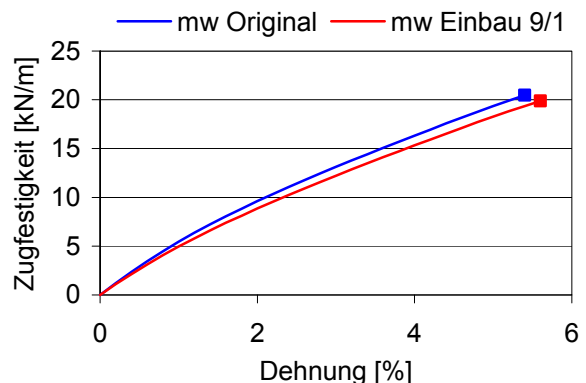


Abb. 4.19: KD-Kurve Muster 27, quer (5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter)

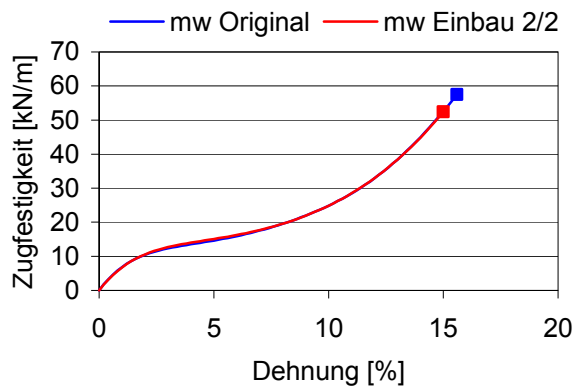


Abb. 4.20: KD-Kurve Muster 28, quer (gerascheltes PET-Gitter, beschichtet)

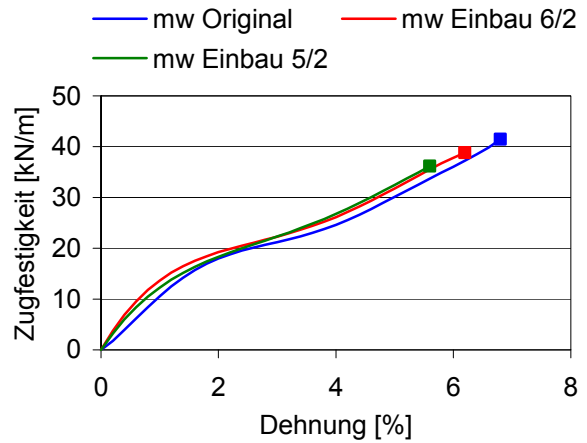


Abb. 4.21: KD-Kurve Muster 32, quer (aus PET-Stäben gelegtes Gitter)

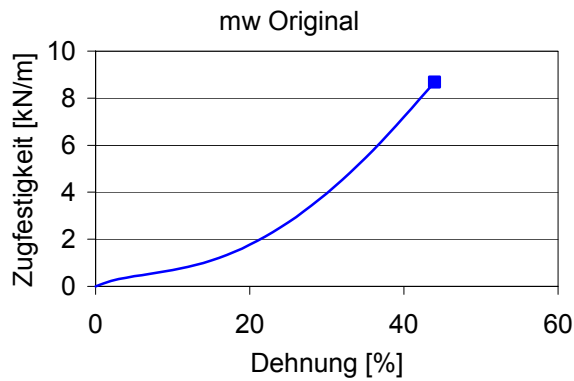


Abb. 4.22: KD-Kurve Muster 40, quer (PP-Endlosfaservlies, vernadelt)

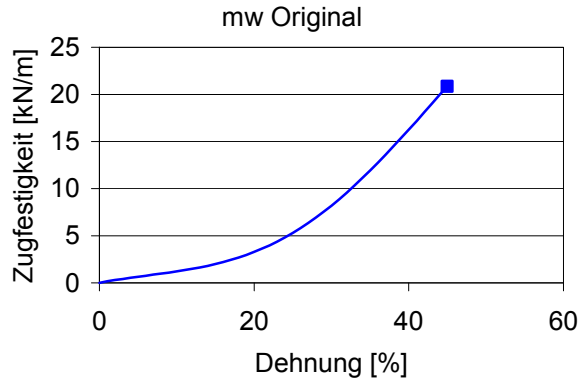


Abb. 4.23: KD-Kurve Muster 41, quer (PP-Endlosfaservlies, vernadelt)

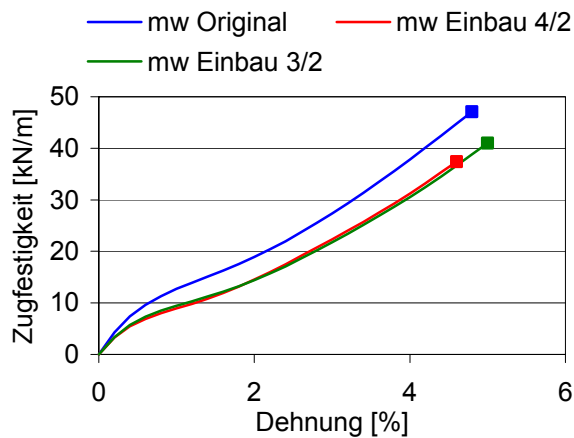


Abb. 4.24: KD-Kurve Muster 42, längs (gerascheltes PVA-Gitter, beschichtet)

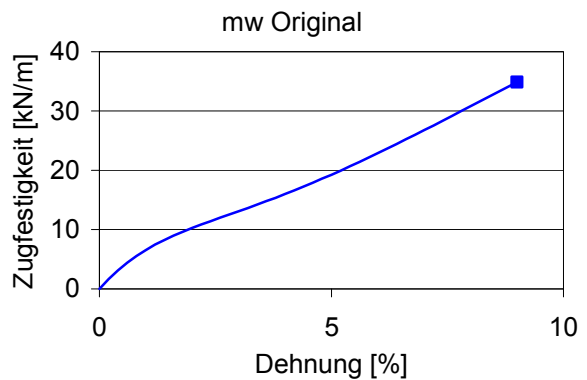


Abb. 4.25: KD-Kurve Muster 44, quer (mit PET-Multifilament verstärktes Vlies)

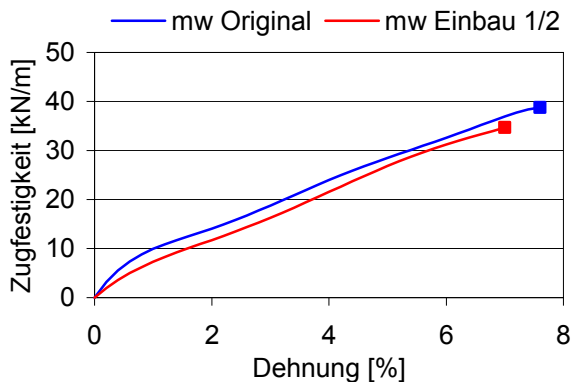


Abb. 4.26: KD-Kurve Muster 45, quer (PP-Bändchengewebe)

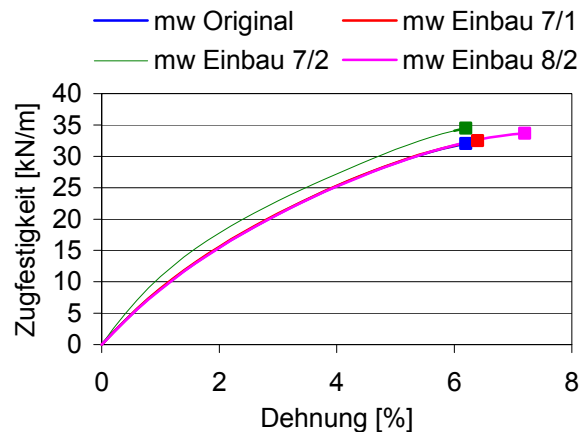


Abb. 4.27: KD-Kurve Muster 46, längs (biaxial gestrecktes PP-Gitter)

Der Verlauf der Kraft-Dehnungskurve wird durch eine Einbaubeanspruchung in den meisten Fällen nicht relevant verändert, d.h. der E-Modul bleibt auch bei einer Abnahme von Zugfestigkeit und Höchstzugkraftdehnung in etwa gleich [1]. Da die zu erwartenden Dehnungen im Allgemeinen weit unter der Höchstzugkraft-Dehnung der für die Bewehrung eingesetzten Geokunststoffe liegt, hat der Einbau keinen nennenswerten Einfluss auf das Kraft-Dehnungsverhalten im relevanten Bereich [9].

#### 4.3.3 Robustheit gegenüber Einbaubeanspruchung

In [117] wird ein Verfahren zur Laborsimulation der Einbaubeanspruchung (Abb. 4.28) beschrieben, bei welchem ein Geokunststoff zwischen zwei Bodenschichten gebracht und mit einer 100 x 200 mm grossen Platte dynamisch belastet wird (900 kPa Belastung, 200 Belastungszyklen, Frequenz 1 Hz). Im Standardversuch wird scharfkantiger, gesinterter Korund (Korndurchmesser 5 ... 10 mm) als Bodenmaterial eingesetzt. Zur exakteren Vorhersage des Praxisverhaltens sollte aber das auf der Baustelle anzutreffende Bodenmaterial verwendet werden. Nach der Beanspruchung wird die prozentuale Veränderung von mechanischen oder hydraulischen Eigenschaften bestimmt.

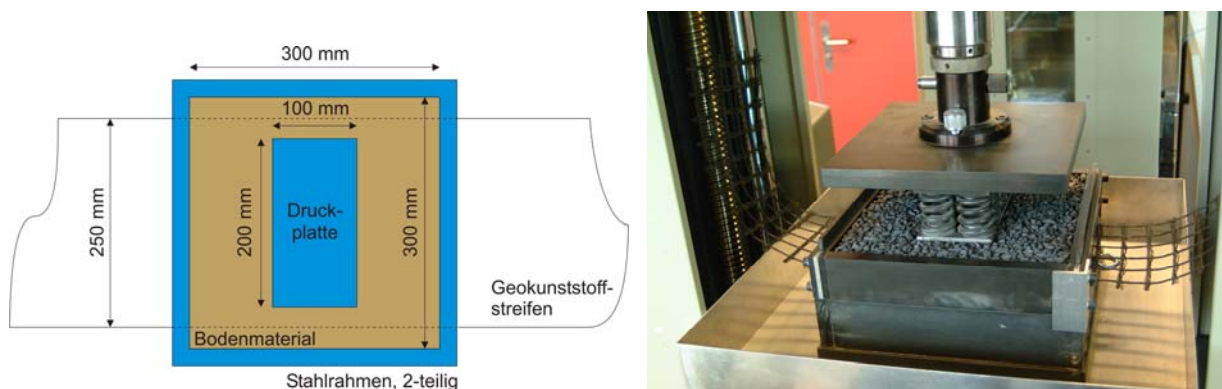


Abb. 4.28: Prüfanordnung zur Simulation einer Einbaubeschädigung nach [117]: Ein in Bodenmaterial eingebauter Geokunststoff wird dynamisch belastet und danach auf Eigenschaftsänderungen untersucht

Die EMPA baute ein Prüfgerät zur Durchführung einer Einbausimulation gemäss [117]. Der Prüfkasten ist so konstruiert, dass die Proben durch ihn nicht eingeklemmt werden. Die Versuchsanordnung ist in ein Zug- und Druckprüfgerät integriert. Für den Versuch wird Bodenmaterial in zwei Schichten bündig in den unteren Teil des Kastens eingebracht, wobei jede Schicht mit einer Auflast von 200 kPa während 60 s verdichtet wird (Abb. 4.29). 1.0 x 0.25 m grosse Geokunststoff-Proben werden zentriert in den Prüfkasten eingebaut (Abb. 4.30) und anschliessend mit 75 mm lose eingebrachtem Bodenmaterial überdeckt (Abb. 4.31).

Eine steife Belastungsplatte mit einer Abmessung von 100 x 200 mm wird so über dem Prüfkasten positioniert, dass seine Längsseite senkrecht zur Längsseite der Geokunststoffprobe zu liegen kommt. Auf die Sandwichkonstruktion wird eine sinusförmige, zyklische Belastung zwischen 5 und 900 kPa aufgebracht (Abb. 4.32). Gefordert werden 200 Belastungszyklen bei einer Frequenz von 1 Hz. Nach der Beanspruchung wird eine eventuelle Beschädigung visuell und anhand der prozentualen Festigkeitsabnahme (Zugfestigkeitsprüfung nach [110]) beurteilt.



Abb. 4.29: Verdichtung der unteren Bodenschicht



Abb. 4.30: Einbau der Geokunststoff-Probe



Abb. 4.31: Einbringen der oberen Bodenschicht



Abb. 4.32: Zyklische Belastung des Prüfaufbaus

Aus gerätetechnischen Gründen wurde in Abänderung zu [117] mit einer Frequenz von 0.5 statt 1 Hz operiert (auch die TU München, welche grosse Erfahrung mit Einbaubeanspruchung hat, arbeitet mit dieser Frequenz). Die für Zug-Druck-Prüfgeräte hohen Frequenzen (bei kleinen Deformationen) werden mit zwischengekoppelten, relativ steifen Federelementen erreicht.

Zur Abschätzung der Robustheit gegenüber einer Einbaubeanspruchung konnten die im Feld anstehenden Bodenverhältnisse im Labor nicht direkt reproduziert werden, da der tonig-siltige Untergrund mit weicher Konsistenz im Laborversuch bereits bei einer Auflast von 300 kPa fast vollständig verdrängt wurde (Abb. 4.33).

Die beste Korrelation zum Einbau im Feld zeigte sich gemäss [1] für Versuche mit einer zyklischen Belastung zwischen 5 und 450 kPa, wenn als Bodenmaterial Schotter (Planiekies 0 ... 22 mm, USCS-Klasse GP-GM) eingesetzt wurde. Daher wurde die Einbausimulation auch an den Mustern aus Tabelle 33 mit dem Schotter 0 ... 22 mm (Amplitude 450 kPa, 200 Zyklen, 0.5 Hz) vorgenommen. Die Restfestigkeiten nach der Einbausimulation sind aus Tabelle 34 ersichtlich.

Abb. 4.34 vergleicht die nach dem Einbau im Feld und bei der Einbausimulation im Labor ermittelten Restfestigkeiten. Ausser bei Muster Nr. 45 (Bändchengewebe) wurde kein statistisch relevanter Unterschied zwischen den Ergebnissen des Feld- und des Laborversuchs gefunden, was mit den in [1] gewonnenen Erkenntnissen gut übereinstimmt.



Abb. 4.33: Verdrängung des tonig-siltigen Untergrundes bei Verwendung der Einbausimulation nach [117]

Muster Nr.	Profil	Proben-Ausrichtung	Original	Einbau (Feldversuch)	Einbau-simulation
02	10/2	Quer	67.9 ± 4.9	64.1 ± 2.0	66.1 ± 5.0
27	9/1	Quer	25.8 ± 5.3	25.0 ± 6.6	
28	2/2	Quer	63.9 ± 2.4	56.8 ± 3.1	59.3 ± 2.1
32	5/2	Quer	40.5 ± 2.8	41.7 ± 3.1	40.3 ± 3.0
	6/2			40.2 ± 1.8	
40		Quer	10.3 ± 2.8		8.2 ± 1.9
41		Quer	23.9 ± 7.7		16.2 ± 4.7
42	3/2	Längs	51.1 ± 2.0	45.9 ± 3.3	48.2 ± 1.4
	4/2			40.4 ± 6.4	
44		Quer	50.1 ± 0.4		34.2 ± 2.3
45	1/2	Quer	40.0 ± 0.7	36.6 ± 1.6	32.6 ± 1.6
46	7/1	Längs	30.6 ± 4.8	33.2 ± 1.7	32.0 ± 2.8
	7/2			34.8 ± 1.7	
	8/2			33.8 ± 0.2	

Tabelle 34: Mittelwert ± 95 % Vertrauensbereich der Zugfestigkeit in  $\text{kNm}^{-1}$  (Prüfung nach [110]). Die Ergebnisse der Einbauten mit Vliesunterlagen sind gelb markiert

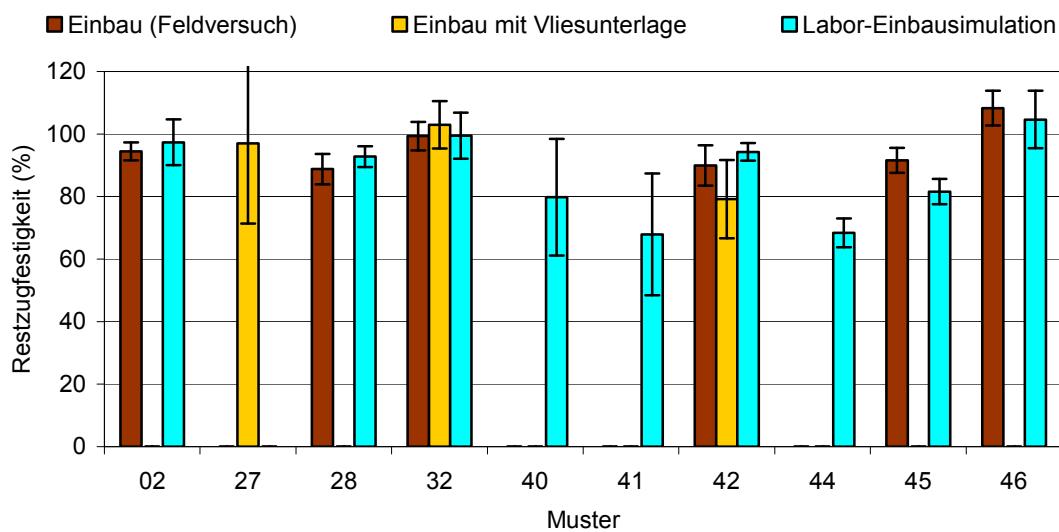


Abb. 4.34: Restzugfestigkeit in % nach Einbau der Geokunststoffe in Feld und Labor

#### 4.3.4 Aufbau und Bestückung der Versuchspiste

Die Zuteilung der Geokunststoffmuster auf die einzelnen Versuchsfelder ist aus Abb. 4.35 ersichtlich. Um die lokalen Kurz- und Langzeitdeformationen der Geokunststoffe festzustellen, wurden diese mit Dehnungsmessstreifen (Abschnitt 4.7.1) instrumentiert.

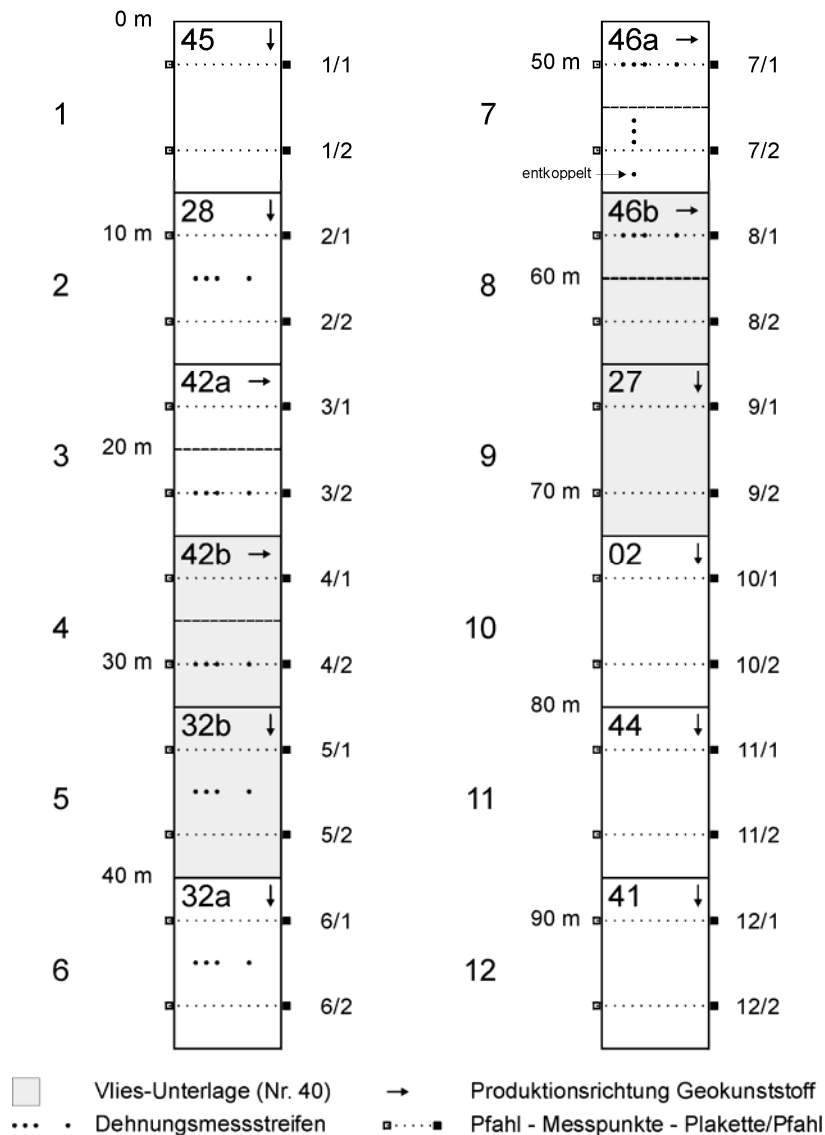


Abb. 4.35: Bestückung der eigentlichen Versuchspiste (0 ... 96 m) mit Zuteilung der Geokunststoffmuster (grau: Gitter mit Trennvlies unterlegt), Orientierung der Geokunststoffe (Pfeil: Produktionsrichtung), Position der Dehnungsmessstreifen (Punkte) und der Profile für die Spurrinnenmessung (gestrichelte Linie)

In jedem Feld 1 ... 12 und V1, V2 wurden zwei Messprofile angeordnet, welche in der Achse der Piste gemäss Tabelle 35 bezeichnet sind (Beschreibung der Produkte siehe Tabelle 33). Die Messprofile wurden links und rechts mit Messpfosten versehen (Abb. 4.14), welche geodätisch eingemessen wurden und der Absteckung der Messpunkte sowie der Angabe der Schütthöhen und dem Ausmessen der Spurrinnen dienen.

Feld	Profil	Axe (m)	Muster	Geokunststoff
1	1-1	2	45	PP-Bändchengewebe
	1-2	6		
2	2-1	10	28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter
	2-2	14		
3	3-1	18	42	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter
	3-2	22		
4	4-1	26	42 + 40	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter mit PP-Endlofaservlies unterlegt
	4-2	30		
5	5-1	34	32 + 40	gelegtes und verschweisstes PET-Gitter mit PP-Endlofaservlies unterlegt
	5-2	38		
6	6-1	42	32	gelegtes und verschweisstes PET-Gitter
	6-2	46		
7	7-1	50	46	Biaxial gestrecktes PP-Gitter
	7-2	54		
8	8-1	58	46 + 40	Biaxial gestrecktes PP-Gitter mit PP-Endlofaservlies unterlegt
	8-2	62		
9	9-1	66	27 + 40	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter mit PP-Endlofaservlies unterlegt
	9-2	70		
10	10-1	74	02	PP-Bändchengewebe
	10-2	78		
11	11-1	82	44	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies
	11-2	86		
12	12-1	90	41	PP-Endlofaservlies vernadelt
	12-2	94		
V1	V1-1	122	40	PP-Endlofaservlies vernadelt
	V1-2	126		
V2	V2-1	130	-	
	V2-2	134		

Tabelle 35: Bezeichnung und Lage der Messprofile und dazugehörige Geokunststoffe

#### 4.4 Bodenkennwerte und Umgebungsbedingungen

##### 4.4.1 Eigenschaften des Schüttmaterials

Für den Aufbau der Fundationsschicht wurde ein gebrochenes Recycling-Schüttmaterial verwendet, das in der Hauptkomponente aus Betonresten und in der Nebenkomponekte aus Mauerwerkresten (Ziegelsteine) bestand. Das Material wurde auf ein Maximalkorn von 64 mm heruntergebrochen und der Feinanteil mit einem Durchmesser  $< 8$  mm ausgesiebt. Der Körnungsbereich der Schichten 1 und 2 lag somit zwischen ca. 8 ... 64 mm (Abb. 4.36). Das Material wies durch die Begrenzung des Feinanteils eine geringe Empfindlichkeit auf Änderungen des Wassergehaltes auf und war genügend durchlässig, um Meteor- und Sickerwasser rasch in die seitlichen Drainagen abzuleiten. Der Zertrümmerungsversuch (Einbau und Verdichten nach Proctor und anschliessend erneute Bestimmung der Korngrössenverteilung) zeigte keinen signifikanten Einfluss auf die Korngrössenverteilung. Somit war eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen die mechanische Beanspruchung durch die Verdichtung und das Befahren gegeben.

Für die 3. Schicht wurde auf ein gebrochenes Recycling-Material der Körnung 0 ... 32 mm gewechselt, um eine grössere Lagerungsdichte zu erzielen, damit sich beim Befahren die Spurrinnen weniger im Material selbst bilden. Vor der Schüttung der 3. Schicht mit dem geänderten Schottermaterial wurde die 2. Schicht mit der Baggerschaufel ausgeebnet, um die Spurrinnen durch Schotter-Umverteilung zu entfernen.

##### 4.4.2 Korngrössenverteilung

Die Bestimmung der Korngrössenverteilung erfolgte nach [118, 119] und lieferte die Kurven gemäss Abb. 4.36.

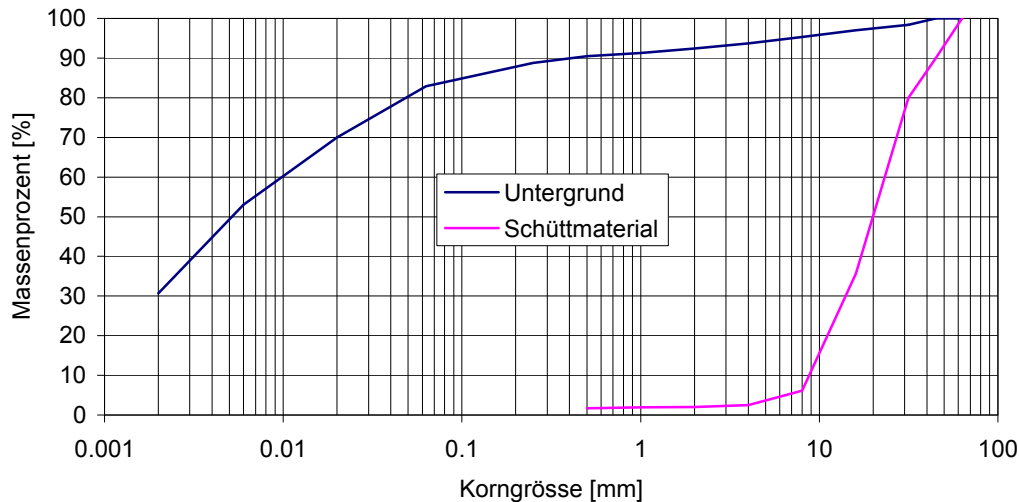


Abb. 4.36: Korngrössenverteilung Untergrund und Schüttmaterial

#### 4.4.3 Eigenschaften des Untergrundes

Die Fließ- und Ausrollgrenzen des Untergrundes wurden nach [120] bestimmt zu:

Fließgrenze:  $w_L = 34.5 \%$

Ausrollgrenze:  $w_P = 15.2 \%$

Plastizitätsindex:  $I_P = 19.3 \%$

Fließgrenze und Plastizitätsindex ermöglichen die Zuteilung feinkörniger Böden zu einer Gruppe der Bodenklassifikation:

Klassifikation des Untergrundes: CM „toniger Silt“ (Abb. 4.37)

Die Korngrössenverteilung kann Abb. 4.36 entnommen werden.

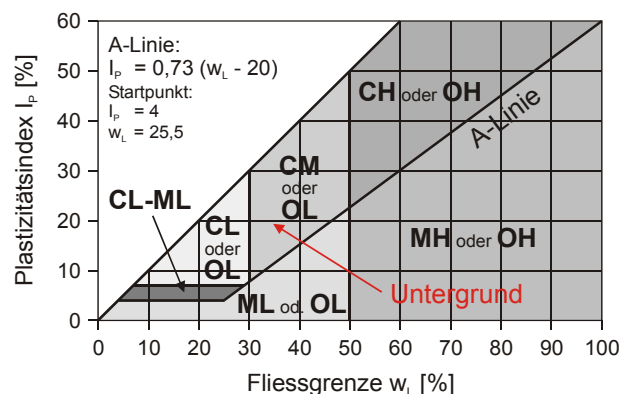


Abb. 4.37: Plastizitätsdiagramm zur labormässigen Klassifikation feinkörniger Böden [121]

Der effektiv vorhandene Wassergehalt des Untergrundes wurde nach [122] anhand dreier Proben ermittelt, welche aus dem aufgeweichten Oberflächenbereich entnommen wurden:

$w_{\text{eff}} = 38.6 \pm 4.7 \%$

Der Mittelwert dieser Messungen liegt über der Fließgrenze von  $w_L = 34.5 \%$ . Die Proben weisen daher eine zähflüssige Konsistenz auf.

#### 4.4.4 Scherfestigkeit

Erfahren feinkörnige Böden eine schnelle Belastung unter Bedingungen der Volumenkonstanz (undrainierte Belastung), so bleibt deren Scherwiderstand ungeachtet der Änderung der Normalspannungen konstant. Dieser gleichbleibende Scherwiderstand wird als undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kPa]

bezeichnet. Mit der Drehflügelsonde (Abb. 4.38) kann die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  von feinkörnigen Böden direkt im Feld abgeschätzt werden [123].

Die Drehflügelsonde besteht aus zwei kreuzförmig angeordneten Flügeln, die über einen Metallstift mit einer Torsionsfederskala verbunden sind. Beim Drehen der Flügel (Drehgeschwindigkeit  $6 \dots 10^\circ \text{ min}^{-1}$ ) kann das maximal erreichte Drehmoment abgelesen werden [124]. Die Messung erfolgt unter Lastbedingungen, welche nicht der Realität entsprechen. Die mit der Drehflügelsonde gemessenen Werte sind deshalb nur Indexwerte mit einer gewissen Ähnlichkeit zum wirklichen Bodenwiderstand.

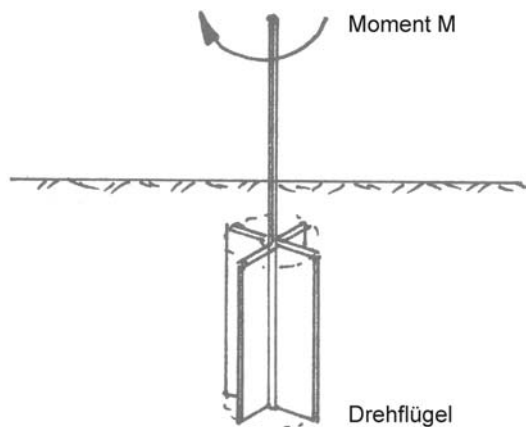


Abb. 4.38: Schema der Drehflügelsonde [6]. Im Bild: Pilcon Drehflügelsonde

Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  des Untergrundes wurde mit einer Drehflügelsonde direkt im Feld gemessen. Für die Messung wurde der Pilcon-Drehflügel (Abb. 4.38) benützt, welcher eine Flügelhöhe von 28 mm und eine Flügelbreite (Gesamtbreite) von 19 mm aufweist. Die Skala erlaubt die direkte Ablesung der Scherfestigkeit in kPa. Mit verlängertem Gestänge konnten Messungen in den Tiefen 0.2 m, 0.4 m und 0.6 m ausgeführt werden. Die mit dem Gerät maximal messbare Scherfestigkeit beträgt 124 kPa.

In jedem der Felder 1 ... 12 und V1, V2 erfolgten in 2 Profilen jeweils Messungen in der Achse und in 0.5 m und 1.0 m Distanz links und rechts davon. Vor dem Einbau der Piste wurden nur Messungen in der obersten Schicht (Tiefe 0.2 m) durchgeführt und jeweils der Mittelwert von 3 Messungen registriert. Nach dem Rückbau der Piste erfolgten jeweils Einzelmessungen in den Tiefen 0.2 m, 0.4 m und 0.6 m und damit in den Tiefen, in welchen auch die CBR-Werte (Abschnitt 4.4.5) gemessen wurden. Ergebnisse siehe Tabelle 36.

Abb. 4.39 zeigt die massgebenden  $c_u$ -Werte in 0.2 m Tiefe vor dem Einbau der Piste. Abb. 4.40 enthält nach dem Rückbau der Piste ermittelte, gewichtete  $c_u$ -Werte. Den Messwerten in 0.2 m Tiefe wurde ein dreifaches, in 0.4 m Tiefe ein zweifaches und in 0.6 m Tiefe ein einfaches Gewicht zugeordnet und daraus als gewichteter Mittelwert der „massgebende“ Kennwert gebildet. Dabei wurden  $c_u$ -Werte  $> 124 \text{ kPa}$  (Messbereich der Drehflügelsonde überschritten) mit einheitlich 124 kPa berücksichtigt.

Die beschriebene Gewichtung geschah aufgrund der Überlegung, dass die oberflächennahen Schichten des Untergrundes einen grösseren Einfluss auf die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten der Fundationsschicht (Piste) aufweisen als die tieferen. Mit den so gewichteten Daten ist eine bessere Korrelation zu den Ergebnissen der Verdichtungskontrollen zu erwarten.

Profil	Weg [m]	Lage [m]	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
		Tiefe [cm]	c <sub>u</sub> -Werte [kPa] vor Einbau					c <sub>u</sub> -Werte [kPa] nach Rückbau				
1-1	2	20	36.7	31.7	23.3	15.0	31.7	100	50	48	39	92
		40						124	68	47	36	100
		60						124	66	75	58	118
1-2	6	20	30.0	25.0	36.7	21.7	30.0	105	120	70	66	124
		40						124	124	67	86	124
		60						124	124	114	124	124
2-1	10	20	43.3	31.7	38.3	30.0	28.3	96	83	30	100	60
		40						124	124	110	124	64
		60						124	124	124	124	70
2-2	14	20	31.7	31.7	31.7	30.0	35.0	50	124	90	70	86
		40						124	124	124	76	124
		60						124	124	124	124	124
3-1	18	20	33.3	31.7	29.3	30.0	31.7	50	38	30	66	50
		40						85	124	124	62	124
		60						124	124	124	124	124
3-2	22	20	28.3	33.3	41.7	35.0	40.0	68	56	49	52	48
		40						83	90	90	70	104
		60						98	96	124	124	124
4-1	26	20	26.7	30.0	36.7	28.3	30.0	124	35	45	60	50
		40						124	60	62	60	55
		60						124	74	70	68	74
4-2	30	20	31.7	36.7	30.0	33.3	28.3	46	40	40	47	61
		40						64	64	65	56	60
		60						73	61	64	70	86
5-1	34	20	30.0	30.0	30.0	38.3	26.7	50	52	44	53	48
		40						67	59	60	65	70
		60						78	82	65	80	63
5-2	38	20	36.7	38.3	28.3	21.7	23.3	40	48	53	40	34
		40						59	124	57	45	38
		60						65	124	68	60	44
6-1	42	20	38.3	19.3	22.7	25.0	20.7	30	28	22	32	30
		40						42	45	54	43	62
		60						55	50	55	57	80
6-2	46	20	24.0	22.7	22.7	26.7	26.7	28	33	24	50	40
		40						65	54	58	64	69
		60						57	69	65	60	62
7-1	50	20	28.3	21.7	23.3	18.3	21.7	48	40	30	28	35
		40						73	45	53	50	64
		60						73	63	67	70	85
7-2	54	20	16.7	21.7	36.7	26.7	20.0	44	20	28	36	11
		40						42	35	48	64	38
		60						64	55	56	82	52
8-1	58	20	45.0	28.3	36.7	28.3	25.0	44	46	22	35	32
		40						54	42	36	50	54
		60						50	50	52	63	65
8-2	62	20	35.0	23.3	29.3	23.3	21.7	35	40	38	34	24
		40						54	58	48	55	50
		60						54	69	60	70	66
9-1	66	20	30.7	29.7	32.0	15.0	44.3	98	44	34	50	48
		40						100	66	30	36	54
		60						124	72	63	56	80
9-2	70	20	55.0	53.3	78.3	38.3	58.3	49	80	48	69	30
		40						50	72	68	72	39
		60						79	80	56	94	60
10-1	74	20	58.3	47.3	49.0	45.0	41.7	66	60	50	68	67
		40						75	87	124	124	77
		60						124	90	124	124	83
10-2	78	20	68.3	44.7	56.7	43.3	43.3	72	60	60	120	104
		40						124	124	90	85	87
		60						124	100	102	118	115

Profil	Weg [m]	Lage [m]	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
		Tiefe [cm]	c <sub>u</sub> -Werte [kPa] vor Einbau					c <sub>u</sub> -Werte [kPa] nach Rückbau				
11-1	82	20	41.7	65.0	44.0	61.7	61.7	40	48	60	88	80
		40						80	67	46	90	106
		60						85	70	73	108	124
11-2	86	20	48.3	48.3	45.0	41.7	45.0	124	124	124	90	80
		40						124	124	124	115	110
		60						124	124	124	108	124
12-1	90	20	28.3	36.7	35.3	27.0	37.7	124	120	120	114	124
		40						124	124	96	124	124
		60						124	124	124	124	124
12-2	94	20	27.7	34.3	33.3	35.3	35.0	70	78	60	65	72
		40						117	124	124	124	115
		60						124	124	124	124	124
V1-1	122	20	40.0	90.0	86.7	26.7	53.3	48	60	80	78	68
		40						87	124	124	124	124
		60						110	124	124	124	124
V1-2	126	20	22.7	50.0	36.7	60.0	48.5	68	35	40	60	38
		40						124	113	58	78	80
		60						124	124	82	124	85
V2-1	130	20	36.0	36.7	45.0	21.7	33.3	120	68	48	35	110
		40						124	118	124	60	100
		60						124	124	124	124	124
V2-2	134	20	113.3	95.0	96.7	30.0	36.7	37	64	66	78	40
		40						76	79	75	124	120
		60						80	92	124	124	96

Tabelle 36: c<sub>u</sub>-Messwerte vor dem Einbau bzw. nach dem Rückbau der Piste. In den rot beschrifteten Feldern wurde der Messbereich von 124 kPa für die Drehflügelsonde überschritten

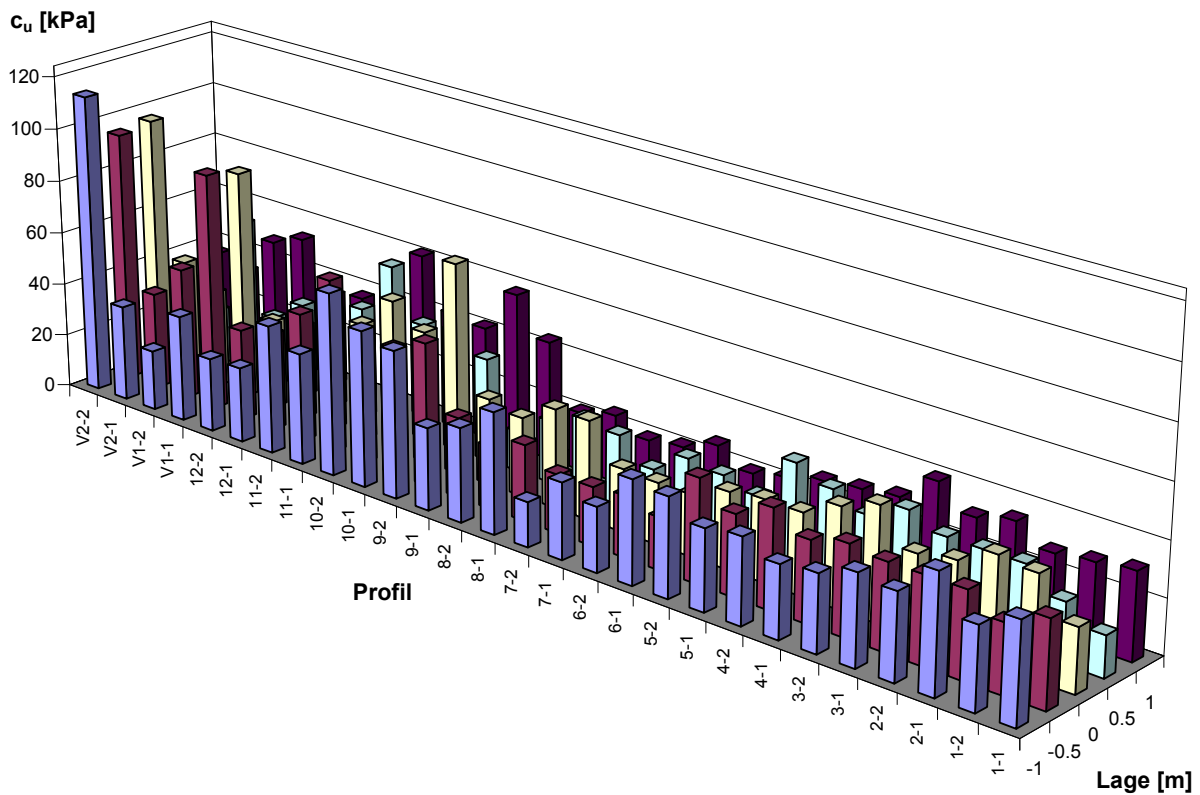


Abb. 4.39: c<sub>u</sub>-Werte vor dem Einbau der Piste

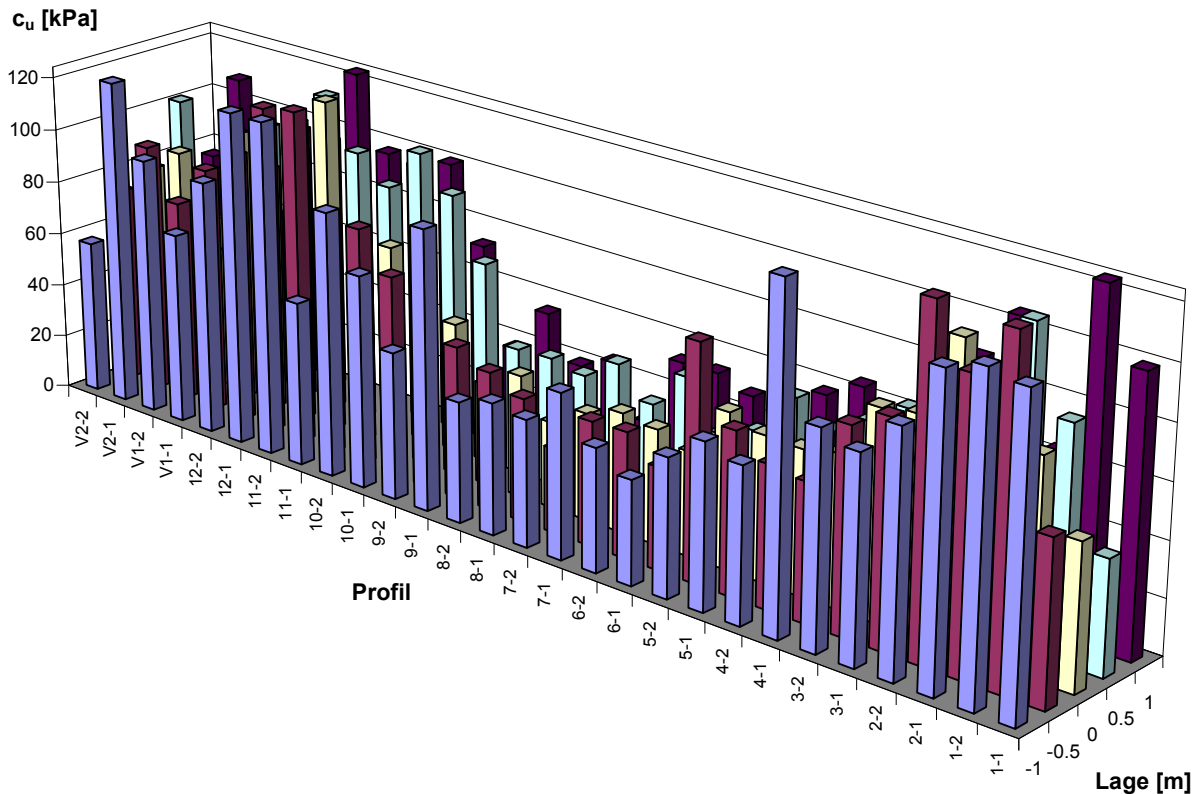


Abb. 4.40: Gewichtete  $c_u$ -Werte nach dem Rückbau der Piste

#### 4.4.5 CBR-Koeffizient

Der Feldversuch mit dem CBR-Penetrometer (Abb. 4.41) dient der schnellen Bestimmung des momentanen CBR-Koeffizienten eines Baugrundes oder einer Schüttung. Mit dem Penetrometer werden Koeffizienten zwischen 0 und 15 % bis zu einer Tiefe von 60 cm gemessen. Er eignet sich deshalb nur für weiche, feinkörnige Böden. Die Messgenauigkeit ist verhältnismässig gering [124]. Die Ergebnisse dieses Versuches dürfen nur dann als Dimensionierungsgrundlage verwendet werden, wenn der Zustand des Bodens (Wassergehalt, Raumbgewicht) nicht durch spätere Baumassnahmen verändert wird.

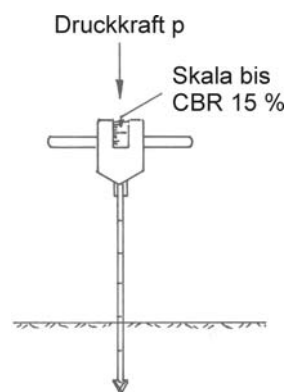


Abb. 4.41: CBR-Penetrometer nach [125]: Eine Nadel mit definierter Kegelspitze (Öffnungswinkel  $60^\circ$ , Grundfläche  $10 \text{ cm}^2$ ) wird mit  $20 \text{ mm s}^{-1}$  in den Untergrund eingedrückt und der Eindringwiderstand gemessen. Eine kalibrierte Skalentrommel erlaubt die direkte Ablesung des CBR-Koeffizienten in %

Mit dem CBR-Penetrometer wurden die CBR-Koeffizienten des Untergrundes in den Tiefen von ca. 0.3, 0.45 und 0.6 m bestimmt. In jedem der Felder 1 ... 12 und V1, V2 erfolgten in 2 Profilen jeweils Messungen in der Achse und in 0.5 m und 1.0 m Distanz links und rechts davon. Die vor der Erstel-

lung der Piste und nach dem Rückbau gewonnenen Messwerte können Tabelle 37 entnommen werden.

Profil	Weg [m]	Lage [m]	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
		Tiefe [cm]	CBR-Wert [%] vor Einbau					CBR-Wert [%] nach Rückbau				
1-1	2	30	1.5	0.0	0.7	0.0	0.5	5.5	5.5	1.0	0.8	0.5
		45	2.5	0.5	1.7	1.0	1.0	8.0	3.5	1.2	0.3	3.5
		60	12	1.5	1.5	2.0	2.3	2.5	2.0	0.8	1.5	2.0
1-2	6	30	0.5	2.9	0.3	0.6	0.7	1.0	6.5	1.0	2.5	12
		45	12	2.5	1.0	1.1	1.1	12	12	1.5	3.0	12
		60	12	3.0	1.7	1.5	1.7	12	12	9.0	12	12
2-1	10	30	0.7	1.7	1.2	0.4	0.4	7.5	8.0	6.0	2.0	3.0
		45	1.2	2.5	1.6	0.5	0.8	10.0	8.0	9.5	12	1.0
		60	12	6.0	12	5.5	2.7	12	12	12	12	0.8
2-2	14	30	2.5	1.4	2.1	0.8	1.2	3.0	9.0	5.0	7.5	3.5
		45	3.4	1.5	1.7	1.1	1.5	8.5	12	6.0	12	11.0
		60	6.7	9.2	6.5	6.7	0.6	12	12	12	12	12
3-1	18	30	5.0	4.5	1.5	2.7	1.1	3.0	3.0	4.0	6.5	12
		45	12	9.7	5.5	5.6	2.0	12	12	8.0	12	12
		60	12	12	12	9.8	1.7	12	12	12	12	12
3-2	22	30	1.3	1.7	12	2.5	11.7	12	1.5	0.8	1.5	12
		45	4.7	12	12	12	8.6	12	2.0	1.3	12	12
		60	12	12	12	12	12	12	2.5	12	12	12
4-1	26	30	1.4	1.4	1.5	0.7	0.7	1.0	1.0	1.5	1.0	0.8
		45	2.6	2.8	2.6	1.6	1.5	2.5	1.3	3.0	1.0	1.0
		60	5.5	4.9	4.3	1.9	2.0	5.5	2.5	5.0	1.3	1.5
4-2	30	30	0.8	1.7	0.7	1.2	0.6	0.5	1.5	0.8	0.4	1.2
		45	1.0	3.7	1.4	1.6	1.0	1.5	1.6	1.5	0.6	1.1
		60	2.0	4.8	1.7	2.7	1.4	2.1	2.3	2.5	1.0	1.2
5-1	34	30	1.0	1.0	0.8	0.6	0.7	1.2	1.2	0.7	1.1	0.9
		45	2.5	1.4	1.0	1.6	1.8	1.2	1.3	1.1	2.2	2.1
		60	3.9	3.2	1.4	2.1	3.0	2.3	2.7	1.5	3.5	5.4
5-2	38	30	1.3	1.7	0.7	1.5	0.6	1.4	1.3	0.6	0.8	0.7
		45	2.4	3.5	1.3	1.9	1.3	4.0	3.2	1.4	1.1	0.9
		60	4.5	12	1.5	2.7	2.0	6.7	5.3	2.6	1.8	1.5
6-1	42	30	0.6	0.4	0.5	0.3	0.5	0.6	0.7	0.7	1.2	0.6
		45	1.0	0.7	1.1	0.8	1.2	1.5	1.3	1.4	1.4	1.3
		60	1.5	1.5	1.7	1.5	1.7	2.2	1.8	1.9	1.9	2.3
6-2	46	30	0.7	0.5	1.5	0.7	0.7	0.8	0.5	0.8	2.5	4.1
		45	1.1	1.0	1.3	1.4	1.7	1.5	1.9	1.5	1.5	1.5
		60	2.0	1.7	1.8	2.0	1.8	2.0	3.5	2.7	3.1	2.4
7-1	50	30	0.5	0.4	0.6	0.3	0.6	1.1	4.5	1.0	5.1	0.6
		45	1.1	1.7	2.6	0.7	1.7	1.2	1.0	1.1	1.0	1.4
		60	1.3	2.4	3.5	1.8	2.5	1.6	2.1	1.5	1.6	3.3
7-2	54	30	0.5	0.2	0.3	1.1	1.2	0.7	0.5	0.4	3.6	0.8
		45	0.5	0.3	0.5	1.7	1.8	0.8	0.5	0.9	1.0	1.4
		60	1.3	0.7	1.5	1.5	2.3	1.0	1.1	1.0	1.3	2.4
8-1	58	30	0.5	0.2	0.2	0.3	0.8	0.6	0.7	0.5	0.6	0.5
		45	1.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.6	0.5	0.6	0.7	0.4
		60	1.0	0.2	1.0	1.4	3.4	0.5	3.5	1.7	0.8	4.4
8-2	62	30	0.7	0.9	0.4	0.5	0.2	0.6	0.7	0.8	0.5	0.9
		45	1.4	1.2	0.8	0.5	0.3	1.0	1.0	1.1	0.8	0.9
		60	2.1	1.7	1.8	1.7	1.5	1.1	2.0	1.4	1.5	1.5
9-1	66	30	2.5	1.2	0.7	0.3	0.7	3.0	0.8	3.9	0.5	0.9
		45	2.5	3.5	1.7	0.7	2.5	1.9	1.9	1.5	0.6	0.7
		60	2.5	5.0	2.0	1.4	4.0	3.1	3.3	2.6	1.2	1.2
9-2	70	30	0.3	1.3	0.6	1.2	0.8	1.0	0.8	1.1	1.1	0.9
		45	1.6	1.3	0.8	1.8	1.5	0.5	0.7	1.3	1.3	1.0
		60	1.8	1.3	1.2	2.8	2.8	2.0	1.3	1.4	2.3	2.0
10-1	74	30	1.3	1.0	1.0	1.0	1.5	0.8	1.5	4.5	1.5	1.2
		45	1.0	1.5	1.5	1.3	1.5	4.0	1.8	7.5	1.8	2.1
		60	1.7	1.6	1.5	1.7	2.2	3.2	1.8	4.7	1.7	3.4

Profil	Weg [m]	Lage [m]	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0	-1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
		Tiefe [cm]	CBR-Wert [%] vor Einbau					CBR-Wert [%] nach Rückbau				
10-2	78	30	1.5	1.1	1.3	1.4	1.4	1.5	1.1	1.0	1.2	2.1
		45	1.1	1.7	1.0	1.5	1.7	1.5	4.0	1.1	1.3	1.3
		60	1.9	1.4	1.4	1.5	1.6	2.9	2.6	1.8	1.7	2.6
11-1	82	30	0.3	0.7	1.1	0.8	1.2	1.1	1.8	1.2	1.7	1.5
		45	0.7	1.5	0.8	1.0	1.2	1.8	2.5	1.0	1.6	1.5
		60	1.0	2.4	1.2	1.0	1.2	3.4	5.2	1.0	1.5	1.3
11-2	86	30	3.5	5.5	0.9	2.5	2.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.5
		45	2.5	12	1.5	1.0	2.8	5.0	4.0	4.0	1.8	3.0
		60	2.0	12	1.0	1.5	2.3	2.2	2.0	2.0	1.7	1.8
12-1	90	30	5.5	3.5	5.5	3.5	8.5	12	2.8	2.0	2.1	12
		45	6.2	2.5	2.0	2.5	5.5	12	2.2	2.5	1.6	12
		60	1.5	1.3	1.5	3.6	2.8	12	2.0	1.5	3.5	12
12-2	94	30	5.5	3.5	5.5	3.5	8.5	1.0	3.1	3.0	4.0	2.0
		45	6.2	2.5	2.0	2.5	5.5	1.7	12	2.5	5.0	11.0
		60	1.5	1.3	1.5	3.6	2.8	5.0	12	1.8	12	12
V1-1	122	30	5.5	1.5	10.0	3.5	2.5	1.8	3.5	2.0	1.5	2.0
		45	5.0	6.0	4.5	5.5	5.5	4.5	6.5	0.5	9.0	4.0
		60	9.0	8.0	12	12	12	12	12	7.5	12	12
V1-2	126	30	0.5	0.8	0.5	0.7	0.3	1.3	2.5	1.1	0.5	1.2
		45	8.0	4.2	1.6	0.4	1.0	12	7.0	3.5	1.5	1.2
		60	12	6.2	12	5.0	4.0	12	12	12	12	6.5
V2-1	130	30	2.0	2.8	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	1.2	0.8	2.0
		45	1.5	2.5	3.0	2.0	1.5	2.5	1.8	2.8	1.3	1.8
		60	12	12	12	12	12	9.0	12	12	7.5	12
V2-2	134	30	2.0	2.0	3.2	3.0	1.5	1.0	1.4	1.5	2.5	1.5
		45	1.5	1.3	1.3	1.5	2.0	2.9	2.9	1.0	2.2	2.1
		60	2.0	3.0	1.7	2.2	2.5	5.0	6.0	2.2	4.3	3.1

Tabelle 37: CBR-Messwerte vor dem Einbau bzw. nach dem Rückbau der Piste. In den rot beschrifteten Feldern wurde der Messbereich von 12 % für den CBR-Penetrometer überschritten.

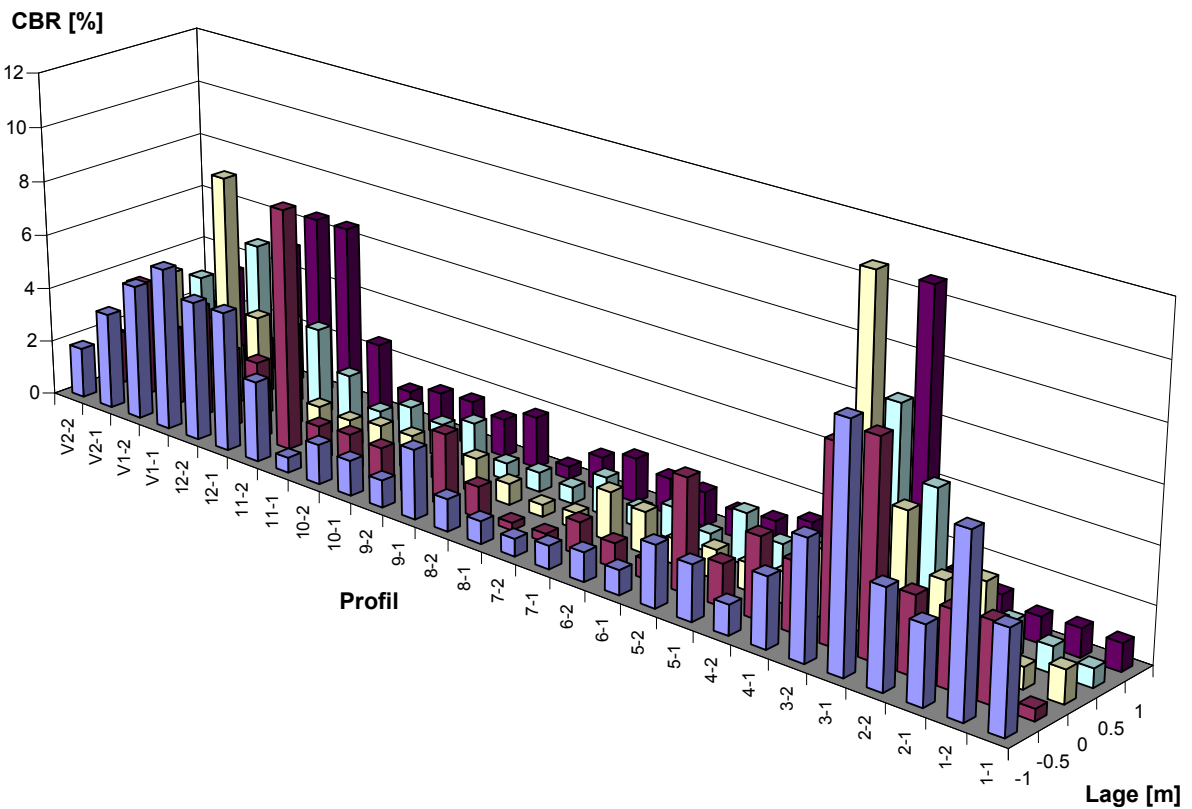


Abb. 4.42: Gewichtete CBR-Werte vor dem Einbau der Piste

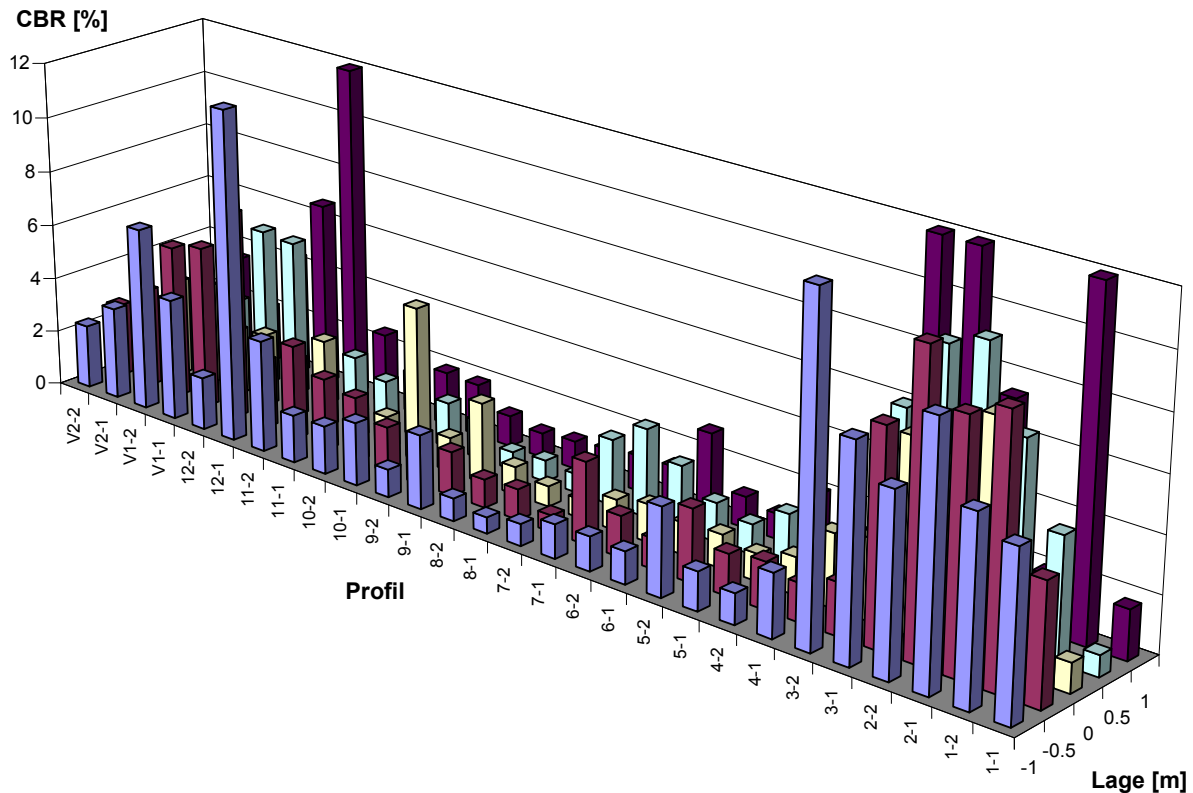


Abb. 4.43: Gewichtete CBR-Werte nach dem Rückbau der Piste

Abb. 4.42 zeigt die massgebenden gewichteten CBR-Werte vor dem Einbau und Abb. 4.43 nach dem Rückbau der Piste. Die „massgebenden“ Untergrundeigenschaften wurden folgendermassen ermittelt: Den Messwerten in 0.3 m Tiefe wurde ein dreifaches, in 0.45 m Tiefe ein zweifaches und in 0.6 m Tiefe ein einfaches Gewicht zugeordnet und daraus als gewichteter Mittelwert der „massgebende“ Kennwert gebildet. Dabei wurden CBR-Werte > 12 % (Messbereich des CBR-Penetrometers überschritten) mit einheitlich 12 % berücksichtigt.

Der Boden im Bereich der Versuchspiste erwies sich nicht als durchgehend homogen, sondern es sind Bereiche mit zähflüssiger bis breiiger Konsistenz bis in grössere Tiefe, solche mit in der Tiefe zunehmend höherer Konsistenz und solche mit generell höherer Konsistenz und damit Tragfähigkeit bzw. Scherfestigkeit zu unterscheiden.

#### 4.4.6 Massgebende Untergrundeigenschaften

Zwischen der undrainierten Scherfestigkeit und dem CBR-Wert wird oft eine näherungsweise lineare Abhängigkeit angenommen:

$$c_u \text{ [kPa]} = a \cdot \text{CBR} \text{ [%]}$$

Für die Ermittlung der Korrelation wurden alle Messstellen ausgewertet, in welchen mit beiden Methoden Werte im Messbereich der Geräte ermittelt wurden ( $c_{u,\max} = 124 \text{ kPa}$ ,  $\text{CBR}_{\max} = 12 \text{ %}$ ). Abb. 4.44 zeigt die Ergebnisse aller verfügbaren Wertepaare.

Nach Abb. 4.44 kann kaum von einer Korrelation gesprochen werden. Der Faktor  $a$  liegt etwa zwischen 20 und 80, mit einem mittleren Schätzwert von 40. Dieser Umrechnungsfaktor von ca. 40 zwischen CBR- und  $c_u$ -Wert ist im Vergleich zu üblichen Erfahrungen eher hoch, da im Allgemeinen ein Faktor von ca. 30 angenommen wird [67, 126]. Dies mag damit zusammenhängen, dass die Drehflügelversuche aus Zeitgründen sehr rasch durchgeführt wurden, mit einer Drehung bis zum Bruch in ca. 1 s. Dadurch wurden vermutlich eher zu hohe Werte gemessen.

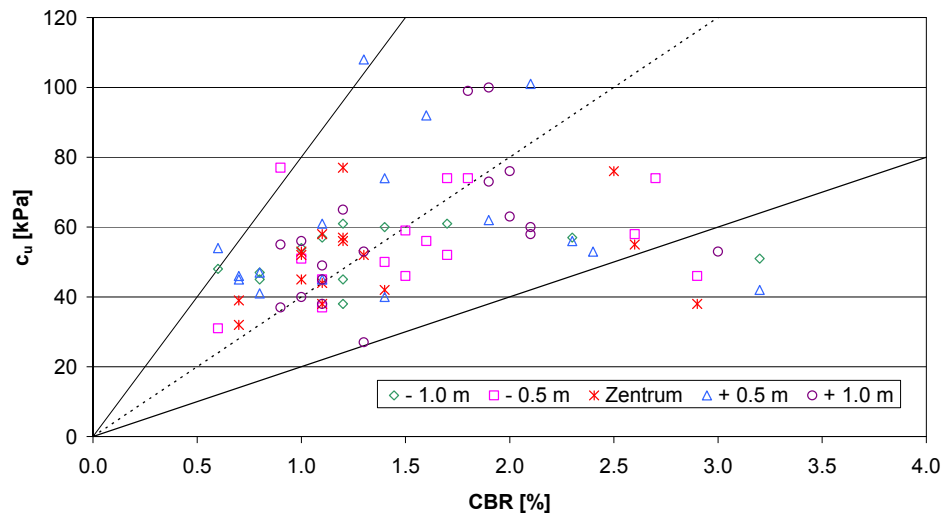


Abb. 4.44: CBR- im Vergleich mit  $c_u$ -Werten (Messungen nach dem Rückbau). Die eingezeichneten Geraden repräsentieren  $a = 20, 40$  und  $80$

Die  $c_u$ -Werte vor und nach dem Versuch (Abb. 4.39, Abb. 4.40) zeigen verhältnismässig grosse Unterschiede, da vor dem Versuch nur in der obersten, weichen Schicht gemessen wurde. Bei den entsprechenden CBR-Werten der Anfangsfelder 1 bis 4 (Abb. 4.42, Abb. 4.43) ist ein beträchtliches Anwachsen von 1 ... 3 % auf 6 ... 10 %, örtlich bis über 12 % festzustellen. Dieser Effekt manifestiert sich auch bei den  $c_u$ -Werten, kann hier aber wegen fehlender Messungen nicht mit den Ergebnissen vor dem Versuch verglichen werden.

In den Versuchsfeldern 1 ... 4 wurde der Untergrund vorgängig aufgelockert, um eine ähnlich schlechte Tragfähigkeit wie im restlichen Bereich der Versuchspiste zu erzielen. Ein vollständiges Durchmischen war nicht möglich, es wurde jedoch erwartet, dass sich bis zum Einbau in diesem an sich vernässten Bereich eine Homogenisierung einstellt. Die CBR-Messungen lassen vermuten, dass sich der Boden aufgrund der Belastung wieder verfestigte, weil Wasser aus den durch die Auflockerung künstlich geschaffenen Hohlräumen ausgepresst wurde.

Die undrainierte Scherfestigkeit konnte nur bis zu einem Maximalwert von  $c_u = 124$  kPa bestimmt werden (Abschnitt 4.4.4). Dieser Wert entspricht in etwa einem CBR-Wert von ca. 3 ... 4 %. Der CBR-Penetrometer ermöglicht hingegen Messungen bis 12 % (Abschnitt 4.4.5). Für die Beurteilung des Einflusses von Fundationsschicht und Bewehrung auf das Verhalten bezüglich Verdichtung und Verformung (Spurrinnen) werden daher im Weiteren nur noch die nach dem Ausbau ermittelten CBR-Werte herangezogen.

#### 4.4.7 Witterungsverhältnisse

Während dem Feldversuch fielen in der Region die in Abb. 4.45 dargestellten Niederschlagsmengen an (Wetterstation Diessenhofen). Die Konsistenz und damit die Scherfestigkeit (Zusammendrückbarkeit) des Untergrundes hängen stark vom Wassergehalt ab. In der Trockenperiode, Mitte August, wurde mit künstlicher Feuchthaltung (Bespritzen mit Wasser) und nachträglichem Abdecken des Planums bzw. der 1. Schicht (mit Bändchengewebe) ein Austrocknen des Untergrundes verhindert.

An den Tagen der Dehnungsmessungen (Abschnitt 4.7) wurden die Boden- und Lufttemperatur aufgezeichnet (Temperaturfühler Pt 100). Der Sensor für die Bodentemperatur befand sich in der Ebene der Dehnungsmessstreifen. Die gemessenen Temperaturen sind Abb. 4.46 zu entnehmen.

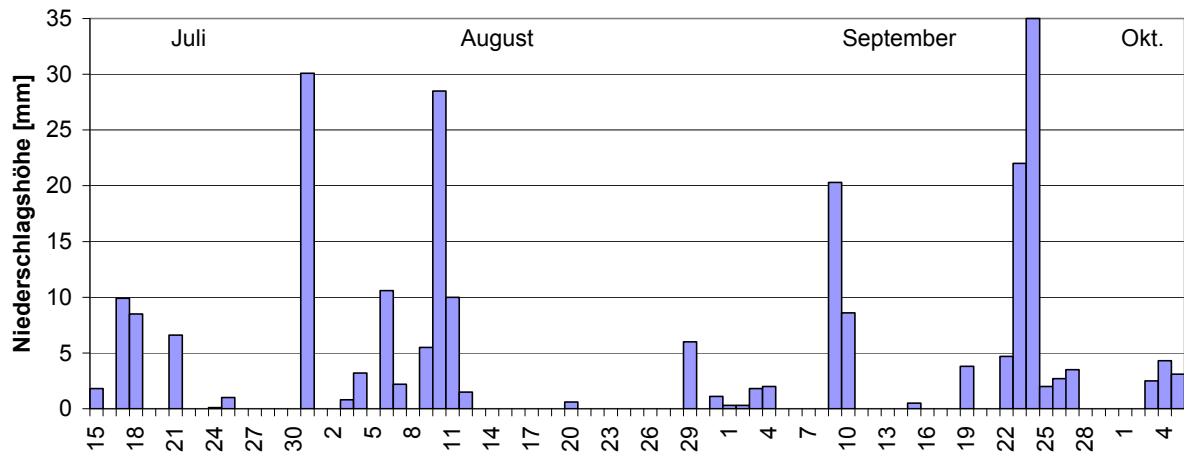


Abb. 4.45: Niederschlagshöhen [mm] für den Zeitraum 15.07.02 bis 05.10.02 (Station Diessenhofen)

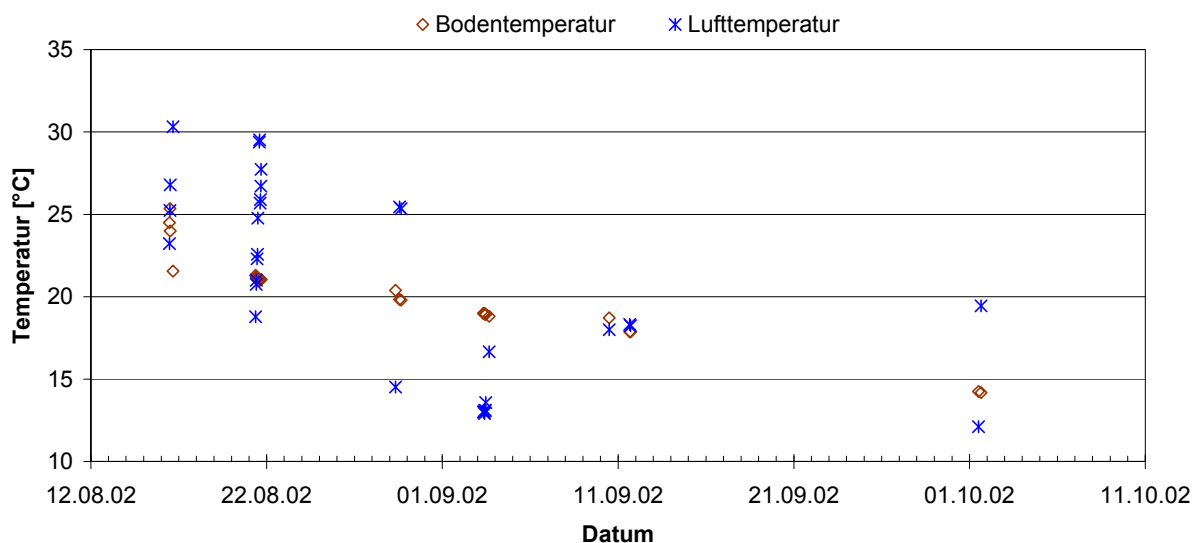


Abb. 4.46: Temperaturen während der Versuche

## 4.5 Verdichtungskontrollen

### 4.5.1 Raumgewichtsmessung

Raumgewichtsmessungen (Feuchtraumgewicht  $\gamma$ , Trockenraumgewicht  $\gamma_d$ , Wassergehalt  $w_{\text{eff}}$ ) können am einfachsten und schnellsten mit der Isotopsonde [127] ausgeführt werden (Abb. 4.47). Zur Messung wird die Sonde, an deren Spitze sich eine Gammastrahlenquelle befindet, in den Untergrund eingedrückt. Die von der Strahlungsquelle ausgesandten Photonen werden durch das zu durchdringende Material abgelenkt. Dadurch ergeben sich längere Wege bzw. Zeiten bis zum Eintreffen der Photonen. Die Photonen werden im Gerät detektiert und elektronisch ausgewertet. Der ermittelte Wert gibt Aufschluss über Raumgewicht, Trockenraumgewicht und Wassergehalt des untersuchten Untergrundes. Der Nachteil des Verfahrens liegt im hohen Anschaffungspreis der Geräte und in Auflagen bezüglich Strahlenschutz bei der Arbeit und beim Transport des Gerätes.

Mit der Isotopsonde „Troxler 3411 B“ (Abb. 4.47) wurden auf der 1., 2. und 3. Schicht Messungen nach [127] vorgenommen und das Raumgewicht  $\gamma$ , das Trockenraumgewicht  $\gamma_d$  und der Wassergehalt  $w_{\text{eff}}$  bestimmt (Tabelle 38). Da keine Eichung mit anderen Messmethoden (z.B. Sandersatzmethode) durchgeführt wurde, sind die Ergebnisse relative, nur für Vergleichszwecke dienliche Werte.

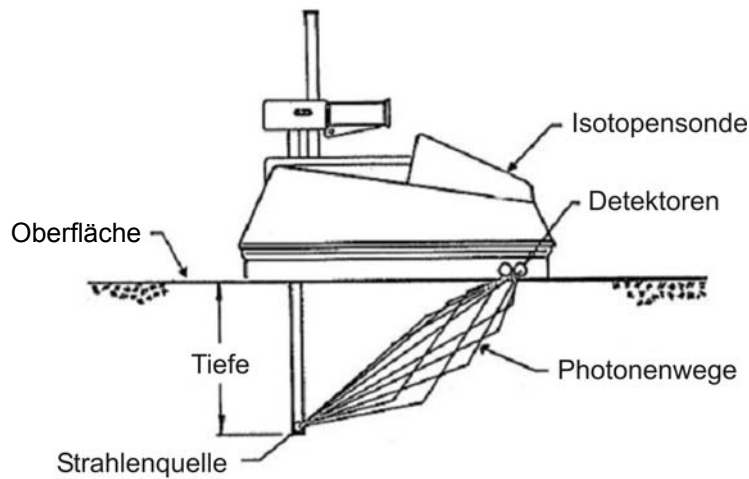


Abb. 4.47: Isotopsonde 3411 (Troxler)

Profil	Messtiefe	Schicht 1			Schicht 2			Schicht 3		
		$\gamma$	$\gamma_d$	W	$\gamma$	$\gamma_d$	W	$\gamma$	$\gamma_d$	W
Nr.	Inch	$\text{kNm}^{-3}$	$\text{kNm}^{-3}$	%	$\text{kNm}^{-3}$	$\text{kNm}^{-3}$	%	$\text{kNm}^{-3}$	$\text{kNm}^{-3}$	%
1-1	4	16.02	14.98	6.50	15.32	14.30	7.00	18.40	16.50	11.50
1-2	4	15.62	14.64	6.30	14.50	13.60	6.60	18.07	16.23	11.40
2-1	4	14.98	13.95	6.90	14.49	13.45	7.70	18.62	16.64	11.90
2-2	4	15.78	14.66	7.10	15.69	14.60	7.40	18.91	17.00	11.20
3-1	4	16.22	15.08	7.00	14.55	13.50	7.80	18.86	16.87	11.80
3-2	4	15.63	14.57	6.80	15.31	14.20	7.80	18.55	16.70	11.10
4-1	4	15.76	14.78	6.20	17.13	15.81	8.30	18.60	16.83	10.50
4-2	4	16.02	15.03	6.20	16.54	15.29	8.10	18.98	17.17	10.60
5-1	4	16.05	15.01	6.50	18.06	16.37	10.30	18.55	16.75	10.80
5-2	4	15.69	14.72	6.20	16.09	14.71	9.40	18.10	16.30	11.10
6-1	4	15.88	14.83	6.60	15.88	14.66	8.30	18.24	16.56	10.10
6-2	4	16.15	15.79	2.20	14.73	13.65	7.90	18.07	16.23	11.40
7-1	4	16.45	15.28	7.10	15.35	14.27	7.60	18.97	17.29	9.70
7-2	4	16.47	15.56	5.50	14.93	13.93	7.20	18.40	16.78	9.60
8-1	4	16.03	15.36	7.10	14.66	13.90	6.20	18.73	17.03	10.00
8-2	4	15.81	15.61	5.50	16.11	15.02	7.20	18.24	17.14	10.70
9-1	4	15.09	14.97	7.10	14.99	14.03	6.90	18.09	16.36	10.50
9-2	4	15.00	14.00	6.10	15.16	14.28	6.10	18.08	16.32	10.80
10-1	4	15.61	14.13	6.10	16.83	15.63	7.70	17.36	15.88	9.30
10-2	4	15.67	14.82	6.10	14.96	13.91	7.60	18.70	16.92	10.50
11-1	4	15.10	14.74	6.30	14.90	14.01	6.30	17.98	16.52	8.90
11-2	4	14.95	13.99	7.20	13.85	12.94	7.00	18.60	16.84	10.50
12-1	4	16.04	14.00	6.70	15.08	14.10	6.90	18.83	17.03	10.60
12-2	4	16.14	15.08	6.40	14.19	13.36	6.20	18.85	17.04	10.60
V1-1	4	16.22	15.21	6.20	15.79	14.76	7.00	18.88	17.20	9.80
V1-2	4	16.68	15.60	6.50	14.38	13.53	6.30	18.24	16.51	10.50
V2-1	4	16.52	15.51	6.10	14.88	13.96	6.50	18.16	16.52	9.90
V2-2	4	16.63	15.62	6.10	15.86	14.69	7.90	18.66	17.03	9.50
<b>Mittelwert</b>		<b>15.86</b>	<b>14.91</b>	<b>6.31</b>	<b>15.36</b>	<b>14.30</b>	<b>7.40</b>	<b>18.45</b>	<b>16.72</b>	<b>10.53</b>
95 % Vertrauensbereich		0.19	0.21	0.36	0.37	0.31	0.37	0.15	0.14	0.29

Tabelle 38: Ergebnisse der Raumgewichtsmessungen mit der Isotopsonde Troxler auf den Schichten 1, 2 und 3

Das Trockenraumgewicht zeigt nach Abb. 4.48 keine relevante Abhängigkeit von den Eigenschaften des Untergrundes und der eingebauten Bewehrung. Das verhältnismässig geringe Raumgewicht der Schichten 1 und 2 (im Mittel  $\gamma \approx 15.5 \text{ kNm}^{-3}$  und  $\gamma_d \approx 14.5 \text{ kNm}^{-3}$ ) ist einerseits auf den, trotz Verdichtung, hohen Hohlraumanteil des Schüttmaterials (Körnung 8 ... 64 mm), andererseits auf die teilweise vorhandenen leichten Backstein-Komponenten (Mauerwerksabbrüche) zurückzuführen. Schicht 3 mit einer Körnung 0 ... 32 mm, aus dem gleichen Grundmaterial, weist aufgrund des Feinkornanteils ein deutlich höheres Raumgewicht von im Mittel  $\gamma = 18.5 \text{ kNm}^{-3}$  und  $\gamma_d = 16.7 \text{ kNm}^{-3}$  auf.

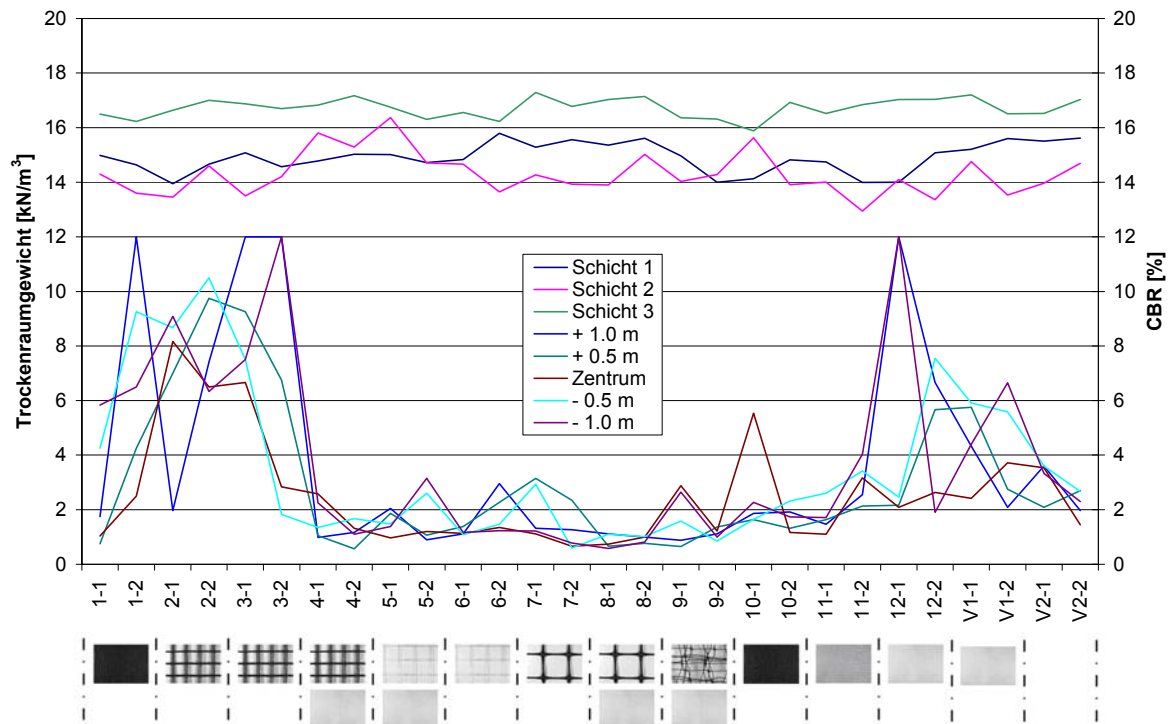


Abb. 4.48: Trockenraumgewichte Schichten 1, 2 und 3 (Troxlersonde), im Vergleich mit den gewichteten CBR-Werte nach dem Rückbau der Piste (Abb. 4.43)

Auf Proctor-Standard-Versuche nach [128] wurde verzichtet, da beim sehr groben Schüttmaterial (Körnung 8 ... 64 mm), mit inhomogener Zusammensetzung, keine repräsentativen Ergebnisse zu erwarten waren.

#### 4.5.2 Statischer Plattendruckversuch

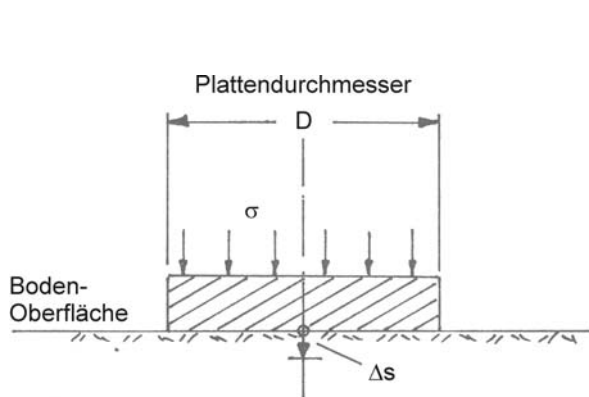


Abb. 4.49: Statischer Plattendruckversuch [6]: Eine kreisrunde Platte wird mit zunehmender Normalspannung belastet. Gemessen wird die Einsenkung

Die Zusammendrückung des Bodens wird in der Regel mit dem statischen Plattendruckversuch (Abb. 4.49) bestimmt. Beim Plattendruckversuch nach [129] wird der Untergrund durch eine kreisförmige Platte ( $d = 30 \text{ cm}$ ,  $A = 700 \text{ cm}^2$ ) mit Hilfe einer hydraulischen Presse in Stufen belastet, entlastet und erneut belastet.

Das Gerät für die Durchführung des Plattendruckversuches ist in [130] beschrieben. Abb. 4.50 zeigt ein entsprechendes Einuhrplattendruckgerät. Als Widerlager dient beispielsweise ein Baufahrzeug. Die aufgebrachte Last wird mit einer Kraftmessdose ermittelt. Die Messung der Setzung erfolgt durch eine analoge Präzisionsmessuhr (max. Ablesebereich  $30 \dots 40 \text{ mm}$ ), die sich auf einer ausserhalb der Verformungsmulde stehenden Messbrücke befindet.

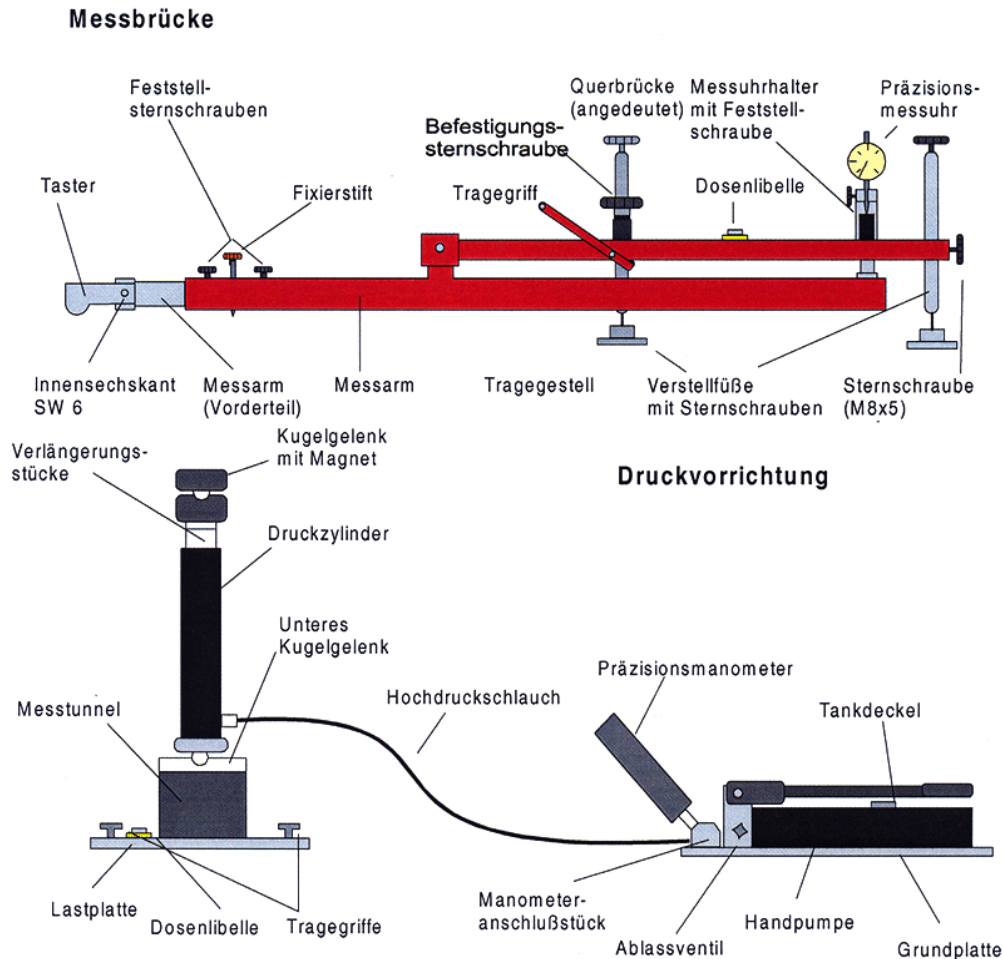


Abb. 4.50: Einuhrplattendruckgerät FV 2100 (Wille Geotechnik)

Die wahre Setzung  $s$  der Platte berechnet sich aus dem von der Messuhr abgelesenen Wert  $s_m$ , multipliziert mit dem gewählten Hebelverhältnis  $h_P:h_M$  (Abb. 4.51).

$$s = s_m \cdot \frac{h_P}{h_M}$$

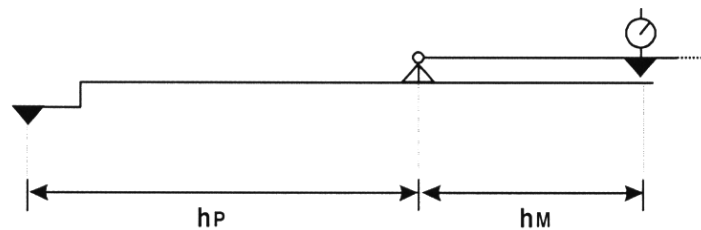


Abb. 4.51: Hebelverhältnisse bei der Setzungsmessung (Wille Geotechnik)

Die mittleren Normalspannungen unter der Platte und die zugehörigen Setzungen der einzelnen Laststufen werden in einem Drucksetzungsdiagramm dargestellt (Abb. 4.52). Aus den Drucksetzungslinien

der Erstbelastung bzw. der Zweitbelastung können die Elastizitätsmoduli  $E_{V1}$  und  $E_{V2}$  bzw. Verformungsmoduli  $M_{E1}$  und  $M_{E2}$  ermittelt werden.

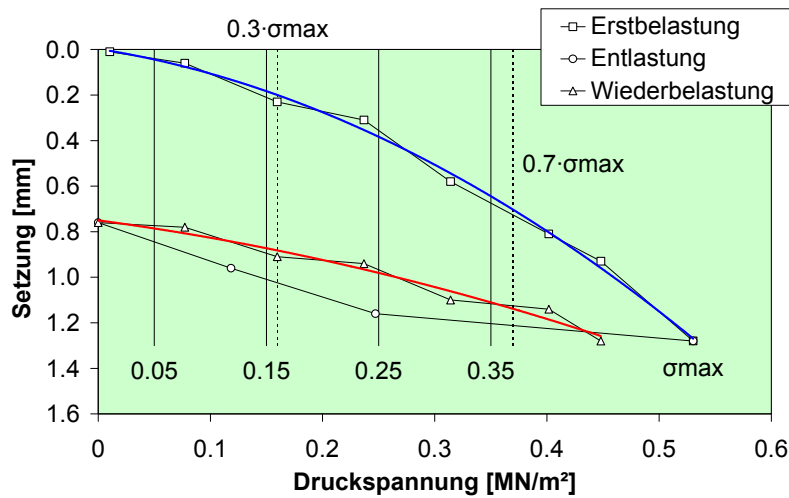


Abb. 4.52: Drucksetzungsdiagramm (Setzung als Funktion der Normalspannung unter der Belastungsplatte): Beispiel einer Bestimmung der Verformungsmoduli [129]

Die Auswertung der Plattendruckversuche erfolgt nach [129]. Die Elastizitäts- bzw. Verformungsmoduli  $E_V$  und  $M_E$  werden aus der geglätteten Drucksetzungskurve der Belastungsäste ermittelt (Abb. 4.52). Die Drucksetzungskurve folgt einem Polynom zweiten Grades, dessen Konstanten durch Anpassung an die Versuchsergebnisse nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate gewonnen wird:

$$s = a_0 + a_1 \sigma + a_2 \sigma^2$$

wobei

- $\sigma$  mittlere Spannung unter der Platte [MPa]
- $s$  Setzung im Plattenzentrum [mm]
- $a_0, a_1, a_2$  Konstanten des Polynoms zweiten Grades

Der Elastizitätsmodul  $E_V$  wird anhand der Sekante der Drucksetzungslinie zwischen  $0.3 \sigma_{max}$  und  $0.7 \sigma_{max}$  ermittelt:

$$E_V = \frac{0.75 \cdot D}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{max}}$$

wobei

- $E_V$  Elastizitätsmodul [MPa]
- $D$  Lastplattendurchmesser [mm]
- $\sigma_{max}$  maximale mittlere Normalspannung der Erstbelastung [MPa]

Der Verformungsmodul  $M_E$  berechnet sich aus den Laststufen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  gemäss Tabelle 39:

$$M_E = \frac{D}{a_1 + a_2 \cdot [\sigma_1 \cdot \sigma_2]}$$

wobei

- $M_E$  Verformungsmodul [MPa]
- $D$  Lastplattendurchmesser [mm]

	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_2$ [MPa]
Untergrund und Unterbau	0.05	0.15
Fundationsschicht	0.15	0.25
Tragschicht	0.25	0.35

Tabelle 39: Laststufen ( $\sigma$  = von der Platte auf den Boden übertragene Normalspannung) für die Berechnung von  $M_E$  [129]

Das Verhältnis  $E_{V2}/E_{V1}$ , resp.  $M_{E2}/M_{E1}$ , gibt Aufschluss über die Qualität der Verdichtung des untersuchten Bodens. Ein Verhältnis  $< 2.2$  bedeutet eine gute, 2.2 bis 3.0 eine mässige und  $> 3.0$  eine schlechte Verdichtung.

Zur Messung der Verformbarkeit und der Tragfähigkeit der Foundationsschicht wurden auf der 1. und 2. Schicht statische Plattendruckversuche mit einem Einuhrplattendruckgerät durchgeführt. Die Norm SN 670 317 [129] wurde als Leitfaden bei der Ausführung und der Auswertung des Versuchs herangezogen. Zur Berechnung wurden die Laststufen für eine Foundationsschicht gewählt (Tabelle 39).

Auf der 1. Schicht (25 cm Gesamtschichtstärke unverdichtet) wurden zwei statische Plattendruckversuche je Feld durchgeführt (Abb. 4.53). Zusätzlich wurden auf Feld 2, 5 und 6 Plattendruckversuche über den Dehnungsmessstreifen vorgenommen, da sich diese nicht auf der Achse der Profile befanden. Durch den sehr weichen Untergrund konnten die nach [129] geforderten max. Spannungen bei der Erstbelastung von 0.5 MPa nicht erreicht werden, obwohl der Ablesebereich der Setzungsmessuhr voll ausgereizt wurde. In den meisten Fällen wurde eine max. Spannung von 0.35 oder 0.40 MPa, in seltenen Fällen 0.45 MPa oder 0.50 MPa, erreicht. Bei der Erstbelastung wurden Lastintervalle von 0.05 MPa gewählt und die Belastung so lange gesteigert, bis eine Setzung von ca. 50 mm erreicht wurde. Die Entlastung erfolgte in 3 Stufen. Die Zweitbelastung erfolgte in 0.07 MPa Lastintervallen und wurde bis auf die vorletzte Spannungsstufe der Erstbelastung gesteigert.

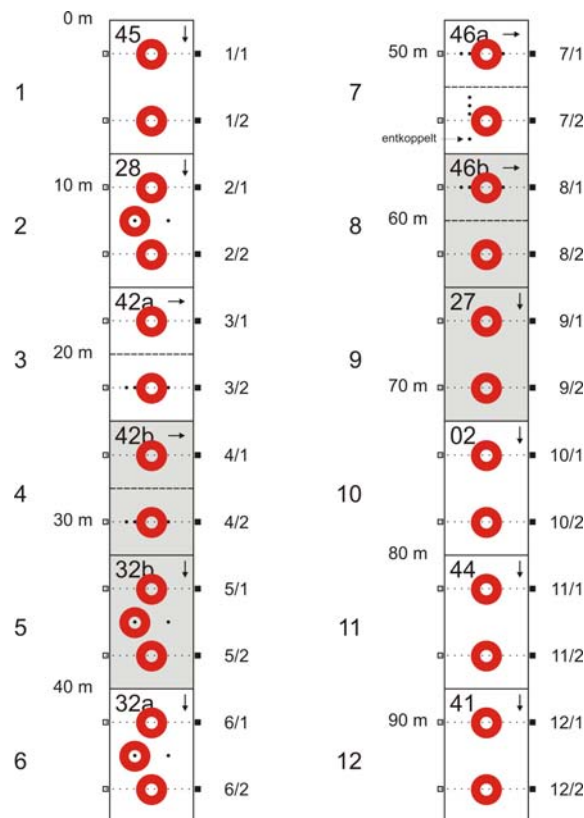


Abb. 4.53: Positionierung der Plattendruckversuche in den Feldern 1 ... 12

Durch den starken und andauernden Konsolidationsprozess des weichen Untergrundes war es selten möglich, die in der Norm geforderte Setzungsänderung von  $< 0.02 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  abzuwarten. Da die zwei genannten Normkriterien nicht erfüllt werden konnten, entsprechen die Ausführungen der Plattendruckversuche auf der 1. Schicht nicht der Norm [129]. Die Ergebnisse der Plattendruckversuche können trotzdem zum Vergleich der Felder untereinander herangezogen werden, da alle Versuche unter gleichen Bedingungen durchgeführt wurden. Die Tabelle 40 enthält die Messwerte aller Querprofile. Auf Profil 8-1 konnte der Plattendruckversuch nicht vollständig ausgeführt werden, da die Unebenheit der Oberfläche eine Schiefstellung der Lastplatte nach sich zog.

Profil	Axe [m]	Muster Nr.	Geokunststoff	$M_{E1}$ [MPa]	$M_{E2}$ [MPa]	$E_{V1}$ [MPa]	$E_{V2}$ [MPa]	$E_{V2}/E_{V1}$ [-]
1-1	2	45	PP-Bändchengewebe	1.90	9.60	1.40	6.80	4.86
1-2	6			2.20	9.50	1.70	7.10	4.18
2-1	10	28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	3.40	21.40	2.50	16.00	6.40
2-2	14			5.70	38.00	4.00	28.50	7.13
3-1	18	42	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	6.00	23.30	4.10	17.50	4.27
3-2	22			3.30	9.70	2.20	7.30	3.32
4-1	26	42 + 40	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter + Vlies	3.50	13.00	2.70	9.70	3.59
4-2	30			2.40	7.70	1.80	6.20	3.44
5-1	34	32 + 40	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter + Vlies	2.10	10.70	1.60	8.30	5.19
5-2	38			2.40	7.70	1.80	6.10	3.39
6-1	42	32	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	4.10	10.00	2.60	7.20	2.77
6-2	46			5.50	13.30	3.38	9.59	2.84
7-1	50	46	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	4.70	14.00	2.80	9.90	3.54
7-2	54			2.00	5.10	1.70	4.70	2.76
8-1	58	46 + 40	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn + Vlies	-	-	-	-	-
8-2	62			3.00	7.30	2.20	5.60	2.55
9-1	66	27	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter + Vlies	3.40	7.90	2.50	6.30	2.52
9-2	70			3.20	7.90	2.40	6.60	2.75
10-1	74	02	PP-Bändchengewebe	5.80	14.20	4.30	11.20	2.60
10-2	78			5.90	15.30	4.40	12.00	2.73
11-1	82	44	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	3.10	7.80	2.30	6.40	2.78
11-2	86			2.30	7.70	1.80	6.10	3.39
12-1	90	41	PP-Endlosfaservlies vernadelt	3.40	10.10	2.50	8.50	3.40
12-2	94			3.00	10.40	2.30	8.40	3.65
V1-1	122	40	PP-Endlosfaservlies vernadelt	2.10	11.80	1.70	9.90	5.82
V1-2	126			1.96	9.42	1.79	9.08	5.07
V2-1	130		kein Geokunststoff	1.80	9.20	1.70	8.35	4.92
V2-2	134			1.90	11.80	1.90	9.90	5.21

Tabelle 40:  $M_E$ - und  $E_V$ -Werte auf der 1. Recyclingschicht

Beim Plattendruckversuch sind die Deformationen für eine Kraftmobilisierung mit erheblicher vertikaler Komponente sehr gering. Daher ist kein relevanter Einfluss der Bewehrung auf die gemessenen Zusammendrückungsmoduli (Erst- und Wiederbelastung) zu erwarten. Eine Ausnahme sind die Messungen auf der sehr dünnen 1. Foundationsschicht. Hier reichen die Druckspannungen unter der Platte bis in den Untergrund, so dass bei Einsenkungen von 30 ... 50 mm eine bessere Lastausbreitung zum Zuge kommt. Dabei wird der Plattendruckversuch zum Tragfähigkeitsversuch, wie es die Beispiele in Abb. 4.54 (Feld V2 ohne Geokunststoff) und Abb. 4.55 (Feld 6 mit Geogitter) zeigen. Im Fall ohne Bewehrung wird für die Erstbelastung bis 350 kPa eine Einsenkung von 55 mm erreicht, mit Bewehrung nur 18 mm. Die Druckspannung von 350 kPa führte im Feld V2 bereits zum Bruch (Maximum erreicht), wohingegen im Feld 6 mit Geogitterbewehrung eine deutlich über 500 kPa liegende Druckspannung erzielt werden konnte.

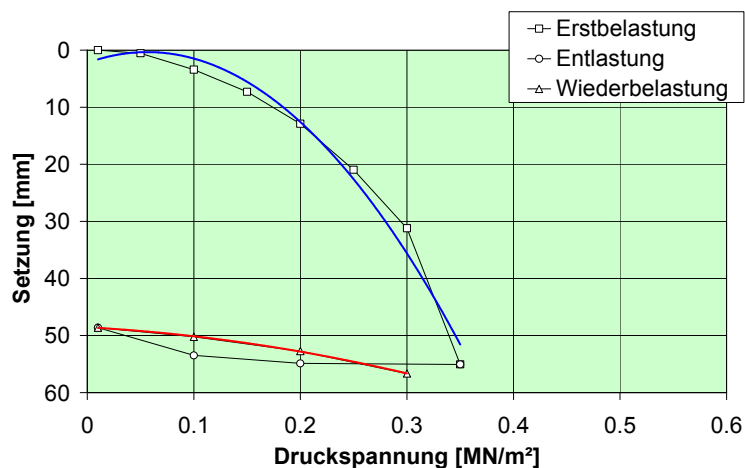


Abb. 4.54: Drucksetzungsdiagramm von Profil V2-1 (Schicht 1) ohne Geokunststoff

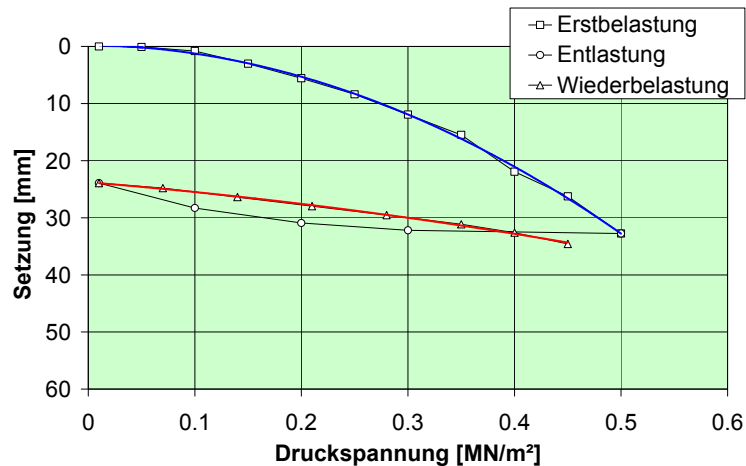


Abb. 4.55: Drucksetzungsdiagramm von Profil 6-2 (Schicht 1) mit Geokunststoff

Die Prüfstellen auf der 2. Recyclingschicht (40 cm Gesamtschichtstärke) entsprechen denen der ersten Versuchsreihe (Abb. 4.53), wobei von Profil 2-2 keine Messergebnisse vorliegen. Die Tabelle 41 enthält die entsprechenden  $M_E$ - und  $E_V$ -Werte, wobei für das Profil 2-2 die bei 12 m ermittelten Ergebnisse eingesetzt wurden (kursiv dargestellt). Auch nach dem Aufbringen der 2. Schicht war der Prüfgrund noch immer sehr weich. Die maximalen Spannungen bei der Erstbelastung von 0,5 MPa wurden zwar erreicht, dies aber bei weit überhöhten Einsenkungen. Bei der Erstbelastung wurden Lastintervalle von 0,07 MPa gewählt und die Belastung so lange gesteigert, bis eine Last von ca. 0,5 MPa erreicht wurde. Entlastung und Zweitbelastung erfolgten analog zur 1. Schicht.

Profil	Axe [m]	Muster Nr.	Geokunststoff	$M_{E1}$ [MPa]	$M_{E2}$ [MPa]	$E_{V1}$ [MPa]	$E_{V2}$ [MPa]	$E_{V2}/E_{V1}$ [-]
1-1	2	45	PP-Bändchengewebe	3.10	7.72	2.15	5.73	2.67
1-2	6			<i>8.46</i>	<i>41.22</i>	<i>6.34</i>	<i>30.65</i>	<i>4.83</i>
2-1	10	28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	9.20	48.01	6.76	35.69	5.28
2-2	12			<i>12.62</i>	<i>77.30</i>	<i>9.86</i>	<i>58.03</i>	<i>5.89</i>
3-1	18	42	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	13.51	69.02	10.65	51.81	4.86
3-2	22			<i>10.37</i>	<i>36.91</i>	<i>7.77</i>	<i>27.32</i>	<i>3.52</i>
4-1	26	42 + 40	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter + Vlies	5.44	22.38	4.24	16.61	3.92
4-2	30			<i>5.70</i>	<i>15.96</i>	<i>4.35</i>	<i>11.86</i>	<i>2.73</i>
5-1	34	32 + 40	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter + Vlies	7.86	25.80	5.81	19.16	3.30
5-2	38			<i>8.05</i>	<i>23.76</i>	<i>5.89</i>	<i>17.69</i>	<i>3.00</i>
6-1	42	32	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	8.83	30.93	6.56	22.97	3.50
6-2	46			<i>11.28</i>	<i>41.75</i>	<i>8.49</i>	<i>31.02</i>	<i>3.65</i>
7-1	50	46	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	13.11	47.73	9.84	35.55	3.61
7-2	54			<i>6.15</i>	<i>16.84</i>	<i>4.40</i>	<i>12.44</i>	<i>2.83</i>
8-1	58	46 + 40	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn + Vlies	4.30	13.40	3.08	9.97	3.24
8-2	62			<i>5.11</i>	<i>17.71</i>	<i>3.75</i>	<i>13.11</i>	<i>3.50</i>
9-1	66	27	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter + Vlies	6.22	20.22	4.60	14.95	3.25
9-2	70			<i>6.78</i>	<i>22.26</i>	<i>4.99</i>	<i>16.49</i>	<i>3.30</i>
10-1	74	02	PP-Bändchengewebe	8.69	34.67	6.39	25.47	3.99
10-2	78			<i>7.58</i>	<i>34.20</i>	<i>5.68</i>	<i>25.34</i>	<i>4.46</i>
11-1	82	44	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	7.69	24.40	5.41	18.12	3.35
11-2	86			<i>5.44</i>	<i>16.70</i>	<i>3.45</i>	<i>12.40</i>	<i>3.59</i>
12-1	90	41	PP-Endlosfaservlies vernadelt	6.72	22.05	4.76	16.40	3.45
12-2	94			<i>4.92</i>	<i>19.06</i>	<i>3.63</i>	<i>14.18</i>	<i>3.91</i>
V1-1	122	40	PP-Endlosfaservlies vernadelt	6.47	26.17	4.77	19.55	4.10
V1-2	126			<i>5.92</i>	<i>16.10</i>	<i>4.18</i>	<i>12.00</i>	<i>2.87</i>
V2-1	130		kein Geokunststoff	7.58	21.01	5.03	15.59	3.10
V2-2	134			<i>11.32</i>	<i>34.85</i>	<i>7.89</i>	<i>25.94</i>	<i>3.29</i>

Tabelle 41:  $M_E$ - und  $E_V$ -Werte auf der 2. Recyclingschicht. Für das Profil 2-2 wurden die bei 12 m ermittelten Ergebnisse eingesetzt (kursiv dargestellt)

Auch auf der 2. Recyclingschicht wurden lang anhaltende Setzungsänderung festgestellt, welche die geforderten  $0.02 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  überschritten. Dieses Normkriterium war somit nicht erfüllt, d.h. auch die

Plattendruckversuche auf der 2. Schicht entsprachen nicht der Norm [129]. Für Vergleiche untereinander und mit den auf der 1. Schicht gewonnenen Werten können die Ergebnisse jedoch herangezogen werden (vergleichbare Versuchsbedingungen). Auf der 3. Recyclingschicht (60 cm Gesamtschichtstärke) erfolgte der Versuchsablauf analog zur 2. Schicht (Prüfstellen gemäss Abb. 4.53), wobei die nach [129] maximal erlaubten Setzungsänderung von  $0.02 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  nicht überschritten wurden. Damit war die Ausführung der Plattendruckversuche auf der 3. Schicht normkonform. Die Ergebnisse können der Tabelle 42 entnommen werden.

Profil	Axe [m]	Muster Nr.	Geokunststoff	$M_{E1}$ [MPa]	$M_{E2}$ [MPa]	$E_{V1}$ [MPa]	$E_{V2}$ [MPa]	$E_{V2}/E_{V1}$ [-]
1-1	2	45	PP-Bändchengewebe	13.60	64.65	10.38	48.80	4.70
1-2	6			14.13	104.98	11.19	79.35	7.09
2-1	10	28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	18.05	115.96	14.28	87.95	6.16
2-2	14			27.83	141.04	21.75	106.32	4.89
3-1	18	42	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	24.16	124.52	19.07	94.18	4.94
3-2	22			18.46	125.25	14.76	94.32	6.39
4-1	26	42 + 40	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter + Vlies	15.34	105.43	12.17	79.21	6.51
4-2	30			20.05	105.76	15.96	79.25	4.97
5-1	34	32 + 40	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter + Vlies	24.65	81.64	18.77	61.88	3.30
5-2	38			21.66	105.82	17.09	80.19	4.69
6-1	42	32	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	26.07	121.04	20.49	91.15	4.45
6-2	46			18.59	116.44	14.88	87.78	5.90
7-1	50	46	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	20.19	121.98	16.02	92.48	5.77
7-2	54			16.06	80.36	12.24	60.18	4.92
8-1	58	46 + 40	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn + Vlies	20.32	76.47	14.83	57.41	3.87
8-2	62			15.64	83.32	11.78	62.43	5.30
9-1	66	27	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter + Vlies	16.77	87.12	12.72	65.25	5.13
9-2	70			18.98	78.23	15.68	58.80	3.75
10-1	74	02	PP-Bändchengewebe	19.56	83.45	14.89	62.99	4.23
10-2	78			21.21	92.38	15.95	69.35	4.35
11-1	82	44	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	21.76	90.34	16.43	68.17	4.15
11-2	86			13.56	66.17	10.41	49.41	4.75
12-1	90	41	PP-Endlosfaservlies vernadelt	19.29	95.90	14.41	72.09	5.00
12-2	94			15.52	88.52	11.96	65.81	5.50
V1-1	122	40	PP-Endlosfaservlies vernadelt	20.02	108.64	15.82	81.83	5.17
V1-2	126			19.64	86.38	15.30	65.26	4.27
V2-1	130		kein Geokunststoff	17.48	86.54	13.82	65.43	4.73
V2-2	134			20.90	109.90	16.68	82.76	4.96

Tabelle 42:  $M_E$ - und  $E_V$ -Werte auf der 3. Recyclingschicht

Die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche sind in Abb. 4.56 und Abb. 4.57 aufgetragen. Die Werte  $E_{V1}$  (Abb. 4.56) und  $E_{V2}$  (Abb. 4.57) zeigen primär eine Abbildung der Untergrundverhältnisse, wobei die  $E_{V2}$ -Werte die Eigenschaften des Untergrundes unter Verkehrslast (wiederkehrende Belastung) besser wiedergeben. In Bereichen mit einer höheren Tragfähigkeit des Untergrundes (Felder 2 und 3) wurden generell höhere  $E_{V1}$ - und  $E_{V2}$ -Werte gemessen.

Spitzenwerte der Steifigkeit wurden in den Bereichen mit den besseren Untergrundverhältnissen auf der 2. und 3. Schicht gemessen, welche mit der schweren Walze dynamisch verdichtet worden waren. Eine vergleichsweise deutliche Wirkung der Bewehrung ist in den Feldern 2, 3, 6 und 7 mit den Geogittern ohne Vliesunterlage festzustellen (Abb. 4.57). Die Verbesserung der  $E_{V2}$ -Werte scheint durch eine Vliesunterlage reduziert zu werden (Felder 4, 5, 8 und 9), was durch eine verminderte Reibung bzw. eine teilweise Behinderung der Verzahnung mit dem Schüttmaterial erklärt werden kann. In den übrigen Feldern ist kein signifikanter Unterschied zur unbewehrten Fundationsschicht (Feld V2) auszumachen. In Abb. 4.58 wurde versucht, eine Korrelation zwischen dem Wiederbelastungsmodul  $E_{V2}$  der 2. Schicht und dem gewichteten CBR-Koeffizienten des Untergrundes (Mittelwert über die Pistenbreite) aufzustellen. Tendenziell können damit obige Interpretationen gestützt werden, sichere Aussagen sind aber aufgrund der grossen Streuungen nicht möglich.

Weitere signifikante, allenfalls produkteabhängige Unterschiede können aus den Ergebnissen der Plattendruckversuche nicht herausgelesen werden. Immerhin lässt sich aber feststellen, dass nach der dynamischen Verdichtung auf den Feldern V1 und V2 mit CBR-Werten des Untergrundes im Bereich 2 ... 4 % ähnliche  $E_{V1}$ - und  $E_{V2}$ -Werte wie auf den Feldern 4 bis 11 mit CBR = 0.5 ... 1.5 % ge-

messen wurden. Das würde heissen, dass die Bewehrung bezüglich der Verdichtung einer „Verbesserung“ der Tragfähigkeit des Untergrundes um ca. CBR = 2 % entspräche.

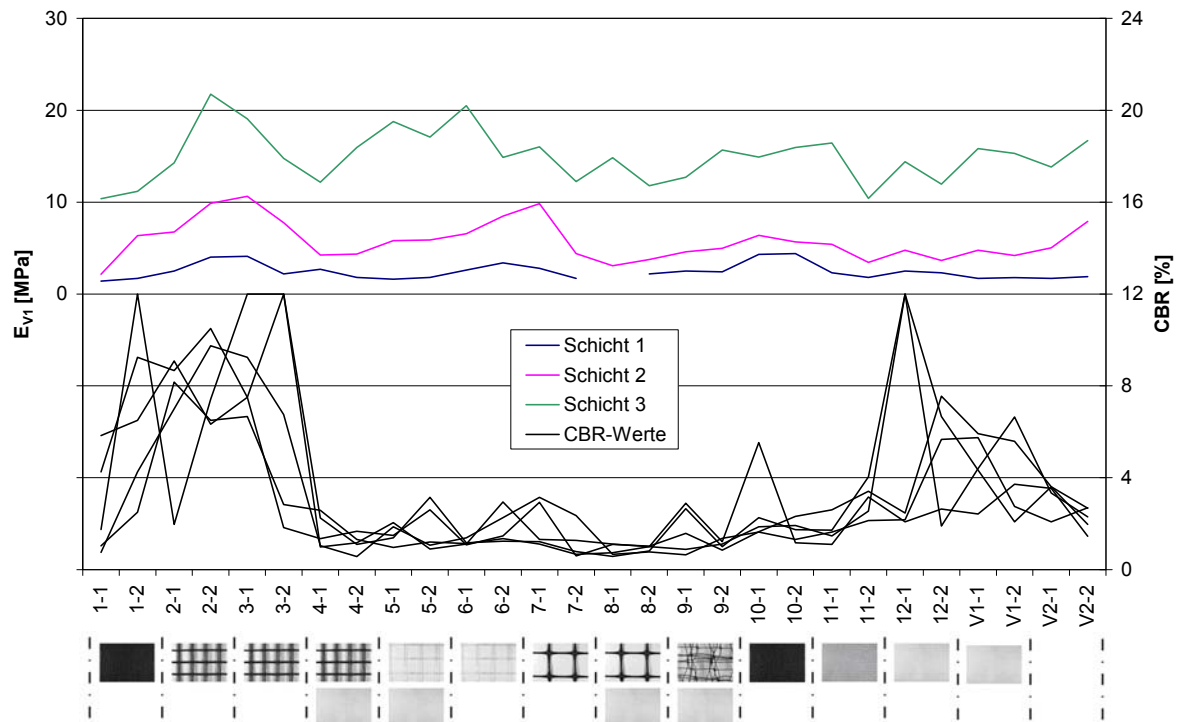


Abb. 4.56: Ergebnisse Plattendruckversuche (Erstbelastung) im Vergleich mit den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

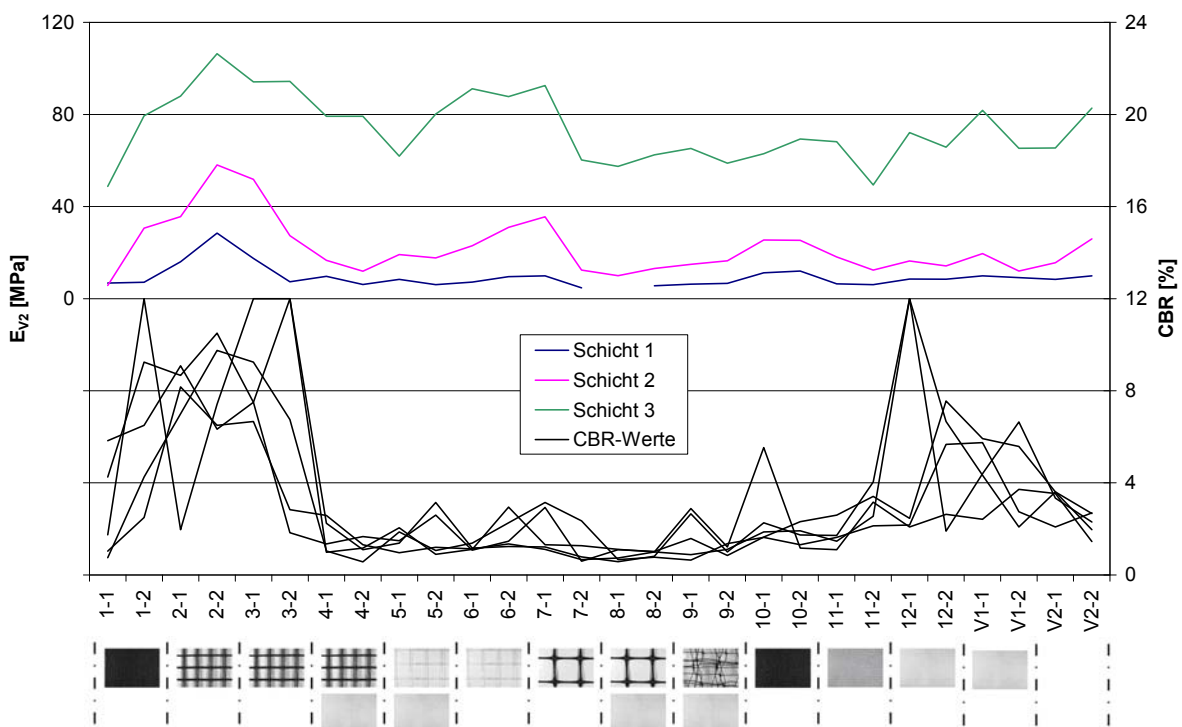


Abb. 4.57: Ergebnisse Plattendruckversuche (Wiederbelastung) im Vergleich mit den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

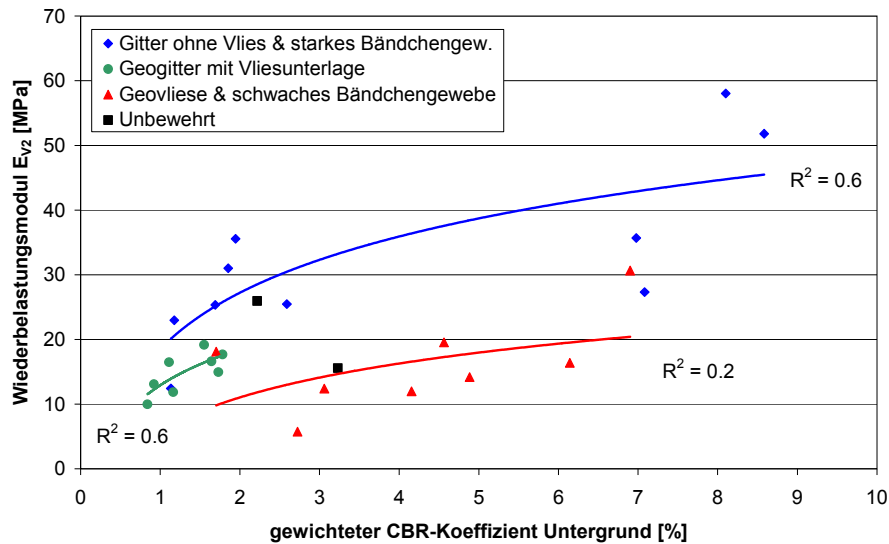


Abb. 4.58: Korrelation zwischen dem Wiederbelastungsmodul  $E_{V2}$  der 2. Schicht und dem gewichteten CBR-Koeffizienten des Untergrundes

Das Verhältnis von  $E_{V2}$  zu  $E_{V1}$  (Abb. 4.59) der Messungen auf der 1. Schicht ist in Feldern mit Bewehrung und gleichzeitig weichem Untergrund (Felder 4 ... 11) deutlich kleiner als in den übrigen Feldern mit tragfähigerem Untergrund (Felder 2 und 3) oder ohne zugfeste Bewehrung (Felder 1, 12 sowie V1, V2). Dies deutet darauf hin, dass die Bewehrung auf weichem Untergrund durch die Belastung mit der Platte aktiviert (gespannt) wurde und dann bei der Entlastung wieder zurückfederte.

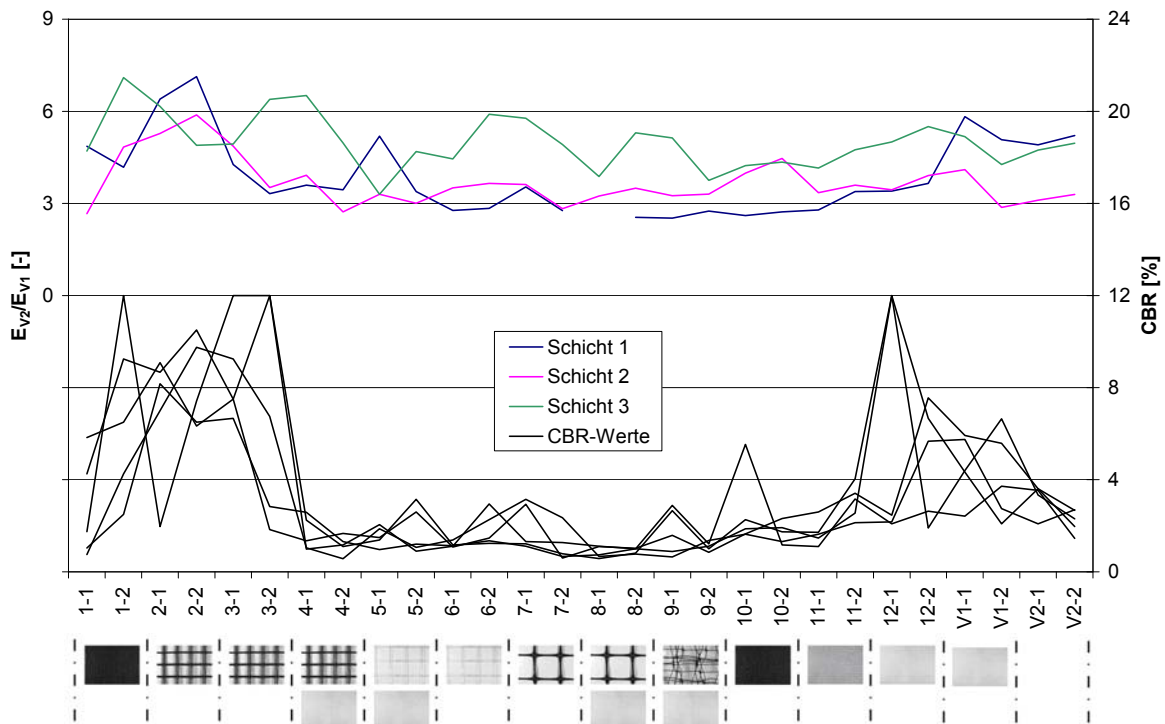


Abb. 4.59: Ergebnisse Plattendruckversuche (Verhältnis  $E_{V2}/E_{V1}$ ) im Vergleich mit den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

Das verwendete, gebrochene Recyclingmaterial zeigte relativ schlechte Verdichtungseigenschaften, was sich bei höheren Schichtstärken und auf besserem Untergrund im hohen Verhältnis  $E_{V2}/E_{V1}$  manifestiert (Abb. 4.59). Selbst auf der 3. Schicht wurde ein Verhältnis von 4 ... 5 gemessen, was bedeutet, dass das Material nicht optimal verdichtet werden konnte. Auch waren die auf der 3. Schicht erzielten maximalen  $E_{V1}$ -Werte von ca. 22 MPa und  $E_{V2}$ -Werte von ca. 110 MPa für ein gebrochenes Material

unterdurchschnittlich und würden auf keinen Fall den Anforderungen an die Fundationsschicht einer Strasse genügen.

In Abb. 4.60 ist die Zunahme der  $E_{V2}$ -Werte pro cm Schichtstärke (Mass für die Güte der Verdichtung) für die Schichten 2 und 3 dargestellt. Vor allem die auf der 2. Schicht beobachtete Zunahme hängt stark von den Untergrundeigenschaften (Widerstand beim Verdichten) ab. Die festgestellten Verbesserungen decken sich mit denen aus Abb. 4.57.

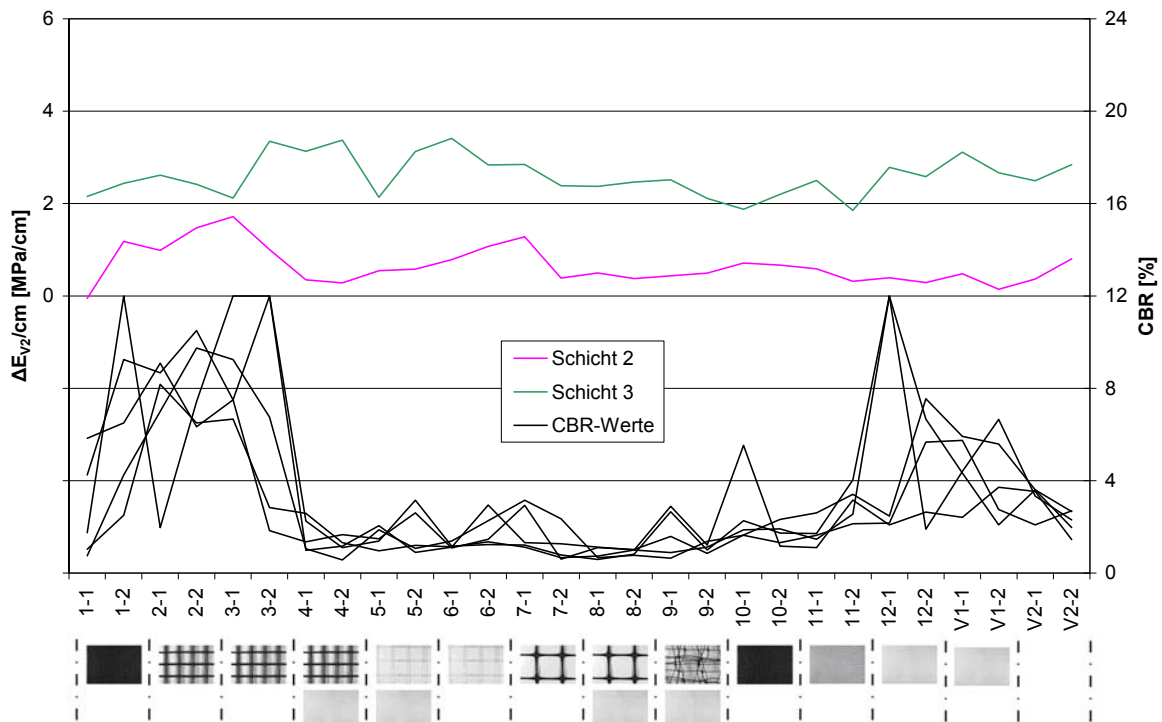


Abb. 4.60: Zunahme der  $E_{V2}$ -Werte pro cm Schichtstärke, im Vergleich mit den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

### 4.5.3 Dynamischer Plattendruckversuch

Der statische Plattendruckversuch zur Ermittlung von Verdichtungskenngrössen ist sehr umfangreich und zeitaufwändig, zumal der Verdichtungszustand nur schichtweise ermittelt werden kann. Der dynamische Plattendruckversuch gemäss [131] erweist sich, bei homogenem Bodenmaterial, als sinnvolle Zusatzuntersuchung. Bei Prüfungen auf unterschiedlich zusammengesetzten oder feinkörnigen Materialien führt die hohe Sensibilität des Prüfverfahrens im Regelfall nicht zu den gewünschten Genauigkeiten.

Das leichte Fallgewichtsgerät (Abb. 4.61) gemäss [131] besteht aus einer Belastungsvorrichtung mit Libelle, einer Lastplatte mit Beschleunigungsaufnehmer und einer elektronischen Setzungs-Messeinrichtung. Beim dynamischen Plattendruckversuch wird stossartig ein Gewicht von 10 kg über ein Federelement auf eine Lastplatte mit 30 cm Durchmesser und einer Masse von 15 kg aufgebracht. Die Platte dringt in den Boden ein und es entsteht ein Setzungsprozess. Die Belastungszeit beträgt ca. 18 ms. Während des Stosses wird die Setzungsamplitude gemessen (durch die Messung der Beschleunigung in sehr kurzen Zeitintervallen) und der dynamische Elastizitätsmodul  $E_{dyn}$  berechnet. Der  $E_{dyn}$ -Wert ist nicht mit den  $E_V$ - und  $M_E$ -Werten des statischen Plattendruckversuchs identisch. Die durch das Fallgewicht erzeugte Kraft  $F_s$  (7.07 kN) bewirkt unter der Platte ( $\varnothing$  30cm) eine Normalspannung von  $0.1 \text{ MNm}^{-2}$ .

Der Begriff „dynamisch“ ergibt sich aus der kurzzeitigen Stossbelastung (18 ms), durch die im Boden Massenträgheitskräfte wirksam werden. Im Rahmen umfangreicher Forschungsarbeiten wurden Zusammenhänge zwischen der gemessenen Setzung und der Tragfähigkeit des Bodens festgestellt. Dieses Verfahren kann dann angewendet werden, wenn die korrelativen Zusammenhänge genau bekannt sind [131]. Für eine Bewertung der Verdichtung muss der Wassergehalt beigezogen werden.

Liegt der Wassergehalt in der Größenordnung des optimalen Wassergehalts, so ist eine Differenzierung nach der Güte des Verdichtungszustandes am ehesten möglich.

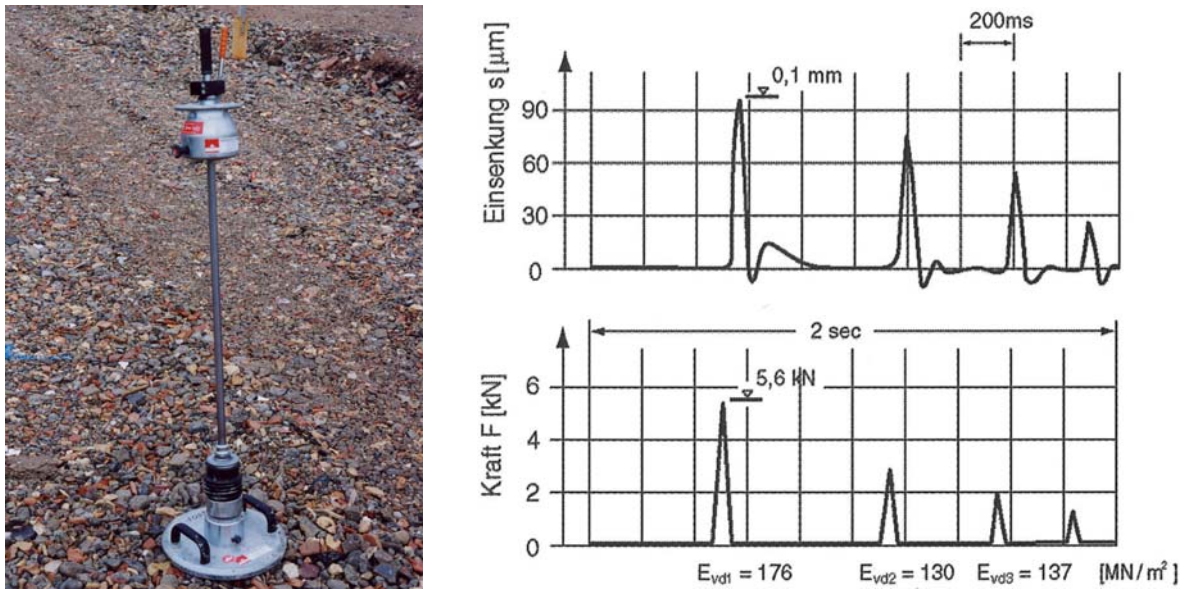


Abb. 4.61: Dynamischer Plattendruckversuch (leichtes Fallgewicht) mit Kraft-Weg-Diagrammen [132]

Der dynamische Plattendruckversuch, welcher sich einerseits wegen dem groben, schotterartigen Schüttmaterial und andererseits wegen der begrenzten Eindringtiefe als bedingt aussagefähig erwies, wurde nur auf der 2. Foundationsschicht eingesetzt. Pro Profil wurden zwei Versuche durchgeführt, wobei die Prüfstellen ca. 35 cm vor und nach denen des statischen Plattendruckversuches (Abb. 4.53) lagen. In den Profilen 10-1 bis V2-2 wurden zusätzliche Messungen in den linken und rechten Spurrinnen durchgeführt. Die Messergebnisse sind in Tabelle 43 und Abb. 4.62 zusammengefasst.

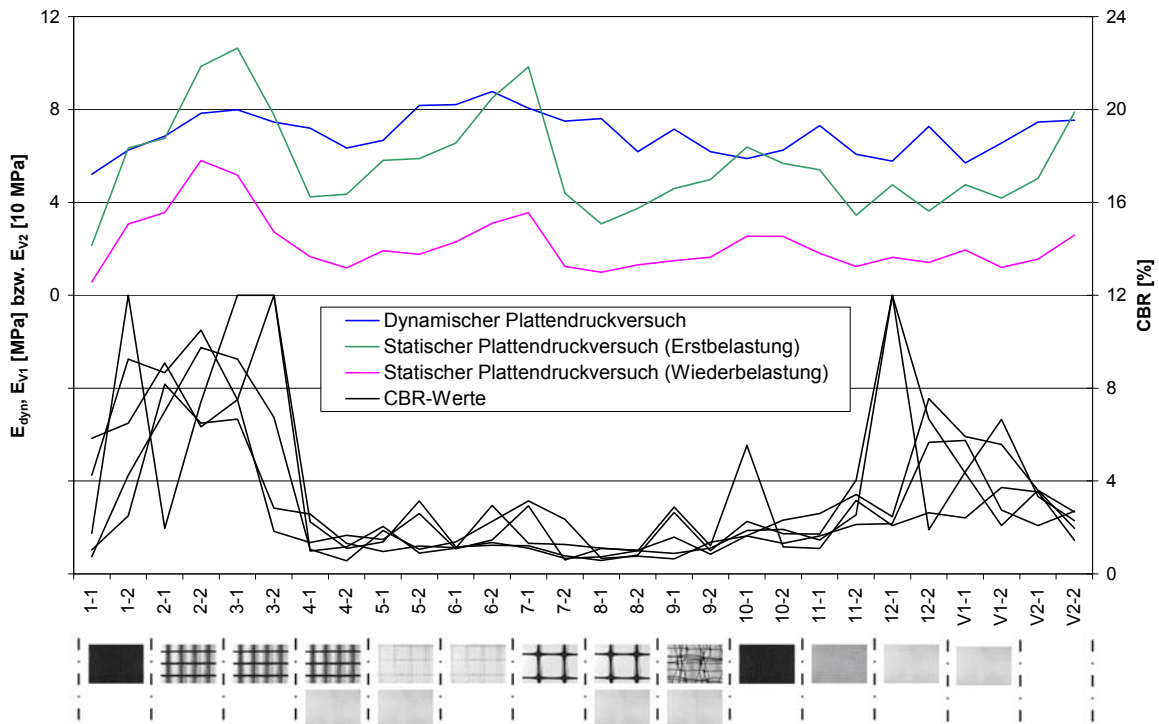


Abb. 4.62: Ergebnisse der dynamische Plattendruckversuche  $E_{dyn}$ , im Vergleich mit den  $E_{V1}$ - und  $E_{V2}$ -Werten auf der 2. Foundationsschicht sowie den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste. Die  $E_{V2}$ -Werte sind der Übersichtlichkeit halber um den Faktor 10 verkleinert dargestellt

Profil	Axe		Spur links			Spur rechts		
	Einsenkung [mm]	E <sub>dyn</sub> [MPa]	Einsenkung [mm]	E <sub>dyn</sub> [MPa]	Verhältnis E-Modul Spur/Axe	Einsenkung [mm]	E <sub>dyn</sub> [MPa]	Verhältnis E-Modul Spur/Axe
1-1	3.25	5.21						
1-2	2.70	6.26						
2-1	2.54	6.86						
2-2	2.15	7.84						
3-1	2.12	7.99						
3-2	2.27	7.46						
4-1	2.36	7.20						
4-2	2.67	6.34						
5-1	2.54	6.68						
5-2	2.08	8.18						
6-1	2.06	8.21						
6-2	1.96	8.78						
7-1	2.12	8.06						
7-2	2.26	7.50						
8-1	2.21	7.61						
8-2	2.71	6.19						
9-1	2.37	7.16						
9-2	2.76	6.19						
10-1	2.89	5.89	1.80	9.38	1.59	2.92	5.78	0.98
10-2	2.71	6.26	2.80	6.00	0.96			
11-1	2.33	7.31	2.08	8.10	1.11	1.64	10.35	1.42
11-2	2.78	6.08	1.85	9.15	1.51	1.64	10.35	1.70
12-1	3.04	5.78	2.08	8.10	1.40	2.65	6.38	1.10
12-2	2.36	7.28	2.16	7.80	1.07	2.29	7.35	1.01
V1-1	3.20	5.70	2.56	6.60	1.16	3.24	5.25	0.92
V1-2	2.58	6.56	2.34	7.20	1.10	2.16	7.80	1.19
V2-1	2.27	7.46	2.57	6.53	0.87	2.25	7.50	1.01
V2-2	2.25	7.54	1.81	9.30	1.23	2.15	7.88	1.04
<b>Mittel</b>	<b>2.48</b>	<b>6.99</b>	<b>2.21</b>	<b>7.82</b>	<b>1.20</b>	<b>2.33</b>	<b>7.63</b>	<b>1.15</b>
q 95%	0.13	0.35	0.25	0.87	0.17	0.41	1.38	0.19

Tabelle 43: Dynamischer E-Modul mit dem leichten Fallgewichtsgerät

Die auf der 2. Schicht gemessenen E<sub>dyn</sub>-Werte (Abb. 4.62) weisen einen verhältnismässig geringen Schwankungsbereich von ca. 5 ... 8 MPa auf. Die Beobachtungen hinsichtlich einer Verbesserung durch die Bewehrung decken sich in etwa mit denen aus Abschnitt 4.5.2.

Die E<sub>dyn</sub>-Werte liegen im Schnitt leicht über den E<sub>V1</sub>-Werten (statischer Plattendruckversuch). Der Plattendurchmesser ist bei der statischen Prüfung grösser als bei der dynamischen. Daher reicht die Einflusstiefe des statischen Versuches bis in den Untergrund, was die eher kleineren Werte und die grössere Streuung (Einfluss Untergrund, Bewehrung) erklärt.

Im Bereich der Spurrinnen wurden mit wenigen Ausnahmen höhere Werte gemessen, was einerseits auf die Verdichtung durch das Befahren und andererseits auf die höhere Schichtstärke (Spurrinneausgleich mit dem Einbau der 2. Schicht) zurückzuführen ist.

#### 4.5.4 Dynamisches Fallgewichtsgerät FWD

Das FWD (Falling Weight Deflectometer) besteht aus einer Tragkonstruktion mit Last, einer Dämpfungseinheit, einer Belastungsplatte aus Gebern, Steuerungs- und Auswertanlage sowie einer Energiequelle. Die konstruktive Lösung und die Ausstattung des Gerätes ermöglichen den Transport der Vorrichtung als Anhänger an einem Kraftfahrzeug sowie den Einbau in einen Kleinbus (Abb. 4.63).

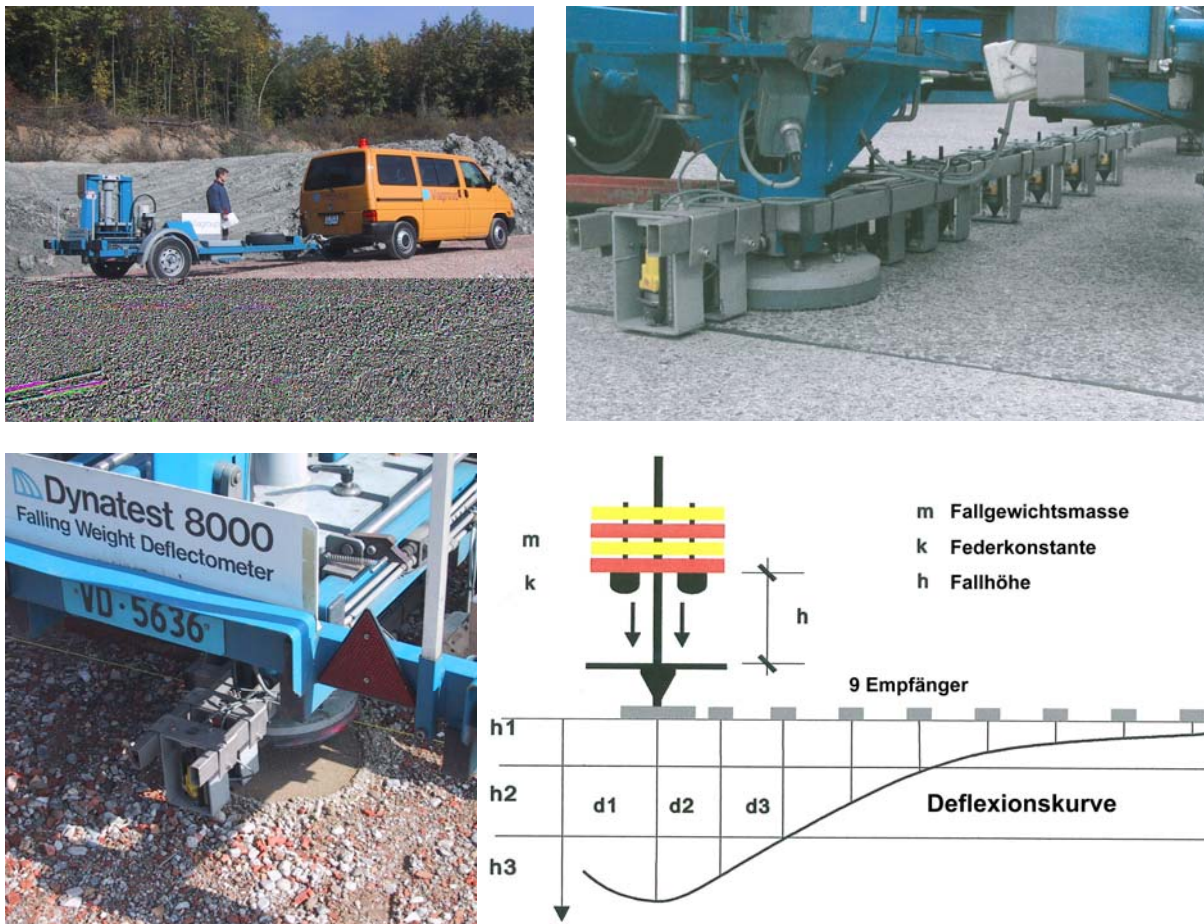


Abb. 4.63: Dynamisches Fallgewichtsgerät FWD (Viagroup SA)

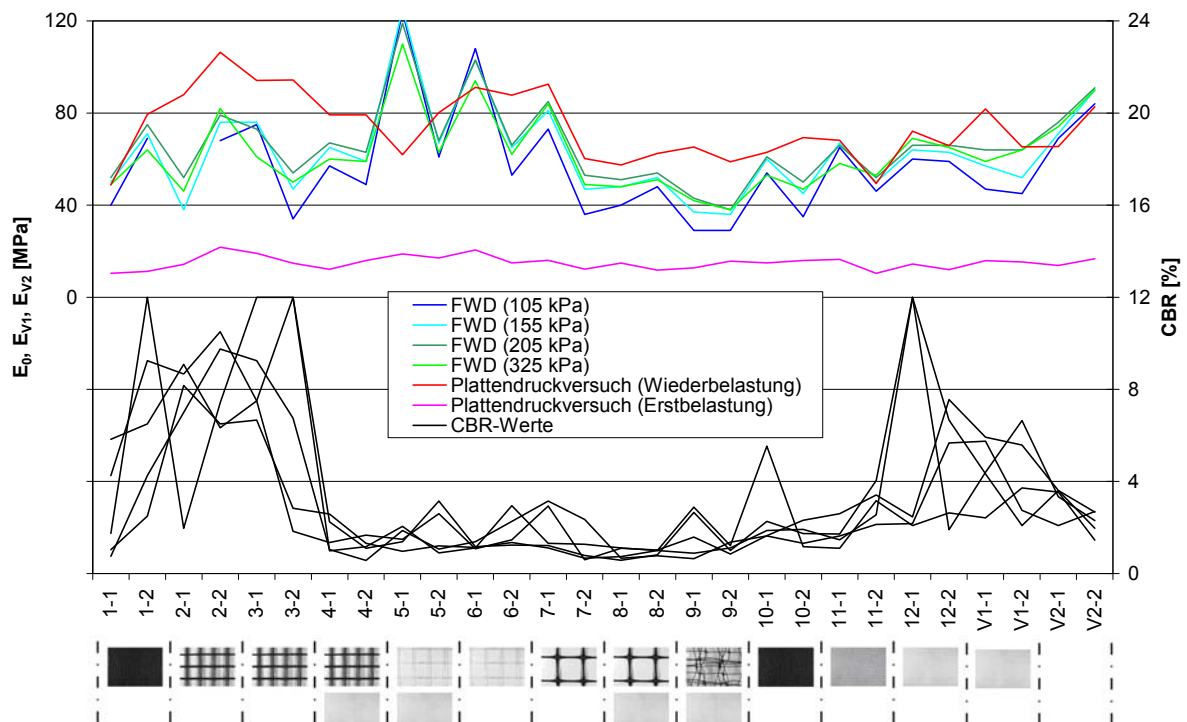
Beim FWD wird ein Gewicht auf die zu untersuchende Fahrbahndecke fallen gelassen und die dadurch entstandene Verformung (Deflexion) gemessen (Abb. 4.63). Fallgewichts-Deflexionsmessungen ermöglichen die Bestimmung des strukturellen Zustandes der Fahrbahndecke und der Tragfähigkeit (E-Modul) des Untergrundes [133]. Durch die Veränderung von Fallhöhe und Fallgewicht kann die Belastung zwischen 5 und 250 kN variiert werden. Drei am Fallgerät angebrachte Gummikörper ermöglichen einen gedämpften Aufprall. Die Belastungszeit beträgt dabei 20 ... 30 ms. Die Belastungsplatte überträgt einen gleichmässigen Druck in die Fahrbahn. Die Standardbelastungsplatte hat einen Durchmesser von 300 mm. Eine Gummipatte, welche an der Unterseite der Belastungsplatte montiert ist, gewährleistet den bestmöglichen Kontakt zur Fahrbahnoberfläche.

Die Vorrichtung ist mit einer unmittelbar auf der Belastungsplatte angeordneten Kraftmessdose, einem Temperaturmessgeber und 9 Geschwindigkeitsaufnehmern (Geophone) ausgestattet. Einer der Geschwindigkeitsaufnehmer sowie die Messzelle sind in der Platte angeordnet. Die restlichen Geophone befinden sich auf einem Messgestell in bestimmtem Abstand von der Plattenmitte. Aufgrund der Vielzahl der Geophone ist eine Aufzeichnung der gesamten Verformungslinie möglich (Abb. 4.63). Eine Messung besteht aus dreimaliger Wiederholung der Impulsanregung, wobei der dritte Wert dann abgespeichert wird, wenn die Differenz zu dem vorhergehenden Wert kleiner 5 % beträgt. Die Ergebnisse der Messwerte liefern die Stationierung der einzelnen Messpunkte sowie im Idealfall die dynamischen Elastizitätsmoduli  $E_0$  der einzelnen Schichten und des Untergrundes unter Berücksichtigung des Einflusses vorhandener Beläge.

Das Dynamische Fallgewichtsgerät liefert im Idealfall die dynamischen Elastizitätsmoduli der einzelnen Schichten und des Untergrundes. Prinzipiell können Fallgewichtsdeflexionsmessungen auf allen vorkommenden Fahrbahndecken und auch auf ungebundenem Material vorgenommen werden. Die Methode eignet sich aber insbesondere für die Zustandsbestimmung bei bestehenden Strassen mit Belägen. Im vorliegenden Fall der Versuchspiste ohne Belag stiess die Messmethode aber an ihre Grenzen. Die Tabelle 44 (Abb. 4.64) enthält die auf der 3. Foundationsschicht in der Belastungsachse der Druckplatte ermittelten Elastizitätsmoduli  $E_0$  für die Grundbelastungen 105, 155, 205 und 325 kPa, welche untereinander nur relativ geringe Unterschiede zeigen.

Profil	Axe [m]	Muster Nr.	Geokunststoff	105 kPa $E_0$ [MPa]	155 kPa $E_0$ [MPa]	205 kPa $E_0$ [MPa]	325 kPa $E_0$ [MPa]
1-1	2	45	PP-Bändchengewebe	40	50	52	49
1-2	6			69	71	75	64
2-1	10	28	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter		38	52	46
2-2	14			68	76	79	82
3-1	18	42	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	75	76	73	61
3-2	22			34	47	54	50
4-1	26	42 + 40	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter + Vlies	57	65	67	60
4-2	30			49	59	63	59
5-1	34	32 + 40	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter + Vlies	124	125	119	110
5-2	38			61	67	68	63
6-1	42	32	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	108	103	103	94
6-2	46			53	65	66	62
7-1	50	46	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	73	81	85	84
7-2	54			36	47	53	49
8-1	58	46 + 40	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn + Vlies	40	48	51	48
8-2	62			48	52	54	51
9-1	66	27	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter + Vlies	29	37	43	42
9-2	70			29	36	38	38
10-1	74	02	PP-Bändchengewebe	54	60	61	53
10-2	78			35	45	50	47
11-1	82	44	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	65	67	66	58
11-2	86			46	50	52	53
12-1	90	41	PP-Endlosfaservlies vernadelt	60	64	66	69
12-2	94			59	63	66	65
V1-1	122	40	PP-Endlosfaservlies vernadelt	47	57	64	59
V1-2	126			45	52	64	64
V2-1	130		kein Geokunststoff	69	71	76	74
V2-2	134		kein Geokunststoff	84	90	91	90

Tabelle 44: E-Moduli, bestimmt mit der FWD-Messmethode (30.09.02)

Abb. 4.64:  $E_0$ -Werte des Dynamischen Fallgewichtesgerätes (FWD), im Vergleich zu den  $E_{V1}$ - und  $E_{V2}$ -Werten der 3. Foundationsschicht sowie den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

Die Kurven in Abb. 4.64 zeigen eine gewisse Ähnlichkeit mit den auf der 3. Schicht gemessenen  $E_{V2}$ -Werten (statischer Plattendruckversuch), mit Ausnahme der Spitzenwerte im Bereich der Felder 5, 6 und 7 (knotensteife Gitter). Es scheint, dass die offenen knotensteifen Gitter einen positiven Effekt haben und bei vergleichbaren Untergrundverhältnissen zu höheren  $E_0$ -Werten führen. Mit der Kombination Vlies und biaxial gestrecktes Gitter (Feld 8) wird keine Verbesserung erzielt.

#### 4.5.5 Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle

Um Qualitätsunterschiede zwischen einzelnen Abschnitten festzustellen, verspricht man sich von einer kontinuierlichen und flächendeckenden Messmethode die aussagefähigsten und effizientesten Messergebnisse. Die aufwändigen Einzelversuche mit Lastplatten (Plattendruckversuche) können auf ein Minimum reduziert werden und dienen dann der Kalibration der Messeinrichtung der Vibrationswalze.

Die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) ist eine Methode, die Tragfähigkeit eines verdichteten Bodens mit Hilfe des Bewegungsverhaltens der dynamisch erregten Bandage einer Walze zu messen [132]. Die Walze ist somit nicht nur Verdichtungsgerät, sondern gleichzeitig auch Messinstrument. Folglich ist es möglich, den Verdichtungsprozess kontinuierlich zu überwachen und zu dokumentieren.

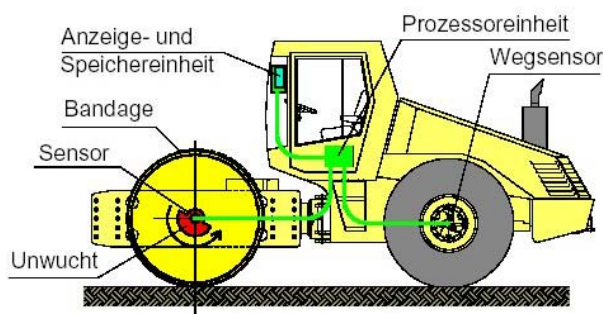


Abb. 4.65: Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle FDVK (Bomag)

Bei Vibrationswalzen versetzen rotierende Unwuchtmassen während der Verdichtungsfahrt die Bandage in Schwingungen (Abb. 4.65). In der Achse der Trommel befindet sich eine Unwucht, die eine Drehbewegung mit einer bestimmten Frequenz ausführt. Diese verursacht eine translatorische Schwingung, deren Resultierende zu jedem Zeitpunkt - aufgrund der kreisförmigen Bewegung - in eine andere Richtung weist. Die Erregerbeschleunigung ist in jeder Richtung gleich gross. Der ständige Austausch zwischen der Bewegungsenergie der Bandage und der des Schwingungssystems Boden - Walze führt zur Verdichtung des Bodens, wobei sich die Steifigkeit des Bodens und die Dämpfung des Schwingungssystems mit zunehmender Verdichtung ändern.

Das Grundprinzip der FDVK beruht auf der Wechselwirkung zwischen der dynamisch erregten Bandage und dem zu prüfenden Boden [132]. Bei einer frei schwingenden Bandage erzeugen die rotierenden Unwuchten jeweils harmonische Beschleunigungssignale. Bei Bodenkontakt kommt es zur Verzerrung dieser Signale. Sie sind zwar im Allgemeinen weiterhin periodisch, jedoch nicht mehr harmonisch. Bei höherer Verdichtung werden die Böden steifer, die Bodenreaktionskraft steigt an und die Verzerrung der Messsignale nimmt zu. Zwischen dem Ausmass der Verzerrung der Messsignale und der Bodensteifigkeit kann bei Kenntnis des dynamischen Verhaltens der Walze ein Zusammenhang hergestellt werden. Daher kann die FDVK zur Überprüfung der Verdichtung herangezogen werden. Die Messtiefe ist dabei grösser als die Verdichtungstiefe und reicht im konkreten Fall bis in den weichen Untergrund. Messwerte werden als  $E_{vib}$  bezeichnet.

Abb. 4.66 und Abb. 4.67 zeigen die Ergebnisse der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle. Zwischen Feld 12 und V1 (m 96 ... 120) sowie am Ende der Piste ab m 136 beträgt die Dicke der 2. Schicht ca. 0.4 m und nicht 0.2 m wie bei den Versuchsfeldern. Auf der 3. Schicht sind die  $E_{vib}$ -Werte (Ergebnisse der jeweils letzten, d.h. 4. Überfahrt links und rechts) deutlich ausgeglichener. Hohe Werte wurden mit einer Gesamtschichtstärke von ca. 0.8 m gemessen. Die Unterschiede links und rechts im Bereich der Felder 11 und 12 sind auf eine fehlende Stützung auf der linken Seite der Piste zurückzuführen, welche ein Ausweichen der Schüttung unter der Vibration der Walze ermöglichte. Auffallend sind die tiefen Werte im Feld V2 ohne Geokunststoff.

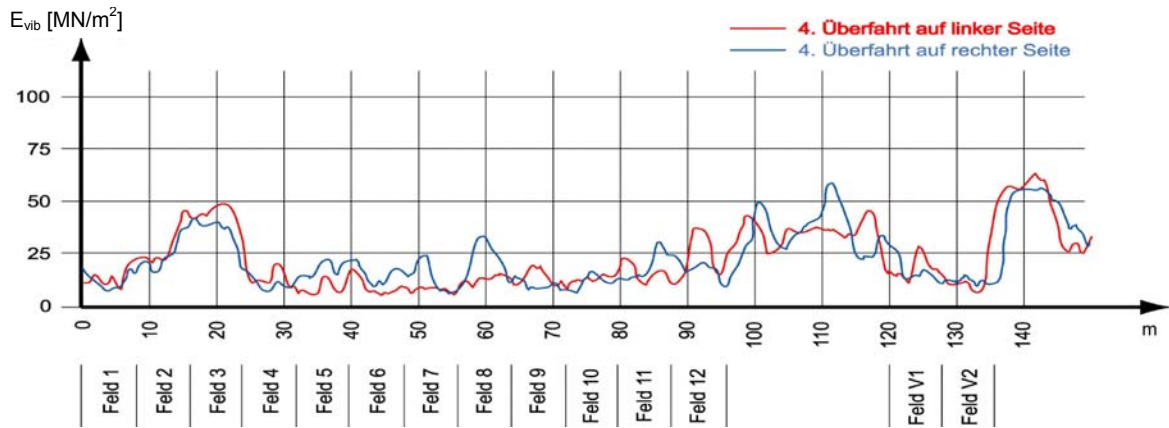


Abb. 4.66: Ergebnisse der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle auf der 2. Schicht

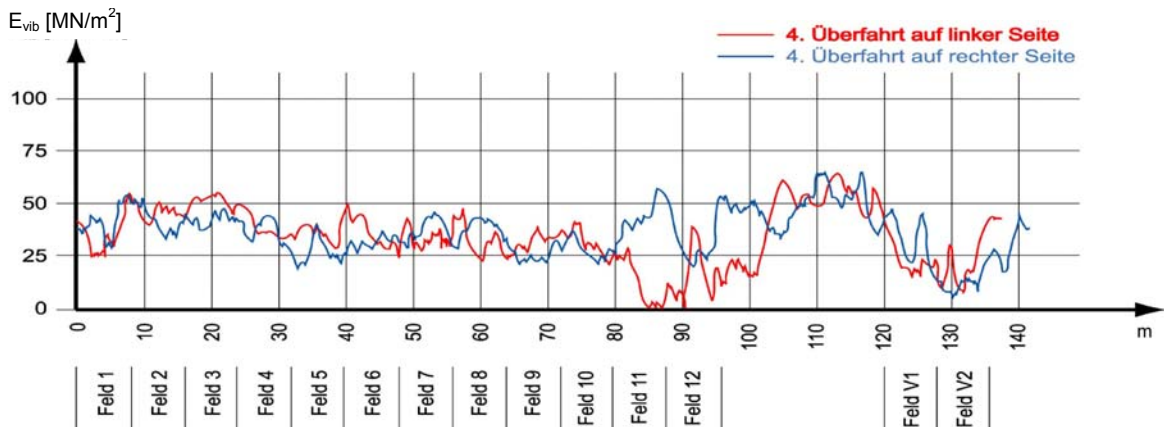


Abb. 4.67: Ergebnisse der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle auf der 3. Schicht

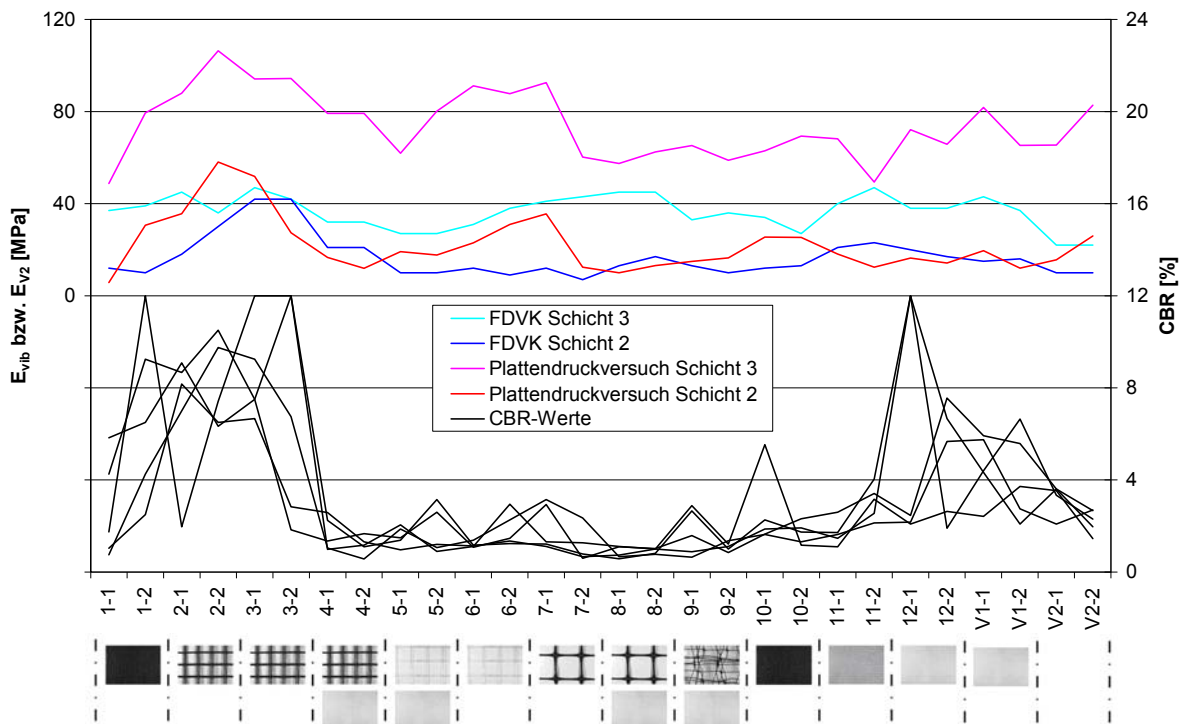


Abb. 4.68:  $E_{vib}$ -Werte der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK), im Vergleich zu den  $E_{v2}$ -Werten auf der 2. und 3. Fundamentalschicht sowie den gewichteten CBR-Werten nach dem Rückbau der Piste

In Abb. 4.68 werden die erzielten Verdichtungswerte (E-Moduli) mit den Bodeneigenschaften in Bezug gesetzt, welche durch die gewichteten CBR-Werte in der Achse im Bereich der jeweiligen Plattendruckversuche charakterisiert sind. Die mit der Walze bei der jeweils 4. (letzten) Überfahrt links und rechts gemessenen  $E_{\text{vib}}$ -Werte zeigen auf der 2. Schicht ein deutliches Abbild der Untergrundeigenschaften. Dabei gibt es eine gewisse Analogie zu den auf der 2. Schicht gemessenen  $E_{\text{V}2}$ -Werten, wobei sich aber keine Erhöhung über den Feldern 5 ... 7 abzeichnete. Die  $E_{\text{vib}}$ -Werte der 3. Schicht sind insgesamt deutlich geringer als die mit dem Plattendruckversuch gemessenen  $E_{\text{V}2}$ -Werte. Dies mag daher rühren, dass mit der Walze ein bedeutender Anteil Untergrund mitgemessen wurde, während dieser Einfluss beim Plattendruckversuch infolge der begrenzten Eindringtiefe vernachlässigt werden kann. Markante produktespezifische Einflüsse konnten nicht festgestellt werden.

#### 4.5.6 Interpretation der Verdichtungsmessungen

Die Verdichtung wird bei dünnen Schichten primär von den Untergrundeigenschaften beeinflusst. Auf einem weichen Untergrund werden in der Bewehrung Dehnungen und damit Kräfte erzeugt, welche aber zu gering sind, um den dynamischen Kräften der Walze wirksam entgegen zu wirken. Die Verdichtungsenergie verpufft auch mit einer Bewehrung zur Hauptsache im weichen, nachgiebigen Untergrund.

Die mit dem statischen Plattendruckversuch gemessenen  $E_{\text{V}1}$ - und  $E_{\text{V}2}$ -Werte sowie die  $E_{\text{vib}}$ -Werte der Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (Walze) müssen im Zusammenhang mit den örtlichen Bodeneigenschaften (CBR-Werte) betrachtet werden, um den Einfluss einer Bewehrung beurteilen zu können. Die Suche nach einer statistisch gesicherten Korrelation führte zu keinem vernünftigen Ergebnis. Ein subjektiver Vergleich der E-Moduli mit den CBR-Werten gibt aber dennoch Hinweise auf die Wirkung einer Bewehrung auf die Verdichtung.

Die  $E_{\text{V}2}$ - und  $E_{\text{vib}}$ -Werte der Foundationsschicht zeigen eine deutliche Abhängigkeit vom CBR-Wert des Untergrundes (0). Am deutlichsten tritt diese Abhängigkeit bei der 2. Schicht (0.4 m) auf, welche mit der 8t-Walze dynamisch verdichtet wurde. Augenfällig ist auch der Einfluss der grösseren Schichtdicke (0.6 m) zwischen m 96 und m 120 sowie ab m 136. Auf der 3. Schicht (0.6 m) ist die Abhängigkeit des  $E_{\text{vib}}$ -Wertes von den Untergrundeigenschaften nicht mehr so ausgeprägt. Mehr Einfluss hat offenbar die grössere Schichtdicke (0.8 m) zwischen m 96 und m 120.

Die  $E_{\text{V}1}$ -Werte zeigen auf der 1. Schicht (mit 3 t Walze statisch verdichtet) eine leichte Abhängigkeit von den Untergrundeigenschaften. Dabei wurden in den Testfeldern V1 und V2 trotz höheren CBR-Werten von im Mittel 3 % in etwa gleiche bzw. niedrigere  $E_{\text{V}1}$ -Werte gemessen als auf den Feldern 4 ... 9 mit Bewehrungsgeokunststoffen und CBR-Werten von lediglich 0.7 ... 1.5 %.

Bei den  $E_{\text{V}2}$ -Werten zeigt sich ein ähnliches Bild, wobei im Bereich der Felder 2 und 3 bei CBR-Werten von 6 ... 8 % deutlich höhere Werte als in den übrigen Bereichen gemessen wurden. Dies hängt unter anderem damit zusammen, dass der Einflussbereich der Druckplatte auf der 1. Schicht mit 0.2 m Dicke noch deutlich in den Untergrund reicht und damit für das Setzungsmass mitentscheidend ist. In Abschnitt 4.5.2 wurde darauf hingewiesen, dass das Verhältnis  $E_{\text{V}2}/E_{\text{V}1}$  in den Feldern mit weichem Untergrund und einer Bewehrung deutlich kleiner ist als in den Bereichen mit festerem Untergrund und/oder ohne Bewehrung.

Die 2. Schicht wurde mit der 8 t Vibrowalze dynamisch verdichtet, wobei wegen dem weichen Untergrund nur ein Teil der Vibrationsenergie nach unten geleitet wurde. Alle Verdichtungswerte (E-Moduli) zeigen eine deutliche Abhängigkeit vom Untergrund (CBR-Wert). Insbesondere die mit der Walze direkt ermittelten  $E_{\text{vib}}$ -Werte lassen keine Abhängigkeit von den verschiedenen Geokunststoffen erkennen, ausser dass in den Feldern V1 (nur Trennvlies) und V2 (ohne Geokunststoff) trotz höheren CBR-Werten von ca. 3 % in etwa gleiche Werte wie auf den Feldern 4 ... 9 mit Bewehrungsgeokunststoffen und CBR-Werten von lediglich 0.7 ... 1.5 % gemessen wurden.

Auffallend sind die im Vergleich höheren  $E_{\text{V}1}$ - und  $E_{\text{V}2}$ -Werte in den Feldern mit Geogittern oder dehnstreifem Bändchengewebe, wobei die Werte bei den Gittern ohne Vliesunterlage in der Tendenz höher sind. Die tiefen Werte beim gestreckten Gitter mit Vliesunterlage (Feld 8) dürften von den insgesamt kleinsten Festigkeitswerten des Untergrundes (CBR-Werte gewichtet 0.7 %, Oberflächenschicht allein teils unter 0.5 %) beeinflusst sein und sind daher kaum produktespezifisch.

Profil	Axe	Geokunststoff	CBR	$E_{V1}$ S 1	$E_{V2}$ S 1	$E_{V1}$ S 2	$E_{V2}$ S 2	$E_{V1}$ S 3	$E_{V2}$ S 3	$E_{vib}$ S 2	$E_{vib}$ S 3	$\Delta E_{V1}$ S 2	$\Delta E_{V2}$ S 2	$\Delta E_{V1}$ S 3	$\Delta E_{V2}$ S 3
	m		%	MPa								MPa $cm^{-1}$			
1-1	2	PP-Bändchengewebe	1.0	1.4	6.8	2.2	5.7	10.4	48.8	11.0	36.5	0.04	-0.05	0.32	1.66
1-2	6		2.5	1.7	7.1	6.3	30.7	11.2	79.4	12.5	39.5	0.31	1.57	0.24	2.44
2-1	10	PVC-beschichtetes gerascheltes PET-Gitter	8.2	2.5	16.0	6.8	35.7	14.3	88.0	19.0	43.0	0.36	1.64	0.38	2.61
2-2	14		6.5	4.0	28.5	9.9	58.0	21.8	106.3	31.0	43.5	0.45	2.27	0.54	2.20
3-1	18	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter	6.7	4.1	17.5	10.7	51.8	19.1	94.2	40.5	46.0	0.31	1.63	0.42	2.12
3-2	22		2.8	2.2	7.3	7.8	27.3	14.8	94.3	34.0	45.5	0.33	1.18	0.44	4.19
4-1	26	PVC-beschichtetes gerascheltes PVA-Gitter + Vlies	2.6	2.7	9.7	4.2	16.6	12.2	79.2	16.5	42.5	0.09	0.41	0.40	3.13
4-2	30		1.3	1.8	6.2	4.4	11.9	16.0	79.3	14.0	40.0	0.17	0.38	0.46	2.70
5-1	34	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter + Vlies	1.0	1.6	8.3	5.8	19.2	18.8	61.9	13.0	36.5	0.32	0.84	0.52	1.71
5-2	38		1.2	1.8	6.1	5.9	17.7	17.1	80.2	12.0	35.5	0.23	0.64	0.47	2.60
6-1	42	Gelegtes und verschweisstes PET-Gitter	1.1	2.6	7.2	6.6	23.0	20.5	91.2	12.0	35.0	0.17	0.66	0.63	3.10
6-2	46		1.4	3.4	9.6	8.5	31.0	14.9	87.8	12.0	35.0	0.28	1.19	0.29	2.58
7-1	50	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn	1.1	2.8	9.9	9.8	35.6	16.0	92.5	13.0	35.5	0.32	1.17	0.34	3.16
7-2	54		0.7	1.7	4.7	4.4	12.4	12.2	60.2	15.0	35.0	0.12	0.35	0.44	2.65
8-1	58	Biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn + Vlies	0.7			3.1	10.0	14.8	57.4	15.0	35.0		-	0.59	2.37
8-2	62		1.0	2.2	5.6	3.8	13.1	11.8	62.4	14.5	33.5	0.08	0.38	0.40	2.47
9-1	66	5-lagiges biaxial gestrecktes PP-Gitter + Vlies	2.9	2.5	6.3	4.6	15.0	12.7	65.3	13.5	33.0	0.08	0.33	0.45	2.79
9-2	70		1.2	2.4	6.6	5.0	16.5	15.7	58.8	12.5	32.0	0.12	0.45	0.53	2.12
10-1	74	PP-Bändchengewebe	5.5	4.3	11.2	6.4	25.5	14.9	63.0	13.0	31.5	0.10	0.71	0.50	2.21
10-2	78		1.2	4.4	12.0	5.7	25.3	16.0	69.4	14.5	29.5	0.06	0.61	0.57	2.45
11-1	82	Mit PET-Multifilament verstärktes PP-Vlies	1.1	2.3	6.4	5.4	18.1	16.4	68.2	16.0	28.0	0.16	0.59	0.73	3.34
11-2	86		3.2	1.8	6.1	3.5	12.4	10.4	49.4	17.0	27.5	0.08	0.32	0.35	1.85
12-1	90	PP-Endlosfaservlies vernadelt	2.1	2.5	8.5	4.8	16.4	14.4	72.1	19.5	27.5	0.13	0.44	0.54	3.09
12-2	94		2.6	2.3	8.4	3.6	14.2	12.0	65.8	22.0	29.5	0.07	0.29	0.38	2.35
	100	+ 0.2 m Schichtstärke	12.0			8.4	47.0	18.5	95.1	28.0	34.5			0.51	2.41
	104		5.3			11.4	62.1	22.8	114.5	33.0	42.0			0.57	2.62
V1-1	122	PP-Endlosfaservlies vernadelt	2.4	1.7	9.9	4.8	19.6	15.8	81.8	22.0	29.5	0.14	0.44	0.55	3.11
V1-2	126		3.7	1.7	9.1	4.2	12.0	15.3	65.3	14.5	21.5	0.11	0.13	0.46	2.22
V2-1	130	kein Geokunststoff	3.5	1.7	8.4	5.0	15.6	13.8	65.4	10.5	19.0	0.24	0.51	0.40	2.27
V2-2	134		1.5	1.9	9.9	7.9	25.9	16.7	82.8	15.5	25.0	0.33	0.89	0.44	2.84
	138	+ 0.2 m Schichtstärke	4.3			10.1	62.7	16.8	92.7	53.5	29.0			0.33	1.50
	140					10.2	64.9			53.5	29.5				

Legende:

- kein Geokunststoff oder nur Trennvlies
- Geokunststoff geringer Dehnsteifigkeit
- CBR-Werte < 1.5 %

Tabelle 45: Verdichtungswerte für die Schichten 1 bis 3 (S 1, S 2, S 3)

Die Zunahme der  $E_{V1}$ - bzw.  $E_{V2}$ -Werte auf der 2. Schicht ist primär abhängig von den Untergrundeigenschaften (CBR-Wert). Weist der Untergrund CBR-Werte von über 6 % auf, was einer normalen Planumsqualität entspricht, kann eine Zunahme der Werte pro cm Schüttung um ca. 0.4 MPa für den  $E_{V1}$ -Wert und 2.0 MPa für den  $E_{V2}$ -Wert erreicht werden, was praktisch den Werten für die Schicht 3 entspricht. Bei tieferen CBR-Werten liegen diese Werte bei ca. 0.1 ... 0.2 MPa ( $E_{V1}$ ) bzw. 0.4 ... 0.7 MPa ( $E_{V2}$ ).

Die mit der Walze gemessenen  $E_{vib}$ -Werte auf der 3. Schicht sind gegenüber jenen auf der 2. Schicht deutlich ausgeglichener. Der Einfluss des Untergrundes macht sich nur noch gedämpft bemerkbar. Dies hat damit zu tun, dass durch die grössere Schichtdicke von 0.6 m gegenüber 0.4 m bedeutend weniger Verdichtungsenergie den Untergrund erreicht. Markant sind die relativ geringen  $E_{vib}$ -Werte auf den Feldern V1 mit Trenngeokunststoff und V2 ohne Geokunststoff. Gegenüber den Werten auf der Schicht 2 konnte hier kaum noch eine Steigerung erreicht werden. Steigerungen des  $E_{vib}$ -Wertes wurden vor allem in den Feldern 3 ... 10 mit weichem Untergrund und Bewehrung erzielt.

Die Zunahme pro cm Schichtstärke beträgt für den  $E_{V1}$ -Wert ca. 0.5 MPa und für den  $E_{V2}$ -Wert ca. 2.5 MPa. Erfahrungswerte für die Zunahme des  $E_{V1}$ -Wertes liegen mit einer optimalen Verdichtung bei ca. 0.7 MPa $cm^{-1}$  für Kiessand „rund“ und bei ca. 1 MPa $cm^{-1}$  für Kiessand „gebrochen“. Die im Versuch mit dem Recyclingmaterial gemessenen Werte sind deutlich geringer. Dies deutet darauf hin,

dass der weiche Untergrund auch mit einer Überschüttung von 0.6 m keine optimale Verdichtung erlaubte. Hierfür sind die erwähnten schlechten Verdichtungseigenschaften des gebrochenen Recyclingmaterials mitverantwortlich, ansonsten hätten zumindest in den Bereichen mit festerem Untergrund und einer grösseren Schichtdicke von 0.8 m (Pistenbereich zwischen den Versuchsfeldern) höhere Endwerte erzielt werden müssen.

## 4.6 Spurrinnen

### 4.6.1 Ausmessen der Spurrinnen

Um eine exakte Vermessung der Spurrinnen auf den eingebauten Schichten sowie nach dem Rückbau der Piste im Untergrund (Planum) zu ermöglichen, wurde ein Messverfahren entwickelt, das mit einfachen Mitteln eine verhältnismässig hohe Genauigkeit liefert. Aus einem hohlen, quadratischen Aluminium-Profil wurde eine Messlatte hergestellt, welche im Abstand von 0.1 m durchgehende Löcher aufweist. Durch diese Löcher werden Messstäbe geführt und der Überstand zur Latte gemessen, aus welchem der Abstand von der Latte zur Bodenoberfläche berechnet werden kann (Abb. 4.69).



Abb. 4.69: Ausmessen der Spurrinnen

Die Profile, gemäss Abschnitt 4.3.4, wurden links und rechts mit in Lage und Höhe eingemessenen Pfosten versehen, auf welche die Latte zur Vermessung der Spurrinnen gelegt wurde. Periodisch wurden die Höhe und vereinzelt auch die Lage der Pfosten kontrolliert, um gegebenenfalls Messwertkorrekturen vornehmen zu können. Im Bereich der Spurrinnen wurden die Messungen im Abstand von 0.1 m und seitlich sowie in der Mitte der Piste im Abstand von 0.2 m ausgeführt. Daraus ergeben sich pro Profil und Messung 33 Messpunkte, welche von Hand aufgenommen wurden. Das Messprogramm wurde gemäss Tabelle 46 ausgeführt, wobei aus Zeitgründen auf der ersten Schicht nach 2 LKW-Durchfahrten (21.08.02) teilweise pro Feld nur ein Profil gemessen wurde.

Datum	Pistenzustand
15.08.02	Planum vor dem Schütten der Piste
15.08.02	Schicht 1 statisch abgewalzt
21.08.02	Schicht 1 nach 2 Fahrten mit LKW leer 13 t
22.08.02	Schicht 1 nach weiteren 6 Fahrten mit LKW leer 13 t (Versuchsfelder V1, V2 nur 2 Fahrten)
29.08.02	Schicht 2 geschüttet
29.08.02	Schicht 2 dynamisch verdichtet
03.09.02	Schicht 2 nach 10 Fahrten LKW 22 t
03.09.02	Schicht 2 nach weiteren 10 Fahrten LKW 28 t
11.09.02	Schicht 3 geschüttet
11.09.02	Schicht 3 dynamisch verdichtet
02.10.02	Schicht 3 nach 11 Fahrten LKW 28 t
03.10.02	Schicht 3 nach weiteren 50 Fahrten LKW 28 t
04.10.02	Planum nach Rückbau Piste

Tabelle 46: Messungen der Spurrinnenbildung

#### 4.6.2 Auswertung der Profilmessungen

Abb. 4.70 (Profil V1-2, mit Trennvlies), Abb. 4.71 (Profil 1-1, Bändchengewebe, Zugfestigkeit 30 kNm<sup>-1</sup>) und Abb. 4.72 (Profil 5-1, gelegtes PET-Geogitter) zeigen drei typische Beispiele für die Spurrinnenbildung auf weichem Untergrund ohne Bewehrung (Abb. 4.70), mit relativ schwacher Bewehrung (Abb. 4.71) und mit einer relativ dehnsteifen Bewehrung (Abb. 4.72).

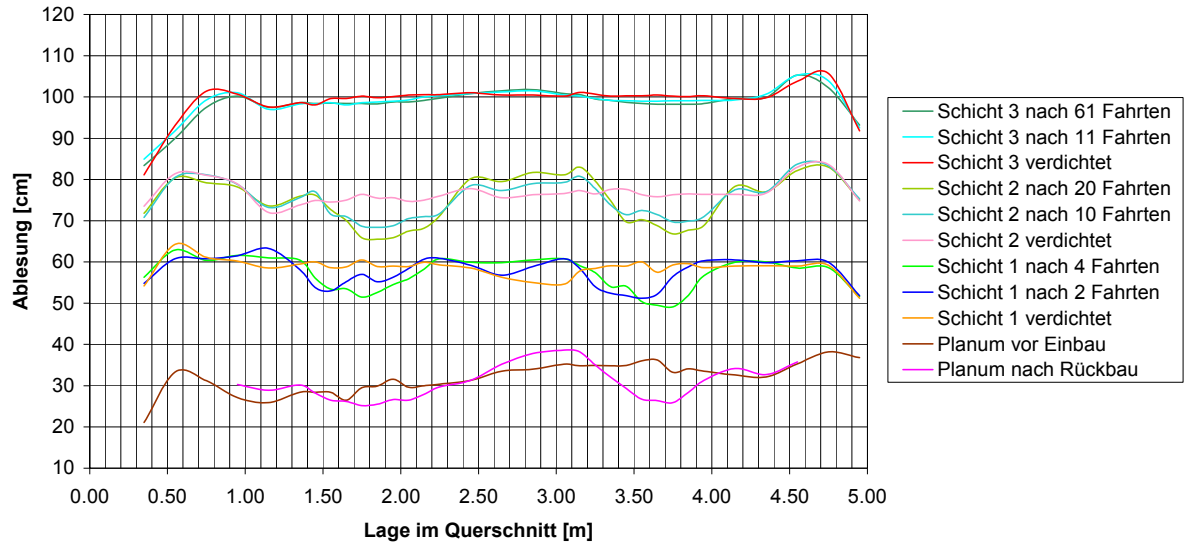


Abb. 4.70: Spurrinnenbildung ohne Bewehrung (Feld V1-2, Trennvlies Nr. 40)

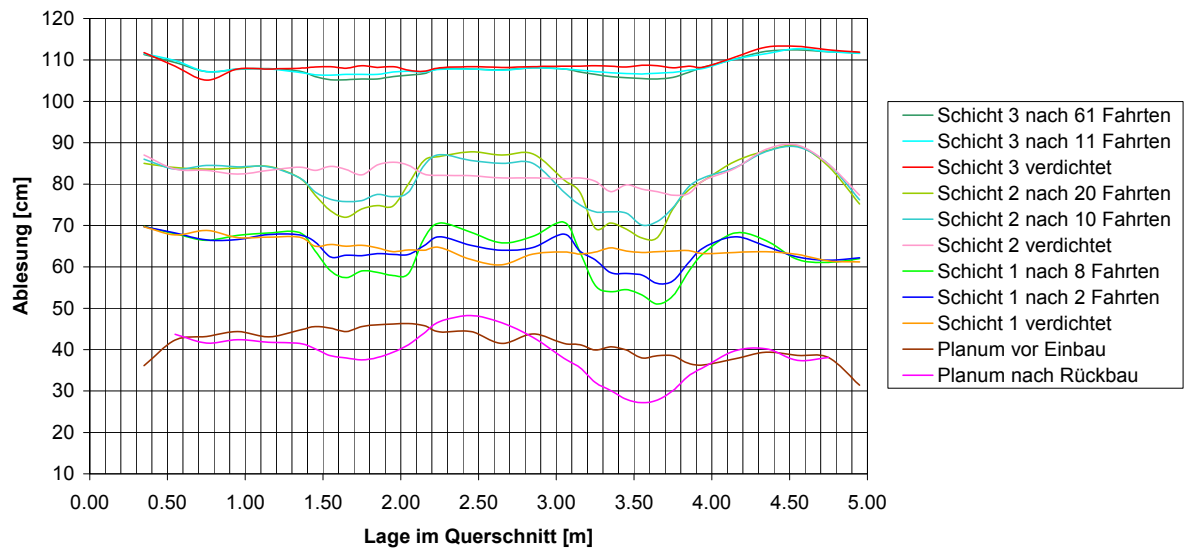


Abb. 4.71: Spurrinnenbildung mit schwacher Bewehrung (Feld 1-1, Bändchengewebe Nr. 02)

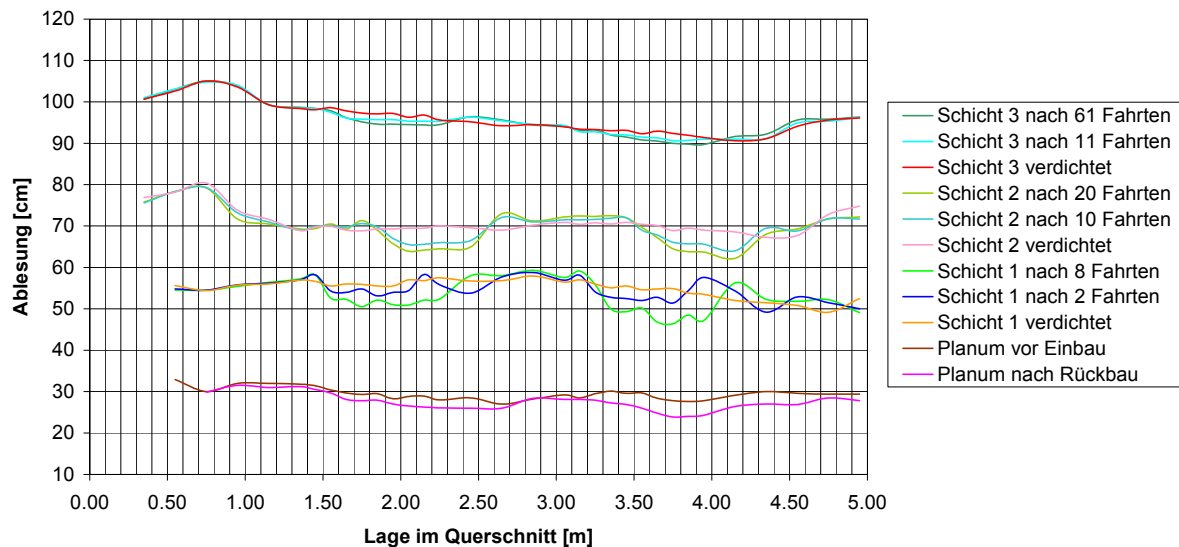


Abb. 4.72: Spurrinnenbildung mit dehnsteifer Bewehrung (Feld 5-1, Geogitter Nr. 32)

### 4.6.3 Eingebaute Schichtstärken

Aus der Differenz der Profilmessungen nach der Verdichtung der 1., 2. und 3. Fundamentalschicht, im Vergleich mit dem ursprünglichen Planum, wurde im Bereich der linken und rechten Spur der Versuchspiste grafisch die jeweilige lokale Schichtstärke (in verdichtetem Zustand) ermittelt (Tabelle 47).

Profil	Axe [m]	Schicht 1 [cm]		Schicht 2 [cm]		Schicht 3 [cm]	
		links	rechts	links	rechts	links	rechts
1-1	2	18	20	22	20	25	30
1-2	6	30	25	15	15	22	22
2-1	10	28	29	12	11	22	22
2-2	14	25	25	15	13	23	24
3-1	18	25	26	18	17	18	19
3-2	22	30	25	16	17	19	20
4-1	26	29	24	12	18	27	21
4-2	30	24	22	16	15	27	25
5-1	34	28	27	15	14	27	22
5-2	38	25	28	20	17	25	23
6-1	42	25	22	22	22	23	23
6-2	46	20	23	23	18	19	19
7-1	50	23	24	22	21	25	17
7-2	54	25	22	23	22	19	18
8-1	58	20	25	21	22	21	18
8-2	62	25	23	19	21	21	19
9-1	66	23	22	25	26	19	19
9-2	70	20	22	25	18	20	22
10-1	74	30	20	20	22	17	16
10-2	78	24	24	21	19	18	19
11-1	82	28	23	19	22	18	18
11-2	86	24	25	19	20	18	18
12-1	90	25	24	22	20	15	18
12-2	94	21	20	21	19	20	19
V1-1	122	30	18	12	22	18	18
V1-2	126	25	25	20	15	25	25
V2-1	130	30	30	15	15	20	20
V2-2	134	28	20	14	22	22	18

Tabelle 47: Mächtigkeit der 1., 2. und 3. Schicht im Bereich der Fahrspuren (links, rechts)

#### 4.6.4 Ausbildung der Spurrinnen

Tabelle 48 liefert die maximalen Spurrinntiefen in Bezug auf die verdichtete Oberfläche vor dem Befahren mit dem LKW (Schichten 1, 2 und 3). Die nach dem Rückbau der Versuchspiste gemessenen Spurrinntiefen sind im Vergleich zum Ausgangsplanum (Untergrund) angegeben.

Schicht	1				2				3				Planum	
Fahrten	2		8 / 4		10		20		11		61		Alle	
Profil	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]	links [cm]	rechts [cm]
1-1	3	6	8	11	6	7	10	11	1.7	1.7	2.9	3.4	7	12
1-2	-	-	7	10	3	4	5	5.5	1.8	1.2	2.5	2.2	3	7
2-1	1.5	3	7	10	3	2.5	4	4	0.8	0.8	1.2	1.6	5	6
2-2	-	-	4.5	5	1.5	3	2.5	4	1.3	1.2	1.6	1.7	3	2
3-1	1.5	2	5	6	1.5	3	2	4	0.7	0.5	0.9	1.1	1	2
3-2	-	-	5	4	3	3	4	5	0.8	1.2	1.5	1.5	1	1
4-1	3.5	3	7	12	3	5	4	8.5	1.6	1.6	2.4	2.4	0	3
4-2	-	-	3.5	11	5	4	6	7.5	0.8	1.2	1.7	2	2	4
5-1	2.5	3	6	7	4	4	6.5	6.5	1.6	1.2	2.4	2	2	3
5-2	-	-	5	8	2.5	5	5	7.5	1.5	1.6	1.7	2.4	3	4
6-1	3	1.5	5.5	4	4	3	5	6	1.1	1.5	1.8	2	2	4
6-2	-	-	4	3	2.5	2	4	3.5	1.6	0.9	2	1.4	2	3
7-1	1	1.5	3	3.5	3	3	5	4.5	1.6	1	2.3	1.7	2	3
7-2	-	-	4	5	5	4	8	5.5	1.6	1.2	2.3	1.7	4	3
8-1	-	-	5	4	5.5	4	8	7.5	2	1.6	3.6	2.8	6	7
8-2	1	3	2	4.5	4	4	6.5	7.5	1.6	1.8	2.4	3.2	5	7
9-1	1	1	5	4	4	5.5	5	8	1.6	0.9	2.4	2.4	4	5
9-2	2	3	3	5	5	4	7	5.5	2.4	1.6	3.2	3	5	5
10-1	2	1.5	3	5	3	3	4	4.5	1.6	1.5	2.5	2.8	3	2
10-2	1	1	4	3	4	4	5.5	5	1.6	1.2	2.3	2.4	2	3
11-1	1	4	6	2	5	3	6	5	0.9	0.9	2.2	2.2	3	2
11-2	2	1	4	2.5	4	3.5	5.5	6.5	1.2	1.8	2.5	3.4	2	3
12-1	1	1	4	5	5	5	5.5	6.5	1.2	1.6	2.2	2.7	3	4
12-2	2	2	6	4	4	4	7	5.5	1.2	1.3	2	2.5	8	5
V1-1	4	3.5	7.5	6	5	5	7.5	6.5	1.2	1	2.2	1.8	3	5
V1-2	4	8	7	9	6.5	6.5	9	8	1.4	1.1	1.6	1.9	5	10
V2-1	7	8	11	11	6.5	6.5	12.5	10	0.9	1.2	1.5	1.8	6	8
V2-2	5	6	8	10	3	4	13	13	1	0.9	1.7	1.7	4	4

Tabelle 48: Spurrinntiefen auf der 1., 2. und 3. Schicht, jeweils nach dem ersten und zweiten Befahrungsversuch

Abb. 4.73 und Abb. 4.74 zeigen die in der linken und der rechten Spur ermittelten maximalen Spurrinntiefen im Vergleich zum CBR-Wert der jeweiligen Pistenseite. Auf der 1. Schicht zeigen sich deutlich die extrem tiefen Spurrinnen in den Feldern V1 und V2, obwohl gegenüber den Feldern 4 ... 11 etwas bessere Untergrundverhältnisse vorhanden waren. Die Vorversuchsfelder V1 und V2 konnten auf der 1. Schicht nur 4 Mal befahren werden. Weitere Fahrten mit dem leeren LKW mit ca. 13 t Gesamtgewicht hätten insbesondere unter den Vorderrädern zu einem Einbrechen führen können.

Kritisch wurde nach insgesamt 8 Fahrten auf der 1. Schicht das Feld 1 mit dem relativ schwachen Bändchengewebe. In den Feldern 2 und 3 wurden trotz besseren Untergrundverhältnissen erhebliche Spurrinntiefen gemessen. Diese sind weitgehend durch die tiefen Spurrinnen der Nachbarfelder 1 und 4 verursacht, welche beim Befahren der dazwischenliegenden Feldern 2 und 3 zu einer erheblichen Zusatzbeanspruchung führten.

Die eher geringen Spurrinntiefen in den Feldern 9 ... 11 sind teilweise durch die leichte Kurvenform der Piste bedingt, welche das Halten der Spur erschwerte und eine seitliche Verteilung der Radlasten zur Folge hatte. Relativ geringe Spurrinntiefen wurden im Bereich der knotensteifen Geogitter ohne Vliesunterlage beobachtet (Felder 6 und 7). Generell sind die Spurrinntiefen auf der 1. Schicht grossen Schwankungen unterworfen und für weitergehende Auswertungen wenig aussagekräftig.

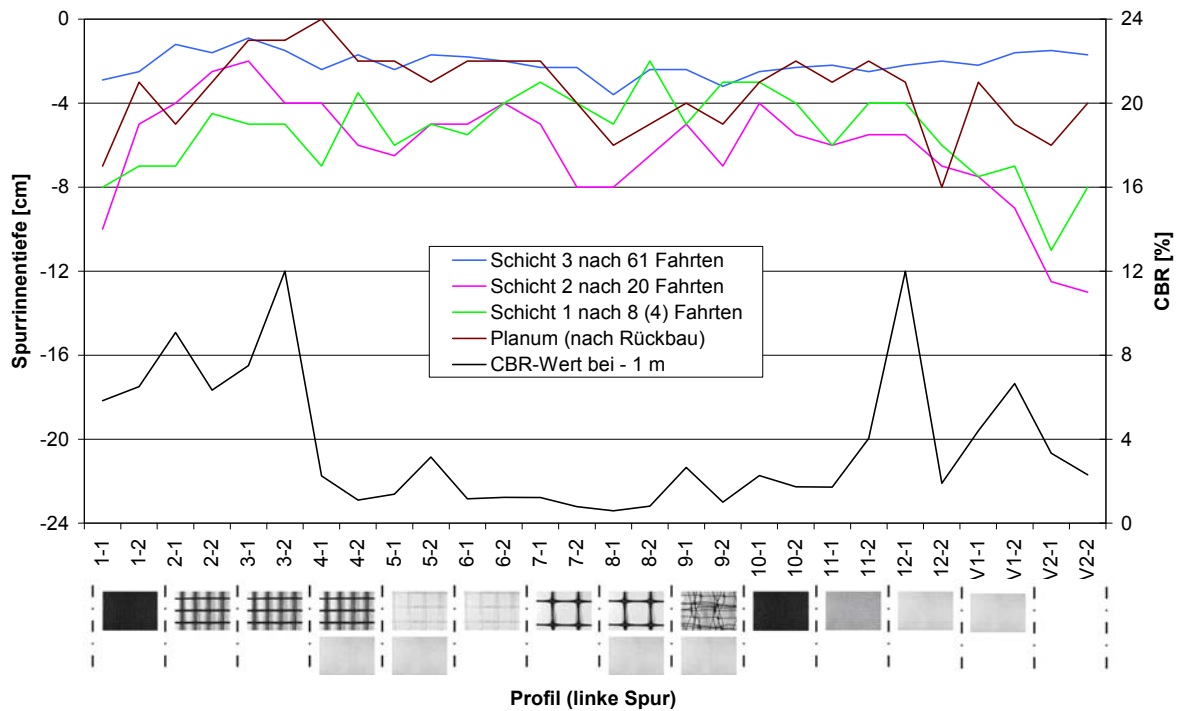


Abb. 4.73: Spurrinntiefen auf der linken Fahrspur, im Vergleich zum gewichteten CBR-Wert bei - 1.0 m nach dem Rückbau der Piste

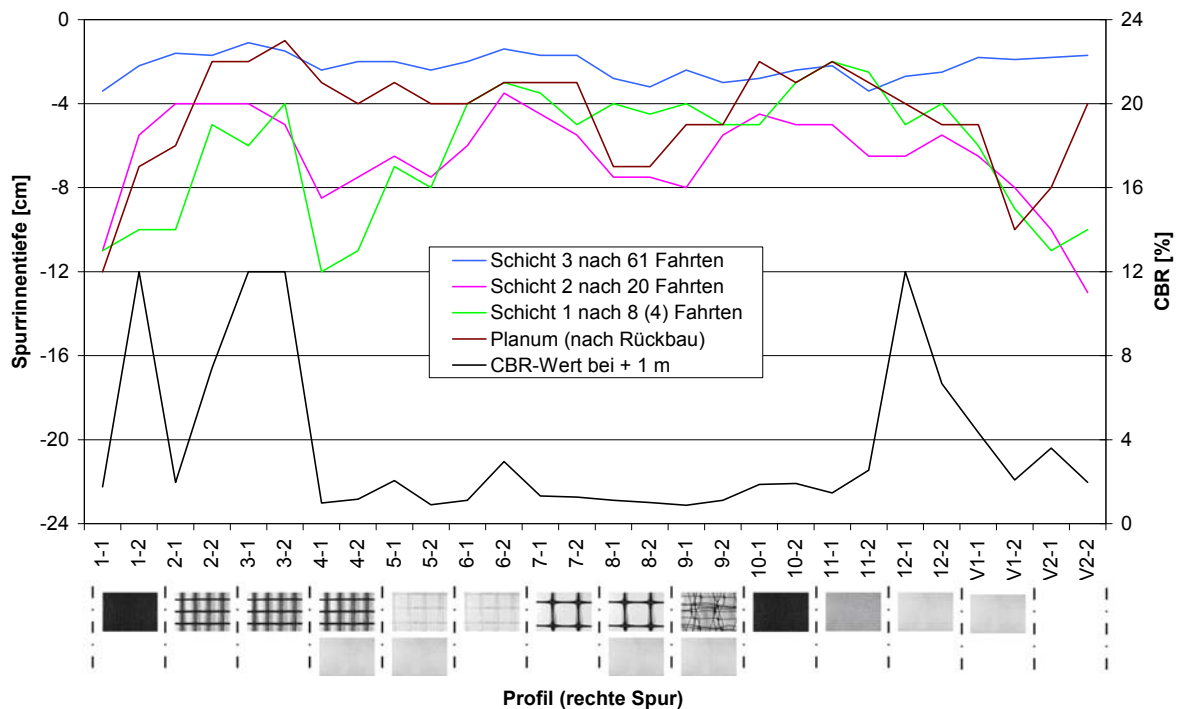


Abb. 4.74: Spurrinntiefen auf der rechten Fahrspur, im Vergleich zum gewichteten CBR-Wert bei + 1.0 m nach dem Rückbau der Piste

Auf der 2. Schicht macht sich die unterschiedliche, von der Tragfähigkeit des Untergrundes abhängige Verdichtung bemerkbar. Im Bereich mit den höchsten Verdichtungswerten (Felder 2 und 3 sowie teilweise Feld 1) wurden die kleinsten Spurrinntiefen gemessen. Erhöhte Tragfähigkeitswerte wie auch der Untergrund der Felder 12, V1 und V2 auf, was die Bildung von Spurrinnen aufgrund der besseren Verdichtung verzögern sollte. Trotzdem sind die Spurrinnen in den Feldern V1 und V2 sowie im Anfangsbereich von Feld 1 und damit in den Bereichen ohne Geokunststoff (Feld V2), mit nur einem

Trennvlies (Feld V1) sowie mit einem relativ schwachen Bändchengewebe (Feld 1) stark ausgeprägt. Bei schlechtem Untergrund wurden die geringsten Spurrinntiefen in den Feldern 6 und 7 mit knotensteifen Gittern ohne Vliesunterlage gemessen.

Auf der 3. Schicht sind die Spurrinntiefen der Felder V1 und V2 nicht repräsentativ, da dieser kurze Pistenteil nur im Schrittempo befahren werden konnte (vorwärts/rückwärts), während die übrige Piste mit einer Geschwindigkeit von ca.  $20 \text{ kmh}^{-1}$  durchfahren wurde. Kleine Spurrinnen zeigten sich in den Feldern 2 und 3 mit vergleichsweise besseren Untergrundverhältnissen sowie im Bereich der knotensteifen Gitter ohne Vliesunterlage (Felder 6 und 7). Etwas grössere Spurrinnen sind in den Feldern 8 ... 12 zu verzeichnen, wobei sich zumindest im Feld 12 der bessere Untergrund bemerkbar machte.

Im Untergrund wurden nach dem Rückbau der Piste relativ tiefe Spurrinnen in den Feldern V2 (kein Geokunststoff) und V1 (nur Trennvlies) sowie in den Feldern 1 (verhältnismässig schwaches Bändchengewebe) und 12 (Geovlies) festgestellt. Eine geringe Spurrinentiefe wurde in den Feldern 10 (hochzugfestes Bändchengewebe) und 11 (faserverstärktes Geovlies) gemessen, wobei in diesem leichten Kurvenbereich der Piste die Fahrspur seitlich variierte, was zu einer Belastungsverteilung und dadurch zu im Verhältnis breiteren, dafür aber weniger tiefen Spurrinnen führte. Unerwartet stark war die Spurrinnenausbildung im Bereich der Felder 8 und 9 (gestreckte Gitter, mit Vlies kombiniert). Diese Felder umfassten allerdings auch den Abschnitt mit der durchgehend geringsten Tragfähigkeit des Untergrundes, was sich auf die Spurrinnenbildung auswirkte. Im Feld 3 sowie in den direkt angrenzenden Randbereichen der Felder 2 und 4 sind die sehr geringen Spurrinntiefen auf die höhere Tragfähigkeit des Untergrundes zurückzuführen. In den Felder 4 ... 7 mit geraschelten, gelegten und gestreckten Geogittern war die Spurrinnenbildung trotz weichem Untergrund relativ klein.

Abb. 4.75 zeigt das Verhältnis der Spurrinntiefen nach der 2. Serie Durchfahrten zu jener nach der 1. Serie auf den Schichten 2 und 3. Die Ergebnisse auf der 2. Schicht zeigen ein ziemlich einheitliches Bild. Mit den zweiten 10 Durchfahrten haben sich die Spurrinnen mit Ausnahme von Feld V2 um den mittleren Faktor 1.5 ... 1.6 vertieft. Es gibt keine markanten Unterschiede, welche mit der Tragfähigkeit des Untergrundes oder der Art der Bewehrung korrelieren würden. Auf der 3. Schicht mit einem Verhältnis der Überfahrten von 61 (1. und 2. Serie) zu 11 (1. Serie) variiert der mittlere Faktor zwischen 1.6 ... 1.8. Die Ergebnisse der Felder V1 und V2 sind nicht repräsentativ, weil nicht die gleichen Fahrbedingungen (Geschwindigkeit) herrschten. Eher kleine Faktoren wurden im Bereich der Felder 5 ... 7 mit den knotensteifen Gittern gemessen. Die Gewebe und geraschelten Geogitter zeigten im Vergleich leicht höhere Werte.

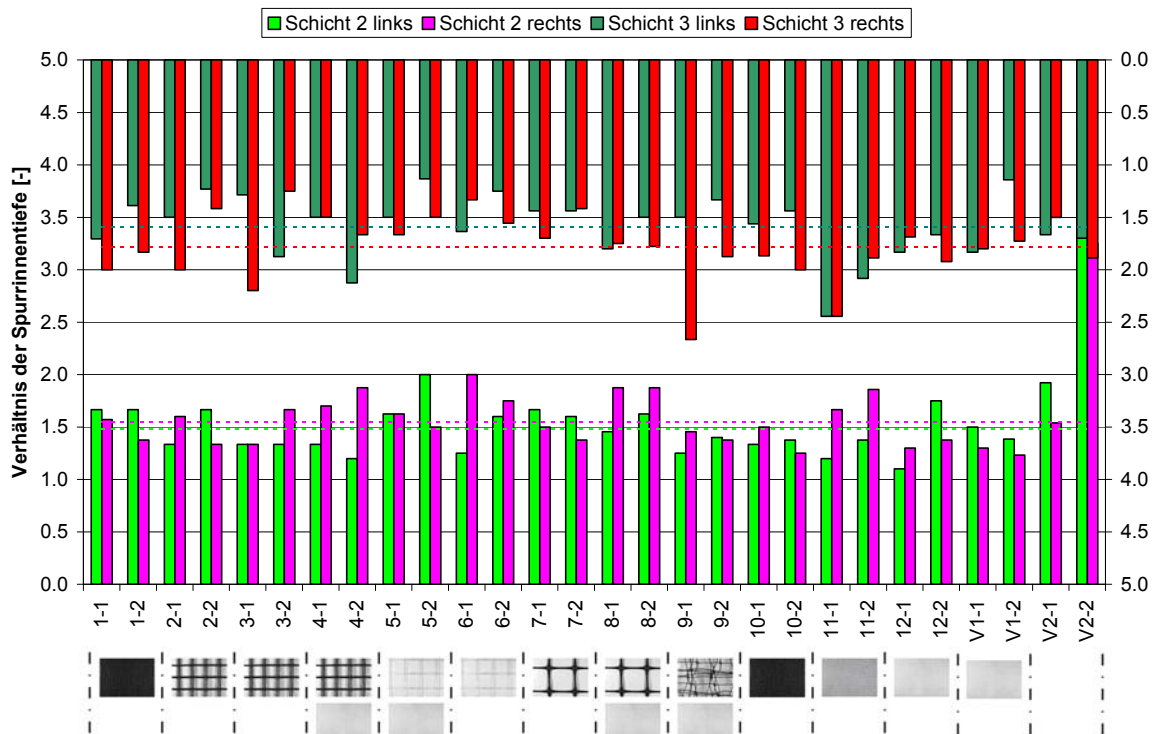


Abb. 4.75: Verhältnis der Spurrinntiefen nach der 2. Serie Überfahrten (2. Schicht: 20, 3. Schicht: 61) im Vergleich zur 1. Serie (2. Schicht: 10, 3. Schicht: 11)

Obwohl die Unterschiede im Verhältnis der Spurrinntentiefen relativ gering sind, lassen sie Aussagen über die Weiterentwicklung der Spurrinnen beim Befahren zu, da kleine Unterschiede mit der Zeit deutlicher zutage treten. Eine Bewehrung kann somit höchstwahrscheinlich die Ausbildung von Spurrinnen deutlich verzögern. Leider musste der Versuch aus Zeit- und Kostengründen nach 61 Fahrten auf der 3. Schicht abgebrochen werden, weshalb diese Annahme nicht verifiziert werden konnte. Nicht berücksichtigt wurde der Einfluss von Materialverdrängungen in der Schüttung selbst (Querrippenbildung bei unbefestigten Pisten).

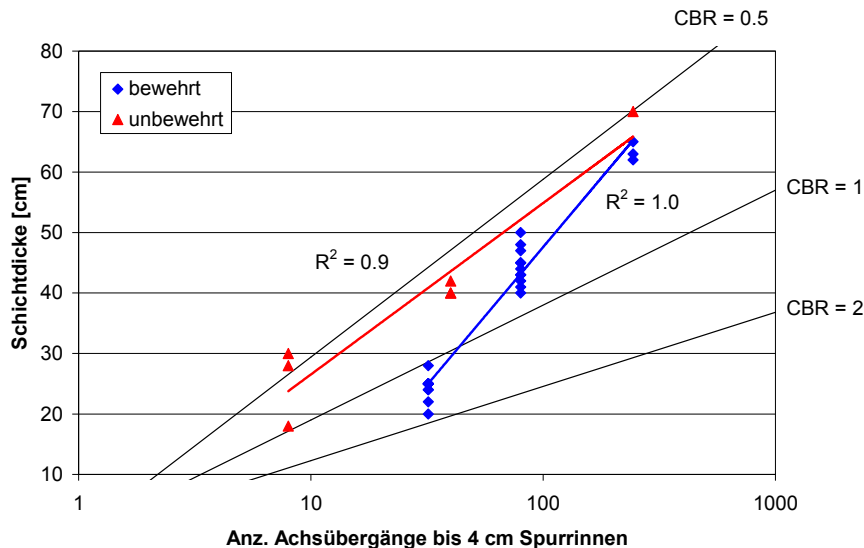


Abb. 4.76: Anzahl Achsübergänge bis zum Erreichen einer Spurrinntentiefe von 4 cm, in Abhängigkeit von der Schichtdicke. Die eingetragenen Geraden repräsentieren die je nach CBR-Wert des Untergrundes erforderliche Dicke einer unbewehrten Fundamentsschicht ohne festen Oberbau gemäss der empirischen Gleichung (3) aus Abschnitt 4.1

Abb. 4.76 enthält die in den einzelnen Testfeldern erfolgten Überfahrten bis zum Erreichen einer ungefährten Spurrinntentiefe von 4 cm, wobei als Bezugspunkt die ursprüngliche Fahrbahnoberfläche herangezogen wurde. Die Anzahl der Achsübergänge wurde mit den jeweiligen Schichtdicken verglichen. Daraus ist ersichtlich, dass der positive Einfluss der Bewehrung mit zunehmender Schichtstärke abnimmt und bei 60 cm bereits nicht mehr vorhanden ist. Vergleicht man die Resultate mit der je nach CBR-Wert des Untergrundes erforderlichen Dicke einer unbewehrten Fundamentsschicht gemäss der empirischen Gleichung (3) aus Abschnitt 4.1, kann die Verbesserung der Tragfähigkeit mit einer Erhöhung des CBR-Wertes um ca. 0.7 bis 1 % gleichgesetzt werden (für eine dünne Fundamentsschicht von ca. 40 cm).

#### 4.6.5 Verformungen im Untergrund

Zur Abschätzung der in den Geokunststoffen aufgetretenen Verformungen können die Deformationen, d.h. die Ausbildung der Spurrinnen im Untergrund herangezogen werden. Die Spurrinnen wurden für die Ermittlung der Verlängerung gemäss Abb. 4.77 durch die Strecken A-B, B-C und C-D grafisch angenähert. Aus dem Vergleich der „ursprünglichen“ Strecke A-D mit der „verdehnten“ Strecke A-B-C-D kann folgende relative Längenänderung berechnet werden:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L^{A-D}} = \frac{L^{A-B-C-D} - L^{A-D}}{L^{A-D}} = \frac{\sqrt{a^2 + d^2} + \sqrt{b^2 + (d-e)^2} + \sqrt{e^2 + c^2}}{a + b + c} - 1 \quad (4)$$

wobei

- $\varepsilon$  relative Längenänderung (Dehnung) des Geokunststoffs
- $\Delta L$  berechnete Längenänderung des Geokunststoffs
- $L^{A-D}$  Ausgangslänge zwischen Position A und D
- $L^{A-B-C-D}$  Endlänge zwischen Position A und D
- a ... e Distanzen gemäss Abb. 4.77, aus den jeweiligen Spurrinnendiagrammen herausgelesen

Die Ergebnisse des Berechnungsansatzes (4) sind in Tabelle 49 zusammengefasst.

Profil	a [cm]	b [cm]	c [cm]	d [cm]	e [cm]	L <sup>A-D</sup> [cm]	L <sup>A-B-C-D</sup> [cm]	$\Delta L/L^{A-D}$ [%]
1 - 1 L	45	35	35	6	7	115	116.1	0.96
1 - 1 R	60	30	30	13	13	120	124.1	3.41
1 - 2 L	20	35	35	2	4	90	90.4	0.43
1 - 2 R	45	25	45	7	6	115	116.0	0.83
2 - 1 L	45	40	15	4	3	100	100.5	0.49
2 - 1 R	45	45	55	5	5	145	145.5	0.35
2 - 2 L								
2 - 2 R	15	35	35	2	3	85	85.3	0.32
3 - 1 L	20	75	0	3	0	95	95.3	0.30
3 - 1 R	20	75	15	1	2	110	110.2	0.15
3 - 2 L	45	30	20	2	1	95	95.1	0.09
3 - 2 R	30	40	40	2	2	110	110.1	0.11
4 - 1 L	30	40	30	1	2	100	100.1	0.10
4 - 1 R	30	35	35	1	3	100	100.2	0.20
4 - 2 L	40	25	50	2	3	115	115.2	0.14
4 - 2 R	35	45	30	4	4	110	110.5	0.45
5 - 1 L	50	55	30	2	2	135	135.1	0.08
5 - 1 R	40	20	50	4	4	110	110.4	0.33
5 - 2 L	40	35	45	3	3	120	120.2	0.18
5 - 2 R	30	60	30	4	4	120	120.5	0.44
6 - 1 L	50	35	40	5	4	125	125.5	0.37
6 - 1 R	55	35	45	5	5	135	135.5	0.37
6 - 2 L	25	40	50	2	3	115	115.2	0.16
6 - 2 R	45	45	35	2	4	125	125.3	0.25
7 - 1 L	60	25	55	3	3	140	140.2	0.11
7 - 1 R	50	55	40	4	3	145	145.3	0.19
7 - 2 L	25	40	30	3	4	95	95.5	0.48
7 - 2 R	35	35	25	3	4	95	95.5	0.48
8 - 1 L	45	25	65	8	7	135	136.1	0.82
8 - 1 R	55	45	40	7	7	140	141.1	0.75
8 - 2 L	45	40	60	6	6	145	145.7	0.48
8 - 2 R	45	30	35	8	5	110	111.2	1.10
9 - 1 L	30	35	35	2	3	100	100.2	0.21
9 - 1 R	25	40	30	2	4	95	95.4	0.42
9 - 2 L	70	25	25	4	4	120	120.4	0.36
9 - 2 R	35	40	55	2	3	130	130.2	0.12
10 - 1 L	35	30	40	2	3	105	105.2	0.18
10 - 1 R	25	45	30	2	2	100	100.2	0.15
10 - 2 L	25	35	20	3	2	80	80.3	0.37
10 - 2 R	25	85	35	2	3	145	145.2	0.15
11 - 1 L	35	65	20	3	2	120	120.2	0.20
11 - 1 R	45	30	40	3	2	115	115.2	0.14
11 - 2 L	25	40	30	4	4	95	95.6	0.61
11 - 2 R	30	65	40	2	3	135	135.2	0.14
12 - 1 L	25	35	35	3	4	95	95.4	0.44
12 - 1 R	20	60	20	2	2	100	100.2	0.20
12 - 2 L	40	35	25	7	7	100	101.6	1.57
12 - 2 R	40	40	30	5	5	110	110.7	0.66
V1 - 1 L	25	25	35	2	3	85	85.2	0.27
V1 - 1 R	25	30	30	2	4	85	85.4	0.48
V1 - 2 L	20	35	25	4	4	80	80.7	0.89
V1 - 2 R	25	30	30	8	8	85	87.3	2.70
V2 - 1 L	35	20	50	6	6	105	105.9	0.83
V2 - 1 R	25	95	45	7	8	165	166.7	1.01
V2 - 2 L								
V2 - 2 R	25	65	40	4	5	130	130.6	0.49

Tabelle 49: Berechnung der Deformationen in den Spurrinnen

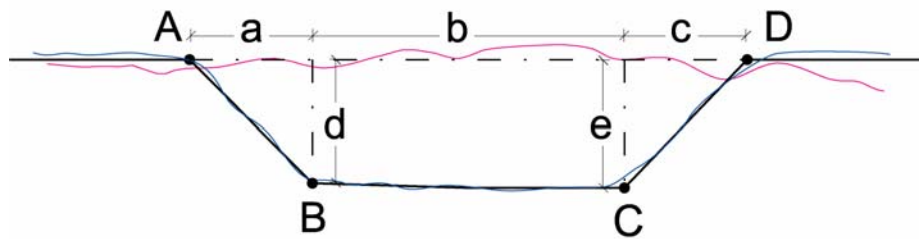


Abb. 4.77: Hilfskonstruktion zur Ermittlung der Spurringeometrie

In Abb. 4.78 sind Mittelwert und 95 % Vertrauensbereich der relativen Längenänderung  $\Delta L/L^{A-D}$  gemäss Tabelle 49 aufgezeichnet. Die grössten Deformationen sind demnach erwartungsgemäss in den Feldern 1 (schwaches Bändchengewebe), 12 (Geovlies), V1 (nur Trennvlies) und V2 (kein Geokunststoff) zu verzeichnen. Eher überraschend ist die starke Längenänderung in Feld 8, welche sich am ehesten durch ein Gleiten des gestreckten Geogitters auf der Vliesunterlage erklären lässt (Abschnitt 4.7).

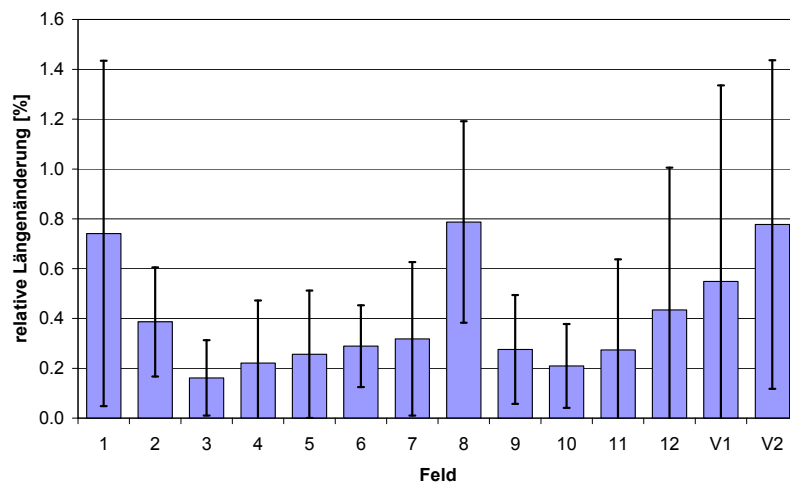


Abb. 4.78: Mittelwert und 95 % Vertrauensbereich der relativen Längenänderung je Versuchsfeld. Jeweils 4 Messungen pro Feld wurden zusammengezogen (Feld 2 und V2: 3 Messungen). Ausreisser in den Positionen 1-1 R, 12-2 L und V1-2 R wurden nicht berücksichtigt

## 4.7 Dehnungsverhalten der Geokunststoffe

### 4.7.1 Instrumentierung der Geokunststoffe

Um die lokalen Kurz- und Langzeitdeformationen der Geokunststoffe festzustellen, wurden diese mit Dehnungsmessstreifen (DMS) instrumentiert. Zur Ermittlung der unter dem Einfluss der Plattendruckversuche auftretenden Verformungen und Spannungen wurden statische Messungen vorgenommen (Abschnitt 4.7.2). Der Einfluss der Verdichtung und des Befahrens wurde mit dynamischen Messungen untersucht (Abschnitt 4.7.3).

DMS sind auf einem Trägermaterial aufgebrachte dünne Leiterbahnen, welche unter mechanischen Spannungen ihren elektrischen Widerstand verändern. Ein einfacher DMS besteht aus einem Messgitter (dünner Widerstandsdraht oder mittels fotografischer Verfahren hergestellte Widerstandsfolie), welches sich auf einem elektrisch isolierenden Trägermaterial befindet (Abb. 4.79). Der DMS wird mit einem speziellen Klebstoff auf dem Messobjekt befestigt.

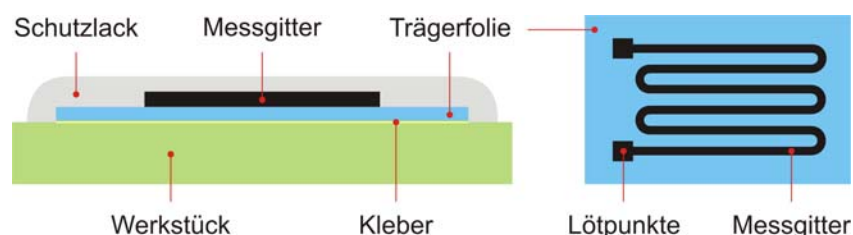


Abb. 4.79: Folien-Dehnungsmessstreifen

Die im Messobjekt erzeugte Dehnung wird über den Klebstoff und das Trägermaterial des DMS auf das Messgitter übertragen. Dadurch erfährt auch das Messgitter eine Längenänderung, die in einer Widerstandsänderung resultiert. Diese Widerstandsänderung ist direkt proportional zur Dehnung. Der Klebeverbindung zwischen DMS und Messobjekt kommt eine Schlüsselposition hinsichtlich fehlerfreier Messergebnisse und Langlebigkeit der Messstelle zu.

Eingesetzt wurde ein Folien-DMS mit einem Messgitter aus Konstantanfolie (57 % Cu, 43 % Ni) auf einem Polyamid-Träger (HBM LY56S-3). Der Nennwiderstand beträgt  $120 \pm 0.4 \Omega$  (k-Faktor =  $2.06 \pm 0.02$ : gibt an, um welchen Faktor die relative Widerstandsänderung über der relativen Längenänderung liegt) und die Temperaturkompensation ist für Quarz ausgelegt (Wärmeausdehnungskoeffizient  $\alpha = 0.5 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ). Die maximale Dehnbarkeit beträgt nominal 5 % (unter Verwendung des Klebstoffs Z 70).

Die Applikation der DMS erfolgte mit dem kalthärtenden HBM-Klebstoff Z 70. Bei der beschichteten Raschelware mit unebener Oberfläche wurde ein Polyurethan-Zweikomponentenklebstoff (Vantico SB 5090-1/XB 5304) zur Ausebnung eingesetzt. Da die Funktionstüchtigkeit eines DMS durch Einbaubeanspruchung und Wassereinwirkung stark beeinträchtigt werden kann [134], war ein geeigneter Schutz der Messstellen essenziell. Die DMS wurden mit dem Kit AK22 (HBM) vor Wasser geschützt (Abb. 4.80). Eine beidseitig lose angebrachte Gummifolie erhöhte den mechanischen Schutz zusätzlich, ohne die Dehnung der Geokunststoffe zu behindern.

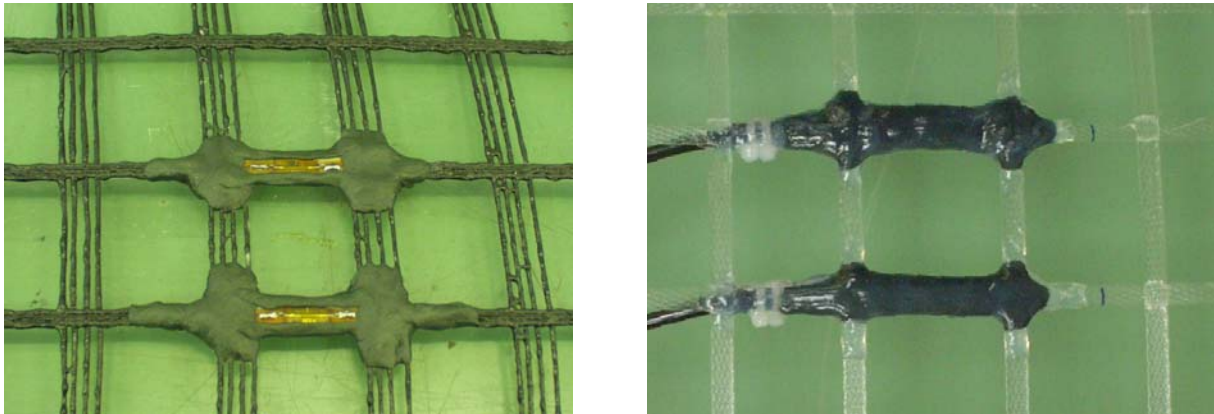


Abb. 4.80: Schutz der DMS gegen Eindringen von Wasser

Zur Überprüfung der Praxistauglichkeit der gewählten Instrumentierung und zur Validierung der DMS wurden letztere vor dem Feldeinsatz auf einen Geokunststoff-Streifen von 1000 x 200 mm (längs x quer) aufgeklebt. Die Robustheit der aufgeklebten und mit einer Schutzschicht umhüllten Dehnungsmessstreifen wurde mit einer Laborsimulation der Einbaubeanspruchung gemäss Abschnitt 4.3.3 kontrolliert (Abb. 4.81).



Abb. 4.81: Einbausimulation nach [117] an mit Dehnungsmessstreifen bestückten Proben

Zur Validierung der DMS (Vergleich Kraft-Dehnungsverhalten DMS mit Extensometer Zugprüfgerät) wurden die instrumentierten Geokunststoff-Streifen vor und nach der Einbausimulation einer Zugprüfung in Anlehnung an [110] unterzogen (Abschnitt 4.3.3), wobei in Abweichung zur Norm (Einspannlänge 100 mm, Dehnungszunahme  $20 \pm 5 \text{ \%} \cdot \text{min}^{-1}$ ) ein Klemmenabstand von 200 mm (Platzbedarf der DMS) und eine Abzugsgeschwindigkeit von nur  $3 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$  (bessere zeitliche Auflösung) gewählt wurde.

Abb. 4.82 bis Abb. 4.85 zeigen die Kraft-Dehnungskurven der aufgeklebten DMS im Vergleich mit den mittels Zugprüfgerät (Extensometer) gemessenen Daten. Ein Defekt des DMS ist jeweils mit einem Kreis gekennzeichnet. Beim Bändchengewebe Muster 02 war es nicht möglich, eine geeignete Klebverbindung herzustellen, denn die Klebung verursachte eine Versteifung des Gewebes. Der DMS zeigte somit eine viel zu steile Kraft-Dehnungskurve und zudem erfolgte ein Defekt bei 2 % Dehnung (Abb. 4.82). Auch in anderen Studien konnten nur Geogitter, jedoch keine Geogewebe erfolgreich mit DMS instrumentiert werden [134].

Für die Muster 32, 42 und 46 zeigen die Messergebnisse sehr gute Übereinstimmungen der Kraft-Dehnungskurven. Die Einbausimulation hatte dabei weder einen negativen Einfluss auf die DMS noch auf die Klebverbindungen. In einzelnen Fällen sind die DMS aber bereits bei einer Dehnung von ca. 2 % ausgefallen (vor der Einbausimulation). Dank der Schutzmassnahmen und Verbesserungen, welche aufgrund der im Labor gewonnen Erfahrungen umgesetzt wurden, haben aber schliesslich alle DMS den Feldversuch schadlos überstanden.

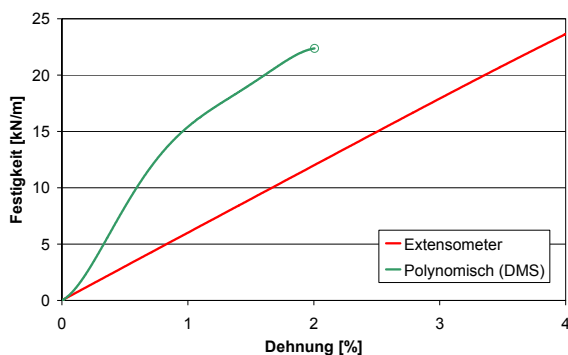


Abb. 4.82: K-D-Kurven Muster 02

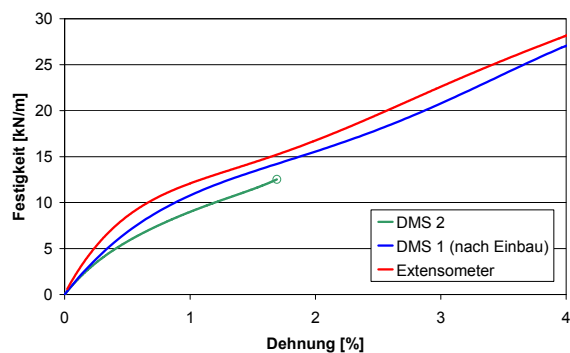


Abb. 4.83: K-D-Kurven Muster 32

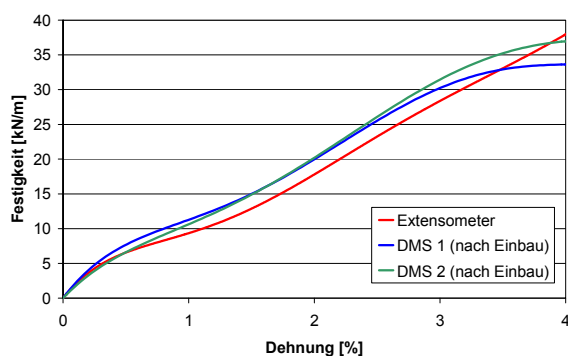


Abb. 4.84: K-D-Kurven Muster 42

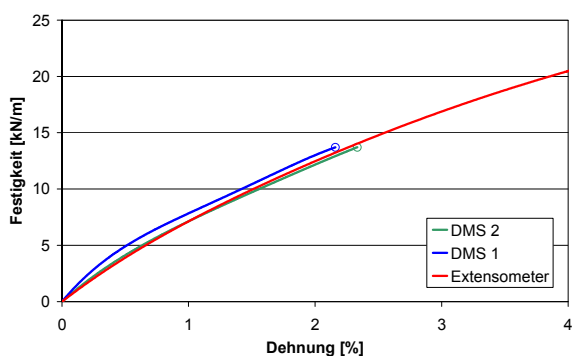


Abb. 4.85: K-D-Kurven Muster 46

In Abschnitt 4.3.1, Tabelle 33 ist aufgeführt, welche Geokunststoffe mit Dehnungsmessstreifen instrumentiert wurden. Die Auswahl der instrumentierten Muster erfolgte aufgrund der technischen Machbarkeit der Instrumentierung (Aufkleben der DMS möglich, ohne die Kraft-Dehnungscharakteristik des Prüfobjekts relevant zu verändern). Pro untersuchtes Muster wurden in einer Linie quer zur Fahrbahn 4 Dehnungsmessstreifen angebracht. Abb. 4.86 zeigt die Anordnung der Messgeber in den Profilen, wobei L unter der linken Fahrspur, RL, RM bzw. RR links, mittig bzw. rechts unter der rechten Fahrspur lag.

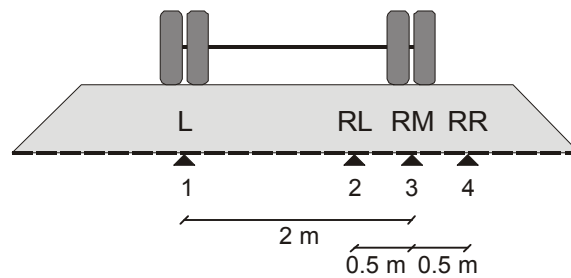


Abb. 4.86: Positionierung der Dehnungsmessstreifen

Abb. 4.35 in Abschnitt 4.3.4 gibt die Anordnung der DMS wieder. Zusätzlich zu den Dehnungsmessungen quer zur Fahrbahnachse in den Feldern 2 ... 8 wurden im Feld 7 weitere 4 DMS in Fahrtrichtung angebracht. Die DMS waren dabei so angeordnet, dass sie nur Längsdehnungen im verwendeten Geokunststoff ermittelten. Die Gitterstäbe der Geogitter vor und nach dem 4. dieser DMS (in Fahrtrichtung gezählt) wurden in der Absicht getrennt (entkoppelt), nur lokale Spannungen zu messen. Zusätzlich zu den DMS wurden sowohl die Bodentemperatur wie auch die Lufttemperatur gemessen (Abschnitt 4.4.7).

#### 4.7.2 Statische Messungen

Abb. 4.87 zeigt die Ergebnisse der statischen Dehnungsmessungen nach dem Verdichten und Befahren der Schichten 1 bis 3. Die bleibenden Deformationen blieben mit Ausnahme der Position RL in Feld 8 deutlich unter 1 %. Das Geogitter in Feld 8 erfuhr eine markante Dehnungszunahme beim Befahren der 2. Schicht. Offenbar genügte einerseits die Auflast der 0.4 m hohen Überschüttung für eine ausreichende seitliche Verankerung der Geokunststoffe. Andererseits war die Fundationsschicht noch genug dünn, damit sich beim Befahren deutliche, bleibende Spurrinnen ausbilden konnten, welche sich auch auf dem Planum abzeichneten. Beim Verdichten und Befahren der 3. Schicht erhöhten sich die bleibenden Dehnungen trotz grösserer Anzahl Überfahrten nur noch unwesentlich.

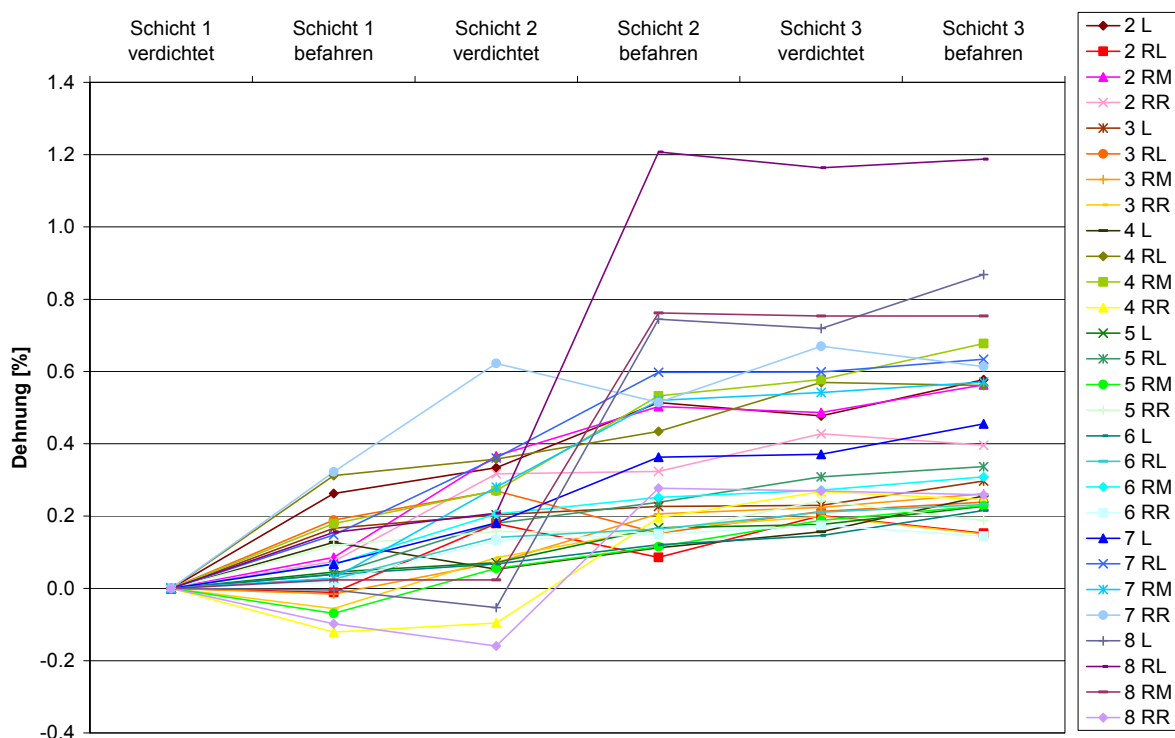


Abb. 4.87: Reaktion der DMS auf die verschiedenen Belastungen

Die statischen Messungen dienen primär zur Beurteilung der Wirkung der Plattendruckversuche auf die darunterliegenden Geokunststoffe. Aus prüftechnischen Gründen konnte die Druckplatte nicht exakt über den DMS positioniert werden (siehe Abschnitt 4.5.2, Abb. 4.53). Abb. 4.88 enthält die gemessene Setzungskurve des Plattendruckversuches (Abschnitt 4.5.2) und Abb. 4.89 die entsprechen-

den Dehnungs- bzw. Stauchungskurven der 4 DMS in Feld 2 (statische, punktuelle Dehnungsmessungen während dem Plattendruckversuch), jeweils für das als Beispiel ausgewählte Profil 2-1 + 2 m (Pistenposition m 12, Muster Nr. 28).

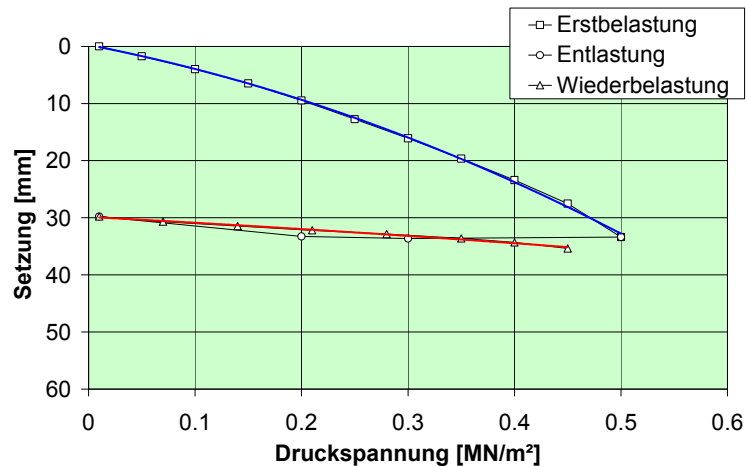


Abb. 4.88: Drucksetzungsdiagramm des Plattendruckversuchs im Profil 2-1 + 2 m (Lage 12 m)

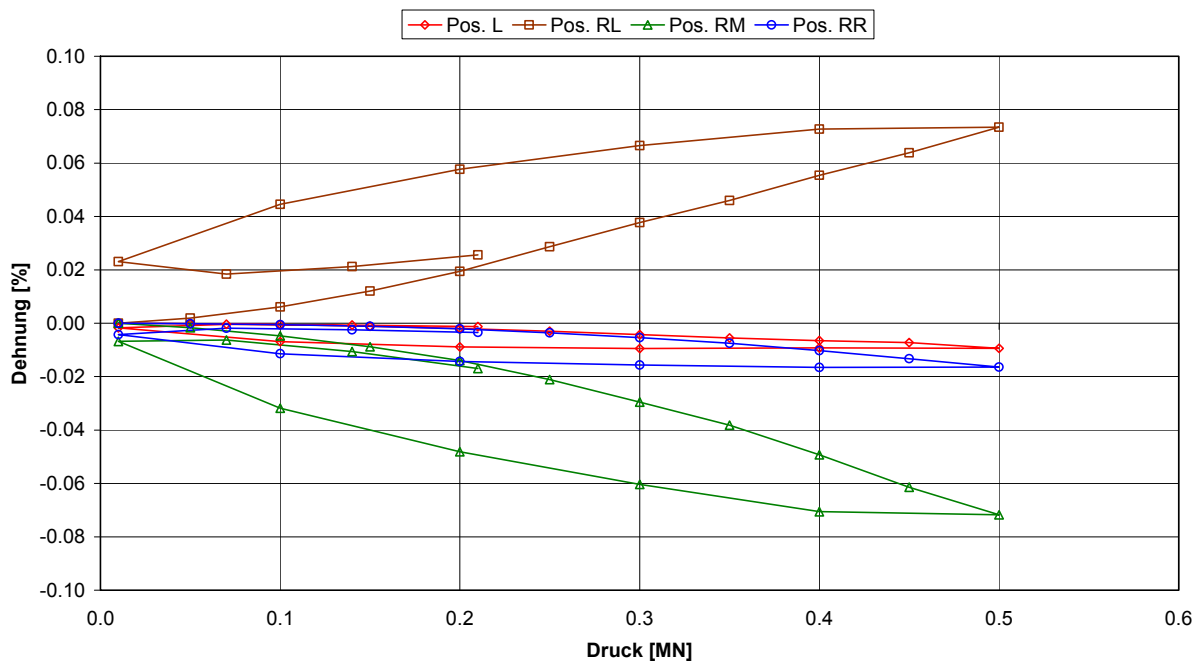


Abb. 4.89: Dehnungskurven (DMS) im Profil 2-1 + 2 m (Lage 12 m)

Für einen Vergleich der Messungen in den einzelnen Feldern wurde die jeweilige Setzung der Platte bei einer Pressung von 0,4 MPa (Erstbelastung Plattendruckversuch) den Dehnungen der DMS bei einer Belastung von 0,4 MPa gegenübergestellt. Die Messergebnisse auf Schicht 1 sind in Tabelle 50 und auf Schicht 2 in Tabelle 51 dargestellt. Die im Geokunststoff mobilisierte Zugkraft wurde dabei aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die mittels DMS (Position RL) gemessenen Dehnungen herausgelesen bzw. extrapoliert, was für vergleichbare Belastungsgeschwindigkeiten durchaus zulässig ist [135].

Mit dem Plattendruckversuch auf der 1. Schicht wurden ähnliche Dehnungen im Geokunststoff erzeugt wie beim Befahren (dynamische Spitzenwerte unter der direkten Belastung, siehe Abschnitt 4.7.3). Mit der Entlastung der Platte gingen die Deformationen wieder zurück und die bleibende Vorspannung blieb relativ klein (siehe Abb. 4.87). Ab der 2. Schicht (> 0,4 m) erzeugte der Plattendruckversuch im Geokunststoff kaum mehr zusätzliche Dehnungen, weil dafür die Einflusstiefe der Druckplatte mit 0,3 m Durchmesser zu gering war.

Feld	Lage [m]	Muster	Plattensetzung bei 0.40 MPa [mm]	Dehnung DMS bei 0.40 MPa [%]				Mobilisierte Zugfestigkeit [kNm <sup>-1</sup> ]
				Pos. L	Pos. RL	Pos. RM	Pos. RR	
2	12	28	23.4	- 0.007	0.055	- 0.049	- 0.010	0.49
3	22	42	37.7	- 0.029	0.066	- 0.060	0.001	1.60
4	30	42 (+ 40)	48.6	- 0.039	1.559	- 0.060	- 0.017	16.0
5	36	32 (+ 40)	41.2	- 0.088	0.112	- 0.010	- 0.060	0.94
6	44	32	41.1	- 0.008	0.006	- 0.052	- 0.043	0.05
7	50	46	26.2	- 0.101	0.382	- 0.100	- 0.184	3.71
8	58	46 (+ 40)	∅	- 0.033	1.105	0.959	0.030	9.63

∅ Werte fehlen, da der Versuch wegen Schiefstellung der Platte nicht zu Ende geführt wurde

Tabelle 50: Setzungs- und Dehnungsmessungen auf Schicht 1 sowie im Geokunststoff mobilisierte Zugfestigkeit in Position RL (jeweils am nächsten zur Druckplatte)

Feld	Lage [m]	Muster	Plattensetzung bei 0.42 MPa [mm]	Dehnung DMS bei 0.42 MPa [%]				Mobilisierte Zugfestigkeit [kNm <sup>-1</sup> ]
				Pos. L	Pos. RL	Pos. RM	Pos. RR	
2	12	28	10.2	- 0.003	0.024	- 0.009	- 0.006	0.25
3	22	42	11.7	- 0.009	0.098	- 0.014	- 0.022	2.28
4	30	42 (+ 40)	21.4	- 0.001	0.029	- 0.033	- 0.099	0.71
5	36	32 (+ 40)	16.7	- 0.032	0.327	- 0.053	- 0.116	3.11
6	44	32	15.5	- 0.030	0.072	- 0.034	- 0.039	0.59
7	50	46	9.76	- 0.073	0.077	- 0.059	- 0.036	0.78
8	58	46 (+ 40)	29.9	- 0.154	- 0.176	- 0.175	- 0.001	-

Tabelle 51: Setzungs- und Dehnungsmessungen auf Schicht 2 sowie im Geokunststoff mobilisierte Zugfestigkeit in Position RL (jeweils am nächsten zur Druckplatte)

Der wassergesättigte, wenig durchlässige Untergrund verhielt sich unter der dynamischen Belastung beim Beifahren undrainiert, weshalb eine Setzung unter den Rädern eine seitliche Hebung der Fundationsschicht zur Folge hatte [88]. Die Bodenverformungen führten zur wellenförmigen Verbiegung der Geokunststoffe und damit zu zusätzlichen Dehnungen bzw. Stauchungen der DMS, welche die Gesamtdehnung überlagerten (Abb. 4.90). Die DMS waren alle an der Unterseite der Geokunststoffe montiert und erfuhren daher an den äusseren Positionen oft erhebliche Stauchungen. Da die Lage der Plattendruckversuche zu den DMS immer etwas zufällig war, sind die Ergebnisse entsprechend verfälscht und nur bedingt aussagekräftig. Die paarweise Montage von jeweils einer DMS auf der Ober- und auf der Unterseite hätte die Zuverlässigkeit der Ergebnisse zwar verbessert [136], war aber wegen des enormen Zusatzaufwandes nicht realisierbar.

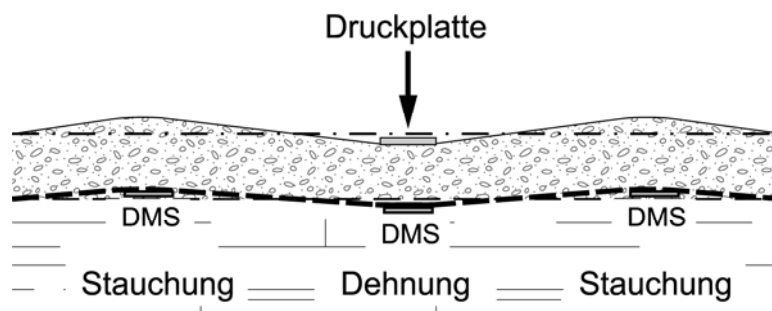


Abb. 4.90: Anordnung der DMS unter der Druckplatte (Bild: Rüeegg Systeme AG)

Maximale Dehnungen mit deutlich über 1 % wurden beim Versuch auf der 1. Schicht an 2 Stellen gemessen (Felder 4 und 8). Die entsprechenden Zugkräfte im Geokunststoff betragen 10 kNm<sup>-1</sup> und mehr. Auf der 2. Schicht lagen die maximal gemessenen Dehnungen etwas über 0.3 % (Messstelle RL in Feld 5) und die entsprechenden Kräfte bei 3 kNm<sup>-1</sup>. An den anderen Messstellen waren die bei den Versuchen auf der 2. Schicht gemessenen Dehnungen wesentlich geringer und blieben unter 1 % und die entsprechenden Kräfte deutlich unter 3 kNm<sup>-1</sup>.

### 4.7.3 Dynamische Messungen

Die dynamischen Messungen dienen zur Untersuchung der kurzzeitigen Deformationen unter dem Einfluss der Verdichtung und Befahrung. Abb. 4.91 zeigt das Signal zweier DMS während der ersten Überfahrt des vierachsigen Lastwagens (22 t) auf Schicht 2. Aus dem Abstand der Messstellen (10 m) und dem zeitlichen Versatz der Reaktion (8 s) errechnet sich die Geschwindigkeit des LKW zu  $4.5 \text{ kmh}^{-1}$ . Aus dem Signalanstieg ( $1812.5 \mu\text{m}^{-1}\text{s}^{-1}$ ) ergibt sich eine Dehnungsrate von  $10.9 \text{ \%}\cdot\text{min}^{-1}$ . Diese stimmt grössenordnungsmässig mit derjenigen aus [110] überein. Somit ist die Abschätzung der durch eine Deformation im Geokunststoff mobilisierten Zugkräfte aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 vertretbar. Grosse Unterschiede in der Dehnungsrate würden falsche Vorhersagen liefern, da die Dehnsteifigkeit der Geokunststoffe stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt [135].

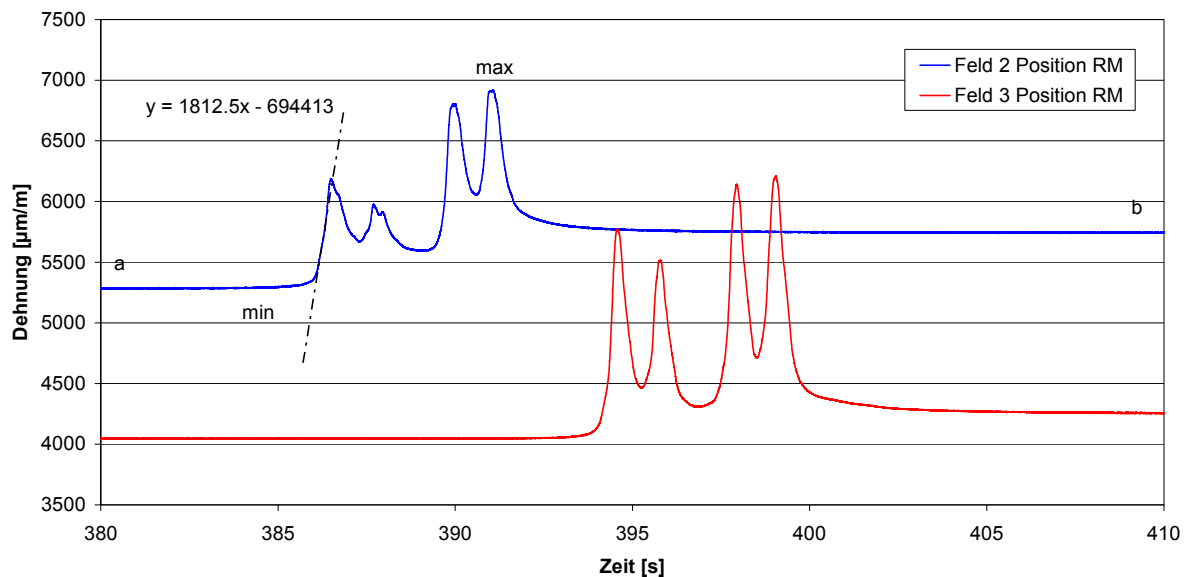


Abb. 4.91: Messsignal der beiden DMS an Position RM in den Feldern 2 und 3 (03.09.02, 13:25)

Von den dynamischen Messungen (Überfahrten und dynamische Plattendruckversuche) wurden die Kenngrössen gemäss Tabelle 52 zusammengefasst.

Kenngrösse	Beschreibung
N	Anzahl Messpunkte
min	Minimalwert einer Messung
max	Maximalwert einer Messung
$\epsilon_a$	Anfangswert einer Messstelle, berechnet als Mittelwert der ersten 100 Messwerte
$\epsilon_b$	Endwert einer Messstelle, berechnet als Mittelwert der letzten 100 Messwerte
$\epsilon_{\text{min}}$	Der zehntkleinste Wert einer Messung (Vermeidung von Ausreissern)
$\epsilon_{\text{max}}$	Der zehntgrösste Wert einer Messung (Vermeidung von Ausreissern)

Tabelle 52: Kenngrössen der dynamischen Dehnungsmessung (vergleiche Abb. 4.91)

Abb. 4.92 enthält beispielhaft die an der Position RM (Mitte der rechten Fahrspur) im Feld 7 ermittelten Dehnungen über die gesamte Chronologie der Versuchspiste, Abb. 4.93 die Daten der längs angeordneten DMS in Feld 7 (Nr. 2 in Fahrtrichtung). Aufgezeichnet sind jeweils die Maximal- und Minimalwerte sowie die Anfangs- und Endwerte der Dehnung  $\epsilon$ , wobei jeweils die 10 grössten bzw. kleinsten Werte als Ausreisser ausgefiltert wurden. Die Daten umfassen Verdichten (16.08.02) und Befahren (21.08.02) der 1. Schicht, Verdichten (29.08.02) und Befahren (03.09.02) der 2. Schicht, dynamische Plattendruckversuche auf der 2. Schicht (03.09.02) sowie Verdichten (11.09.02), erst 11 mal (01.10.02) und dann 50 mal (02.10.02) Befahren der 3. Schicht.

Vergleicht man die in Längsrichtung gemessenen Dehnungen mit den quer zur Fahrbahnachse ermittelten, so fällt auf, dass erstere nach jeder Überfahrt praktisch auf den Wert Null zurückgehen (gilt für

alle in Längsrichtung angeordneten DMS). D.h. der Geokunststoff zeigt ein nahezu elastisches Verhalten, was darauf zurückzuführen ist, dass der Geokunststoff in Fahrbaumlängsrichtung vergleichsweise geringe bleibenden Verformungen erfährt. Um bleibende Kräfte im Geokunststoff zu mobilisieren, sind demnach bleibende Deformationen im Boden und damit auch im Geokunststoff notwendig.

Die beim Befahren der Schicht 2 maximal gemessenen Längsdehnungen liegen im Bereich von 0.3 ... 0.8 %, entsprechend einer Kraft im Geokunststoff (Muster Nr. 46) von 3 ... 7 kNm<sup>-1</sup>. Die bei den Überfahrten von Schicht 3 maximal gemessenen Längsdehnungen liegen im Bereich von 0.05 ... 0.3 %, entsprechend einer Kraft im Geokunststoff von 0.5 ... 3 kNm<sup>-1</sup>. In einem vergleichbaren Feldversuch [72] wurden ähnlich hohe elastische Dehnungen, d.h. reversible Reaktionen auf eine Überfahrt gemessen.

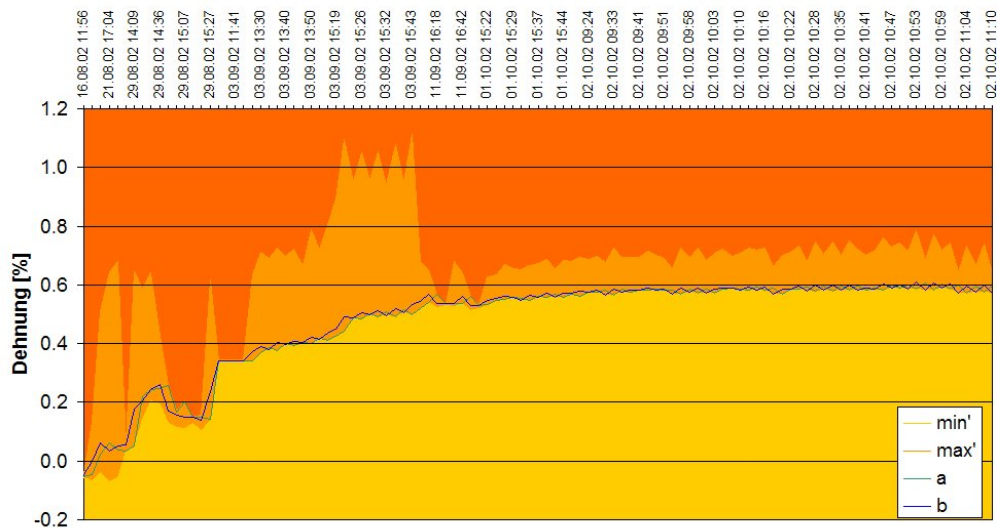


Abb. 4.92: Dehnungen unter der Mitte der rechten Fahrspur (RM) in Feld 7

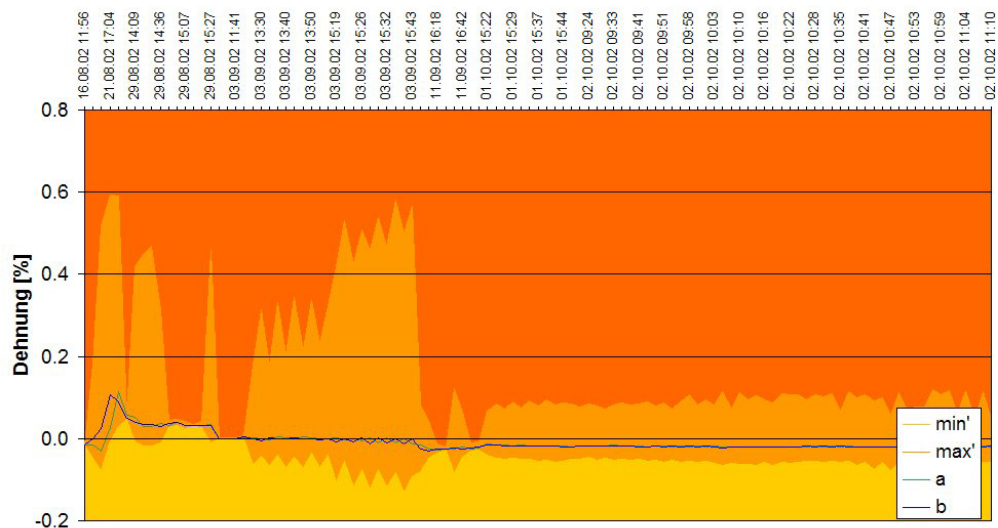


Abb. 4.93: Dehnungen des längs angeordneten DMS in Feld 7 (Nr. 2 in Fahrtrichtung)

Tabelle 53 liefert für alle Messprofile und eingebauten DMS für die Schichten 1 ... 3 mit anfänglichem Verdichten und anschliessendem Befahren folgende Werte:

$\epsilon_{\max}$	Maximale Dehnung (+) und Stauchung (-) für die Beanspruchung jeder Schicht
$\epsilon_{ai} / \epsilon_{ei}$	Anfangs- und Enddehnung(-stauchung) für die Beanspruchung jeder Schicht
$\epsilon_{ei} - \epsilon_{ai}$	Differenz der Dehnungen bzw. Stauchungen für jede Schicht
$Z_i$	Kraftaufnahme während der Beanspruchung jeder Schicht (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung $\epsilon_{ei} - \epsilon_{ai}$ )

$\epsilon_{e3} - \epsilon_{a1}$  Totale Dehnung/Stauchung während der Beanspruchung der Piste mit den Schichten 1, 2 und 3

$Z_{tot}$  Totale Kraftaufnahme während der Beanspruchung der Piste mit den Schichten 1, 2 und 3 (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung  $\epsilon_{e3} - \epsilon_{a1}$ )

Profil Muster	Schicht Datum	DMS Position	$\epsilon_{max}$ [%]	$\epsilon_{ai}$ [%]	$\epsilon_{ei}$ [%]	$\epsilon_{ei} - \epsilon_{ai}$ [%]	$Z_i$ [kNm <sup>-1</sup> ]	$\epsilon_{e3} - \epsilon_{a1}$ [%]	$Z_{tot}$ [kNm <sup>-1</sup> ]		
2-1/2-2 Nr. 28 9 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	1 21.08.02	L	0.76	0.06	0.29	0.23	1.99				
		RL	0.19	0.01	0.02	0.01	0.09				
		RM	0.67	0.01	0.15	0.14	1.24				
		RR	0.17	0.07	0.12	0.05	0.46				
	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.68	0.27	0.49	0.23	1.99				
		RL	0.39	0.00	0.07	0.07	0.64				
		RM	0.77	0.08	0.54	0.46	3.71				
		RR	0.47	0.08	0.38	0.30	2.54				
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.69	0.50	0.61	0.10	0.90			0.54	4.25
		RL	0.20	0.10	0.18	0.08	0.72			0.17	1.50
		RM	0.65	0.50	0.60	0.10	0.90			0.59	4.57
		RR	0.43	0.33	0.40	0.07	0.64			0.33	2.77
3-2 Nr. 42 12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	1 21.08.02	L	0.76	-0.04	0.15	0.19	4.11				
		RL	0.65	0.02	0.22	0.20	4.30				
		RM	0.68	0.03	0.01	-0.02	-				
		RR	0.06	-0.02	-0.04	-0.02	-				
	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.42	0.17	0.18	0.01	0.25				
		RL	0.46	0.19	0.16	-0.02	-				
		RM	0.60	-0.02	0.20	0.21	4.48				
		RR	0.44	-0.06	0.17	0.22	4.65				
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.43	0.23	0.32	0.09	2.11			0.36	6.85
		RL	0.32	0.16	0.25	0.09	2.11			0.23	4.83
		RM	0.41	0.21	0.28	0.07	1.67			0.25	5.17
		RR	0.27	0.17	0.15	-0.02	-			0.17	3.74
4-2 Nr. 42 12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 % mit Vlies- Unterlage	1 21.08.02	L	0.60	-0.02	0.11	0.13	2.95				
		RL	0.66	0.09	0.33	0.24	5.00				
		RM	1.31	0.14	0.18	0.04	0.98				
		RR	0.27	0.22	-0.08	-0.31	-				
	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.42	0.13	0.10	-0.03	-				
		RL	0.93	0.32	0.44	0.13	2.95				
		RM	1.72	0.18	0.59	0.41	7.52				
		RR	1.20	-0.12	0.20	0.32	6.27				
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.38	0.12	0.27	0.15	3.35			0.28	5.65
		RL	0.74	0.44	0.56	0.12	2.75			0.48	8.37
		RM	0.93	0.52	0.73	0.21	4.48			0.58	9.45
		RR	0.47	0.20	0.26	0.05	1.21			0.03	0.74
5-1/5-2 Nr. 32 10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 % mit Vlies- Unterlage	1 21.08.02	L	0.64	-0.07	0.05	0.13	1.11				
		RL	0.56	-0.07	0.08	0.15	1.30				
		RM	0.70	-0.03	-0.03	0.00	0.00				
		RR	0.26	0.06	0.10	0.05	0.40				
	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.37	0.04	0.17	0.13	1.11				
		RL	0.61	0.06	0.24	0.18	1.59				
		RM	0.81	-0.06	0.12	0.18	1.59				
		RR	0.82	0.11	0.22	0.10	0.84				
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.35	0.16	0.24	0.08	0.66			0.31	2.93
		RL	0.47	0.24	0.35	0.11	0.93			0.42	4.13
		RM	0.48	0.15	0.25	0.10	0.84			0.29	2.71
		RR	0.39	0.22	0.21	0.00	0.00			0.16	1.39
6-1/6-2 Nr. 32 10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	1 21.08.02	L	0.64	-0.08	0.04	0.12	1.02				
		RL	0.42	0.02	0.03	0.01	0.08				
		RM	0.60	-0.17	0.05	0.22	1.99				
		RR	0.10	-0.12	0.01	0.13	1.11				
	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.36	0.04	0.14	0.10	0.84				
		RL	0.35	0.03	0.18	0.16	1.39				
		RM	0.63	0.07	0.27	0.20	1.79				
		RR	0.46	0.02	0.15	0.14	1.20				

Profil Muster	Schicht Datum	DMS Position	$\epsilon_{max}$ [%]	$\epsilon_{ai}$ [%]	$\epsilon_{ei}$ [%]	$\epsilon_{ei} - \epsilon_{ai}$ [%]	$Z_i$ [kNm <sup>-1</sup> ]	$\epsilon_{e3} - \epsilon_{a1}$ [%]	$Z_{tot}$ [kNm <sup>-1</sup> ]	
	<b>3</b> 11.09.02 bis	L	0.35	0.16	0.23	0.07	0.57	0.31	2.93	
		RL	0.37	0.19	0.25	0.07	0.57	0.24	2.19	
	02.10.02	RM	0.41	0.26	0.32	0.06	0.49	0.50	5.03	
		RR	0.27	0.15	0.14	0.00	0.00	0.26	2.40	
7-1 Nr. 46 11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	<b>1</b> 21.08.02	L	1.16	-0.08	0.07	0.15	1.51			
		RL	0.83	0.01	0.13	0.11	1.11			
		RM	0.68	-0.05	0.05	0.11	1.11			
		RR	0.42	0.06	0.31	0.25	2.48			
	<b>2</b> 29.08.02 bis	L	0.87	0.07	0.37	0.31	3.04			
		RL	1.06	0.15	0.60	0.45	4.32			
		RM	1.11	0.03	0.53	0.50	4.76			
		RR	1.21	0.31	0.54	0.23	2.29			
	03.09.02	<b>3</b> 11.09.02 bis	L	0.63	0.35	0.45	0.11	1.11	0.53	5.03
			RL	0.87	0.60	0.69	0.09	0.91	0.68	6.31
			RM	0.78	0.52	0.57	0.05	0.51	0.62	5.80
			RR	0.82	0.52	0.57	0.05	0.51	0.51	4.85
8-1 Nr. 46 11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 % mit Vlies- Unterlage	<b>1</b> 21.08.02	L	1.16	0.00	0.01	0.00	0.00			
		RL	2.10	0.01	0.19	0.18	1.80			
		RM	1.23	-0.07	-0.02	0.05	0.51			
		RR	0.16	0.02	-0.02	-0.04	-			
	<b>2</b> 29.08.02 bis	L	2.00	0.00	0.79	0.79	7.21			
		RL	2.48	0.16	1.15	1.00	8.85			
		RM	1.84	0.02	0.72	0.70	6.47			
		RR	0.79	-0.10	0.14	0.24	2.38			
	03.09.02	<b>3</b> 11.09.02 bis	L	1.18	0.63	0.89	0.26	2.57	0.88	7.92
			RL	1.63	1.17	1.23	0.07	0.71	1.22	10.46
			RM	1.07	0.73	0.76	0.02	0.21	0.82	7.45
			RR	0.62	0.29	0.22	-0.07	-	0.21	2.09

Tabelle 53: Dehnungen/Stauchungen und Kräfte in der Bewehrung für die Gesamtbeanspruchung Verdichten und Befahren jeder Schicht

#### 4.7.4 Interpretation der Dehnungsmessungen

Abb. 4.94 bis Abb. 4.96 zeigen für die jeweils 4 Messstellen der einzelnen Profile die maximalen Dehnungen beim Verdichten und Befahren jeder Schicht, im Vergleich zu den entsprechenden mobilisierten Kräften.

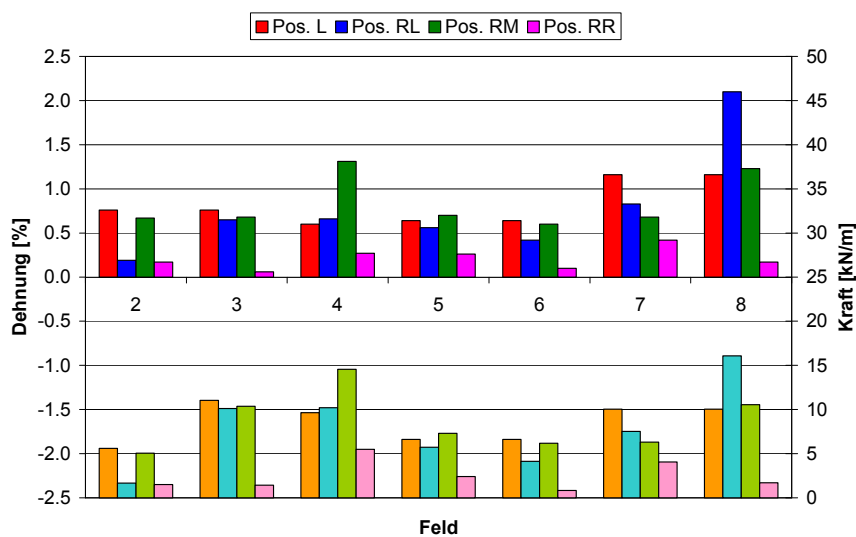


Abb. 4.94: Oben: während Einbau, Verdichten und Befahren der Schicht 1 maximal gemessene Dehnungen  $\epsilon_{max}$  gemäss Tabelle 53. Unten: entsprechende Kraftaufnahme während der Beanspruchung (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung  $\epsilon_{max}$ )

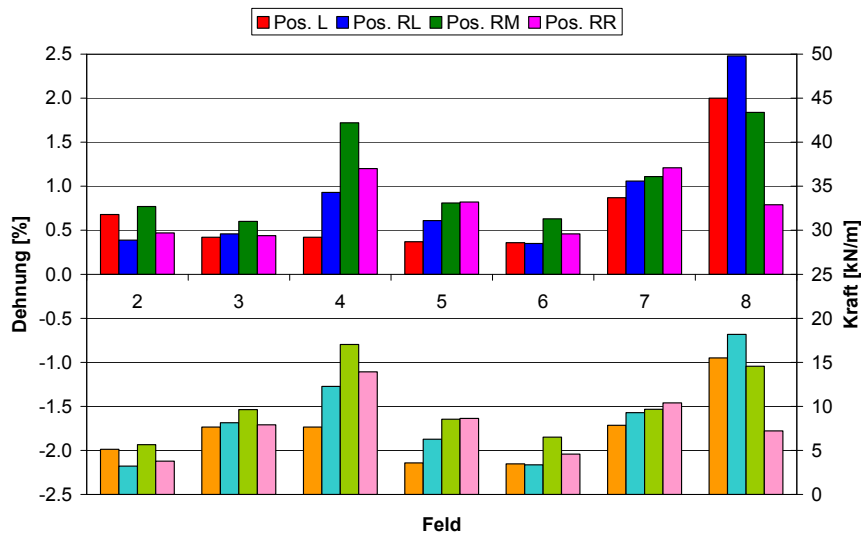


Abb. 4.95: Oben: während Einbau, Verdichten und Befahren der Schicht 2 maximal gemessene Dehnungen  $\varepsilon_{max}$  gemäss Tabelle 53. Unten: entsprechende Kraftaufnahme während der Beanspruchung (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung  $\varepsilon_{max}$ )

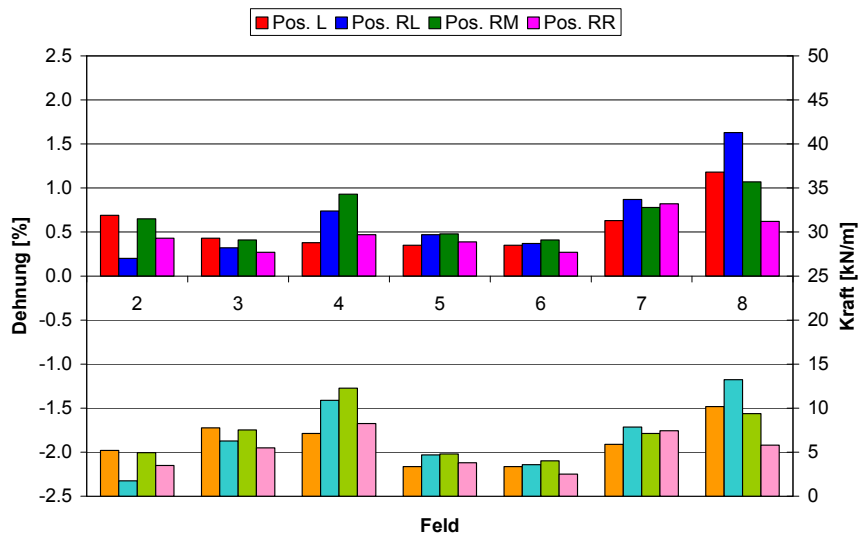


Abb. 4.96: Oben: während Einbau, Verdichten und Befahren der Schicht 3 maximal gemessene Dehnungen  $\varepsilon_{max}$  gemäss Tabelle 53. Unten: entsprechende Kraftaufnahme während der Beanspruchung (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung  $\varepsilon_{max}$ )

Abb. 4.97 enthält die verbleibenden Dehnungen und zugehörigen Kräfte nach dem Verdichten und Befahren aller Schichten. Die Kräfte wurden dabei aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die jeweiligen Dehnungen ermittelt. Die Diagramme zeigen, dass die maximalen Dehnungen bzw. Kräfte teils beim Befahren der 1. Schicht (Abb. 4.94) und teils beim Verdichten bzw. Befahren der 2. Schicht (Abb. 4.95) erreicht wurden.

Aufgrund der höheren Tragfähigkeit des Untergrundes traten in den Feldern 2 und 3 verhältnismässig geringe Maximalwerte auf, welche nur wenig höher ausfielen als die bleibenden Dehnungen (Abb. 4.87) bzw. Kräfte. Im Feld 4 (gerascheltes Geogitter mit Vliesunterlage) mit weichem Untergrund wurden höhere Dehnungen bzw. Kräfte gemessen. Relativ bescheiden blieben die Deformationen bzw. Kräfte im gelegten Geogitter (Felder 5 und 6). Die beim gestreckten Geogitter (Felder 7 und 8) gemessenen, vergleichsweise höheren Dehnungen sind eventuell auf punktuelle Beanspruchungen durch einzelne Steine zurückzuführen, welche sich stark auf die relativ dünnen Verbindungsstege auswirken (lokaler Effekt, auch festgestellt in [134]). Möglicherweise wären über einen grösseren Bereich gemessene Dehnungen etwas geringer. Die höchsten Dehnungen bzw. Kräfte wurden am gestreckten Geogitter mit Vliesunterlage gemessen (Feld 8).

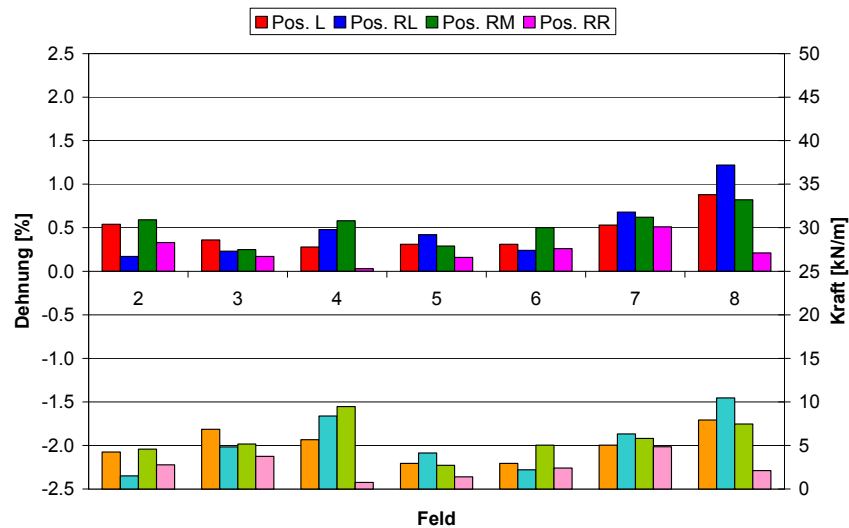


Abb. 4.97: Oben: bleibende Deformationen nach dem Verdichten und Befahren der drei Schichten ( $\epsilon_{e3} - \epsilon_{a1}$  gemäss Tabelle 53). Unten: entsprechende Kraftaufnahme ( $z_{tot}$  gemäss Tabelle 53)

Tabelle 54 enthält die mobilisierten Zugkräfte. Abb. 4.98 zeigt die aus der Form der Spurrinnen berechneten Dehnungen gemäss Abschnitt 4.6.5 und als Vergleich dazu die in den DMS gemessenen Dehnungen der Geokunststoffe. Die Ergebnisse zeigen eine verhältnismässig gute Übereinstimmung. Mit Ausnahme der gelegten Gitter (Muster Nr. 32, Feld 5 und 6) sind die mit den DMS gemessenen Dehnungen etwas höher als diejenigen, welche aus der Form der Spurrinnen ermittelt wurden. Dies könnte auf Dehnungen infolge innerer Spannungen durch die Verzahnung mit dem Schüttmaterial hindeuten, welche über die reine Verstreckung aufgrund der Spurrinengeometrie hinausgehen.

Feld	Untergrund	Geokunststoff	Vliesunterlage	maximale Zugkräfte [kNm <sup>-1</sup> ]	verbleibende Zugkräfte [kNm <sup>-1</sup> ]
2, 3	relativ tragfähig	gerascheltes Geogitter	ohne	ca. 11	ca. 7
4	weich	gerascheltes Geogitter	mit	ca. 17	ca. 9
5, 6	weich	gelegtes Geogitter	ohne/mit	ca. 9	ca. 5
7	weich	gestrecktes Geogitter	ohne	ca. 10	ca. 6
8	weich	gestrecktes Geogitter	mit	ca. 18	ca. 10

Tabelle 54: Maximale und verbleibende Zugkräfte je nach Anwendungsfall

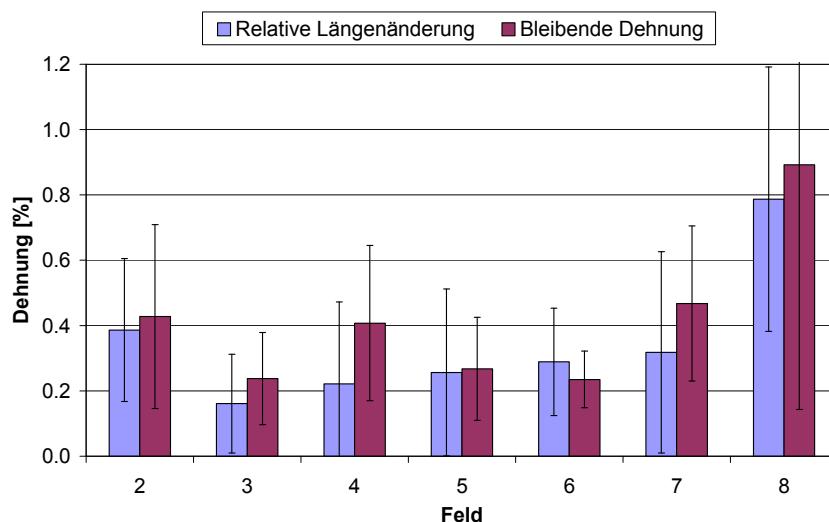


Abb. 4.98: Mittelwert und 95 % Vertrauensbereich der totalen (bleibenden) Dehnung (Mittelwert über alle Positionen L, RL, RM, RR), im Vergleich mit den aus der Vermessung der Spurrinnen berechneten Längenänderung nach Abschnitt 4.6.5 (Abb. 4.78)

#### 4.7.5 Einfluss von Verdichtung und Befahrung

Tabelle 55 liefert die Beanspruchung beim Verdichten mit der Vibrowalze auf den Schichten 2 und 3.

Profil Muster	Schicht Datum	DMS Position	$\epsilon_{\max V}$ [%]	$\epsilon_{aV}$ [%]	$\epsilon_{eV}$ [%]	$\epsilon_{eV} - \epsilon_{aV}$ [%]	Zv [kNm <sup>-1</sup> ]		
2-1/2-2 Nr. 28 9 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.60	0.27	0.34	0.07	0.63		
		RL	0.39	0.00	0.15	0.15	1.36		
		RM	0.55	0.08	0.28	0.20	1.74		
		RR	0.47	0.08	0.30	0.22	1.93		
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.57	0.50	0.51	0.01	0.05		
		RL	0.18	0.10	0.13	0.03	0.27		
		RM	0.55	0.50	0.49	-0.01	-		
		RR	0.43	0.33	0.39	0.07	0.63		
		3-2 Nr. 42 12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.42	0.17	0.20	0.04	0.94
				RL	0.46	0.19	0.26	0.07	1.68
RM	0.28			-0.02	0.05	0.06	1.48		
RR	0.23			-0.06	0.10	0.15	3.45		
3 11.09.02 bis 02.10.02	L		0.35	0.23	0.26	0.03	0.73		
	RL		0.29	0.16	0.18	0.03	0.64		
	RM		0.32	0.21	0.22	0.01	0.28		
	RR		0.27	0.17	0.18	0.01	0.28		
	4-2 Nr. 42 12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %		2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.42	0.13	0.06	-0.07	-
				RL	0.93	0.32	0.38	0.07	1.59
RM		0.64		0.18	0.26	0.08	1.89		
RR		0.39		-0.12	-0.08	0.04	1.05		
3 11.09.02 bis 02.10.02		L	0.30	0.12	0.19	0.07	1.72		
		RL	0.69	0.44	0.49	0.05	1.17		
		RM	0.72	0.52	0.57	0.06	1.33		
		RR	0.44	0.20	0.24	0.04	0.97		
		5-1/5-2 Nr. 32 10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.37	0.04	0.07	0.03	0.21
				RL	0.61	0.06	0.15	0.09	0.77
RM	0.41			-0.06	0.05	0.10	0.86		
RR	0.54			0.11	0.14	0.03	0.24		
3 11.09.02 bis 02.10.02	L		0.31	0.16	0.22	0.06	0.46		
	RL		0.43	0.24	0.28	0.04	0.33		
	RM		0.32	0.15	0.17	0.02	0.14		
	RR		0.35	0.22	0.21	-0.01	-		
	6-1/6-2 Nr. 32 10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %		2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.36	0.04	0.07	0.03	0.24
				RL	0.33	0.03	0.13	0.10	0.87
RM		0.45		0.07	0.20	0.13	1.12		
RR		0.36		0.02	0.14	0.12	1.03		
3 11.09.02 bis 02.10.02		L	0.29	0.16	0.18	0.03	0.22		
		RL	0.30	0.19	0.19	0.00	0.02		
		RM	0.35	0.26	0.27	0.01	0.07		
		RR	0.27	0.15	0.17	0.03	0.23		
		7-1 Nr. 46 11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.58	0.07	0.18	0.12	1.17
				RL	0.61	0.15	0.32	0.17	1.73
RM	0.65			0.03	0.24	0.20	2.02		
RR	1.21			0.31	0.66	0.35	3.37		
3 11.09.02 bis 02.10.02	L		0.53	0.35	0.41	0.06	0.61		
	RL		0.69	0.60	0.57	-0.03	-		
	RM		0.68	0.52	0.53	0.01	0.11		
	RR		0.82	0.52	0.63	0.12	1.18		
	8-1 Nr. 46 11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %		2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.59	0.00	-0.06	-0.06	-
				RL	0.72	0.16	0.21	0.05	0.55
RM		0.40		0.02	0.02	0.00	0.00		
RR		0.07		-0.10	-0.17	-0.07	-		
3 11.09.02 bis 02.10.02		L	0.94	0.63	0.75	0.13	1.28		
		RL	1.28	1.17	1.13	-0.04	-		
		RM	0.88	0.73	0.71	-0.03	-		
		RR	0.62	0.29	0.24	-0.05	-		

Tabelle 55: Dehnungen/Stauchungen und Kräfte in der Bewehrung während dem Verdichten der Schichten 2 und 3

Tabelle 56 liefert die Beanspruchung beim Befahren mit dem LKW auf der Schicht 2 und 3.

Profil Muster	Schicht Datum	DMS Position	$\epsilon_{\max B}$ [%]	$\epsilon_{aB}$ [%]	$\epsilon_{eB}$ [%]	$\epsilon_{eB} - \epsilon_{aB}$ [%]	Z <sub>B</sub> [kNm <sup>-1</sup> ]
2-1/2-2  Nr. 28  9 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.68	0.40	0.49	0.09	0.84
		RL	0.18	0.13	0.07	-0.06	-
		RM	0.77	0.38	0.54	0.17	1.46
		RR	0.45	0.26	0.38	0.12	1.06
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.69	0.54	0.61	0.07	0.60
		RL	0.20	0.14	0.18	0.04	0.38
		RM	0.65	0.50	0.60	0.10	0.90
		RR	0.43	0.39	0.40	0.01	0.07
3-2  Nr. 42  12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.39	0.20	0.18	-0.02	-
		RL	0.27	0.24	0.16	-0.07	-
		RM	0.60	0.11	0.20	0.09	2.11
		RR	0.44	0.09	0.17	0.07	1.73
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.43	0.26	0.32	0.06	1.36
		RL	0.32	0.21	0.25	0.04	0.97
		RM	0.41	0.22	0.28	0.06	1.36
		RR	0.23	0.16	0.15	-0.01	-
4-2  Nr. 42  12 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.23	0.04	0.10	0.06	1.41
		RL	0.48	0.33	0.44	0.12	2.67
		RM	1.72	0.29	0.59	0.30	5.90
		RR	1.20	0.01	0.20	0.18	4.01
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.38	0.21	0.27	0.05	1.32
		RL	0.74	0.51	0.56	0.05	1.27
		RM	0.93	0.59	0.73	0.14	3.05
		RR	0.47	0.26	0.26	0.00	-
5-1/5-2  Nr. 32  10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.37	0.11	0.17	0.06	0.50
		RL	0.38	0.20	0.24	0.04	0.36
		RM	0.81	0.08	0.12	0.04	0.33
		RR	0.82	0.16	0.22	0.06	0.50
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.35	0.20	0.24	0.04	0.28
		RL	0.47	0.30	0.35	0.06	0.47
		RM	0.48	0.19	0.25	0.06	0.53
		RR	0.39	0.20	0.21	0.01	0.11
6-1/6-2  Nr. 32  10 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.36	0.10	0.14	0.04	0.33
		RL	0.35	0.12	0.18	0.06	0.48
		RM	0.63	0.22	0.27	0.06	0.45
		RR	0.46	0.10	0.15	0.06	0.47
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.35	0.18	0.23	0.05	0.37
		RL	0.37	0.20	0.25	0.05	0.43
		RM	0.41	0.28	0.32	0.04	0.35
		RR	0.21	0.16	0.14	-0.02	-
7-1  Nr. 46  11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	0.87	0.26	0.37	0.11	1.16
		RL	1.06	0.40	0.60	0.20	2.00
		RM	1.11	0.34	0.53	0.19	1.90
		RR	0.94	0.56	0.54	-0.02	-
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	0.63	0.40	0.45	0.05	0.47
		RL	0.87	0.57	0.69	0.12	1.23
		RM	0.78	0.53	0.57	0.04	0.41
		RR	0.68	0.66	0.57	-0.09	-
8-1  Nr. 46  11 kNm <sup>-1</sup> bei 2 %	2 29.08.02 bis 03.09.02	L	2.00	0.19	0.79	0.60	5.61
		RL	2.48	0.27	1.15	0.88	7.94
		RM	1.84	0.19	0.72	0.53	5.04
		RR	0.79	-0.15	0.14	0.29	2.86
	3 11.09.02 bis 02.10.02	L	1.18	0.76	0.89	0.13	1.33
		RL	1.63	1.13	1.23	0.10	0.99
		RM	1.07	0.69	0.76	0.07	0.67
		RR	0.41	0.23	0.22	-0.01	-

Tabelle 56: Dehnungen/Stauchungen und Kräfte in der Bewehrung während dem Befahren der Schichten 2, 3

Die Symbole in Tabelle 55 und Tabelle 56 sind dabei wie folgt definiert:

$\epsilon_{\max V}$	Maximale Dehnung (+) und Stauchung (-) für das Verdichten
$\epsilon_{aV}, \epsilon_{eV}$	Anfangs- und Enddehnung (-stauchung) für das Verdichten
$\epsilon_{eV} - \epsilon_{aV}$	Differenz der Dehnungen bzw. Stauchungen für das Verdichten
$Z_V$	Kraftaufnahme während der Verdichtung (ermittelt aus den Kraft-Dehnungskurven gemäss Abschnitt 4.3.2 für die Dehnung $\epsilon_{eV} - \epsilon_{aV}$ )
$\epsilon_{\max B}$	Maximale Dehnung (+) und Stauchung (-) für das Befahren mit dem LKW
$\epsilon_{aB}, \epsilon_{eB}$	Anfangs- und Enddehnung (-stauchung) für das Befahren mit dem LKW
$\epsilon_{eB} - \epsilon_{aB}$	Differenz der Dehnungen bzw. Stauchungen für das Befahren mit dem LKW
$Z_B$	Kraftaufnahme während dem Befahren (aus K-D-Kurven nach Abschnitt 4.3.2 für $\epsilon_{eB} - \epsilon_{aB}$ )

Abb. 4.99 und Abb. 4.100 enthalten die nach dem Verdichten und Befahren der Schichten 2 und 3 im Geokunststoff verbleibenden Dehnungen. Sie zeigen klar, dass die bleibenden Deformationen vor allem vom Befahren herrühren und jene durch das Verdichten eher untergeordnet sind - zum Teil im Gegensatz zu den dynamisch gemessenen Dehnungsmaxima. Das Gleiche gilt für die aus den Dehnungen und den Kraft-Dehnungskurven abgeleiteten Kräfte (Abb. 4.99 und Abb. 4.100).

Die Hauptbeanspruchung der Geokunststoffe erfolgte beim Verdichten und Befahren der 2. Schicht mit total 0.4 m Schichtdicke. Auf der 3. Schicht (Mächtigkeit 0.6 m) war die zusätzliche Beanspruchung der Bewehrung deutlich geringer. Die beim Einbringen und Belasten der Schicht 2 bzw. 3 zusätzlich mobilisierten, bleibenden Kräfte können Tabelle 57 entnommen werden.

Das Verdichten mit der Walze erzeugt nur kurzzeitige Dehnungen im Geokunststoff, welche nach dem Walzendurchgang wieder abklingen. Das gleiche gilt beim Befahren mit dem LKW für Dehnungen des Geokunststoffs in Fahrtrichtung. Bleibende Deformationen mit entsprechender Vorspannung der Bewehrung bilden sich nur dann in Querrichtung aus, wenn sich der Untergrund entsprechend verformt. Die beim Verdichten (Walzendurchgang) und Befahren (LKW-Durchgang) auftretenden kurzzeitigen Dehnungen des Geokunststoffs übertrafen die bleibenden bis um das Zweifache.

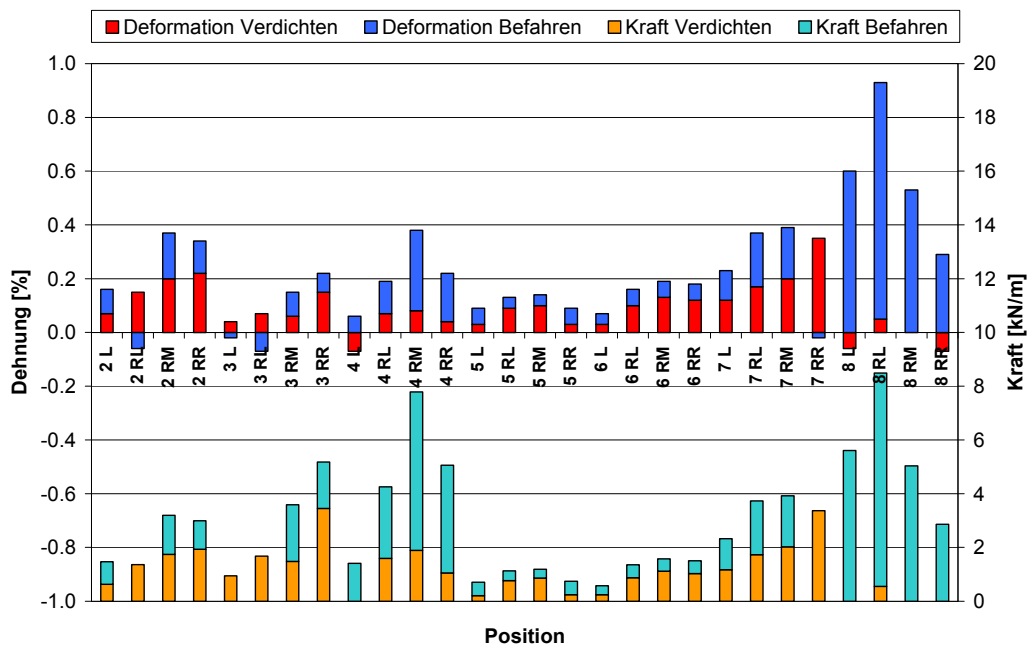


Abb. 4.99: Oben: bleibende Deformationen, aufgeschlüsselt nach den Einflüssen aus Verdichten und Befahren für die Schicht 2 ( $\epsilon_{eV} - \epsilon_{aV}$  gemäss Tabelle 56). Unten: entsprechende Kraftaufnahme während der Beanspruchung ( $Z_V$  gemäss Tabelle 56)

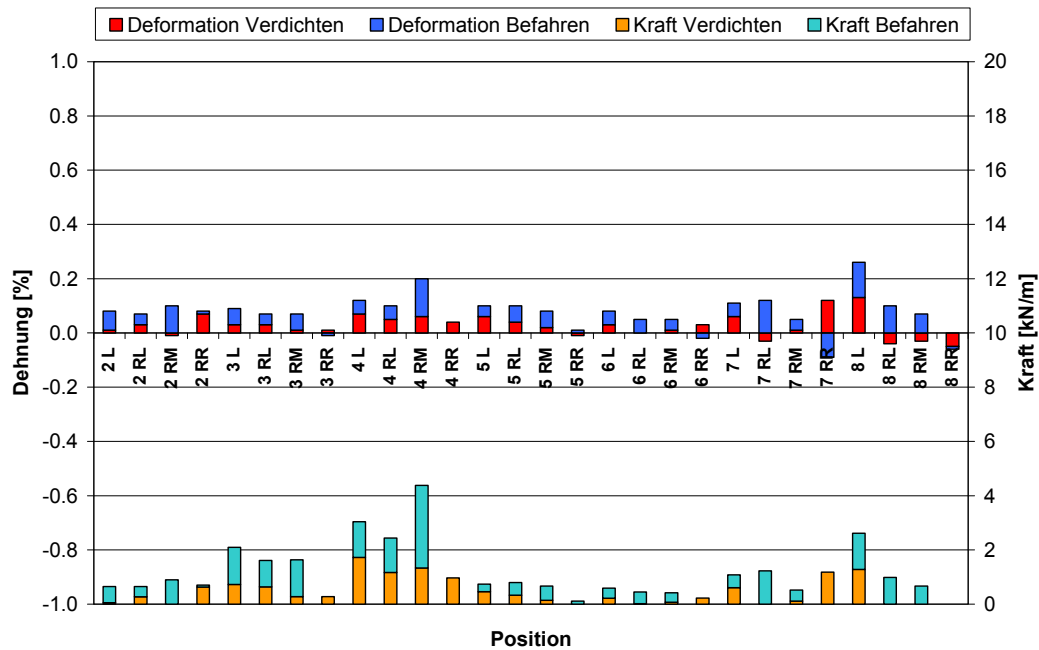


Abb. 4.100: Oben: bleibende Deformationen, aufgeschlüsselt nach den Einflüssen aus Verdichten und Befahren für die Schicht 3 ( $\varepsilon_{eB}$  -  $\varepsilon_{aB}$  gemäss Tabelle 56). Unten: entsprechende Kraftaufnahme während der Beanspruchung ( $z_B$  gemäss Tabelle 56)

Feld	Untergrund	Geokunststoff	Vliesunterlage	zusätzlich verbleibende Zugkräfte [kNm <sup>-1</sup> ]	
				Schicht 2	Schicht 3
2, 3	relativ tragfähig	gerascheltes Geogitter	ohne	ca. 3	ca. 1
4	Weich	gerascheltes Geogitter	mit	ca. 6	ca. 3
5, 6	Weich	Gelegtes Geogitter	ohne/mit	ca. 1	ca. 1
7	Weich	gestrecktes Geogitter	ohne	ca. 3	ca. 1
8	Weich	gestrecktes Geogitter	mit	ca. 8	ca. 1

Tabelle 57: Durch Einbringen und Belasten der Schicht 2 bzw. 3 zusätzlich mobilisierte, bleibende Zugkräfte

Die Auswertung der DMS-Messungen zeigt, dass die bleibenden Deformationen im Wesentlichen beim Befahren der 2. Schicht mit dem LKW entstanden sind. Nach dem Befahren der 1. Schicht verblieben nur geringe Deformationen. Hier genügte die Auflast der dünnen Fundationsschicht noch nicht, um die Zugkräfte im Geokunststoff aufzunehmen bzw. im Boden abzutragen. Die (kurzzeitigen) maximalen Dehnungen lagen beim Befahren der 2. Schicht im Mittel um den Faktor 1.4 höher als jene beim Befahren der 3. Schicht. Beim Befahren der 3. Schicht nahmen die bleibenden Deformationen kaum mehr zu.

#### 4.8 Einfluss der Bewehrung auf die Tragfähigkeit dünner Fundationsschichten

##### 4.8.1 Folgerungen aus dem Feldversuch

Folgende Beanspruchungen einer Fundationsschicht sind zu unterscheiden:

1. Geringe Anzahl von Belastungen bis nahe an die Grenztragfähigkeit: Diese treten beispielsweise bei einem Arbeitsplanum oder einer Baupiste auf, welche nur wenig mit schweren Geräten befahren wird (z.B. Hin- und Rücktransport einer Baumaschine). Dafür kann eine sehr dünne Fundationsschicht genügen, welche ihren Zweck nach der sehr begrenzten Nutzungsdauer bereits erfüllt hat.
2. Hohe Anzahl von Belastungen unter der Grenztragfähigkeit: Um die Gebrauchstauglichkeit für eine längere Nutzungsdauer bzw. eine hohe Nutzungsintensität zu gewährleisten, müssen die Spurrindentiefen begrenzt werden. Dafür ist eine genügende Sicherheit gegenüber der Grenztragfähigkeit notwendig, welche eine grössere Schichtstärke erfordert.

Die Tragfähigkeit dünner Foundationsschichten auf weichem Untergrund mit geringer Scherfestigkeit ist abhängig von der Lastausbreitung in der Foundationsschicht und der daraus resultierenden Druckbeanspruchung auf den Untergrund. Die Lastausbreitung wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Schüttmaterial (Reibung, Verzahnung der Einzelkörner in Abhängigkeit von der Kornform): Ein gebrochenes Material mit guter Verzahnung wirkt sich auf die Lastausbreitung vorteilhafter aus als rolliges Rundmaterial.
- Scherfestigkeit des Untergrundes: Eine grössere Scherfestigkeit erhöht die Lastausbreitung, da der Untergrund höhere laterale Spreizspannungen aufnehmen kann.
- Bewehrung: Die Verbesserung der Lastausbreitung durch eine Bewehrung ist abhängig von deren Dehnsteifigkeit und der Reibung bzw. Verzahnung mit der Schüttung.

Eine deutliche Verbesserung der Tragfähigkeit durch die Einlage einer Bewehrung zeigt sich nur auf sehr weichem Untergrund mit einer undrainierten Scherfestigkeit unter 30 kPa bzw. einem CBR-Wert unter 2 %, und wenn die eingebauten Schichtstärken unter 0.5 m bleiben. Weist der Untergrund eine höhere Scherfestigkeit auf oder werden Schichten über 0.5 m eingebaut, ist der Einfluss auf die Tragfähigkeit nur noch marginal.

Offenbar hat der Geokunststofftyp (Gitter, Gewebe) auf die erzielbare Verbesserung der Tragfähigkeit keinen dominanten Einfluss, sofern eine minimale Dehnsteifigkeit bzw. Zugkraftaufnahme bei geringer Dehnung (1 ... 2 %) vorliegt. In der Tendenz entstehen beim Einsatz dehnteifer Gitter (gelegt oder gestreckt) etwas weniger tiefe Spurrinnen als mit Geweben, Gewirken oder Vliesstoffen.

Die Kombination eines dehnteifen Gitters mit einem Trennvlies (unter dem Geogitter eingebaut) scheint sich eher ungünstig auszuwirken. Die Versuchsergebnisse lassen für offene Gitter ohne Vliesunterlage dank der besseren Verzahnung mit der grobkörnigen Foundationsschicht eine leicht bessere Wirkung vermuten, ohne dass diese eindeutig nachgewiesen werden konnte. Die Trennfunktion ist jedoch zwingend erforderlich, wenn die Gefahr der Bodendurchmischung von Untergrund und Schüttmaterial besteht.

Damit eine Baupiste für LKW befahrbar ist, sollten keine Spurrinnen grösser 10 cm auftreten. Infolge der Lastverteilung werden die im Untergrund (auf dem Planum) entstehenden Spurrinnen weniger tief, dafür etwas breiter. Die relative Verlängerung der Abwicklung der Spurrinne zum ursprünglichen, ebenen Zustand ist dabei meist unter 0.5 % und weist nur in Ausnahmefällen über 1 % auf (Abschnitt 4.6.5, Abb. 4.78). Das Gleiche gilt für die bleibende Verdehnung der Geogitter (Abschnitt 4.7.4, Abb. 4.97).

Bei sehr dünnen Schichten (0.2 m) ist die Eigenstabilität der (kaum dynamisch verdichtbaren) Foundationsschicht gering und Zugkräfte können in der Bewehrung nur begrenzt mobilisiert werden. Bei der 2. Schicht (0.4 m), welche dynamisch verdichtet werden konnte, wurden sowohl beim Walzen als auch beim Befahren mit dem beladenen LKW grössere Dehnungen in der Bewehrung induziert, welche quer zur Fahrtrichtung im Bereich der Spurrinnen zum Aufbau von bleibenden Deformationen bzw. Kräften führten. Auf der 3. Schicht (0.6 m) ist der Einfluss auf die Bewehrung beim Walzen vernachlässigbar und beim Befahren mit dem LKW (28 t) nur begrenzt feststellbar.

Der Feldversuch lässt den Schluss zu, dass durch die Befahrung der Foundationsschicht mit LKW nur bis zu einer Schichtstärke von ca. 0.5 m Deformationen bzw. Kräfte in der Bewehrungslage erzeugt werden, welche für eine stabilisierende Wirkung erforderlich sind. Umgekehrt ist eine minimale Schichtdicke erforderlich, damit sich überhaupt grössere Zugkräfte mobilisieren lassen.

Die Fahrversuche mit Messung der Spurrinnenbildung zeigen, dass ohne Bewehrung die Grenze der Befahrbarkeit auf einer Schicht von 0.4 m Stärke rasch erreicht würde. Ohne Bewehrung müsste die Schichtstärke um ca. 0.15 ... 0.2 m erhöht werden. Umgekehrt ist durch die Bewehrung – in Übereinstimmung mit Abschnitt 4.1 – eine Reduktion der erforderlichen Foundationsschicht um etwa  $\frac{1}{3}$  möglich. Eine Mindestschichtstärke von 0.3 m sollte aber nicht unterschritten werden. Diese Aussagen gelten für das Befahren mit strassenzugelassenen LKW. Werden schwere Transportgeräte mit grossen Radlasten eingesetzt, gelten die aufgezeigten Zusammenhänge erst für grössere Schichtstärken, welche in etwa proportional zu den höheren Belastungen stehen dürften.

Der Feldversuch lässt die Frage unbeantwortet, ob ein positiver Effekt auch auf einer Strasse mit gebundener Tragschicht (Belag) erreicht würde. Auf jeden Fall führt die Bewehrung zu einer Homogenisierung der Untergrundverhältnisse, indem örtliche Schwachstellen überbrückt werden. Die Abminderung des Einflusses von Schwachstellen wirkt sich positiv auf die Nutzungsdauer einer Baupiste bzw.

Strasse aus. So lassen sich beispielsweise Rissbildungen in Belägen infolge ungleichmässiger Setzungen und Verformungen hinauszögern.

#### 4.8.2 Einfluss der Bewehrung auf die Verdichtung

Die erzielbare Verdichtung, gemessen als Zusammendrückbarkeit beim Plattendruckversuch, wird charakterisiert durch die  $E_{V1}$ -Werte (Erstbelastung) und  $E_{V2}$ -Werte (Wiederbelastung). Sie ist bei gleicher Schichtdicke primär abhängig von den Eigenschaften des Untergrundes, welcher den Widerstand für die Verdichtung liefert (Reflektieren der Stosswellen). Eine Bewehrung verbessert die Wirkung einer Verdichtung auf dünnen Schichten (ca. 0.4 m) entsprechend einer fiktiven Verbesserung der Untergrundeigenschaften.

Mit zunehmender Schichtdicke wird die Verdichtbarkeit (Zunahme der  $E_{V1}$ - bzw.  $E_{V2}$ -Werte) der zusätzlich eingebrachten Schicht nicht mehr vom Untergrund beeinflusst und hängt im Wesentlichen nur noch von den Verdichtungseigenschaften des Schüttmaterials selbst ab. Die Endwerte der Tragfähigkeit werden primär von den Ausgangswerten der jeweiligen Unterlage bestimmt. Nach Abschnitt 4.7 werden bei einer Schichtdicke von ca. 0.6 m mit dem Walzen kaum mehr Deformationen bzw. Kräfte in der Bewehrung mobilisiert.

Zusammenfassend kann über den Einfluss der Bewehrung auf die Verdichtung folgendes ausgesagt werden:

- Auf weichem Untergrund mit CBR-Werten unter 3 % bzw. einer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  unter ca. 60 kPa kann die Verdichtbarkeit dünner Schichten (bis ca. 0.5 m) durch den Einbau einer Geokunststoff-Bewehrung verbessert werden. Die Wirkung entspricht einer Untergrundverbesserung um einen CBR-Wert von ca. 1 ... 2 % bzw. einer undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  von ca. 20 ... 50 kPa.
- Die Verdichtbarkeit zusätzlicher Schichten über ca. 0.5 m wird mit einer Bewehrung nicht merklich verbessert und ist praktisch nur von den Eigenschaften des Schüttmaterials selbst abhängig.
- Entspricht ein Untergrund normalen Anforderungen an ein Planum (d.h.  $M_{E1} \geq 15$  MPa bzw.  $E_{V1} \geq 11$  MPa) mit entsprechenden minimalen CBR-Werten von ca. 6 % bzw.  $c_u$ -Werten von ca. 120 kPa, wird mit der Einlage einer Bewehrung auch bei dünnen Schichten keine nennenswerte Verbesserung der Verdichtung erzielt.
- Auf weichem Untergrund kann mit der Einlage einer Bewehrung insbesondere die Dicke einer Bodenaustauschschicht reduziert werden, welche zur Erfüllung der genannten Planumsbedingungen erforderlich wäre, um den normalen Aufbau eines Strassen- oder Bahnoberbaus zu ermöglichen. Dies bedeutet weniger Aushub mit Abfuhr und Deponie von in der Regel für Schützzwecke ungeeignetem Material sowie einen geringeren Bedarf an hochwertigem und teurem Austauschmaterial.

#### 4.8.3 Einfluss der Bewehrung auf die Spurrinnenbildung

Die Bildung von Spurrinnen hängt von der Qualität der Fundamentalschicht und damit vom Schüttmaterial und von der Verdichtung (charakterisiert durch die  $E_{V1}$ - und  $E_{V2}$ -Werte) ab. Die Spurrinnenentwicklung auf der 2. und 3. Schicht (0.4 ... 0.6 m) ist im Wesentlichen eine Abbildung der  $E_{V2}$ -Werte (Abb. 4.101), welche durch die Untergrundeigenschaften und die Wirkung der Bewehrung beeinflusst werden. Die tieferen Spurrinnen im Bereich der Felder 7 und 8 dürften dabei vor allem auf die in diesem Bereich extrem niedrigen CBR-Werte (deutlich unter 1 %) zurückzuführen sein.

Günstig wirkt sich ein tragfähiger Untergrund mit CBR-Werten über 6 % aus (Felder 2 und 3). Wird in den übrigen Bereichen die Tragfähigkeit des Untergrundes mit einbezogen, lassen die gelegten bzw. gestreckten Geogitter ohne Vliesunterlage (Felder 6 und 7) zumindest eine geringere Ausbildung der Spurrinntiefen bei gleichzeitig höherem Wiederbelastungsmodul  $E_{V2}$  vermuten (Abb. 4.101). Zumindest auf dünnen Schichten (0.4 m, Schicht 2) ist die Spurrinnenbildung auf weichem Untergrund mit der Einlage einer Geokunststoff-Bewehrung deutlich geringer als ohne, d.h. mit der Bewehrung sind höhere Radlasten möglich. Bei gleichen Radlasten kann die bewehrte Fundamentalschicht wesentlich häufiger befahren werden, bis die gleichen Spurrinntiefen wie bei einer Schicht ohne Geokunststoff auftreten.

Günstig wirkt sich ein tragfähiger Untergrund mit CBR - Werten über 6 % aus (Felder 2 und 3).

Gemäss Abschnitt 4.6.4 kann die Bewehrung auch bei dickeren Fundamentalschichten (über 0.5 m) noch einen positiven Effekt auf die Bildung von Spurrinnen haben. Die Nutzungsdauer bis zum Erreichen der maximal zulässigen Rinnentiefe kann mit einer Bewehrung vermutlich deutlich verlängert

werden, auch wenn im Geokunststoff durch das Befahren kaum mehr Deformationen und damit Kräfte erzeugt werden (wie mit den Dehnungsmessungen festgestellt). Da der Befahrungsversuch aus Zeit- und Kostengründen abgebrochen werden musste, kann diese Vermutung mit den vorliegenden Ergebnissen nicht abschliessend belegt werden.

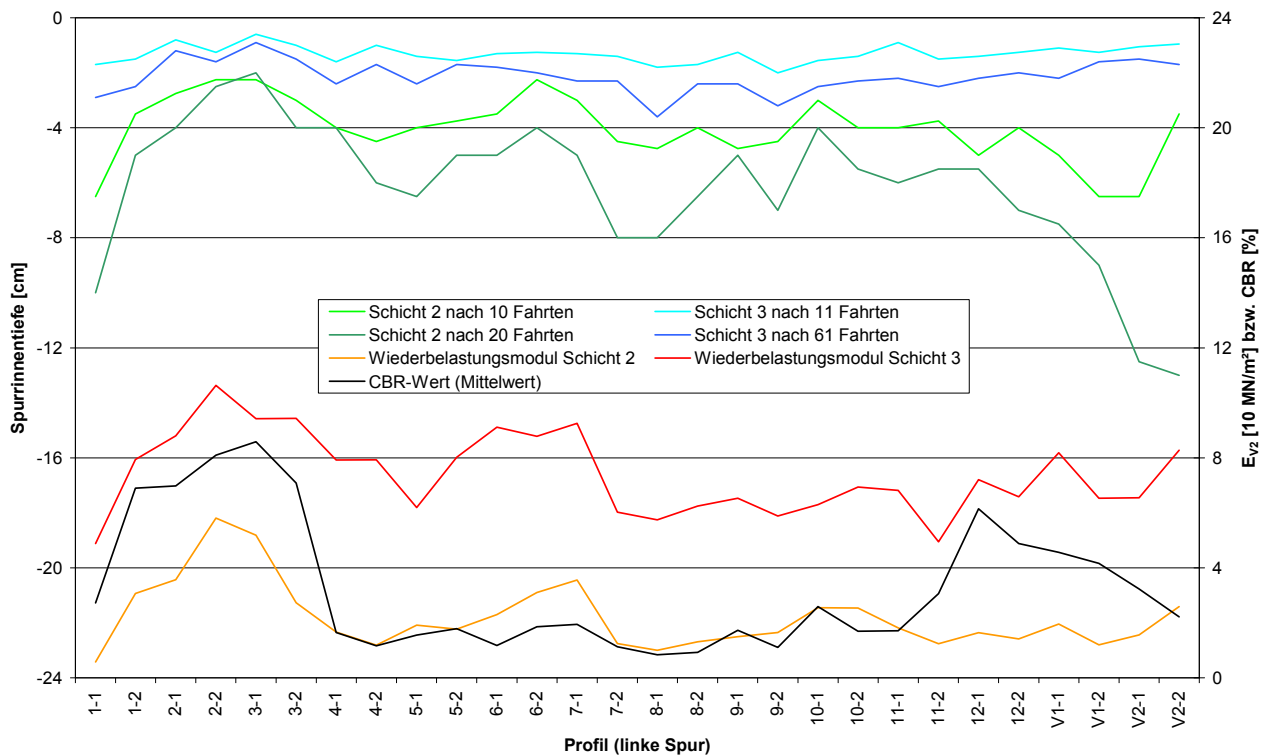


Abb. 4.101: Vergleich der Spurrinntiefen (Mittelwert linke und rechte Spur) mit CBR-Werten (Mittelwert über Fahrbahnbreite) und  $E_{v2}$ -Werten für die Schichten 2 und 3

#### 4.8.4 Seitliche Verankerung des Geokunststoffs

Der Feldversuch hat gezeigt, dass die im Geokunststoff mobilisierbaren Zugkräfte aufgrund der begrenzten Verankerungsmöglichkeit limitiert sind. Bei den für eine Bewehrung interessanten Schichtstärken von 0,2 ... 0,4 m liegen sie bei 6 ... 10  $\text{kNm}^{-1}$  beim Einsatz als Trennlage bzw. 8 ... 15  $\text{kNm}^{-1}$  bei vollständiger Einbettung in der Fundamentalschicht (Verzahnung). Auch bei einer flächigen Schüttung (Arbeitsplanum für schwere Baugeräte) ist es unsinnig, Verankerungslängen deutlich über 1,5 m vorzusehen, da die Bewehrung nicht über grössere Distanzen gezogen werden soll. Somit ergeben sich auch hier keine wesentlich höheren Verankerungskräfte.

Eine Verbesserung der Verankerung ist durch ein seitliches Hochziehen und oben Rückverankern (Abb. 4.102) oder durch seitliches Eingraben möglich. Letztere Massnahme kann vor allem dann sinnvoll sein, wenn sich beim Einsatz von feinmaschigen Produkten, welche auch eine Filterfunktion übernehmen können, damit gleichzeitig die seitlichen Entwässerungsgräben auskleiden lassen (Abb. 4.103). In Spezialfällen kann eine Vorspannung aufgebracht werden, indem der Bewehrungs-Geokunststoff über einen vorgängig ausgehobenen Graben gelegt, seitlich durch Beschütten verankert und anschliessend durch das Überschütten des Grabenbereichs gespannt wird.

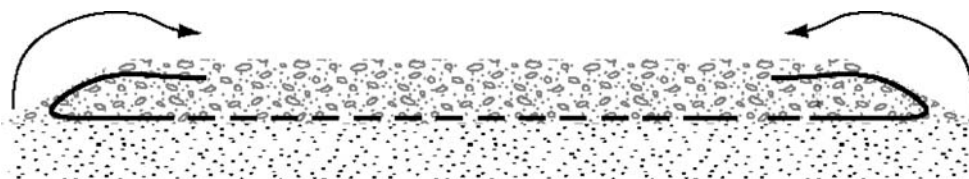


Abb. 4.102: Geokunststoff wird zur Verbesserung der Verankerung seitlich hochgezogen und oben rückverankert [6]

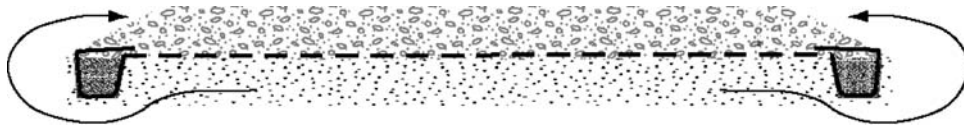


Abb. 4.103: Geokunststoff wird zur Verbesserung der Verankerung in Kombination mit Drainagegräben seitlich eingegraben [6]

#### 4.8.5 Anforderungen an die Bewehrung

Aus den Ergebnissen des Feldversuchs lässt sich ableiten, dass Geokunststoffe die Tragfähigkeit einer Fundamentalschicht auf weichem Untergrund erhöhen und die Verdichtungsmöglichkeit verbessern können, wenn ihr Modul im Dehnungsbereich von 1 ... 3 % mindestens  $400 \text{ kNm}^{-1}$  beträgt. Auf einem Untergrund mit sehr geringer Tragfähigkeit, d.h. wenn der CBR-Wert unter 3 % liegt und bindige Böden eine undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  unter 40 ... 60 kPa aufweisen, ist der Einsatz einer Bewehrung unter einer verhältnismässig dünnen Fundamentalschicht (Dicke kleiner 0.5 m) sinnvoll und effizient.

Weist der Untergrund eine höhere Tragfähigkeit auf, wirkt die Bewehrung nur noch begrenzt. Bei Böden mit  $\text{CBR} > 3 \%$  ist der Einsatz einer Bewehrung im Allgemeinen nicht erforderlich bzw. ihre Wirkung vernachlässigbar, da die für eine Mobilisation von Zugkräften erforderlichen Deformationen zu gering sind. Der Einsatz eines Geokunststoffs ist in diesem Fall nur für Spezialfälle sinnvoll, z.B. zur Überbrückung von Schwachstellen und Bereichen mit unterschiedlichem Setzungsverhalten.

Das Verdichten (Walzen) sowie das Befahren führt bei Schichtdicken unter 0.5 m zu erheblichen Deformationen und damit Zugkräften in den eingebauten Bewehrungen. Für eine bleibende Dehnung bzw. Spannung der Geokunststoffe braucht es in der Trennfläche zur Fundamentalschicht bleibende Deformationen, welche sich im Untergrund als verbreiterte Spurrinnen abzeichnen. Die bleibenden Dehnungen unter den Spurrinnen vertretbarer Tiefe (max. 10 cm) liegen im Bereich von 0.5 ... 1 %. Die kurzzeitigen Verformungen unter der dynamischen Auflast einer Walze oder eines LKW können bis doppelt so hohe Werte erreichen.

Die Mindestanforderung an den Geokunststoff-Modul ( $m \geq 400 \text{ kNm}^{-1}$ ) kann für die Praxis wie folgt umformuliert werden. Für den Einsatz einer einfachen, einlagigen Bewehrung an der Unterseite von Fundamentalschichten aus ungebundenem Kiessand oder Schotter auf Böden mit sehr geringer Tragfähigkeit ( $\text{CBR} = 0.5 \dots 3 \%$ ) gilt für den Mindestwert der Kraft bei 2% Dehnung [8]:

$$r_{2\%} \geq 8 \text{ kNm}^{-1} \quad (5)$$

Diese Minimalanforderung ist durch den verwendeten Geokunststoff längs und quer zur Produktionsrichtung zu erfüllen. Da sich der Modul eines Geokunststoffs im Dehnungsbereich von 1 ... 3 % durch eine Einbaubeanspruchung im Allgemeinen nicht verändert (Abschnitt 4.3.2), muss keine Abminderung durch Einbauschäden berücksichtigt werden. Zur Mobilisierung der Zugkräfte im Geokunststoff empfiehlt sich die Befahrung vor dem Endausbau einer Piste (Spurrinnenbildung).

Erfüllen Bewehrungsgeokunststoffe die mechanische Anforderung nach Gleichung (5), kann eine Untergrundverbesserung gegenüber dem Ausgangswert um einen CBR-Wert von ca. 0.7 ... 1 % erreicht werden. Die entsprechende Erhöhung der  $c_u$ -Werte liegt bei ca. 15 ... 40 kPa. Diese Untergrundverbesserung ermöglicht in der Praxis eine Reduktion der Dicke der Fundamentalschichten um ca. 20 % zur Erzielung der verlangten Verdichtungswerte und um ca. 30 % zur Gewährleistung der Tragfähigkeit (Begrenzung der Spurrinnenbildung beim Befahren ohne Belag).

Die Versuchsergebnisse lassen eine leicht verbesserte Wirkung offener, steifer Geogitter ohne Vliesunterlage vermuten. Eine direkte Vliesunterlage kann diesen positiven Effekt jedoch wieder aufheben. Der Einbau einer dünnen Zwischenschicht (z.B. 5 cm) aus Fundationsmaterial zwischen Trenngeokunststoff und Geogitter könnte, wie in [92] nachgewiesen, durch die kombinierte Wirkung zu einer Steigerung der Tragfähigkeit führen, ist aber auf der Baustelle wegen dem dafür erforderlichen Mehraufwand nicht praktikabel und wird daher auch kaum ausgeführt.

Grosse Unterschiede in der Wirkung verschiedener Geokunststoffe mit vergleichbarem Modul im Dehnungsbereich von 1 ... 3 % konnten nicht festgestellt werden, was sich mit der Beobachtung anderer Studien deckt [99]. Wegen der begrenzten Auflast relativ dünner Schichten ist die seitliche Verankerungsmöglichkeit der Geokunststoffe begrenzt und es macht wenig Sinn, extrem zugfeste Geokunststoffe einzusetzen.

Die Versuchsergebnisse liefern keine Aussagen zur Langzeitwirkung im Gebrauchszustand einer definitiven Strasse oder Bahntrasse und dürfen daher nicht zur Oberbaubemessung herangezogen werden.

#### 4.9 Numerische Modellierung eines Plattendruckversuches

Um die Verdichtbarkeit, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Fundamentalschichten auf weichem Untergrund zu verbessern, werden häufig Geokunststoffe als Bewehrung der Fundamentalschicht eingesetzt. Für die Bemessung solcher Konstruktionen werden unterschiedliche konventionelle analytische Methoden angewandt, die jedoch nicht die Gebrauchstauglichkeit berücksichtigen. Auch wird das komplexe System mit zwei unterschiedlichen Materialien zunehmend mit numerischen Berechnungen simuliert. Die Schwierigkeit bei der numerischen Modellierung besteht darin, bei den Bodenparametern, den Stoffgesetzen und dem Reibungsverhalten zwischen Boden und Geokunststoff die richtige Wahl zu treffen. Oft müssen noch Labor- und Feldversuche für die Validierung solcher numerischer Berechnung herangezogen werden. Um die Machbarkeit solcher numerischer Simulationen zu untersuchen und um die Tragfähigkeit von mit Geokunststoff bewehrten Fundamentalschichten zu messen sowie deren Verhalten zu verstehen, wurden im Rahmen dieses Forschungsprojektes in einem grossmassstäblichen Feldversuch, neben Befahrungsversuchen, auch Plattendruckversuche durchgeführt. Die Fundamentalschicht wurde auf weichem Untergrund in drei Lagen aus gebrochenem Recyclingmaterial aufgebaut. In einer Validierungs- und Parameterstudie wurden die Plattendruckversuche mit einem Finite-Elemente-Programm simuliert und mit den Ergebnissen der Feldversuche verglichen [137]. Es wurden unterschiedliche Variationen angewandt, um die Interaktion zwischen Boden und Geokunststoff zu untersuchen.

##### 4.9.1 Feldversuch

Für die Validierungs- und Parameterstudie wurden die mit dem Finite-Elemente-Programm simulierten Plattendruckversuche mit den Ergebnissen des Feldversuches aus Feld 7 verglichen.

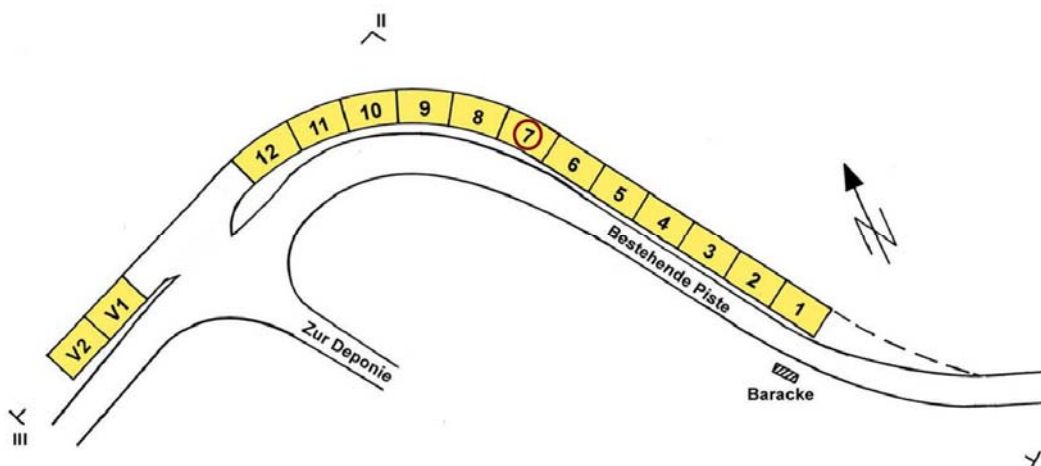


Abb. 4.104: Versuchsfeld mit Feldeinteilung

Für die Fundamentalschichten wurde Recyclingmaterial aus gebrochenem Beton verwendet. Der Querschnitt der Versuchspiste bestand aus 3 Lagen Fundamentalschichten von jeweils ca. 20 cm Dicke (Abb. 4.105). Die erste Fundamentalschicht wurde statisch verdichtet. Die 2. und 3. Schicht wurden dynamisch verdichtet.

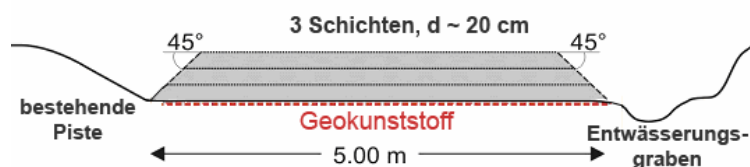


Abb. 4.105: Querschnitt der Versuchspiste

Um die Dehnung im Geokunststoff während der Befahrung und der Plattendruckversuche zu messen, wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) am Geokunststoff angebracht (Abb. 4.106).

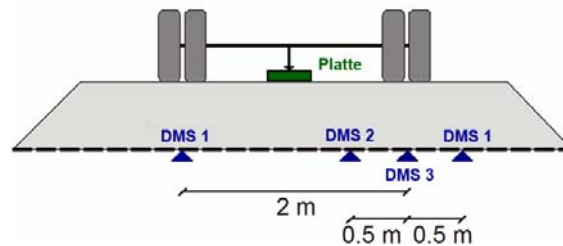


Abb. 4.106: Querschnitt der Versuchspiste Feld 7, mit Lage der Dehnmessstreifen (DMS)

Die Plattendruckversuche auf Feld 7 wurden mit der numerischen Modellierung rückgerechnet und werden anschliessend in dieser Veröffentlichung dargestellt und diskutiert.

## 4.9.2 Materialeigenschaften

### 4.9.2.1 Bodeneigenschaften

Der Untergrund besteht aus einem relativ homogenen siltigen Ton. Nach der Schweizer Norm SN 670 008a handelt es sich um einen Ton mittlerer Plastizität (CM). Der Untergrund war durch die vorherige Überschüttung überkonsolidiert. Durch das Ausheben mit einem Schaufelbagger wurde der Boden grob aufgelockert. Deshalb wurde in der numerischen Modellierung ein OCR von 2 gewählt. Die Scherfestigkeit wurde mit einem undrainierten Triaxialversuch und die Steifigkeit mit dem Ödometerversuch bestimmt:

Kohäsion	$c' = 25 \text{ kN / m}^2$
Reibungswinkel	$\varphi' = 14^\circ$
Dilatanzwinkel	$\psi' = 0^\circ$
Kompressionsbeiwerte	$C_c = 0.249$
	$C_s = 0.031$
Porenzahl	$e_{\text{ini}} = 0.85$
Raumgewicht	$\gamma_{\text{sat}} = 18.9 \text{ kN / m}^3$
Durchlässigkeit	$k = 2.89 \times 10^{-9} \text{ m / s}$

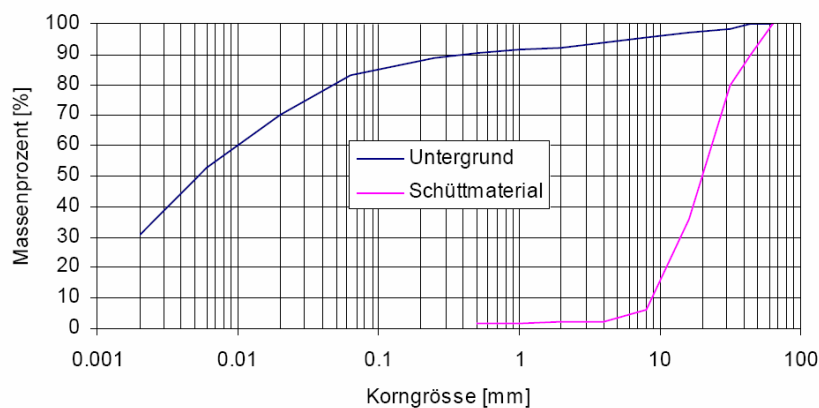


Abb. 4.107: Kornverteilungskurve des Untergrundes und der Fundamentalschicht

Für die Fundamentalschicht wurde ein Recyclingmaterial aus gebrochenem Beton verwendet. Die Bodenkennwerte für die numerische Berechnung wurden anhand einer Parameterstudie bestimmt. Hierbei wurden Untersuchungen zu diesem Material aus der Literatur (z.B. [138]) herangezogen. In diesen Untersuchungen wurde explizit festgestellt, dass dieses Material eine hohe Scherfestigkeit durch Verzahnungseffekte besitzt. Hierbei wurden folgende Wertebereiche für die Scherfestigkeit und Steifigkeit untersucht:

Kohäsion	$c' = 5 - 15 \text{ kN / m}^2$
Reibungswinkel	$\varphi' = 35^\circ - 45^\circ$
Dilatanzwinkel	$\psi' = 5^\circ - 15^\circ$
Steifigkeit	$E = 15 - 25 \text{ MN / m}^2$

#### 4.9.2.2 Eigenschaften des Geokunststoffes

Für die Bewehrung wurde ein biaxial gestrecktes PP-Gitter aus extrudierter Bahn (Breite = 3.80 m, Gitter 65 x 65 mm<sup>2</sup>) eingesetzt. In Tabelle 58 ist das Kraft-Dehnungsverhalten (Herstellerangaben) dargestellt:

Feld 7	Zugfestigkeit längs / quer [kN / m]		
	2 %	5 %	max.
	11 / 12	22 / 25	30 / 30

Tabelle 58: Zugfestigkeit des Geokunststoffes bei unterschiedlichen Dehnungen

Durch das viskoelastische Verhalten ist die Steifigkeit der Geogitter stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig. Aus diesem Grund wurden an dem Geogitter zyklische Zugversuche mit geringer Geschwindigkeit durchgeführt, die der Belastungsgeschwindigkeit ( $v = 5 \text{ mm / min}$ ) des Plattendruckversuches entsprachen [2].

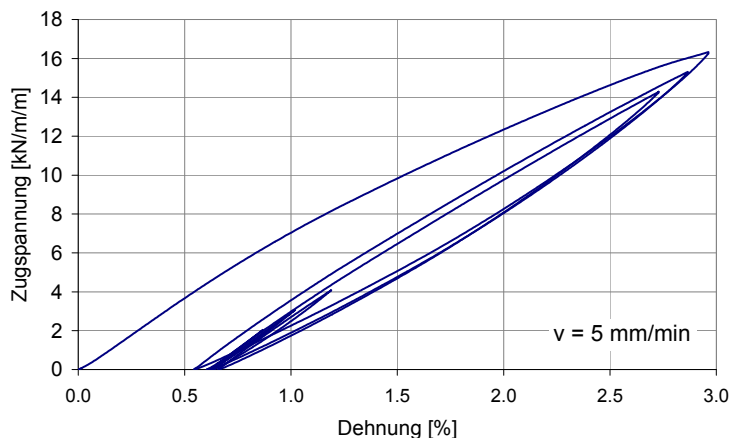


Abb. 4.108: Zugspannungs-Dehnungskurve des Geokunststoffes [139]

Für die Be-, Ent- und Wiederbelastung wurde jeweils das spannungsabhängige Sekantenmodul für die Steifigkeit bestimmt. Als maximale Zugfestigkeit wurden 30 kN / m (Herstellerangabe) für die numerische Berechnung angesetzt.

Sekantenmodul [kN / m]	Belastung	Ent- / Wiederbelastung
1. Foundationsschicht	550	700
2. Foundationsschicht	800	850

Tabelle 59: Sekantenmodul für die Zugfestigkeit für das Geogitter

#### 4.9.3 Ergebnisse der Plattendruckversuche

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit der bewehrten Foundationsschichten wurde der Plattendruckversuch herangezogen. Mit einer kreisförmigen Platte wurde der Untergrund stufenweise be-, ent- und wiederbelastet.

Die Auswertung der Plattendruckversuche erfolgte nach der Schweizer Norm SN 670 317b. Hierbei wurde das Verformungsmodul  $E_V$  berechnet, welches aus der ausgeglichenen Drucksetzungskurve der Belastungsäste ermittelt wird. Wobei  $E_{V1}$  aus der Erstbelastung und  $E_{V2}$  aus der Wiederbelastung bestimmt wurden.

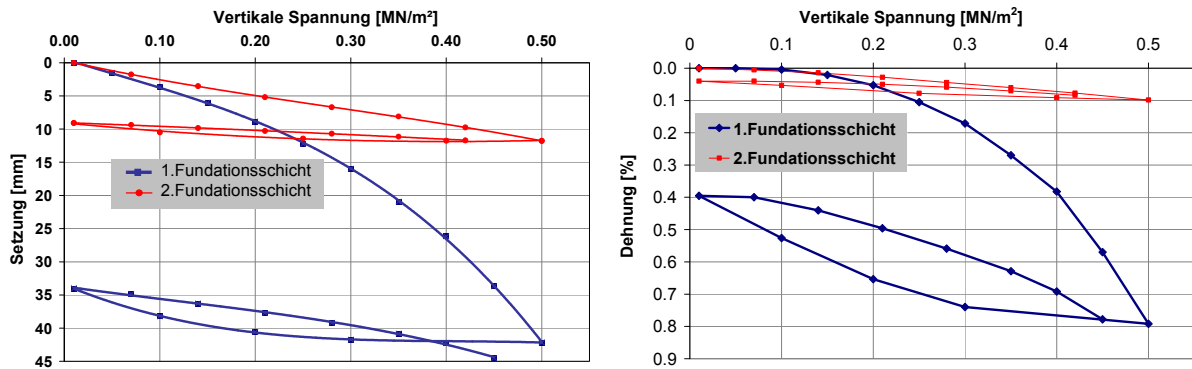


Abb. 4.109: Last-Setzungskurve (links), Last-Dehnungskurve (rechts), Plattendruckversuch auf der 1. und 2. Foundationsschicht, Feld 7

Verformungsmodul [ $\text{MN} / \text{m}^2$ ]	$E_{V1}$	$E_{V2}$	$E_{V2} / E_{V1}$
1. Foundationsschicht	2.85	9.92	3.49
2. Foundationsschicht	9.84	35.55	3.61

Tabelle 60: Gemessene Verformungsmodule  $E_{V1}$ ,  $E_{V2}$  auf der 1. und 2. Foundationsschicht, Feld 7

#### 4.9.4 Numerische Modellierung

Für die numerische Berechnung wurde das Finite Elemente Programm PLAXIS V8.2 [12] verwendet. Hierbei wurden axialsymmetrische Randbedingungen gewählt. Um den Effekt grosser Verformungen in der Berechnung zu berücksichtigen und somit eine realistische Kräfteverteilung in dem Geogitter zu erhalten, wurden Berechnungen mit aktualisierender Netzgenerierung („updated Mesh“) durchgeführt.

##### 4.9.4.1 Randbedingungen

Für die Abmessungen wurden die halbe Querschnittsbreite von 2.25 m und eine Tiefe von 2.0 m angesetzt. Es wurden standardmässige Randbedingungen (horizontal unverschiebliche vertikale Ränder, total unverschieblicher unterer Rand) angenommen (Abb. 4.110). Der Grundwasserspiegel wurde bis zur Oberkante des Untergrunds angesetzt, da der Untergrund gesättigt war.

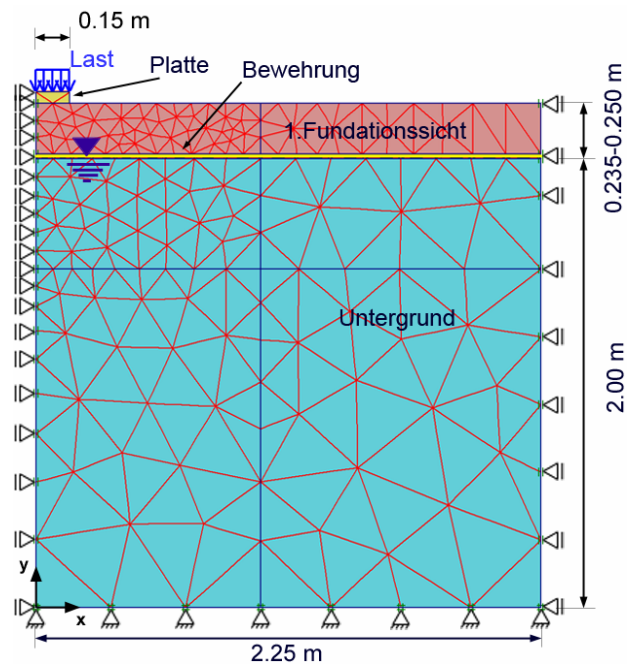


Abb. 4.110: Achsensymmetrisches Finite-Elemente-Netz mit den Randbedingungen

#### 4.9.4.2 Modellierung des Konstruktionsprozesses

Die durch die Verdichtung verursachte Setzung in den Fundamentalschichten wurde durch Messen der Höhe vor und nach der Verdichtung erfasst (Schütthöhe je Fundamentalschicht  $\sim 25$  cm). Durch die Verdichtung wird in den Fundamentalschichten eine Verfestigung erzeugt und die horizontalen Spannungen steigen im grösseren Verhältnis zu den vertikalen Spannungen an [58]. Um diesen Effekt in der numerischen Berechnung zu berücksichtigen, wurde die durch die Verdichtung verursachte Setzung mit einer vorgeschriebenen Verformung modelliert. Durch die horizontal unverschiebliche Auflagerung entsteht zusätzlich zu der Verfestigung eine erhöhte horizontale Spannung.

Höhe [cm]	1. Fundamentalschicht	2. Fundamentalschicht
Höhe vor der Verdichtung	25.0	48.5
Höhe nach der Verdichtung	23.5	45
$\Delta$ Höhe – vorgegebene Verformung	1.5	3.5

Tabelle 61: Messung der Schichtdicke vor und nach der Verdichtung

Die zeitlichen Intervalle zwischen den Schüttungen der Fundamentalschichten wurden durch Konsolidationsberechnungen berücksichtigt. Da der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Laststufen des Plattendruckversuches relativ gering ist ( $\sim 2$  min.), wurde bei der Berechnung des Plattendruckversuches für den Untergrund ein undrainiertes Verhalten angenommen. Erste Berechnungen zeigten bei der Anwendung von Interfaces instabiles Verhalten der Berechnungen. Durch die grossen Verformungen entstand während der ersten Laststufen ein Luftspalt zwischen dem Interface und dem Geokunststoff, das die Berechnung instabil machte. Aus diesem Grund wurden zwischen Boden und Geokunststoff anstatt der Interfaces dünne Bodenschichten mit abgeminderter Scherfestigkeit modelliert, um so das Reibungsverhalten zwischen Boden und Geokunststoff zu simulieren.

#### 4.9.4.3 Stoffgesetze

Für die numerische Modellierung des Untergrundes wurde das Stoffgesetz Soft-Soil-Model (SS) verwendet, das in dem Programm PLAXIS zur Verfügung stand. Dieses Modell, was zum Teil auf das Stoffgesetz Modified-Cam-Clay aufbaut, erlaubt eine plastische Verfestigung über der isotropischen Hauptspannungsachse ( $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 0$ ;  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$ ). Da das Entfestigungsverhalten von Böden mit hohem OCR nicht berücksichtigt wird, ist dieses Stoffgesetz nur für Böden mit einem OCR von 1 bis 1,5 geeignet. Durch die Anwendung einer Kohäsion wurde die „nasse Seite“ des Soft-Soil-Modells vergrössert und somit auch die Modellierung eines Bodens mit einem OCR = 2 möglich.

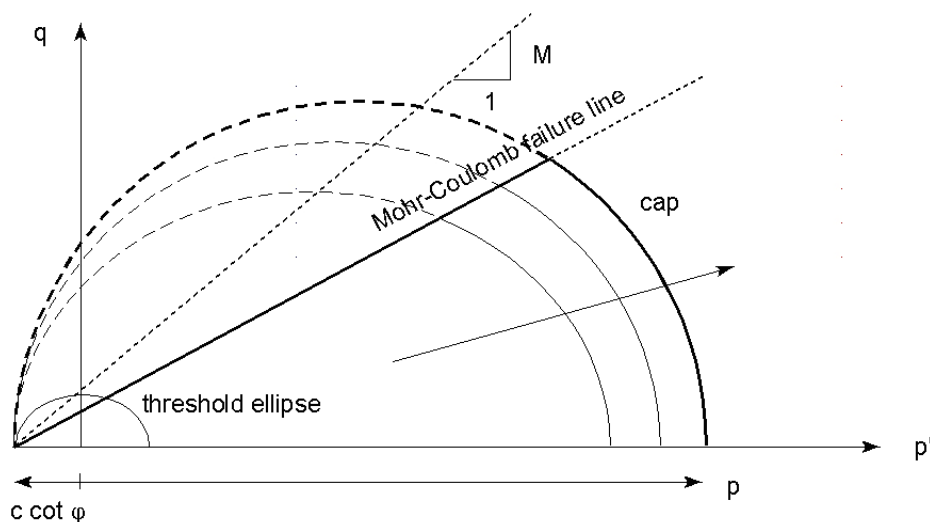


Abb. 4.111: Fließflächen des Soft-Soil-Modells im  $q - p'$ -Diagramm [12]

Die Fließgrenze im  $q - p'$ -Diagramm ist durch eine Mohr-Coulomb Bruchlinie begrenzt. Diese Linie kann nicht überschritten werden. Somit kann der Zustand der reinen Scherdehnung ohne Volumenän-

derung nicht berücksichtigt werden. In der Konsequenz ist dieses Stoffgesetz nur für normalkonsolidierte Böden geeignet.

Um das Verhalten der Foundationsschichten abzubilden, wurde das elastoplastische Stoffgesetz Hardening-Soil-Model (HS) herangezogen. Dieses Stoffgesetz ist ein im Vergleich zum Soft-Soil-Model leicht erweitertes Gesetz, das eine deviatorische Verfestigung zu den Mohr-Coulomb Bedingungen hin erlaubt. Für die weiterführende Beschreibung der Stoffgesetze wird auf die Literatur verwiesen [12].

Die Parameter für die Foundationsschichten wurden, wie bereits erwähnt, anhand einer Parameterstudie bestimmt. Die hohe Wiederbelastungssteifigkeit in der 2. Foundationsschicht ist evtl. auf die mögliche Zertrümmerung des Recyclingmaterials bei der Erstbelastung und das daraus folgende erhöhte Raumgewicht zurückzuführen. Da die 2. Foundationsschicht im Gegensatz zur 1. Foundationsschicht dynamisch verdichtet wurde, ergab sich ein höherer  $E_{\text{oed}}$ . Ansonsten stimmten die bei der 1. Foundationsschicht bestimmten Parameter mit den Parametern der 2. Foundationsschicht überein.

	1. / 2. Foundationsschicht	Untergrund
$\gamma_{\text{dry}} [\text{kN} / \text{m}^3]$	15	14.1
$\gamma_{\text{wet}} [\text{kN} / \text{m}^3]$	18	18.1
Bodenverhalten	drainiert	undrainiert
Stoffgesetz	Hardening-Soil	Soft-Soil
$c' [\text{kN} / \text{m}^2]$	7 <sup>*)</sup>	25
$\varphi'$	43° <sup>*)</sup>	14°
$\psi'$	11° <sup>*)</sup>	-
$\lambda^*$	-	0.059
$\kappa^*$	-	0.015
$E_{50} [\text{MN} / \text{m}^2]$	20 <sup>*)</sup>	-
$E_{\text{oed}} [\text{MN} / \text{m}^2]$	12.5(1. Schicht) <sup>*)</sup> 15 (2. Schicht) <sup>*)</sup>	-
$E_{\text{ur}} [\text{MN} / \text{m}^2]$	55 <sup>*)</sup>	-
m	0.5 <sup>*)</sup>	
Reibung Boden-Geokunststoff.	0.9 <sup>**)</sup>	0.8 <sup>**)</sup>

<sup>\*)</sup> angenommene Werte <sup>\*\*)</sup> reduzierte Scherfestigkeit

Tabelle 62: Bodenkennwerte für die numerische Berechnung

#### 4.9.5 Vergleich der Ergebnisse zwischen Feldversuche und numerischer Berechnung

Die Ergebnisse der Feldversuche und der numerischen Berechnung zeigen eine gute Übereinstimmung. Dies zeigt sich besonders bei der 2. Foundationsschicht, die mit den gleichen Parametern (ausgenommen das höhere Steifigkeitsmodul  $\Delta E_{\text{oed}} = 2.5 \text{ MN} / \text{m}^2$ ) wie bei der 1. Foundationsschicht gerechnet werden konnte. Nur bei der Ent- und Wiederbelastungskurve zeigen sich nicht so gute Übereinstimmungen. Dies beruht darauf, dass die Ent- und Wiederbelastung jeweils unterschiedliche Steifigkeiten besitzen, währenddessen die Ent- und Wiederbelastung in beiden Stoffgesetzen mit der gleichen Steifigkeit berücksichtigt werden.

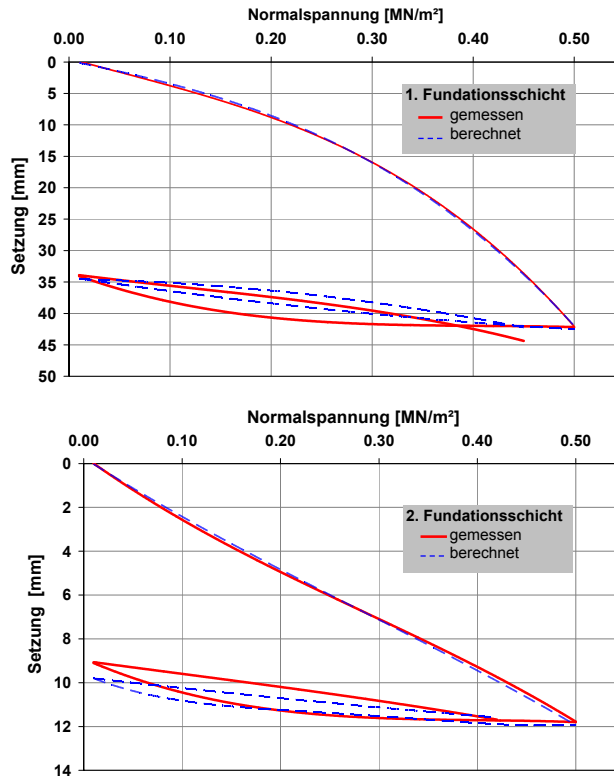


Abb. 4.112: Berechnete und gemessene Last-Setzungskurve, 1. und 2. Fundationsschicht

Die berechneten Dehnungen im Geokunststoff zeigen nicht so gute Übereinstimmungen wie die Last-Setzungskurven.

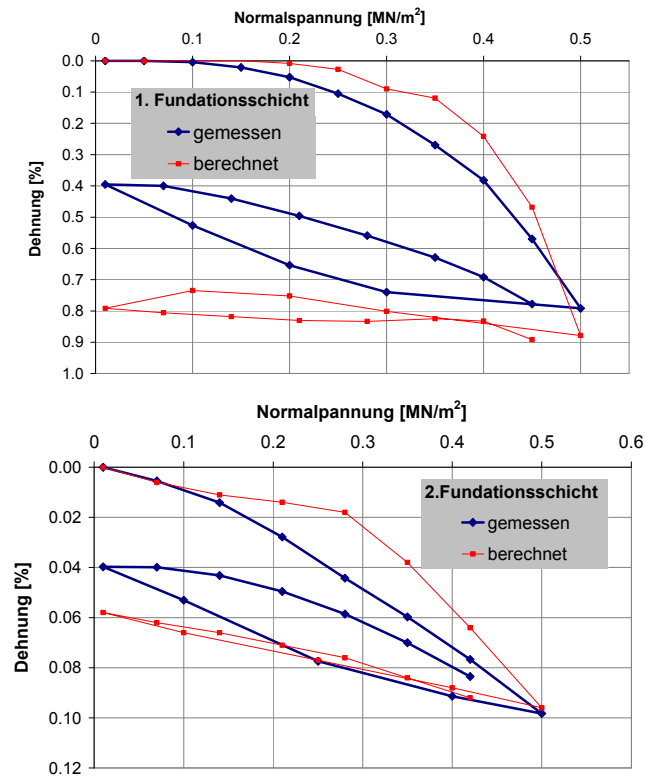


Abb. 4.113: Gemessene und berechnete Last-Dehnungskurve, DMS-2, 1. und 2. Fundationsschicht, Feld 7, 25 cm rechts von der Lastplattenachse

Viele Faktoren führen zu der grossen Diskrepanz zwischen gemessenen und berechneten Dehnungen. Zum einen war die Positionierung der Platte nicht genau über den Druckmessstreifen, so dass nicht nur in Querschnittsrichtung, sondern auch in Achsrichtung, eine Verschiebung vorhanden war. Zum anderen ist es bei der achsensymmetrischen Modellierung nicht möglich, eine evtl. grössere horizontale Verschiebung in der rechten oder linken Hälfte des Querschnittes zu erfassen. Ein wichtiger Punkt ist auch, dass durch die Verleimung der DMS auf der Geogitterstrebe der Geokunststoff eine Verstärkung in diesem Bereich erfährt, so dass die Dehnsteifigkeit an dieser Stelle höher ist.

#### 4.9.6 Erste Gebrauchsanwendungen

Im Anschluss wurde das modellierte System verschiedenen numerischen, geometrischen und parametrischen Variationen unterzogen, um Rückschlüsse auf die Bewehrungsmechanismen und modellierungsbedingten Einflussfaktoren ziehen zu können.

##### 4.9.6.1 Ohne Bewehrung

Interessante Erkenntnisse bringt der Vergleich zwischen dem Referenzmodell und einem Modell ohne Bewehrung. Auf der 1. Foundationsschicht geht der Boden nach der 7. Laststufe ( $350 \text{ kN/m}^2$ ) zu Bruch.

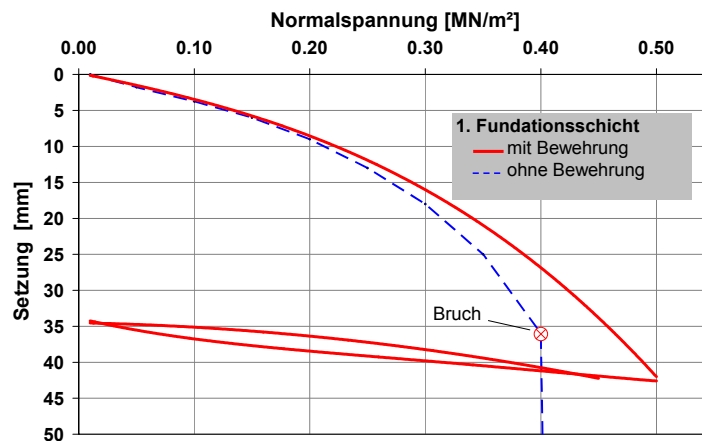


Abb. 4.114: Berechnete Last-Setzungskurve mit und ohne Bewehrung, 1. Foundationsschicht, Feld 7

Bei der Betrachtung der Scherdehnung (Abb. 4.115) mit und ohne Bewehrung kann der Bewehrungsmechanismus deutlich erkannt werden. Die Scherdehnungen, welche die Verformung verursachen, werden von der Bewehrung übernommen und ihre Grösse sowie ihre Ausbreitung reduziert.

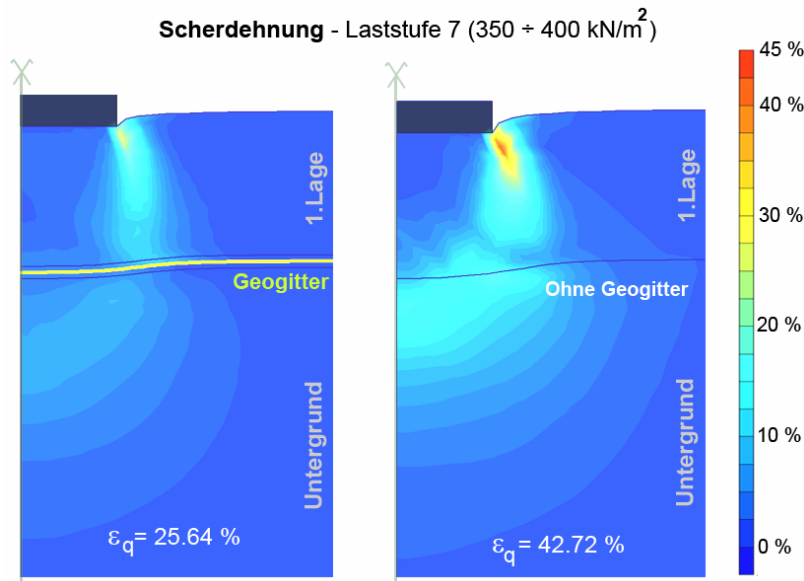


Abb. 4.115: Vergleich der Scherdehnungen ( $\epsilon_q$ ) mit und ohne Bewehrung, 1. Foundationsschicht, Feld 7

Bei der 2. Foundationsschicht sinkt infolge der grösseren Schichtdicke der Einfluss der Bewehrung. Bei der Betrachtung der Verformungsmodule mit und ohne Bewehrung zeigt sich ein Unterschied, der bei höheren und breiteren (Tiefenwirkung) Lasten grösser sein könnte.

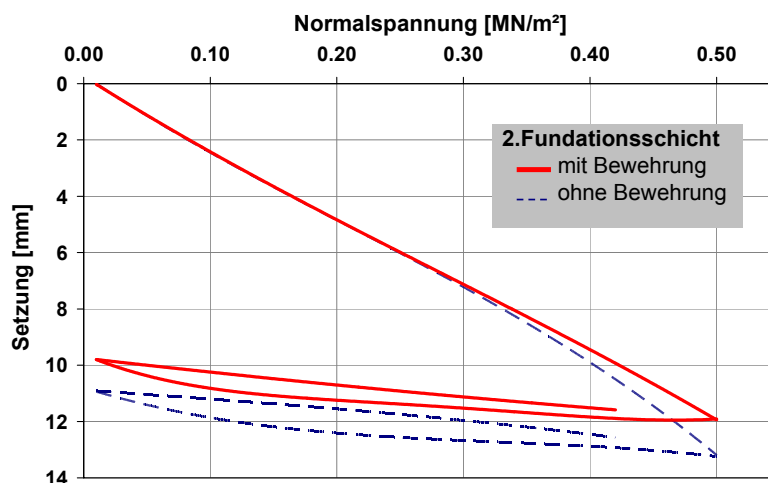


Abb. 4.116: Berechnete Last-Setzungskurve mit und ohne Bewehrung, 2. Foundationsschicht, Feld 7

Verformungsmodul [MN / m <sup>2</sup> ]	$E_{V1}$	$E_{V2}$	$E_{V2} / E_{V1}$
Mit Bewehrung	9.61	51.42	4.18
Ohne Bewehrung	8.88	37.12	6.41
Differenz	7.6 %	27.8 %	34.7%

Tabelle 63: Berechnete Verformungsmodule  $E_{V1}$ ,  $E_{V2}$ , mit und ohne Geokunststoff, 2. Foundationsschicht

#### 4.9.6.2 Erhöhung der Foundationsschichtdicke

In der nächsten Variation wurde bei dem Modell mit der 1. Foundationsschicht (ohne Bewehrung) die Schichtdicke der Foundationsschicht solange erhöht, bis die Endsetzung gleich war wie beim Modell mit Bewehrung und Ursprungsdicke. Ziel dieser Variation war festzustellen, wieviel Recyclingmaterial mit Hilfe der Bewehrung eingespart werden kann. In der unteren Abbildung ist zu sehen, dass ca. 8 cm (ca. 40 %) zusätzliches Recyclingmaterial notwendig wäre, um die gleiche Gebrauchstauglichkeit zu erhalten wie mit einer bewehrten Foundationsschicht.

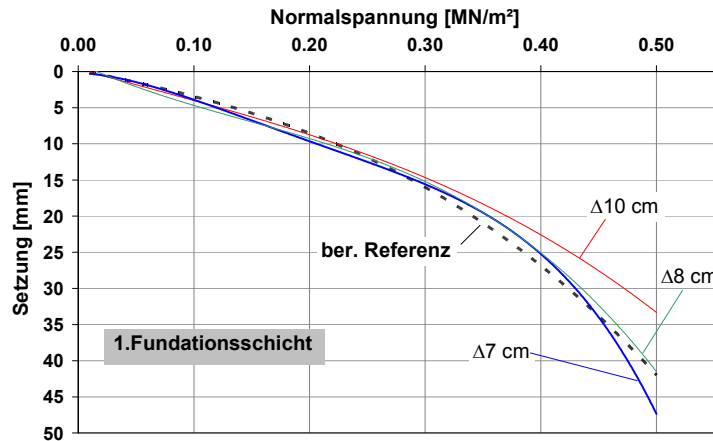


Abb. 4.117: Berechnete Last-Setzung-Kurve, ohne Bewehrung und mit unterschiedlichen Fundationsschichtdicken, 1. Fundationsschicht, Feld 7

#### 4.9.7 Schlussfolgerungen zur numerischen Modellierung der Plattendruckversuche

Die Ergebnisse der FE-Berechnung zeigen, dass es mit den heutigen FE-Programmen möglich ist, Konstruktionen nachzurechnen, die mit einem Geokunststoff bewehrt sind. Zu berücksichtigen ist der jeweilige Herstellungsprozess, sowie dass stets eine Kalibrierung stattfinden muss. Hierbei ist die Wahl der Parameter nicht nur vom Boden, sondern auch vom gewählten Stoffgesetz abhängig. Weitere Einflüsse auf die Ergebnisse der FE-Berechnung sind u. a. die geometrische Modellierung, Netzfeinheit und Iterationsstufen.

Die Nachrechnungen der Plattendruckversuche sind in ihren begrenzten Rahmen zufriedenstellend. So ist es zum Beispiel noch nicht möglich die Verdichtung ausreichend zu simulieren, da die dadurch verursachten Verformungen und Spannungen in Boden und Geokunststoff nicht richtig berücksichtigt werden können.

Die Berechnungen mit und ohne Geokunststoff konnten den Vorteil der Bewehrung nicht ganz wiedergeben, da allein durch die Trennfunktion der Bewehrung eine bessere Verdichtung und somit eine erhöhte Tragfähigkeit erreicht wird.

### 4.10 Zusammenfassung zur Verstärkung von Fundationsschichten

#### 4.10.1 Bewehrung von Fundationsschichten im Verkehrswegebau

Mit der Einlage eines Geokunststoffs als Bewehrung in der Trennfläche zum Untergrund bzw. im unteren Bereich der Fundationsschicht wird folgende Wirkung erzielt:

- Verminderung der erforderlichen Dicke der Fundationsschicht bis zum Erreichen der verlangten Verdichtungswerte und der Tragfähigkeit.
- Reduktion der Spurrinntiefen in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung.
- Verlängerung der Nutzungsdauer von Verkehrswegen.

Je nach Anwendungsfall müssen die Geokunststoffe eine temporäre oder eine permanente Bewehrungsfunktion erfüllen. Folgende Anwendungsfälle lassen sich unterscheiden und können vom Aufbau der Fundationsschicht bis zur Endnutzung auch kombiniert vorkommen:

- Nutzung als Bauplanum für den Verkehr mit Baumaschinen und Transportfahrzeugen mit nur wenig Überfahrten und eventuell noch Einzelbewegungen sehr schwerer Baugeräte zum Einsatzort und zurück (Abschnitt 4.1, Abb. 4.2). Die Fundationsschicht ist so aufzubauen, dass sie den Belastungen gerade standhält. Grössere Deformationen (Spurrinnen) können in Kauf genommen werden. Die Fundationsschicht soll zusammen mit der Bewehrung den Einbruch (Grundbruch) verhindern.
- Nutzung als Baupiste für den vorwiegenden Verkehr mit Transportfahrzeugen (LKW), mit häufigen Überfahrten (Abschnitt 4.1, Abb. 4.1). Ziel ist die Begrenzung der Spurrinntiefe für eine bestimmte Anzahl an Überfahrten. Zulässig sind maximale Spurrinntiefen von ca. 7 ... 10 cm (ohne Be-

lag) bzw. 5 cm (mit Belag). Die Foundationsschicht muss zusammen mit der Bewehrung eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, um dem zu erwartenden Verkehr standzuhalten.

- Nutzung als Foundationsschicht eines permanenten Verkehrsweges (Abschnitt 4.1, Abb. 4.3 und Abb. 4.4). Die Bewehrung soll mithelfen, dass die normgemässen Verdichtungswerte (z.B.  $M_{E1} = 80 \text{ MPa}$  bzw.  $E_{V1} = 60 \text{ MPa}$  auf einer Foundationsschicht im Strassenbau) mit einer möglichst dünnen Foundationsschicht erreicht werden können, bzw. dass nur ein minimaler Bodenaustausch erforderlich ist. Sekundäres Ziel ist eine Verstärkung der Foundationsschicht zur Verbesserung und Homogenisierung der Tragfähigkeit der Strasse oder der Bahntrasse im Endzustand, wodurch sich die Nutzungsdauer verlängern kann.

Der wirtschaftliche Vorteil einer Geokunststoff-Bewehrung liegt primär in der Möglichkeit, die Gesamtstärke einer Foundationsschicht zu reduzieren. Dies bringt eine wesentliche Einsparung an Fundationsmaterial (im Allgemeinen Kiessand), was sowohl einen ökonomischen (Kosten) als auch ökologischen Aspekt (weniger Verbrauch an wertvollem Rohstoff Kies und weniger Transporte) beinhaltet. In den meisten Fällen wird eine Foundationsschicht während dem Bau zunächst als Baupiste ohne Belag genutzt, da im Allgemeinen ein Einbau in mehreren Schichten mit einem Materialtransport über bereits geschüttete und verdichtete Bereiche erforderlich ist.

Bemessungskurven für die Dicke von Foundationsschichten präsentieren sich beispielsweise wie in Abb. 4.118 dargestellt. Diese Kurven sind abhängig von den Anforderungen an die Foundationsschicht (gewünschte Verdichtung, Befahrbarkeit) und vom Verhalten (Verdichtbarkeit, Tragfähigkeit) des eingesetzten Materiales (Schotter, Kiessand, Recyclingmaterial etc.). Es können somit keine allgemein gültigen Bemessungskurven angegeben werden. Die Kurven in Abb. 4.118 sind typisch für die Gewährleistung der Befahrbarkeit auf einer Foundationsschicht ohne Belag mit maximal zulässigen Spurrinnen von 7.5 cm.

Wird eine Bewehrungslage eingebaut, welche den in Abschnitt 4.8.5 aufgeführten Anforderungen genügt ( $r_{2\%} \geq 8 \text{ kNm}^{-1}$ ), kann aufgrund der Ergebnisse des Feldversuches mit einer sehr vorsichtig angenommenen Verbesserung der Untergrundeigenschaften um einen CBR-Wert von 0.7 % gerechnet werden, unabhängig vom Ausgangswert des Bodens. Damit ist aufgrund der Form der Kurven (Abb. 4.118) die Verbesserung um so ausgeprägter, je schlechter die Untergrundeigenschaften sind. Unter günstigen Bedingungen ist vor allem beim Einsatz von Geogittern (gute Verzahnung mit dem Fundationsmaterial) auch eine Verbesserung der Untergrundeigenschaften (CBR) bis deutlich über 1 % möglich.

Allgemein darf mit einer Bewehrung auf sehr weichem bis weichem Untergrund mit einer Reduktion der Dicke der erforderlichen Foundationsschicht um mindestens 20 % gerechnet werden. Bei günstigen Verhältnissen kann insbesondere beim Einsatz offener Geogitter, welche sich mit dem Schüttmaterial gut verzahnen, noch eine grössere Reduktion erreicht werden.

Diese Angaben gelten auch für relativ dünne Schichten, wie sie für ein minimal befahrenes Arbeitsplanum eingesetzt werden können. Nicht verwendet werden darf diese Aussage über die mögliche Reduktion der Dicke der Foundationsschicht für die Bemessung des Gesamtaufbaus einer Strasse oder einer Bahntrasse auf den Endzustand. Möglich ist jedoch der Aufbau einer Bodenersatzschicht mit der Einlage einer Bewehrung, damit der so "verbesserte" Untergrund den normgemässen Mindestanforderungen an ein Planum genügt, welches eine normale Bemessung zulässt. Die Bewehrung ist dann nicht ein Bauteil, welcher in die Bemessung auf den Endzustand eingeht, sondern wirkt indirekt nur als Mittel zur Verbesserung der Unterlage.

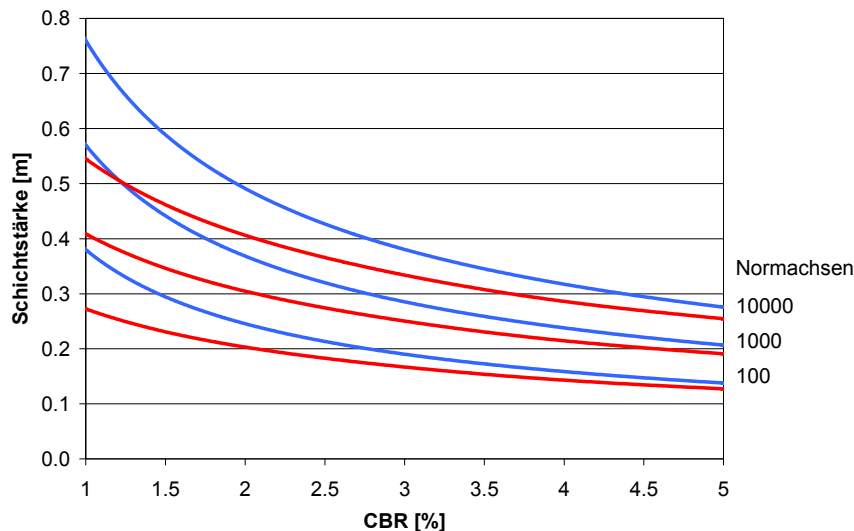


Abb. 4.118: Typische Bemessungskurven für die Mindestdicke der Fundationsschicht einer Straße ohne festen Oberbau, in Abhängigkeit des CBR-Wertes des Untergrundes. Die blauen Kurven repräsentieren die in [88] aufgestellte empirische Formel zur Gewährleistung der Befahrbarkeit einer unbewehrten Fundationsschicht mit Normachsen  $N = 80 \text{ kN}$  (8 t) und maximalen Spurrinnen von 7,5 cm (Abschnitt 4.1). Die roten Kurven zeigen die mögliche Reduktion der Schichtstärke durch eine Bewehrung, wenn die Bewehrungswirkung mit einer Erhöhung des CBR-Wertes um 0,7 % gleichgesetzt wird

#### 4.10.2 Einsatz eines Geokunststoffs mit Trennfunktion

Die Notwendigkeit des Einbaus einer Trennlage zwischen Untergrund und Fundationsschicht ist vom Untergrund und bei permanenten Projekten auch von der Gewährleistung der Frostsicherheit der Fundationsschicht abhängig. In vielen Fällen, insbesondere für Baupisten, werden Bewehrungen ohne Trennfunktion eingesetzt. In der Wirkung können dabei bei offenen Geogittern wegen dem besseren Verzahnungseffekt sogar Vorteile entstehen.

Bei feinkörnigen Böden erübrigt sich für den temporären Einsatz in der Regel der Einbau einer speziellen Trennlage. Die Geokunststoffe können dann direkt auf den Untergrund verlegt und mit dem Fundationsmaterial beschüttet werden. Nicht tonige Feinkornböden sind problematisch, da diese unter dynamischer Belastung zur Verflüssigung neigen und ein Materialtransport stattfinden kann. In solchen Böden ist auf jeden Fall eine Trennlage einzubauen, welche auf den feinkörnigen Untergrund abzustimmen ist. Erfolgt der Einbau als Bestandteil eines permanenten Strassen- oder Eisenbahnkörpers, ist generell eine Trennlage vorzusehen, da eine Verschmutzung der Fundationsschichten mit Feinmaterial zur Gewährleistung der Frostsicherheit zu vermeiden ist.

Als Trennlage sind Geokunststoffe einzusetzen, welche die Anforderungen nach [140] für die Funktion Trennen erfüllen. Feinmaschige, feinporige Geokunststoffe mit Bewehrungsfunktion genügen oft gleichzeitig den Anforderungen bezüglich Bewehren und Trennen. Bei grobmaschigen Produkten (Geogitter) sind diese mit einem entsprechenden Geokunststoff mit Trennfunktion zu kombinieren. Dabei können entweder vorgefertigte Verbundstoffe eingesetzt werden, bei welchen auf das Gitter ein entsprechender feinporiger Geokunststoff geklebt wird, oder aber es werden vor Ort zwei verschiedene Geokunststoffe für das Bewehren und das Trennen eingebaut. Zusätzliche Geokunststoffe mit Trennfunktion sind unter dem Geokunststoff mit Bewehrungsfunktion, d.h. auf den feinkörnigen Untergrund, zu verlegen.

#### 4.10.3 Einbauhinweise

Bis zum Einbau sind Geokunststoffe vor Witterungseinflüssen zu schützen. Beschädigungen bei Transport und Verlegung müssen durch eine entsprechende Sensibilisierung auf der Baustelle und den Einsatz geeigneter Hilfsmittel (Transport- und Ausrolltraversen) verhindert werden. Bei jedem Um- und Abladen ist darauf zu achten, dass die Rolle nicht geknickt und ihre äusseren Lagen nicht mechanisch verletzt werden (Löcher, Anrisse usw.).

Geokunststoffe sind faltenfrei auf ein möglichst ebenes Planum auszulegen. In Hauptkraftrichtung sind Stösse und Überlappungen nur zulässig, wenn solche im Projekt vorgesehen sind. Verlegte Geokunststoffe mit Bewehrungsfunktion sollten nach dem Verlegen möglichst rasch mit einer ersten Lage Schüttmaterial bedeckt werden, um diese vor direkter Sonneneinstrahlung zu schützen. Eine Freiliegezeit von mehr als 5 Tagen ist zu vermeiden.

Geokunststoffe dürfen nicht direkt mit schweren Baumaschinen befahren werden. Die Geokunststoffe müssen vor dem Befahren bzw. Verdichten mit mindestens 0.2 m (bewehrte Konstruktionen) bzw. 0.3 m (Grundbewehrung von Dämmen, Foundationsschichten auf weichem Untergrund) Schüttmaterial überdeckt werden (Schüttmaterial vor Kopf einbringen). Die erste Schicht (0.2 ... 0.3 m) darf im Allgemeinen nur statisch verdichtet werden. Beim Einsatz schwerer Verdichtungsgeräte (> 5 t) ist die minimale Schüttdicke gegebenenfalls zu erhöhen.

Der Einbau von Geokunststoffen mit Bewehrungsfunktion in Foundationsschichten hat in der Regel in der Trennfläche zwischen Untergrund und Foundationsschicht zu erfolgen. Die Kraftaufnahme ist von den Deformationen abhängig, welche an der Basis am grössten sind. Die Geokunststoffe sind bis an den äussersten Rand der Foundationsschicht zu verlegen, um eine möglichst hohe Verankerungslänge zu erreichen. In Längsrichtung zur Piste oder Strasse verlaufende Stösse sind zumindest in Spurrinnenbereichen zu vermeiden. In Querrichtung und - wenn unvermeidlich - in Längsrichtung verlaufende Stösse müssen eine minimale Überlappungsbreite von 0.5 m aufweisen.

## **5. Zusammenfassung der Ergebnisse**

### **5.1 Stützkonstruktionen und Steilböschungen aus bewehrter Erde**

Bei den bewehrten Steilböschungen und rückverhängten Stützbauwerken zeigte sich, dass die verwendeten Bemessungsmethoden einerseits und die Sicherheitsansätze andererseits einen grösseren Einfluss auf die durch die Bewehrung aufzunehmenden Kräfte haben. Vor allem Steilböschungen mit eher flachen Neigungen von 60...70° zur Vertikalen spielt die Wahl des Modelles und der Sicherheitsbeiwerte, welche vom untersuchten Grenzzustand abhängen, eine entscheidende Rolle. Nach dem Stand der Technik kann die Bemessung nach wie vor mit klassischen Methoden mit senkrechten Lamellen oder auch mit Starrkörpern vorgenommen werden, wobei der Einfluss der Bewehrung in den Trennflächen nicht berücksichtigt wird. Im Weiteren ist beim Nachweis der inneren Standsicherheit einer bewehrten Konstruktion mit Gleitflächen, welche die Bewehrungslagen schneiden, auf jeden Fall der Grenzzustand 3 zu untersuchen. Nur bei sehr steilen Gleitflächen, welche einen überwiegenden Anteil der Bewehrungslagen schneiden, ist die Untersuchung des Grenzzustandes 2 im Einzelfall angezeigt und kann möglicherweise auch massgebend werden.

Die FE – Berechnungen haben für Nachweise mit eingeführten Sicherheitsbeiwerten, d.h. im Wesentlichen der stufenweisen Reduktion der Scherparameter, leider zu keinen brauchbaren Ergebnissen geführt, da die Bemessung wegen lokalen Bruchzuständen nicht mehr weiter möglich war. Damit eignen sich diese nur begrenzt für Nachweise der Tragsicherheit einer Konstruktion. Besser sieht dies bei den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit (Deformationen) aus. Hier zeigte sich zwischen der Ermittlung der Kräfte mit Gleichgewichtsmethoden (für den Gebrauchszustand mit charakteristischen Werten berechnet) und jenen nach der FE – Berechnung eine relativ gute Übereinstimmung. Ebenfalls liefert die FE – Berechnung gute qualitative Aussagen über das Verformungsverhalten. Gegenüber den praktischen Erfahrungen mit ausgeführten Objekten sind die damit berechneten Deformationen eher zu gross und ergeben eine sehr grosse, proportionale Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit der Bewehrung sowie eine sehr untergeordnete vom Verformungsverhalten (Zusammendrückbarkeit) des Schüttmaterials. Dies steht im Gegensatz zu den Erkenntnissen in der Praxis, wo offensichtlich die Qualität der Schüttung den Haupteinfluss ausübt. FE – Methoden haben nach diesen Untersuchungen noch nicht die Praxisreife erreicht, dass ihre Anwendung für kleinere Objekte sinnvoll erscheint und dass diese die konventionelle Bemessung ersetzen könnten.

### **5.2 Dämme auf weichem Untergrund**

Bei der Bewehrung von Dämmen auf weichem Untergrund ergibt die FE - Berechnung der Kräfte in der Bewehrung eine relativ gute Übereinstimmung mit der Berechnung mit klassischen Gleichgewichtsmodellen, insbesondere von Gleitkreisanalysen. Auch liefert hier die stufenweise Reduktion der Scherparameter zur Feststellung des Sicherheitsniveaus bessere, d.h. vergleichbare Resultate. Auch hier hat bei der FE – Berechnung die Dehnsteifigkeit der Bewehrung einen grossen Einfluss auf die Entwicklung der Kräfte. Im Vergleich zur Praxis werden die Deformationen (Setzungen) eher überschätzt. Dies hängt nicht zuletzt damit zusammen, dass sich die relevanten Bodenparameter oft nur ungenau erfassen lassen und sich dann auch die Verwendung komplexer Stoffgesetze nur bedingt lohnt.

### **5.3 Erhöhung der Tragfähigkeit von Fundationsschichten**

Bei der Bewehrung von Fundationsschichten auf wenig tragfähigem Untergrund konnte generell eine Verbesserung der Verdichtbarkeit, gemessen als Zunahme des Zusammendrückungsmoduls pro eingebaute Schichtdicke, nachgewiesen werden. Als wichtiger Faktor ergab sich dabei die Dehnsteifigkeit der Bewehrung, wobei diese bei einer Dehnung von 2 % eine Kraftaufnahme von mindestens 8 kNm<sup>-1</sup> aufweisen soll. Dabei resultiert mit der Bewehrung eine fiktive Verbesserung der Untergrundeigenschaften um bis zu 1 % für den CBR – Wert und eine Erhöhung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u'$  um ca. 15...40 kPa. Dies ermöglicht in der Praxis eine Reduktion der Dicke der Fundationsschichten um ca. 20 % zur Erzielung eines verlangten Verdichtungswertes und um ca. 30% zur Gewährleistung der Tragfähigkeit (Begrenzung der Spurrinnenbildung beim Befahren ohne Belag).

Die Wirkung einer Bewehrung ist um so grösser, je schlechter die Tragfähigkeit des Untergrundes ist. Ab einem CBR – Wert des Untergrundes von ca. 3 % wird der Einfluss einer Bewehrung praktisch vernachlässigbar, da ohne Deformationen im Untergrund in der Bewehrung auch keine Kräfte mobilisiert werden. Die Machart und die Struktur der Bewehrung üben offenbar nur einen untergeordneten Einfluss auf ihre Wirkung aus. Offene, eher dehnsteife Geogitter ohne Vliesunterlage, welche eine gute Verzahnung mit dem Grobkorn des Fundationsschicht ermöglichen, lassen eine etwas bessere

Wirkung vermuten. Eine direkte Vliesunterlage reduziert diesen Verzahnungseffekt. Der Einsatz sehr starker Geokunststoffe bringt jedoch wenig, da wegen der allgemein geringen Auflast der relativ dünnen Foundationsschichten die seitliche Verankerungsmöglichkeit begrenzt ist. Gerade deswegen ist es wichtig, dass Baupisten ausreichend breit angelegt und die Bewehrung bis an den Seitenrand gezogen wird.

Mit FE-Modellen konnte die Auswirkung auf einzelne Parameter, wie z.B. die Einsenkung unter einer Lastplatte, untersucht werden. Von einer Bemessung der Bewehrung oder der Abschätzung der Auswirkung auf das Verhalten der Foundationsschicht in der Praxis bezüglich Verdichtung oder Tragfähigkeit ist man jedoch noch weit entfernt. Der Einfluss auf den Endausbau einer Strasse mit Belag (Dimensionierung und Langzeitverhalten) wurde nicht untersucht und lässt noch viele Fragen offen.

#### **5.4 Allgemeines zur numerischen Modellierung mittels finiter Elemente**

Die Methode der finiten Elemente ist ein mächtiges Werkzeug in der Berechnung von geotechnischen Konstruktionen. Sie eignet sich vor allem in der Abschätzung von Deformationen, Spannungen und Schnittkräften von Bauelementen und des umgebenden Bodens. Damit lässt sich primär das Verhalten im Gebrauchszustand berechnen.

Bei der Berechnung mit Geokunststoffen ist vor allem auf die Modellierung der Kontaktbedingungen zwischen Boden und Geokunststoff zu achten. Die Grenzfläche wird im Allgemeinen durch Interface-Elemente abgebildet. Ferner sollte die Berechnung von Geokunststoffen am verformten Netz stattfinden. Softwareprogramme bieten die Möglichkeit der „updated mesh“ Analyse. Durch diese Berechnungsprozedur können erst Membrankräfte im Geokunststoff berücksichtigt werden.

In der FE-Berechnung ist der Modellierung des Bauprozesses grosse Aufmerksamkeit zu schenken. Vor allem bei der Berechnung von feinkörnigen Böden spielt der zeitliche Baufortschritt eine wesentliche Rolle. Die einsetzende Konsolidation während der Bauphase erlaubt den Abbau von Porenwasserüberdrücken in diesen wenig durchlässigen Böden. Dabei reduzieren sich Verformungen und das Niveau der Standsicherheit liegt höher. Auch die Modellierung des Bauprozesses von geokunststoffbewehrten Steilböschungen hat einen massgebenden Einfluss auf die endgültigen Verformungen der bewehrten Erdkonstruktion.

Für die Analyse der Tragfähigkeit bietet die FE-Berechnung die Möglichkeit der  $\phi$ - $c$ -Reduktion. In dieser Analyse werden die Scherfestigkeitsparameter des Bodens sukzessive reduziert. Dabei wird beobachtet, wie sich bei vermindertem Scherwiderstand des Bodens die Konstruktion verhält. Diese Methode lässt sich bei homogenen Bodenverhältnissen gut anwenden und ergibt im Vergleich zu klassischen Berechnungsmethoden übereinstimmende Resultate. Bei heterogenen Verhältnissen und Einbauten, wie z.B. bei Geokunststoffen, sind die Ergebnisse der Standsicherheit und der eintretende Bruchmechanismus auf Plausibilität zu prüfen. Durch die eingebetteten Konstruktionselemente kann es zu einer Verzerrung des Versagensmechanismus kommen, der von einer realen Bruchfigur stark abweichen kann. Das Kriterium Versagen wird in der Berechnung auch durch das Verfehlen der Konvergenz in der Iteration definiert, welches aber nicht zwingend mit einem Stoffversagen übereinstimmen muss. Der Faktor der berechneten Standsicherheit ist auch nicht mit dem Sicherheitsfaktor einer klassischen Berechnung vergleichbar. Prinzipiell bietet eine solche  $\phi$ - $c$ -Reduktionsberechnung nur einen Anhaltspunkt über das vorliegende Sicherheitsniveau.

Bei der Berechnung von Problemen der Bauwerk-Boden-Interaktion, wie dies bei der Modellierung von Geokunststoffen der Fall ist, sind häufig manuelle Einstellungen in der Berechnungsprozedur vorzunehmen. Dies bezieht sich zum Beispiel auf die Grösse der inkrementellen Lastschritte in der Iterationsroutine oder auf die Annahme der Zeitschritte in einer Konsolidationsberechnung. Um solche Einstellungen vornehmen zu können, bedarf es Erfahrung im Umgang mit der FE-Rechnung. Neueinsteigern sei daher empfohlen, sich bei der Modellierung geotechnischer Probleme von kompetenten und erfahrenen Ingenieuren beraten zu lassen. Eine Diskussion der Berechnungsergebnisse sollte immer erfolgen, um eventuelle Fehler in der Modellierung zu eliminieren, da eine unabhängige Kontrolle der Ergebnisse oft nicht möglich ist.

Abschliessen sei bemerkt, dass eine FE-Berechnung nur so gut ist wie die verwendeten Stoffmodelle und die dazu angesetzten Stoffparameter. Es empfiehlt sich, die Bodenparameter für das jeweils verwendete Stoffgesetz anhand von Labor-, Feld- oder Modellversuchen rückzurechnen bzw. zu kalibrieren. Dazu eignen sich zum Beispiel Triaxialversuche, Plattendruckversuche bzw. Testdammschüttungen. Durch die Kalibration des Stoffmodells erhöht sich massgeblich die Qualität und Zuverlässigkeit der numerischen Berechnung.

## **6. Motivation und erreichte Ziele**

### **6.1 Motivation**

Geokunststoffe werden heute im Erd- und Verkehrswegebau mit vielfältigen Aufgaben zur Bewehrung von übersteilen Böschungen, der Rückverhängung von Stützbauwerken, der Stabilisierung von Dämmen auf weichem Untergrund und der Verstärkung von Foundationsschichten eingesetzt. Bezüglich der Bemessung und der Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit geokunststoffbewehrter Erdkonstruktionen bestanden keine spezifischen Richtlinien oder Normen. Bei der Verstärkung von Foundationsschichten fehlten allgemeine Angaben zur Wirkung und zu den Anforderungen an die zu verwendende Bewehrung.

#### **6.1.1 Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund**

In der Praxis werden verschiedenste Bemessungsmodelle zur Ermittlung der Beanspruchungen verwendet. Ebenso gibt es unterschiedliche Annahmen für die Nachweise der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit. In der Schweiz existieren keine entsprechende Richtlinien oder Normen. Auch im Ausland sowie in der europäischen Normierung (CEN) fehlen dazu präzise Unterlagen, welche über gewisse Grundsätze der Annahmen bezüglich Einwirkungen (EUROCODE 1 [141]) und der geotechnischen Grundlagen (EUROCODE 7 [142]) hinausgehen. Weiterführende europäische Normen beschränken sich im Wesentlichen auf die Ausführung (EN 14475 "Reinforced Fill" [143]).

Im Bereich der Bemessung geokunststoffbewehrter Erdkonstruktionen sollte daher der Einfluss der Bemessungsmodelle und der Annahmen über die Sicherheiten in der Bemessung und in den Bauteilen näher untersucht sowie Empfehlungen für die konkrete Bemessung solcher Konstruktionen geliefert werden. Es interessierte ferner die Anwendbarkeit von FE-Methoden für die Bemessung der Konstruktionen und die Ermittlung des Verformungsverhaltens. Auch sollten die Unterschiede in der Beanspruchung der Bewehrung nach der klassischen Bemessung mit Gleichgewichtsmodellen im Vergleich zu jener mit FE-Methoden untersucht werden. Gesucht wurde eine Antwort auf die Frage, ob die Ergebnisse vergleichbar sind und welche Konsequenzen sich für die Anwendung in der Praxis ergeben. Ist die Bemessung mit vergleichsweise einfachen statischen Gleichgewichtsmodellen, welche das Deformationsverhalten unberücksichtigt lassen, weiter zulässig, oder sind zukünftig aufwändigere FE-Methoden anzuwenden? Das Projekt sollte Grundlagen für eine spätere Normierung für die Bemessung und die Anforderungen an die Baustoffe, insbesondere an die Bewehrung, liefern.

#### **6.1.2 Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten**

Bei der Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten durch Bewehrungseinlagen interessierte zunächst ihr genereller Einfluss auf die Verdichtung einerseits (Verdichtungseffekt pro eingebaute Schichtstärke) und die Tragfähigkeit (Befahrbarkeit bis zu einer definierten Spurrinnenbildung) andererseits. Im Weiteren war es das Ziel, durch Ermittlung der Bewehrungswirkung verschieden starker bzw. steifer Produkte mit unterschiedlichem Aufbau, die Anforderungen an solche Bewehrungsprodukte zu formulieren, welche in eine entsprechende Norm aufgenommen werden können.

### **6.2 Erreichte Ziele**

#### **6.2.1 Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund**

Bei den geokunststoffbewehrten Erdkonstruktionen (übersteile Böschungen, rückverhängte Stützbauwerke, Dämmen auf weichem Untergrund) konnte der Einfluss verschiedener Bemessungsmodelle und Annahmen über die Sicherheit (global, partial) aufgezeigt werden. Gleichzeitig konnte nachgewiesen werden, dass Konstruktionen, welche nach der alten, globalen Sicherheitsdefinition bemessen wurden, auch einer Bemessung mit der neuen, partialen Sicherheitsdefinition standhalten, sofern die globale Sicherheit über alle treibenden und rüchhaltenden Kräfte/Momente definiert und nicht einseitig als Sicherheitsfaktor in der Bewehrung konzentriert wurde.

Die rechnerische Beanspruchung der Bewehrung reagiert dabei in Abhängigkeit des verwendeten Bemessungsmodelles, den Ansätzen zur Berücksichtigung Sicherheit und des Grenzzustandes unterschiedlich empfindlich auf geometrische Randbedingungen (Geländeneigung, Neigung der Konstruktion). Es resultiert die Empfehlung, solche Konstruktionen einheitlich nach dem Grenzzustand 3 zu bemessen und den Einfluss der Bewehrung in den Trennflächen der Gleitkörper (Lamellen, Starrkörper) zu vernachlässigen.

Das Ziel, Tragsicherheitsnachweise mit der FE-Methode durch stufenweise Reduktion der Scherfestigkeit zu führen, wurde nicht erreicht. Dafür bleiben nach wie vor die klassischen Nachweise mit Gleichgewichtsmodellen. In der Praxis ist die Anwendung der FE-Methoden für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von geokunststoffbewehrten Konstruktionen mit gewissen Einschränkungen möglich. Zum Beispiel werden beim Aufbau geokunststoffbewehrter Erdkonstruktionen die bereits eingetretenen Deformationen fortlaufend kompensiert. Dies zu modellieren wäre sehr aufwändig. So sind die mit FE-Methoden berechneten Deformationen meist grösser als jene, welche an eingebauten Objekten effektiv gemessen werden. Auch werden die Verdichtungseffekte während dem Einbau der Schüttung numerisch vernachlässigt, welche zu einer höheren Steifigkeit und Verspannung führen. Die Eigenschaften des Geokunststoffe im eingebauten Zustand werfen noch einige offene Fragen auf, welche in der numerischen Modellierung nicht berücksichtigt sind.

### **6.2.2 Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten**

Die Bewehrung von Foundationsschichten mit Geokunststoffen auf weichem Untergrund hat einen positiven Effekt auf die Verdichtung und die Tragfähigkeit dieser Schichten ohne Belag. Der Effekt ist um so grösser desto geringer die Tragfähigkeit des Untergrundes. Weist der Untergrund eine Tragfähigkeit auf, welche den normgemässen Anforderungen an ein Planum im Strassenbau genügt, kann mit der Einlage einer Bewehrung jedoch kaum mehr eine Verbesserung erzielt werden.

Damit auf sehr weichem bis weichem Untergrund eine Bewehrung einen signifikanten Effekt hat, muss diese eine ausreichende Dehnsteifigkeit aufweisen, d.h. bei einer begrenzten Deformation (Verlängerung) eine minimale Zugfestigkeit bringen. Die Wirkung sehr starker und damit dehnsteifer Produkte ist begrenzt, da dafür die mögliche seitliche Kraftabtragung (Verankerung) insbesondere unter dünnen Foundationsschichten begrenzt ist.

Der Aufbau des Produktes hat offensichtlich nur einen sekundären, kaum feststellbaren Einfluss, bzw. ist stark von der lokalen Situation (Tragfähigkeit und des Planums, Kornaufbau Untergrund/Foundationsmaterial) abhängig. Entsprechende in die Praxis umsetzbare Aussagen sind aufgrund der Untersuchungen nicht möglich.

Der positive Effekt einer Bewehrung auf die Tragfähigkeit (Spurrinnenbildung) ist dabei grösser als jener auf die Verdichtung (Zusammendrückbarkeit).

Die Aussagefähigkeit der Untersuchungsergebnisse wurde etwas begrenzt durch die Tatsache, dass der Untergrund längs der Versuchspiste mit dem Einbau der verschiedenen Produkte grössere Schwankungen in der Tragfähigkeit zeigte, welche die Ergebnisse massgebend beeinflussen. Auch war aus technischen Gründen (grosse Spurrinnenbildung in einem Randfeld) nur eine begrenzte Anzahl an LKW-Überfahrten über die Felder mit Bewehrungseinlagen möglich, so dass diese nicht bis zum Ende der Befahrbarkeit getestet werden konnten.

Da der Einbau einer Bewehrung nur auf sehr weichem bis weichem Untergrund, welcher den allgemeinen Anforderungen an ein Planum nicht genügt, Vorteile bringt, ist der Einsatz vor allem für Baupisten mit minimaler Foundationsschicht oder bei Materialersatzschichten zur Erzielung dieser Planums-Anforderungen unter der eigentlichen Foundationsschicht sinnvoll.

Die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den Untersuchungen haben bereits Eingang in die Norm SN 670 242 [8] gefunden, in der die Mindestanforderungen an solche Bewehrungsgeokunststoffe und auch praktisch Einbauhinweise formuliert sind.

## **6.3 Offene Fragen**

### **6.3.1 Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund**

Die Analyse solcher Konstruktionen mit FE-Methoden zeigt interessante Ergebnisse und ermöglicht ein besseres Verständnis des Verformungsverhaltens, der Lage der plastischen Zonen und des Kraftverlaufes in der Bewehrung. Sie erlaubt vor allem eine Analyse der Deformationen/Kräfte bzw. Spannungen im Gebrauchszustand, lässt aber insbesondere bei den mehrlagig bewehrten Erdkonstruktionen kaum einen Nachweis der Tragsicherheit durch Abminderung der Scherparameter zu.

Fragen nach einer adäquaten Modellierung mit entsprechenden Stoffgesetzen für die Interaktion Boden-Geokunststoff sind offen und verhindern so heute noch die generelle Anwendung der FE-Methoden in der praktischen Bemessung.

### **6.3.2 Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten**

Die Untersuchungen mit der Versuchspiste auf weichem Untergrund lieferten nur qualitative Hinweise zur Wirkung der Bewehrungen mit dem Resultat, dass diese dafür eine Mindestdehnsteifigkeit aufweisen müssen.

Die Umsetzung in ein Bemessungsmodell, mit dem sich aufgrund der Randbedingungen aus Untergrund und Foundationsschicht (Material, Dicke) für eine erforderliche Verdichtung oder Tragfähigkeit die Anforderung an die Bewehrung direkt berechnen lässt, ist aufgrund der Untersuchungsergebnisse nicht möglich. Völlig offen bleiben Fragen nach dem Einfluss einer Bewehrung auf die Gebrauchs- bzw. Lebensdauer einer Strasse mit Belag. Letzteres war aber auch nicht direktes Ziel der Untersuchung.

## **7. Weiterer Forschungsbedarf**

### **7.1 Geokunststoffbewehrte Erdkonstruktionen / Dämme auf weichem Untergrund**

#### **7.1.1 Weiterführende Untersuchungen für eine Verbesserung der Bauwerksanalyse mit FE-Methoden**

Die Aussagefähigkeit der Berechnungen mit FE-Methoden mit dem Ziel der Bemessung der Bewehrung und der Voraussage der Deformationsmechanismen ist begrenzt. Eine Ausnahme ist die Voraussage der vertikalen Deformationen, wo die Geometrie und die Belastung dominieren und die nur ungenügend bekannte Interaktion Boden-Bewehrung einen vergleichsweise geringen Einfluss ausübt. Die Eigenschaften des Bodens (Kornzusammensetzung, Lagerungsdichte, Scherfestigkeit, elastisch-plastische Verformbarkeit) und die Eigenschaften des Geokunststoffes (Dehnsteifigkeit, elastisch-plastisches Verhalten) beeinflussen sich gegenseitig und lassen sich mit für den Boden und den Geokunststoff isoliert gültigen Stoffgesetzen nicht ausreichend genau beschreiben.

Hier besteht Forschungsbedarf und es müssten weitere Untersuchungen angesetzt werden, welche es ermöglichen, das Verhalten des "Verbundstoffes" Boden-Geokunststoffes besser zu beschreiben. Gesucht wären angepasste Laborversuche z.B. in einem Grosstriaxialgerät, welche die Untersuchung bewehrter Böden unter verschiedensten Spannungs- und Belastungszuständen erlauben. Auch sollte die Voraussage der horizontalen Deformationen durch Modellierung der Verdichtung und der Spannungsgeschichte sowie durch Anwendung eines anisotropen Modells der Steifigkeit verbessert werden.

#### **7.1.2 Ergänzende Richtlinien und Normierung**

Die Norm SIA 267 [3], erwähnt geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen nur am Rande. Hinweise zur Bemessung fehlen. Es fragt sich daher, ob es nicht sinnvoll wäre, diese Norm im Zuge einer Überarbeitung zu ergänzen oder eine ergänzende Richtlinie zu erarbeiten. Die Norm SN 670 242 [8] befasst sich mit den Anforderungen an die Bewehrungsgeokunststoffe, liefert jedoch keine Hinweise zur Bemessung und zum Bau solcher Konstruktionen. Dabei könnten einige Erkenntnisse aus der bestehenden Untersuchung für eine Erweiterung dieser Normen übernommen werden.

### **7.2 Erhöhung der Tragfähigkeit von Foundationsschichten**

#### **7.2.1 Weiterführende Untersuchungen zur Wirkung verschiedener Bewehrungsprodukte**

Mit den Untersuchungen konnte der Einfluss des Aufbaus, der Struktur (Flächengebilde, offenes Gitter etc.) des eingesetzten Bewehrungsgeokunststoffes kaum gewertet werden, da verschiedene äussere Faktoren, insbesondere die unterschiedliche Tragfähigkeit des Untergrundes, diesen überdeckten. Es wäre interessant, wenn unter Laborbedingungen z.B. in einem Modellkasten das Modell Untergrund - Bewehrung - Foundationsschicht mit Lastplattenversuchen statisch und auch dynamisch belastet werden könnte, um die Wirkung des Geokunststoffes bei sonst jeweils unveränderten Randbedingungen genauer analysieren zu können. Dies müsste, um praxisnahe Ergebnisse zu erzielen, in einem Kasten erfolgen, welcher einen ausreichend grossen seitlichen Randabstand und vertikalen Bodenabstand zur Platte aufweist. Der seitliche Abstand sollte dabei allseitig mindestens dem 5 - fachen und der Bodenabstand dem 3 - fachen Plattendurchmesser entsprechen. Zudem müsste der Plattendurchmesser grösser sein als der 30 - fache mittlere Korndurchmesser des Versuchsbodens.

Damit könnten allenfalls auch empirische Grundlagen für die Bemessung einer Bewehrung zur Verstärkung von Foundationsschichten bzw. des Systems Bewehrung + Foundationsschicht gewonnen werden, welche auch die Produkteigenschaften mit einbeziehen. Mit den Ergebnissen solcher Untersuchungen liessen sich allenfalls die Aussagen in der Norm SN 670 242 [8] erweitern.

## 8. Literaturverzeichnis

- [1] Hufenus, R., Rüegger, R., Flum, D., Jaecklin, F., Brinkmann, A., Zeiter, P. & Sterba, I., 2002: *Anforderungen an Geokunststoffe mit den Aufgaben Bewehren und Schützen*. Forschungsbericht 1004 (VSS 1999/124), Bundesamt für Strassen, Bern, 153 pp.
- [2] Hufenus, R., Rüegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M., Feltrin, G. & Brönnimann, R., 2003: *Verstärken von Fundationsschichten auf weichem Untergrund*. 8. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 171-179.
- [3] SIA 267, 2002: *Geotechnik (SN 505 267)*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [4] Wichter, L. & Nimmegern, M., 1990: *Stützmauern aus Kunststoffen und Erde. Bemessung und Ausführung*. Bautechnik, 67(4), p. 109-114.
- [5] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 1997: *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO*. Ernst & Sohn Berlin.
- [6] Rüegger, R. & Hufenus, R., 2003: *Bauen mit Geokunststoffen - Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender*. Schweizerischer Verband für Geokunststoffe, St. Gallen, 192 pp.
- [7] VSS, 1993: *Geotextilen als Armierungselemente; Versuche an Modellen in natürlicher Grösse*. Projekt 02/92.
- [8] SN 670 242, 2004: *Geokunststoffe - Anforderungen für die Funktion Bewehren*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [9] Hufenus, R., Rüegger, R., Flum, D. & Sterba, I., 2005: *Strength reduction factors due to installation damage of reinforcing geosynthetics*. Geotextiles and Geomembranes, 23(5), p. 401-424.
- [10] SIA 260, 2003: *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken (SN 505 260)*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [11] SIA 261, 2003: *Einwirkungen auf Tragwerke (SN 505 261)*. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [12] Brinkgreve, R.B.J., 2002: *Plaxis 2D - Version 8*. Balkema Publishers, Lisse.
- [13] DIN 4084, 1981, *Baugrund; Gelände- und Böschungsberechnungen*. in *Deutsche Normen*. Beuth Verlag GmbH: Berlin.
- [14] Springman, S.M. & Weber, T.M., 2005: *Entwurf von Dämmen auf weichen Seebodenlehm*. Weiterbildungskurs Baugrundverbesserung, Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- [15] Stewart, D.P., Jewell, R.J. & Randolph, M.F., 1994: *Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements*. Géotechnique, 44(2), p. 277-296.
- [16] Bjerrum, L., 1968: *Progressive failure in slopes of overconsolidated clay and clay shales*. in *Third Terzaghi Lecture*. NGI Publ. No. 77, Oslo.
- [17] Sharma, J.S. & Bolton, M.D., 2001: *Centrifugal and numerical modelling of reinforced embankments on soft clay installed with wick drains*. Geotextiles and Geomembranes, 19, p. 23-44.
- [18] Haliburton, T.A., Fowler, J. & Langan, J.P., 1980: *Design and Construction of Fabric-Reinforced Embankment Test Section at Pinto Pass, Mobile, Alabama*. Embankment Stabilization and Soil Mechanics, Transportation Research Record 749, p. 27-34.
- [19] Sharma, J.S., 1994: *Construction of reinforced embankments on soft clay*. PhD thesis, Cambridge University, UK.
- [20] Bonaparte, R., Holtz, R.D. & Giroud, J.P., 1987: *Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids*. in Fluet, J.E., Jr., *Geotextile Testing and the Design Engineer*, ASTM STP 952, American Society for Testing Materials, Philadelphia, 69-116 pp.
- [21] Verein Schweizer Strassenfachleute VSS, 1989: *Geotextilien im Strassenbau: Entwurf und Überprüfung von Dimensionierungsempfehlungen*, Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement, Bundesamt für Strassenbau, Zürich.
- [22] Jewell, R.A., 1996: *Soil reinforcement with geotextiles*. Thomas Telford, London.
- [23] Jewell, R.A., 1992: *Strength and deformation in reinforced soil design*. V International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, p. 913-946.
- [24] Rowe, R.K. & Soderman, K.L., 1987: *Stabilization of Very Soft Soils Using High Strength Geosynthetics: the Role of Finite Element Analyses*. Geotextiles and Geomembranes, 6, p. 53-80.

- [25] Holtz, R.D., 1989: *Treatment of problem foundations for highway embankments*. Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program Synthesis 147, Washington, D.C.
- [26] Leroueil, S., Magnan, J.-P. & Tavenas, F., 1990: *Embankments on soft clays*. Ellis Horwood Ltd., Chichester, UK, 360 pp.
- [27] Leroueil, S. & Rowe, R.K., 2001: *Embankments over Soft Soil and Peat*. in Rowe, R.K., *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Kluwer Academic Publishers, Boston.
- [28] Bonaparte, R. & Christopher, B.R., 1987: *Design and Construction of Reinforced Embankments Over Weak Foundation*. Reinforced Layered Systems, Transportation Research Record 1153, p. 26-39.
- [29] Jewell, R.A., 1988: *The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soil*. Geotextiles and Geomembranes, 7(4), p. 237-273.
- [30] Hird, C.C. & Jewell, R.A., 1989: *The theory of reinforced embankments*. Reinforced embankments, theory and practice in the British Isles, Cambridge University, UK, p. 117-142.
- [31] Holtz, R.D., 1990: *Design and construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils*. Performance of reinforced soil structures: Proc. of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, UK, p. 391-402.
- [32] Fowler, J. & Edris Jr., E.V., 1987: *Fabric Reinforced Embankment Test Section, Plaquemine Parish, Louisiana, USA*. Geotextiles and Geomembranes, 6(1), p. 1-31.
- [33] Rowe, R.K. & Li, A.L., 2001: *Insight from case histories: Reinforced embankments and retaining walls*. International Symposium on Earth Reinforcement: Landmarks in Earth Reinforcement, Fukoka, Kyushu, Japan, p. 803-829.
- [34] DIN 4019-1, 1979, *Baugrund; Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*. in *Deutsche Normen*. Beuth Verlag GmbH: Berlin.
- [35] DIN 4019-1 Beiblatt 1, 1979, *Baugrund; Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*. in *Deutsche Normen*. Beuth Verlag GmbH: Berlin.
- [36] DIN 1054, 2003, *Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*. in *Deutsche Normen*. Beuth Verlag GmbH: Berlin.
- [37] Mandel, J. & Salençon, J., 1969: *The bearing capacity of soils on a rigid foundation*. International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, p. 157-164.
- [38] Davis, E.H. & Booker, J.R., 1973: *The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays*. Géotechnique, 23(4), p. 551-563.
- [39] Bishop, A.W., 1955: *The use of slip circle in the stability analysis of slopes*. Géotechnique, 3, p. 1-5.
- [40] Janbu, N., 1954: *Application of the composite slip surface for stability analysis*. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm.
- [41] Fellenius, W., 1927: *Erdstatische Berechnungen*. Ernst & Sohn, Berlin.
- [42] Almeida, M.S.S., Britto, A.M. & Parry, R.H.G., 1986: *Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, 23(2), p. 103-114.
- [43] Hird, C.C. & Pyrah, I.C., 1990: *Prediction of the behaviour of a reinforced embankment on soft ground*. Performance of reinforced soil structures: Proc. of the International Reinforced Soil Conference, Glasgow, UK, p. 409-414.
- [44] Hird, C.C. & Kwok, C.M., 1990: *Parametric studies of the behaviour of a reinforced embankment*. IV International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, p. 137-142.
- [45] Borup, M. & Nordahl Nielsen, B., 1999: *Numerical modelling of highway embankments on extensive layers of soft soil*. International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 10 years of Plaxis International, Amsterdam, Netherlands, p. 91-101.
- [46] Indraratna, B. & Redana, I.W., 2000: *Numerical modelling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, 37, p. 132-145.
- [47] Shimel, S. & Gertje, H., 1997: *The use of geotextiles for roadway embankments over soft soil*. Geosynthetics '97, Long Beach, California, p. 25-38.
- [48] Trausch Giudici, J.L., 2004: *Stress-strain characterisation of Seebodenlehm*. VDF-Verlag, ETH Zürich.
- [49] Messerklinger, S., 2006: *Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay*. VDF-Verlag, ETH Zürich.
- [50] Kany & Steinbrenner, *Setzungsrechnung im kennzeichnenden Punkt*.

- [51] Schweiger, H.F., 2001: *On the use of Plaxis - stress paths, input of material parameters*. Plaxis experienced users course, Noordwijkerhout, Netherlands.
- [52] Potts, D.M. & Zdravkovic, L., 2001: *Finite element analysis in geotechnical engineering - theory*. Thomas Telford Books, London.
- [53] Potts, D.M. & Zdravkovic, L., 1999: *Finite element analysis in geotechnical engineering - application*. Thomas Telford Books, London.
- [54] Muir Wood, D., 1990: *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, 462 pp.
- [55] Roscoe, K.H. & Burland, J.B., 1968: *On the generalised stress-strain behaviour of "wet" clay*. in *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, 535-609 pp.
- [56] Whittle, A.J., 2003: *Lessons in Soil Modeling from Case Histories, Moderator's Report Session VI: Case history and field or physical model measurements*. III International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France.
- [57] Brinkgreve, R.B.J. & Bakker, H.L., 1991: *Non-linear finite element analysis of safety factors*. VII International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, Australia, p. 1117-1123.
- [58] Lang, H.J., Huder, J., Amann, P., 2002: *Bodenmechanik und Grundbau*, Springer, Zürich.
- [59] Mannsbart, G., Magnus, M. & Risse, J., 1999: *Baustrassen auf geokunststoffbewehrtem Polster - Erfahrungen mit der EBGeo*. 6. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 257-259.
- [60] Garcin, P. & Murray, H., 2003: *Hochfester Verbundstoff zur Stabilisierung einer Arbeitsplattform auf organischem Untergrund*. 8. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 193-196.
- [61] Anderson, P. & Killeavy, M., 1989: *Geotextiles and geogrids - cost effective alternate materials for pavement design and construction*. Geosynthetics Conf., San Diego, p. 353-364.
- [62] Zia, N., Khan, A.A. & Fox, P.J., 2001: *Pavement subgrade stabilization using geogrid reinforcement*. Geosynthetics Conf., Portland, p. 437-450.
- [63] Izvolt, L., Turinic, L. & Baslik, B., 2001: *Geogrid reinforced subgrade instead of traditional solutions in the railway track foundation*. Geosynthetics Conf., Portland, p. 23 - 36.
- [64] Ashpiz, E.S., Diederich, R. & Koslowski, C., 2002: *The use of spunbonded geotextile in railway track renewal St. Petersburg - Moscow*. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, p. 1173-1176.
- [65] Al-Qadi, I.L., Brandon, T.L., Valentine, R.J., Lacina, B.A. & Smith, T.E., 1994: *Laboratory evaluation of geosynthetic-reinforced pavement sections*. Transportation Research Report 1439, p. 25-31.
- [66] Al-Qadi, I.L. & Appea, A.K., 2003: *Eight-year of field performance of a secondary road incorporating geosynthetics at the subgrade-base interface*. 82nd Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington.
- [67] Saathoff, F. & Horstmann, J., 1999: *Geogitter als Bewehrung in ungebundenen mineralischen Schichten - Teil 1*. Strassen- und Tiefbau, (9), p. 16-22.
- [68] Floss, R. & Gold, G., 1994: *Causes for the improved bearing behaviour of the reinforced two-layer system*. 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, p. 147-150.
- [69] Meyer, N. & Elias, J.M., 1999: *Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen unter Einsatz von multifunktionalen Geogrids zur Stabilisierung des Untergrundes*. 6. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 261-268.
- [70] Martin, D., 1988: *Die Trennfunktion der Geotextilien in ungebundenen Verkehrswegebefestigungen*. 1. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, Hamburg, p. 77-86.
- [71] Miura, N., Sakai, A., Taesiri, Y., Yamanouchi, T. & Yasuhara, K., 1990: *Polymer grid reinforced pavement on soft clay ground*. Geotextiles and Geomembranes, 9(1), p. 99-123.
- [72] Cancelli, A. & Montanelli, F., 1999: *In-ground test for geosynthetic reinforced flexible paved roads*. Geosynthetics Conf., Boston, p. 863-878.
- [73] Huntington, G. & Ksaibati, K., 2000: *Evaluation of geogrid-reinforced granular base*. Geotechnical Fabrics Report, Jan./Feb., p. 22-28.
- [74] Bloise, N. & Ucciardo, S., 2000: *On site test of reinforced freeway with high-strength geosynthetics*. 2nd European Geosynthetics Conf., Bologna, p. 369 - 371.
- [75] Jenner, C.G. & Paul, J., 2000: *Lessons learned from 20 years experience of geosynthetic reinforcement on pavement foundations*. 2nd European Geosynthetics Conf., Bologna, p. 421-425.

- [76] Chan, F., Barksdale, R.D. & Brown, S.F., 1989: *Aggregate base reinforcement of surfaced pavements*. Geotextiles and Geomembranes, 8(3), p. 165-189.
- [77] Collin, J.G., Kinney, T.C. & Fu, X., 1996: *Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses*. Geosynthetics International, 3(4), p. 537-549.
- [78] Watts, G.R.A., Blackman, D.I. & Jenner, C.G., 2004: *The performance of reinforced unpaved sub-bases subjected to trafficking*. 3rd European Geosynthetics Conf., München, p. 261-266.
- [79] Knapton, J. & Austin, R.A., 1996: *Laboratory testing of unpaved roads*. Int. Symposium on Earth Reinforcement, Ochiai, p. 615-618.
- [80] Su, Q., Cai, Y. & Zhou, H.B., 2002: *Geogrid- and geocell-reinforced sand blanket - large-scale model test and the ability to reduce deformation*. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, p. 427 - 430.
- [81] Bourdeau, P.L., 1991: *Membrane action in a two-layer soil system reinforced by geotextile*. Geosynthetics Conf., Atlanta, p. 439-453.
- [82] Houlsby, G.T. & Jewell, R.A., 1990: *Design of reinforced unpaved roads for small rut depths*. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, p. 171-176.
- [83] Moghaddas-Nejad, F. & Small, J.C., 1996: *Effect of geogrid reinforcement in model track tests on pavements*. Journal of Transportation Engineering, (11/12), p. 468-474.
- [84] Perkins, S.W. & Ismeik, M., 1997: *A synthesis and evaluation of geosynthetic-reinforced base layers in flexible pavements - part 1*. Geosynthetics International, 4(6), p. 549-604.
- [85] Sellmeijer, J.B., 1990: *Design of geotextile reinforced paved roads and parking areas*. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, p. 177-182.
- [86] Kinney, T.C. & Xiaolin, Y., 1995: *Geogrid aperture rigidity by in-plane rotation*. Geosynthetics Conf., Nashville, p. 525-537.
- [87] Cancelli, A., Montanelli, F., Rimaldi, P. & Zhao, A., 1996: *Full scale laboratory testing on geosynthetics reinforced paved roads*. Int. Symposium on Earth Reinforcement, Ochiai, p. 573-578.
- [88] Giroud, J.P. & Noiray, L., 1981: *Geotextile-reinforced unpaved road design*. ASCE, 107(GT9), p. 1233-1254.
- [89] Perkins, S.W., Ismeik, M. & Fogelson, M.L., 1999: *Influence of geosynthetic placement position on the performance of reinforced flexible pavement systems*. Geosynthetics Conf., Boston, p. 253-264.
- [90] Ghosh, C. & Madhav, M.R., 1994: *Reinforced granular fill - soft soil system - membrane effect*. Geotextiles and Geomembranes, 13(11), p. 743-759.
- [91] Kenny, M.J., 1998: *The bearing capacity of a reinforced sand layer overlying a soft clay subgrade*. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, p. 901 - 904.
- [92] Watn, A., Sognen, H. & Emdal, A., 1996: *Improvement of bearing capacity for traffic areas on soft subsoil - large scale laboratory testing*. 1st European Geosynthetics Conf., Maastricht, p. 467-472.
- [93] Perkins, S.W., Ismeik, M., Fogelson, M.L., Wang, Y. & Cuelho, E.V., 1998: *Geosynthetic-reinforced pavements - overview and preliminary results*. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, p. 951-958.
- [94] Jenner, C.G., Watts, G.R.A. & Blackman, D.I., 2002: *Trafficking of reinforced, unpaved subbases over a controlled subgrade*. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, p. 931-934.
- [95] Koerner, R.M., 1997: *Designing with geosynthetics*. ed. 4, Prentice-Hall, New Jersey, 761 pp.
- [96] Ingold, T.S., 1994: *The geotextiles and geomembranes manual*. Elsevier, Oxford, 610 pp.
- [97] Espinoza, R.D., 1994: *Soil - geotextile interaction - evaluation of membrane support*. Geotextiles and Geomembranes, 13(5), p. 281-293.
- [98] Som, N. & Sahu, R.B., 1999: *Bearing capacity of a geotextile-reinforced unpaved road as a function of deformation - a model study*. Geosynthetics International, 6(1), p. 1-17.
- [99] Posposil, K. & Zednik, P., 2002: *Geosynthetics impact recognition on soil bearing capacity in the geotechnical laboratory testing field*. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, p. 419-421.
- [100] Göbel, G.H., Weisemann, U.C. & Kirschner, R.A., 1994: *Effectiveness of a reinforcing geogrid in a railway subbase under dynamic loads*. Geotextiles and Geomembranes, 13(2), p. 91-99.
- [101] Hirano, I., Itoh, A., Itoh, M., Kawahara, S., Shirasawa, M. & Shimizu, H., 1990: *Test on trafficability of a low embankment on soft ground reinforced with geotextiles*. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, p. 227-232.

- 
- [102] Haas, R., Walls, J. & Carroll, R.G., 1988: *Geogrid reinforcement of granular bases in flexible pavements*. Transportation Research Report 1188, p. 19-27.
- [103] Walters, D.L. & Raymond, G.P., 1999: *Monotonic loading of geogrid-reinforced finite depth granular material*. Geosynthetics Conf., Boston, p. 265-278.
- [104] Göbel, C. & Lieberenz, K., 1997: *Beeinflussung des Tragverhaltens von Schichtsystemen durch Geokunststoffe*. 5. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 61-67.
- [105] Palmeira, E.M. & Cunha, M.G., 1993: *A study on the mechanics of unpaved roads with reference to the effects of surface maintenance*. Geotextiles and Geomembranes, 12(2), p. 109-131.
- [106] Bauer, A., 1997: *Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen*. Dissertation, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Technische Universität München, Heft 26.
- [107] Hufenus, R., Rügger, R., Weingart, K., Springman, S., Mayor, P., Banjac, R., Brönnimann, R. & Feltrin, G., 2004: *Reinforcing foundation layers on soft subgrade*. 3rd European Geosynthetics Conference, München, p. 255-260.
- [108] Hufenus, R., 2005: *Geokunststoffe für die Bewehrung von Erdbauwerken - Relevante Materialparameter und Einflussfaktoren*. PhD thesis, ETH Zürich, 194 pp.
- [109] Hufenus, R., Rügger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S. & Brönnimann, R., 2006: *Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade*. Geotextiles and Geomembranes, 24, p. 243-253.
- [110] EN ISO 10319, 1996: *Geotextilien - Zugversuch am breiten Streifen*. European Committee for Standardization.
- [111] Schad, H., 2001: *Erhöhung der Tragfähigkeit ungebundener Tragschichten über nicht ausreichend tragfähigem Erdplanum durch Bewehrungslagen aus Geokunststoffen*. Forschungsbericht 05.105G951, BAST, Bergisch Gladbach.
- [112] Wilmers, W., 1999: *Geotextilien und Geogitter unter Tragschichten*. 6. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, München, p. 251-255.
- [113] Bobeth, W., 1993: *Textile Faserstoffe - Beschaffenheit und Eigenschaften*. Springer-Verlag, Berlin, 431 pp.
- [114] Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Uchimura, T. & Tatsuoka, F., 2004: *Loading rate effects due to viscous property on the strength and deformation property of geosynthetic reinforcement*. 3rd European Geosynthetics Conf., München, p. 533-538.
- [115] Rankilor, P.R., Karri, R.S. & Dawber, R., 2004: *Particle interaction with reinforcement fibers and its implications on the use of nonwoven geotextiles in soil reinforcement*. 3rd European Geosynthetics Conf., München, p. 319-322.
- [116] Mc Gown, A. & Kupec, J., 2004: *A new approach to the assessment of the behaviour of geogrids subject to biaxial loading*. 3rd European Geosynthetics Conf., München, p. 643-648.
- [117] prEN ISO 10722-1, 2004: *Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Verfahren zur Nachahmung von beim Einbau auftretenden Beschädigungen - Teil 1: Einbau in körnige Materialien*. European Committee for Standardization.
- [118] SN 670 810, 1985: *Mineralische Baustoffe und Lockergesteine - Siebanalyse*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [119] SN 670 816, 1989: *Mineralische Baustoffe - Schlämmanalyse nach der Aräometermethode*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [120] SN 670 345, 1989: *Konsistenzgrenzen*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [121] SN 670 008, 1997: *Identifikation der Lockergesteine - Labormethode mit Klassifikation nach USCS*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [122] SN 670 340, 1989: *Versuche - Wassergehalt*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [123] SN 670 350, 1992: *Versuche an Böden - Taschenpenetrometer, Taschen- und Laborflügelsonde*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [124] Lancellotta, R., 1995: *Geotechnical engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, 436 pp.
- [125] SN 670 316, 1994: *Versuche an Böden - CBR-Penetrometer, Feldversuch*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.

- 
- [126] Jaecklin, F.P. & Floss, R., 1988: *Methode zur Bemessung von Geotextilien im Strassenbau auf besonders weichem Untergrund*. 1. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, Hamburg, p. 69-76.
- [127] SN 670 335, 1989: *Versuche - Dichte des Bodens*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [128] SN 670 330, 1989: *Versuche - Verdichtung nach AASHTO*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [129] SN 670 317, 1998: *Böden - Plattendruckversuch  $E_V$  und  $M_E$* . Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [130] SN 670 312, 1998: *VSS-Gerät für den Plattendruckversuch  $E_V$  und  $M_E$* . Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [131] FGSV, 1997: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Strassenbau*. ZTVE-StB 94, Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen.
- [132] Floss, R., 2001: *Verdichtungstechnik im Erdbau und Verkehrswegebau*. Bomag, Boppard, 149 pp.
- [133] Beckedahl, H., Hürtgen, H. & Straube, E., 1996: *Begleitende Forschung zur Einführung des Falling Weight Deflectometer (FWD) in der Bundesrepublik Deutschland*. in *Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*, Bundesministerium für Verkehr, 251 pp.
- [134] Bathurst, R.J., Allen, T.M. & Walters, D.L., 2002: *Short-term strain and deformation behavior of geosynthetic walls at working stress conditions*. Geosynthetics International, 9(5-6), p. 451-482.
- [135] Walters, D.L., Allen, T.M. & Bathurst, R.J., 2002: *Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness*. Geosynthetics International, 9(5-6), p. 483-523.
- [136] Gnanendran, C.T. & Selvadurai, A.P.S., 2001: *Strain measurement and interpretation of stabilising force in geogrid reinforcement*. Geotextiles and Geomembranes, 19(3), p. 177-194.
- [137] Banjac, R., Mayor, P. & Hufenus, R., 2004: *Plate loading tests on geosynthetic reinforced shallow embankment - field measurements and numerical modelling*. 3rd European Geosynthetics Conference, München, p. 669-674.
- [138] Meier, C.P. & Schanz, T., 1998: *Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung*. Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 1998, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 39, p. 59-77.
- [139] Hufenus, R., Rüggeger, R., Weingart, K., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M., Brönnimann, R. & Feltrin, G., 2003: *Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen - Bewehren von Foundationsschichten auf weichem Untergrund*. VSS 2000/450, EMPA, St. Gallen.
- [140] SN 670 241, 1997: *Geotextilien - Anforderungen für die Funktionen Trennen, Filtern, Drainieren*. Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute.
- [141] EN 1991, 2002: *Eurocode 1 - Einwirkung auf Tragwerke*. European Committee for Standardization.
- [142] EN 1997, 2004: *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*. European Committee for Standardization.
- [143] EN 14475, 2006: *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bewehrte Schüttkörper*. European Committee for Standardization.