

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 61



IGB·TUBS

Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien

von
Andreas Knoll

Braunschweig 2000

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Siedlungsabfalldeponien und auch andere Haldendeponien sind als Bauwerke zu planen und zu betreiben, die im Hinblick auf nur schwer zu findende geeignete Standorte möglichst hoch aufgebaut werden. An der Deponiebasis sind daher entsprechend der Wichte und der Einbauhöhe des deponierten Materials insbesondere im Zentrum des Deponiegrundrisses hohe Belastungen vorhanden.

Deponien erhalten zum Schutz des Untergrundes und des Grundwassers gegen Kontaminationen durch Sickerwässer aus der Deponie an der Basis eine Kombinationsabdichtung, die aus mineralischen Stoffen und einer Kunststoffdichtungsbahn besteht. Auf der Kunststoffdichtungsbahn wird auf einer Schutzschicht aus Sand oder Geotextil eine Dränageschicht angeordnet, deren Aufgabe es ist, während des Deponiebetriebes anfallendes Sickerwasser zu sammeln und abzuleiten. Aber auch nach Beendigung der Einlagerung dient sie zur Ableitung von Restsickerwasser und von Wässern, die möglicherweise durch undichte Stellen der Oberflächenabdichtung in den Deponiekörper gelangt sind.

Die durch das deponierte Abfallmaterial hervorgerufenen hohen Belastungen können große Setzungen des Deponieuntergrundes bewirken. Die Setzungen beanspruchen die Basisabdichtung und deren Komponenten. Insbesondere ungleichmäßige Setzungen können Schäden in der Kunststoffdichtungsbahn aber auch Risse in dem mineralischen Dichtungsmaterial hervorrufen. Durch zu große Setzungen im Zentrum der Deponieaufstandsfläche kann das Gefälle der Dränageschicht umgekehrt werden, so daß das Sickerwasser nicht abfließen kann und unzulässige eingestaute Bereiche entstehen.

Herr Dr.-Ing. Andreas Knoll hat diese Problematik aufgegriffen und im Rahmen eines zu einem großen Teil von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt geförderten Forschungsvorhabens bearbeitet. Er hat wichtige Grundlagen geschaffen, mit denen an die Gegebenheiten von Deponiestandorten angepaßte Prognosemodelle für die Berechnung von Setzungen des Untergrundes unter Haldendeponien entwickelt werden können.

Braunschweig, im Mai 2000



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Arbeit entstand am Institut für Grundbau und Bodenmechanik auf der Grundlage des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt in den Jahren 1996 bis 1998 geförderten Forschungsvorhabens „*Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien*“.

Die Idee zum Vorhaben wurde bereits Ende der achtziger Jahre am Institut geboren. Herr Dipl.-Ing. Wolfgang Oltmanns formulierte das Forschungsthema schriftlich erstmals Anfang der neunziger Jahre.

Die umfangreiche Datenrecherche und -interpretation wäre nicht möglich gewesen, ohne die Hilfe der Deponiebetreiber sowie der zahlreichen Informanten bei Fach-Behörden, Ingenieurbüros und des Leichtweiss-Institutes.

Diese Dissertation ist schließlich der kritischen Durchsicht der Manuskripte und den zahlreichen Diskussionen mit Frau Dipl.-Ing. Sabine Schröder, Herrn Dipl.-Ing. Thomas Schulz, Herrn Prof. Dr.-Ing. Drescher und Herrn Professor Dr.-Ing. Rodatz zu verdanken.

Die weiteren Tätigkeiten am Institut hätten nicht ohne die Hilfsbereitschaft der Kollegen stattfinden können. Einige haben mich während der Zeit am Institut, z. B. bei der gemeinsamen Betreuung von Deponiebaustellen, über mehrere Jahre als Freunde begleitet. Am Institut war - Dank der Persönlichkeit von Herrn Professor Rodatz - stets der notwendige Freiraum vorhanden, der für mein weiteres berufliches Vorankommen prägend war.

Für die herzliche Hilfe und die umfangreiche Förderung bedanke ich mich insgesamt sehr.

Meiner geliebten Frau Silke, die während der Schlußbearbeitung der Dissertation etliche Monate in schwierigen Phasen alleinerziehend auf sich genommen hat, sei an dieser Stelle besonderer Dank für Ihre Opferbereitschaft gesagt. Sie hat erfolgreich große Anstrengungen für mich und unsere Kinder erduldet. Deshalb widme ich Ihr diese Arbeit.



Inhalt

1	EINLEITUNG.....	1
2	PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG.....	2
2.1	Wechselwirkung zwischen Baugrund und Deponiebauwerk.....	2
2.2	Berechnungsmethoden und -modelle.....	7
2.3	Bisherige Anwendung der Beobachtungsmethode.....	11
2.4	Zielsetzung der Arbeit.....	13
3	DATENERHEBUNG	15
3.1	Recherche	15
3.2	Bewertungsschema.....	18
3.3	Projektskizzen und Baugrundbeschreibung ausgesuchter Deponien.....	21
3.3.1	Deponie Diebesstieg, Entsorgungszentrum Salzgitter.....	21
3.3.2	Zentraldeponie Hannover.....	22
3.3.3	Deponie Hildesheim Heinde, Erweiterung Hoersten-West.....	24
3.3.4	Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“.....	26
3.4	Erhobene Daten	28
3.4.1	Temperaturen in Grundwasser, Basisdränung und Abfallkörper.....	28
3.4.2	Verformungen an der Basis.....	30
3.4.2.1	Anlaß der Verformungsmessungen.....	30
3.4.2.2	Verfahrensüberblick: Kurzbeschreibung verwendeter Meßsysteme.....	31
3.4.2.3	Überblick zu durchgeführten Meßkampagnen ausgewählter Deponien.....	31
3.4.2.4	Strategien bei der Verwendung von Meßdaten.....	32
3.4.2.5	Meßtechnische Genauigkeit der Meßsysteme.....	33
3.4.2.6	Tendenzen nach den Verformungsmessungen.....	38
4	STRUKTURMODELL	39
4.1	Konzept.....	39
4.2	Setzungsphasen und -anteile.....	41
4.3	Rechnerische Simulation.....	41
4.3.1	Systemsteifigkeit der Deponien.....	41
4.3.2	Analytische EDV-Berechnungen.....	42
4.3.3	Numerische Berechnungen.....	44
5	BELASTUNG	49

5.1	Vorbelastung des Untergrundes aus Primärspannungszuständen.....	49
5.2	Bauzustände.....	50
5.3	Belastung aus Abfall.....	52
5.3.1	Ermittlung der Ausgangsdaten.....	52
5.3.2	Lastkorrektur aufgrund Veränderung der Abfallwichten in situ.....	58
5.3.3	Vergleich der ermittelten Wichten mit Aufschlüssen im Abfallkörper - Ansatz der Rechenwerte für Setzungsberechnungen.....	71
6	STOFFKENNWERTE	72
6.1	Stoffkennwerte des Abfalls.....	72
6.2	Vorhandene Untergrundsituationen	74
6.3	Stoffparameter des Untergrundes.....	77
6.3.1	Elastisches Verhalten unter Berücksichtigung der Anisotropie.....	77
6.3.2	Querdehnung und Dilatanz.....	81
6.3.3	Steifigkeit.....	86
6.3.4	Rechenwerte für Setzungsberechnungen.....	99
6.3.5	Durchlässigkeit.....	100
7	UNTERSUCHUNG DER SETZUNGSPHASEN UND -ANTEILE.....	101
7.1	Sofortsetzungen.....	101
7.2	Konsolidationssetzungen.....	102
7.2.1	Problemstellung und Konzept bei den Berechnungen.....	102
7.2.2	Diskussion zum Porenwasserdruck- und Entwässerungsmodell.....	104
7.2.3	Eigene Untersuchungen.....	105
7.3	Kriechverformungen.....	113
7.4	Weitere Setzungsanteile.....	115
7.4.1	Setzungen des Abdichtungssystems.....	115
7.4.2	Spreizspannungen und Horizontalverformungen an der Basis.....	116
7.4.3	Sonderproblem Randdämme.....	119
8	GRENZTIEFE	120
8.1	Übersicht und Ansätze zur Berechnung.....	120
8.2	Auswertung von geometrischen Kriterien und Spannungskriterien.....	126
9	EINZELERGEBNISSE FÜR DIE UNTERSUCHTEN DEPONIESTANDORTE	128
9.1	Zentraldeponie Hannover.....	128
9.2	Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten-West.....	129

9.3	Deponie Diebesstieg, Entsorgungszentrum Salzgitter.....	129
9.4	Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“	130
10	SCHLUSSFOLGERUNGEN UND EMPFEHLUNGEN	131
10.1	Geotechnische Berechnungen.....	131
10.1.1	System und Lastbild.....	131
10.1.2	Ansatz der Kennwerte in Berechnungen.....	131
10.1.3	Durchführung von Berechnungen - Umgang mit den Berechnungsverfahren.....	133
10.1.4	Dokumentation und Prüfung von Berechnungen.....	136
10.2	Geo- und abfalltechnische Messungen und Untersuchungen.....	136
10.2.1	Geotechnische Erkundung des Untergrundes.....	136
10.2.2	Messungen während des Deponiebetriebes.....	137
10.3	Planung und Bauausführung	139
10.4	Grundsätze für Prognosen, Messungen und Bauausführung.....	139
11	AUSBLICK	141
12	ZUSAMMENFASSUNG.....	142
ANSATZ DER RECHENWERTE BEI DEN VERIFIKATIONSBERECHNUNGEN (BEISPIELE)		Anhang (A): 145
LITERATUR / QUELLENANGABEN		Anhang (B): 150
SYNOPSIS		171
SUMMARY		189

Häufig verwendete Abkürzungen und Formelzeichen

Kürzel / Index	Einheit	Bedeutung
BAM		Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin
BMU		Bundesministerium für Umwelt
DBU		Deutsche Bundesstiftung Umwelt, Osnabrück
DGGT		Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.
EZS		Entsorgungszentrum Salzgitter
GDA		GDA-Empfehlungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT)
GOK		Geländeoberkante
IGB-TUBS		Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
KDB		Kunststoffdichtungsbahn
LWI		Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig
MD		Mineralische Abdichtung
NLFb		Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung, Hannover
OK		Oberkante
Rd.Erl. d. MU		Runderlaß des Niedersächsischen Umweltministeriums
TA (Technische Anleitung) Abfall		Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz
TA (Technische Anleitung) Siedlungsabfall		Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz
TB		Technische Barriere (künstliche Geologische Barriere)
ZD		Zentraldeponie

A	[ha]	Fläche
A	[-]	Skempton-A-Wert
∂ , Δ	[-]	Änderung, Differenz
cal ...		Rechenwerte
C_{α}	[-]	Kriechbeiwert
C_v	[m ² /s]	Konsolidierungsbeiwert / Verfestigungsbeiwert (eindim. Konsolidation)
C_{vh} , C_{vr}	[m ² /s]	Konsolidierungsbeiwert / Verfestigungsbeiwert in horizontaler Richtung
C_{vv}	[m ² /s]	Konsolidierungsbeiwert / Verfestigungsbeiwert in vertikaler Richtung
d	[m]	Schichtdicke
D	[m]	Durchmesser
e	[-]	Porenzahl
ε	[-]	Dehnung

E_m	[kN/m ²]	Zusammendrückungsmodul des Bodens
E_s / E_{sm}	[kN/m ²]	Steifemodul des Bodens / mittlerer Steifemodul
FS	[t]	Feuchtsubstanz
γ	[kN/m ³]	Wichte des Bodens
γ'	[kN/m ³]	Wichte des Bodens unter Auftrieb
γ_r	[kN/m ³]	Wichte des Bodens wassergesättigt
γ_{virt}	[kN/m ³]	virtuelle Abfallwichte, aus Wägung bei Anlieferung (feucht) und späterer Volumenbestimmung in situ
γ_{Abfall}	[kN/m ³]	Abfallwichte, Anlieferung feucht
γ_w	[kN/m ³]	Wichte des Wassers
h_k aktiv	[m]	aktive kapillare Steighöhe
h_k passiv	[m]	passive kapillare Steighöhe
Δh	[m]	vertikaler Abstand (Höhendifferenz)
i	[-]	hydraulischer Gradient
i_0	[-]	Stagnations-/Anfangsgradient
i_L, i_Q	[-]	Längsgefälle bzw. Quergefälle der Sickerwasserdränung
I_T	[°C/m]	Temperaturgradient
κ	[-]	Abminderungsfaktor für rechnerische Setzungen
k	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
l	[m]	Länge
m	[-] [%]	Konsolidierungsgrad
μ, m	[-]	Querdehnungszahl
μ	[-]	Erwartungswert (Statistik)
ν	[-]	Poissonzahl der Querdehnung
n	[%]	Gesamtporenanteil
n_a	[%]	Luftporenanteil
n_w	[%]	mit Wasser gefüllter Porenanteil
NC	[-]	normalkonsolidiert
OCR	[-]	überkonsolidiert / Grad der Überkonsolidation
P_z	[kN/m ²]	Belastung
ρ_{virt}	[kN/m ³]	virtuelle Abfalldichte aus Wägung bei Anlieferung (feucht) und späterer Volumenbestimmung in situ
σ	[kN/m ²]	totale Bodenspannung
σ'	[kN/m ²]	effektive Bodenspannung
σ_0	[kN/m ²]	Sohnormalspannung
$\sigma_{1, 2, 3}$	[kN/m ²]	Hauptnormalspannung (in Index-Richtung)
σ_e	[kN/m ²]	Von-Mises-Spannung
σ_m	[kN/m ²]	mittlere Hauptspannung
σ_{oct}	[kN/m ²]	Oktaederspannung
σ_R	[kN/m ²]	Radialspannung
σ_v	[kN/m ²]	Vertikalspannung
σ_{vm}'	[kN/m ²]	geologische Vorbelastung
σ_x	[kN/m ²]	horizontale Bodenspannung in x-Richtung
σ_y	[kN/m ²]	horizontale Bodenspannung in y-Richtung
σ_z	[kN/m ²]	vertikale Bodenspannung in z-Richtung

σ_{zg}	[kN/m ²]	vertikale Grenzspannung, ab der rechnerisch keine Verformungen mehr auftreten
s	[-]	empirische Standardabweichung
s	[cm]	Setzung
s _{max}	[cm]	maximale Setzung
t	[m]	Tiefe
t _{grenz}	[m]	Grenztiefe
t	[s] [d] [Mon] [a]	Zeit
t ₅₀ ; t ₉₀	[s] [d] [Mon] [a]	Zeiten bis zur 50%igen ; 90%igen Konsolidation
T	[°C]	Temperatur
TS	[t]	Trockensubstanz
T _v	[-]	Zeitfaktor
u	[kN/m ²]	Porenwasserdruck
v _e	[-]	Steifebeiwert
V	[m ³]	Volumen
w _e	[-]	Steifeexponent
$\bar{x}$	[-]	Mittelwert
x, y	[m]	Koordinaten in der horizontalen Ebene
z	[m]	Tiefencoordinate

1 Einleitung

Gewichtsbelastungen aus Abfällen beanspruchen Deponie-Basisabdichtungssysteme und deren Untergrund mechanisch. Es werden Verformungen erzeugt, welche die Langzeitfunktionssicherheit und Standsicherheit des Abdichtungssystems beeinträchtigen können. Ein Sickerwasserdurchtritt durch die Basis infolge größerer hydrostatischer Drücke (Sickerwasseraufstau) ist zu minimieren.

Die Berechnung der Verformungen des Sickerwasserableitungssystems infolge Setzungen von Untergrund, Planum und Basisabdichtung muß daher in der Betriebsphase für alle Last- und Verfüllungszustände sowie in der Nachsorgephase so sicher sein, daß es an keiner Stelle zu Beeinträchtigungen kommt (DGGT (1997)).

Während z. B. die Qualitätssicherungen bei der Bauausführung und die Vorgaben für den Deponiebetrieb kontinuierlich ein hohes Sicherheitsniveau erreicht haben und Verformungsnachweise schon längere Zeit Forderung der Fachwelt sind, wurde den Verformungsprognosen für die Deponiebasis in der Praxis bisher kaum Bedeutung beigemessen.

Bei der Ermittlung der Setzungen an der Basis von Haldendeponien überlagern sich zahlreiche Effekte, welche bislang nur zum Teil oder im Bereich anderer Problemstellungen untersucht wurden und zu groben Fehleinschätzungen bei der Interpretation von Setzungsberechnungen führen können (SIEVERING (1980)). Über das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien liegen zudem keine abgesicherten Erkenntnisse vor.

Fraglich ist nach COLLINS (1994) auch, inwieweit sich gemessene und berechnete Verformungen der Basis in den einzelnen Verfüllungsstadien unterscheiden.

Spätestens mit Vorlage der TA Siedlungsabfall wurde zwar die Notwendigkeit, auch die Funktion der Sickerwasserdränung mit entsprechenden Messungen zu dokumentieren allgemein bekannt. Tatsächlich werden Verformungsmessungen aber nur in Einzelfällen und hier lediglich baubegleitend durchgeführt. Eine Bewertung im Sinne des EuroCode 7 (Beobachtungsmethode) und die weitere Korrelation zu anderen Daten ist selten.

Im Rahmen der von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt geförderten „*Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien*“ (RODATZ / KNOLL (1998)) konnten umfangreiche Recherchen durchgeführt werden. Diese Datensammlung ermöglichte weitergehende Analysen, um Berechnung und Messung zu Untergrundsetzungen in Prognosemodellen zusammenzuführen bzw. Modellunschärfen zu erkennen.

Diese hier untersuchte Problemstellung besitzt zumindest bei den mittelfristig betriebenen Deponien noch Relevanz. Trotz Vorgaben der TA Siedlungsabfall, die ab 01. Juni 2005 in

der letzten und schärfsten Stufe Regelungen für die auf Deponien abzulagernden Stoffe trifft, werden nach dem heutigen Wissensstand auch in Zukunft nicht nur inerte Reststoffe deponiert. Der weitere Betrieb bzw. die Erweiterung bestehender Siedlungsabfalldeponien liegt im Ermessensspielraum der Genehmigungsbehörden (GASSNER / SIEDERER (1997)). Zur Zeit liegen Ausnahmegenehmigungen einiger norddeutscher Bezirksregierungen für mechanisch-biologisch behandelte Restabfälle vor.

Künftig werden also ansteigende Auflasten durch Veränderungen der Abfälle die Verformungssituation an der Basis prägen.

2 Problemstellung und Zielsetzung

2.1 Wechselwirkung zwischen Baugrund und Deponiebauwerk

Abfälle werden in Deponiebauwerken oberhalb der Basisabdichtungssysteme eingelagert. Die auszuführenden Abdichtungskonstruktionen sind gemäß TA ABFALL bzw. TA SIEDLUNGSABFALL angepaßt an die Abfallarten zu wählen und bestehen nach dem Stand der Technik als Kombinationsabdichtungssysteme u. a. aus mehrlagigen mineralischen Abdichtungen mit darüber angeordneten Kunststoffdichtungsbahnen und Dränungssystemen. Bei älteren Deponien wurde zum Teil auf Kunststoffdichtungsbahnen verzichtet.

Ein an der Basis installiertes Abdichtungssystem wird mit seinen Bauelementen durch die aus dem Abfall resultierenden mechanischen Belastungen beansprucht. Der Untergrund setzt sich infolge der Auflasten. Dabei interessiert die mit Verformungen verbundene Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit der Abdichtungssysteme langfristig auch noch in der Nachsorgephase (TA SIEDLUNGSABFALL).

Wesentliches Problem für die Bewahrung des „Schutzgutes Umwelt“ ist die Verträglichkeit der Verformungen mit dem Bauwerk und seinen -elementen (Tabelle 1).

Über die Grenzen der Gebrauchstauglichkeit einzelner Systemelemente sowie zu deren Tragfähigkeit wurde in der Vergangenheit bereits ausführlich berichtet (AUGUST / MÜLLER (1996)).

Mit den zur Verfügung stehenden Berechnungsmethoden ist insbesondere die zutreffende Ermittlung der tatsächlich in den Betriebs- und Nachsorgephasen eintretenden Setzungen und Gefälleverhältnisse (Tabelle 1) an der Basis als Grundgröße weiterer Überlegungen fraglich.

Systemelement	Beeinflussung des Systemelements durch
Dränung	Verschlämmung / Verringerung der Dränfunktion durch Verkleinerung des Entwässerungsgefälles
	Keine ausreichende Dränfunktion durch Muldenbildung
	Instabilität der Rohre und Rohrverbindungen durch mehraxiale Biegung und Stauchung des Materials / Querschnittsverringern
Kunststoffdichtungsbahn	Instabilität durch Materialdehnungen, -verzerrungen / Verlust der Dichtigkeit durch Reißbildung
mineralische Abdichtung / Barriere	Mangelhafte Dichtwirkung infolge von Durchbiegung und Rissen sowie unzulässigem Sickerwasseraufstau durch nicht funktionierende Dränung bzw. Setzungsmulden
	Austrocknung durch zu große Entfernung zum Grundwasserspiegel / zu geringer Grundwasserabstand

Tabelle 1: *Mögliche Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit einiger Elemente des Basisabdichtungssystems durch Horizontal- und Vertikalverformungen sowie Überlagerung von Spreizverformungen und Setzungen*

Setzungsberechnungen sind nach DIN 4019, T. 1 „in möglichst einfacher Form ohne überflüssigen Arbeitsaufwand und ohne übertriebene Genauigkeit“ aufzustellen. BEHRENS / FEISER zeigen noch 1995, daß vergleichsweise einfache, für die Bemessung von Gebäudefundamenten entwickelte Berechnungsmethoden (z. B. Setzungsermittlungen nach DIN 4019, T. 1 bzw. V DIN 4019, T. 100 für den Deponiebau praxisüblich sind (DGEG (1993), DGGT (1997)) obwohl sie bisher hierfür nicht verifiziert werden konnten und in der Regel keine kontinuierlichen Überprüfungen der Prognosen erfolgen.

Das Setzungsproblem bei Haldendeponien ist mehrfach unbestimmt und geschlossen nicht lösbar. Es beruht auf der Wechselwirkung zwischen Aufschüttung und Untergrund, Schüttgeschwindigkeit, Spannungs-Verformungs-Verhalten des Abfallkörpers (KÖLSCH (1996), COLLINS (1996a,b), JESSBERGER / KOCKEL (1995), REUTER (1995), Spreizspannungen an der Basis (DÜLLMANN (1996)), Eingriffen in den lokalen Wasserhaushalt, Temperatureinwirkungen) und den Untergrundeigenschaften selbst (Poissonzahl, Zeit-Setzungsverhalten, Verformungen bei kleinen Spannungsinkrementen etc.).

Für Deponiebauwerke mit den im Vergleich zu Gebäudefundamenten wesentlich größeren Abmessungen ist fraglich, ob die Grenztiefe für Verformungen des Untergrundes nach den üblichen Ansätzen (DIN 4019, T. 1 bzw. V DIN 4019, T. 100) zu bestimmen ist.

Die Gewichtsbelastungen an der Deponiebasis verändern sich außerdem mit der Zeit. Die zunächst mit der Einlagerung sich erhöhenden Abfallmassen werden durch chemische

und biologische Umsetzungen reduziert. Gleichzeitig sättigt sich der Abfallkörper sukzessive durch Niederschläge auf.

Hiermit verknüpfte Setzungen und Sackungen des Abfallkörpers beeinflussen die relative Verschiebung seines Lastschwerpunktes in die dichteren, unteren Abfallschichten.

Während der Einlagerung konsolidiert der Untergrund sukzessive. Je nach Belastungsgeschwindigkeit können Setzungen aufgrund der Massenreduktion bei Umsetzungsprozessen aber nicht bis zum eigentlichen „End“maß auftreten.

Eine Kalibrierung von Berechnungen anhand von Messungen wird wegen der zahlreichen Unbekannten im Modell erschwert.

Die Planungs- und Betriebssicherheit für die Deponiebasiskonstruktion einschließlich zu erwartender Setzungen und Gefälle ist damit nicht in ausreichendem Maße gegeben. Dies führt dazu, daß zum Zeitpunkt der Bauwerksplanung das Verhalten des Untergrundes nur konservativ, das heißt mit hohen Sicherheitszuschlägen hinsichtlich des nutzbaren Deponieraums abgeschätzt werden muß, da Sanierungen der Deponiebasis nur mit sehr hohem Aufwand möglich sind.

Deponiebauwerke unterscheiden sich aufgrund

- des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Innern des Deponiekörpers
- der länger andauernden, sukzessiven Verfüllung des Deponiekörpers
- der Eigensetzungen des Basis-Abdichtungssystems
- des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Durchlässigkeit des Untergrundes infolge der Standortgegebenheiten

von anderen größeren Erd- oder Ingenieurbauwerken.

Analysen des Gesamtsystems Baugrund-Deponiebauwerk unter Berücksichtigung von Wechselwirkungen beziehen sich jeweils auf Teilprobleme oder spezielle Randbedingungen (Tabelle 2).

HOLZLÖHNER hat sich als einer der Koordinatoren des bundesweit ausgerichteten Verbundforschungsvorhabens „Deponieabdichtungssysteme“ vordergründig mit der Barrierewirkung und Dichtigkeit befaßt. Schädigende Einflüsse von Untergrundverformungen wurden dort aufgeführt, jedoch nicht berechnet.

Untersuchtes Teilproblem	Spezielle Randbedingung	Autor / Literaturquelle
Abfallmechanik: Standsicherheit und Verformungen	Abfallmechanische Untersuchungen	KÖLSCH (1996) KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996)
Spannungs-Verformungs-Verhalten des Abfallkörpers	Standsicherheitsfragen des Deponie-körpers	REUTER (1995) / Kockel (1995)
Setzungen des Abfallkörpers	Stoffgesetze für Abfall	ARSLAN / GUTWALD (1997)
Gesamtsetzungen des Abfallkörpers und der Oberfläche	ohne Betrachtung der Basissetzungen für die Basis auf Grundlage des geschlitzten Halbraumes (Polder)	GERTLOFF (1996) LEHNERS / LHOTZKY et al. (1997)
Spannungs-Verformungs-Verhalten von Siedlungsabfällen und die daraus resultierende Belastung des Abdichtungssystems	Standsicherheitsfragen des Deponie-körpers	LÜKE (1996)
Theoretische allgemeine Betrachtung ungleichmäßiger Setzungen durch Stützenlast, Prüfung durch Messungen	Polderdeponie; Belastung des Untergrundes neben den Abfällen auch durch Stützen der Überdachung, inerte Abfälle	LEHNERS / LHOTZKY et al. (1997)
Verformungen und Schadensgrenzen der mineralischen Abdichtung Untersuchung der Schadensgrenzen bei Verformung Untersuchungen von Zwischenabdichtungen	nur punktuelle Betrachtung der Verformung; keine Dreidimensionalität bei Berechnungen Daten zu tatsächlicher Basisverformung nicht repräsentativ	GUTWALD ET AL. (1995 / 96)
Verhalten des Untergrundes	Grundwassermodelle; Schadstoffausbreitung im Untergrund	WITKE et al. (1993), KNÖDEL (1995/96/97); GDA (1997)
Stoffgesetze und Triaxialversuche zu Salz sowie zugehörige FEM-Modellierung (Salzhalde)	im Hinblick auf Verformungen des Umfelds und Stabilität der Halde	KATZENBACH / BOLEY (1995)
Setzungsuntersuchung der Basis	Klei gesättigt; keine dreidimensionale Betrachtung sowie numerische Berechnung; Setzungsuntersuchung bereits während der Bauzeit	HAMMERICH (1996)
	Tagebaukippe; Berechnung nach herkömmlicher Vorgehensweise (DIN 4019, T. 1; elastischer Halbraum); Vergleich mit Setzungspegel am Böschungsfuß	KUNTSCHKE (1992)
	Deponien auf ehem. Tagebaukippen / Restlöchern	JOLAS (1993), DORGARTEN (1995), DGGT (1997)
Genauigkeit von Meßsystemen	-	LHOTZKY (1994), EDENBERGER / GATYS (1996), LEHNERS / LHOTZKY et al. (1997)

Tabelle 2: Literatur zu Teilproblemen des Systems „Baugrund-Deponiebauwerk“ unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen im Kontinuum

Im Deponiebau wesentliche Effekte, wie die mit der Zeit im Abfallkörper eintretende Wichteänderung nach Sackungen und Setzungen (GERTLOFF (1996)) einschließlich zugehöriger Vertikalspannungen wurden bislang noch nicht in ein umfassendes Ingenieurmodell hinsichtlich der Untergrundsetzungen eingepaßt (STIEF (1997)). Die Arbeiten von ARSLAN / GUTWALD (1997) befassen sich im Schwerpunkt mit abfallmechanischen Aspekten oder mit Überlegungen für Zwischenabdichtungen.

Für genauere Berechnungsverfahren zu den Untergrundverformungen fehlen häufig präzise Eingangsparameter. Dies gilt insbesondere für die im ostniedersächsischen Raum weitverbreiteten überkonsolidierten Tone, die aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit als Deponiestandorte genutzt werden (RUPPERT (1980), OELTZSCHNER (1992)).

Da die Anisotropie überkonsolidierter Tone ihr Verformungsverhalten maßgebend beeinflußt, ist deren Beachtung für zutreffende Setzungsberechnungen unerläßlich. Der Berücksichtigung von anisotropem Verhalten stehen jedoch Schwierigkeiten entgegen, weil z. B. Primärspannungszustände überkonsolidierter Tone nicht hinreichend genau gemessen (KAHL (1991)), geologische Vorbelastungen aus Ödometerversuchen nur in Ausnahmefällen abgeleitet und häufig vorhandene hohe Steifigkeiten in der Praxis nicht ermittelt werden können. Die Einflüsse gestaltlicher Anisotropie und die Abhängigkeit der Verformungsmoduln von dem Belastungspfad gerade bei kleinen Spannungsinkrementen bleiben in der Regel unberücksichtigt (RAABE (1984)).

Unabhängig davon ist es für eine sinnvolle Interpretation von Verformungsmessungen während des Deponiebetriebes notwendig, eine zuverlässige Prognose des Zeit-Setzungsverhaltens sowie der endgültigen Setzungen bei Berücksichtigung sukzessiver Anschüttung und damit verbundener Versteifung des Untergrundes zu entwickeln, um gegebenenfalls rechtzeitig Maßnahmen einleiten zu können.

Die hierzu letztlich erforderliche Abschätzung der Porenwasserdruckinkremente bei überkonsolidierten Böden ist schwierig (RAABE (1984)). Zudem ist das Konsolidationsverhalten teilgesättigter Böden, die aufgrund der Standortvoraussetzungen für Deponiebauwerke praktisch immer vorkommen, bisher nur unsicher und mit erheblichem numerischen Aufwand, z. B. in einem kontinuumsmechanischen Modell auf der Basis der gemittelten Form der Mischungstheorie, bestimmbar (SCHREFLER (1993), (ALONSO ET AL. (1995) in: GENS / JOUANNA / SCHREFLER (1995)).

Die instationäre Kalibrierung von numerischen Berechnungsmodellen ist zwar für die Grundwasserströmung und Schadstoffausbreitung Stand der Technik (WITKE / HARTMANN / BOSCH / LÜKE (1993)), für die hier interessierenden Porenwasserdrücke wegen fehlender Messungen aber unvollkommen. Für zeitabhängige Sonderfälle der Berechnung, wie der Konsolidation ist die realitätsnahe Modellbildung nur bei sicherer Formulierung der Randbedingungen möglich. ALONSO / BATLLE (1995) behandeln die Konsolidation der Abdichtung eines Erddamms. Eine Beschreibung der Bodenwassercharakteristik mineralischer Abdichtungen geben THIENEMANN / JUNGE / GRÄSLE / BAUMGARTL / HORN (1997), HORN / BAUMGARTL / GRÄSLE / RICHARDS (1995).

Mit numerischen Berechnungen können erst bei Vorlage ausreichender Erfahrungen aufgrund tatsächlich gemessener Größen und Parameterstudien mit der Realität übereinstimmende Berechnungsergebnisse erzielt werden (VITTINGHOFF / RODATZ / SCHMITT

(1997)). Für Prognosen von Vertikalverformungen bestehen aber nach wie vor Unsicherheiten. Dies liegt einerseits an der - zumindest für die praktische Anwendung - zu komplexen Struktur von Stoff- und Berechnungsmodellen, wenn alle sinnvollen EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES NUMERIK IN DER GEOTECHNIK (EAN (1991)) und Randbedingungen, wie z. B. ungesättigter Böden (GENS / JOUANNA / SCHREFLER (1995)) konsequent berücksichtigt würden. Andererseits liegen für die Projekte in der Regel zu wenige Meßdaten zur Anpassung und Verifikation der Modelle vor.

GUDEHUS / HÜGEL / NIEMUNIS / PIERSCHKE berichteten (1996) über den Einsatz numerischer Verformungsberechnungen bei Tagebauprojekten. Wesentlich ist hier die umfangreiche Kalibrierung der Modelle anhand von teilweise über mehrere Jahrzehnte repräsentativem Datenmaterial. Der künftigen weiteren Auswertung von Verformungsmessungen für die Deponiebasis kommt damit eine wichtige Bedeutung zu.

2.2 Berechnungsmethoden und -modelle

Das Problem der Spannungsveränderung im Untergrund infolge einer Belastung wurde für den mit Stoff gefüllten elastisch-isotropen Halbraum erstmals von BOUSSINESQ (Vertikallast) und CERUTTI (Horizontallast) geschlossen gelöst.

Für die senkrechte Einzellast auf der Oberfläche des gewichtslosen Halbraumes erhält man die Vertikalspannung σ_z als Funktion des Ortes mit $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$ gemäß Abbildung 1.

Die Vertikalspannung läßt sich für den allgemeinen Fall (ohne Volumenbeständigkeit; Poissonzahl der Querdehnung $\nu < 0,5$) unabhängig von der Querdehnung formulieren (Gleichung (1)).

$$(1) \quad \sigma_z = 3 P / (2 \pi R^2) \cos \vartheta = 3 P z^3 / (2 \pi R^5) \quad \text{nach BOUSSINESQ (1885)}$$

mit: P = Einzellast; R , z = Ortsangaben, ϑ = Winkel der Hauptspannungen

Gleichung (2) zeigt für den entsprechenden ersten Grundfall einer horizontalen Einzellast die senkrechte Normalspannung nach CERUTTI (in OHDE (1939)).

$$(2) \quad \sigma_z = 3 T / (2 \pi R^2) x z^2 / R^3 \quad \text{nach CERUTTI}$$

mit: T = horizontale Einzellast; R , x , z = Ortsangaben

Die zunächst für Einzellasten konzipierten Lösungen bilden durch Integration die Grundlage auch für Flächenlasten. Da sie auf dem elastisch isotropen Halbraum basieren, ist eine

Superposition verschiedener Einflüsse möglich, soweit der Steifemodul E_s abschnittsweise linearisiert werden kann.

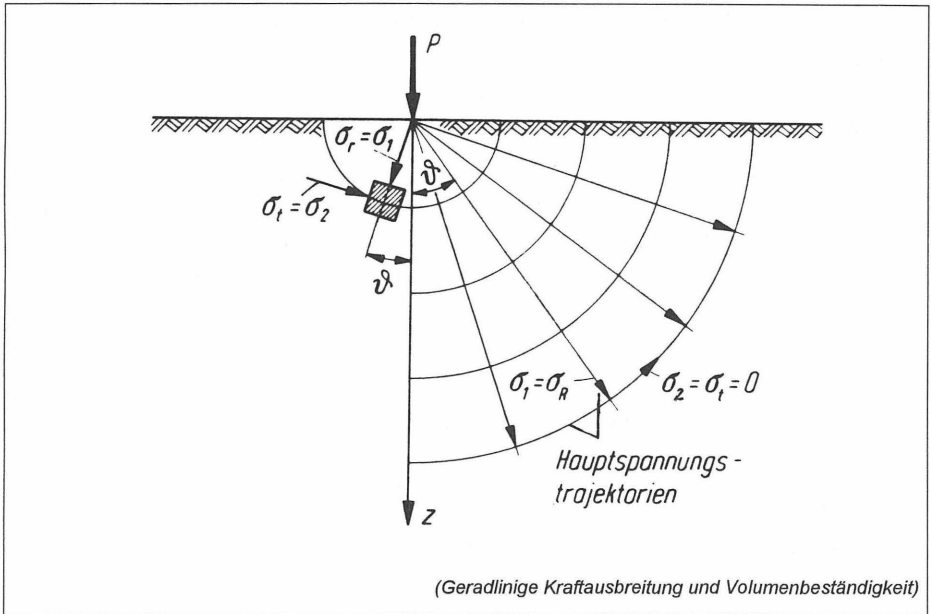


Abbildung 1: Volumenelement mit Hauptspannungen für die senkrechte Einzellast auf der Oberfläche des gewichtslosen Halbraumes, für $\nu = 0,5$ (aus: SCHULTZE / HORN (1996))

Auf dieser Grundlage hat TÖLKE (1969) für allgemeine Fälle den Spannungs-Verschiebungs- und Verzerrungszustand für beliebige Punkte des Halbraumes dargestellt (Gleichung (3)) und für einfache Formen der Belastungsfläche die Integrale gelöst.

(3) Spannungszustand unter vertikal gerichteten Flächenlasten:

$$\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \int_{x_1}^{x_2} \int_{y_1}^{y_2} \frac{f(x,y)}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy$$

mit: x, y, z = Ortsangaben

In der Vergangenheit wurde für Setzungsberechnungen in der Regel die Theorie des elastisch isotropen Halbraumes (ALTES (1976)) zugrunde gelegt, um diese geschlossenen

Lösungen verwenden zu können, wenn nicht mit numerischen Verfahren iterativ gerechnet wurde.

Setzungen sind weitestgehend nicht umkehrbare Formänderungen und damit nicht elastische Formänderungen. AMANN / BRETH (1972) haben für die Belastungssituation von Hochhäusern auf Frankfurter Ton erstmals für Ingenieurbauwerke das elastisch isotrope Verhalten des Untergrundes in Frage gestellt. Nach Setzungsmessungen und Nachuntersuchungen des Baugrundes kamen sie zu dem Schluß, daß bei den (im Vergleich mit Deponiehalden) hohen, konzentriert eingeleiteten Bauwerkslasten die Setzungsanteile zum größten Teil aus Gestaltsänderungen herrühren. Für „große Lastflächen“ (Anmerkung: gemeint sind diejenigen der seinerzeit „größeren“ Hochhäuser) treffen sie die anhand von Meßergebnissen untermauerte Aussage, daß hierbei der „Setzungsherd“ nach oben verlagert wird. Sie wählen damit qualitativ bereits den Ansatz einer vorgegebenen Grenztiefe für belastungsinduzierte Verformungen, der später von ALTES (1976) in seinen Verfahren zur Grenztiefenbestimmung (DIN 4019) quasi weiter entwickelt wird.

SIEVERING (1980) hat ausführlich die verschiedenen Ansätze und Möglichkeiten der Spannungs- und Verformungsberechnung vorgestellt. Es handelt sich um Ansätze des elastisch isotropen Halbraumes (Ansätze von STEINBRENNER), des modifizierten anisotropen Halbraumes (Ansatz u. a. von FRÖHLICH mit Konzentration der Spannungsverteilung um die Achse durch den Lastangriffspunkt) und des geschichteten elastischen Halbraumes. Es wurden damit auch Abhängigkeiten der Spannungsverteilung über die Tiefe von Änderungen des Steifemodul berücksichtigt. Nach systematischen Untersuchungen an über 400 Fundamenten hat SIEVERING (1980) die verschiedenen Verfahren zur Setzungsberechnungen mit Meßergebnissen verglichen. Er bezeichnet das Verfahren von STEINBRENNER mit einer „Querdehnungszahl $\mu = 0,3$ “ (gemeint ist dort die Poissonzahl der Querdehnung $1/\mu$) als das geeignetste für die Ermittlung von Fundamentsetzungen.

Der Ansatz des ideal elastischen Halbraumes (Elastizitätstheorie) trotz gekrümmter Arbeitskurve und Plastizität der Bodenarten im Experiment führt dazu, daß ein Teil der Kräfte von stärker belasteten Partien der Deponiemitte in schwächer belastete Randbereiche übertragen wird. Bei einer Belastung nahe des Bruches wird hierdurch zumindest in der oberen Bodenschicht (Abdichtungssystem, künstliche Auffüllung) eine Plastifizierung erzeugt. Wegen der mit zunehmendem Überlagerungsdruck bei nicht bindigen Böden und normal verdichteten bindigen Böden im allgemeinen mit der Tiefe größer werdenden Steifigkeit sowie wegen möglicher Inhomogenitäten und Anisotropien werden die rein elastischen Ansätze von BRINCH HANSEN / LUNDGREN (1960) kritisch diskutiert und schlußfolgernd einfache Annäherungen für praktische Vorgehensweisen vorgestellt. Da BRINCH HANSEN / LUNDGREN komplexe Formelbausteine der Elastizitätstheorie durch einfache Ausdrücke ersetzen, könnten sie als Begründer adaptiver Modelle bei Setzungsberechnungen im Sinne der Beobachtungsmethode bezeichnet werden, indem sie Störgrößen im

Modell durch Erfahrungsgrößen austauschten. Für den Untergrund eines langgestreckten, gleichmäßig belasteten Fundamentes (starr und schlaff) haben sie zudem gezeigt, daß die Plastizitätstheorie deutlich höhere Hauptspannungen als die Elastizitätstheorie ergibt.

SCHULTZE (1966) greift den adaptiven Ansatz von BRINCH HANSEN / LUNDGREN insoweit auf, als er die Angleichung des Berechnungsmodells „elastisch isostroper Halbraum“ an die reellen Verhältnisse mit Korrekturfaktoren vornimmt.

SCHAD (1994) kommt dennoch zu dem Schluß, daß aus praktischen Gründen „... eine Beschreibung des Baugrundes als elastisch isotroper Halbraum bzw. mit elastischen Federn auch in Zukunft in der Baupraxis dominieren“ wird.

Es ist daher für die vorliegende Problemstellung zu prüfen, inwieweit mit Vereinfachungen im Hinblick auf den elastisch isotropen Halbraum gerechnet werden kann.

Die Sicherheit bei der Berechnung von Setzungen beruht nicht eindeutig auf dem in der Bautechnik üblichen Vergleich von Einwirkungen und Widerständen. Die sogenannte „sichere Seite“ kann wegen der immer noch „... mangelnden Treffsicherheit bei der Vorhersage von Setzungen ...“ (AMANN / BRETH (1972)), nicht durch einfache Verwendung von Sicherheitsfaktoren erreicht werden (DGEG (1993), SCHWEIGER (1993)).

Grundsätzlich lassen sich keine Sicherheiten für Verformungsbeträge angeben. Allerdings sind Aussagen über Eintretenswahrscheinlichkeiten für bestimmte Setzungsbeträge anhand der probabilistischen Einschätzung von Baugrundsteifigkeiten möglich, solange das Berechnungsmodell eindeutig ist.

Das neue auf der Zuverlässigkeitstheorie semiprobabilistisch basierende Sicherheitskonzept (deutsche Vornorm (DIN ENV) des EuroCode) verlangt die Beschreibung der Einwirkungen und der Baustoffkenngrößen durch statistische Kenngrößen als charakteristische Werte. „Für den praktischen Alltagsgebrauch“ ist „die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten erlaubt“ (ERNST (1997)). Stand der Technik ist mittlerweile die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit durch Kombination zwischen Versuch und theoretischer Analyse. Problematisch ist aber bei den bestehenden Deponiebauwerken die geringe Zuverlässigkeit der Aussagen, die zum Teil aufgrund des Stichprobenumfangs der Grunderkundungen bedingt sind (KNÖDEL et al. (1996), KREUTER (1996)).

Zulässige Setzungen bzw. Verformungsdifferenzen für mineralische Abdichtungen und Kunststoffbauteile wurden zuletzt in mehreren Forschungsvorhaben ermittelt (WUNSCH (1997), HEIBROCK (1996), EDELMANN / KATZENBACH (1996), AUGUST / MÜLLER (1996)) und fanden inzwischen Eingang in die einschlägigen Vorschriften und Empfehlungen (GDA, MÜLLER (1996)).

Das Abdichtungssystem muß so lange funktionieren, wie von den eingelagerten Abfällen Umweltgefahren ausgehen. Bei den verschiedenartigen Abfallstoffen und den damit ver-

knüpften Umsetzungsprozessen sind unterschiedliche Zeitspannen zu erwarten. Wegen der stets vorhandenen Planungsunsicherheit bei komplexen Bauwerken - wozu Deponiebauwerke eindeutig hinzuzurechnen sind - hat sich zwischenzeitlich die Erkenntnis durchgesetzt, daß die Anwendung der Beobachtungsmethode nach EC7 unerlässlich ist (RODATZ (1992), RODATZ / KNOLL (1997)), um ein hohes Sicherheitsniveau im Betrieb zu erreichen.

2.3 Bisherige Anwendung der Beobachtungsmethode

Da die Relevanz von Verformungsmessungen für das Basisabdichtungssystem erkannt wurde, sind entsprechende Regelungen in die TA Siedlungsabfall und die Empfehlungen der DGGT (1993) aufgenommen worden. Die Dauer der Beobachtungsphase wird in RODE (1997) mit 25 bis 30 Jahren nach Beendigung des Deponiebetriebes angegeben. Auch aufgrund der vergleichsweise jungen Datensammlungen aus der Selbstüberwachung der Deponien (NIENHAUS (1997)) sind verlässliche Aussagen zur Sicherheit im Sinne der Beobachtungsmethode heute noch selten.

Das von einem Hersteller auch für Basisvermessungen angebotene Kanalkataster (BUSSMANN / EDENBERGER / GATYS (1996)) ist hinsichtlich der archivierten Informationen nicht allgemein zugänglich. Es wird nur projektspezifisch verwendet. Der jeweilig erzeugte Datenpool ist aber trotz der Spezialisierung auf Inklinometermessungen als guter Ansatz zur Problemlösung zu werten.

LHOTZKY hat in der Vergangenheit bei verschiedenen Gelegenheiten über Messungen bei Deponien berichtet. Erst in neuerer Zeit wurden erste Ergebnisse zu Verformungen einer Deponiebasis für den Sonderfall der Polderdeponie Rondeshagen publiziert (LEHNERS / LHOTZKY / FRANK / ERNST (1997)). Seine Erkenntnisse sind wegen der hier auftretenden zahlreichen Randbedingungen (z. B. Stützenlasten innerhalb der Polder) analog zu denen von HAMMERICH (1996) (Spezialprobleme wassergesättigter Kleiböden) als nicht allgemeingültig zu werten. Gleiches gilt für die Messungen von BUSCHHÜTER (1997).

Weitere veröffentlichte Datensammlungen im Bereich der Deponietechnik bezogen sich bislang nur auf Oberflächenverformungen (COUMOULOS / KORYALOS (1997), KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996), GERTLOFF (1996), SÁNCHEZ-ALCITURRI / PALMA / SAGASETA / CANIZAL (1995), REUTER / NEGELMANN / STEINKAMP (1993)).

Erfahrungs- und Meßwerte von Basissetzungen wurden von JOLAS (1993) für Verfüllungen im Tagebau oder von Restlöchern gesammelt. Daten von Verformungen innerhalb und im Randbereich einer Salzhalde wurden von KATZENBACH / BOLEY (1995) geliefert und interpretiert.

Verformungen des Untergrundes wurden meßtechnisch bei zahlreichen hier nicht vergleichbaren Projekten außerhalb der Deponietechnik festgestellt und ausgewertet (z. B. SCHERNHAMMER / SCHIMPF (1997), MAYBAUM / RODATZ / GATTERMANN (1995), CHERUBINI / CUCCHIARARO / ORR (1995)).

Der Beitrag von HIGHT / HIGGINS (1995) ist als „state of the art“ zu werten, um eine Einführung in die richtigen Ansätze bei Berechnungen z. B. in Form zu verwendender Stoffgesetze, bei der Parameterauswahl aus Labor- und Feldversuchen sowie aller, die Verformungen beeinflussenden Randbedingungen zu geben. In dem erstmalig 1993 vom INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK DER TU BRAUNSCHWEIG (IGB-TUBS) zur Förderung beantragten Forschungsthema sind die relevanten Aspekte bereits zu den deponie-spezifischen Problemstellungen definiert und haben letztendlich zu dem an Deponiebetreiber und Fachinstitutionen gerichteten Fragenkatalog (RODATZ / KNOLL (1996)) geführt.

Verwertbare Baugrunderkundungs- und Meßdaten von Nachbarbauwerken von Deponien liegen nur in Ausnahmefällen vor. Ansätze zu einer Datenorganisation in Datenbanken oder -pools sind bislang nur aus geografischen Informationssystemen und in neuerer Zeit im Fachgebiet der Geotechnik als Bodeninformationssysteme (HEINEKE (1997); MATHIEU / THIELE (1997)) bekannt geworden. Sie betreffen - wie die Arbeit von FALKE (1995) - die stoffliche Bodenbelastung bzw. -zusammensetzung und können für die vorliegende Aufgabenstellung nicht genutzt werden. Hier interessierende Sachfragen, z. B. zu Kennwerten des Spannungs-Verformungs-Verhaltens, werden derzeit noch nicht behandelt. Bohranzeigen auf der Grundlage des Lagerstättengesetzes sind heute vergleichsweise selten. Seitens der ARBEITSGRUPPE FIS INGENIEURGEOLOGIE (Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung) wurde bislang noch keine Liste oder Vorlage für Datenfelder einer übergreifenden Datenbank bekanntgegeben.

Solange umfangreiche Parameterstudien und Vergleichsrechnungen für Einzelfälle fehlen, können anhand von Korrelationen oder Regressionen zwischen Berechnung und Messung nur in sehr begrenztem Umfang Rückschlüsse auf das Stoffverhalten gezogen werden, so daß letztlich trotz Messung nicht konsistente und verifizierte Berechnungsmodelle entstehen. Versuche von MAYBAUM (1996), das inverse Problem zu lösen, gehen über diesen Ansatz insoweit hinaus, als durch die Schaffung eines meßtechnisch überbestimmten Systems Mehrdeutigkeiten bei den erzeugten Daten beseitigt werden.

Bei der Verwendung von Stoffgesetzen müssen dort zum Teil auch Schätzungen genügen. Wesentlicher Erfolg wird aber dennoch erzielt, indem Berechnungsgrößen nach eingehender Prüfung durch Meßgrößen ersetzt und daraus resultierende Unsicherheiten durch verifizierende Parametervariation eliminiert werden.

Diese Vorgehensweise führt zu einem in der Praxis noch handhabbaren Berechnungssystem. MAYBAUM (1996) hat dabei die kritischen Anmerkungen von DUDDECK (1984) aufgegriffen,

„Bei Messungen sind wir eher geneigt, Realitätsnähe zu unterstellen (obwohl man natürlich auch fehlerhaft installieren, fehlerhaft messen und falsch auswerten kann). Bei großen Diskrepanzen zwischen Meß- und Berechnungswerten müssen in der Regel die Berechnungsmodelle revidiert werden.“

indem er quasi in einem iterativen Regelkreis auch Meßwerte einer mehrstufigen Prüfung unterzog.

2.4 Zielsetzung der Arbeit

Es sind Schäden an den Abdichtungssystemen bestehender sowie künftig zu erstellender und zu betreibender Deponiebauwerke zu vermeiden.

Die von SIEVERING (1980) formulierte Zielsetzung soll hier für Deponiebauwerke verfolgt werden, die absolute Größe von Setzungen des Untergrundes bzw. deren zeitlichen Verlauf zu ermitteln.

Bei den zahlreichen Unbekannten in der Berechnung sind zur Verbesserung theoretischer Überlegungen empirisch ermittelte Daten einzusetzen und damit adaptive Berechnungsmodelle zu entwickeln. Durch die Bauwerksüberwachung können Sicherheitsreserven erkannt und - gestützt durch adaptive Modelle - Prognosen erstellt werden, um den Deponieraum künftig möglichst optimal zu nutzen.

Für den Untergrund von Deponien in Norddeutschland sollen - insbesondere unter Berücksichtigung der in Niedersachsen häufig anstehenden überkonsolidierten Tone - mit unterschiedlichen Berechnungsverfahren und bei Variation der Berechnungsparameter Verformungsprognosen erstellt werden. Die Berechnungsverfahren sollen mit gemessenen Verformungen kalibriert werden. Dabei ist die Qualität der Meßergebnisse kritisch zu prüfen.

Die zielgerichtete Nutzung richtig konzipierter sowie rechtzeitig einsetzender Bauwerksüberwachung ist wegen der zahlreichen Unwägbarkeiten bei Setzungsberechnungen des Untergrundes erforderlich. Mit der Auswertung der Datensammlung zu den für Verformungsberechnungen wesentlichen Kennwerten und Randbedingungen muß die Grundlage für den sinnvollen Abgleich und die weitere Bewertung von Berechnungsmethoden, bodenmechanischen Labor- und Feldversuchen, Meßmethoden sowie Verformungsprognosen für den Untergrund von Deponien geschaffen werden.

Stabilitätsprobleme werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Im Vordergrund stehen zunächst Analysen zur Vertikalbelastung des Untergrundes, die sich aus der mit der Zeit verändernden Abfallauflast und aus dem Abdichtungssystem ergibt. Der Abfall wird dabei als Teil des Verformungssystems betrachtet. Anhand deponiespezifischer Daten sind sowohl die für die Belastung wesentlichen Umsetzungs- und Auf-sättigungsprozesse im Abfall als auch Bauphasen des Abdichtungssystems zu berücksichtigen. Zudem muß die Auswirkung von Primärspannungszuständen untersucht werden.

Wegen zahlreicher Kombinationsmöglichkeiten im Hinblick auf Belastungshöhe und Konsolidationszustand sowie Steifigkeiten und Durchlässigkeit bei gleichem Ergebnis für Setzungen sind stoffliche Kennwerte des Untergrundes sinnvoll zu variieren.

Der Spannungseinfluß über die Tiefe ist insbesondere unter Berücksichtigung der Veränderung der Untergrund-Steifigkeiten über die Tiefe zu prüfen. Es soll zwischen verschiedenen verformungsbegrenzenden Kriterien (z. B. Steifigkeiten in der Tiefe, Grenztiefe) unterschieden werden.

Auch der Einfluß der Spreizspannungen ist zu berücksichtigen.

Der zeitliche Ablauf von Untergrundsetzungen wird bei Beachtung der Konsolidationsvorgänge im Boden und der Veränderungen in der Abfallfraktion untersucht.

Das Verhalten der zwischen Meßebe und Untergrund liegenden Schichten ist bei den Verifikationen zu berücksichtigen.

Ziel ist die Entwicklung eines - möglichst einfachen - Berechnungsmodells für Setzungsrechnungen des Deponieuntergrundes. Schließlich sollen für die Praxis handhabbare, einheitliche Vorgehensweisen - ohne jedoch den individuellen Charakter einzelner Deponiestandorte zu vernachlässigen - bezüglich der erforderlichen Untersuchungsqualität und -quantität sowie der Berechnungsverfahren und Rechenmodelle vorgeschlagen und diskutiert werden. Erforderliche Kontrollmechanismen sind zu erörtern, um sichere und volkswirtschaftlich kostengünstige Deponien zu planen, zu errichten und zu betreiben.

Letztlich sollen Grundlagen zur sicheren Erhöhung der Müllauflasten infolge Kompaktierung, Vorbehandlung (Umnutzung) sowie Änderung der Einlagerungshöhen (Ertüchtigung von Deponien) geschaffen werden.

3 Datenerhebung

3.1 Recherche

Für das Vorhaben wurde gezielt nach Standorten von Haldendeponien recherchiert, die Datenmaterial fortlaufender Meßkampagnen als zeitliche und räumliche Linienvermessung der Deponiebasis aufweisen.

Das Forschungsprojekt wurde auf einem Treffen der niedersächsischen Deponiebetreiber in Lüneburg am 21. März 1996 vorgestellt und die weitere Recherche auf der Grundlage des dortigen Teilnehmerkreises zunächst regional fortgeführt. Sie wurde durch Anfragen bei Meß- und Leitungs-Inspektionsfirmen sowie bei Ingenieurbüros begleitet. Darüber hinaus wurden Deponiestandorte mit wiederkehrenden Verformungsmessungen der Deponiebasis auf der Grundlage der Angaben in UMWELTBUNDESAMT (1994/1997) (Abbildung 2) sowie HESSISCHE LANDESANSTALT FÜR UMWELT (1996) und GEOLOGISCHES LANDESAMT NRW (1997) ermittelt und durch eine Zusammenstellung von Deponiestandorten im Bereich der BEZIRKSREGIERUNG HANNOVER (1996) ergänzt.

Der nach Abstimmung mit dem Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung erarbeitete Fragenkatalog (RODATZ / KNOLL (1996)) wurde als Grundlage für die Datenerhebung herangezogen. Es wurden im wesentlichen allgemeine Deponiedaten, geometrische Größen, Untergrundkennwerte, Stoffkennwerte der Abfälle, Ablagerungskataster und Meßwerte von Verformungsmessungen erfaßt.

Für die Verformungsmessungen wurden differenziert Daten bezüglich Ort und Zeitpunkt der Messung (Null-, Folge-, zyklische Messung, räumliche / flächige Messung mit Koordinaten), Art der Messung, Meßsystem, Kalibrierung der Messung usw. abgefragt. Weitere Angaben zu Festigkeitsparametern und zeitliche Einflüsse auf Stoffkennwerte der Abfälle wurden ergänzt bzw. nach einer Literaturrecherche aktualisiert.

Repräsentative recherchierte Standorte sind in RODATZ / KNOLL (1998) zusammengestellt. Die Einzelergebnisse der Datenanalyse haben in nur wenigen Fällen allgemeingültig übertragbare Randbedingungen ergeben. In der Regel sind spezifische Standortverhältnisse oder in der Historie der Baumaßnahme liegende Eigenarten charakteristisch nur für die jeweilige Deponie.

Es wurden gezielt Deponien ausgewählt, bei denen die Anzahl unbekannter Randbedingungen zur Datenkorrelation und für Vergleiche minimiert werden konnte. Deponien, die auf ehemaligen Tagebaustandorten errichtet worden sind, kamen nicht zur Auswertung. Weitere Ausschlusskriterien griffen, wenn die Belastung in älteren Verfüllabschnitten bereits in nicht mehr nachvollziehbarer Weise zu einer Konsolidation in neueren Nachbarabschnitten geführt hatte, sowie die Abfallauflast und Bezugshöhen aufgrund fehlender Daten (z. B. fehlende Nullmessungen) nur ungenau feststellbar waren.

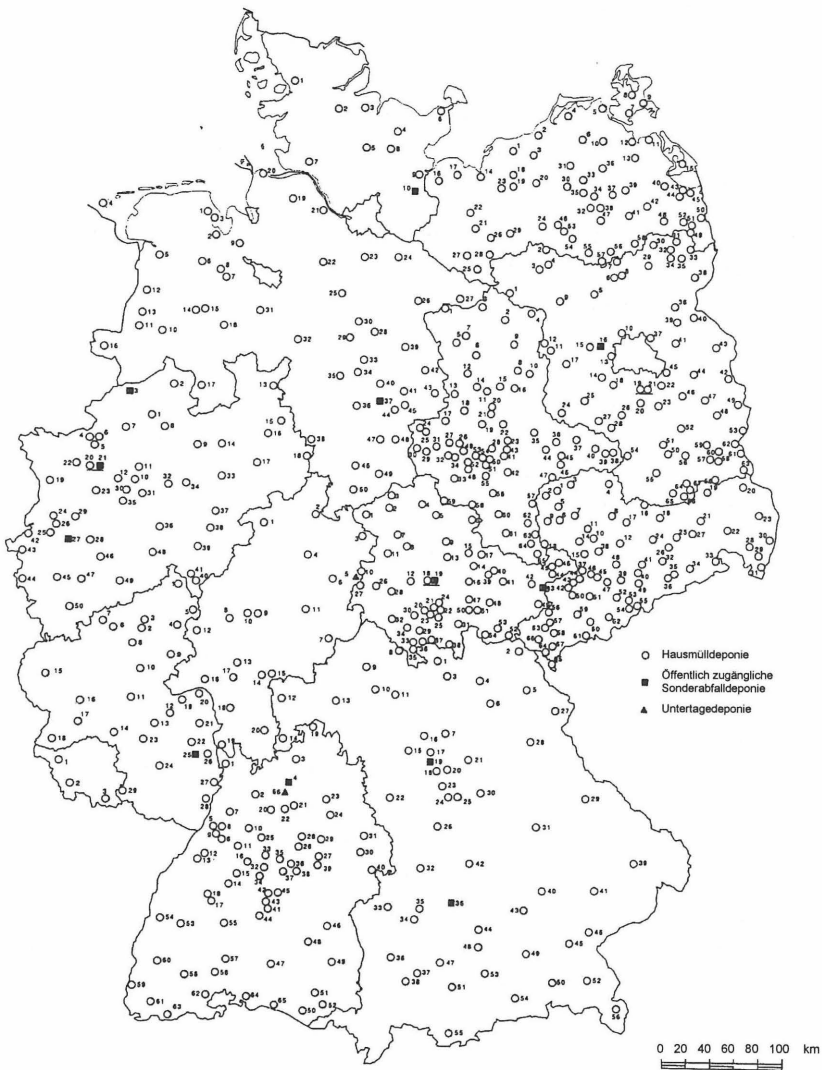


Abbildung 2: Grundlage recherchierter Deponiestandorte (aus UMWELTBUNDESAMT (1997))

Verwertbare Daten standen in geringerem Maße zur Verfügung, als bei der betreffenden Vor-Recherche festgestellt wurde, da die „Müllberge schwinden“ (Editorial von FERBER (1997)). So liegen Abschnitte einzelner Deponien nach Fertigstellung des Abdichtungssystems ohne Abfall brach und konnten bei der Datenanalyse nicht berücksichtigt werden. Deponiebetreiber prüfen zudem das Gefälle der Basisdränung häufig nur qualitativ oder

halbquantitativ mit Kamerabefahrungen unter Verzicht auf Messungen. Zyklische oder wiederholte linienhafte Vermessungen an der Basisdränung sind darüber hinaus selten.

Beispiele zur Negativauswahl nach der Recherche werden in RODATZ / KNOLL (1998) dargestellt. In der letzten Phase der Recherche zeigte sich, daß ab Herbst / Winter 1997 die Anzahl der Standorte mit echten Messungen ansteigt, da die Vorgaben der TA SIEDLUNGSABFALL, Anhang G zur Kontrolle der Untergrund- und Basisverformung nun mit Zeitverzug greifen.

Es wurden bei den folgenden Deponien exemplarisch in Bezug auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes weitergehende Analysen durchgeführt.

- Deponie Diebesstieg, Salzgitter
- Zentraldeponie Hannover
- Deponie Hildesheim Heinde, Erweiterung Hoersten West
- Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“, Wolfsburg

Bei den Auswertungen konnten die bis zum Herbst 1997 vorliegenden Daten von Meßkampagnen eingearbeitet werden.

Die Deponiedaten wurden projektbezogen in einer hierzu im Rahmen des Forschungsprojektes am IGB-TUBS entwickelten Datenbank gespeichert. Abbildung 3 zeigt eine von 7 Seiten der Eingabemasken dieser Deponiedatenbank am IGB-TUBS.

Allgemeine Datenbank für Deponien		Salzgitter	
Bundesland Niedersachsen Ansprechpartner Deponie Herr Telefon Deponie 05341 / xxxxxxxxxxxx weitere Recherche (a) Vorhaben lohnt ab jca. Januar / Februar 1998 weitere Grunddaten Deponie		Deponiegröße BA Ia 4,6 ha, BA Ib 2,2 ha Deponieabschnitt/ Einlagungsfeld BA Ia / Ib Einlagungszeit Sommer 1994; Ein Hohe Datum Abfallhöhe min jca 3 m Rand Ende 1996 max jca 10 m Ende 1996 vorliegende Unterlagen	
		Material Abbildung Kreide Ton aus Bornum Basier Schutt, Lehm, Geschiebe Untergrund 5 (unter) Sandstein, Ton, Kreide, Bsp. Untergrund	

Null-messungen		Zeitpunkt		vermessene Drainstränge	
		Fertigstellung / Abnahme alle in BA Ia			
3 Folge-messungen		Höhen			
		13.16.11.95		3 - 14 (Vergleichsmessung nur 1 Stang)	
		1996		3,4,7,8,11,12	
		Ende 97 (geplant)		dio	
		Temperatur			
		1/a bis 4/a; 93-97		keiner (Si/a-Ableitung)	
		1/a bis 4/a; 93-97		keiner (Si/a-Ableitung)	

Informationen auch von		Adressen und Informationen	
Name	Telefon	Datum	Funktion
Herr xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	05341 / xxxxxxxxxxxx	8/1997	Deponie
Herr xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	05341 / xxxxxxxxxxxx	05/1997	Betreiber
Herr xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	0511 / xxxxxxxxxxxx	04/1997	weiteres
Herr xxxxxxxxxxxxxxxxxxxx	0531 / xxxxxxxxxxxx	03/1997	weiteres

Ende

Abbildung 3: Eingabemaske der Deponiedatenbank am IGB-TUBS

3.2 Bewertungsschema

Die Ergebnisse von Baugrunderkundungen wurden bei den Deponieprojekten jeweils in Planfeststellungsverfahren geprüft. Grundsätzlich ist damit zunächst von sorgfältiger Arbeitsweise bei der Erarbeitung geotechnischer Unterlagen für die Bauwerke auszugehen.

Nach ALBER (1991) werden bei den heute im Tiefbau verwendeten Nachweisverfahren jedoch „*die Rechenwerte unsicher auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt.*“ Die Kenntnis dieses Zusammenhanges ist bei der Diskussion der Stoffgesetze und Berechnungsmodelle relevant, weil hier zur Verifikation Versuchsergebnisse und Erfahrungswerte eingehen. Der stochastischen Formulierung ist damit in der vorliegenden Aufgabenstellung eine erheblich größere Bedeutung beizumessen als Definitionen von Partialsicherheiten gegenüber Grenzzuständen.

Aufgrund der deterministischen Vorgehensweise bereits bei der Analyse der Baugrunddaten oder der naturgemäß bestehenden Abhängigkeiten bei den im bodenmechanischen Labor durchgeführten eigenen Versuchen (begrenztes Grundmaterial) war auf die Autokorrelation (Streuung zweier Realisationen einer Zufallsvariablen um ihren Mittelwert als Funktion des gegenseitigen Abstandes (ALBER (1992)) zu verzichten. Im Einzelfall wurden aber verteilungsabhängige Fraktilwerte sowie Vertrauensgrenzen und Vertrauensintervalle anwendungsorientiert bestimmt (z. B. Konfidenzniveau meßtechnisch mit engeren Grenzen als bodenmechanisch (FISCHER (1997))).

Bei den Messungen wurde außerhalb systematischer Abweichungen mit Vertrauensgrenzen für normalverteilte (bzw. für das Intervall selbst: Vertrauensbereich für den Erwartungswert) gerechnet. Die Prüfung auf Normalverteilung erfolgte über den Variationskoeffizienten v mit $v_{zul} \leq 33 \%$ nach RUPPERT (1980).

Bei unbekannter Standardabweichung σ (wenn nur die empirische Standardabweichung s bekannt ist) werden die Vertrauensgrenzen für den Erwartungswert μ - wie in der Meßtechnik üblich - nach DIN 1319, T3 mit der Gleichung (4) bestimmt.

$$(4) \quad \mu = \bar{x} \pm \frac{t}{\sqrt{n}} s$$

mit: t = f (Vertrauensniveau $1 - \alpha$ und Anzahl der Einzelwerte n)

s = empirische Standardabweichung

$\bar{x}$ = Mittelwert

Das Vertrauensniveau wurde für die bodenmechanischen Daten bei den eigenen Analysen mit $1 - \alpha = 95 \%$ nach ISO 3534 festgelegt. Für die vermessungstechnisch orientierten Daten wurde mit dem einfachen Wert der Standardabweichung $1 - \alpha = 68,26 \%$ gerechnet.

Die in der Regel stichprobenhafte Prüfung der Baugrundeigenschaften im jeweiligen Untersuchungsprogramm wird häufig (z. B. aus Kostengründen) im Umfang begrenzt. Zur Beschreibung des Untergrundes konnten somit keine Variogramme (räumliche Korrelation ortsabhängiger Variablen auf der Grundlage der Wahrscheinlichkeitstheorie, KREUTER (1996)) genutzt werden, da - wie bei Baugrunderkundungen im Deponiebau üblich - für die meisten Deponieprojekte die hierzu ausreichende Datendichte in einem homogenen isotropen Zufallsfeld (NOTTRODT (1988)) nicht gegeben war. Das Fallbeispiel *Salzgitter Diebesstieg* verdeutlicht diese Problematik anhand der insgesamt (nur) 14 gekernten Bohrungen des 1987 durchgeführten Untersuchungsprogramms, bei denen immerhin die Tiefenlagen des verschwenkenden Kreidetonhorizontes auf einem Areal der Größe ca. $A = 25 \text{ ha}$ (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)) festzustellen sowie ungestörte Bodenproben zu erschließen waren. Hier war eher eine deterministische Vorgehensweise, gestützt auf die Erkenntnisse der geologischen Gesamtsituation (z. B. der im Ton ausgeprägten Rinnenstruktur) sinnvoll. Auch in der modernen Deponietechnik sind derartige Vorgehensweisen üblich, obwohl zwischenzeitlich engere Untersuchungsraaster gefordert werden (GDA).

Ausreißerprobleme wurden über „Glättungen“ unter Berücksichtigung von sogenannten Nuggetwerten (KREUTER (1996)) behandelt. Wegen der bei Linienmessungen nicht voneinander unabhängigen Meßwerte konnten derartige Verfahren zum Teil nicht verwendet werden.

Spezielle Probleme zeigten sich darüber hinaus bei den hier auszuwertenden Meßkampagnen, da Messungen verschiedener Institutionen und Verfahren zu überlagern und zu vergleichen waren:

- *Bestands- oder Grund-Höhenmessung (mit optischen Verfahren)*
- *Verformungsmessung (mit hydrostatischen oder Inklinometerverfahren)*
- *Anbindung der Verformungsmessungen an die Rand- und Endpunkte (optische Verfahren)*

Zur Lösung dieser Problematik wurden die Genauigkeitsangaben von ERNST / LHOTZKY (1997) für einzelne Meßverfahren zu Grunde gelegt.

Die Auswertung statistischer Beziehungen zwischen Meß- und Rechenwerten ist wegen der dreidimensional anzusetzenden Spannungs-Verformungs-Beziehungen und der zeitlichen Entwicklung bei Bauablauf und Konsolidation nicht nur komplex sondern auch statistisch schwierig abzusichern. Letztendlich ist wie schon bei MAYBAUM (1996) nur ein „händischer Abgleich“ zwischen Messung und Berechnung möglich.

Für die Berechnungen sollen deshalb die ausgewerteten Meßdaten zur Plausibilitätskontrolle und zur Verbesserung des Berechnungsmodells einerseits verwendet, andererseits einem deterministischen Prozeß unterworfen werden (Abbildung 4).

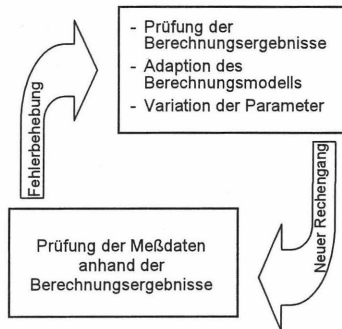


Abbildung 4: Prüfung von Meßdaten und Berechnungen bei den eigenen Untersuchungen bis zur Plausibilität

Unterschiede zwischen gemessenen und zunächst berechneten Verformungen wurden zum Anlaß genommen, Parameterstudien zu deren potentiellen Ursachen, die u. a. in der Spannungsausbreitung oder der Konsolidationsgeschwindigkeit liegen können, durchzuführen.

Bei den laufenden Berechnungen und der Analyse hat sich gezeigt, daß die iterative Vorgehensweise, bei der die Berechnungsmodelle nicht sofort an den „Stellschrauben“ der Stoffkennwerte sondern nach Plausibilitätskontrollen sowie Parameterstudien an Stoffgesetzen und Meßwerten mehrstufig kalibriert werden, sinnvoll ist. Werden hierbei Einflußfaktoren analysiert, geht dies zum Teil auch in die Bewertung von Meßergebnissen ein, wie es das Beispiel der Temperaturen an der Deponiebasis anschaulich macht.

Um das bodenmechanische Verhalten von Erdstoffen und Untergrund sowie die geometrischen Ansätze und die eingesetzte Rechentechnik schon im Vorfeld zu verifizieren, wurden derartige Einflüsse mit zahlreichen Vorstudien untersucht (RODATZ / KNOLL (1998)).

3.3 Projektskizzen und Baugrundbeschreibung ausgesuchter Deponien

3.3.1 Deponie Diebesstieg, Entsorgungszentrum Salzgitter

Die Abfallentsorgungsanlage *Diebesstieg* der Stadt Salzgitter wird von der *Entsorgungszentrum Salzgitter GmbH (EZS)* betrieben. Ein Überblick über die Bauabschnitte ist in der folgenden Lageskizze gegeben.

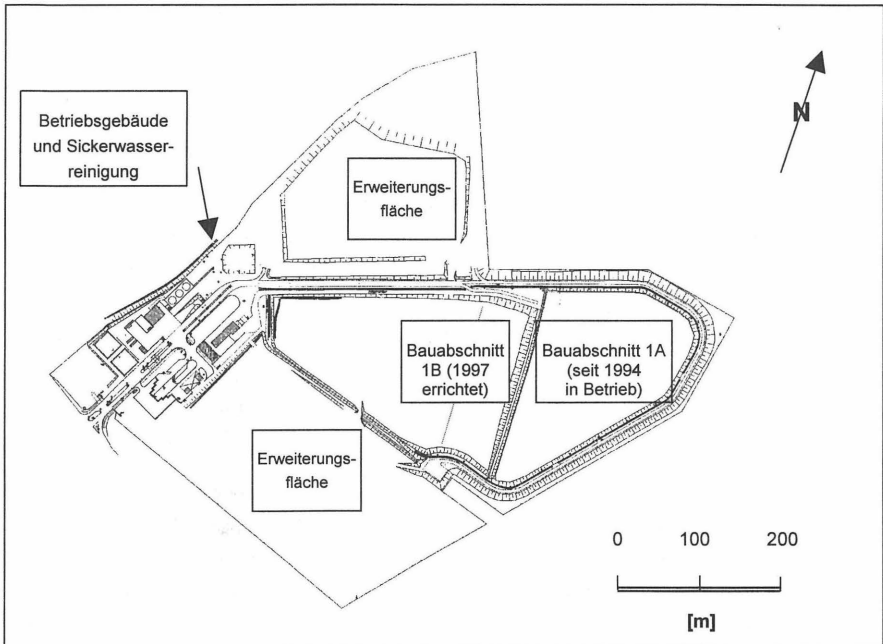


Abbildung 5: Lageskizze Deponie Diebesstieg mit den Bauabschnitten (LÜNIG (1997))

Zur Einlagerung von Hausmüll und hausmüllähnlichem Gewerbeabfall steht eine Fläche von 25 ha zur Verfügung. Das Basisabdichtungssystem des (hier untersuchten) ersten Bauabschnittes 1A (Abbildung 5) wurde auf der in Teilen vorhandenen geologischen Barriere mit dem vorgesehenen Regelaufbau nach dem sogenannten Niedersächsischen Dichtungserlaß (NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM) errichtet. Das Abdichtungssystem hat einschließlich der künstlichen geologischen Barriere am Deponierand eine Mächtigkeit ca. $d = 2,75$ m. Diese nimmt zur Mitte hin zu. Die Deponie weist damit einen vergleichsweise hohen Anteil aufgefüllter Böden im Untergrund auf. Für die mineralische Abdichtung wurde ein Ton (TA) gemäß DIN 18196 aus der Tongrube Bornum (Wolfenbüttel) verwendet. Bei der künstlichen geologischen Barriere kam der auf dem Deponie-

gelände anstehende Boden zum Einsatz (Gemisch aus Löß, Lößlehm, Geschiebelehm, Geschiebemergel; UM bis TL).

Gemäß Baugrundgutachten besteht der Untergrund in der Regel aus steifen quartären Lockersedimenten (Löß, Lößlehm) über Geschiebelehm und -mergel, welcher von Kreidet, in größeren Tiefen Tonstein der Oberkreide (Emscher / Senon), unterlagert ist. Auf Vorbelastungssituation und Überkonsolidation wird in Kap. 5.1 eingegangen. Die Kreidebasis ist in einer Muldenstruktur ausgeprägt, und damit in unterschiedlichen Tiefenlagen sowie Konsistenzen vorhanden. Grundwasser steht - teils als Schichtenwasser - bereits in Höhe der Geländeoberkante an.

3.3.2 Zentraldeponie Hannover

Die Zentraldeponie Hannover wird im Nordosten der Stadt auf einer Fläche von ca. 140 ha vom Abfallwirtschaftsbetrieb Hannover als Haldendeponie für Siedlungsabfälle betrieben (Abbildung 6). Seit 1980 werden die Abfälle im Ost- und Südbereich deponiert. Hier entsteht auf ca. 50 ha Grundfläche ein Deponiekörper mit zwei Gipfeln. Der letzte Bauabschnitt (BA 5, Abbildung 7) im Südbereich ist Anfang 1993 fertiggestellt worden. In diesem Abschnitt wird zur Zeit deponiert. Bis 1983 wurde der östliche Deponiekörper auf ca. 10 ha Grundfläche mit ca. 2,0 Mio. m³ Abfällen vollständig verfüllt. Seitdem werden die Abfälle in den südlichen Deponiekörper auf ca. 40 ha Grundfläche eingebaut (STEINKAMP (1994).

Nach DETTMER / HAMEL (1996) stehen unter der Deponiefläche im Mittel 15 m mächtige (pleistozäne) Sand-Kiesschichten an. Nach STEINKAMP (1994) sind eine hohe Lagerungsdichte und gute Tragfähigkeitseigenschaften vorhanden. Darauf liegen ca. d = 0,5 bis 3,0 m starke Torfschichten (holozäne Moorbildungen, die für den Einbau der Basisabdichtung abgetragen wurden). Der Grundwasserstand wurde 1,0 - 2,0 m unter Geländeoberkante festgestellt.

Der vorhandene Kreidet, wird flächendeckend vom Quartär überlagert. Die Beurteilung des Deponieuntergrundes basiert auf zahlreichen Untersuchungsprogrammen, welche sich u. a. auf Schichtenverzeichnisse von ca. 160 Bohrungen des Stadtvermessungsamtes sowie neuere Bohrungen (64 Stück, davon 8 Tiefbohrungen mit über 100 m Tiefe) stützen. Der Untergrund ist danach durch eine von Südwesten nach Nordosten verlaufende subglaziale Rinnenstruktur, die zwischen 8 m und ca. 70 m unter GOK abtauchenden halbfesten bis festen Tonsteins der Unterkreide mit mehreren hundert Metern Mächtigkeit geprägt. Diese tiefe Rinne (Abbildung 8) ist im unteren Bereich maximal 20 m mit wasserführenden Sanden und Kiesen gefüllt und wird durch 5 bis 25 m mächtige Bekenschluffe und Geschiebemergel abgedeckt. Der Geschiebemergel keilt zu den steilen Rinnenflanken aus.

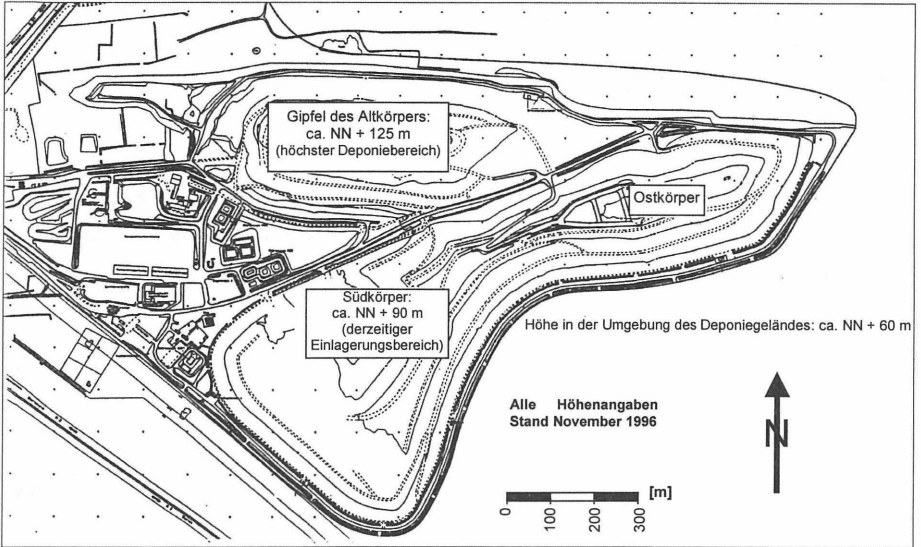


Abbildung 6: Übersichtsskizze Zentraldeponie Hannover (nach STEINKAMP / NEGELMANN (1996))

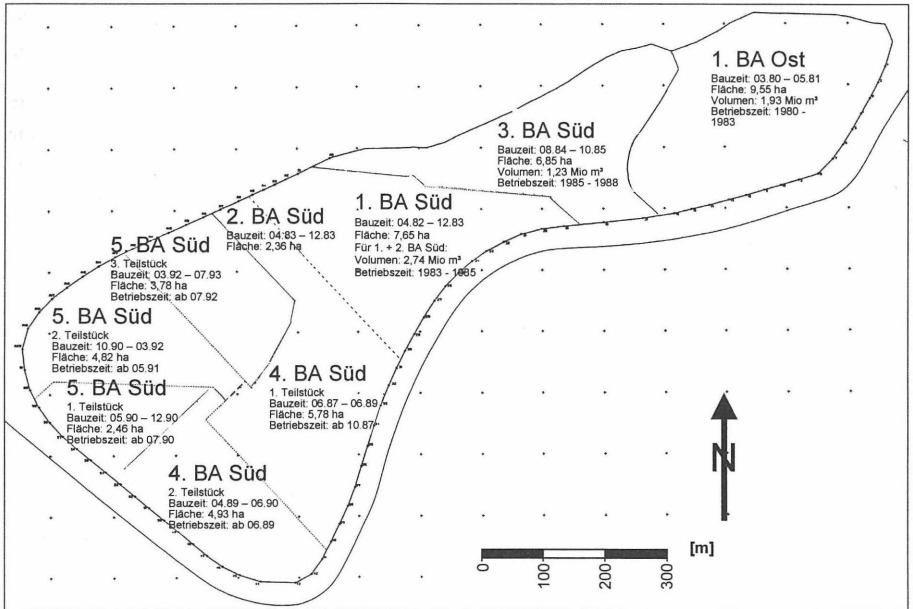


Abbildung 7: Übersichtsskizze zur Lage der Bauabschnitte bei der Zentraldeponie Hannover (nach STEINKAMP / NEGELMANN (1996))

Für die Geländeprofilierung wurde Sand, Kies, Gestein sowie reiner Stein, Beton- und Ziegelschutt als wasserdurchlässiger, tragfähiger Unterbau der Basisabdichtung in $d = 60$ cm dicken Lagen verdichtet eingebaut. Seit 1991 wurde hier auch Unterbaumaterial der Körnung 0 - 150 mm verwendet, das aus Bauschutt in der (eigenen) Recyclinganlage aufbereitet worden ist (BLÜMEL / DÜSER / STEINKAMP (1994)).

Die $d = 1,0$ m mächtige mineralische Abdichtung (keine KDB (Kunststoffdichtungsbahn)) besteht aus Ton (TA nach DIN 18196) der Tongrube „Moorberg“ bei Sarstedt, Hildesheim.

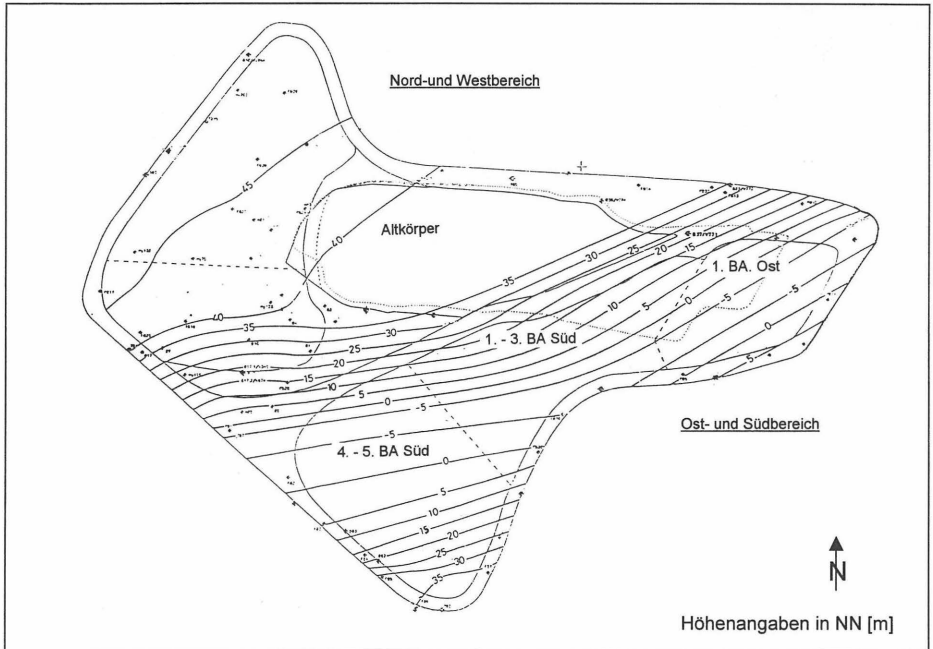


Abbildung 8: *Rinnenstruktur Oberkante Kreideton (gemäß Baugrundgutachten für den ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1994))*

3.3.3 Deponie Hildesheim Heinde, Erweiterung Hoersten-West

Der Zweckverband Abfallwirtschaft Hildesheim (ZAH) erweiterte 1995/96 mit dem Bauabschnitt „Hoersten-West“ seine seit ca. 20 Jahren betriebene Deponie „Heinde“ nach Westen. Diese neue $A = 2,2$ ha große Ablagerungsfläche für Siedlungsabfälle grenzt an den seit 1989 verfüllten Abschnitt „Hoersten“ an (Erweiterung Hoersten-West, Abbildung 9).

Eine von Norden einlaufende Vorflut-Trasse kreuzt in einem Tunnelquerschnitt unterirdisch das Deponiefeld. Weitere Leitungen aus den angrenzenden älteren Ablagerungsbe-

reichen verlaufen innerhalb der künstlichen geologischen Barriere, die in diesem Bereich überall eine Mindestdicke von $d = 2$ m aufweist. Das Basisabdichtungssystem ist daher in den Querschnitten teils stark zerklüftet (Abbildung 10). Es hat im Bereich der Leitungszone eine maximale Mächtigkeit (Unterkante künstliche geologische Barriere bis Oberkante mineralische Abdichtung) von ca. $d = 5$ m.

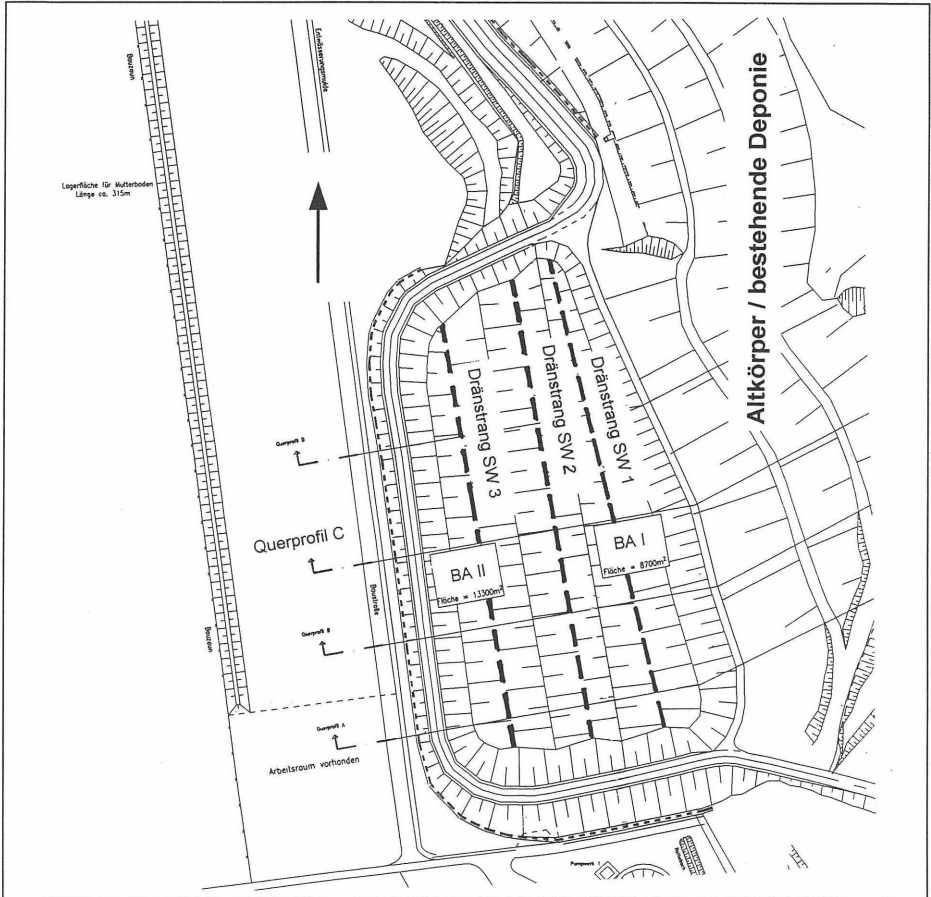


Abbildung 9: Schematischer Grundriß Deponie Heinde mit „Erweiterung Hoersten-West“ mit Sickerwassersammlern SW 1 bis SW 3 (Skizze auf Grundlage von PROJEKTUNTERLAGEN ZAH (1996))

Das neue Deponiegelände befindet sich im Bereich der ehemaligen, rückgebauten Teichkläranlage. Nach dem Baugrundgutachten (PROJEKTUNTERLAGEN) besteht der Untergrund aus Tonstein (Dogger), der im oberen Bereich verwittert und von steifer bis halbfester

Konsistenz ist. Er wird von quartärem Löß überlagert. Das Grundwasser mußte für die Bauzeit erheblich abgesenkt werden.

Die mineralische Abdichtung besteht aus Ton (TA) der Tongrube „Moorberg“ bei Sarstedt, Hildesheim.

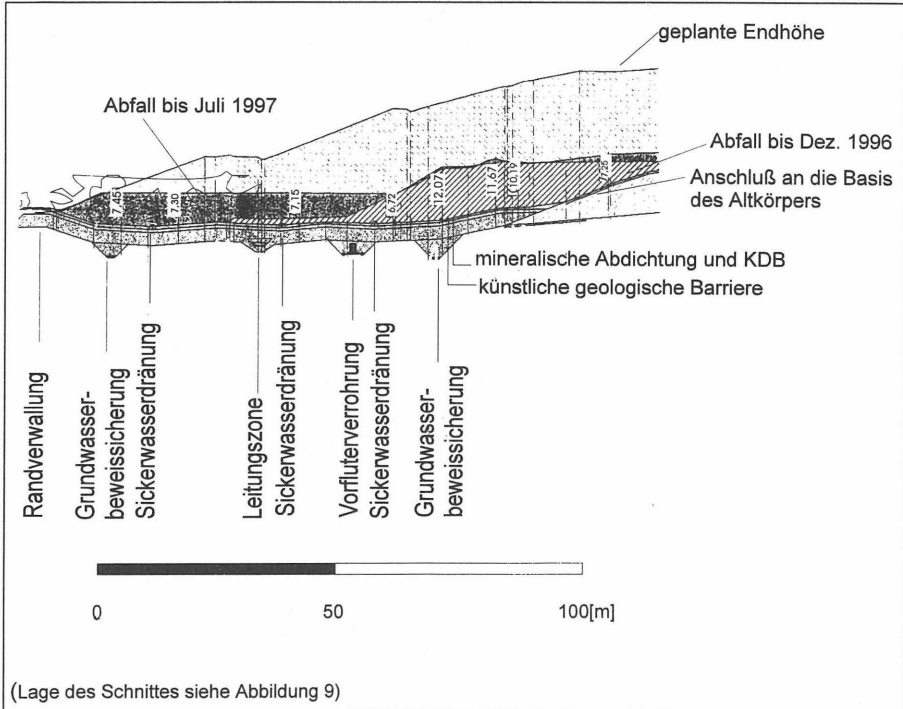


Abbildung 10: Schnitt C-C ungefähr in Mitte der Erweiterungsfläche durch das Abdichtungssystem Hoersten-West mit Belastungsstand 07/1997

3.3.4 Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

Die Haldendeponie der Volkswagen AG Barnbruch besteht aus 3 getrennten Ablagerungsabschnitten für Gewerbeabfall (Polder III a bis III c, s. Abbildung 11). Die Deponie grenzt mit der Westseite unmittelbar an das Betriebsgelände der städtischen Deponie „Zentrale Abfallbeseitigungsanlage der Stadt Wolfsburg“.

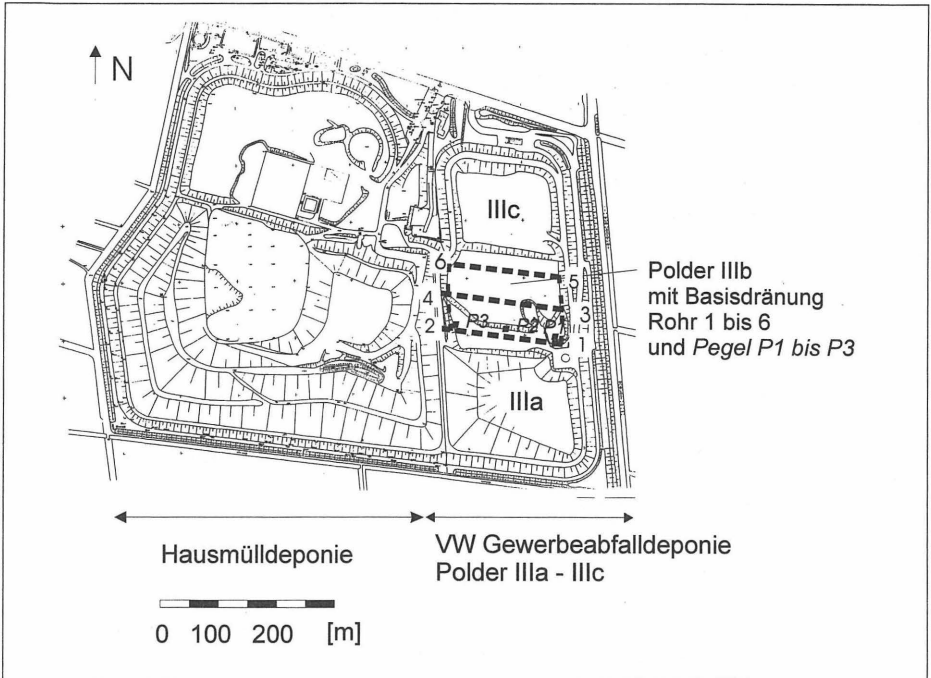


Abbildung 11: Skizze im Grundriß der Gewerbeabfalldeponie der VW AG „Barnbruch“
(nach PROJEKTUNTERLAGEN DER VW AG, Wolfsburg)

Der südliche Polder III a wurde seit 1984 befüllt und 1994 mit einer Oberflächenabdichtung versehen. Der angrenzende Polder III b mit einer Kapazität von $V = 350.000 \text{ m}^3$ auf einer Grundfläche von $A = 3,8 \text{ ha}$ wird seit Mitte 1993 von Süden nach Norden beschickt. Der weitere Polder III c ist als Erweiterungsfläche vorgesehen.

Bei dem Bau der Deponie wurden zur Modellierung der Aufstandsfläche und zur Erhöhung des Urgeländes Sande mit einer Mächtigkeit ca. von $d = 1 \text{ m}$ bis ca. $d = 1,5 \text{ m}$ eingespült. Es wurde eine Dränung innerhalb der Sande zur weiteren Konsolidation eingebaut.

Das Abdichtungssystem der Basis wurde bereits in den 80er Jahren für die Polder III b und III c erstellt. Gemäß Planfeststellungsbeschuß war in III b vor der späteren Inbetriebnahme eine höherwertigere Abdichtung einzubauen. Es wurde 1992/93 eine Kombinationsabdichtung (mit KDB 2,5 mm, 50 cm Tonabdichtung 2-lagig) mit Schutzschicht und Dränung hergestellt. Bei dem Einbau des Tones aus der Grube „Bornum“ bei Wolfenbüttel (TA) für die mineralische Abdichtung wurden die Anforderungen des Niedersächsischen Dichtungserlasses eingehalten.

Der Untergrund im Bereich des Aller-Urstromtales besteht im Bereich der Deponie bis in eine Tiefe ca. $t = 30$ m bis 40 m aus pleistozänen und holozänen Ablagerungen. Die Mittel- und Feinsande der obersten Schichten sind teilweise als humos anzusprechen. Darunter folgen diluviale Tal- und Schmelzwasserablagerungen mit Korngrößen von tonigem Schluff bis Kies, stark in Ausdehnung und Mächtigkeit wechselnd. Tone und Tonstein der Jura-Formation bilden das Liegende (V. D. WALL (1983)). Konsistenzen und Lagerungsdichten der Böden werden im Baugrundgutachten (PROJEKTUNTERLAGEN) indirekt über Steifemoduln beschrieben. Grundwasser steht oberflächennah mit einem Flurabstand $a = 0,2$ m bis 0,4 m an.

3.4 Erhobene Daten

3.4.1 Temperaturen in Grundwasser, Basisdränung und Abfallkörper

Die temperaturabhängige Viskosität von Grundwasser und Porenwasser beeinflusst über die Durchlässigkeit des Bodens auch das zeitabhängige Setzungsverhalten an der Depo-niebasis. Insofern waren Temperaturen zu recherchieren und zu berücksichtigen.

Auch für die Genauigkeit der Verformungsmessungen sind - je nach Meßverfahren - die Temperaturen in der Basisdränung wesentliche Randbedingung, da Meßergebnisse beeinträchtigt werden können.

Für die hier zu Grunde zu legenden Verformungsmessungen stehen zum Teil keine parallel durchgeführten Temperaturmessungen zur Verfügung. Daher waren auch Vergleichsbetrachtungen von Sickerwasser- und Basistemperaturen bei ähnlichen Deponien notwendig.

Grundwasser:

WILHELM (1976) und MATTHESS (1994) zeigen, daß die Grundwassertemperatur unter Berücksichtigung jahreszeitlicher Schwankungen, geothermischer Tiefenstufen sowie Mächtigkeit und Fließrichtung der Grundwasserschicht ab einer Tiefe $t = 10$ m in der Regel bei ca. $T = 10^\circ \text{C}$ angenommen werden kann.

Aus Altlastenuntersuchungen ist bekannt, daß anthropogene und geogene Einflußfaktoren zu einer Erhöhung der Grundwassertemperatur beitragen können. Recherchen des IGB-TUBS (RIEDEL / VIERLING (1997)) belegen diesen Effekt.

Die ermittelten Temperaturen zeigten im statistischen Vergleich, daß der im Labor ermittelte Durchlässigkeitsbeiwert k_{10} (bezogen auf eine Wassertemperatur von 10°C) gemäß DIN 18130 gut in Konsolidationsuntersuchungen zu verwenden ist (RODATZ / KNOLL (1998)).

Basisdränung und Abfallkörper:

Die Temperaturen nehmen unterhalb des Basisdräns innerhalb der Abdichtung ab, wie COLLINS / MÜNNICH (1993) am Beispiel der Zentraldeponie Hannover gezeigt haben. In RODATZ / KNOLL (1998) wird ein Überblick über Ergebnisse wesentlicher Forschungsvorhaben zu Temperaturen an der Basis und im Abfallkörper gegeben.

Für die Zentraldeponie Hannover (Abschnitt 5), die Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten West, sowie Barnbruch liegen aus den Vermessungskampagnen auch neuere Untersuchungen zu Temperaturen im Drän vor. In Abbildung 12 sind beispielhaft für Drän 58 des neueren Bereichs der Zentraldeponie Hannover (Verfüllung seit Juli 1990, im Süd-West-Körper der Deponie) die gemessenen Temperaturen dargestellt, welche zur selbst durchgeführten Kontrolle / Adaption externer Verformungsmessungen verwendet wurden.

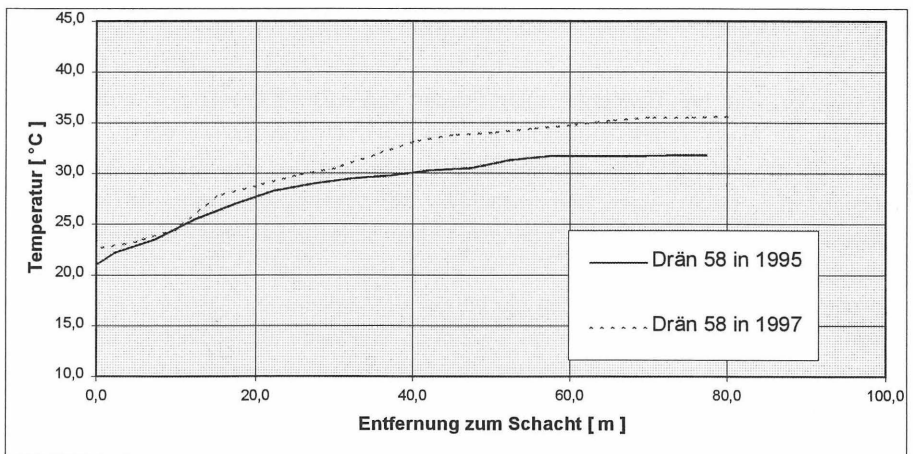


Abbildung 12: Temperaturen im Drän 58 der Zentraldeponie Hannover (nach STEINKAMP / LWI (1995/97))

Die Unterschiede der Temperaturen für (Dezember) 1995 und (Juni) 1997 können jahreszeitlich bedingt oder vom zeitlichen Abstand zwischen Spülung und Messung abhängig sein. Eindeutige Zusammenhänge mit dem Alter des jeweiligen Deponieabschnittes konnten aus den vorliegenden Gesamtdaten nicht abgeleitet werden.

Temperaturunterschiede werden zudem durch Niederschlagsereignisse (verzögerte Wasserabgabe im Deponiekörper) stark beeinflusst. Deshalb wurden für die eigenen Auswertungen von Verformungsmessungen zusätzlich Extrem- und Mittelwerte der Temperaturmessungen angesetzt. Entsprechende und weitere Angaben zu verwendeten Projekt-Temperaturmessungen im Bereich der Basisdränung sind in RODATZ / KNOLL (1998) ent-

halten. Die insgesamt festgestellten Temperaturen korrelieren gut mit dem nach DIN 19667 für die Dränung über einen Zeitraum von 50 Jahren anzunehmende Temperatur von $T = 40^\circ \text{C}$. Im Anschluß an diesen Zeitraum können geringere Temperaturen vorausgesetzt werden. Nach den überschlägigen Berechnungen zur Konsolidation wird anschließend der größte Teil der Setzungen bereits abgeklungen sein.

Temperaturgradient an der Basis:

Der Temperaturgradient an der Basis ist von der Beschaffenheit des Untergrundes abhängig.

Da bei Untersuchungen von COLLINS / MÜNNICH (1993) eine Deponiebasis lediglich begrenzt durchbohrt werden konnte, sind zur Tiefenwirkung in situ nur tendenzielle Folgerungen ableitbar. Für den im Sonderfall Hannover in verschiedenen Abschnitten anstehenden dicht gelagerten Geschiebemergel war eine größere Puffer- und Isolationswirkung (Wärmehaushaltsbilanz) als im Moorboden des Alt-Abschnittes (der hier nicht behandelt wird) festzustellen.

SIELER (1993) hat bei Temperaturunterschieden von $\Delta T = 18^\circ \text{C}$ zwischen Dränung und Grundwasser einen Temperaturgradienten von $I_T = 6^\circ \text{C} / 2 \text{ m}$ bis $I_T = 12^\circ \text{C} / 2 \text{ m}$ innerhalb einer $d = 2 \text{ m}$ mächtigen Bodenschicht (Untergrund und mineralische Abdichtung) nachgewiesen. Nach seinen Untersuchungen der Wärmeleitfähigkeit wird eine grobe Klasseneinteilung für die hier vorliegenden Böden durchgeführt. Für Verhältnisse wie in Salzgitter Diebesstieg (gesättigter Geschiebelehm und -mergel über Kreideton) wird damit von schlechterer Wärmeleitfähigkeit als bei dem Moorboden im Alt-Abschnitt Hannover ausgegangen. Mit Abständen von ca. $a = 2 \text{ m}$ ab Oberkante der Abdichtung im Randbereich bzw. ca. $a = 3 \text{ m}$ ab Oberkante der Abdichtung in Deponiemitte werden an die weitere Umgebung angeglichen Grundwassertemperaturen (RODATZ / KNOLL (1998) vorausgesetzt.

Die Erkenntnisse wurden bei den Analysen auch auf die übrigen Standorte übertragen.

3.4.2 Verformungen an der Basis

3.4.2.1 Anlaß der Verformungsmessungen

Die Kontrolle der berechneten Untergrund- und Basisverformungen ist insbesondere bei Standorten mit stark zusammendrückbaren Böden im Untergrund oder setzungsempfindlichen Abdichtungssystemen notwendig.

Wie später noch genauer gezeigt wird, kommt den Verformungsmessungen an der Basis besondere Bedeutung zu, da vorausgehende Berechnungen in der Regel auf stark vereinfachten Annahmen mit grob abgeschätzten Lastbildern und Untergrundverhalten beruhen.

Mit Bezug auf TA ABFALL, Anhang G sowie ATV, H 359 sind jährliche Vermessungen nach dem Stand der Technik unumgänglich.

3.4.2.2 Verfahrensüberblick: Kurzbeschreibung verwendeter Meßsysteme

Derzeit für die Verformungsmessungen in Dränleitungen eingesetzte Verfahren beruhen auf der direkten Messung der hydrostatischen Druckdifferenz zwischen mehreren Punkten, der indirekten Messung der Neigungen (Inklinometer) oder optischen Methoden. KNOLL (1998) gibt einen Überblick über einsetzbare Meßsysteme.

Bei den hydrostatischen Meßsystemen werden offene (mit Anbindung an den Umgebungsluftdruck) und geschlossene Systeme als Ein- und Mehrschlauchsysteme verwendet. Prinzipien der hydrostatischen Systeme beschreibt GERTLOFF (1994).

Bei dem in Salzgitter, Hannover und Barnbruch verwendeten *Ein-Schlauch-Meßsystem* wird der Meßkopf mit Hilfe einer Inspektionskamera in die Dränung eingeführt und beim automatisierten Herausziehvorgang kontinuierlich gemessen, um die hydrostatischen Druckhöhen zu ermitteln (LHOTZKY (1994a)).

Kamera-Inklinometer sind entweder im Kamerawagen installiert oder werden bei den Meßkampagnen hinter der Kamera hergezogen. Die grundsätzliche Funktionsweise von Inklinometern wird z. B. in VITTINGHOFF (1996) dargelegt.

Weitere Erläuterungen zu den verschiedenen Verfahren geben auch LEHNERS / LHOTZKY / FRANK / ERNST (1997) sowie EGLOFFSTEIN ET AL. (1996) und EDENBERGER / GATYS (1996).

Einen Einblick in künftige Entwicklungen vermitteln EDENBERGER / BURKHARDT (1996).

3.4.2.3 Überblick zu durchgeführten Meßkampagnen ausgewählter Deponien

Deponie Diebesstieg, Salzgitter:

Die Verformungen der Basisdränung wurden hier zyklisch in ausgewählten Sickerwassersammlern 1995 und 1996 auf der Grundlage von Bestandsmessungen mit optischen Verfahren überprüft (KNOLL (1998)).

Die Bezugshöhen für die zyklischen, hydrostatischen Linienvermessungen an der Basis waren über geodätische Anschlußvermessungen in und an den Randschächten zu ermitteln.

Zentraldeponie Hannover

Die Verformungen an der Basis wurden seit 1986 in ausgewählten Sickerwasserdränrohren (Steinzeug in den älteren, PEHD in den neueren Ablagerungsbereichen) nach dem hydrostatischen Prinzip gemessen (STEINKAMP (1994), RODATZ / KNOLL (1998)).

Letzte hier verwendbare Setzungsmessungen lagen einschließlich Temperaturmessungen für die Jahre 1995 und 1997 vor.

Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten-West

Bei den Höhenvermessungen im April 1997 kontrollierte der Betreiber die Längsdräne anhand von Inklinometerbefahrungen (KNOLL (1998)).

Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

An vier Setzungspegeln im Bereich des Polders III b wurden seit 1993 Relativsetzungen zu einem außerhalb der Ablagerungsfläche liegenden Festpunkt gemessen (KNOLL (1998)).

Da die Pegel jeweils in einer gleichmäßigen Entfernung von ca. 5 m zu den Dränrohren (jeweils am Hochpunkt und Tiefpunkt) liegen, wurden deren Setzungsdaten am Institut für Grundbau und Bodenmechanik zur Verifikation der weiteren hydrostatischen Messungen in der Basisdränung von 1993 bis 1997 (RODATZ / KNOLL (1998)) verwendet.

3.4.2.4 Strategien bei der Verwendung von Meßdaten

Bei der nachträglichen Auswertung von Meßergebnissen zeigte sich durch Vergleich verschiedener Kampagnen und insbesondere nach Vergleich mit den Berechnungsergebnissen aus Vorstudien (HEINEMANN (1996), PICKAVÉ (1997)), daß Meßdaten bzw. deren ursprüngliche Interpretation zu überarbeiten waren. Da Fehlerursachen nicht nur systemsondern auch anwenderspezifisch zu Fehlinterpretationen führen können, wurden für die hier vorliegenden Daten strukturelle Importanzen bei den messungsbeeinflussenden Randbedingungen durch Analyse von Meßprotokollen und Befragungen der Messenden zunächst festgestellt sowie als mögliche Abweichung später analysiert und berücksichtigt.

Im Detail resultierten hieraus für bereits abgeschlossene Projekte Verformungsbilder, die sich von einem ursprünglich festgestellten Zustand unterschieden, da z. B. für Anschlußhöhen andere Annahmen zu Grunde lagen oder systematische Fehler anderes Gewicht erhielten. Nach der ersten Darstellung der Meßdaten wurde daher im Einzelfall später stets geprüft, in wieweit Messungen im Zusammenhang mit (überschlägigen) Berechnungen ein konsistentes Bild ergaben.

Dazu waren die zur Verfügung stehenden Auswertungen einzeln und im Vergleich untereinander hinsichtlich der folgenden Punkte zu überprüfen:

- *Gefälle nach verschiedenen Kampagnen*
- *Höhen NN nach verschiedenen Kampagnen*
- *Nachträgliche Bearbeitung der Meßwerte durch den Vermesser (z. B. Fehlerrechnung oder Mittelung durch Median und / oder gleitendes Mittel).*

3.4.2.5 Meßtechnische Genauigkeit der Meßsysteme

In der Fachwelt wurde noch 1995 die Meinung vertreten, daß wegen der Größenordnung der zu ermittelnden Verformungen „... *eine relativ geringe Genauigkeitsanforderung für die Meßverfahren gilt*“ (DGGT (1994), E2-16). Heute besteht nach dem Vergleich verschiedener Meßkampagnen auf Deponien die Erkenntnis, daß gerade Messungen an der Basis einen vergleichsweise hohen Genauigkeitsanspruch besitzen, da sonst tendenzielle Entwicklungen - der eigentliche Zweck der Messungen - erst gar nicht erkannt werden können.

Durchgeführte Meßkampagnen entsprachen in der Auswertung der Meßergebnisse den oben gestellten Anforderungen teilweise nicht mehr. Erste Korrelationen in Studienarbeiten am IGB-TUBS (HEINEMANN (1996), PICKAVÉ 1997)) haben gezeigt, daß eine Zusammenführung von Messungen und Berechnungen mit dem vorhandenen Datenmaterial problematisch ist. Die Meßergebnisse waren somit auch noch nach dem eigentlichen Meßvorgang regelmäßig nach möglichen Abweichungen und Fehlerquellen zu untersuchen.

Zur Feststellung der Genauigkeit von Meßreihen müssen für die Meßsysteme zufällige Abweichungen angegeben werden. Meßreihen unter Wiederholbedingungen sind für die hier ausgewerteten Kamera-Inklinometer und hydrostatischen Meßsysteme nicht bekannt. Allgemeingültige Aussagen sind insoweit schwierig zu treffen, da für jedes Projekt andere Meßbedingungen und Meßbereiche zu Grunde zu legen sind.

Mit der optischen Vermessung sind unter den Einsatzbedingungen, die für die Bestandsmessung bzw. die Anschlußvermessung gelten, Meßgenauigkeiten von 1-3 mm (Nivellierung) bzw. 5-20 mm (Tachymetrie) erreichbar (LEHNERS / LHOTZKY ET AL. (1997)).

Bei den hier zu Grunde gelegten geodätischen Meßergebnissen ist darüber hinaus von Fehlern auszugehen, die offenbar völlig zufällig in Größe und Streuung sind. Bei einzelnen Deponien wurden Fehler in Anschlußhöhen von bis zu $\Delta h = 0,50$ m (!) festgestellt, die aus Vertauschungen von Schachtnummern, Zahlendrehern oder Ablesefehlern resultierten. Da

diese Kenndaten als Zuordnungsparameter für die Lage von Verschiebungskurven gelten müssen, wurden entsprechende Angaben stets auf Plausibilität untersucht.

Bei den weiteren Analysen sind neben optischen Vermessungen lediglich Inklinometereinrichtungen (in Kopplung mit einer Kanalkamera) und Schlauchwaagensysteme relevant, da nur entsprechende Messungen bei Deponien ausgewertet wurden. Die hier wichtigen Ursachen systemimmanenter Abweichungen der Verfahren werden im folgenden beschrieben.

Systematische Abweichungen bei optischer Höhenvermessung:

Die Festpunkte für die Anschlußhöhen weiterer Vermessungskampagnen liegen teils im Bereich von sogenannten Mitnahmesetzungen. Bei der weiteren Auswertung wurde daher jeweils geprüft, ob der Vermesser die Einzelpunkte für die Kampagnen neu vermessen hatte. Bei geodätischen Bestandsmessungen war zudem zu untersuchen, ob die angegebenen Höhen und Gefälle an den jeweiligen Orten gemessen oder durch Interpolation rechnerisch hergeleitet worden waren. Zum Teil war nur die flächige Kiesdränung in der Nachbarschaft vermessen worden, nicht jedoch die Oberkante der Dränleitung. In anderen Fällen lag die Bestandsvermessung nur für Anfangs- und Endpunkte der Dränung vor. Zwischenpunkte existierten nicht.

Systematische Abweichungen bei Kanalkamera mit Inklinometer:

Es ist zwischen den Fehlern aus der Inklinometermeßeinrichtung und jenen infolge Vortrieb durch die Rohrkamera im Dränrohr zu unterscheiden (Tabelle 3).

Mittlerweile wird mit Meßintervallen zwischen $a = 1$ bis 4 cm gemessen. Anfahr- und Beschleunigungsphasen beeinflussen nach EDENBERGER / GATYS (1996) die Meßergebnisse nicht. Vor- und Rückmessung sind eine Hilfe zur Kompensation von Meßfehlern. Die Genauigkeit moderner Systeme, die eine sogenannte *automatische Fehlerkorrektur mit Plausibilitätskontrolle* besitzen, wird von EDENBERGER / GATYS (1996) als erreichbare Auflösung von 0,1 mm auf einer Länge von 1 m angegeben, wenn Anfangs- und Endhöhe bekannt sind. Diese Genauigkeiten berücksichtigen bereits die bei realen Deponieleitungen in situ auftretenden Probleme pro m Meßlänge. Über die erreichbare Auflösung bei lediglich bekannter Anfangshöhe werden zur Zeit keine Angaben gemacht.

Verschiedene systematische Abweichungen werden in Unkenntnis ihrer Ursachen den zufälligen Fehlern zugeordnet. KÖLSCH hat daher Ende 1997 Vergleichsuntersuchungen an Referenzstrecken bei Deponien durchgeführt und Ergebnisse Anfang 1998 veröffentlicht.

① Möglicher Fehler infolge der Dränrohre	② Möglicher Fehler durch Inklinometer	③ Möglicher Fehler durch Kanalkamera / Vortrieb
Höhenversatz an Muffe	Empfindlichkeit der Auslese- mimik zu grob; Neigung wird nicht erkannt *	Unrundes Rad oder Achse bei der Kanalkamera
Höhenversatz durch Inkrustation	Eichkurve bei dem Inklinometer im Grenz- oder Nullbereich un- genau	Radabrieb / Ablagerungen an Rädern ändern sich im Verlauf der Messung
Kamerawagen fährt ggf. nicht ideale Sohllinie / keine Füh- rungsnut wie bei Groß- inklinometern (Verschiebung und Verdrehung!)	Inklinometer reagiert auf Er- schütterungen infolge der Dy- namik bei den Messungen	Einfedern an der Radachse durch Zugseil

* Empfindlichkeit von Meßwertaufnehmer, Meßverstärker sowie Ablesegenauigkeit der Datenbox

Tabelle 3: *Beispiele für mögliche Fehlerursachen bei Inklinometermessungen an der Deponiebasis mit der Kanalkamera*

Die Einzelfehler nach Tabelle 3 werden in der Praxis bei den Auswertungen nicht getrennt, sondern über eine Gesamt-Fehlerrechnung berücksichtigt. Der mittlere Fehler wird nach dem Stand der Technik über einen Summanden gleichmäßig auf alle Meßwerte verteilt, wenn Anfangs- und Endwert in der Höhe bekannt sind.

Dabei wird folgendes unterstellt:

- Es existiert keine Fehler-Abhängigkeit zur Inklinometerneigung (vgl. Spalte 2, Tabelle 3);
- der Fehler der Spalte 2 ist kleiner als jene aus Spalte 1 und 3;
- die Fehler nach Spalte 1 und 3 der Tabelle 3 sind zahlenmäßig nicht greifbar sowie zufällig verteilt;
- ein Gesamtfehler tritt gleichmäßig über die Meßstrecke verteilt auf.

Sobald jedoch nur die Anfangshöhe eingegeben werden kann - was bei der Basisdränung häufig der Fall ist - muß der Gesamtfehler unbekannt bleiben. Neigungsmeßfehler „schau-
keln“ sich damit bis zum Ende der Meßstrecke auf. Ein Neigungsfehler von $\Delta i = 0,2 \%$ ent-
steht bei einem durchschnittlichen Höhenfehler von $\Delta h = 2 \text{ mm}$ je Meter Meßstrecke (ent-
spricht beispielsweise bei einer Achs- oder Radungenauigkeit im Durchmesser von im
Mittel ca. $\Delta D = 0,7 \text{ mm}$). Bei einer Meßstrecke von $L = 100 \text{ m}$ können nach eigenen Aus-
wertungen bei ungünstiger Aneinanderreihung weitaus größere Gesamtfehler in der Höhe
als $\Delta h_{\text{gesamt}} = 20 \text{ cm}$ entstehen.

Die gemessene Wegstrecke sowie die zugeordnete Neigung ist von den oben genannten Randbedingungen ebenso abhängig, insbesondere wenn die Wegstrecke nicht durch Herausziehen mit einem vermaßten Zugseil ermittelt wird.

KÖLSCH (1998) hat bei Nachmessungen im Anschluß an einzelne Meßreihen festgestellt, daß die Kamera-Inklinometer vor jeder Messung neu zu kalibrieren sind. Es hat sich gezeigt, daß der sogenannte „Meßtechniker-Faktor“ ebenso wie das verwendete Kamerafahrzeug von großer Bedeutung für die Meßgenauigkeit ist.

Bei nachträglichen Analysen ist die Zuordnung möglicher Meßfehler zum Teil nicht mehr zu realisieren. Bei den hier weiter ausgewerteten Messungen der Höhen wurde nur Messungen mit beidseitiger Anbindung an Höhenfestpunkte berücksichtigt. Bei Meßkampagnen mit nur einseitigem Festpunkt wurden nur Neigungen tendenziell analysiert.

Systematische Abweichungen bei Schlauchwaagensystemen:

Bei den hier näher untersuchten Projekten und Meßkampagnen wurden lediglich die sogenannten „offenen Systeme“, bei denen einseitig auf der Flüssigkeitssäule der atmosphärische Luftdruck herrscht, verwendet.

Nach LHOTZKY ist die erreichbare Meßgenauigkeit der hydrostatischen Höhenvermessung im wesentlichen von den Temperaturen im Meßsystem abhängig. Die typische Größenordnung von Meßfehlern durch Dichteänderung des Wassers und Fehler der Drucksonden (bei einer Höhendifferenz von 5 m und Temperaturunterschied von 45°C) wird wie folgt angegeben:

- Drucksonde: 1,0 cm
- Wassersystem : 8,83 cm (LHOTZKY (1994b))

Weitere Fehler können sich infolge falscher Kalibrierung und / oder falschem Nullabgleich ähnlich dem Inklinometerverfahren ergeben. Ein derartiger Ansatz von Meßfehlern wurde bei Parameterstudien gemäß Abbildung 4 untersucht, soweit dies nach eigener Prüfung externer Meßprotokolle erforderlich wurde. Die Temperaturen wurden hierzu gemäß Kap. 3.4.1 angenommen und bei der weiteren Analyse berücksichtigt.

In KNOLL (1998) ist ein verwendetes Berechnungsbeispiel dargestellt. Der dort aus dem Temperaturunterschied resultierende Höhenunterschied beträgt ca. $\Delta h = 7$ cm. Bei ordnungsgemäßer Anwendung des Verfahrens können derartige „Temperaturfehler“ ausgeschlossen werden.

Bei einigen Deponien waren die Temperaturmessungen wegen des dort verwendeten Meßverfahrens bzw. aufgrund geringer Temperaturgradienten zur Außenluft (Gewerbeabfalldeponie der VW AG) sekundär.

Für die „offenen hydrostatischen Meßsysteme“ ist auch der einseitig am Niveaugefäß herrschende Luftdruck relevant. Bei einigen Messungen wurde ein System mit automatischer Luftdruckkompensation (Gegendruck am Meßkopf) eingesetzt, welches den Fehler „automatisch herausrechnet“ soweit ein Luftdruckausgleich bis zum Meßkopf im Drän erfolgen kann.

Der Luftdruckfehler wurde in den weiteren Auswertungen entsprechend Beispiel der Abbildung 13 berücksichtigt.

Beispiel Luftdruckfehler:

Grundsätzliches:

1 bar = 100 kN/m² = 100 kPa = 1000 hPa = 10 mWs

10 hPa = 10 cm Ws

Statischer Luftdruckfehler:

Der festgestellte maximale Luftdruckunterschied zwischen 2 Meßtagen in Salzgitter Diebesstieg betrug 30 hPa = 30 cm Ws.

Bei der Messung für Rohr 12 am 16.11.1995 herrschten folgende Randbedingungen:

Von 8:00 bis 15:00 Uhr im Mittel Anstieg des Luftdrucks um 4 hPa. Dauer der Messung bei 3 m/min (L = 163,7 m) und ca. 15 min Nachbereitung $t_{\text{Messung}} = 70\text{min}$; d. h., es ist mit einem luftdruckbedingten Fehler bei Rohr 12 von ca. 0,57 cm zu rechnen. Der Tiefpunkt wurde also um 0,57 cm zu tief angenommen.

Luftdruckfehler infolge Wind:

Der am Niveaugefäß vorbei streichende Wind erzeugt Unterdruck in dem Niveaugefäß. Je nach Zeitpunkt und Dauer von Windböen kann die Höhe damit zu hoch oder zu tief angenommen bzw. kalibriert werden.

Dieser Fehler wurde zwar grundsätzlich nachgewiesen (Lhotzky (1994a)), konnte aber noch nicht quantifiziert werden. Die Meßkampagnen wurden nach den vorliegenden Klimadaten bei Windgeschwindigkeiten ca. $1 < v_{\text{wind}} < 10 \text{ m/s}$ durchgeführt.

Abbildung 13: Beispiel zu Höhenfehlern infolge Luftdruckschwankungen bei hydrostatischen Meßsystemen

Unklarheiten bestehen zur Zeit noch über die Genauigkeitsunterschiede der dynamisch (kontinuierlich) und in Ruhelage des Meßkopfes (diskontinuierlich) gemessenen Höhen. Bei der Ruhemessung wird ein möglicher Meßfehler aus der Dynamik des Wassers (oder anderen Mediums) zwar eliminiert; dafür werden lediglich „Stützstellen“ entlang einer Linie ermittelt, Peaks gehen verloren.

NIEMEIER / HOMANN (1994) beschreiben derartige mögliche geometrische Fehler. Bei der weiteren Auswertung wurden diese Effekte daher qualitativ berücksichtigt (Abbildung 14).

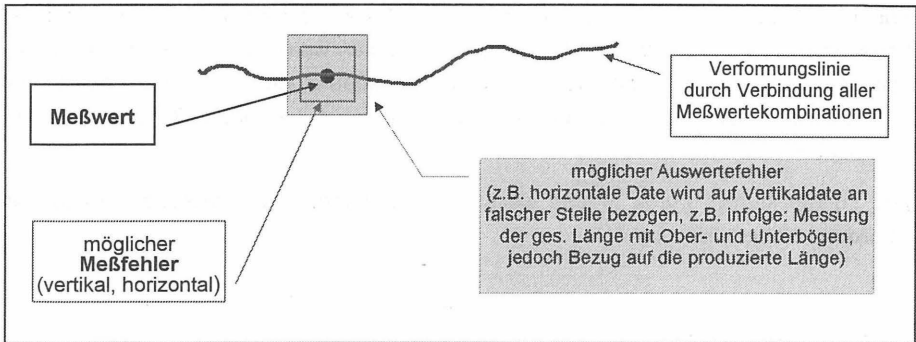


Abbildung 14: Auswirkungen von überlagerten Meß- und Auswertefehlern auf die ermittelte Verformungslinie (schematisch)

Speziell die aus der Lagebestimmung der Meßorte resultierenden Fehler, z. B. infolge des automatisierten Herausziehmechanismus, wurden am Institut in Parameterstudien (HILDEBRANDT (1996)) untersucht. Es zeigte sich, daß die „horizontale Verschiebung“ von gemessenen Höhenkoten vor allem bei kleinräumigen Verformungsbetrachtungen eingehen muß und hier für die endgültige Aussage auch ein „Gefällevergleich“ zwischen den Meßkampagnen anzustellen ist. Dies gilt insbesondere, soweit verschiedene Meßverfahren zum Einsatz gelangt sind.

3.4.2.6 Tendenzen nach den Verformungsmessungen

Im Vorgriff weiterer Berechnungen sowie zum Ansatz geeigneter Berechnungsmodelle und im Sinne des in Abbildung 4 dargestellten iterativen Regelkreises war die Herleitung erster Tendenzen bei den festgestellten Verformungen / Setzungen relevant.

Bei der Zentraldeponie Hannover mußten offizielle Meßergebnisse aufgrund von Fehlern in den Roh-Meßdaten gemäß Kap. 3.4.2.5 nach Beobachtungen an Ausgrabungen revidiert werden. Es hatte sich nach Plausibilitätsprüfungen gezeigt, daß zufällige, trotz Befragungen bei messenden Institutionen zunächst nicht erkennbare Fehler einen erheblichen, verzerrenden Einfluß auf die Endergebnisse hatten.

Für die Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten-West konnte gezeigt werden, daß - im Unterschied zur ursprünglichen Auswertung der im Auftrag des Deponiebetreibers messenden Firma - tatsächlich keine Hebungen aufgetreten waren (KNOLL (1998)).

Die Auswertung nach eigener Analyse und Revision der Meßergebnisse (RODATZ / KNOLL (1998)) zeigte bei den Projektbeispielen unter anderem:

- ⇒ *zum Teil im Randbereich eine Mulde über eine Länge von ca. 1 bis 10 m*
- ⇒ *eine flachere, langgezogene Mulde, ausgehend vom Randbereich, teilweise bis über Dränmitte*
- ⇒ *einen unregelmäßigen Verlauf über die Abwicklung der Dräne mit örtlichen Sackungen oder kleinflächigen Setzungsmulden*
- ⇒ *Hinweise auf Hebungen zwischen einander folgenden Meßkampagnen*
- ⇒ *im Randbereich außerhalb des Lastzentrums bzw. außerhalb aktuell verfüllter Bereiche vergleichsweise geringe Setzungen.*

Meßergebnisse weiterer Deponien, welche aus den in Kap. 3 genannten Gründen größtenteils nicht zur systematischen Auswertung herangezogen werden konnten, bestätigen die für die unterschiedlichen geotechnischen Verhältnisse festgestellten Grundtendenzen.

Die sukzessive Korrektur der Meßdaten und -ergebnisse sowie das Ergebnis zunächst festgestellter Tendenzen, wie Hebungen in Diebesstieg, Salzgitter, erschwerten die Durchführung echter Rückrechnungen. Die aus diesem Grund entwickelten Vergleichsverfahren werden im Zusammenhang mit der Auswertung der Berechnungen vorgestellt.

4 Strukturmodell

4.1 Konzept

Für die eigenen Vergleichsberechnungen ist ein Strukturmodell nur dann brauchbar, wenn damit das Kontinuum einschließlich Belastung mit erforderlicher Genauigkeit abgebildet werden kann. Es beinhaltet die

- ① geometrische Modellierung des Kontinuums
- ② stoffliche Modellierung des Kontinuums
- ③ numerische (rechnerische) Simulation (KATZENBACH (1993)).

In dieser Arbeit werden mit vergleichenden Parameterstudien aus der geotechnischen Modellierung des Gesamtbauwerks „Deponie / Untergrund“ praxisorientierte Konzepte zur Abbildung der oben genannten Strukturen unter Berücksichtigung auch zeitlicher Aspekte infolge Bauablauf und Verfüllung abgeleitet.

Nach ENV 1997-1 sind

- Spannungs-Verformungs-Verfahren
- angepasste Elastizitätsverfahren

für Setzungsberechnungen zu verwenden. Da Strukturmodelle des Untergrundes sich - je nach verwendetem Berechnungsansatz - wegen notwendiger Idealisierungen in EDV-Programmen - deutlich voneinander unterscheiden, werden später auch Voraussetzungen und Ergebnisse von Vergleichsstudien hierzu gegenübergestellt.

Die Wahl der Stoffgesetze, Stoffparameter und Geometrien läßt in allen Fällen nur Näherungslösungen erwarten. Daher wurden die verschiedenen Berechnungsverfahren auf mögliche Abweichungen von einer konsistenten Abbildung des Gesamtkontinuums geprüft. Weil das jeweilige Strukturmodell - und damit auch das Rechenergebnis - erheblich vom gewählten rechnerischen Simulationsverfahren geprägt wird, war die gegenseitige Ergänzung und Verifikation der verschiedenen Verfahren anzustreben, um die Realitätsnähe zu optimieren.

Da Deponien teilweise über Jahrzehnte in Teilabschnitten errichtet werden (z. B. Gewerbeabfalldeponie der VW AG), ist der zeitliche Ablauf beim Bau und bei der Verfüllung für Verformungsberechnungen zu beachten. Setzungen aus der Belastung älterer Abschnitte sind vor dem Bau neuer Nachbarabschnitte zum Teil bereits abgeklungen. Die Vorbelastung aus den älteren Abschnitten wurde daher analog zu der Vorgehensweise bei dem primären Spannungszustand auf den Untergrund aufgebracht. Eigene Analysen haben gezeigt (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)), daß auch Spannungen und Setzungen aus dem Bau des Abdichtungssystems zu berücksichtigen sind. Die Beanspruchungen wurden daher in zusätzlichen Lastschritten analysiert und in separaten Konsolidationsuntersuchungen zeitabhängig zugeordnet.

Menge und Zusammensetzung der Abfälle auf den verschiedenen Deponien verändern sich über die Zeit. Die Untersuchung wesentlicher abfall- und damit belastungsspezifischer Randbedingungen, welche zeitabhängig die Sekundär-Spannungszustände unterhalb der Deponiebasis prägen, ist damit zunächst Voraussetzung für die weitere bodenmechanische Analyse des Untergrundes.

Insbesondere wegen der zunächst festgestellten Unterschiede zwischen Messung und erster Berechnung kann deren Zusammenführung nur anhand detaillierter Vergleichsberechnungen erfolgen. Wichtig sind in diesem Zusammenhang insbesondere die eigenen Untersuchungen zu:

- ⇒ der veränderlichen Last,
- ⇒ den Stoffgesetzen und -parametern,
- ⇒ den zeitlichen Abläufen,
- ⇒ der Grenztiefe mit Spannungsausbreitung im Abfallkörper und Untergrund.

4.2 Setzungsphasen und -anteile

Bei den eigenen hier vorliegenden Setzungsberechnungen werden die Setzungsanteile s_0 bis s_2 der Gleichung (5) ermittelt.

$$(5) \quad s = s_0 + s_1 + s_2 \quad (DIN V 4019-100)$$

mit:	s	=	Gesamtsetzung [m]
	s_0	=	Sofortsetzung infolge Anfangsschubverformung s_{01} und / oder Sofortverdichtung s_{02} [m]
	s_1	=	Konsolidationssetzung [m]
	s_2	=	Kriechsetzung [m]

Die Bedeutung der einzelnen Setzungsanteile ist in der einschlägigen Literatur beschrieben. Die Strukturierung der Modelle für die Ermittlung der absoluten Höhe der Konsolidationssetzungen wird in Kap. 4.3 behandelt. Änderungen der Konsolidationsparameter wurden zeitabhängig anhand noch zu beschreibender Belastungsschemata bei schrittweiser Belastung eingeführt.

Die Grundzüge der Ermittlung der weiteren Anteile (Sofort- und Kriechsetzungen) sind zusammen mit deren Verifikation in Kap. 7 behandelt.

4.3 Rechnerische Simulation

4.3.1 Systemsteifigkeit der Deponien

Es wird eine ideal schlaffe Belastung des Untergrundes angenommen. Auch für den Sonderfall der Gewerbeabfalldeponie „Barnbruch“, bei der puzzolane Reaktionen im Abfallkörper mit gegenläufigen Zeitabhängigkeiten dort auftretender Verfestigung und einer Konsolidation des Untergrundes auftreten, wird das Gründungsverhalten analog einer schlaffen Fundamentplatte vorausgesetzt. Dies wird für die bisherigen Lastsituationen mit dem Höhen-Breiten-Verhältnis h/B der „Fundamentplatte“ (hier Abfallkörper) sowie dem sukzessive eingebrachten Abfall begründet und mit einfachen Nachrechnungen zu Systemsteifigkeiten (nach GRASSHOFF / KANY (1996)) verifiziert. Es ergibt sich selbst unter der Voraussetzung einer sofortigen puzzolanen Reaktion noch ein Systemverhalten, welches bei den betrachteten Abfallhöhen einer „sehr weichen bis mittelweichen“ Flächengründung (GRASSHOFF / KANY (1996)) entspricht. In den unteren Lastbereichen besitzt das System noch geringere Steifigkeiten.

Eventuell vorhandene Steifigkeiten, welche sich z. B. bei den übrigen betrachteten Deponien aus Inkrustationen ergeben, können bei Siedlungsabfalldeponien keine Biegespan-

nungen im Abfallkörper erzeugen, da zuvor bereits Verformungen (in Abdichtung / Untergrund und in der Dränung / Abfall) zu deren Abbau führen, sobald diese auftreten.

Trotz der hier als „schlaff“ angenommenen Deponieauflast breiten sich aufgrund der für den Abfall vorausgesetzten Kennwerte zum Spannungs-Verformungs-Verhalten die auf der Deponieoberfläche eingetragenen Vertikalspannungen auch innerhalb des Abfallkörpers aus. Die Erhöhung der Bodenprofile in den Lastphasen erfaßt diesen Vorgang im Rahmen der *step by step Analyse* (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)).

4.3.2 Analytische EDV-Berechnungen

Die eigenen Setzungsberechnungen wurden u. a. mit dem EDV-Programm *PEGASUS* des IGB-TUBS (KRISTA (1991)) in der *Version 1.67* (KNOLL (1996/97)) durchgeführt. Die hiermit 1996/97 am IGB-TUBS eingeführten Verbesserungen erlauben die beliebige Anordnung von Berechnungsschnitten im Grundriß sowie die Verwendung einer praktisch unbegrenzten Anzahl von Bohrprofilen und Ersatzlasten zur geometrischen Modellierung von Untergrund, Abdichtungssystem und Abfallkörper. Die Programmodifikationen waren notwendig, um unzulässige Näherungen zu vermeiden.

Mit *PEGASUS 1.67* werden zunächst Vertikalspannungen auf der Grundlage des homogenen elastisch isotropen Halbraumes nach TÖLKE (1969) für schlaffe Lasten ermittelt (Gleichung (3)). Die Setzungen werden für vorgewählte Schnitte oder Einzelpunkte schichtweise unter Verwendung multilinearer Funktionen für die Steifemoduln bei Dehnungsverfestigung auf der Grundlage der Baugrundgutachten und eigener Laborversuche sowie geostatistischer Auswertungen (RODATZ / KNOLL (1998)) ermittelt. Im Belastungsmodell werden sukzessive Lasten abschnitt- oder schichtweise aufgebracht. Im elastischen Halbraum ist die Überlagerung mehrerer Lasten durch Superposition zulässig, soweit abschnittsweise linearisiert werden kann. Die Herleitung der Belastung aus den Abfällen ist im Kapitel 5.3 beschrieben. Die einzelnen Belastungsschritte sind projektspezifisch aufgeführt.

Andere EDV-Programme arbeiten mit Voraussetzungen, die zu einer ähnlichen Strukturabbildung führen. Grundsätzlich werden entweder konstante, spannungsunabhängige Bodensteifigkeiten bei beliebigen Höhen für den Lasteintrag oder multilineare Steifigkeiten bei Vorgabe des eben begrenzten Halbraumes verwendet, wie eigene Analysen und Rücksprachen mit Ingenieurbüros zeigten. In RODATZ / KNOLL (1998) wird eine Übersicht über verschiedene EDV-Programme zur Berechnung von Spannungen und Verformungen gegeben und kommentiert.

Geometrische Strukturmodellierung:

Die folgende Auflistung enthält wesentliche geometrische Aspekte, die bei der eigenen Strukturmodellierung berücksichtigt wurden.

- ⇒ Für den Abfall und das Abdichtungssystem werden in älteren Untersuchungen Ersatzlasten aus „virtuellen Fundamenten“, welche in einer jeweils gleichen Wirkungshöhe liegen, angenommen. Bei den eigenen Berechnungen wurden nach Parameterstudien (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997) sowie PLÖTNER (1996)) auch die laufenden Erhöhungen der Ebenen des Lasteintrags infolge Bau und Verfüllung über die Anpassung der „Boden“profile in der Berechnung erfaßt.
- ⇒ Die Geländeoberfläche ist in der Anwendungspraxis gängiger EDV-Programme in der Regel als ebenflächig zu idealisieren. Das Höhenprofil der Oberfläche wird dabei über eine entsprechende Verschiebung der Bodenprofile erfaßt. Die Lastausbreitung in Auffüllungen, im Abdichtungssystem und Abfall wird bei eigenen Berechnungen durch Einführung zusätzlicher Schichten simuliert.
- ⇒ Die zunächst als „Feinmüll“ flächig eingebrachten ersten Abfälle zeichnen im Belastungsmodell anfangs das „Sägezahnprofil“ der Entwässerung nach. Mit zunehmender Verfüllung wird der Abfall ebenflächig eingebaut und die „Sägezahnprofilierung“ zwischen Entwässerungskehle und First ausgleichen. Hierdurch wird letztendlich gefälleabhängig geringfügig mehr Abfall im Bereich der Kehlen eingebaut. Insgesamt ergibt sich im Bereich der Firste jedoch eine höhere Auflast, da Bodenmaterial der Abdichtung eine höhere Wichte als Abfall besitzt. Zeitabhängig wird diese Belastung aufgrund der Konsolidationsvorgänge relativiert. Der beschriebene Effekt wird mit zunehmender Verfüllhöhe im Vergleich mit der Gesamtbelastung geringer, ist aber insbesondere in den ersten Lastphasen zu berücksichtigen. Dem wurde Rechnung getragen, indem z. B. für die Deponie Salzgitter Diebesstieg 1000 Ersatzlasten für den Abfall und das Abdichtungssystem in der Modellierung angesetzt wurden.
- ⇒ Das ingenieurgeologische Modell des Untergrundes weist horizontal verschwenkende Schichthorizonte auf (z. B. Rinnenstruktur des Kreidetons in Salzgitter). Bei der programmtechnischen Modellierung werden durch Interpolation bei automatisierter Dreiecksvermaschung aus parametrisierten, vorgegebenen Geländeprofilen Zwischenprofile erzeugt. Infolge der unregelmäßigen Struktur des Untergrundes wurden daher für z. B. Salzgitter Diebesstieg 27 Bodenprofile im Halbraum mit Gauß-Krüger-Koordinaten angelegt, um alle Unstetigkeitsstellen zu erfassen.
- ⇒ Die untere horizontale „Berechnungsgrenze“ wird erheblich von der Steifigkeit des Baugrundes geprägt. Das Problem wurde über statistische Auswertungen zu Steifemodulen aus Laborversuchen und zudem mit Analysen der Primärspannungszustände sowie Pa-

parameterstudien gelöst. Darüber hinaus wurden ausführliche Untersuchungen zur Grenztiefe angestellt.

Stoffliche Randbedingungen:

- ⇒ Den oben genannten Überlegungen folgten Detailuntersuchungen und Berechnungen mit wiederum am Institut entwickelten Programm-Modulen z. B. zur Konsolidation und zum Kriechen bei den tatsächlich herrschenden Spannungsniveaus im Halbraum.
- ⇒ Bei den Berechnungen mit EDV-Programmen, die auf der Grundlage des elastisch isotropen Halbraumes arbeiten, werden Querdehnung und Horizontalspannungszustände häufig nicht berücksichtigt, da sie die Vertikalspannungen nicht beeinflussen (LANG / HUDER / AMANN (1996)) soweit abschnittsweise linearisiert werden kann. Der Primärspannungszustand wird hier über den Ansatz der Steifemoduln erfaßt. Da die Spannungsausbreitung aber auch von der Querdehnung abhängig ist, wurden hier vergleichende Parameterstudien durchgeführt.
- ⇒ In dem Berechnungsansatz werden trotz elastisch isotropen Halbraumes Bodenkennwerte auch mit „pseudo-plastischen“ Anteilen bei der Vertikalverformung berücksichtigt, indem hier stufenweise Steifigkeiten (multilinear-elastisch) angesetzt werden.

4.3.3 Numerische Berechnungen

Wenngleich erdstatische Untersuchungen regulär im Vorfeld der Baumaßnahmen durchgeführt wurden, standen numerische Berechnungen für keines der untersuchten Projekte zur Verfügung. Für die eigenen Analysen wurden zur Verifikation Studien und numerische Vergleichsberechnungen mit dem Finite Element (FE) Programm *Ansys* (sogenannte offene Version 5.3) durchgeführt. Programmbeschreibungen sind z. B. in MÜLLER / REHFELD / KATHEDER (1994) und ANSYS (1996) vorhanden.

Die Stärke der FE-Methode gegenüber anderen Methoden, wie der Randelemente-Methode (REM), liegt in der Möglichkeit der Berechnung nicht-linearer Probleme (DEGENHARDT (1996)). Mit dem Ziel der Verifikation einfacher Berechnungsmodelle wurden Vergleichsrechnungen zur Material-Nichtlinearität angefertigt. Von ideal-elastisch und ideal-plastischem Materialverhalten ausgehend, wurden analog der Erfahrungen am IGB-TUBS (MAYBAUM (1996)) Entfestigungsregeln in den Parameterstudien als multilinear-elastische Stoffeigenschaften implementiert und Plastifizierungen in Vergleichsrechnungen mit variierten Kennwerten und Auflasten sowie abgeändertem Stoffgesetz geprüft (Materialgesetze MELAS nach ANSYS (1994); Beispiel in Anhang (A)). Nach Erweiterung der *Von Mises Fließbedingung* (Gleichung (6)) durch Berücksichtigung hydrostatischer Span-

nungsanteile nach *Drucker-Prager* ergibt sich der auf der $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ Achse liegende Kegel (Abbildung 15).

$$(6) \quad \sigma_e = (1/2 [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2])^{1/2} = \text{const} \quad (\text{Von Mises Kriterium})$$

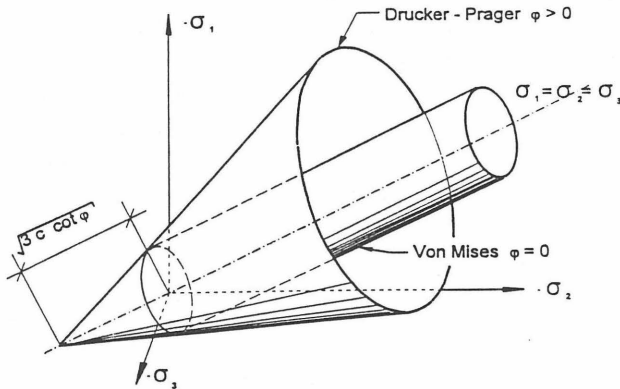


Abbildung 15: Drucker-Prager und Von Mises Flächen im Hauptspannungsraum (MAYBAUM (1996))

Hier können die kegelförmige Fließfläche als Funktion des Reibungswinkels und der Kohäsion sowie das plastische Potential als Funktion des Dilatanzwinkels beschrieben werden. Auf die weitere Erläuterung des verwendeten Stoffgesetzes nach *Drucker-Prager* (ANSYS (1994), MAYBAUM (1996)) wird hier verzichtet.

Struktur-Nichtlinearitäten waren nicht zu implementieren, da Kontaktprobleme im Bereich der Kunststoffdichtungsbahn über den Ansatz von Parameterstudien zu deren Scherverhalten analysiert wurden. Weitere Struktur-Nichtlinearitäten ergeben sich in der Realität infolge der tatsächlich veränderlichen Randbedingungen. Die Simulation erfolgte auch hier über Parameterstudien (Netzgröße, siehe unten).

Geometrie-Nichtlinearitäten mußten nicht untersucht werden, da für den ausgewählten Bereich der „mittleren“ Dränsammler (für die Deponie Salzgitter Diebesstieg im Bereich Sammler 7 und 11) ebene Dehnungszustände vorausgesetzt werden konnten. Damit war die Berechnung im Kontinuum auch mit - entgegen der Möglichkeiten bei dreidimensionaler Untersuchung - zusätzlichen Elementtypen und Materialeigenschaften möglich.

Geometrische Simulation:

Die FE-Methode ist „*besonders gut geeignet für diskontinuierliche Strukturen*“ (MÜLLER / REHFELD / KATHEDER (1995)), die mit Elementen selbst horizontal abgegrenzt werden können. Bauablauf und Verfüllung der Deponien wurden daher schon bei der Netzeinteilung berücksichtigt.

Zudem können auch vertikale Spannungen und Verformungen bei Geländeversprüngen und Böschungen berechnet werden, was bei alternativer Betrachtung eines als eben vorausgesetzten Halbraumes nur über zusätzliche Plausibilitätsbedingungen und Näherungen möglich ist. Für die Berechnung der Spannungsausbreitung ist also gerade im Bereich der Deponietechnik die Anwendung der FEM sinnvoll. Sobald vertikale Verformungen des Untergrundes zu ermitteln sind, führen die naturgemäß zu vereinbarenden Randbedingungen aber zu Ungenauigkeiten (SCHWEIGER (1994)). Beispielsweise hat die Netzgröße (KREMER (1992), MAYBAUM (1996)), die damit verbundene vertikale Begrenzung des Berechnungsfeldes sowie die ein-, zwei- oder dreidimensionale Rechnung wesentlichen Einfluß auf die Ergebnisse. Die eigenen Berechnungen wurden nach EAN mit unterschiedlicher Netzgröße variiert, bis der Unterschied zwischen den Verformungen der Rechengänge $< 0,1\%$ betrug.

Abbildung 16 zeigt einen Abschnitt des so verifizierten 860 m langen Berechnungsausschnittes aus den Variationen zur Netzgröße (Berechnungsgrenze hier in einer Tiefe von 200 m).

Die Knoten der 18179 Elemente sind am unteren Rand vertikal unverschieblich, am linken und rechten Rand horizontal unverschieblich gelagert.

Problematisch ist insgesamt wegen der bei Deponien in der Regel fehlenden Symmetrie, die aus der zeitabhängigen Befüllung und aus der an die Morphologie angepaßten Geometrie folgt, der vergleichsweise hohe Aufwand, welcher sich bei der Festlegung des Berechnungsausschnittes und der Randbedingungen ergibt (EAN).

Bei der Diskretisierung wurden nur an jenen Stellen größere Netzstrukturen vermascht, an welchen die Spannungs- und Formänderungsgradienten klein waren (Abbildung 16). Bei den verwendeten Programmoptionen zur automatischen Netzbildung wurde das Breiten-/Höhenverhältnis (b/h) der Elemente beachtet. Es wurde nicht größer als $b/h = 5$ angelegt. Damit wurden möglichst „gedrungene“ Elemente generiert.

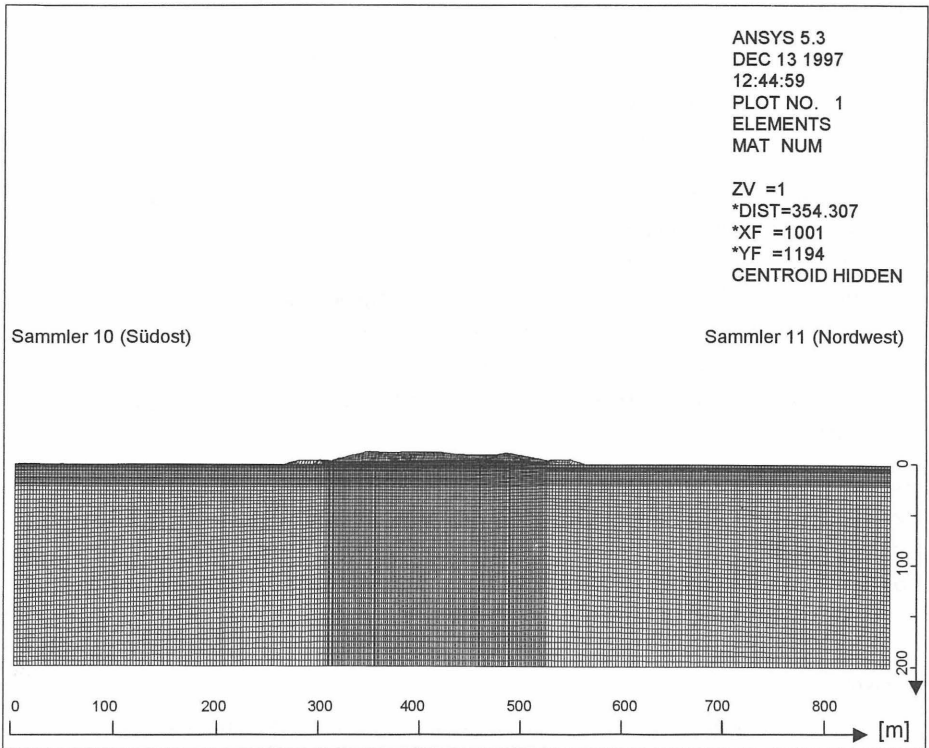


Abbildung 16: FE-Netz Deponie Diebesstieg, Salzgitter im Schnitt durch Sammler 10, 11

Stoffliche Modellierung:

Bei der Einführung von Stoffgesetzen ist gemäß Erfahrungen am IGB-TUBS „*ein eher zurückhaltender, iterativer Weg beschritten worden ...*“, um die Vorgänge bei den projektspezifischen Berechnungen auch mit einem „... *in der Praxis handhabbaren FE-Modell abbilden zu können*“ (MAYBAUM (1996)).

Nach den oben genannten Voruntersuchungen zu den stofflichen Nicht-Linearitäten und den möglichen Vereinfachungen wurden letztlich Elementierungen mit dem Element *Plane 42* verwendet.

Für die Lösung des Gleichungssystems der Gleichung (7) bei elastoplastischen oder multi-elastischen Berechnungen muß ein Iterationsverfahren verwendet werden, da die Steifigkeitsmatrix bereits eine Funktion der unbekannten Knotenverschiebungen ist.

$$(7) \quad [K] \cdot \{u\} = \{F\}$$

mit: $[K]$ = Steifigkeitsmatrix
 $\{u\}$ = Knotenverschiebungen
 $\{F\}$ = Kraftvektoren

Für die hier verwendete *step by step analysis* (schrittweise Belastung der verformten Oberfläche) war die sogenannte *birth and death option* einzusetzen. Dabei werden - je nach Belastungsschritt - Bodenschichten oder Abfallasten des endgültigen Systems (Abbildung 16) aktiviert. Die noch deaktivierten, steifigkeits- und gewichtslosen Elemente beeinflussen die Spannungen des Kontinuums nicht. Für die Lösung ist bei dieser Vorgehensweise die *full Newton Rhapson Iteration* vom Programm vorgegeben. Auf die Beschreibung des schon von MAYBAUM (1996) vorgestellten mehrstufigen Algorithmus wird hier verzichtet.

Nachteilig wirkt sich bei den numerischen Berechnungen aus, daß Grenztiefenkriterien gemäß DIN 4019 in der Regel nicht programmtechnisch implementiert sind. Die üblichen Grenztiefenkriterien konnten nur über Nachlaufrechnungen berücksichtigt werden. In den vorliegenden Modellen wurde dies mit unterschiedlichen Materialsteifigkeiten in Analogie zu Strukturwiderständen simuliert.

Lastschritte:

Die Ermittlung der Primärspannungen erfolgte bei den numerischen Berechnungen mit der als Substrukturverfahren (DGEG (1991)) bekannten 2-stufigen Vorgehensweise, indem an den Ausschnittsrändern in den Berechnungsdurchgängen für die Sekundärspannungen die Spannungen (vertikale Berechnungsgrenzen) bzw. Verschiebungen (horizontale untere Berechnungsgrenze) der ersten Rechenstufe angesetzt wurden. Damit wurde rechnerisch den sogenannten Eigenspannungen des Untergrundes Rechnung getragen, „die aufgrund teilweise plastischer Verformungen rezent zurückbleiben“ (KAHL (1991)).

Unterschiedliche eiszeitlich begründete Primärspannungszustände wurden über Parameterstudien berücksichtigt. Der Untergrund wurde in 2 Schritten vorbelastet und anschließend wieder entlastet, um letztlich auf der Grundlage des so eingprägten Spannungszustandes durch das Deponiebauwerk (sekundär) belastet zu werden. Bei dieser Abfolge wurden die eiszeitlichen Belastungen nicht als Eismasse an der Geländeoberfläche, sondern als Knotenlast in der Tiefe vorbelasteter Bodenschichten - z. B. Geschiebemergel - angesetzt. Mit dieser Methode wurden gezielt holozäne Sedimente von einer Vorbelastung freigehalten.

Das Bodeneigengewicht des Untergrundes wurde bei den numerischen Berechnungen in der *step by step analysis* gemäß DGEG (1991) berücksichtigt, indem die bei einer Vorlauf-

rechnung auftretenden Verschiebungen am unteren Netzrand vor der weiteren Belastung in das System eingeleitet wurden.

Der Bauablauf bzw. die Verfüllung wurde über die oben erwähnten *birth and death options* in den numerischen Berechnungen simuliert. Daher war zwangsläufig eine geometrische Netzeinteilung anhand des Bauablaufs und der Verfüllung zu generieren (Abbildung 16).

5 Belastung

5.1 Vorbelastung des Untergrundes aus Primärspannungszuständen

Die Primärspannungszustände des Untergrundes in Norddeutschland sind für diagenetisch nicht verfestigte Gesteine durch die eiszeitlichen Vorbelastungen insbesondere der Weichsel- bis Saale-Eiszeit gekennzeichnet. Entscheidend für die Situation der hier näher untersuchten Deponien ist die pleistozäne Vereisungsgrenze der Saale-Eiszeit, die ca. südlich bis nach Goslar bzw. Hameln angenommen werden kann (KALTWANG (1992)).

Bei der Ermittlung der rechnerischen Vorbelastung im Strukturmodell wurde unter Berücksichtigung der Baugrundgutachten für den ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1994) von dieser südlichsten Eiszeit ausgegangen, da hiermit die höchsten glazialen Auflasten ermittelt werden konnten. Die Angaben von VIETE (1960) und BERNHARD (1963) sowie Rückfragen bei dem Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung (1997) führten zu Parameterstudien für die Eishöhe, bei denen z. B. für den Standort Hannover Überdeckungen h zwischen $h = 500$ m und $h = 1000$ m angesetzt wurden. Die eigenen Abschätzungen korrelieren im Mittel mit den von RAABE (1984) nach seiner Literaturo Auswertung und Versuchen benannten Werten für Tertiär- und Kreideton.

Da die Abschätzung der in den Untergrund derzeit noch eingprägten Vorspannung wegen postglazialer Einflüsse z. B. aus Erosion und Geländehebungen insgesamt unsicher ist, wurden die Primärspannungszustände zusätzlich nach den vorhandenen Baugrundgutachten und den damit vorliegenden Spannungs-Verformungs-Untersuchungen (Odometerversuche) abgeschätzt.

Bei den numerischen Berechnungen wurde der Belastungsansatz solange variiert, bis „*der tatsächliche Verlauf der irreversiblen Horizontalspannungen durch eine Abnahme*“ im weiteren Verlauf „*bis auf den Wert Null an der heutigen Geländeoberfläche gekennzeichnet*“ war (KAHL (1991)).

Bei den diagenetisch verfestigten Gesteinen war wegen der bereits vor der Vereisung mehrfach stattfindenden Trockenfall- und Neuvernässungszyklen sowie wegen mehrfa-

cher tektonischer Beanspruchungen mit weiteren Unsicherheiten beim Ansatz des Spannungszustandes zu rechnen. Es sind vertikale, wasserführende Ablöseflächen zu berücksichtigen. Für die rechnerische Modellierung wurde zunächst von einem in horizontaler Ebene eingepprägten Spannungszustand ausgegangen, da z. B. für Hannover im Tonstein der Unterkreide „... die Schichtung immer horizontal bis sehr flach“ ausgewiesen war (nach: Hydrogeologische Erkundung für den ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1994)). Wegen der vertikalen Klüfte konnte aber der Abbau horizontaler Restspannungen angenommen werden. Zur Erfassung der Untergrund-Steifigkeiten waren zusätzliche Parametervariationen durchzuführen.

5.2 Bauzustände

Für die Setzungen an der Basis ist die Kenntnis der auflastinduzierten Vertikalspannungen sowohl aus Verfüllung mit Abfall als auch aus dem Abdichtungssystem wesentlich. Relevante Lastfälle werden im folgenden dargelegt.

Analysen zur zeitlichen und räumlichen Entwicklung der Abfallauflasten werden im Rahmen der Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Abfallkörpers durchgeführt.

Deponie Diebesstieg, Salzgitter:

Die Baumaßnahme für das Abdichtungssystem der Basis im Abschnitt 1A wurde vom INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK der TU Braunschweig als Fremdprüfer betreut (KNOLL / HORST (1993/94)). Damit stand umfangreiches Datenmaterial über die bodenmechanischen Eigenschaften verwendeter Baumaterialien zur Verfügung.

Für die Berechnung der Auflasten aus dem Abdichtungssystem sowie zur Modellierung eines Berechnungssystems wurde ein Ablaufplan zur Belastung auf Grundlage der Tabelle 4 erstellt.

Deponie Hildesheim Heinde, Erweiterung Hoersten-West:

Die Baumaßnahme der Erweiterung wurde für das Abdichtungssystem an der Basis (Deponieklasse II nach TA Siedlungsabfall) vom INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK der TU Braunschweig als Fremdprüfer betreut (KNOLL / BACHMANN (1996)). Damit stand auch hierfür umfangreiches Datenmaterial über die bodenmechanischen Eigenschaften verwendeter Baumaterialien zur Verfügung.

Bau- abschnitt	Baufortschritt / -tätigkeit (vgl. Grundriß der Abbildung 5, S. 21)	Zeitraum
BA 1A	Baubeginn des Abschnittes 1a (Sonderbauwerke an der Randverwallung, Räumen des Baufeldes)	05/06 1993
	Planum, Barriere und Abdichtung:	
BA 1A	Vermörtelung des Planum, ca. d = 30 cm	06/07 1993
BA 1A	„Technische Barriere“ bis zur 4. Lage in gesamtem BA 1A	ca. 07 bis 08 1993 (ca. 40d)
BA 1A*	„Technische Barriere“ nur noch in BA 1A* (nordwestliche Hälfte von 1a) ab 5. Lage bis zur 13. Lage	ab ca. 22.08.1993 bis 08.10.1993
Teil von BA 1A*	MD in BA 1A*, nur 1. Teilfläche bis First 8 (<i>nur 1. Lage in 09.93</i>)	27.09. bis 19.10.1993
Rest von BA 1A*	MD in BA 1A*, Rest (2. Teilfläche)	17.05. bis 25.05.1994
Rest von BA 1A	MD in BA 1A Rest, (südlich Mittelfirst)	06.07. bis 10.08.1994
BA 1A*	MD Trenndamm oberhalb MD ab Nord (BA 1A*) bis Mittelfirst, ca. 7 Lagen	13. -19.10.1993
Rest BA 1A	MD Trenndamm oberhalb MD ab Mittelfirst	13. -19.10.1993
BA 1A*	MD Dammbereich (Fahr- und Randdamm) ab Nordwest bis First 8	19. -26.10.1993 Nachbesserung in 1994
BA 1A*	MD Dammbereich (Fahr- und Randdamm) bis First 1, <i>sonst dito</i>	23.06. bis 19.07.1994
Rest BA 1A	MD Dammbereich (Fahr- und Randdamm) bis Kehle 4	dito
Rest BA 1A	MD Dammbereich (Fahr- und Randdamm) bis Kehle 8	dito
Rest BA 1A	MD Dammbereich (Fahr- und Randdamm) Rest	dito
Rest von BA 1A	TB in BA 1A Rest: ab 5. Lage	13.06. bis 15.07.1994
	 usw. (<i>gemäß eigener Aufzeichnungen</i>)	
BA 1A	Rest der Basisabdichtung komplettiert	ca. 14.10.1994

Tabelle 4: *Grundlagen nach Bautagebuch zur Modellierung der Belastung aus dem Bau des Abdichtungssystems in Salzgitter Diebesstieg*

Zentraldeponie Hannover:

Im Unterschied zu den Basisabdichtungssystemen der oben beschriebenen Deponien besteht der profilierte Unterbau zum Teil aus aufbereitetem Bauschutt (STEINKAMP (1994), BLÜMEL / DÜSER / STEINKAMP (1994)), was bei der Ermittlung der Auflasten mit einer erhöhten Wichte zu berücksichtigen war. Die zeitliche Abfolge bei der Herstellung geht aus dem Lageplan der Abbildung 7 hervor.

Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“:

Für die Berechnung der Auflasten aus dem Abdichtungssystem sowie der zeitlichen Bauabfolge konnten ebenfalls Berichte aus der Qualitätssicherung und weitere PROJEKT-UNTERLAGEN herangezogen werden.

5.3 Belastung aus Abfall

5.3.1 Ermittlung der Ausgangsdaten

Das jährliche Verfüllvolumen der Abfallkörper wurde geodätisch (Tachymetermessungen) und photogrammetrisch (Befliegungen) festgestellt. Die Vorgehensweise bei den verwendeten Projektbeispielen sowie die weitere Handhabung der Meßdaten ist in RODATZ / KNOLL (1998) beschrieben.

Die Belastungssituation wird mit jährlichen Hauptphasen der Verfüllung in Abbildung 17 beispielhaft für die Deponie Diebesstieg, Salzgitter gezeigt.

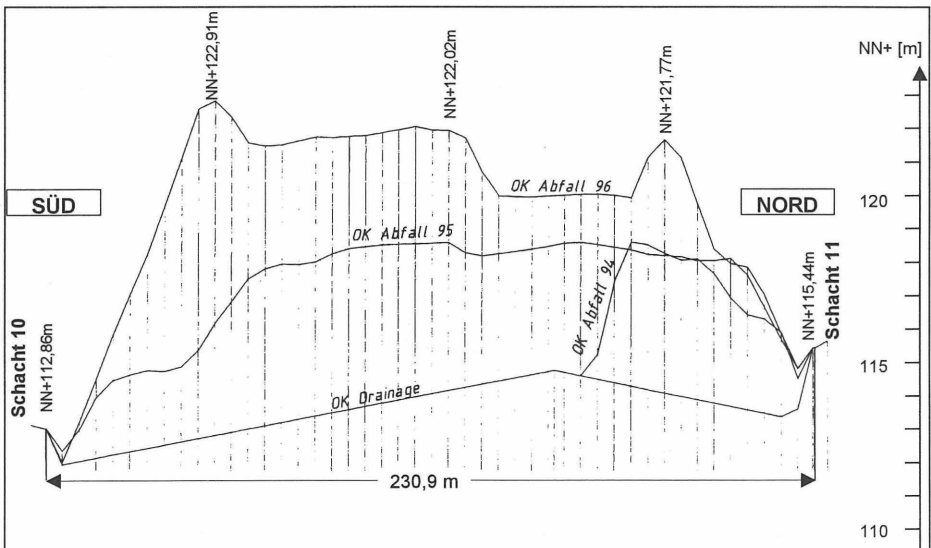


Abbildung 17: Querschnitt durch den Abfallkörper von Schacht 10 bis Schacht 11, Deponie Diebesstieg, Salzgitter

Die Regelungen der TA Siedlungsabfall zur Verringerung der „... Gehalte an nativ-organischen Bestandteilen in den Abfällen ...“ greifen ab 01. Juni 1999 auch bei Altdepo-

nien und Deponien der Klasse II. Gemäß erster Erfahrungen, die nach Inkrafttreten des KrW-/ABFG (Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz, in: LOUIS (1996)) im Oktober 1996 gesammelt wurden, kann trotz Vorlage erster aktueller Abfallstatistiken (Abbildung 18) noch nicht endgültig abgeschätzt werden, in welchem Maße sich die zu deponierende Masse im Hinblick auf die Abfallwichte und Homogenität künftig ändern bzw. weiter verringern wird.

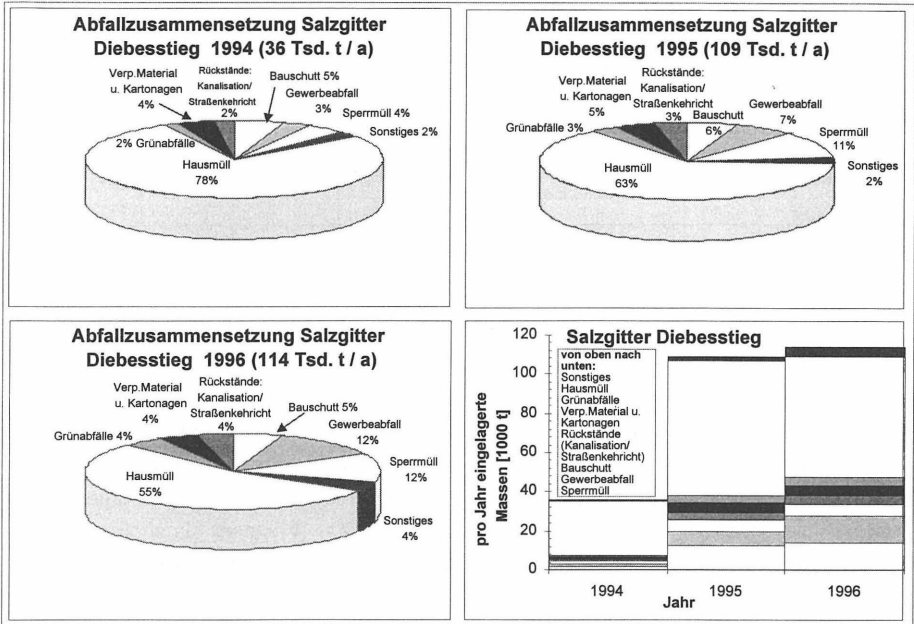


Abbildung 18: Zusammensetzung der abgelagerten Abfälle, Deponie Diebesstieg, Salzgitter (nach LÜNIG (1997))

Die für den Anteil der Hausmüllmasse zum Teil erkennbaren abnehmenden Tendenzen (Abbildung 18) sind statistisch noch nicht abgesichert.

Bei einzelnen Deponien ist in der letzten Zeit eine deutliche Reduktion von Bauschutt-, Gewerbe- und Spermmüllanteil zu verzeichnen (Abbildung 19).

Wie im folgenden gezeigt wird, verändert sich infolge des Feinmüllanteils bzw. durch Einbau vorbehandelter Abfälle die Abfallzusammensetzung jedoch stetig. Ein kontrollierter Einbau und ein Abfallkataster bzw. die katasterisierte Auswertung erlangte deshalb bei der deponiespezifischen Auswertung des bislang vorliegenden Datenmaterials zur Wichte und zum Spannungs-Verformungs-Verhalten große Bedeutung.

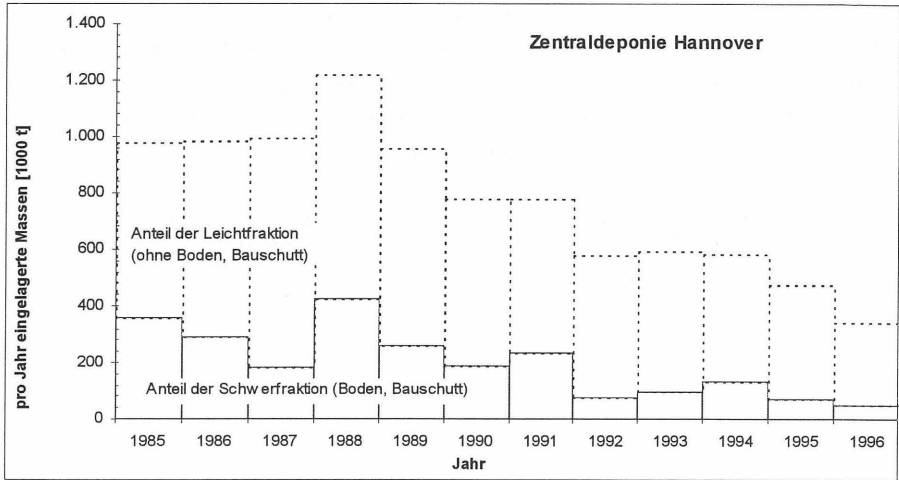


Abbildung 19: Schwer- und Leichtfraktionen auf der Zentraldeponie Hannover nach Daten von STEINKAMP / NEGELMANN (1997)

KÖLSCH (1997) zeigt die Relevanz der Einbaumethode für das Stoffverhalten. Er geht - bezogen auf das Stoffverhalten - von einer in der Regel ausgeprägten Anisotropie des Deponiekörpers aus. Daher werden für die weiteren Berechnungen - je nach untersuchter Fragestellung - sowohl bereichsweise isotrope Verhältnisse (Wichten) als auch anisotrope Verhältnisse (Verifikation mechanischer Modelle) nach sinnvoller Abschätzung angenommen.

Zielsetzung ist hier die Herleitung einer Belastung. Die im Berechnungsmodell für Verformungen interessierende Auflast ergibt sich als Gewichtskraft aus der Abfallwichte in situ.

Bei den Abfallstatistiken und Ablagerungskatastern der Deponiebetreiber werden aus den jährlichen Vermessungskampagnen der Deponieoberflächen und den Feststellungen der Massen bzw. der Gewichte bei Anlieferung wie folgt zunächst sogenannte virtuelle Wichten ermittelt (Gleichung (8):

$$(8) \quad \gamma_{\text{Abfall, virtuell}} = G / V \text{ [kN / m}^3\text{]}$$

mit: G = Gewicht bei der Wägung der Anlieferung [kN]
 V = Volumen der eingebauten Massen [m³]

Im Gegensatz zu den üblichen Definitionen (BRAMMER (1997)) werden hier also zunächst die Massen bzw. die Gewichte des als Frischmüll angelieferten Abfalls - ohne Berücksichtigung z. B. von relevanten Aufsättigungsprozessen - bezogen auf das in einem Zeitraum

verbrauchte Deponievolumen betrachtet. In der Regel stehen leider keine Angaben zum Wassergehalt (bzw. zum Wasser in den Hohlräumen des Abfalls) zur Verfügung.

In der folgenden Abbildung 20 sind recherchierte virtuelle Wichten für 3 weitere ausgewählte niedersächsische Deponien aufgeführt. Die verwendeten Auszüge aus Jahresabschlußberichten der Deponiebetreiber sind sogar für einen allgemeinen Datenvergleich der Wichten oder deren Entwicklung über die Zeit nur eingeschränkt aussagefähig. Da die jeweilig durchgeführten Erhebungen teilweise nicht einheitlich sind und im Einzelfall anderen (betriebswirtschaftlichen) Zielsetzungen dienen, wurden zusätzliche Angaben zu den Abfallstatistiken überprüft. Beispielsweise sind in Bilanzierungen zum Teil die Sickerwassermengen als negative Massen erfaßt, welche dann rechnerisch die virtuelle Wichte verringern.

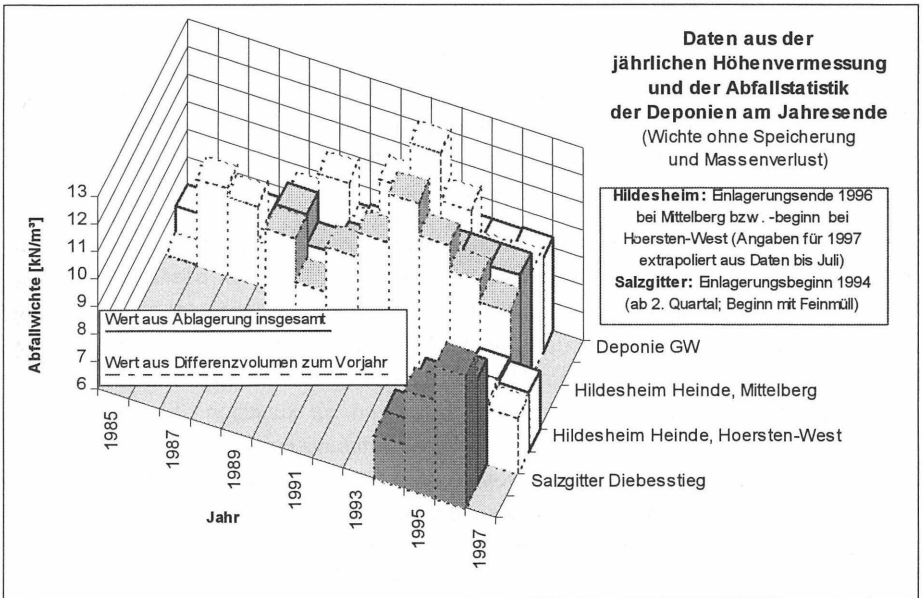


Abbildung 20: Übersicht über virtuelle Abfallwichten ausgewählter niedersächsischer Deponien (nach Angaben der Betreiber)

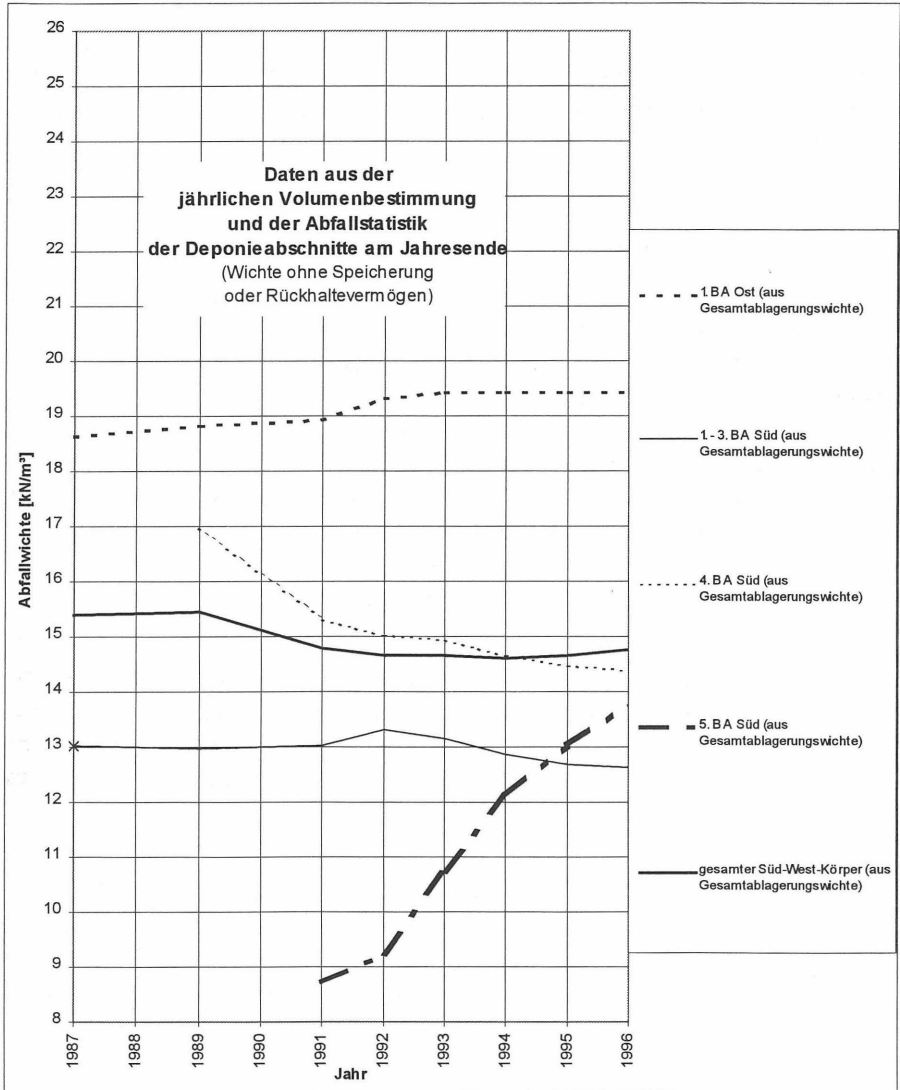
Auffällig ist in der Abbildung 20 die mit $\gamma_{\text{Abfall, virtuell}} = 7,6 \text{ kN/m}^3$ vergleichsweise geringe Wichte zu Betriebsbeginn der Deponie Salzgitter Diebesstieg. Sie ergibt sich innerhalb der ersten Lagen bei dem sogenannten Feinmüll über eine Höhe $h = 2 \text{ m}$ bis $h = 3 \text{ m}$ nach dem Einbau zunächst mit Laderaupen. Zur Plausibilitätsprüfung wurden diese Angaben mit Literaturdaten verglichen. Sie stimmen bei einer Abweichung von 5% sehr gut mit den

Werten von SPILLMANN / COLLINS (1986) für nicht vorbehandelten Hausmüll (nach getrennter Altglassammlung, Dünnschichteinbau im Lysimeter) überein.

Nach der sich ändernden Abfallzusammensetzung, etwa seit Inkrafttreten des KrW-/AbfG 1996 wurden auch anderweitig (Daten aus der Erweiterung Heinde; Inbetriebnahme eines Kompostwerkes in Hildesheim) ähnlich geringe Wichten festgestellt. Ein gegenteiliger Effekt ergab sich auf einigen Deponien im Jahr 1993, also zu einer Zeit, in welcher auf den Deponien Verdichtungsversuche durchgeführt wurden und sich zudem temporär der organische Anteil im Abfall vergrößert hat. Bei der Deponie Salzgitter Diebesstieg wurde nach ersten Vorversuchen im Dezember 1995 die sogenannte mechanische Vorzerkleinerung der Abfälle eingesetzt, womit eine Erhöhung der virtuellen Einbauwichten auf ca. $\gamma_{\text{Abfall virtuell}} = 11 \text{ bis } 12 \text{ kN/m}^3$ für die betreffenden Bereiche und Zeiträume erreicht wird (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)).

Bilanzdaten über den Anteil der so zerkleinerten Abfälle liegen leider nicht vor. Stoffgruppenanalysen der Abfälle nach GDA sind nur im Einzelfall und für einzelne Fraktionen anhand der Abschlußberichte möglich und als allgemeine Berechnungsgrundlage hier nicht geeignet. Anhand einer Klassifizierung nach Abbildung 18 sind nur grobe Rückschlüsse auf das Setzungsverhalten des Abfallkörpers möglich.

Es wurde davon ausgegangen, daß die bei Einführung der Vorzerkleinerung oder eines Kompostwerkes festgestellten Tendenzen auch weiterhin Gültigkeit besitzen, wenn der entsprechende Anteil der Fraktionen bzw. deren Vorbehandlung sowie der bisherige Standard zur Verdichtung sich nicht ändert. Da sich bei den betrachteten Siedlungsabfalldeponien mit Zunahme der Höhe des Abfallkörpers zudem die erwartete Erhöhung der Abfallwichte (WIEMER (1982)) einstellte, konnten Prognosen zur künftigen Ablagerungsdichte genügend genau auf der bisherigen Datenbasis mit automatisierten Regressionen üblicher Programme zur Tabellenkalkulation erstellt werden (RODATZ / KNOLL (1998)). Diese Prognosen sind zum Teil wegen fehlender Angaben in älteren Ablagerungsabschnitten sowie für die Korrelation von Lastdaten und Meßdaten der Verformung notwendig. Abbildung 21 zeigt Trends virtueller Abfallwichten bei der Zentraldeponie Hannover.



**Abbildung 21: Trends virtueller Abfallwichten bei der Zentraldeponie Hannover
(nach Daten von STEINKAMP / NEGELMANN (1997))**

Die Veränderung der virtuellen Wichten der eingelagerten Abfälle ist zudem als Grundlage für die weitere Überlagerung mit Effekten der Aufsättigung und Stoffumsetzung zu berücksichtigen.

Bei der Gewerbeabfalldéponie „Barnbruch“ ist der Effekt einer mit der Einlagerungshöhe zunehmenden Wichte bzw. Dichte als marginal anzusehen, da es sich bei den abgelagerten Stoffen um weitestgehend inerte Materialien mit nachgewiesenen einaxialen Druckfestigkeiten handelt, bei denen Eigensetzungen oder -sackungen des Abfallkörpers rechnerisch vernachlässigt werden können.

5.3.2 Lastkorrektur aufgrund Veränderung der Abfallwichten in situ

Derzeit existiert kein Modell, mit dem anhand der Eingangsdaten über die Abfallzusammensetzung und anhand der Einbaumethode zutreffende quantitative Aussagen zur vertikalen Verlagerung der Gewichtskräfte im Abfallkörper und damit auch zur Setzung des Untergrundes zu treffen wären (EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA (1996)). Es ist zwischen den sogenannten Kurzzeitsetzungen infolge der Zusammendrückung (und Auspressen von Wasser) durch Auflasten und den Langzeitsetzungen infolge der (zeitabhängigen) Stoffumsetzungs- und Abbauprozesse (KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996); GDA) zu unterscheiden. Derartige Prozesse können durch Korn- oder Faserumlagerungen bzw. -veränderungen, also auch durch Schwächung der Festigkeit, zu Verformungen des Abfallkörpers ohne Änderung der Belastung führen.

Prognosen werden derzeit nach der Beobachtungsmethode anhand von Höhendaten der Deponieoberfläche erstellt. In Abbildung 22 wird das Problem der zutreffenden Abschätzung von Setzungen im Abfallkörper schematisch dargestellt.

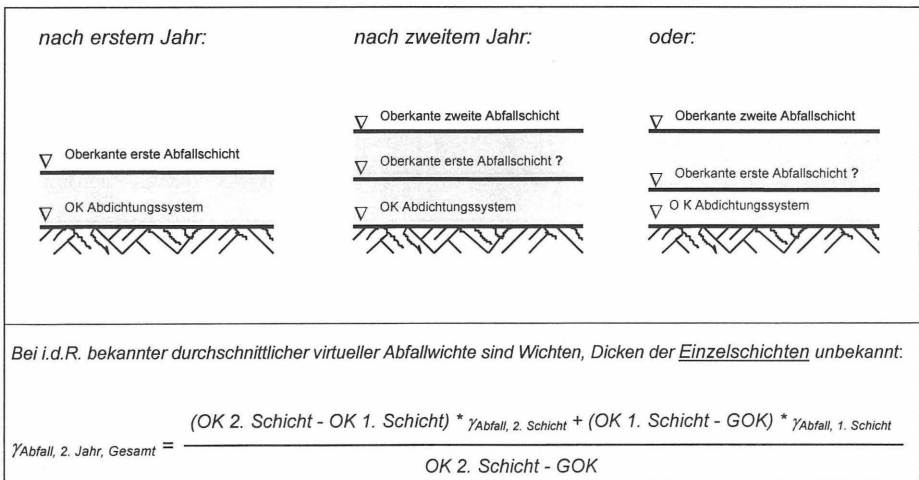


Abbildung 22: Unbekannte Setzungen einzelner Abfallschichten infolge ungleichförmiger Massenverteilung im Deponiekörper

Die wegen fehlender Angaben der tatsächlichen Dicken und Wichten der Einzelschichten unbestimmte Gleichung der Abbildung 22 löst GERTLOFF (1996), indem er voraussetzt, daß „die Zusammenpressung der Schicht 2 durch die ...“ folgende Schicht „... genauso groß wie die Zusammenpressung der Schicht 1 durch die Auflast der Schicht 2“ ist. Es wird also eine homogene Abfallverteilung im Deponiekörper angenommen.

GERTLOFF hat das last- und zeitabhängige Setzungsverhalten als Summenfunktion mit 2 Summanden für die Kurz- und die Langzeitsetzungen für ein konkretes Beispiel formuliert. Die hiernach mögliche Setzungsabschätzung kann nach GDA in ein Prognosemodell überführt werden, sobald Meßdaten an dem jeweiligen Deponiebauwerk vorliegen. LEHNERS / LHOTZKY / FRANK / ERNST (1997) zeigen mit ihren Ausführungen, daß diese Vorgehensweise mittlerweile praxisüblich ist. Da die erforderlichen Daten aus den Vermessungskampagnen in der Regel nicht in ausreichender zeitlicher Dichte in Bezug auf den Einbau in Abschnitten vorliegen, ist das Modell aber häufig ungenau. EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA bestätigen das.

GERTLOFF legt einen Ansatz zu Grunde (Gleichung (9)), mit dem ab einer Ablagerungstiefe t von ca. $t = 10$ m bis 12,5 m (z. B. Deponiemitte in Salzgitter) praktisch keine Erhöhungen der „vorläufigen Anfangs“wichten (nach Kurzzeitsetzungen) zu erwarten sind.

$$(9) \quad \gamma_{\text{Schicht}} = \gamma_E \cdot d / (d - s)$$

mit: γ_{Schicht} = mittlere Wichte in einer Schicht i nach Kurzzeitsetzungen [kN/m³]
 γ_E = mittlere Einbauwichte der Schicht i [kN/m³]
 d = Anfangsdicke der Schicht i [m]
 s = Setzung innerhalb der Schicht i infolge darüberliegender Schichten n ;
mit: $s = 0,69(1-0,52^n)$ nach Messungen [m] (GERTLOFF (1996))

In RODATZ / KNOLL (1998) wurde gezeigt, daß derartige Prognosen - insbesondere für jüngere Deponien - mit Unsicherheiten befrachtet sind, die bei den eigenen Setzungsberechnungen zu Fehleinschätzungen führen können.

Dabei wurden die Erkenntnisse von BRAMMER (1997) zum Einfluß der Kompaktion auf das spätere Setzungsverhalten, von LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997) zur mechanischen Vorzerkleinerung, TURK / BRAMMER / COLLINS (1997) über die Relevanz der Wasserzugabe beim Abfalleinbau sowie von COLLINS / SPILLMANN (1982) zur Verdichtung bei Dünnschichteinbau berücksichtigt. Bei den hier betrachteten Deponien fehlen wegen fortlaufender Verfüllung, Wegebau, Nachprofilierung, Massenverschiebung etc. verlässliche Stützstellen für die Gleichung (9), so daß schon die Ermittlung von Einlagerungsflächen F_{OK} und mittleren Höhen H_{OK} sowie von Kompressionsparametern $c_{\alpha,k}$ (GDA) für die Setzungsprognose unsicher ist.

Sogenannte Verdichtungssetzungen treten bereits infolge Verringerung des Hohlraumanteils und der Zusammendrückung der Abfallbestandteile sowie der Entwässerung infolge Einbauverfahren und der Belastung aus den darüberliegenden Schichten nach spätestens 100 Tagen ein (KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996)).

In den Betrachtungen wurden wegen der ungenauen Erfassung der Verformungen die Langzeitsetzungen und -sackungen des Abfallkörpers s_L bei den Berechnungen vernachlässigt, wenn deren Anteil unter 5% lag. Dieser Grenzwert ergab sich nach vorangegangenen Parameterstudien zum Einfluß einer Vertikalverschiebung des Last-Schwerpunktes. Es ist damit davon auszugehen, daß bei den hier betrachteten jüngeren Deponien - speziell Salzgitter Diebesstieg - der entsprechende Anteil vernachlässigt werden kann (Abbildung 23). Bei den weiteren Deponien mit längerer Betriebszeit wurde er zur besseren rechnerischen Handhabung zeitabhängig den übrigen Setzungen zugerechnet.

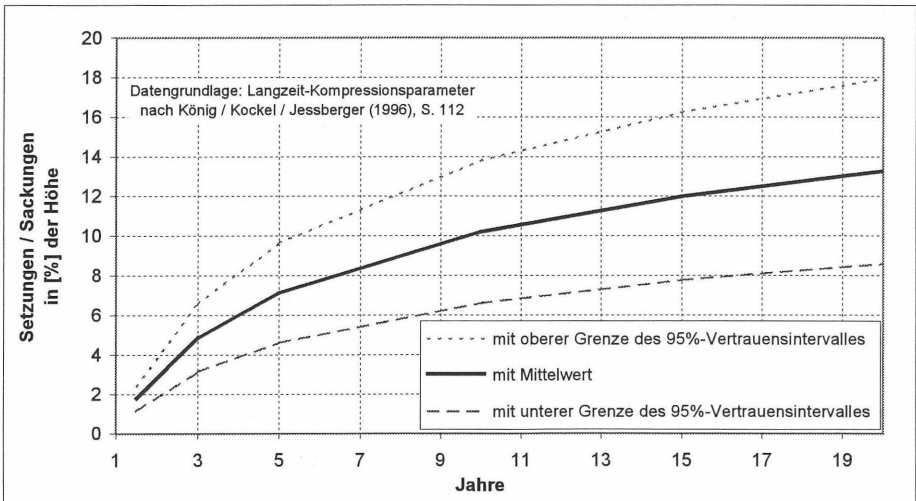


Abbildung 23: Langzeitsetzungen und -sackungen des Abfallkörpers (deterministisch)

Wegen der oben beschriebenen Unsicherheiten beim Ansatz der virtuellen Wichten von Einzelschichten als Grundparameter weiterer Untersuchungen wurden deren Auswirkungen auf die Verlagerung von Vertikalspannungen innerhalb des Abfallkörpers genauer untersucht.

In der Abbildung 24 werden eigene Berechnungsergebnisse präsentiert, die zeigen, daß sich bei Verringerung bzw. Erhöhung der Zusammendrückung z. B. um +/- 20 % gegenüber dem Ansatz nach GERTLOFF (1996) eine Abweichung der Vertikalspannung in 10 m Abfalltiefe von nur +/- 1,3 % ergibt. Die Verformungsdifferenzen beruhen auf der Spannungsausbreitung im Abfall in Abhängigkeit seiner Wichte.

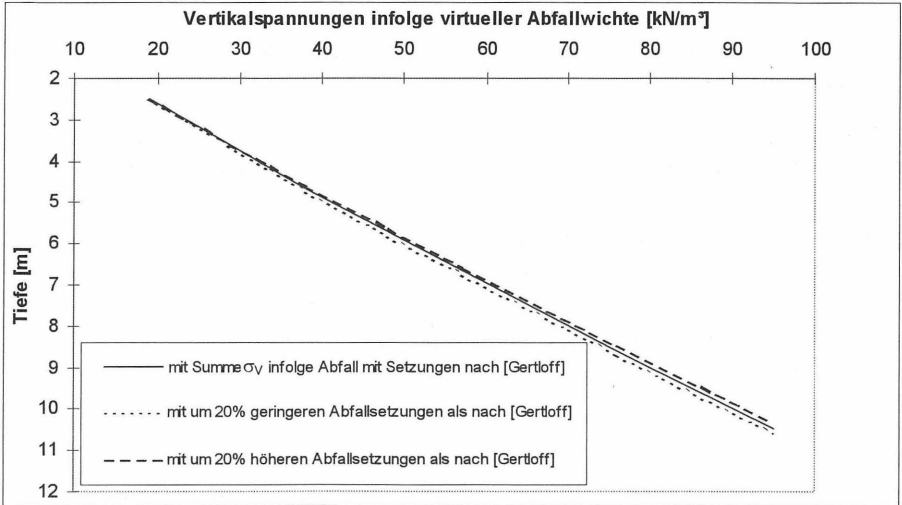


Abbildung 24: Veränderung der Vertikalspannungen innerhalb des Abfallkörpers durch Abfallsetzungen, Beispiel Deponie Diebesstiege, Salzgitter

Je nach verwendetem EDV-Programm für die Setzungsberechnungen wurde der Effekt durch den Ansatz der Stoffkennwerte als Zusammendrückung des Abfalls errechnet. Bei FEM-Analysen ergab er sich als Systemantwort, da eine Implementierung aufgrund der Annahmen in den Stoffgesetzen und Kennwerten (z. B. in Steifemodulen gemäß KOCKEL (1995); JESSBERGER / KOCKEL (1995) zu Grunde liegt. Das jeweilige Berechnungsmodell wird - soweit ausreichende Ergebnisse einer Oberflächenvermessung vorliegen - anhand der tatsächlich eingetretenen Verformungen kalibriert.

In anderen Fällen müssen Lasten bzw. Vertikalspannungen aus dem Abfall als Eingabeparameter für die Setzungsberechnung erst ermittelt werden. Um in den eigenen Berechnungen auch Setzungen des Abfallkörpers zu berücksichtigen, wurde eine Bilanzierung der Massen im Berechnungsschnitt mit zwei Ansätzen geprüft:

- ① Die Wichten der Einzelschichten des Abfalls wurden bei Verwendung der Gleichung (9) iterativ variiert, bis sich aus dem Mittelwert der obersten bis untersten

Lage die mittlere Ablagerungswichte der Abbildung 20 im Berechnungsquerschnitt ergab. Das Prinzip „gleicher Massen“ (RODATZ / KNOLL (1998)) ist jahresweise anzuwenden.

Problematisch war dabei, daß sich für Bereiche unterschiedlicher Ablagerungshöhen unterschiedliche Wichteansätze und Iterationen ergaben. Sinnvolle Bilanzierungen (gute Übereinstimmungen) auf Grundlage der Setzungsdaten nach GERTLOFF (1996) waren wegen der in den letzten Jahren ansteigenden virtuellen Wichten nur mit einer Erhöhung innerhalb der oberen Schichten gegenüber dem durchschnittlichen Wert möglich.

- ② Die Kenngrößen zur Wichte wurden für das Beispiel Salzgitter anhand von eigenen Massenbilanzierungen auch der Einbauhöhen in Quadranten im Einlagerungskataster (PROJEKTUNTERLAGEN) geprüft. Die Analyse ergab unterschiedliche Abfallwichten in einzelnen Berechnungsquerschnitten (analysiert in: MÜLLER (1997)). Die damit unterschiedlichen Massen wurden hier gemäß Katasterbilanz - bezogen auf die Querschnitte - berücksichtigt (Beispiel der Abbildung 25), indem je nach Zuordnung von Abfällen zu Quadranten höhere oder geringere „Ersatzlasten“ als mit durchschnittlichen Wichten zu Grunde gelegt wurden (RODATZ / KNOLL (1998)).

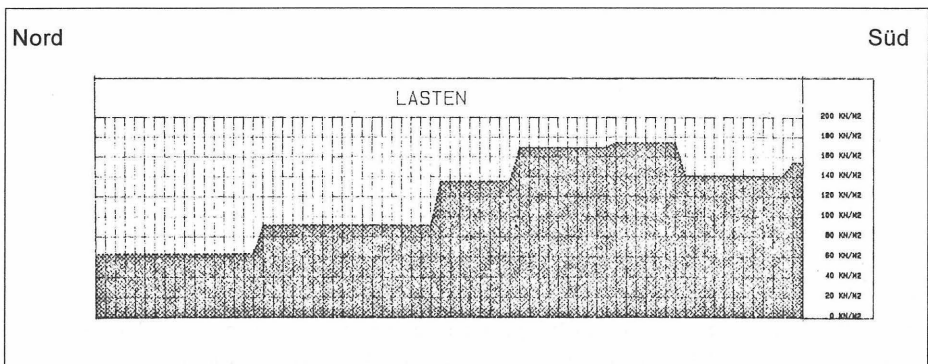


Abbildung 25: Lastbild „Gesamtlasten, Abfall virtuell Ende 1996“ im Berechnungsmodell „EDV-Programm Pegasus 1.67“ nach Bilanzierung in Quadranten, Bereich Sammler 11, Deponie Diebesstieg, Salzgitter

Für die Zentraldeponie Hannover ergibt sich analog z. B. für den 5. BA Süd (Teilstück 3) in der untersten Lage (Einlagerung ab 07/1992) eine virtuelle Wichte von $\gamma_{\text{Abfall, virtuell}} = 12,73 \text{ kN/m}^3$, die nach oben hin wegen der Änderung in den eingelagerten Fraktionen ansteigt.

Last-Bilanzierungen wurden projektspezifisch für die relevanten Belastungs- bzw. Setzungsphasen angestellt.

Im Spezialfall der Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG konnten entsprechende Effekte zur Veränderung der virtuellen Wichte über die Höhe grundsätzlich vernachlässigt werden. Hier sind im wesentlichen bodenähnliche bzw. puzzolan reagierende Materialien abgelagert, die als Erdstoff nach den Angaben der VW AG homogen eingebaut wurden. Sie weisen zudem ein Eigen-Setzungsverhalten auf, das nach eigenen Parameterstudien auf der Grundlage von PROJEKTUNTERLAGEN durch eine ca. 100- bis 500-fache Steifigkeit gegenüber Hausmüll (KOCKEL (1995), VW AG (1996)) gekennzeichnet ist.

Wenngleich GUTWALD / ARSLAN / KATZENBACH (1996) - insbesondere aufgrund von Standortgegebenheiten - von einem „geringen“ Einfluß des Untergrundes und der Basis auf die Oberflächensetzung ausgehen, werden in den eigenen Überlegungen auch die Setzungsmulden an der Basis berücksichtigt. Dazu werden die auf Plausibilität geprüften Verformungsmessungen zu Grunde gelegt. Es hat sich gezeigt, daß theoretisch eine iterative Vorgehensweise, bei welcher mit den veränderten Wichten eine Setzungsmulde ermittelt wird, grundsätzlich notwendig ist. Praktisch ist ein Grenzwert aber bereits nach der ersten Berechnung erreicht. Denn die Gesamtmassen bleiben hiervon rechnerisch nahezu unbeeinflusst. Wie oben gezeigt wurde, verschieben sich nur die Schwerpunkte des Lastetrags. Bei einigen hier vorgestellten Projekten ist der Ansatz der gemessenen Setzungen (z. B. Deponie Heinde - Erweiterung Hoersten-West) an der Basis, wegen fehlender Angaben von Zwischenpunkten und Endhöhen zur Kalibrierung insgesamt leider fraglich.

Die in situ tatsächlich anzutreffende Wichte der eingebauten Massen unterscheidet sich wegen der zeitabhängig ablaufenden Umsetzungsprozesse und der Speicherkapazität des Abfalls von der bislang hergeleiteten virtuellen Abfallwichte.

Eine genauere Beschreibung der im Deponiekörper ablaufenden Reaktionen, die tatsächlich zur Gewichts- und Volumenverringerung sowie zur gegenläufigen Aufsättigung führen, ist nur mit entsprechenden Kenntnissen über die tatsächliche Verteilung und Qualität der Abfälle möglich. Nach Erläuterung der Ablagerungskataster durch die Betreiber der Deponien Salzgitter Diebesstieg und Hannover wurde deutlich, daß hieraus abgeleitete genauere Aussagen für die meisten Deponien nicht zu erwarten sind. Zum Teil wurde soeben erst auf die genauere Lagekategorisierung umgestellt. Klassierungen fehlen völlig. Zudem existiert „kein deutscher Einheitsmüll“ (COLLINS (1996a)).

Für die Beschreibung der Gewichtszunahme durch Aufsättigung sind zwei Wege erwägenswert: Zum einen kann für die Bilanzierung die Speicherkapazität sowie der Einbauwassergehalt abgeschätzt werden. Zum andern ist eine Wasserhaushaltsberechnung für den Abfallkörper denkbar.

Rückhalt und Speicherung - Abschätzung der Wassergehalte der Abfälle:

Zur Bilanzierung der Speicherkapazität wurden nach RAMKE (1991) die folgenden Abfallparameter berücksichtigt:

- *Höhe der Ablagerung*
- *Dichte des Abfalls*
- *Gefüge (Porengröße und -verteilung)*
- *Anfangswassergehalt*
- *Abfallzusammensetzung*
- *Abbauzustand der Abfälle*

In RODATZ / KNOLL (1998) wird ausführlich die Herleitung von Rückhalt und Speichervermögen von Niederschlagswasser sowie der oben genannten Wasserneubildung für die betrachteten Deponien dargelegt.

Die durchgeführten Analysen fußen auf der Zusammensetzung der Abfälle in situ nach PROJEKTDATEN sowie nach Literaturangaben (bundesweite Hausmüllanalyse von RAMKE (1991), Einbauversuche mit Siedlungsabfall von TURK / BRAMMER / COLLINS (1997) sowie Daten des STATISTISCHEN BUNDESAMTES (1996) und UMWELTBUNDESAMTES (1997)).

Für die Deponie Salzgitter Diebesstieg (Abbildung 18, keine Rotte, kein Klärschlamm, Verkauf von Grünschnitt) wird z. B. ein durchschnittlicher Einbauwassergehalt von $w = 22 \text{ M.-%}$ zu Grunde gelegt, da dort kein Wasserzusatz bzw. keine biologische Vorbehandlung erfolgt sowie der Faulschlammanteil nur 1 % beträgt (Wert 1996, Abbildung 18; in „Rückstände“).

Bei der Zentraldeponie Hannover ist für den neuesten Abschnitt BA 5, Teilstück 3 im Südkörper mit Betriebszeit ab Mitte 1992 mit einer Zusammensetzung des Abfallkörpers im Mittel aus 16,8 M.-% Schwerfraktion (Bauschutt, Boden) und 83,2 M.-% Leichtfraktion bei einem Rotte-/ Kompostierungsverlust und einer Kompostabgabe von 4,7 M.-% sowie Verwendung von Wegematerial im Mittel 16,1 M.-% (kumulierte Daten nach: BÜRO WERSCHÉ / ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1996)) auszugehen. Bei dem hier vorliegenden Anteil der Hausmüll, Haus- und Sperr- sowie Marktabfälle mit durchschnittlich 32 M.-% (vor Rotte) wird daher ein Einbauwassergehalt von $w = 23 \text{ M.-%}$ (bezogen auf die Feuchtsubstanz) angenommen. Für die im Norden angrenzenden älteren Abschnitte des Südkörpers BA 1 und BA 2 (Einlagerung 1983 -1985, keine Kompostierung) wird unter Berücksichtigung der höheren Bauschutt- und Bodenanteile (zwischen 26 M.-% und 37 M.-%, Abbildung 18, Tabelle 5) ein entsprechender Anfangswassergehalt von $w = 25 \text{ %}$ abgeschätzt. In Tabelle 5 sind unter Berücksichtigung der Lage von Klärschlammieten im Abfallkörper (REUTER (1994)) die hier angenommenen Anfangswassergehalte beispielhaft zusammengestellt.

RAMKE (1991) geht, je nach Verteilung von Kohlen-, Wasser-, Sauer- und Stickstoff im Deponiekörper und damit je nach Wasserbedarf im anaeroben Abbau sowie Wasserneubildung im aeroben Abbau, zunächst von einem kurzzeitigen Wasserüberschuß bis nach Beendigung der jeweiligen Ablagerung aus. Erst ca. 20 Jahre nach Betriebsbeginn ist ein dauerhafter Überschuß in der Bilanzierung der Neubildung und des Verbrauchs anzunehmen.

Bauabschnitt (von Nord nach Süd)	Einlagerung von bis	Besonderheiten	Anfangswassergehalt w * geschätzt nach Vergleichsdaten
[-]	[Jahr]	[-]	[%] *
1. BA Ost	1980 - 83	ohne Rotteverlust höherer Anteil Schwerfraktion bis 49 M.-%	26
3. BA Süd	1985 - 88	Geringer Rotteverlust durch Kompostierung	25
1. + 2. BA Süd	1983 -1985	26 bis 37 M.-% Schwerfraktion	25
4. + 5. BA Süd	ab 1987	mit anwachsendem Rotteverlust durch Kompostierung	23

* M.-% bezogen auf Feuchtsubstanz

Anm.: Die Lage der Bauabschnitte ist aus Abbildung 7 ersichtlich

Tabelle 5: *Auf Grundlage der Abfallstatistik abgeschätzte Anfangswassergehalte für die Zentraldeponie Hannover*

Der Wassergehalt des biochemisch reduzierten Siedlungsabfalls beträgt nach SPILLMAN (1992), ca. $w = 40$ bis 50 M.-% (wiederum anteilig an der Feuchtsubstanz). In den ersten ca. 5 Jahren ist mit einer ungefähr linear ansteigenden Aufsättigung des Abfalls in Standarddeponien (RAMKE (1991)) zu rechnen. Hiernach wird vereinfachend trotz Konsolidation des Abfallkörpers ein gleichbleibender Wassergehalt angenommen, da wegen des ständigen schwerkraftinduzierten Abflusses eine 100%ige Sättigung nicht erreicht wird. Zudem hat KOCKEL (1995) für Frischmüll gezeigt, daß erst ab Vertikalspannungen ab $\sigma_v = 300 \text{ kN/m}^2$ mit einer Wasserabgabe zu rechnen ist. Berücksichtigt wird anhand der späteren Überlagerung mit dem Massenverlust aus der biochemischen Umsetzung, daß dennoch geringere Wassermassen gespeichert werden.

In den Berechnungen wurden die oben genannten Werte für die Wassergehalte durch vergleichende Parameterstudien verifiziert. Rechnerisch angesetzt wurde letztlich eine lineare Zunahme über 5 Jahre vom Anfangswassergehalt $w = 22 \%$ bis auf einen mittleren Endwassergehalt (Wasserkapazität) von $w = 45\%$ (RAMKE (1991)). Dabei wurde die durchschnittliche Abfallwichte zu Grunde gelegt. Bei Berücksichtigung der tatsächlichen Ablagerungszeiten der Massen aus den Einzeljahren (Einlagerungsbeginn Mitte 1994) ergibt sich die in Abbildung 26 dargestellte Gewichtszunahme für Salzgitter Diebesstieg.

Bei einer Fehleinschätzung eines Anfangswassergehalts $w_{\text{Anfang}} = 25\%$ (z. B. Zentraldeponie Hannover, Abschnitt BA 3) um $\Delta w = \pm 5\%$ ergibt sich rechnerisch ein Gewichtsunterschied von $\Delta G = \pm 6,7\%$ bezogen auf den biochemisch reduzierten Abfall. Die mögliche Fehleinschätzung der Wasserkapazität in den oben von SPILLMAN (1992) benannten Grenzen schlägt sich mit $\Delta G = \pm 8,4\%$ in der Berechnung nieder.

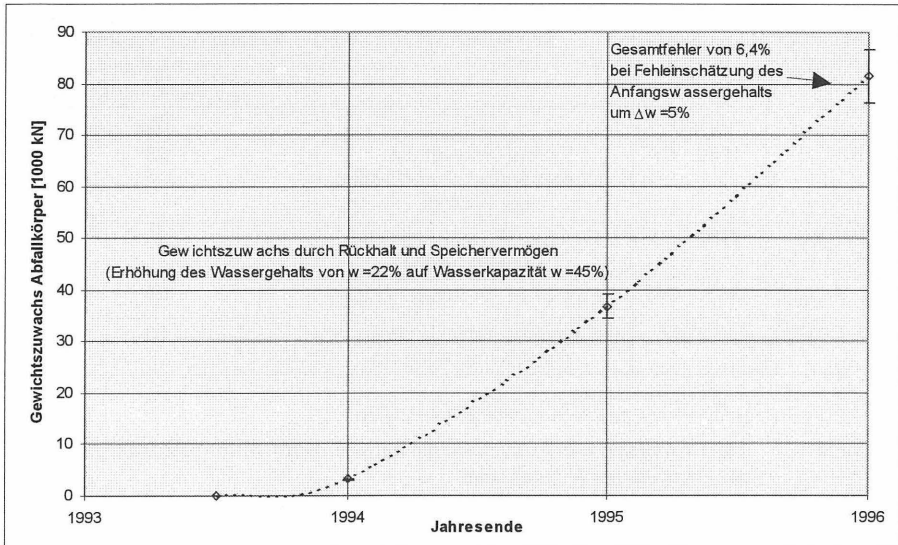


Abbildung 26: Gewichtszunahme des Abfallkörpers durch Rückhalt und Speicherung, Beispiel Salzgitter Diebesstieg

Ohne Sickerwasseraufstau wird vereinfachend zu Grunde gelegt, daß mit der bislang angenommenen Verteilung der Abfallwichte im Deponiekörper auch die unterschiedliche Wassergehaltsverteilung über die Tiefe erfaßt ist. Für Hannover wurde zusätzlich ein Sickerwasseraufstau nach Bohrungen gemäß „Druckhöhenmodell“ von REUTER (1994) und PROJEKTUNTERLAGEN berücksichtigt.

Für die Gewerbeabfalldeponie „Barnbruch“ werden bei den inerten Materialien Wichten von $\gamma = 13,7 \text{ kN/m}^3$ (auf der Grundlage von Sonderproben eines Versuchsfeldes (VW AG (1996))); entspricht einer Erhöhung des Wassergehalts um insgesamt 10% nach eigenen Analysen zum Porenraum) in den Setzungsrechnungen angenommen.

Verzicht auf Wasserhaushaltsberechnungen:

Wasserhaushaltsberechnungen sind zwar seit Jahren Stand der Technik für Prognosen zum Sickerwasseranfall (SPILLMANN (1986)) und für die vergleichende Bewertung von Ab-

dichtungssystemen (REUTER / LÜKEWILLE (1995)). Zur Bestimmung der Massen für Setzungsberechnungen sind entsprechende Berechnungen von Unsicherheiten geprägt, die in der Bestimmung der Grundparameter begründet sind. RODATZ / KNOLL (1998) raten deshalb von einer Verwendung für Setzungsberechnungen ab.

Massenreduktion und Wasserneubildung:

Ein Massenverlust entsteht zunächst infolge der Umwandlung von Abfallmaterial z. B. durch aerobe Umsetzung von Kohlehydraten zu Wasser und Kohlendioxyd (COLLINS (1992)). Nach SPILLMANN (1986) zeigen Messungen für Hausmülldeponien einen Massenverlust von 25% bis 30% (LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL (1993)). Es ist mindestens von einem biochemischen Abbau von 10 bis 15 M.-% (SPILLMANN (1992)) auszugehen. HEYER / STEGMANN (1996), gehen davon aus, daß nach ca. 20 Jahren mehr als 80% des Gaspotentials umgesetzt wurde (GERTLOFF (1993)).

Die in KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996), zu Grunde gelegten funktionalen Zusammenhänge für Langzeitsetzungen und Sackungen sind bislang jedoch noch nicht für längere Zeiträume mit Messungen belegt worden. Wegen des nach 20 Jahren vergleichsweise geringen Restpotentials von nur ca. 20% wird bei dem logarithmischen Funktionsansatz für die Zeit (Abbildung 23) aber angenommen, daß sich längerfristig keine relevanten Änderungen bei den Setzungsberechnungen ergeben können (Extrapolation der Setzungen / Sackungen). Eine fast vollständige Massenumsetzung ergibt sich rechnerisch bei sogenannten Mischdeponien für Siedlungsabfälle über einen Zeitraum von ca. 70 bis 80 Jahren (RODATZ / KNOLL (1998)).

Anhand der von HEYER / STEGMANN (1996) angeführten Beispiele für den Kohlenstoffgehalt und den Glühverlust des Abfalls sowie anhand der Deponiegasmenge nach der Gleichung (10) (aus EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA (1996) nach: TABASARAN / RETTENBERGER (1987)) kann für die betrachteten Beispiele der Massenverlust zumindest grob abgeschätzt werden, indem das Norm-Gaspotential zu Grunde gelegt wird.

$$(10) \quad G_t = 1,868 \cdot C_0 \cdot (0,014 \cdot T + 0,28) \cdot (1 - 10^{-kt}) \quad [m^3 \text{ Deponiegas} / t \text{ Abfall}]$$

mit: G_t = bis zur Zeit t gebildete spezifische Deponiegasmenge [m^3 / t]

$1,868$ = $V_{\text{Gas}} = 1,868$, Norm-Gaspotential von 1 kg organischem Kohlenstoff [m^3]
(KRUSE (1994))

C_0 = Anfangskohlenstoffanteil gemäß DICKERT / KAPPESSER / PAETZOLD (1994) [kg / t]

T = Temperaturen [$^{\circ}C$]

k = Abbaukonstante [$1/a$]

Kalibrierungswert für den Abbau der organischen Substanz

t = Zeit in Jahren [a]

Mit diesem Ansatz (Gleichung (10)) wurden die üblichen Grenzwertbetrachtungen - je nach bekanntem Klärschlamm- und Anfangskohlenstoffanteil sowie Temperaturverteilung

im Abfallkörper und geschätztem Wert k (DICKERT / KAPPESSER / PAETZOLD (1994)) - für die Deponien Hannover und Salzgitter durchgeführt. Bei den Parameterstudien wurde von den Grenzwerten der Tabelle 6 ausgegangen:

Kennwert	min.	max.	Literatur / Quelle
C_0 [kg/t]	120	170	DICKERT / KAPPESSER / PAETZOLD (1994) sowie Untergrenze von TABASARAN / RETTENBERGER (1987)
T [°C]	30	34	Kap. 3.4.1, KNOLL / RODATZ (1998) (hier nur der mesophile Bereich)
k [1/a]	0,023	0,084	DICKERT / KAPPESSER / PAETZOLD (1994) sowie EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA (1996, S. 320)

Tabelle 6: Grenzwerte für Parameterstudien zur Gasbildung, Beispiel Salzgitter Diebesstieg

Es kann vereinfachend für einen Zeitraum von ca. 20 Jahren eine in etwa lineare Reduktion der Abfallmasse durch Gas- und Wasserneubildung angesetzt werden (RAMKE (1991)). Die Annahmen sind daher für alle untersuchten Deponieabschnitte gültig.

Grundlage weiterer Berechnungen ist die Betrachtung der in den Jahren jeweils abgelagerten Massen (Gleichung (11)). Der Zeitversatz zwischen Ablagerungsbeginn und Gasproduktion wurde wie bei BURKHARDT / EGLOFFSTEIN / MAINKA jeweils mit einem Jahr angenommen.

$$(11) \quad \Delta M_{\text{gesamt}} = \Delta M_{1. \text{ Jahr}} + \Delta M_{2. \text{ Jahr}} + \Delta M_{3. \text{ Jahr}} + \dots + \Delta M_{\text{letztes Jahr}}$$

mit: ΔM_{gesamt} = Massenverlust durch Gas- und Wasserbildung der insgesamt im betrachteten Zeitraum abgelagerten Massen

$\Delta M_{1. \text{ Jahr}}$ = Massenverlust der im 1. Jahr abgelagerten Massen bis Ende des betrachteten Zeitraumes

$\Delta M_{2. \text{ Jahr}}$ = Massenverlust der im 2. Jahr abgelagerten Massen bis Ende des betrachteten Zeitraumes usw.

In Abbildung 27 wurde der Massenverlust mit dem Prozeß der Aufsättigung nach Wasserneubildung sowie Niederschlag für das Beispiel Salzgitter Diebesstieg superponiert (gemäß RAMKE (1991)).

Es ist erkennbar, daß bei der vergleichsweise jungen Deponie Salzgitter Diebesstieg der Massenverlust einen sekundären Einfluß besitzt.

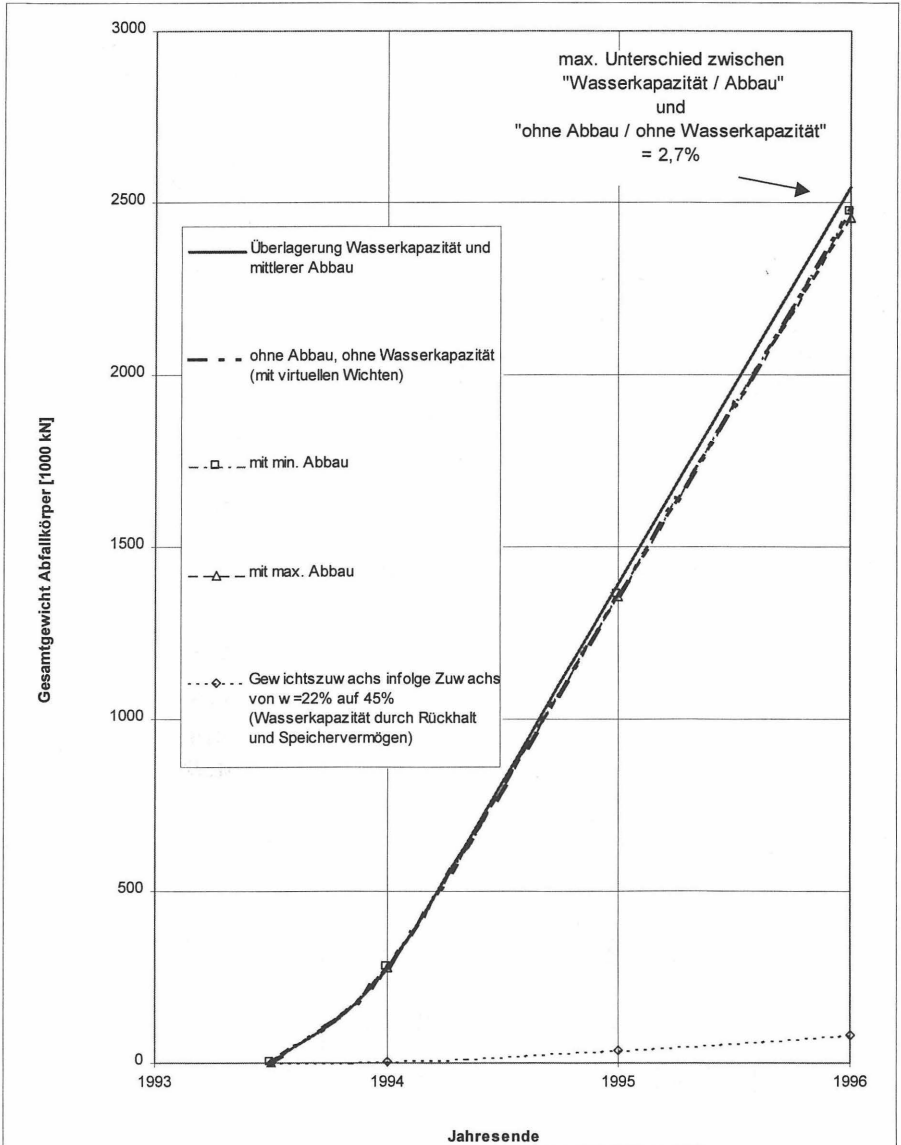


Abbildung 27: Überlagerung von Aufsättigung und Gewichtsverlust, Beispiel Diebessteg, Salzgitter

Für die Berechnungen von Setzungen des Untergrundes in einzelnen Belastungsphasen wurden die Wichten der Abbildung 28 implementiert. Die angegebenen Kennwerte resultieren aus dem Jahresvolumen und den Grunddaten der Abbildung 27.

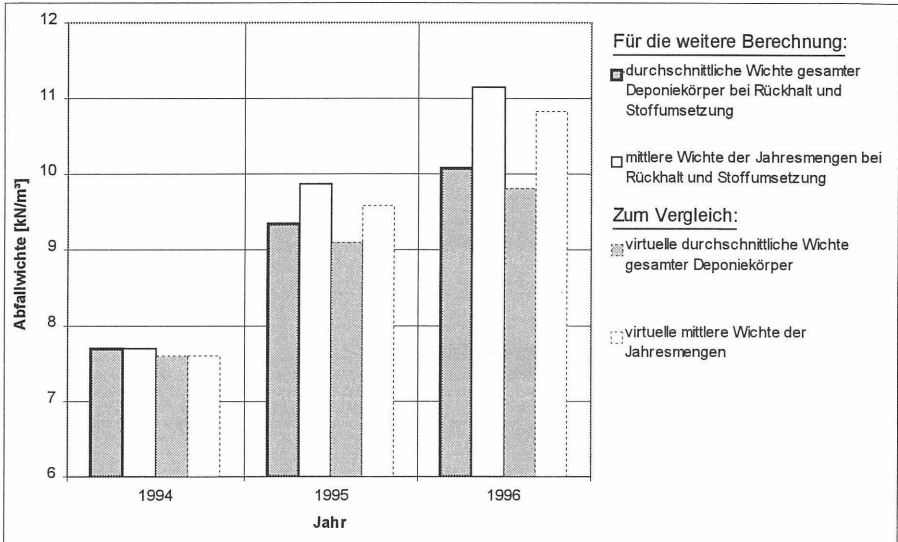


Abbildung 28: Mittlere Abfallwichten Deponie Diebesstieg, Salzgitter im Vergleich

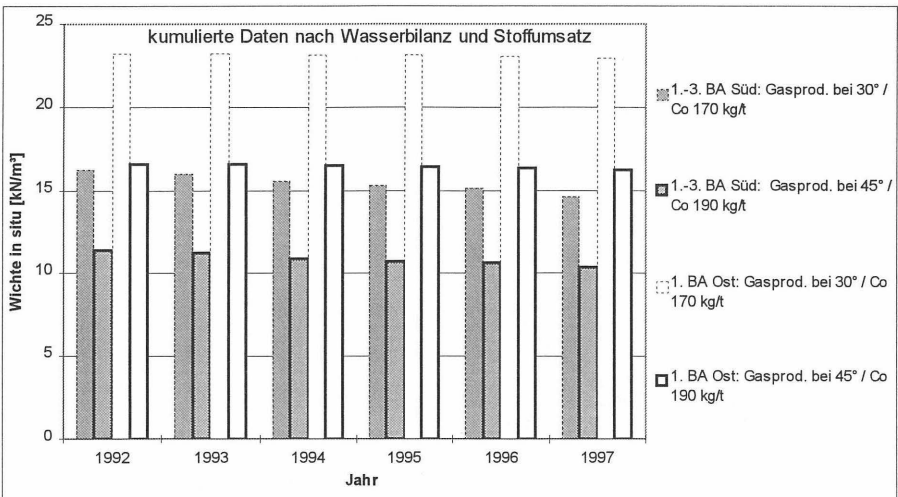


Abbildung 29: Berechnete Abfallwichten in situ (Grenzwerte) nach eigenen Parameterstudien, Zentraldeponie Hannover

Bei der Zentraldeponie Hannover wurden gegenüber der Deponie Salzgitter Diebesstieg abgeänderte Randbedingungen für den Stoffumsatz gewählt (z. B. Temperatur, Abbildung 12).

Da für die virtuellen Abfallwichten Angaben erst ab 1987 zur Verfügung standen, wurden die Basisdaten seit Einlagerungsbeginn (z. B. 1980 in 1. BA Ost) durch Trendbildung auf Basis der Abbildung 21 rückgerechnet. Die Abbildung 29 zeigt einige wesentliche Ergebnisse der Parameterstudien.

5.3.3 Vergleich der ermittelten Wichten mit Aufschlüssen im Abfallkörper - Ansatz der Rechenwerte für Setzungsberechnungen

Die so hergeleiteten eigenen Angaben für die in-situ-Wichten in Salzgitter können durch die Angaben von SPILLMANN / COLLINS (1986) aus Lysimeterversuchen mit vergleichbaren Randbedingungen bestätigt werden. Für die weitere Berechnung wurden die im vorhergehenden Kapitel benannten Werte zur Abfallwichte deshalb ohne Einschränkung verwendet.

Die Verifikation für Angaben zu Hannover wird anhand von Aufschlüssen im Abfallkörper der Zentraldeponie durchgeführt. Die eigenen Angaben der Abbildung 29 korrespondieren mit den Ergebnissen der Bohrungen von REUTER / NEGELMANN / STEINKAMP (1993) für alten bis mittelalten Müll bei den zuvor nachgewiesenen Temperaturverhältnissen. In der folgenden Tabelle sind Abfallwichten in situ angegeben.

Abfallalter [Jahre]	Mittelwert [kN/m³]
1 - 3 (Einbaufläche)	6,15
7 - 10 (Süd-und Ostkörper)	13,20
> 15 (Altkörper)	15,60

Tabelle 7: Abfallwichten nach Aufschlüssen 1992 in Hannover (nach REUTER (1994))

Die in den eigenen Parameterstudien hergeleiteten Wichten konnten auf der Grundlage der in Tabelle 7 angegebenen Daten grundsätzlich bestätigt werden, obwohl sie in den älteren Abschnitten tendenziell gemäß der Aufschlüsse niedriger liegen. Die Daten der Tabelle 7 wurden für die Analyse der noch andauernden Setzungsphasen aufgrund des weiteren Massenverlustes rechnerisch unter Berücksichtigung der Angaben der Angaben des ABFALLWIRTSCHAFTBETRIEBES HANNOVER (Abbildung 21) angepaßt (Abschlag z. B. für den 1.-3. BA Süd: -9,5 M.-% hinsichtlich Zeitdifferenz bis 1997), so daß für 1997 die im folgenden angegebenen Abfallwichten $\gamma_{\text{Abfall in situ}}$ anzunehmen waren (Beispiele für einzelne Bauabschnitte, gemäß Abbildung 7).

- 1. BA Ost: $\gamma_{\text{Abfall in situ}} = 14,2 \text{ kN/m}^3$
- 1.-3. BA Süd: $\gamma_{\text{Abfall in situ}} = 11,9 \text{ kN/m}^3$
- Altkörper: $\gamma_{\text{Abfall in situ}} = 15,5 \text{ kN/m}^3$

Für die Zentraldeponie Hannover wurde zusätzlich der Sickerwasseraufstau im Deponiekörper bis zu einer Höhe von $h = 10 \text{ m}$ über den Ansatz der Wichten eingerechnet (REUTER (1994)).

Insgesamt konnte durch den Vergleich zwischen Daten aus Aufschlüssen im Abfallkörper und eigenen Berechnungen die rechnerische Unsicherheit für die Auflast aus dem Deponiekörper verringert werden.

6 Stoffkennwerte

6.1 Stoffkennwerte des Abfalls

Das Gesamtsystem „Deponie“ wurde im Grenzzustand der Tragfähigkeit in Zentrifugen-Modellversuchen von JESSBERGER / KOCKEL (1993) untersucht. Fraglich ist, inwieweit dabei die Faserstruktur und -größe sowie die Stück- bzw. Elementgröße der bewehrungsähnlich wirkenden Komponenten und Fraktionen ausreichend genau abgebildet wird.

Es kann aber angenommen werden, daß nach den Untersuchungen von KÖLSCH (1996) derzeit ein realitätsnahes Stoffmodell vorliegt, in dem das Stoffverhalten nicht „verschmiert“ - z. B. über mittlere Materialeigenschaften - abgebildet, sondern auch auf die faserartigen Bestandteile und damit auf die Anisotropie bezogen wird. Aufgrund der Problematik der bereits beschriebenen Inhomogenität ist es aber schwierig, einheitliche Angaben zu Stoffkennwerten des Abfalls zu machen.

Scherparameter:

In den eigenen Berechnungen wurden Spannungswinkel und Grenzfaserkohäsion gemäß KÖLSCH (1996) näherungsweise über den Ansatz des Reibungswinkels φ_{sum} mit einer Vergrößerung des Reibungswinkels über die Tiefe berücksichtigt. Es erfolgten Variationen über den Ansatz φ_{sum} im Bereich $24^\circ \leq \varphi_{\text{sum}} \leq 37^\circ$.

Es hat sich gezeigt, daß der Einfluß für Setzungen des Untergrundes zu vernachlässigen ist.

Bei Spreizspannungsanalysen wurde die Anisotropie durch weitere Abminderung des Reibungswinkels analog zu Böschungsbruchberechnungen des Deponiekörpers angesetzt.

Steifemoduln:

Für den lastabhängigen Ansatz in den Berechnungen wurden die Kennwerte gemäß Abbildung 30 sowie aus E-Moduln gemäß RODATZ / KNOLL (1998) unter Berücksichtigung der noch zu erörternden Querdehnung abgegriffen. Die Variation der Steifigkeiten um $\pm 50\%$ ergab bei den eigenen Berechnungen keinen Unterschied in der Setzung des Untergrundes. Das in Kap. 5.3 beschriebene Modell zu Abfallwichten wird somit weiter verifiziert.

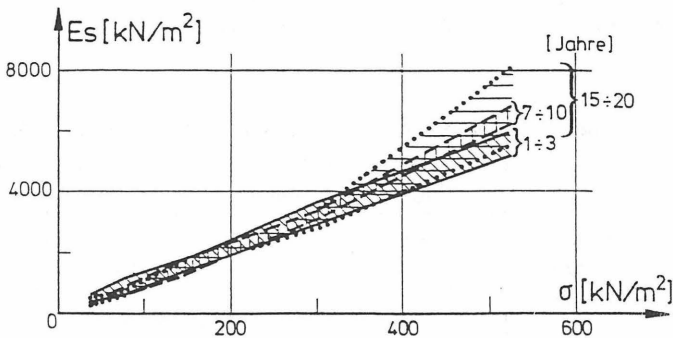


Abbildung 30: Steifemoduln von Siedlungsabfällen (aus: JESSBERGER / KOCKEL (1995))

Querdehnung:

KOCKEL (1997) hat in einaxialen Druckversuchen mit unbehandeltem Mischabfall linear kontraktantes Verhalten bis zu einer Dehnung $\varepsilon = 30\%$ festgestellt. Es ist eine Poissonzahl für die Querdehnung $\nu = 0$ anzusetzen. Seine Vermutung, daß bei größeren Dehnungen ein volumenkonstantes Verhalten möglich sein könnte, ist rechnerisch bei einer Kompaktion bis zur (Korn-) Dichte des Abfalls leicht nachvollziehbar. Die Ergebnisse, die für unverdichteten Abfall gelten, sind aber zu relativieren, da nach BRAMMER (1997) das durch Auflast induzierte Spannungs-Dehnungs-Verhalten stark vom Verdichtungsgrad des Abfalls abhängt. Weitere Erkenntnisse liegen zur Zeit nicht vor.

In den Berechnungen und Parameterstudien wird letztlich eine tiefenabhängige mittlere Querdehnung angesetzt, die sich an den festgestellten Abfallwichten und damit indirekt an deren Verdichtungsgrad orientiert. Für das Projekt Salzgitter Diebesstieg wurde - auch aufgrund des Dünnschichteinbaus - ein von oben nach unten abnehmend einaxiales Verhalten über eine linear erhöhte Poissonzahl der Querdehnung von $\nu = 0$ (oberer Rand des Deponiekörpers) bis $\nu = 0,2$ (unterste Abfallage) angenommen.

Für andere, höhere Abfalldeponien muß die Querdehnung insbesondere in Basisnähe angepaßt (Erhöhung der Poissonzahl) werden.

6.2 Vorhandene Untersgrundsituationen

Die Stratigraphie des Untergrundes wurde in Kap. 3.3 dargestellt. Hinsichtlich der Tektonik ist darüber hinaus auf Kap. 5.1 zu verweisen.

Für eine geplante nordwestliche Deponie-Erweiterung in Hannover wurde die zusammenfassende Klassifikation der Bodenschichten des Untergrundes vom Bodengutachter wie folgt wiedergegeben:

Schicht-Nr.	Boden	Mächtigkeit [m]	Lagerungs- dichte / Kon- sistenz	Bodengruppe gem. DIN 18196	Bodenklasse gem. DIN 18130
1	Auffüllung / Oberboden	0 - 3,1	locker	A, [S], [G], OH, HZ	1 - 2
2	Sande / Kiese	6,2 - 17,9	mitteldicht bis dicht	SE, SW, GW	3
3	Schluff	0 - 8	weich bis steif	UM	4
4	Geschiebe- mergel	0 - mehrere Meter	steif	SÜ, TM	4 - 5
5	Tonmergel	mehrere Meter	weich bis steif - halbfest bis fest	TA	5 - 6

Tabelle 8: *Zusammenfassende Klassifikation der Bodenschichten (nach: Baugrundgutachten für den ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1994))*

Die Schichtmächtigkeiten wurden in einzelnen Berechnungspunkten und -schnitten variiert, um z. B. den Verlauf der in Kap. 3.3.2 beschriebenen Rinnenstruktur (Abbildung 8) und die Inhomogenitäten infolge räumlicher Schichtungen des Untergrundes im Rechenmodell abbilden zu können.

In Abbildung 31 ist als Beispiel für sukzessive beim Bau und der Verfüllung sich erhöhende „Geländeoberflächen“, das zeitabhängig „anwachsende“ Bodenprofil der Deponie Salzgitter (Hochpunkt Drän 11) dargestellt.

Die Stoffkennwerte für den Untergrund wurden nach den in Kap. 3.2 benannten geostatistischen Ansätzen aus dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial der Baugrunduntersuchungen entnommen. Zum Teil waren angegebene Rechenwerte aufgrund einer Neu-

interpretation nach Absprache mit den Geologen des IGB-TUBS zu verwerfen bzw. Unsicherheiten beim Ansatz der Parameter festzulegen. Sinnvolle eigene Abschätzungen mußten den Datenpool vervollständigen, z. B. wenn Angaben zur Querdehnung oder Konsolidationsparameter fehlten.

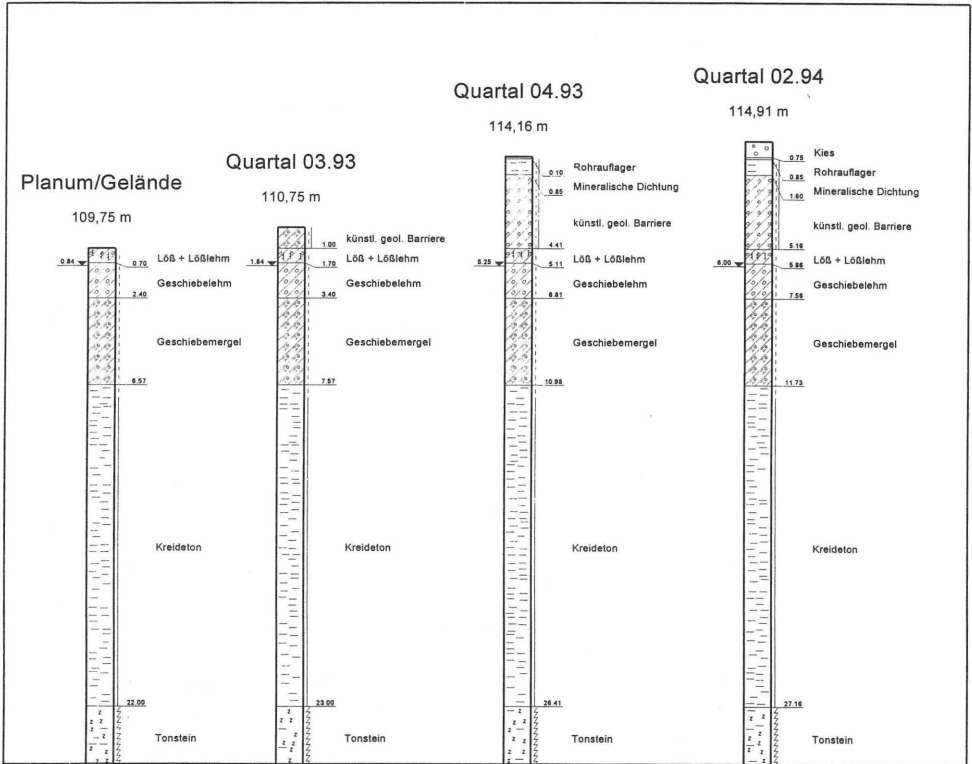


Abbildung 31: Bodenprofil am Hochpunkt Drän 11 Deponie Diebesstieg, Salzgitter zu verschiedenen Zeitpunkten (z. T. Bauzustand)

Die in den jeweiligen Baugrundgutachten angegebenen Bodenkennwerte werden für die weiteren Berechnungen in den folgenden Kapiteln 6.3.1ff. analysiert und verifiziert. Abschließende Rechenwerte werden im Anhang zusammengestellt.

Da an der Deponiebasis aufgrund zum Teil erheblicher Schichtmächtigkeiten (RODATZ / KNOLL (1998)) ein bedeutender Anteil der Setzungen innerhalb des Abdichtungssystems auftritt (KATZENBACH (1997)), war auch dessen Stoffverhalten zu beschreiben.

Im Rahmen einer Fremdprüfung für den Bau von Basisabdichtungssystemen wurden am IGB-TUBS bodenmechanische Laboruntersuchungen durchgeführt. Die vorgeschriebenen Prüfungsumfänge wurden zum Teil durch eigene Versuche und durch praktische Studienarbeiten am Institut ergänzt. Die Bodenkennwerte wurden statistisch (Abbildung 32) für die Annahme von Rechenwerten ausgewertet. Für Detailuntersuchungen wurden zum Teil auch bereichsweise für verschiedene Dränsammler charakteristische Wassergehalte, Dichten und Verdichtungsgrade ermittelt.

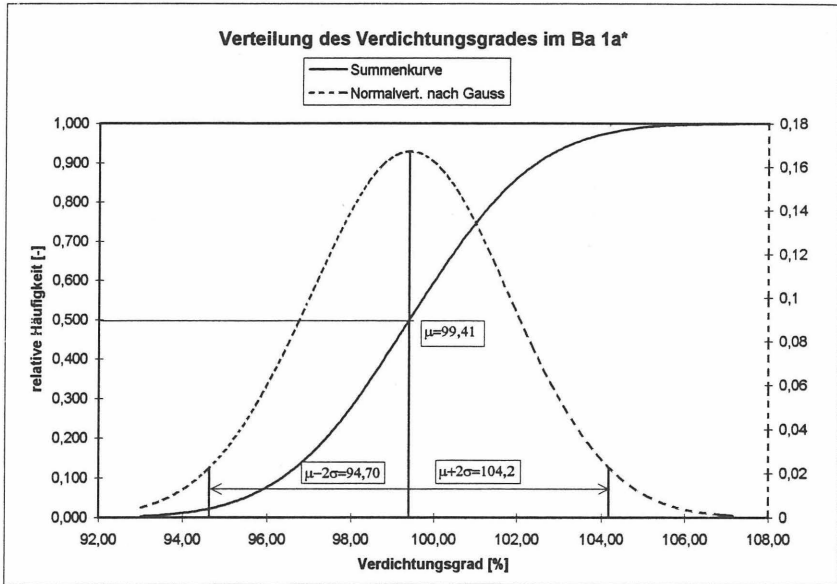


Abbildung 32: *Verdichtungsgrade der mineralischen Abdichtung in Salzgitter Diebesstieg (Gesamtheit aller Werte in Bauabschnitt 1a*) als Beispiel für eigene statistische Auswertungen*

Die Höhe des Grundwasserspiegels ist hier unter anderem für Analysen zum Auftrieb, für die Grenztiefenanalyse sowie für Überlegungen zum Sättigungsgrad einzelner Bodenschichten relevant.

Bei den hier ausgewerteten Projekten können in der Regel aus den Grundwasserbrunnen statistisch sichere Daten über die in Setzungsberechnungen zu treffenden Annahmen, speziell der Bodenwichte, gewonnen werden.

Abbildung 33 zeigt exemplarisch den Verlauf der Pegelstände für 2 repräsentative Brunnen im Randbereich der Deponiefläche für das Beispiel Salzgitter Diebesstieg. Die

Grundwasseroberfläche wurde über einen Beobachtungszeitraum seit Januar 1987 (PROJEKTUNTERLAGEN EZS) in Brunnen erfaßt.

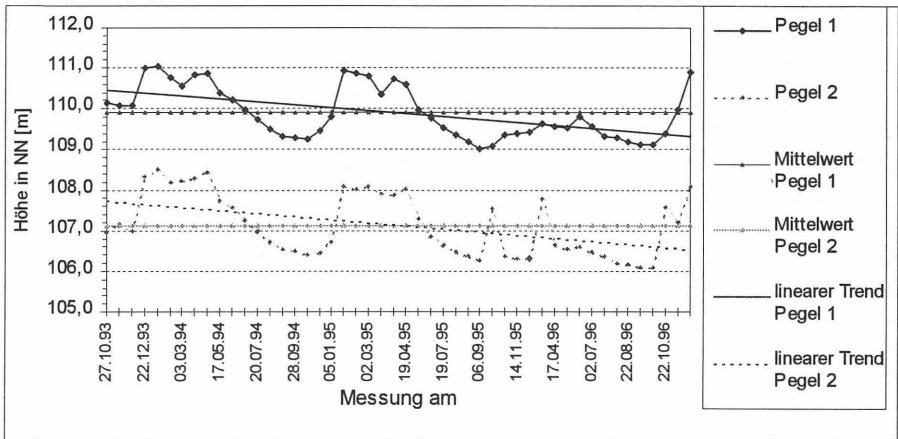


Abbildung 33: *Pegelstände in den Brunnen P1, P2 am nordwestlichen Rand des Bauabschnittes 1a (Deponie Diebesstieg, Salzgitter) für den Berechnungszeitraum*

In RODATZ / KNOLL (1998) wird die Festlegung der rechnerisch relevanten Grundwasserstände anhand der Trendbildung erläutert.

Rechenwerte für Bodenwichten wurden im Anschluß auf Grundlage der Sättigung von Bodenschichten hergeleitet (RODATZ / KNOLL (1998)). Die Werte sind in Anhang (A) für 3 Deponien zusammengestellt.

Für die detaillierten Konsolidationsuntersuchungen wurde vereinfachend angenommen, daß alle Schichten vollkommen wassergesättigt sind, bzw. die durch die Belastung entstehende Sofortsetzung die Porenluft verdrängt bzw. im Porenwasser löst.

6.3 Stoffparameter des Untergrundes

6.3.1 Elastisches Verhalten unter Berücksichtigung der Anisotropie

Die Annahme des elastisch-isotropen Halbraumes und elastischen Stoffverhaltens für die verwendeten Strukturmodelle ist zulässig, wenn innerhalb bestimmter Grenzen eine lineare Abhängigkeit zwischen Spannung und Deformation festgestellt werden kann. Bis etwa $\sigma_v = 1/3$ bis $1/4$ der plastischen Grenzspannung gilt das Hooke'sche Gesetz für den „klassischen Halbraum“ (DUNCAN / CHANG (1970) in RODATZ (1995)).

TATSUOKA / KOHATA (1995) haben gezeigt, daß auch bei Steigerung deviatorischer Belastung mit linearem Anstieg der Festigkeit zu rechnen ist (z. B. für pleistozänen Ton ca. bis $q = 49 \text{ kN/m}^2$), solange der lineare Bereich nicht verlassen wird.

Triaxialversuche am IGB-TUBS bestätigen für Kreideton (der Tongrube Bornum) das ausgeprägte lineare Verhalten nach isotroper Konsolidation bis zu einer Grenzspannung. In Abbildung 34 wurde aus Datenmaterial von FLOHR (1997) die Grenze elastischen Verhaltens nach den oben genannten Kriterien überschlägig hergeleitet und einigen Spannungszuständen an der Deponiebasis (Annahme Erdruchdruck) gegenübergestellt. Erste Plastifizierungen sind hiernach erst oberhalb ca. $h_{\text{Abfall}} = 6 \text{ m}$ bis 7 m zu erwarten.

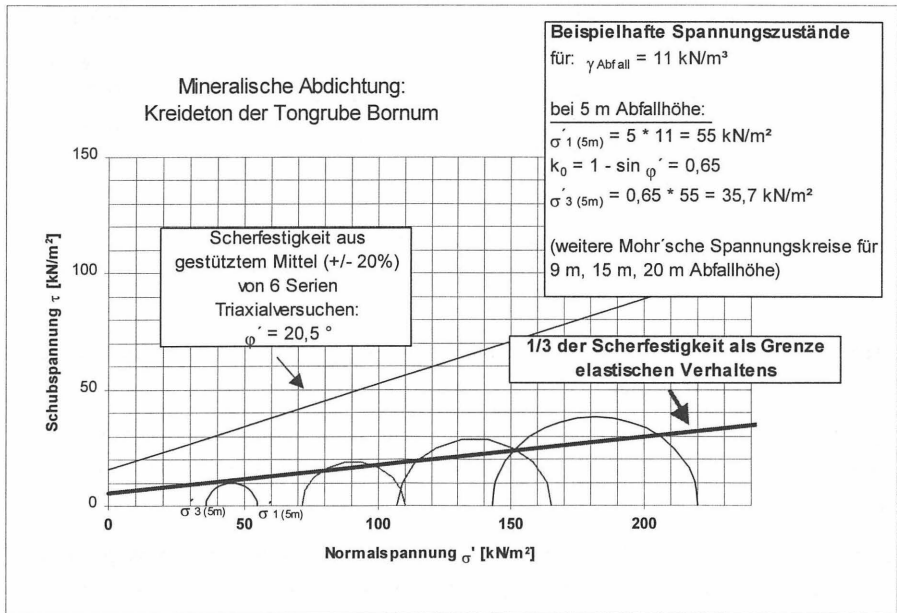


Abbildung 34: Aus Scherfestigkeiten abgeleiteter plastischer Bereich (Kreideton mineralische Abdichtung, Tongrube Bornum) nach Triaxialversuchen am IGB-TUBS; Vergleich mit Spannungszuständen von Deponien bei Ruhedruck

Eine größere „Sicherheit“ gegen Plastifizierungen in diesem unteren Spannungsniveau ergibt sich im Hinblick auf die Darstellung in Abbildung 34 aufgrund der tatsächlich nicht als echte Gerade verlaufenden Bruchlinien oder Schergeraden. Dieser Strukturwiderstand, der im Versuch bei kleinen Normalspannungen zu höheren Reibungswinkeln führt (DANIEL (1992)), kann durch verschiedene eigene Untersuchungen belegt werden (BRUNS / KNOLL (1995), KNOLL / BRUNS (1994)).

Mit eigenen Verifikationsanalysen wurde in FEM-Berechnungen gezeigt, daß keine plastischen Verformungen im Untergrund auftreten. Abbildung 35 und Abbildung 36 verdeutlichen mit Ergebnissen von Vergleichsuntersuchungen, daß selbst in höheren Spannungsniveaus keine plastischen Verformungen im Untergrund zu berücksichtigen sind.

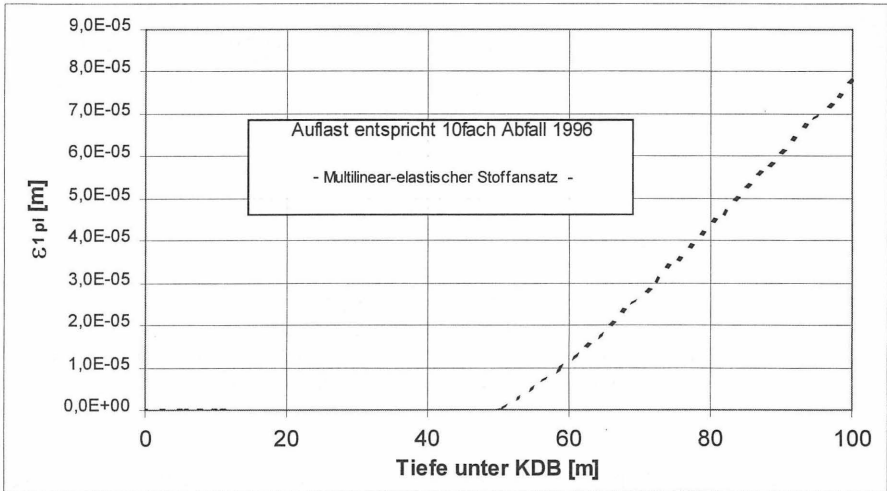


Abbildung 35: Mittlere plastische Verformungen in Richtung der 1. Hauptspannungen für das Beispiel Salzgitter Diebesstieg (multilinear-elastischer Stoffansatz)

Auch bei einer Vervielfachung der tatsächlichen Abfallauflast für Salzgitter Diebesstieg 1996 (welche in etwa einer Einlagerungshöhe von $h_{Abfall} = 90$ m entspricht) ergeben sich mit dem Stoffansatz nach *Drucker-Prager* (Abbildung 15) keine plastischen Verformungen. Mit dem multilinear-elastischen Stoffansatz (Abbildung 35) zeigen sich erste Plastifizierungen in Richtung der 1. Hauptspannung erst ab einer Tiefe von ca. $t = 50$ m.

Tendenziell werden damit die Erkenntnisse von GRÜNDER (1978) bestätigt, der anhand von Versuchen zeigte, daß für einen stark überkonsolidierten Ton im Bereich der Wiederbelastung ein elastisches Verhalten anzunehmen ist.

Selbst bei Variation der gemäß Baugrundgutachten charakteristischen Bodenkennwerte (Variante (A) in den Diagrammen der eigenen Berechnungen; Abbildung 78, Anhang (A)) in Richtung einer deutlich früher einsetzender Plastifizierung um ca. 50 % (dort Variante (B)) ergeben sich ab ca. 10 m Tiefe und nur für das höhere Spannungsniveau (Abbildung 36) erste Plastifizierungen.

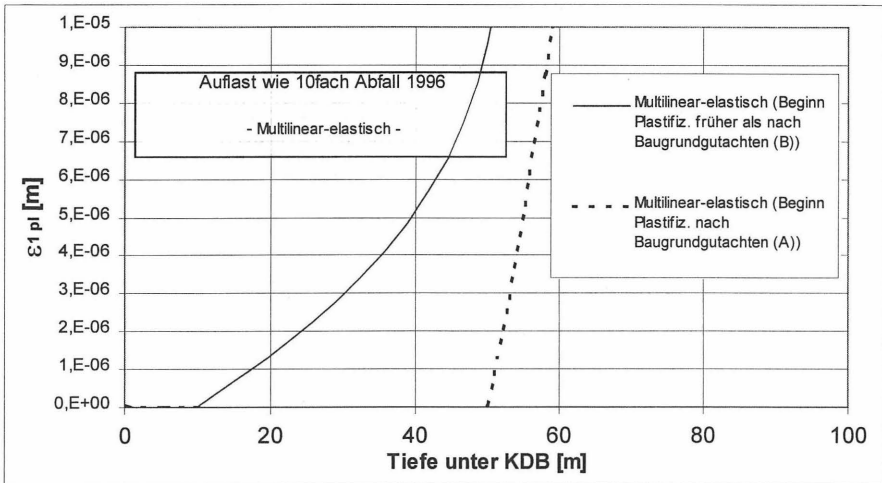


Abbildung 36: Mittlere plastische Verformungen in Richtung der 1. Hauptspannung für das Beispiel Salzgitter Diebesstiege (Variation der Kennwerte des Baugrundes)

Die in den Abbildungen dargestellten Ergebnisse der mittleren plastischen Verformungen in Richtung der 1. Hauptspannung gelten sinngemäß auch für die VON MISES- oder Vergleichsspannung (Gleichung (6)) gemäß ANSYS (1994), welche das Spannungsniveau beschreibt.

Zumindest in den unteren Lastphasen der Teilverfüllung einer Halde oder Deponie (Abbildung 34) kann damit unter Ausschluß von plastischen Verformungsanteilen selbst in größeren Tiefen (Abbildung 35) und insbesondere bei OCR-Böden sowie in Deponiemitte gerechnet werden.

Wegen der Abhängigkeit vom Spannungsdeviator $\sigma_1 - \sigma_3$ und von der sich über die Tiefe ändernden Anisotropie (MADER (1989)) sind Steifeprofile für die Böden über die Tiefe zu erstellen.

Jegliche Schichtungen im Untergrund haben für die Spannungsausbreitung ein anisotropes Verhalten des Halbraumes zur Folge. Anisotropien des Kreidetons wurden bei den Baugrunderkundungen durch Texturanalysen z. B. für den Standort Hildesheim Heinde erfaßt. Die durch neue Belastung zudem induzierte Hauptspannungsdrehung kann hiervon nicht getrennt werden (RAABE (1984)). Insgesamt ist die Abschätzung des anisotropen Verhaltens damit nur über Parameterstudien möglich (Vorbelastung und Steifigkeiten), da keine Aufschlüsse für die Gewinnung von Proben- und Versuchsmaterial zur Verfügung standen.

Auch für die weiteren Bodenarten (Sande, Schluffe, Löß, Geschiebe) konnten keine direkten Versuchsergebnisse zur Beschreibung der Bodenorthotropie angewendet werden.

FRANKE (1989) weist in MADER (1989) auf die Anwendbarkeit der Elastizitätstheorie für überkonsolidierte Tone nach den Ergebnissen von Triaxialversuchen hin, wobei die Anisotropie durch genaue, tiefenabhängige k_0 -Werte berücksichtigt werden muß. Er bestätigt damit die Arbeit von RAABE (1984). Aktuelle Triaxialversuche an ungestörten Böden stehen leider nicht zur Verfügung.

Aus den oben genannten Gründen kommt die ENV 1997-1 zu dem Schluß, Spannungs-Verformungs-Verfahren oder angepaßte Elastizitätsverfahren für Setzungsberechnungen vorzugeben.

Dies wird in dieser Arbeit bei den analytischen EDV-Berechnungen schon gemäß der Stoffansätze berücksichtigt, indem die aus den Baugrunderkundungen zur Verfügung stehenden Steifemoduln einaxial und damit für das Belastungszentrum quasi als Summenparameter das elastische *und* das plastische Verhalten des Untergrundes abbilden. Die verwendeten „Steifepprofile“ für die Böden berücksichtigen damit Tiefenabhängigkeiten, eingeprägte Spannungszustände und zusätzlich das jeweilige Spannungsniveau. Bei Methoden der Setzungsberechnung, die zwar einerseits den elastisch isotropen Halbraum darstellen, andererseits die oben genannten „Ersatz“-Parameter nach Ödometerversuchen als Kennwert zu Grunde legen, wird damit ein realistisches „Mischmodell“ zu Grunde gelegt.

Auf die weitere Ermittlung der Steifigkeiten wird in den folgenden Kapiteln eingegangen. Kriechen der Böden als plastisches Verhalten wird separat behandelt.

6.3.2 Querdehnung und Dilatanz

Problematisch sind „... wegen der Einführung von Elastizitätsmoduln und Querdehnungszahlen, die nicht mit dem wirklichen Verhalten von Böden übereinstimmen und deshalb schwierig quantifizierbar sind“ (LANG / HUDER / AMANN (1996)) die weiteren Interpretationen der eigenen Berechnungsergebnisse. Dort wurden tiefenabhängige Querdehnungen auf der Grundlage der Tabelle 9 für die Bodenarten angesetzt und variiert (Anhang (A)).

Bei vollkommen kontraktantem Material mit $\nu = 0$ finden nur Dehnungen längs der Belastungsrichtung statt. Nach SCHULTZE / HORN (1996) „*verzichtet man bei den üblichen Berechnungen meist auf die Berücksichtigung der Querdehnung*“ ($\nu = 0$), so daß $E = E_s$ wird.

Bodenart	Kurzzeichen n. DIN 18196	Poissonzahl ν
Fels ¹⁾		0,15 bis 0,25
Kies ²⁾	GE, GW, GI	0,20 bis 0,30
Sand ²⁾	SE, SW, SI	0,30 bis 0,33
Schluff ²⁾	UL, UM	0,33 bis 0,45
Ton ²⁾	TL, TM, TA	0,37 bis 0,47
Gemischtkörnige Böden ²⁾		0,25 bis 0,45

Tabelle 9: **Anhaltswerte für Poissonzahlen der Querdehnung (nach HOCH (1996) ²⁾ u. SMOLTCHYK (1996) ¹⁾)**

Bei den Berechnungsverfahren auf Grundlage des elastisch isotropen Halbraumes gehen nur die vertikalen Spannungskomponenten σ_z in die Setzungsermittlung ein. Die vertikale Spannungskomponente ist aber im Gegensatz zur radialen σ_R (LANG / HUDER / AMANN (1996)) unabhängig von der Querdehnung und wird nach SCHULTZE / HORN als „eine nahezu statisch bestimmte Größe angesehen“. Damit bleibt σ_z bei unterschiedlichen Querdehnungen gleich, obwohl sich die Hauptspannungen ändern. Bei den eigenen FEM-Analysen hat sich dieser Effekt erwartungsgemäß bestätigt. Abbildung 37 zeigt anhand einer Vergleichsberechnung die trotz Änderung der Querdehnung quasi nicht vorhandene Änderung der Vertikalspannung im Wirkungsbereich der Last.

Eine Verringerung von ν bedingt eine Konzentration von σ_R gegen die Lastachse. Gleichzeitig verringern sich im Bereich der Spannungskonzentration ($\approx$ Belastungsmittle) die nach außen, zum Belastungsrand hin gerichteten Horizontalspannungen σ_h (Abbildung 38).

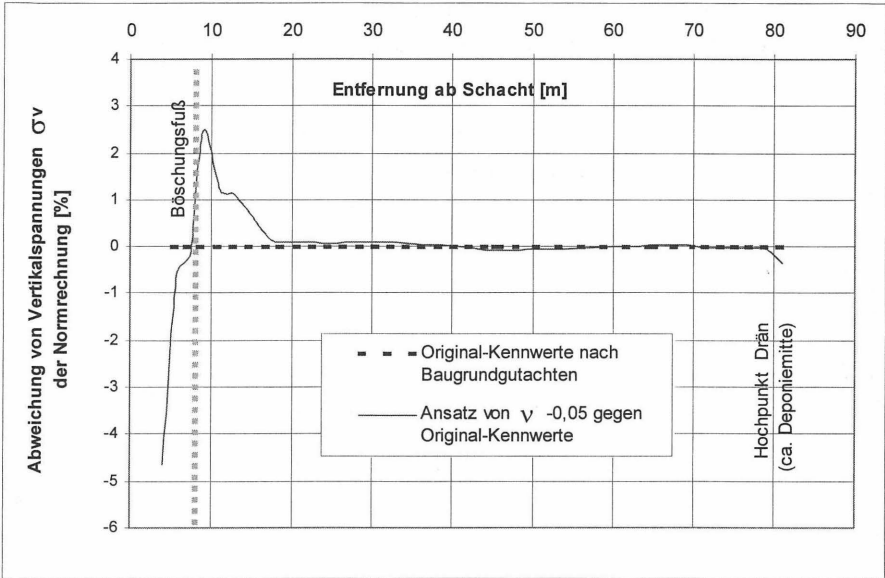


Abbildung 37: Vergleich Vertikalspannungen in Höhe KDB bei Verringerung Poissonzahl ν bei Drän 11, Salzgitter Diebesstieg, 1996

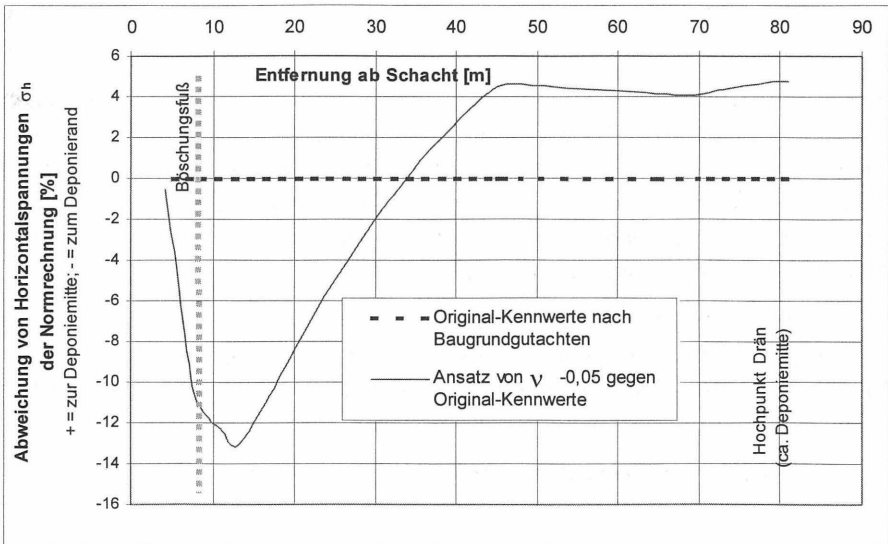


Abbildung 38: Vergleich Horizontalspannungen in Höhe KDB bei Verringerung Poissonzahl ν bei Drän 11, Salzgitter Diebesstieg, 1996

Anhand der Von-Mises-Spannung (Äquivalent-Spannung) σ_e (Gleichung (6)) werden in der Abbildung 39 die Auswirkungen auf das erreichte Spannungs-Niveau dargestellt.

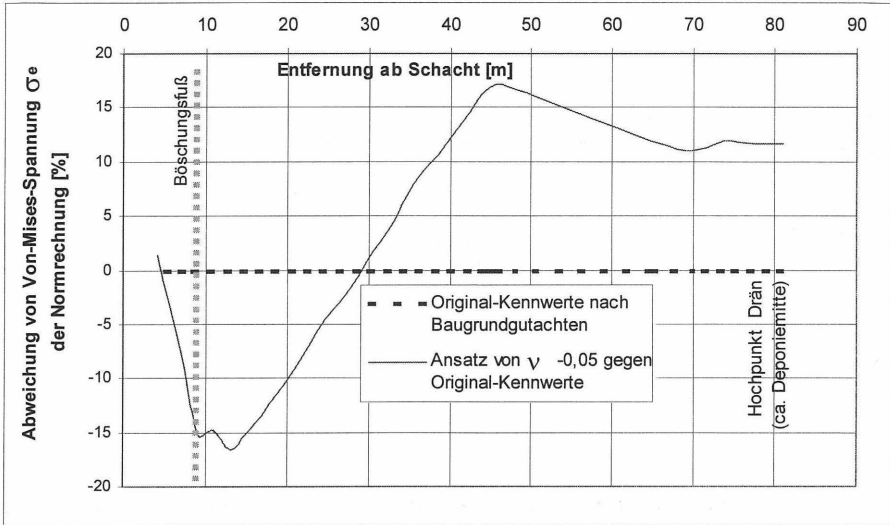


Abbildung 39: Unterschied in der Von-Mises-Spannung σ_e nach Variation der Poissonzahl ν bei Drän 11, Salzgitter Diebesstieg 1996

Wenn unter Berücksichtigung der Querdehnung ($\nu > 0$) ein höheres Niveau der Hauptspannungen bei gleichen Vertikalspannungen erreicht wird, verhalten sich die Böden insgesamt steifer gegen Vertikalverformungen. Im Bereich der Lastachse ist damit unter Berücksichtigung der Querdehnung ($\nu > 0$) - trotz gleicher Vertikalspannung - eine geringere Setzung zu erwarten als ohne. In der Praxis der Setzungsberechnungen hat dieser Effekt entsprechend auch im Randbereich Bedeutung.

WEISSMANTEL (1994) stellt bei seinen Setzungsberechnungen an Keuperton fest, „daß die Verformungen unmittelbar unter dem Fundament mit zunehmender Querdehnung etwas größer werden. Dieser Einfluß ist jedoch so gering, daß er sich zahlenmäßig nicht erfassen läßt.“

In Abbildung 40 wird die Auswirkung der Variation nach eigenen FEM-Analysen dargestellt.

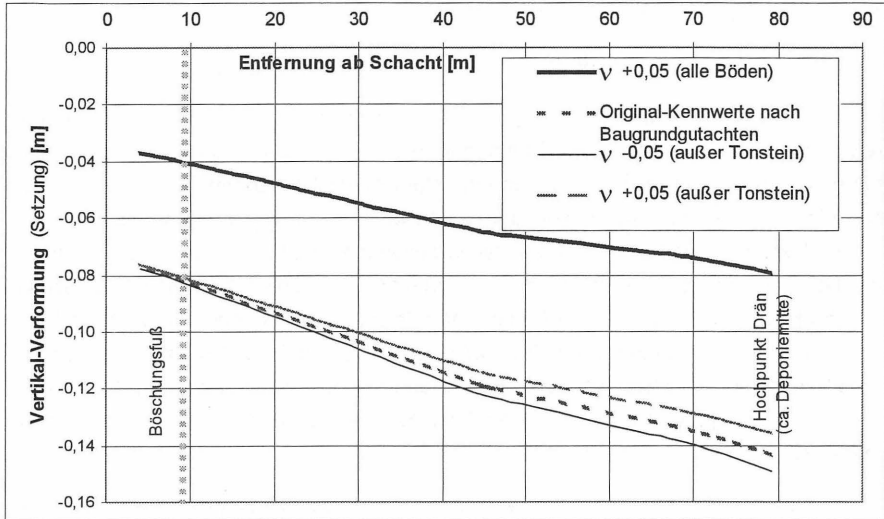


Abbildung 40: Ergebnisse der Variation der Poissonszahl der Querdehnung ν für die Vertikalverformungen nach FEM-Analysen (Bsp. Drän 11, Salzgitter Diebesstieg 1996)

Es zeigte sich wie erwartet, daß bei den „einfachen“ Berechnungen mit PEGASUS im elastisch isotropen Halbraum (mit multilinear-elastischem Stoffansatz) die bei der Spannungsermittlung angenommene Volumenkonstanz ($\nu = 0,5$) im Gegensatz zu den tatsächlichen Verhältnissen zu insgesamt geringeren Setzungen führen. Damit wird aber auch in der Deponiemitte im Vergleich mit den Randbereichen die bei den Messungen vielfach festgestellte geringere Setzung errechnet. Mit abnehmender Poissonszahl, die insbesondere bei den OCR-Böden relevant ist (Tabelle 9 und Rechenwerte der Tabelle 13, Anhang (A)) werden die Setzungen im Bereich der Spannungskonzentration - und damit in Deponiemitte - absolut und relativ erhöht. Die Ergebnisse von WEISSMANTEL wurden damit prinzipiell bestätigt.

Für OCR-Böden fallen die Unterschiede aufgrund der hier im Vergleich mit NC-Böden kleineren Poissonszahl ν (Tabelle 9; Ton $\neq$ Fels) geringer aus.

Beim Ansatz der Rechenwerte für die Poissonszahl war prinzipiell zu beachten, daß Werte der Tabelle 9 nur für Belastungen deutlich unterhalb der Bruchgrenze gültig sind (TERZAGHI (1954)). Es werden Erdruhedruckbedingungen sowie elastisches Verhalten vorausgesetzt.

Die Umrechnung zwischen Steifemodul E_s des einaxialen Kompressionsversuches im Ödometer und Modul des einaxialen Druckversuches bei unbehinderter Seitendehnung erfolgt üblicherweise nach Gleichung (12).

$$(12) \quad E_s = E \cdot (1 - \nu) / (1 - \nu - 2\nu^2) \quad [\text{MN/m}^2]$$

mit: E_s = Steifemodul; E = E-Modul; ν = Poissonzahl der Querdehnung

Der E-Modul wird als konstante Kenngröße für den elastischen Spannungs-Verformungs-Bereich gewonnen, der Steifemodul hingegen wurde hier bislang lastabhängig definiert. Anhand Gleichung (12) wird deutlich, daß in unterschiedlichen Spannungsniveaus mit unterschiedlichen Querdehnungszahlen zu rechnen wäre, da die Querdehnung sich tatsächlich aus elastischen und plastischen Anteilen zusammensetzt. Die Steife- und E-Modulin für die betrachteten Böden sind zudem von dränierten / undrännierten Bedingungen abhängig (siehe KAYSER (1995)). Da hierfür keine Vergleichsuntersuchungen vorliegen, können diese Effekte nur im Rahmen von Parameterstudien (Abbildung 40) bzw. mit „Ersatz“-Parametern nach den Annahmen des „Mischmodells“ berücksichtigt werden. Es ergeben sich die in den folgenden Kapiteln angesetzten Kennwerte als multilineare Steifemodulin (Anhang (A)).

Der Dilatanzwinkel (Abbildung S. 45) kann „bei Setzungsberechnungen in der Praxis vernachlässigt werden ...“ (WEISSMANTEL (1994)). Mit größer werdendem k_0 -Wert - also insbesondere bei den OCR-Böden - nimmt sein Einfluß nach WEISSMANTEL zudem weiter ab. Auch nach DGEG (EAN) sollten Dilatanzen eher „... bei größeren Formänderungen in Dilatationsfunktionen erfaßt werden“ und sind demnach bei Setzungsberechnungen zu vernachlässigen.

Eigene Verifikationsberechnungen haben auf der Grundlage, daß keine plastischen Verformungen auftreten, gezeigt, daß sich eine weitere Betrachtung erübrigt.

6.3.3 Steifigkeit

Der mit zunehmender Tiefe im Vergleich mit den Eigenspannungen des Untergrundes abnehmende Einfluß der „Bauwerksbelastung“, wirkt sich in den genormten Ansätzen zur Berechnung der Steifemodulin E_s aus (Gleichung (13); DIN 4094, OHDE (1939)).

$$(13): \quad E_s = v_e \sigma_{at} (\sigma / \sigma_{at})^{w_e}$$

Mit: v_e = Steifebeiwert; w_e = Steifeexponent; σ_{at} = mittlerer Atmosphärendruck (100 kN/m²).

Vergleichende Setzungsberechnungen am Institut mit empirisch aus Steifeexponent und Steifebeiwert abzuleitenden Steifemodulin zeigen zwar, daß die Zusatzbelastung aus Deponiebauwerken sich in der Belastungsmitte ab ca. einer Tiefe $t = 1$ -fache Fundamentbreite (bei gedrungener Grundflächenform) nur noch sekundär auf die Angabe des Steifemodul auswirkt (FELDEMA (1993), KATZENBACH (1997)). Bei den Abmessungen der hier

behandelten Deponieabschnitte haben „richtige“ Angaben der Steifemoduln aber noch große Relevanz.

HECKÖTTER (1985) hat Steifemoduln von Grobschluffschüttungen aus mehrfachen Regressionsanalysen über die Kennwerte des Wassergehaltes, des Sättigungsgrades, der Trockendichte sowie der in Belastungsrichtung wirkenden Totalspannung abgeleitet. Zwischen Ergebnissen der Laborversuche und der Berechnung werden mittlere Abweichungen von 27,9% ermittelt. Im Vergleich mit Ergebnissen aus Setzungsmessungen werden noch maximale Abweichungen von +18,2 % zwischen errechnetem Zusammendrückungsmodul E_m und demjenigen aus der Korrelationsbildung angegeben.

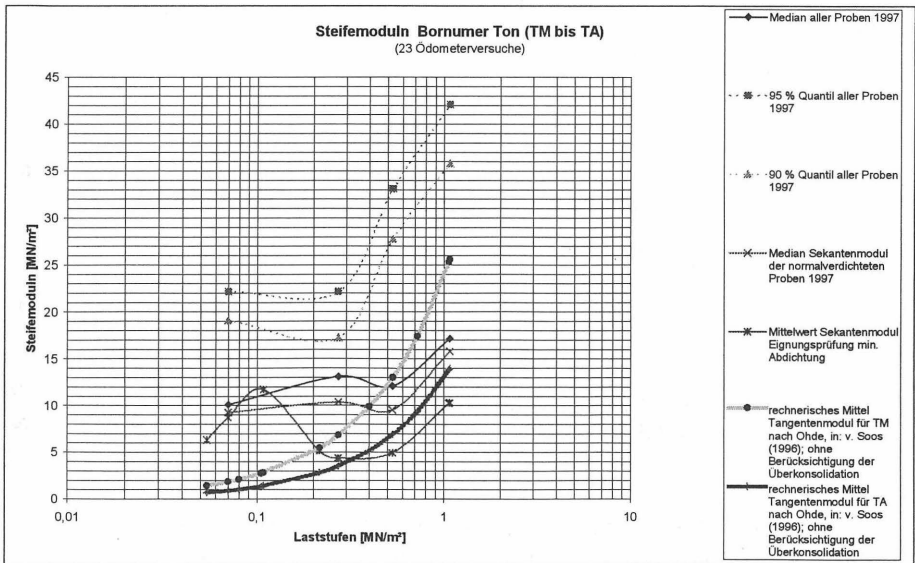


Abbildung 41: Im Versuch ermittelte sowie nach OHDE berechnete Steifemoduln für Bornumer Ton der mineralischen Abdichtung in Salzgitte Diebsstiege (eigene Versuchsdaten sowie zum Teil aus ODEKERKEN (1997))

Die Betrachtung der Abweichung zwischen den mittleren, nach OHDE berechneten Steifemoduln in Abbildung 41, Abbildung 42 * und eigenen Versuchsergebnissen macht deutlich, daß bei den vergleichsweise hohen Unterschieden der vorgenannten Korrelationsbildung hier auf rein empirische Ansätze zu verzichten war.

* Mittelwert für die jeweiligen Böden durch die VON SOOS (1996, S. 94f.) tabellierten Kennwerte zu Steifebeiwert, -exponent

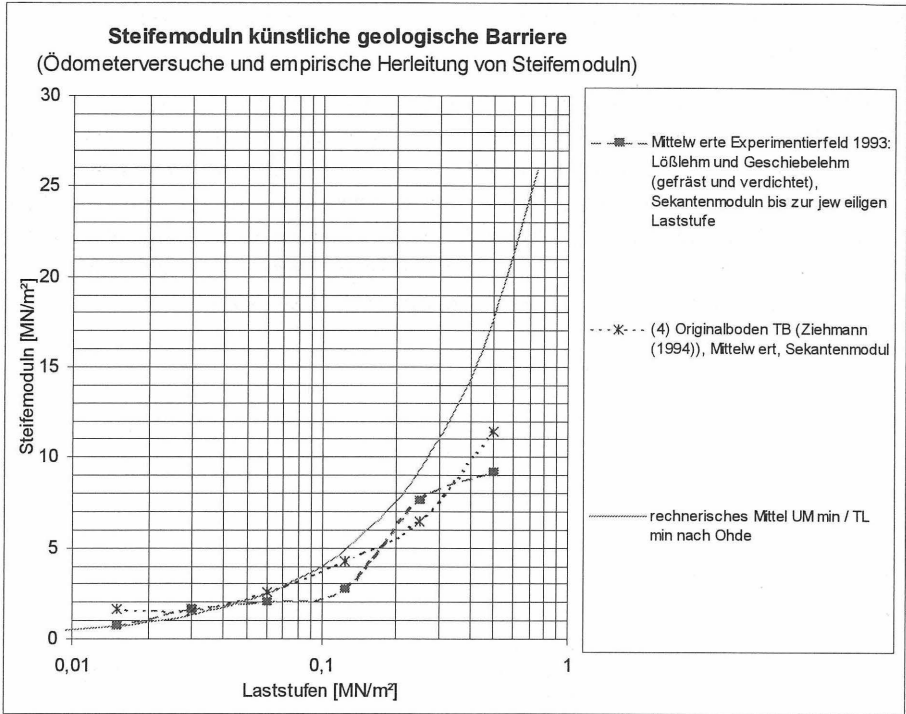


Abbildung 42: Im Versuch ermittelte sowie nach OHDE berechnete Steifemoduln für Lößlehm und Geschiebelehm in Salzgitter Diebesstiege

Die Ansätze von OHDE wurden zur grundsätzlichen Kontrolle der spannungsabhängigen Steifemoduln aus den Baugrundgutachten für die NC-Böden verwendet.

Bei der Herleitung von Kennwerten war folgendes zu beachten:

- Bei Wasserzugabe wird häufig ein sogenanntes „Kollapsverhalten“ - eine Setzung unter dem Einfluß der entstehenden Adhäsions- und Kohäsionskräfte vor der vollen Sättigung - verzeichnet (KÉZDI (1970)), die ohne äußere Einwirkungen entsteht und somit die Angaben der Steifigkeiten verfälscht, wenn nicht realistische Boden-Wasser-Bedingungen simuliert werden. Bei der Auswertung der Baugrunddaten aus den Gutachten wurden die Angaben zu der Versuchsdurchführung vor diesem Hintergrund soweit möglich analysiert und mit den Verhältnissen in situ abgeglichen. Wenn nötig, wurden ermittelte Steifigkeiten nach Literaturkennwerten und empirisch für die Ermittlung charakteristischer Rechenwerte angepaßt.

- In gleicher Weise ist die Temperatur des Grundwassers an der Deponiebasis relevant, die sich üblicherweise von der Grundwassertemperatur unterscheidet. Eigene Versuchsserien wurden zur Verifizierung durchgeführt und eingearbeitet.
- Nach TATSUOKA / KOHATA (1995) werden mit Ödometerversuchen wegen der Bettungseinflüsse bei kleinen Probenabmessungen (genannt sind: $h = 2 \text{ cm}$; $D = 5,1 \text{ bis } 6 \text{ cm}$) bei mindestens steifen Böden um ein mehrfaches zu geringe Steifigkeiten ermittelt. In der weiteren Analyse mußte für die in Salzgitter Diebesstieg in situ oberflächennah anstehenden steifen Quartärsedimente und glazialen Geschiebe unter Berücksichtigung der zuvor benannten Ergebnisse aus Reihenuntersuchungen von HECKÖTTER (1985) an Schluff angenommen werden, daß Steifigkeiten unbeeinflusst waren. Da keine weiteren systematischen Untersuchungen bekannt sind, und zudem im deutschsprachigen Raum insbesondere vor Erscheinen der DIN 18135 durchaus andere Probenabmessungen üblich waren (Ö-NORM B4420), wird - mit Einschränkungen der folgenden Kapitel - von den grundsätzlichen Versuchsangaben der Baugrundgutachten ausgegangen.
- Wesentliche weitere Randbedingungen der Versuchsdurchführung im Ödometer sowie Einflußgrößen auf Kennwerte der Steifemoduln und der Zeitsetzung wurden bereits in älterer Literatur beschrieben (SCHULTZE / MUHS (1967)) und waren Prüfungsgrundlage für das Datenmaterial. Gerätesetzungen (Einfluß des Filterpapiers etc.) waren zum Teil erheblich. Sie wurden gemäß DIN 18135 obligatorisch berücksichtigt.

Bei der Auswertung vorliegender Daten aus geotechnischen Berichten und Setzungsrechnungen Dritter hat sich gezeigt, daß oftmals nur eine konstante Größe für Steifigkeiten des Baugrundes in erdstatischen Berechnungen angesetzt wird. Bei Setzungsuntersuchungen ergeben sich hiermit infolge der Spannungsausbreitung in den oberen Schichten des Untergrundes bzw. des Abdichtungssystems rechnerisch zum Teil zu geringe Setzungen.

Im allgemeinen hatten Kennwerte des Abdichtungssystems eine höhere Qualität. In eigenen Versuchen konnte hier - im Rahmen der Qualitätssicherung - auch der Einfluß aus Schwankungen von Wassergehalt und Verdichtungsgrad nach eigenen Versuchen beachtet werden.

Insbesondere bei der Zentraldeponie Hannover stand umfangreiches Datenmaterial aus diversen Baugrunduntersuchungen für statistische Auswertungen zur Verfügung. In einem Baugrundgutachten zu der geplanten Erweiterung im Nordwesten wurden die festgestellten Werte älterer Gutachten im Vergleich mit EAU, DIN 1054 und Laborwerten zur Festlegung von Steifemoduln herangezogen.

Die Standardabweichungen für die Kompressionsversuche mit dem Kreideton liegen in den verschiedenen Auflastbereichen der hier zu Grunde liegenden Untersuchungen in der

von RUPPERT (1980) bei statistischen Analysen auch für Lauenburger Ton festgestellten Größenordnung (Abbildung 43). Sie erfüllen zudem die in Kapitel 3.2 festgelegten Anforderungen. Mit Einschränkungen bei der Bewertung der Überkonsolidation (KNOLL (1998), RUPPERT (1980)) konnten die Daten fast uneingeschränkt als Rechenwerte in die Parameterstudien eingeführt werden (Anhang (A)).

Eventuelle Auswirkungen einer (unzulässigen) Entspannung im Ödometerversuch fanden somit größtenteils im Anschluß daran weitere Berücksichtigung.

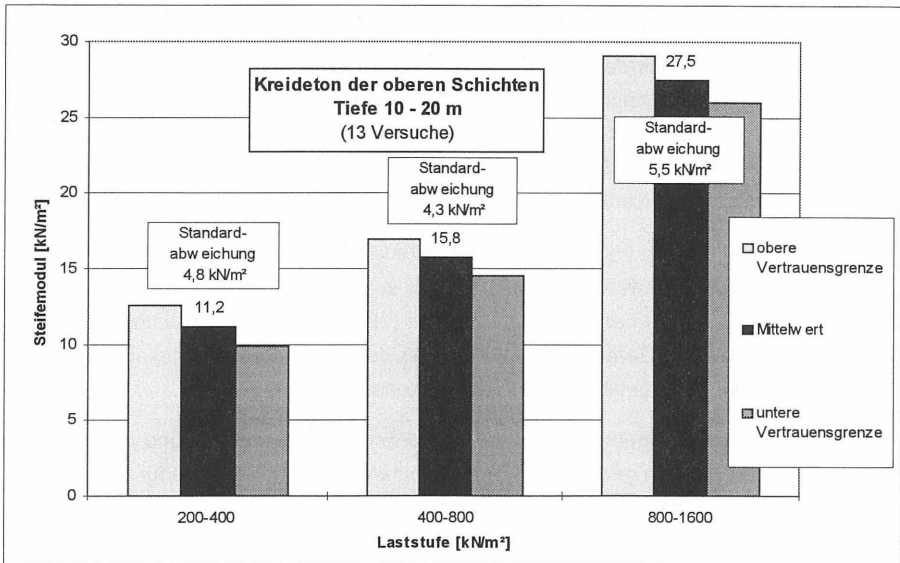


Abbildung 43: Steifemoduln des Kreidetons in Hannover nach Ödometerversuchen (eigene Auswertung gemäß Baugrundgutachten für den ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1994))

Anisotropien der Steifigkeiten konnten nachträglich nicht hergeleitet werden. Wird für die überkonsolidierten, nicht diagenetisch verfestigten Böden berücksichtigt, daß die Entspannungsdehnungen in lateraler Richtung kleiner als in vertikaler Richtung sind, (KHERA / SCHULZ (1985)) können für die Verifikationsberechnungen (FEM) näherungsweise die in Kap. 4.3.3 und Kap. 5.1 beschriebenen eingepprägten Horizontalspannungszustände berücksichtigt werden.

Für die Bestimmung der „Vorverdichtungsverhältnisse“ nach den experimentellen Untersuchungen wurde die Spannungsgeschichte von überkonsolidierten Böden gemäß BJERRUM angesetzt. Verzögertes Schwellen wurde nicht angenommen. Damit konnte un-

terstellt werden, daß σ_{vm} die der aktuellen Porenzahl äquivalente Spannung aus der Vorbelastung ist. Es ergibt sich für die nachträgliche Auswertung vorliegender Kompressionsversuche Gleichung (14).

$$(14) \quad \sigma_{vm}' / \sigma' = OCR$$

mit: σ_{vm}' = die der aktuellen Porenzahl äquivalente effektive Spannung aus der Vorbelastung [MN/m²]
 σ' = aktuelle effektive Spannung [MN/m²]
 OCR = Grad der Überkonsolidation (overconsolidation ratio) [-]

Problematisch war für die eigenen Untersuchungen zunächst, daß nur in wenigen Fällen entsprechende detaillierte Ergebnisse aus Kompressionsversuchen zur Verfügung standen, da die praxisübliche Durchführung von Ödometerversuchen nur die Erstellung weniger Zeitsetzungslinien vorsieht (Ö-NORM).

Soweit anhand der zur Verfügung stehenden Unterlagen möglich, wurden Rechenwerte für Steifemoduln mit den von KAHL (1991) gemäß Abbildung 44 zusammengestellten Verfahren ermittelt.

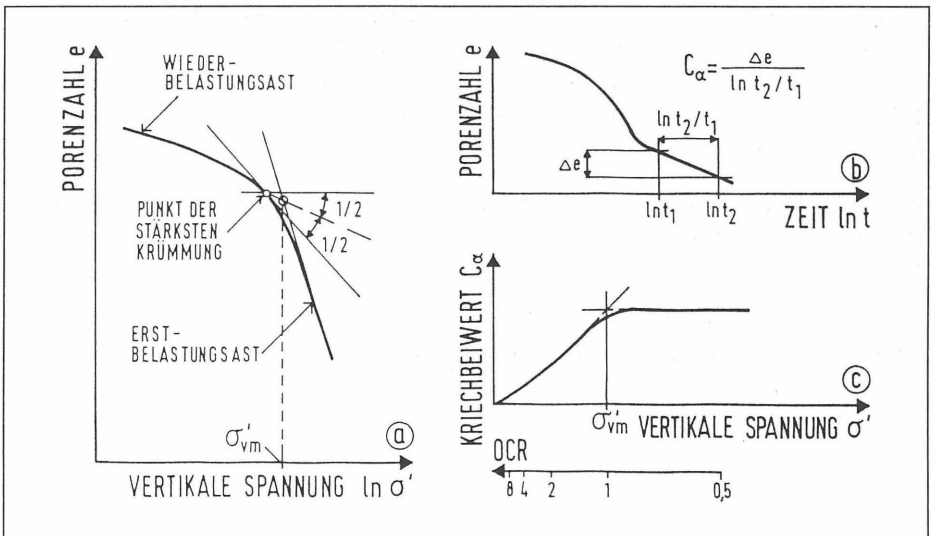


Abbildung 44: Experimentelle Verfahren zur Bestimmung der geologischen Vorbelastung (aus Kahl (1991, S. 39) auf Grundlage von a) CASAGRANDE (1936) und b), c) MURAYAMA / SHIBATA (1959))

KAHL beurteilte das Verfahren von MURAYAMA / SHIBATA (1959) als zuverlässiger im Vergleich mit jenem von CASAGRANDE (1936). Für das Verfahren ist der Kriechbeiwert C_α aus

dem Zeit-Porenzahl-Diagramm zu jeder Laststufe über der vertikalen Spannung σ' aufzutragen. Die geologische Vorbelastung σ_{vm}' folgt aus der Knickstelle dieser Funktion.

OCR-Verhältnisse können aber nach (KAHL (1991)) z. B. aufgrund von Alterungs- oder Verkittungseffekten grundsätzlich nur sehr ungenügend aus Kompressionsversuchen abgeleitet werden (DIN 18135). Tatsächlich sind Vorbelastungszustände auch wegen der schon in Kap. 5.1 beschriebenen diagenetischen Zusammenhänge und versuchsbedingt fast nur unzutreffend im Ödometer zu ermitteln. Daher wurden die zur Verfügung stehenden Ergebnisse der Ödometerversuche nur nach sorgfältiger jeweiliger händischer Auswertung der Versuchsdiagramme für tendenzielle Angaben weiterer Parameterstudien verwendet.

Leider sind Schätzungen zum weiteren Verhalten der OCR-Böden erforderlich, obwohl in den Erkundungsprogrammen für die Deponien zum Teil zahlreiche Bohrungen durchgeführt wurden. Beispielsweise ist die Anzahl und Qualität der Zeitsetzungsversuche für statistisch abgesicherte Aussagen zum Beginn der Wiederbelastung unzureichend. Bei den Versuchen wurden nur einzelne Laststufen erfaßt.

Die Herleitung der Setzungen nach den üblichen Ansätzen der Grenztiefe $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,2$ (DIN 4019) mit den zunächst nach Kap. 6.3.3f. bestimmten Steifemoduln zeigt bei den untersuchten Deponien für Konsolidationsgrade $U > 80\%$ im Vergleich mit den Messungen häufig den typischen errechneten Verlauf der Dränrohre 8 und 22 (Verfüllungsende im 1. BA Ost 1983 (Drän 8); 1. BA Süd 1985 (Drän 22), Abbildung 45 mit Berechnungen bis Dränrohr-Ende gemäß Bestandsplan).

Die Verformungen werden in den älteren Abschnitten (Drän 8 und 22) für den konsolidierten Endzustand im Randbereich häufig zu gering, in Richtung zur Deponiemitte zu hoch berechnet.

Die in Abbildung 45 ablesbare abweichende Tendenz für den in einem neueren Ablagebereich angeordneten Drän 31 (zur Lage vgl. RODATZ / KNOLL (1998) und Abbildung 7) wird im Rahmen der Konsolidationsuntersuchungen erörtert.

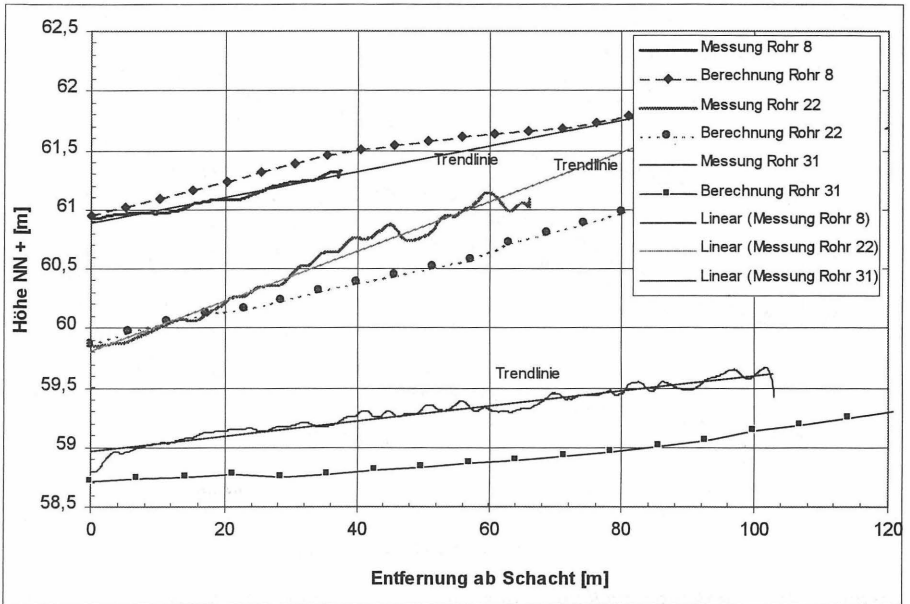


Abbildung 45: Gegenüberstellung Messung und Berechnung der Dränhöhen ZD Hannover 1997 mit Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung innerhalb des Abfalls (Normrechnung)

Nach den eigenen Parameterstudien können die in DIN 4019 für die Verringerung der rechnerischen Setzungen benannten Faktoren κ (Abminderungsfaktoren für rechnerische Setzungen gemäß DIN 4019) für die OCR-Böden je nach geologischer Vorbelastung in einigen Fällen auch weiter reduziert werden, was einer zusätzlichen Erhöhung der Steifigkeiten der überkonsolidierten Böden entspricht (Abbildung 46). SCHAD (1994) äußerte sich in einer Weise, die im Berechnungsmodell zur gleichen Konsequenz führt: „Durch Messungen wurde immer wieder festgestellt, daß die Setzungsmulde, die sich auf der Basis der Halbraumtheorie (homogener, isotroper Halbraum) ergibt, zu ausgedehnt ist. Eine „passende“ Setzungsmulde läßt sich erzielen, wenn Halbraum und Federsteifigkeiten überlagert werden oder eine mit der Tiefe zunehmende Baugrundsteifigkeit angesetzt wird.“

Es ergibt sich im Vergleich mit der Normrechnung der Abbildung 45 ein „versteilernder Effekt“ zum Höhenverlauf der berechneten Setzungen (= geringeren Setzungen in Depo-niemitte).

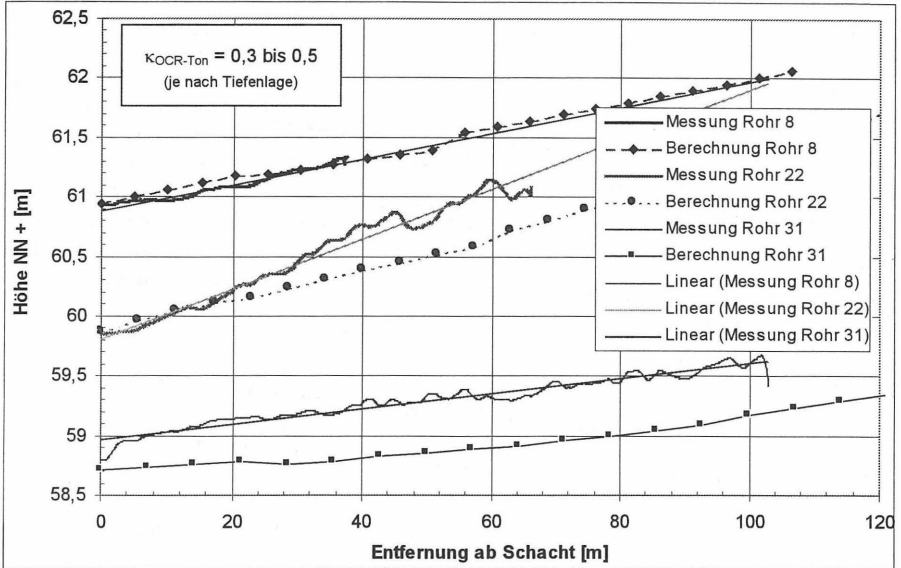


Abbildung 46: Gegenüberstellung Messung und Berechnung der Dränhöhen ZD Hannover 1997 bei Ansatz erhöhter Steifigkeit der OCR-Böden

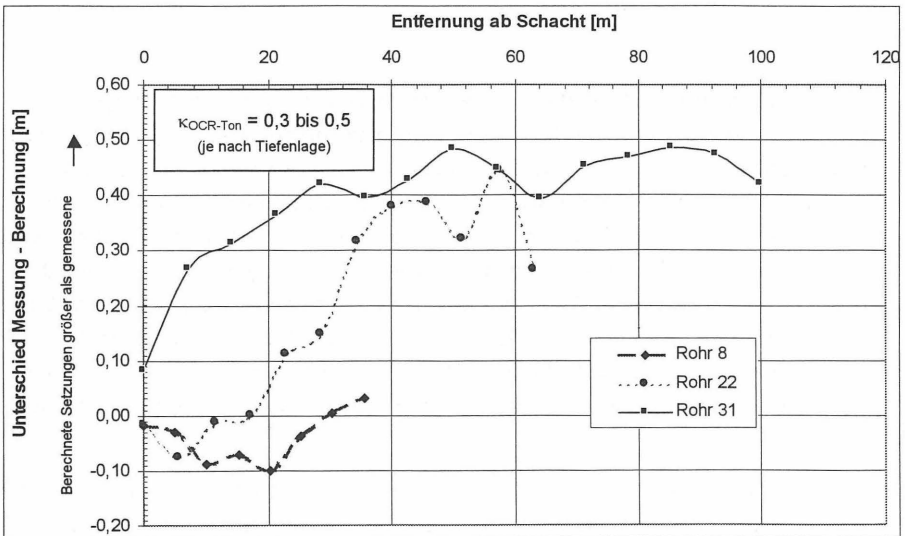


Abbildung 47: Unterschied zwischen Messung und Berechnung Konsolidationssetzungen ZD Hannover 1997 bei Ansatz erhöhter Steifigkeit der OCR-Böden

Die Darstellung der Abbildung 47 verdeutlicht die absoluten Unterschiede zwischen gemessenen und errechneten Setzungen. Der Vergleich der Abbildung 47 und Abbildung 48 zeigt, daß bei Ansatz einer erhöhten Steifigkeit tatsächlich geringfügig verbesserte Rechenergebnisse (geringere Unterschiede zwischen Messung und Rechnung) erzielt werden.

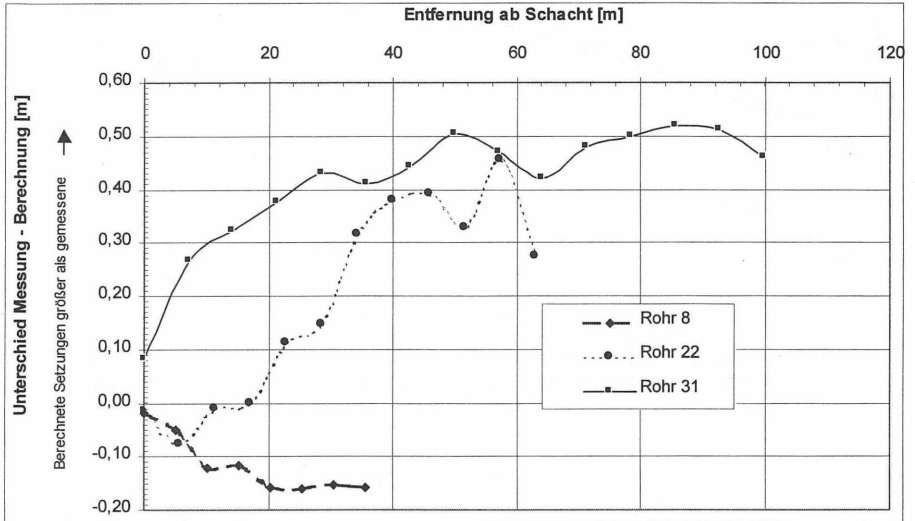
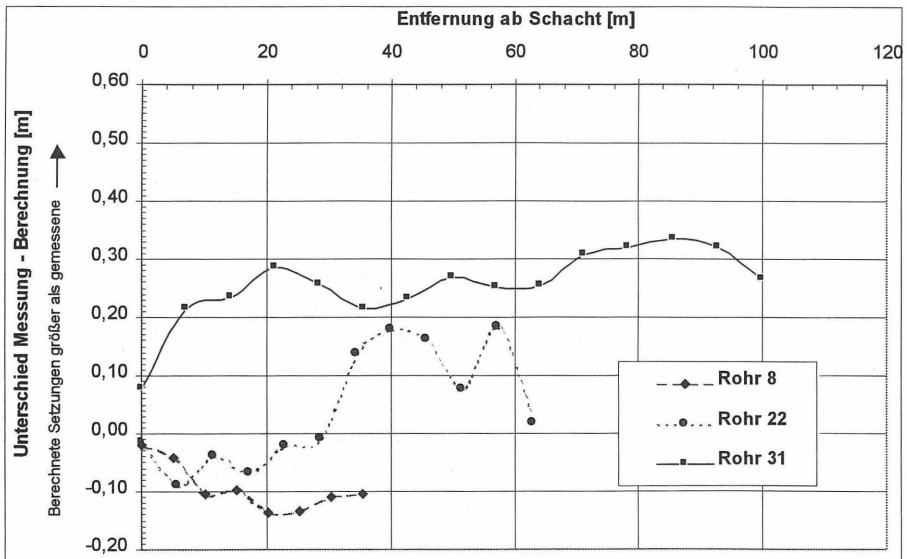
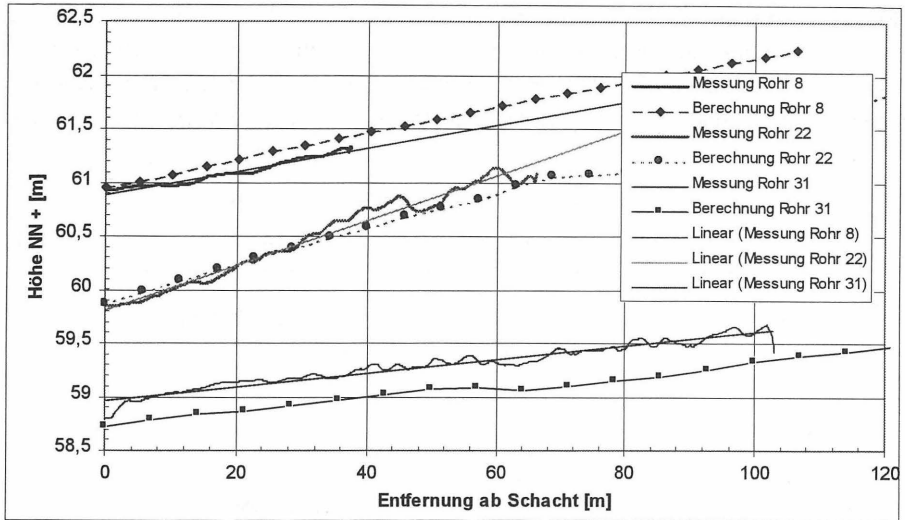


Abbildung 48: Unterschied zwischen Messung und Berechnung Konsolidationsetzungen ZD Hannover 1997 in der Normrechnung

Bei weiterer Erhöhung der Steifigkeiten gilt der Zusammenhang analog (Abbildung 49 / Abbildung 45 sowie Abbildung 50 / Abbildung 48).

Unter Berücksichtigung der nach der eiszeitlichen Vorbelastung angenommenen rezent zurückbleibenden Primärspannungszustände werden in Anlehnung an den Vorschlag von ALTES (1976), die Überverdichtung des Bodens durch „Einsetzen einer entsprechenden Tiefe“ zu erfassen, für die Parametervariationen auch rechnerisch höhere Bodenwichten in den Tiefen überverdichteter Böden angesetzt. Die Wichten ergeben sich aus der Umrechnung des ehemaligen eiszeitlichen Überlagerungsdruckes mit der Tiefe ansteigend. Daraus resultieren auch - aufgrund der implementierten Programmroutinen und der vereinbarten multilinear-elastischen Steifemoduln - höhere Steifigkeiten.



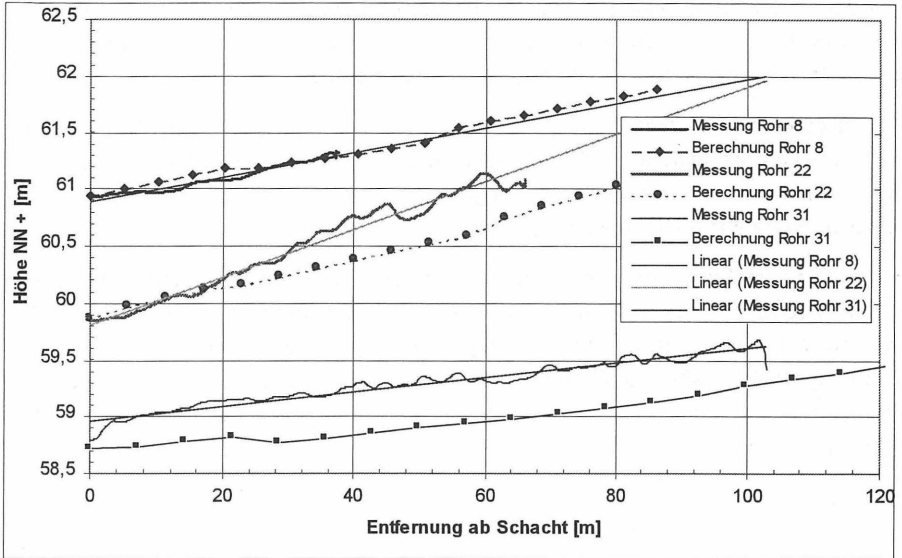


Abbildung 51: Gegenüberstellung Messung und Berechnung der Dränhöhen
ZD Hannover 1997 bei Ansatz erhöhter Bodenwichte der OCR-Böden

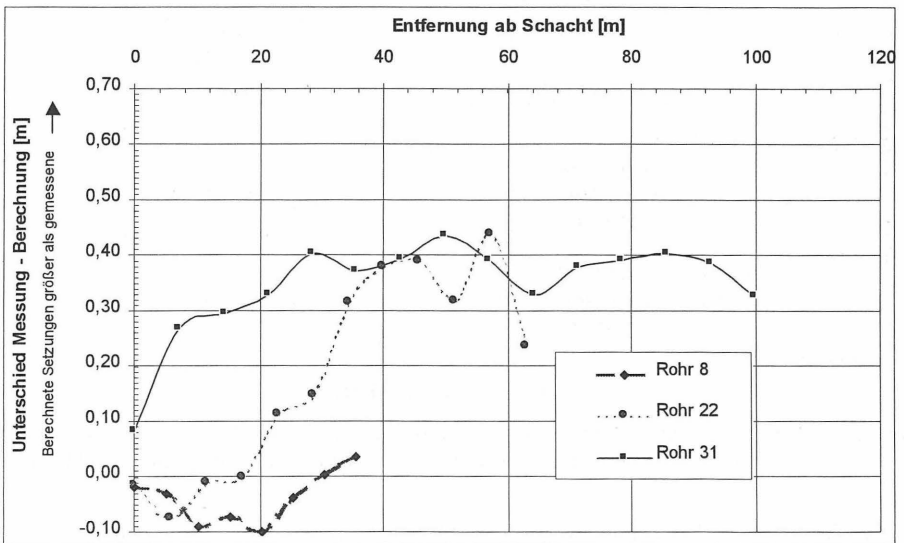


Abbildung 52: Unterschied zwischen Messung und Berechnung Konsolidationssetzungen
ZD Hannover 1997 bei Ansatz erhöhter Bodenwichte der OCR-Böden

Abbildung 51 und Abbildung 52 zeigen die Ergebnisse derartiger Analysen für die ZD Hannover. Es ist tendenziell kein wesentlicher Unterschied zu den bereits erörterten Methoden der „Angleichung“ errechneter an gemessene Setzungen zu erkennen.

Für die genauere Bewertung einer Zusammenführung von Rechnung und Messung sind grundsätzlich noch feinere Vergleichsmethoden zur Korrelationsprüfung anzustreben. Um eine Kennzahl für die Güte der Berechnungen zu erhalten, wurden an dieser Stelle weitere Verhältniswerte entwickelt (Abbildung 53).

Wegen der zum Teil ungenauen Nullmessung können sich jedoch eklatante Unterschiede in den dargestellten Verhältnis-Indizes auch für Fälle einer hohen Berechnungsgenauigkeit ergeben: Weist eine Setzungsmessung zu geringe Setzungskoten gegenüber der tatsächlichen Lage auf, erhalten die über den Verhältnis-Index eingehenden Berechnungsergebnisse sowie die -unterschiede ein größeres Gewicht als bei wahrer Größe vorhandener Setzungen.

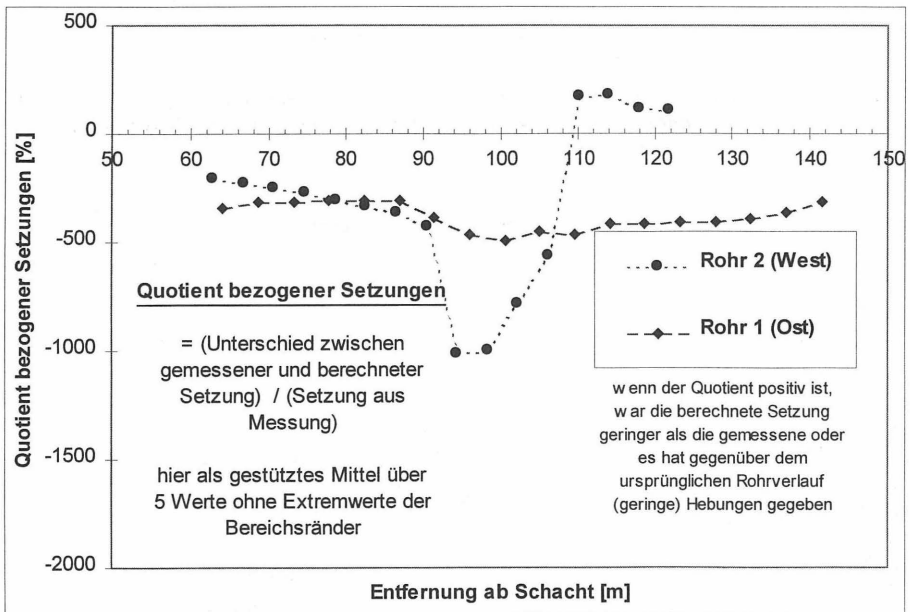


Abbildung 53: Vergleich zwischen Setzungsmessung und -berechnung über Verhältnis-Index (Quotient bezogener Setzungen), Gewerbeabfalldeponie der VW AG

In den Beispielen mit besonders geringen Unterschieden zwischen Nullmessung und erster Folgemessung sind daher auch regelmäßig Verhältnis-Indizes im Bereich um sowie

über 500 (!) ausgeprägt (Abbildung 53). Auf die weitere Verwendung derartiger Methoden einer unmittelbaren Berücksichtigung der Meßergebnisse mußte somit verzichtet werden.

Das Abdichtungssystem weist ein besonderes Steifigkeits-Verhalten auf. In RODATZ / KNOLL (1998) wurde eine „Überkonsolidation“ auch bei den gestörten Bodenmaterialien nachgewiesen. Abbildung 41 zeigte bereits den Vergleich von Steifemoduln zwischen empirischen Angaben für NC-Böden und den eigenen Versuchen an im Labor verdichteten Probekörpern. Zudem werden nach den Ödometerversuchen zu geringe Steifigkeiten ermittelt, wenn gemäß Modellgesetz die Aggregatgröße in situ (≤ 32 mm) an die (kleinen) Versuchsanordnungen im Labor angepaßt werden.

Für die künstliche geologische Barriere und die mineralische Abdichtung sowie die oberen Schichten des Deponieuntergrundes wirkt sich die Verdichtung beim lagenweise Einbau auf deren Spannungszustand aus. Nach THIENEMANN / JUNGE / GRÄSLE / BAUMGARTL / HORN (1997), betragen die Spannungen aus der mechanischen Verdichtung (mit einer Glattmantelwalze) max. $\sigma_z = 350$ kPa. Für die eigene weitere Berechnung wurde für die Steifigkeiten derart eingebauter Materialien in Laststufen bis $\sigma_z = 350$ kPa rechnerisch die Wiederbelastung aus den Laborversuchen zu Grunde gelegt.

Nachdem ADIKARI / PARKIN / DONALD bereits 1981 die Abhängigkeit von Setzungen und Verformungen vom Verdichtungsgrad für schluffigen Ton quantifiziert haben, wurden die aus der obigen Abbildung 41 und Abbildung 42 ableitbaren Kenndaten auch hier mit Erkenntnissen zu Wassergehalt und Dichte anhand der Verteilungen zur Häufigkeit überlagert (Abbildung 32), um Rechenwerte für die Steifigkeiten zu erhalten (Anhang (A)).

6.3.4 Rechenwerte für Setzungsberechnungen

Ausgehend von den in Kap. 6.3.1 bis 6.3.3 beschriebenen Überlegungen, statistischen Auswertungen und Analysen werden in der Berechnung Bodenkennwerte als charakteristische Kennwerte angesetzt. Aufgrund dennoch vorhandener Unsicherheiten beim Ansatz einiger Parameter und der erst später durch den Vergleich zwischen Rechnung und Messung erfolgenden abschließenden Verifikation werden zudem Parameterstudien durchgeführt.

In den Setzungsberechnungen werden für die Deponien jeweils mehrere Bodenprofile (abhängig von Lage im Grundriß sowie vom Zeitpunkt der Betrachtung) erstellt. Die Tabellen in Anhang (A) zeigen Bodenkennwerte aus einigen typischen Profilen für die Deponien.

Die unterschiedlichen Berechnungstiefen wurden in Abhängigkeit der Auflasten unterhalb der erwarteten Grenztiefen gewählt.

6.3.5 Durchlässigkeit

Für die Konsolidationsuntersuchungen werden „Durchlässigkeitsprofile“ des Untergrundes unter Berücksichtigung der Basisabdichtungen sowie dort gültiger Spannungs- und Temperaturzustände in die Berechnungen eingeführt (RODATZ / KNOLL (1998)). Zur einfacheren Handhabung bei der iterativen Vorgehensweise war die Einteilung in 1-Meter-Schichten vorzunehmen. Gemäß der eigenen Auswertungen (RODATZ / KNOLL (1998)) ergibt sich nach den PROJEKTUNTERLAGEN unter Berücksichtigung der Zuverlässigkeit der Feldversuche, unterschiedlicher Auswertemethoden und der Erkenntnisse zur Temperatur das vereinfachte Profil mittlerer Werte der Tabelle 10 für Salzgitter Diebesstieg.

Schicht	Schichtmächtigkeit [m]	Durchlässigkeit k_r [m/s]
1. Mineralische Abdichtung	1	5×10^{-10}
2. Künstliche Geologische Barriere	3	5×10^{-10}
3. Löß / Lößlehm / Geschiebelehm / Geschiebemergel (steif)	7	1×10^{-6}
4. Kreideton (steif bis halbfest)	16	1×10^{-6}
5. Tonstein	173 (Bis zur Berechnungsgrenze bei $t = 200$ m)	1×10^{-7}

Tabelle 10: Vereinfachtes „Durchlässigkeitsprofil“ des Untergrundes und des Abdichtungssystem für die weitere Konsolidationsbetrachtung (Hochpunkt Drän11) bei der Deponie Salzgitter Diebesstieg

Da die Kenndaten der 3. und 4. Schicht trotz der sorgfältigen Auswertungen im Vergleich mit Erkenntnissen an anderen Standorten einen für Lehm, Mergel und Ton vergleichsweise durchlässigen Deponieuntergrund charakterisieren, wurden zusätzlich Parameterstudien zu Durchlässigkeiten angestellt.

Zum Teil waren Durchlässigkeiten nach Erfahrungswerten abzuschätzen, weil Feldversuche nicht für alle untersuchten Beispiele zur Verfügung standen. Für die Verifikation der Entwässerungsrandbedingungen wurden auch hier Vergleichsberechnungen und Parameterstudien angestellt (BECKER (1996), Abbildung 56). Inhomogenitäten wurden gemäß KLOBE (1992) grundsätzlich „durch den Ansatz einer vergrößerten Durchlässigkeit“ berücksichtigt.

7 Untersuchung der Setzungsphasen und -anteile

7.1 Sofortsetzungen

Bei einer hohen Belastung von wassergesättigten bindigen Weichschichten ist die Sofortsetzung nach ALAI-OMID / SEIFERT / TEMMLER (1985) erheblich im Gegensatz zu flachgegründeten Bauwerken mit hoher Grundbruchsicherheit. Die Anfangssetzung ist zu errechnen.

Der Ansatz geeigneter Stoffparameter E_u aus dem Dreiaxialen Druckversuch erweist sich aber allgemein als schwierig, da hierzu keine Angaben aus Baugrundgutachten vorliegen. Darüber hinaus stehen für die Berechnung der Anfangsschubverformung s_{01} den tatsächlichen Belastungsfiguren der Deponiekörper nur vergleichsweise einfache Lastansätze in den Berechnungsverfahren (JANBU / BJERRUM / KJAERNSLI (1956), Gleichung (15)) gegenüber.

$$(15) \quad s_{01} = (\sigma_0 \cdot b \cdot f_u \cdot f_o) / E_u$$

mit:

- σ_0 = Sohlnormalspannung [kN/m^2]
- b = Breite der (Sohl-)Spannungsfläche [m]
- f_u = Beiwert für Grenztiefe, Lasttiefe, -breite und -form (DGEG (1993))
- f_o = Tiefenbeiwert (DGEG (1993))
- E_u = Elastizitätsmodul für den undrnierten Zustand [kN/m^2]

Es ergab sich bei deren Anwendung in Verbindung mit der Wahl der Eingangskennwerte eine nur schwierig interpretierbare Spannweite für Anfangsschubverformungen. Anhand des Berechnungsbeispielles Salzgitter Diebesstieg wird die Abhängigkeit von der angesetzten Grenztiefe bei sonst konstanten Parametern deutlich gemacht (Abbildung 54).

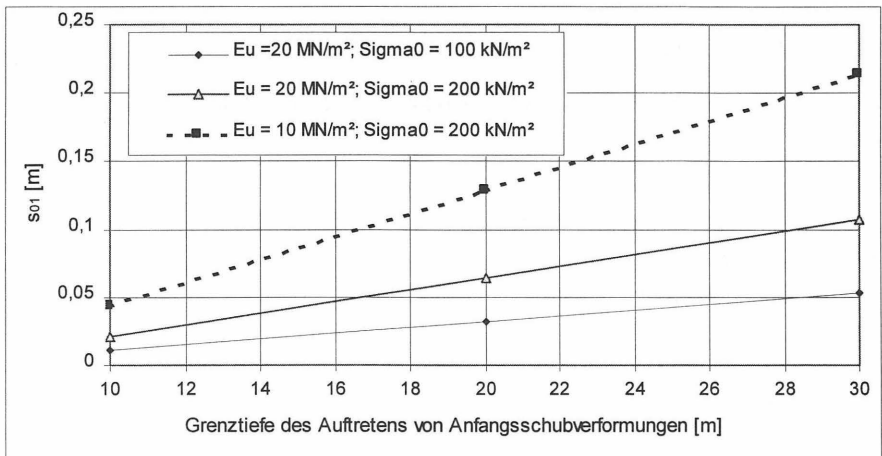


Abbildung 54: Einfluß der Grenztiefe auf Anfangsschubverformungen, Salzgitter Diebesstieg

Für den Belastungsfall Ende 1996 ergab sich für die Anfangsschubverformungen dort zunächst eine rechnerische Spannweite je nach Variation der Eingangskennwerte von ca. $0,02 < s_{01} < 0,2$ [m].

Es zeigt sich, daß bei Annahme einer geringen Grenztiefe - entsprechend der Voraussetzungen bei OCR-Böden - ein vergleichsweise geringerer Betrag für Anfangsschubverformungen zu erwarten ist.

Nach SCHULTZE / HORN (1996) ist unter den Voraussetzungen *nicht bindiger Böden* oder *nicht wassergesättigter bindiger Böden* in der Regel keine Sofortsetzung zu verzeichnen. Eigene Auswertungen von Kompressionsversuchen im Ödometer bestätigen diese Annahme weitestgehend auch für wassergesättigte bindige Böden für den Setzungsanteil s_{02} . Darüber hinaus werden bei Verwendung des Druck-Setzungs-Diagrammes für die Setzungsberechnung scheinbare Sofortsetzungen unmittelbar berücksichtigt.

Auf die weitere rechnerische Untersuchung von Sofortsetzungen wird auch unter Berücksichtigung der Verformungsbilder aus den Ergebnissen der Meßkampagnen (RODATZ / KNOLL (1998)), der dabei in der Regel nicht feststellbaren Randverformungen sowie der vergleichsweise hohen, standortgegebenen Grundbruchsicherheit verzichtet. Es wird vorausgesetzt, daß Sofortsetzungen des Untergrundes in den berechneten Setzungen enthalten bzw. infolge von Meßungenauigkeiten nicht feststellbar sind. Untermauert wird dies durch die zum Teil nach zyklischen Folgemessungen auftretenden „Glättungen“ des linienhaften Verlaufs der Basisdräne (Abbildung 62 und RODATZ / KNOLL (1998)).

7.2 Konsolidationssetzungen

7.2.1 Problemstellung und Konzept bei den Berechnungen

Die Komplexität von Konsolidationsberechnungen für Deponien ergibt sich unter anderem aufgrund

- mehrstufiger Lastphasen,
- zum Teil unregelmäßiger Belastungsgeschwindigkeit,
- Lasten aus Nachbarabschnitten und
- Geometrie der Basisabdichtung.

Abbildung 55 zeigt die Schwierigkeit, welche für nicht-plötzliche Belastungen bei Konsolidationsuntersuchungen entsteht, anhand der Gegenüberstellung der Belastung, Porenwasserdruck und Konsolidationsgrad auf. Es ist erkennbar, daß sich der Porenwasserdruckverlauf mit zunehmender Annäherung an die Endisochrone dem Zustand der plötzlichen Belastung nähert. Relevant ist diese Beobachtung für die Kontrolle und Beurteilung

von gemessenen Verformungen in älteren Deponieabschnitten (z. B. Zentraldeponie Hannover), da so vereinfachte Nachrechnungen möglich sind. Messungen sind ohne rechnerische Analysen nicht interpretierbar.

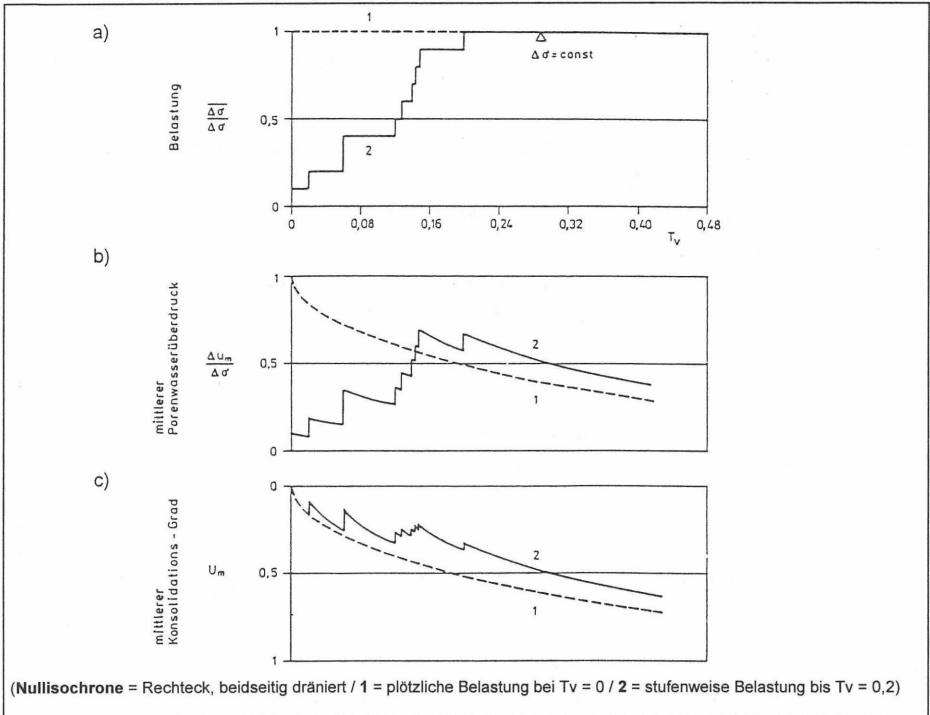


Abbildung 55: Belastung - Porenwasserdruck - Konsolidationsgrad
(nach LANG / HUDER / AMANN (1996))

Für Auswertungen von Setzungsbeobachtungen nach DGEG (EVB) (1993) / SHERIF (1973) steht bei den untersuchten Beispielen keine ausreichende Anzahl zuverlässiger Stützstellen auf der Zeitachse zur Verfügung. Zur Kalibrierung von Konsolidationsberechnungen fehlen leider stets Porenwasserdruckmessungen im Untergrund.

Die zutreffende Berücksichtigung der Steifigkeiten in den Konsolidationsberechnungen richtet sich nach den auf das Korngerüst instationär wirkenden Spannungen, die in situ unter Berücksichtigung der Dränbedingungen (ein- bis dreidimensional, Randverhalten) jedoch schwierig zu beschreiben sind. In den eigenen Untersuchungen wurden neben den Spannungskrementen auch die zugehörigen totalspannungsabhängigen Steifigkeiten der Bodenschichten in den Lastschritten der Setzungsrechnungen ausgelesen und bei den weiteren Konsolidationsberechnungen verwendet.

Numerische Konsolidationsberechnungen werden in praktischen Anwendungsfällen regelmäßig für den Zeitpunkt $t = \infty$ durchgeführt. Sie erfordern ein dreidimensionales Berechnungsnetz (SCHWEIGER (1994)), da sonst nur punktuell richtige Ergebnisse ermittelt würden, was dem Sinn derartiger Untersuchungen widerspricht. Auf die Schwierigkeit der Kalibrierung der Berechnungsergebnisse wurde in den Kapiteln 3.2 und 4 eingegangen. Die Beschreibung von Luft- und Wasserströmungen in Böden ist derzeit noch Gegenstand umfangreicher Forschungsprojekte (RICHIEN / PERAU / GOLÜCKE (1997)).

Bei den untersuchten Deponiestandorten unterscheiden sich die Durchlässigkeiten aneinander angrenzender Schichten zum Teil um ein mehrfaches (Tabelle 10). Bereits ab einem Unterschied ab Faktor 5 (der hier für alle Projektbeispiele bei einigen Schichten vorhanden ist) sind Mehrschichtmodelle bei Definition von Übergangsbedingungen an den Schichtgrenzen zu verwenden. Eine Mittelwertbildung ist unter den gegebenen Voraussetzungen nicht mehr zulässig (GUSSMANN / SPOTKA (1973)).

Da gekoppelte, zeitabhängige numerische Berechnungen nach der Konsolidierungstheorie aufgrund fehlender Kalibrierungsmöglichkeiten kritisch zu betrachten sind, wurden entsprechende Effekte „überschlägig“ nach den hier vorgestellten Ansätzen untersucht und nach Erfordernis Setzungsanteile superponiert (nach TAYLOR in: GUSSMANN (1996)).

7.2.2 Diskussion zum Porenwasserdruck- und Entwässerungsmodell

In Kap. 6.3 wurde gezeigt, daß bis zu einer Belastung, die mindestens einer Abfallhöhe von ca. $h_{\text{Abfall}} = 6 \text{ m}$ bis 7 m entspricht, nicht mit plastischen Verformungen zu rechnen ist und damit der sogenannte dreidimensional-elastische Ansatz der Gleichung (16) (in: RODATZ (1995)) für Porenwasserdrücke gerechtfertigt werden kann.

$$(16) \quad \Delta u = \Delta \sigma_{\text{oct}} = \Delta \sigma_m = 1/3 \cdot (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

(mit: Δu = Porenwasserdruckunterschied [kN/m^2])

Darüber hinaus entstehen auch durch reine Scherbeanspruchungen Porenwasserdrücke (Gleichung (17) nach SKEMPTON (1954)).

$$(17) \quad \Delta u = \Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

(mit: A = Porenwasserdruckparameter nach Skempton; Bestimmung im Versuch)

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse zur Belastungsgeschwindigkeit gemäß Kap. 6.3 in Zusammenhang mit der Plastizitätszahl sowie der Durchlässigkeit ist für alle Einzelfälle fraglich, inwieweit tatsächlich dränierte Verhältnisse vorliegen.

In Belastungsmitte (hier Deponiemitte) ist in der Regel mit eindimensionaler Konsolidation zu rechnen und damit der aus der vertikalen Spannungsänderung $\Delta\sigma_v$ sich ergebende Porenwasserdruck-Unterschied Δu anzusetzen (Gleichung (18)).

$$(18) \quad \Delta u = \Delta\sigma_v$$

Eigene Vergleichsberechnungen der Porenwasserdrücke bis zur Grenztiefe sowie Parameterstudien am Institut (BECKER (1996), HERFURTH (1996), HOLZE (1997)) zeigen, daß dieser Ansatz je nach Festlegung der Dränbedingungen des unteren Randes und der Durchlässigkeiten gerechtfertigt ist. Dies ist insofern bemerkenswert, als für die Porenwasserdruckermittlung die aus der Setzungsberechnung einfacher EDV-Programme oder aus Handrechnungen sich ergebende vertikale Spannungskomponente σ_v bzw. σ_z verwendet werden kann. Damit wird eine für Porenwasserdruckausbreitung anerkannte Berechnungsgenauigkeit (KÖHLER (1997)) erzielt.

Die Anwendbarkeit ist insbesondere bei den Randbedingungen des Beispiels der Deponie Diebesstieg mit den Angaben nach Tabelle 10 (vergleichsweise hohe Durchlässigkeiten) trotz der überkonsolidierten Kreidetone im Untergrund gegeben.

Bereits LANG (1974) hat die Anisotropie des Untergrundes berücksichtigt und infolge der horizontalen Entwässerung des Bodens eine „möglichlicherweise“ 100 bis 1000-fach geringere Konsolidationszeit gegenüber der klassischen Konsolidationstheorie nach TERZAGHI bei begrenzten Auflasten ermittelt. Bei den großflächigen Deponieauflasten und den hier gültigen Entwässerungsbedingungen treten im Randbereich andere Entwässerungsbedingungen als in der Mitte auf. In der Mitte wird damit von einer eindimensionalen, im Randbereich von einer mehrdimensionalen Konsolidation ausgegangen.

Die in vertikaler gegenüber der horizontalen Richtung geringeren Durchlässigkeiten (RODATZ / KNOLL (1998)) bewirken im Randbereich der Deponien regelmäßig eine horizontale Dränung.

Auf die Verwendung des in KLOBE (1992) vorgestellten geschwindigkeitsabhängigen Kompressions- und Konsolidationsgesetzes wurde wegen der Gefahr von erheblichen Ungenauigkeiten bei den notwendigen Schätzungen der Eingangsparameter sowie im Hinblick auf die Zielsetzung der Arbeit, ein einfaches Berechnungsmodell herzuleiten, verzichtet.

7.2.3 Eigene Untersuchungen

Die „Faustregeln“ der DIN V 4019-100 zum zeitlichen Verlauf der Konsolidationssetzungen in Abhängigkeit der Plastizität und Konsistenz bindiger Böden geben erste Hinweise auf die Einflüsse zeitlicher Verzögerungen von Setzungen, da bei den analysierten Beispielen

in größeren Tiefen zwar die überkonsolidierten Tonböden, darüber aber zum Teil steife bis im Einzelfall weich-steife bindige Böden anstehen.

Mit Parameterstudien zur dreidimensionalen Konsolidation (Abbildung 56), die auf dem Lösungsansatz von DAVIS / POULOS (1972) basieren, wurde für Mehrschichtsysteme (HOLZE (1997)) gezeigt, daß im Randbereich der Deponien bei den gültigen maximalen Belastungsgeschwindigkeiten von in der Regel weniger als 300 kN/m^2 pro Jahr (DIN V 4019-100) rechnerisch praktisch keine Setzungen mehr nach der Ablagerung auftreten.

Der verwendete Ansatz von DAVIS / POULOS vernachlässigt zwar die deviatorischen Spannungsänderungen, hat aber noch große Praxisrelevanz (GUSSMANN (1996)).

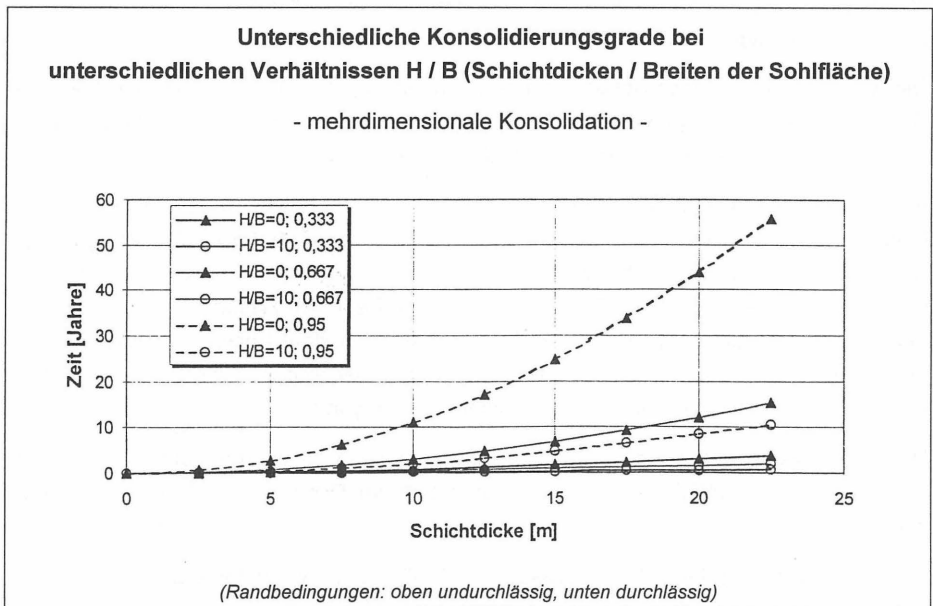


Abbildung 56: Beispielhafte Ergebnisse von Parameterstudien am IGB-TUBS zu Einflüssen bei dreidimensionaler Konsolidation (aus: BECKER (1996))

Eigene Konsolidationsberechnungen wurden auch mit dem Differenzenverfahren (LANG / HUDER / AMANN (1996)) für eindimensionale Konsolidationsverhältnisse durchgeführt. Dabei wurden Punkte in der Deponiemitte (Hochpunkte der Dräne) betrachtet, die quasi auf der sicheren Seite liegend über Setzungszeiten Aufschluß erlauben.

Anhand des Beispiels Salzgitter wurde verdeutlicht, daß bei den typischen Standorten die Konsolidation zu einem großen Teil bereits während der Verfüllung abgeschlossen sein

kann. Insbesondere für die Setzungen aus Belastung durch das Abdichtungssystem ist dies relevant, da hier mehrere Meter Bodenauflast setzungserzeugend wirksam sind.

Für die erste 60-tägige Lastphase beim Bau des Abdichtungssystems ergibt sich bei dem Spannungsverlauf und zugehörigen spannungsabhängigen Steifemoduln in der Berechnung gemäß elastisch isotropem Halbraum der in Abbildung 57 dargestellte Konsolidationszustand.

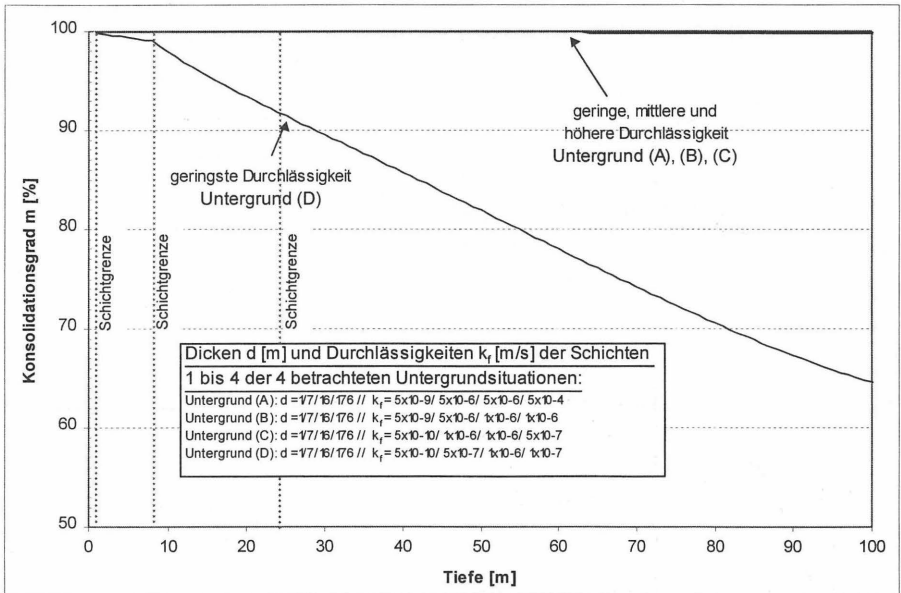


Abbildung 57: Konsolidationsgrad m nach 60 Tagen (eindimensionale Berechnung, Mehrschichtenmodell, 1. Bauzustand), Parameterstudien für Salzgitter Diebstieg

Deutlich wird der erst in größeren Tiefen ab ca. $t = 55$ m zunächst unter $m = 80$ % abnehmende Konsolidationsgrad, der (bei dem hier gewählten „halboffenen“ unteren Rand) nur bei dem Untergrundmodell mit geringen Durchlässigkeiten (Abbildung 57) auftritt. Mit den mittleren Angaben des Baugrundgutachtens zu den Durchlässigkeitsbeiwerten k_f werden kurze Konsolidationszeiten erzielt, die eine weitere Nachrechnung sukzessiver Belastung zunächst überflüssig machen.

Nach den Beobachtungen von HAMMERICH (1996) bei einer anderen Deponie waren bei einem setzungsempfindlichen Untergrund aus Klei ($d = 6$ m), Torf ($d = 1$ m) und schluffigem Feinsand ($d = 13$ m) über dicht gelagerten Sanden die Verformungen aus ca. 3 bis 4 m Abfalleinlagerungshöhe (bei einer Feldlänge von ca. 100 m) innerhalb von ca. 3 Jahren nahezu abgeklungen. Wegen eigener Unsicherheiten bei der Interpretation dieses Konso-

lidationszeitraumes hinsichtlich des bei HAMMERICH nach unten bereits ab ca. $t = 20$ m in vertikaler Richtung offenen Randes zur Dränung und der dort geringen Durchlässigkeit von Klei werden weitere Variationen mit geringeren Durchlässigkeiten zur Grenzwertbildung für die Konsolidationsgrade im Beispiel Salzgitter Diebesstieg angesetzt.

In Parameterstudien wurde unter Berücksichtigung des lastabhängig sich verändernden Verfestigungsbeiwertes c_v bei sukzessiver Belastung im Mehrschichtenmodell - und insoweit auch instationär - untersucht, welcher Konsolidationsgrad bei später oben geschlossenem, unten halboffenem Rand vorherrscht (Abbildung 58, Abbildung 59).

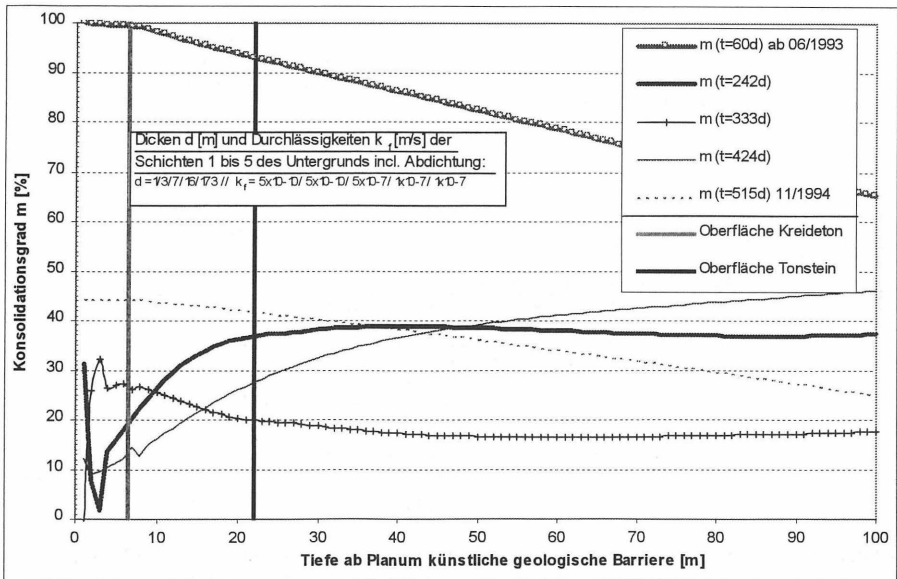


Abbildung 58: Konsolidationsgrad m bis Ende 1994 seit Baubeginn (eindim. Berechnung, Mehrschichtenmodell, sukzessive Belastung) Parameterstudien Salzgitter Diebesstieg

Der im unteren Spannungsniveau am stärksten von σ'_v abhängige Verfestigungsbeiwert beeinflusst die Konsolidationszeit hier zunächst günstig (RODATZ / KNOLL (1998)). Bei höheren Spannungen sind damit überproportional längere Konsolidationszeiten vorhanden, wie auch die Nachrechnung mit Gleichung (19) sowie die Kontrolle der Konsolidationsgrade anhand der Darstellungen von GUSSMANN (1996) ergab.

(19)
$$T_v = c_v \cdot t / H^2 \quad (\text{aus: GUSSMANN (1996)})$$

Schlußfolgernd bedeutet dies für die oberen Bodenschichten eine überproportional schnellere Konsolidation im Vergleich mit den tiefer liegenden Schichten. Damit werden bei begrenzten Einlagerungsabschnitten schneller Setzungen abklingen.

Die Konsolidationsgraphen der Abbildung 58 und der Abbildung 59 weisen den im Vergleich mit Abbildung 55 erwarteten Verlauf auf. Die dargestellten Schwankungen im Konsolidationsgrad werden mit der ungleichmäßigen sukzessiven Belastung erklärt.

Bei den Untersuchungen hat sich damit auch gezeigt, daß die Setzungen, welche bereits innerhalb der Bauzeit auftreten, unbedingt zu berücksichtigen sind. Sie sind von den insgesamt für den Deponiekörper ermittelten zu subtrahieren, bzw. je nach Konsolidationsgrad Setzungsanteile aus dem Abdichtungssystem zu den Setzungen aus dem Abfallkörper hinzu zu addieren (LÜNIG / KNOLL / RODATZ (1997)).

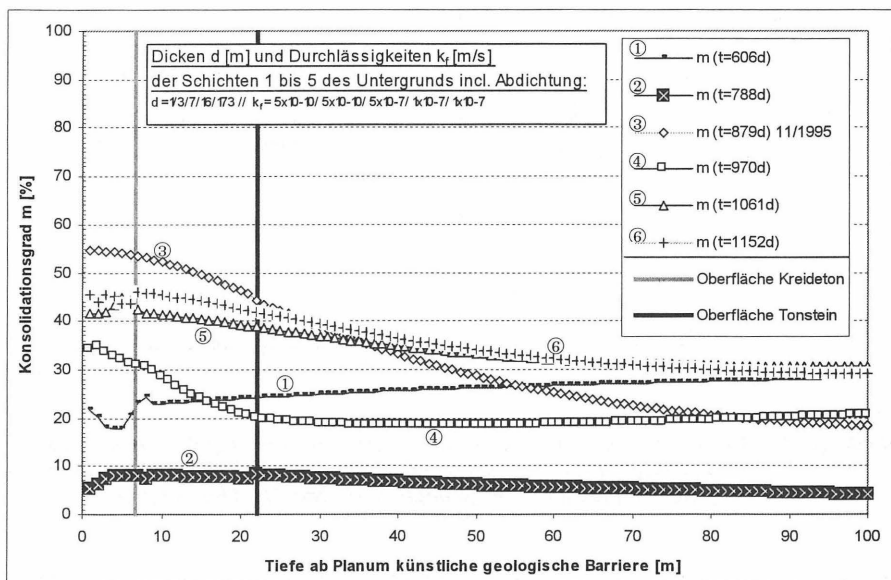


Abbildung 59: *Konsolidationsgrad m 1995/96 seit Baubeginn (eindim. Berechnung, Mehrschichtenmodell, sukzessive Belastung) Parameterstudien für Salzgitter Diebesstieg*

Für das Beispiel der Zentraldeponie Hannover mit den vergleichsweise hohen Auflasten und Abfällen, die im nördlichen Ostkörper bereits seit längerer Zeit lagern, wurde die Vereinfachung der Konsolidationsbetrachtung nach Kap. 7.2.1, Abbildung 55 angewendet. Es ergibt sich bei dem 1997 herrschenden Belastungsstand, welcher nach PROJEKT-UNTERLAGEN in etwa (mit Setzungen und Sackungen des Abfallkörpers) der Abfallhöhe 1985 bei zwischenzeitlich stofflich zum Teil umgesetzten Abfällen und Wasserbilanz entspricht, die Konsolidation gemäß Abbildung 60. Ein „Konsolidationsverzug“ ist hier vollständig zu vernachlässigen, da die Belastungsgeschwindigkeit seit 1985 näherungsweise Null kN/m² pro Jahr beträgt.

Es zeigt sich, daß bis zur Oberfläche des Kreidetons zu Beginn pro Jahr eine 22- bis ca. 26-%ige Konsolidation bei über die Zeit abnehmendem integralen Konsolidationsgrad erreicht wird.

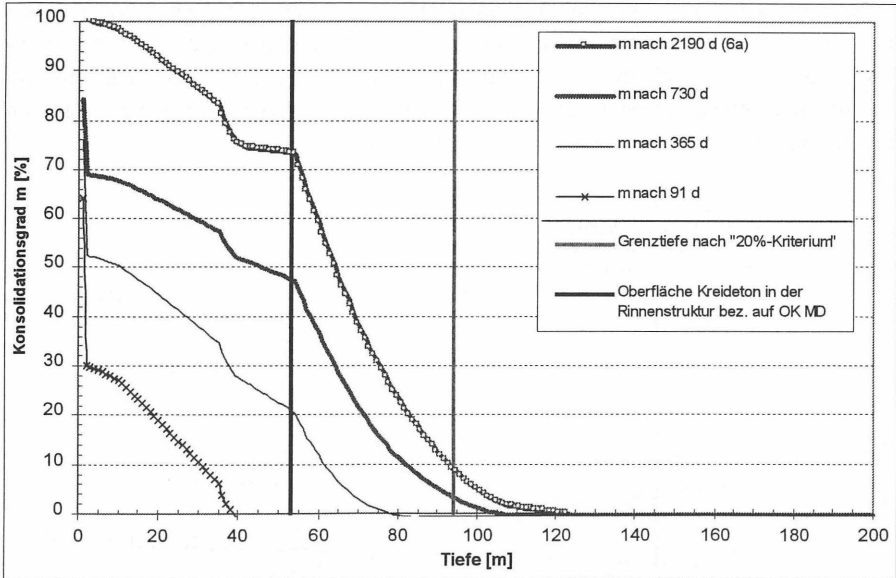


Abbildung 60: *Konsolidationsgrad m ZD Hannover nach der vollen, plötzlichen Belastung im Hochpunkt Drän 22 (Mehrschichtenmodell, eindimensionale Konsolidation, Belastungsstand 1997 (entspricht in etwa Abfallhöhe 1985))*

Die z. B. in RODATZ (1995) enthaltenen Konsolidierungsdiagramme für den Konsolidierungsgrad m / Verfestigungsgrad U können wegen der Mehrschichten-Problematik nicht zur Extrapolation von weiteren Konsolidationsgraphen angewendet werden.

Die Setzungen sind bis zur Oberfläche des Kreidetons bis 1997 rechnerisch nahezu abgeschlossen. Dieses Ergebnis entspricht tendenziell den 1998 revidierten Meßergebnissen für 1995/97 (Abbildung 61). Hier sind keine Setzungen, sondern eher Hebungen zu verzeichnen. In Kenntnis der Rinnenstruktur (Abbildung 8) und der hierdurch bestimmten lateralen Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeiten (RODATZ / KNOLL (1998)) ist anzunehmen, daß ein Abbau des Porenwasserdrucks im Randbereich Drän 22 eher erschwert wird. Ein „Ausweichen“ zur Mitte hin erscheint zunächst plausibel, obwohl eine Überdrückung durch die Auflast zu erwarten ist.

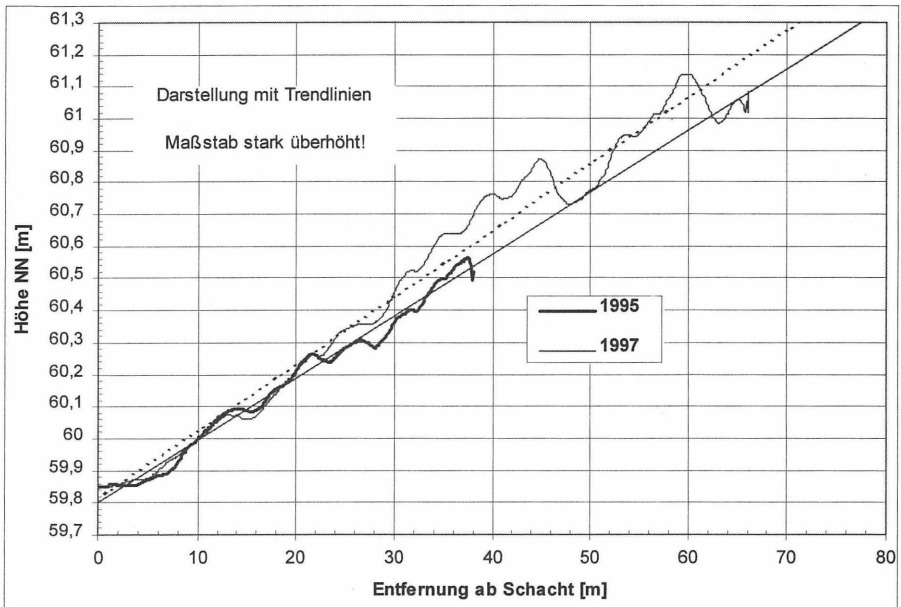


Abbildung 61: Ergebnisse der Setzungsmessungen ZD Hannover, Drän 22 nach eigenen Analysen auf Grundlage von Daten des ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEBES HANNOVER für 1995/97

Nach Auswertung weiterer Messungen - insbesondere aus den noch länger (seit 1983) konsolidierten Ablagerungsbereichen (Abbildung 7) - bleibt allerdings fraglich, ob tatsächlich die zuvor ermittelten Setzungsunterschiede (Hebungen) in Verbindung mit Porenwasserdrücken zu sehen sind. Die Effekte sind nur vereinzelt durch Meßergebnisse zu belegen. Abbildung 62 zeigt für Drän 8 der ZD Hannover exemplarisch den gegenteiligen Effekt.

Die immer wieder festgestellte flache, langgezogene Mulde (Abbildung 62) in Randrichtung muß einerseits in dem oben genannten Zusammenhang der kleinräumigen Bodenorthotropie gesehen werden. Andererseits resultiert die Form der Setzungsmulde aus einer schnelleren Konsolidation des Untergrundes im Vergleich mit der Deponiemitte. Dies ist durch den Vergleich mit den Setzungen bei $U = 100\%$ nachvollziehbar. Die im Vergleich einander folgender Meßkampagnen im Randbereich häufiger stagnierende Setzung ergibt sich zudem aus der hier regulär früher beendeten Verfüllung.

Bemerkenswert ist die nach Revision der Meßergebnisse (Kap. 3.4.2.6) für 1997 zum Teil noch nicht abgeschlossene Konsolidation selbst in den Altbereichen. Mit den Berechnungsergebnissen läßt sich hiernach keine gute Übereinstimmung mehr erzielen.

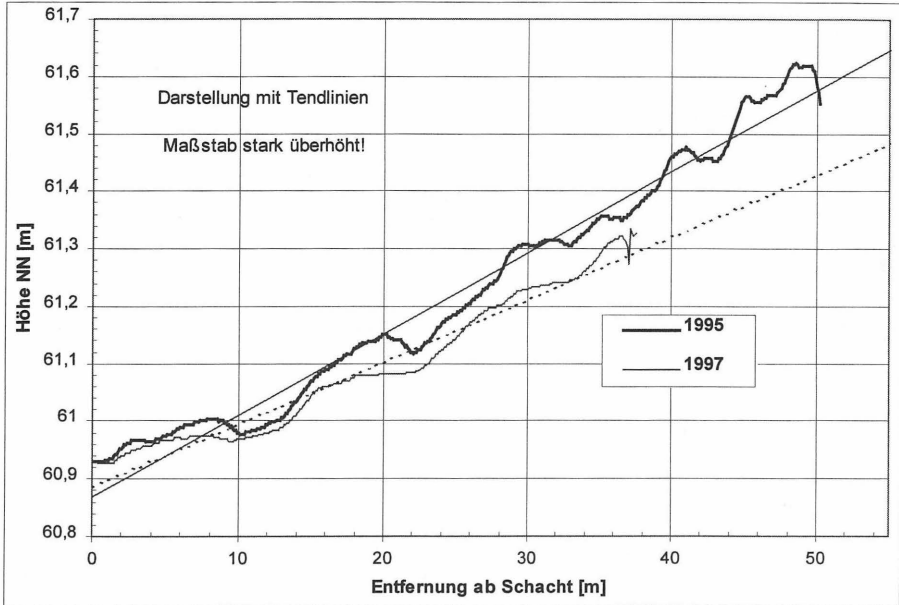


Abbildung 62: *Ergebnisse der Setzungsmessungen ZD Hannover, Drän 8 nach eigenen Analysen auf Grundlage von Daten des ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEBES HANNOVER für 1995/97*

In der Abbildung 63 ist aufgrund der vorhandenen Randbedingungen für den Untergrund der Gewerbeabfalldeponie der VW AG „Barnbruch“ die erwartete Verringerung der Konsolidationsgeschwindigkeit gut ausgeprägt. Sie läßt sich hier auch durch Messungen eindeutig belegen.

Es zeigt sich, daß bis zur Grenztiefe gemäß 20%-Spannungskriterium - welche hier aufgrund geringerer Auflasten als bei der ZD Hannover höher liegt - nach 2 Jahren bereits 68 % der Konsolidation gemäß eindimensionaler Betrachtung eingetreten ist.

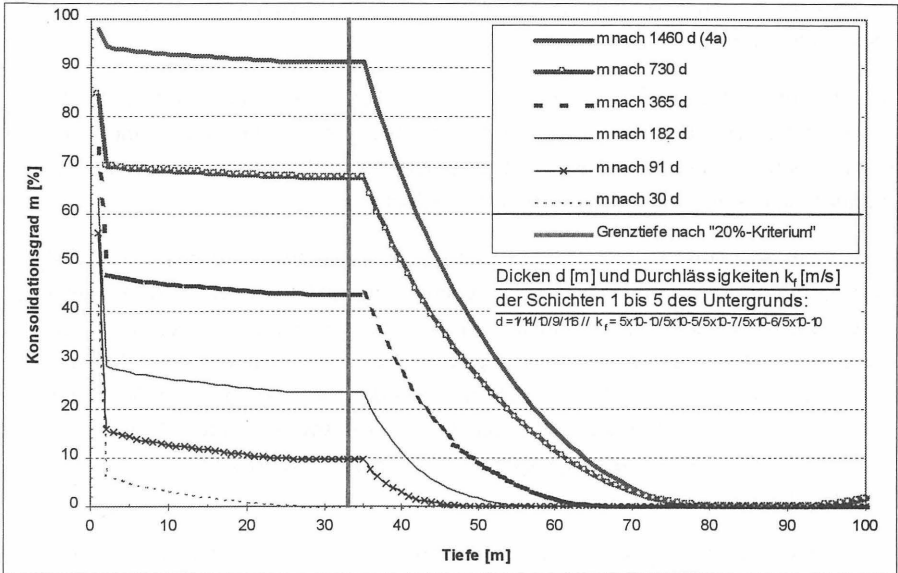


Abbildung 63: *Konsolidationsgrad m Gewerbeabfalldeponie der VW AG Barnbruch nach plötzlicher Belastung bei Pegel 2 (Mehrschichtenmodell, eindimensionale Konsolidation, plötzliche Belastung bei Belastungsstand 1996)*

7.3 Kriechverformungen

In der Literatur werden zu dem Problem, zu welchem Zeitpunkt Sekundärsetzungen eintreten, unterschiedliche Meinungen vertreten: U. a. BRINCH-HANSEN / LUNDGREN (1960), sowie CAQUOT / KÉRISEL (1967) bestätigen das Modell des „Terzaghi'schen Zylinders“, mit nacheinander ablaufenden Primär- und Sekundärsetzungen, während GÜDEHUS (1996) den weitestgehend zeitgleichen Beginn von Primär- und Kriechsetzungen im Untergrund annimmt. Auch in DGE (1993) wird von einem zeitgleichen Beginn der Konsolidations- und der Kriechsetzung ausgegangen. In Abhängigkeit des Eintritts von plastischem Fließen des Korngerüsts erscheint diese Erklärung unter Berücksichtigung der „Viskosität“ des Bodens und damit in Abhängigkeit der Packungsdichte und der Kohäsion für Schluffböden sinnvoll, während bei Tonböden von einem Ablauf nacheinander ausgegangen wird (ausgeprägter kurvenförmiger Verlauf der Zeit-Setzungskurve).

Gemäß DIN 18135 wird das Kriechen hier (vereinfachend) als nach den Primärsetzungen ablaufend angenommen. Per Definition wird - um die verschiedenen Anteile der Setzung überhaupt faßbar zu machen - auch an dieser Stelle derjenige Anteil der halblogarithmisch aufgetragenen Zeit-Setzungskurve als Sekundärsetzung festgelegt, welcher für die ödo-

metrische Belastung einen linearen Verlauf ergibt. Rechnerisch kann Kriechen somit als separater Setzungsanteil ermittelt werden.

Hieraus wird für die verschiedenen Böden gemäß Auswertung der vorliegenden Ödometerversuche, wegen aber geringen Datenumfanges zusätzlich nach Literaturangaben (z. B. LANG / HUDER / AMANN (1996)) der Kriechparameter C_{α} als Steigung der Geraden im $(\lg \dot{\epsilon})$ -Setzungs-Diagramm spannungsabhängig festgelegt.

Es wurden rechnerische Grenzwertbetrachtungen bei unterschiedlicher Kriechneigung (Variation von C_{α}) durchgeführt. Kriechen wurde auflastabhängig, unter Berücksichtigung sukzessiver Verfüllung bei zugehöriger Spannungsausbreitung im Deponiekörper und Untergrund mit Variation der Querdehnung untersucht. Ein hierzu am IGB-TUBS erstelltes EDV-Programm (OLLHOFF / MENZEL (1997)) diente der schematisierten rechnerischen Simulation von Zeiträumen zwischen 10 und 1000 Jahren sowie der projektspezifisch erforderlichen Zuordnung zu Setzungsphasen einschließlich Korrelation mit Verformungsmessungen.

Die Überprüfung der Kohäsion als untere Kriechgrenze ergab keinen nachweisbaren Einfluß für die Beispiele.

Auswirkungen der Variation der unteren Berechnungsgrenze (Tiefe) für das Kriechen über ein Grenzflächenkriterium (20%) sind erst in nicht relevanten Zeiträumen, die mit 100 Jahren oberhalb der Definitionen von RODE (1997) liegen, überhaupt erkennbar. Der Einfluß ist damit bei den betrachteten Projekten zu vernachlässigen.

Relevant ist der Unterschied, welcher sich infolge Veränderung der Kriechparameter ergibt. Auf Grundlage der Versuche von GRÜNDER (1978), anhand derer für einen OCR-Ton keine Kriechneigung bei ödometrischer Belastung nachgewiesen wird, kommt der Konstruktion von „*Kriechprofilen*“ (Abbildung 64) eine besondere Bedeutung zu.

Anhand derartiger Kriechprofile wird last- und tiefenabhängig verdeutlicht, ob bzw. in welchen Bereichen des Deponieuntergrundes Kriechen tatsächlich auftreten kann.

Die ermittelten Spannweiten der Kriechsetzungen s_2 liegen in dem hier interessanten zeitlichen Abschnitt von bis zu ca. 16 Jahren (ZD Hannover) noch im Bereich von $s_2 < 1$ cm. Bezogen auf die Gesamtverformungen und in Verbindung mit den Meßgenauigkeiten in situ könnte dieser Setzungsanteil für das Projekt in seiner Größenordnung bezogen auf die betrachteten Setzungsphasen vernachlässigt werden.

Als Summand in der Setzungsgleichung (Gleichung (5)) vergrößert er jedoch dauerhaft die Setzungen bei Verringerung der Drängefälle.

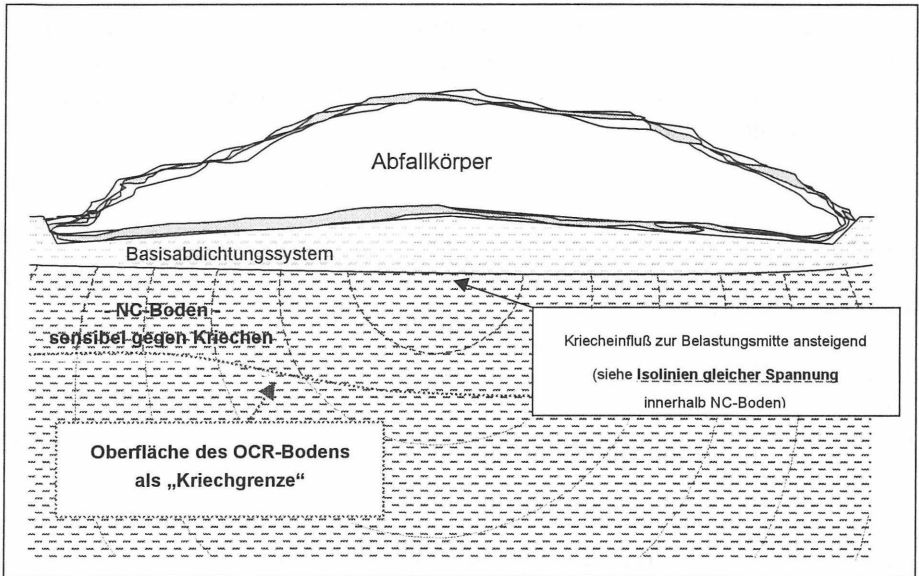


Abbildung 64: Beispiel für ein Kriechprofil des Untergrundes von Deponien (schematisch)

7.4 Weitere Setzungsanteile

7.4.1 Setzungen des Abdichtungssystems

Die Eigensetzungen des Abdichtungssystems sind grundsätzlich zu berücksichtigen, da sich das zusammendrückbare Schichtenprofil unterhalb der Lasteinwirkung bis zu der Meßebeine der Dränung erhöht. Dabei ist das Abdichtungssystem gleichzeitig als Auflast wirksam.

Ist mit dem 20%-Grenztiiefen-Kriterium der DIN 4019 zu rechnen, ergeben sich hierdurch - soweit die Grenztiiefe noch oberhalb der OCR-Böden erreicht ist - geringere Setzungen. Das Schichtenprofil besitzt nach Einbau der Abdichtung am oberen Rand eine aufbereitete steife bis halbfeste Bodenschicht mit Eigenschaften eines OCR-Bodens.

Soweit im Untergrund eine verformungsbegrenzende Schicht (z. B. im Bereich von OCR-Böden mit vergleichsweise hoher Steifigkeit) oberhalb der Grenztiiefe anzunehmen ist, entstehen zusätzliche Setzungsanteile infolge der Abdichtung.

Der jeweilig entsprechende Effekt wurde bereits bei den Variationen zu der Schwerpunktverlagerung innerhalb des Deponiekörpers implementiert, da in der Programmroutine die Steifigkeit des Abdichtungssystems Ansatz fand (Kap. 6.3.4). Er ist damit in den Ergebnissen der Setzungsberechnungen enthalten.

7.4.2 Spreizspannungen und Horizontalverformungen an der Basis

Spreizspannungen an der Basis infolge Abfallauflast werden erst bei größeren Verformungswegen durch Aktivierung von Zugkräften in bewehrungsähnlichen Komponenten (Fasern) des Siedlungsabfalls ausgeglichen. Diese qualitative Schlußfolgerung ist nach Auswertung der Erkenntnisse von JESSBERGER / KOCKEL (1993), sowie KÖNIG / KOCKEL / JESSBERGER (1996) zu ziehen. Die rückhaltende sogenannte „Faserkohäsion“ ist somit bei geringen Verschiebungen oder Verformungen nicht vorhanden.

Spreizspannungen verursachen zwischen Mitte und Rand einen nach außen gerichteten Sohlschub (DÜLLMANN (1996)), der bei Setzungsberechnungen wiederum mit vertikalen Komponenten wirksam wird, solange diese horizontalen oder schrägen Lasten auch tatsächlich in den Untergrund abgeleitet werden. Wichtig ist hier die Berücksichtigung des Abdichtungssystems im Stoffansatz und Modell, bei dem je nach Variante mit Geokunststoffen konstruktive Maßnahmen getroffen sind, schädliche Schubspannungen von den Abdichtungselementen und damit auch Vertikalspannungen aus dem Untergrund fernzuhalten (GDA).

Die aus den Spreizspannungen im Untergrund setzungerzeugend wirkenden vertikalen Spannungskomponenten bilden sich in Abhängigkeit trennungswirksamer Schichten (Geokunststoffe, Abdichtung) je nach Schubverbund der verschiedenen Materialien und Gefälle des Auflagers aus. Unter einem Damm (auf horizontaler Unterlage) werden im Gegensatz zu der geneigten Ebene in Richtung zur Dammkrone sogar gegen die Dammlast wirksame Normalspannungen ausgebildet. DÜLLMANN (1996) gibt für das Beispiel an der Dammkrone maximale entlastende Normalspannungen von ca. $\sigma' = (0,08 \cdot \gamma \cdot \text{Dammhöhe})$ an.

Das Verfahren ist auf einer Gleichgewichtsbetrachtung an einer Lamelle (beidseitig aktiver Erddruck) begründet. Fraglich ist, inwieweit sich bei den inhomogenen und anisotropen Abfallmassen tatsächlich aktiver Erddruck ausbilden wird (vgl. auch die Ergebnisse zum Spannungs-Verformungs-Verhalten von Abfall nach JESSBERGER / KOCKEL (1995) in Kap. 6). Die Auswirkungen der Spreizspannungen wurden daher im Rahmen der FEM-Analysen untersucht.

Zum besseren Verständnis und der weiteren Erläuterung eines eigenen Beispiels werden in Abbildung 65 zunächst die an Drän 11 1996 der Deponie Salzgitter Diebesstieg gemessenen und im elastisch isotropen Halbraum errechneten Höhenverläufe aufgezeigt.

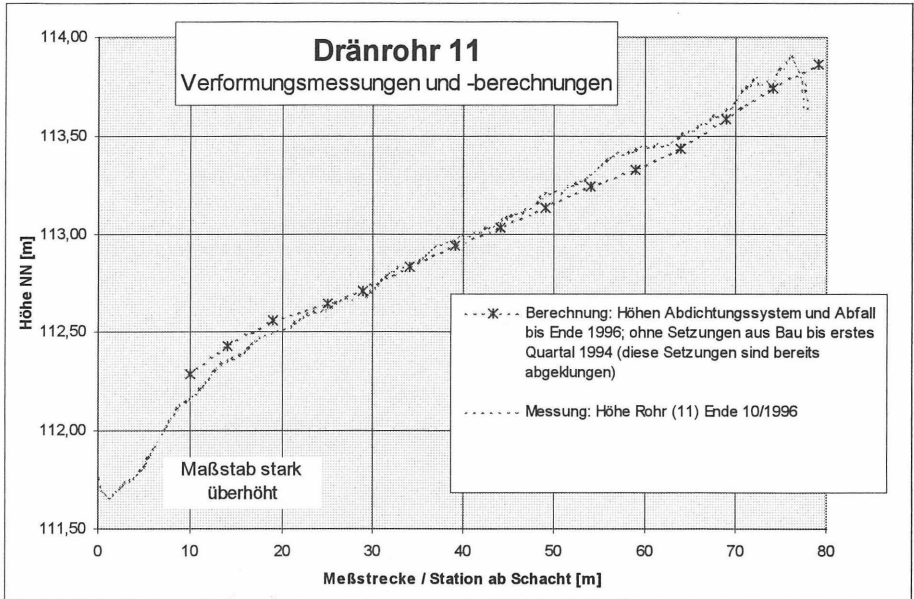


Abbildung 65: Höhenverlauf Drän 11, Salzgitter Diebesstieg: Berechnungen im elastisch isotropen Halbraum (Pegasus 1.67, multilinear-elastisch) und Messungen

Gegenüber den errechneten Verformungen ergeben sich - wie auch bei anderen Dräns und anderen Deponien - im Randbereich bis ca. 25 m - 30 m Meßstrecke ab Schacht größere Setzungsbeträge.

Zur Kalibrierung der Startwerte der Berechnungen wurden die geprüften Ergebnisse der Meßkampagnen 1994/95/96 verwendet, bei denen keine Höhenveränderungen am Schacht nachweisbar waren. Nach den Berechnungen auf Grundlage der Elastizitätstheorie ergaben sich ebenfalls keine Randsetzungen am Schacht (*Pegasus-Variante -Höhe KDB-* in Abbildung 66).

Bei den FEM-Analysen für die Deponie Salzgitter Diebesstieg wurde bei Parameterstudien die in Abbildung 66 dargestellte Setzungslinie für Drän 11 (*FEM-Variante -Höhe KDB-*) ermittelt. Die von einer „Vergleichsgeraden“ (zwischen gemessenem Anfangs- und Endpunkt Drän) nach unten abweichende Figur zeigt im Randbereich der Deponie deutliche

Vertikalverformungen. Sie korreliert mit der infolge Spreizspannungen entstehenden Sohl-normalspannungs-Figur, die von DÜLLMANN angegeben wurde.

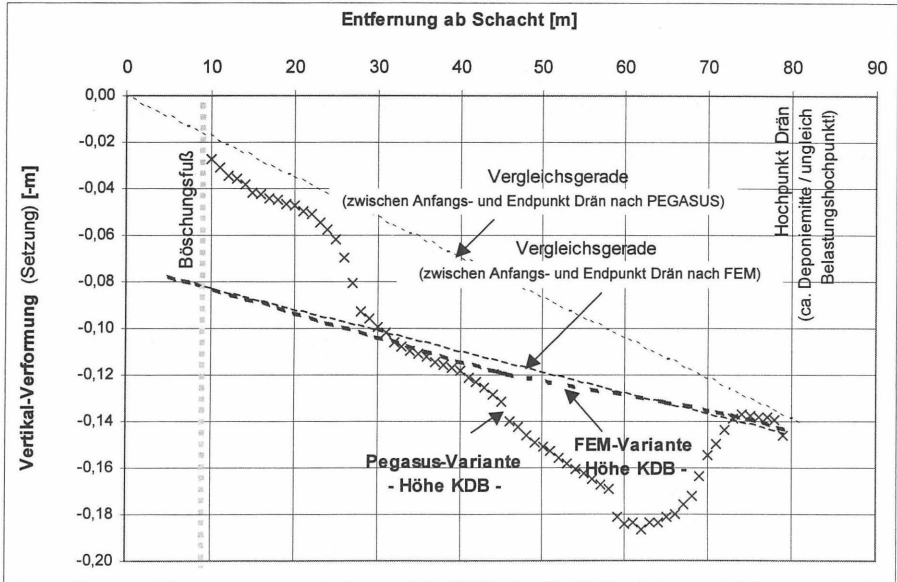


Abbildung 66: Gegenüberstellung berechneter Vertikalverformungen FEM / Pegasus 1.67 (analytische EDV-Berechnungen, multilinear-elastisch isotrop) für Drän 11, Salzgitter Diebstieg Ende 1996

Eine deutliche Erhöhung im Vergleich mit den nach den analytischen EDV-Berechnungen (Pegasus 1.67 (KRISTA (1991), KNOLL (1996/97)) gemäß Elastizitätstheorie berechneten Setzungen ist aufgrund von Spreizwirkungen nicht feststellbar. Die Unterschiede zwischen den im Randbereich (Entfernung bis 30 m ab Schacht) gemessenen und errechneten Setzungen sind damit nicht erklärbar. Jedoch zeigt sich im Vergleich mit der EDV-Berechnung mit Pegasus 1.67 eine deutliche „Abflachung“ der Setzungen zur Deponiemitte, die mit der vorausgesagten Entlastung durch Spreizspannungen einher geht.

Zu beachten ist ein in der Praxis auftretender gegenläufiger Effekt infolge sukzessiver Lastaufbringung. Die *step by step Analyse*, bei der nachvollzogen wird, daß tatsächlich eine bereits verformte Oberfläche belastet wird, zeigt zur Lastmitte (!) gerichtete Horizontalverformungen (Abbildung 67), die erst bei theoretisch in Parameterstudien angesetzter plastischer Verformungsmöglichkeit des Untergrundes (Abbildung 36) eine Umkehrung nach außen erfahren.

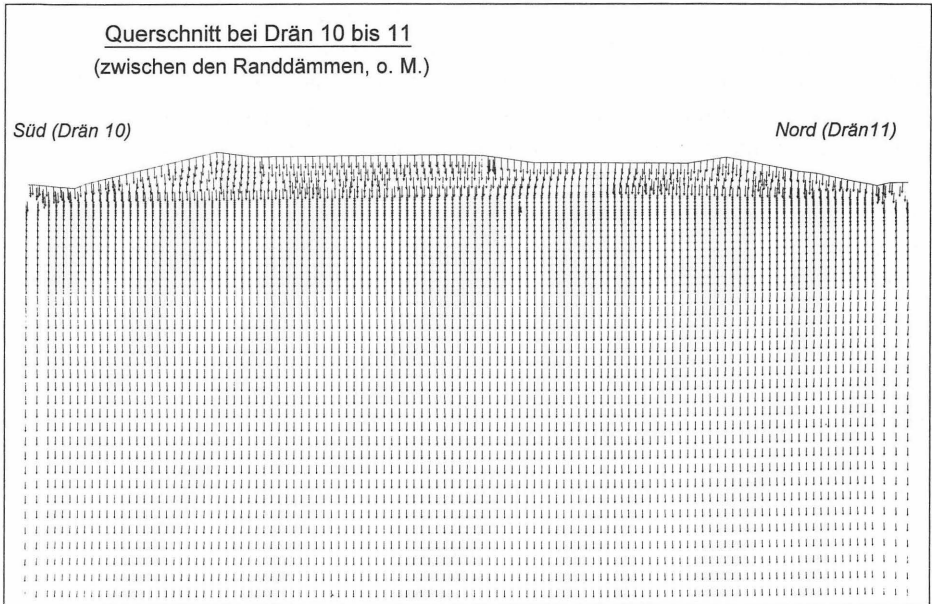


Abbildung 67: *Vektorielle Darstellung (o. M.) des resultierenden Verschiebungszustandes für Salzgitter Diebesstieg Ende 1996 bei schrittweise Belastung verformter Oberflächen*

In Verbindung mit den obigen Analyseergebnissen und den Erkenntnissen hinsichtlich der Querdehnung nach Kap. 6.3.2 sowie aus Beispielen in der Literatur (WANNINGER (1980)) ist zu folgern, daß Horizontalverformungen am Deponierand tatsächlich nicht anzunehmen sind.

Soweit eine Belastungsgeschwindigkeit geringer als die Konsolidationsgeschwindigkeit nicht sichergestellt werden kann, sollten auf der sicheren Seite liegend und je nach Ziel der Setzungsberechnungen (Ermittlung der absoluten Größe oder der Herleitung der Drängefälle) die Spreizspannungen künftig Berücksichtigung finden. Sie können im Randbereich gefällemindernd wirken, da ihr Einfluß ca. ab der Böschungsmitte bzw. dem unteren Böschungsdrittel nach außen hin abnimmt.

7.4.3 Sonderproblem Randdämme

HAMMERICH (1996) hat auf der Deponie Wiefels, Friesland Setzungspegel im Randwall zur Erfassung der Konsolidation eingebaut. Er stellte für den Sonderfall *Klei* des Untergrundes fest, daß sich Randdämme nur in der Bauphase setzen.

Im Einflußbereich der Randdämme der hier untersuchten Deponien treten aber nach den Meßergebnissen zum Teil große Krümmungen der Dränleitungen sowie zum Teil gegenläufiges Gefälle (zur Deponiemitte) auch in späteren Phasen auf, die aus dem Berechnungsmodell der Untergrundsetzungen auszugrenzen sind. Da hier der Konsolidationseinfluß relevant ist und dieser erheblich von der Bauzeit sowie kleinflächiger - im Detail nicht mehr nachvollziehbarer - Bauabfolge abhängt, läßt sich nach den eigenen Untersuchungen nur pauschal die folgende Aussage treffen. Die Dränleitungen sind direkt oder indirekt auf einem Tonaufleger der mineralischen Abdichtung gebettet. Im Randbereich ist eine kraftschlüssige, quasi-gelenkige Verbindung an die Schächte vorhanden. Schachtgründungen bestehen in der Regel aus Ortbeton-Fundamenten als kleine Platte, welche in einer größeren Tiefe als die angebundenen Rohre liegen. Hier sind vergleichsweise größere Untergrund-Steifigkeiten vorhanden. Zudem entfallen alle Eigensetzungen der darüber liegenden Schichten. Die Schachtsohle setzt sich damit in geringerem Maße, da in der Regel konstruktiv eine geringe Mantelreibung sicher gestellt ist, als das in unmittelbarer Nachbarschaft liegende Rohr.

8 Grenztiefe

8.1 Übersicht und Ansätze zur Berechnung

Die mit der Tiefe insgesamt rechnerisch zunehmende Vertikalverformung unter der Last enthält aufgrund der Spannungsausbreitung sowie aufgrund geostatischer und geologischer Vorbelastung tendenziell in der Tiefe abnehmende Anteile.

Bei Setzungsberechnungen stellt sich mit dem Ansatz tiefenabhängiger Steifigkeiten und insbesondere bei einer verformungsbegrenzenden Tiefe die Frage nach der richtigen Kombination der angesetzten Parameter. Fraglich ist, bis wohin der Boden eine Belastung tatsächlich noch „spürt“. Nach ALTES (1976) sind dafür Mindestspannungen erforderlich, um den Strukturwiderstand des Bodens sowie den Anfangsgradienten für das Auspressen des Porenwassers zu überwinden und damit Setzungen zu erzeugen.

GUDEHUS (1981) spricht von einer gebremsten Strömung im Bereich kleiner Gradienten. Die Konsolidierung kann nicht weiter voranschreiten, sobald der hydraulische Gradient einen Grenzwert (Stagnations- oder Anfangsgradient) erreicht hat. Das bedeutet, daß ein voller Ausgleich des Porenwasserdruckes (materialabhängig) nie stattfinden kann. Nach Untersuchungen von GABENER (1984) wurde jedoch bei bindigen Böden kein strömungsloser Bereich festgestellt, so daß letztlich mit einer Konsolidation bis zum vollständigen Porenwasserdruckausgleich zu rechnen ist.

Gerade für Konsolidationsbetrachtungen bzw. Grenztiefenbetrachtungen ist der Bereich kleiner Gradienten bedeutungsvoll. Nach neueren Untersuchungen von DEGEN (1994), die auch im Bereich kleiner hydraulischer Gradienten (hier bis $i = 0,7$) Gültigkeit haben, kann davon ausgegangen werden, daß kein strömungsloser Bereich während der Konsolidation in den Berechnungen anzusetzen ist.

Nach KLOBE (1992) sind Stagnationsgradienten insoweit für die Setzungsberechnungen nicht relevant, als gesättigte Böden bereits vor der Belastung einen entsprechenden Porenwasserdruck durch Eigenlast aufweisen müssen. Unter Vernachlässigung der Zunahme von i_0 bei abnehmender Porenzahl können Böden damit bei Setzungsberechnungen genauso wie Böden ohne Stagnationsgradient behandelt werden.

Zudem ist zu berücksichtigen, daß den Böden eigene Strukturwiderstände auch bei Vernachlässigung der Konsolidationsströmungen Verformungen und damit Setzungen verhindern können. CAQUOT / KÉRISEL (1960), verweisen auf die von TAN-TJONG-KIE (in RODATZ (1995)) nachgewiesenen „Schwellenwerte“ für Spannungen in Böden, ab denen kein Kriechen unter Belastung mehr eintritt.

Verkittungs- und diagenetische Verfestigungseffekte wurden bereits anhand der Variation von Untergrund-Steifigkeiten erörtert.

MAYBAUM (1996) setzt in seiner Arbeit den Strukturwiderstand als eine „bei kleinen Spannungs-Dehnungs-Zuständen“ mobilisierbare Schubspannung voraus.

Die Empfehlungen von ALTES (1976) zur Ermittlung von Setzungen bis zu einer Grenztiefe wurden in der DIN 4019 als Stand der Technik festgelegt. Sie haben noch heute große baupraktische Bedeutung. Allgemein wird auch angenommen (DIN 4019), daß in einer Tiefe, die der 1 bis 2-fachen kleineren Fundamentbreite entspricht, praktisch keine Setzungen mehr vorkommen.

ALTES schlägt 3 grundsätzliche Möglichkeiten zur Ermittlung von Grenztiefen vor, die hier für den Deponiebau bewertet werden:

- I) *Pauschale „Festlegungen aufgrund von Erfahrungen“ sind vergleichsweise ungenau, da große Streubreiten möglich sind.*
- II) *Die Festlegung der Grenzspannungen σ_{zg} ist - wie im folgenden dargestellt wird - eher sinnvoll, da die Spannungsverhältnisse im Untergrund rechnerisch Berücksichtigung finden können:*
 - *Festlegung einer absoluten Größe für die Grenzspannung: $\sigma_{zg} = 0,1$ bis $0,2 \text{ kp/m}^2$ (nach HU (1967) in: ALTES (1976))*
 - *σ_{zg} in Abhängigkeit der Fundamentbelastung σ_0 : $\sigma_{zg} = 0,01$ bis $0,1 \sigma_0$*
 - *in Abhängigkeit des Überlagerungsdruckes $\gamma(t+z)$: $\sigma_{zg} = 0,1$ bis $0,2 \gamma(t+z)$*

III) Die von ALTES in Form einer Grenztiefengleichung ausgewerteten Messungen an Hochbauten berücksichtigen Zusammendrückbarkeit, Sohlnormalspannung, Größe der Belastungsfläche, Gründungstiefe. Messungen der Grenztiefe liegen für die Abfallasten im Deponiebau oder vergleichbare Aufhaldungen bislang nicht vor. Eine Auswertung nach seiner Grenztiefengleichung für die Lasten im Deponiebau ist schwierig, da hierzu Steifigkeiten des Untergrundes gemittelt werden müßten sowie auch die zeitabhängig sich verändernde „Fundamentgröße“ die Ergebnisse stark verzerren würde.

Generell war die Frage zu stellen, inwieweit der Vergleich von Auflasten mit den Eigenspannungen des Bodens zulässig ist. KATZENBACH (1997) vertritt die Meinung, daß „Setzungen zum Großteil im oberen Drittel auftreten, da die Steifemoduln wegen der Genese in der Tiefe zunehmen und oben eine höhere Spannung σ_V , Bauwerk vorhanden ist.“

Für den Deponiebau ist dies insoweit von Bedeutung, als der Primärspannungszustand nicht einfach durch Spannungen infolge Bodenwichte und Tiefenlage der betrachteten Schichten beschrieben werden kann. Bilanzierend unterscheidet sich deshalb die Grenztiefe bei den häufig in Niedersachsen vorkommenden überkonsolidierten Böden von der eines normal konsolidierten Untergrundes.

DRESCHER (1992/1997) hat für Erkundungen und Berechnungen im Deponiebau allgemein eine Grenztiefe t_{grenz} nach Gleichung (20) angegeben.

$$(20) \quad t_{\text{grenz}} = 2 \cdot P_z / \gamma \quad (\text{mit: } P_z = \text{Auflast [kN/m}^2\text{]}, \gamma = \text{Wichte des Untergrundes [kN/m}^3\text{]})$$

Nach Gleichung (20) wird die verformungswirksame Einflußtiefe der Auflasten nicht nach dem herkömmlichen sogenannten „20%-Kriterium“ (DIN 4019; $\sigma_{zg} = 0,2\gamma \cdot (t+z)$) festgesetzt, sondern es ergibt sich für einen typischen niedersächsischen Deponieuntergrund etwa ein „50%-Kriterium“ (Gleichung (21)), da hier die Steifemoduln mit der Tiefe derart zunehmen, daß bereits ab ca. 30 - 40 m Tiefe keine Setzungen mehr zu erwarten sind (vgl. auch KÉZDI (1970)).

$$(21) \quad \sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,5 \quad (\text{mit: } \gamma \cdot (t+z) = \text{Überlagerungsdruck aus Bodeneigengewicht [kN/m}^2\text{]})$$

In Abbildung 68 werden die Setzungen für einen ausgewählten Punkt nach einem 20%- und 30%-Grenztiefenkriterium hergeleitet. Die Setzungen sind für den betrachteten Punkt nach dem in der Abbildung aufgezeigten Schema für alle übrigen Verhältnisse $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) \leq 0,5$ ablesbar.

In der Tiefe der Oberfläche der überkonsolidierten Kreidetone der Rinnenstruktur ergibt sich ein Verhältnis von ca. $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,3$ für das hier angesetzte Bodenprofil. Hiermit wird

deutlich, daß auch eine erhebliche Erhöhung der Steifigkeiten für die zum Teil unterhalb dieser Grenztiefe anstehenden OCR-Böden nicht in jedem Fall die gewünschte Angleichung zwischen Messung und Berechnung erbringen kann.

Da die Grenztiefe als ein Summenkriterium der Begrenzung von Verformungen aus Konsolidations- und Kriechsetzungen zu werten ist, kann davon ausgegangen werden, daß bei Unterschreitung des Strukturwiderstandes in bestimmten Tiefen (hohe Kohäsion) kein Kriechen mehr auftritt. Damit wird die vielfach in der Praxis bei Setzungsrechnungen verwendete Vorgehensweise einer Versteifung (pauschaler Ansatz höherer Steifemoduln) des Untergrundes in größeren Tiefen gerechtfertigt.

Es zeigt sich, daß bei entsprechendem Ansatz von $\sigma_z/\gamma \cdot (t+z)$ ein im Vergleich mit der Normrechnung (Abbildung 45) „gegenläufiger Effekt“ im rechnerischen Gefälleverlauf an der Deponiebasis erzielt werden kann (beispielhafte Auswertungen in der Abbildung 69ff.).

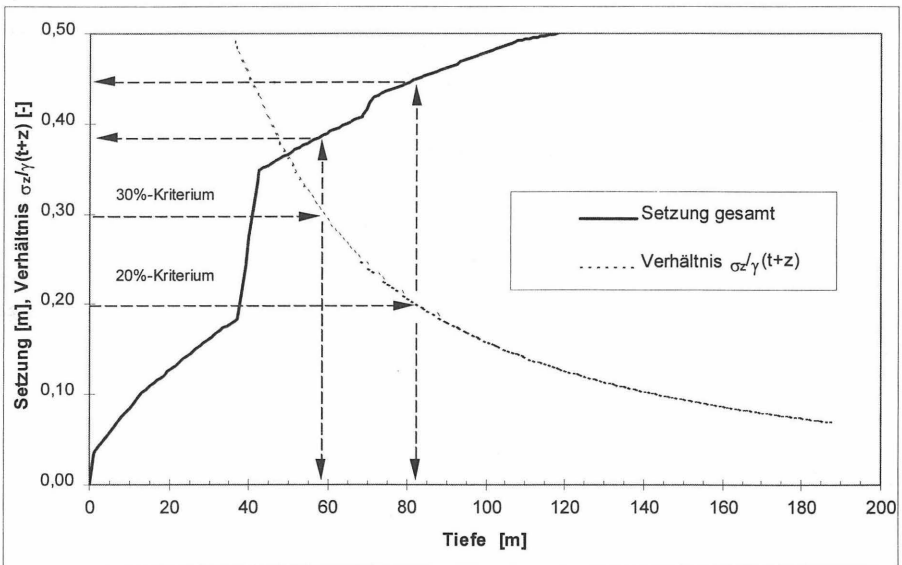
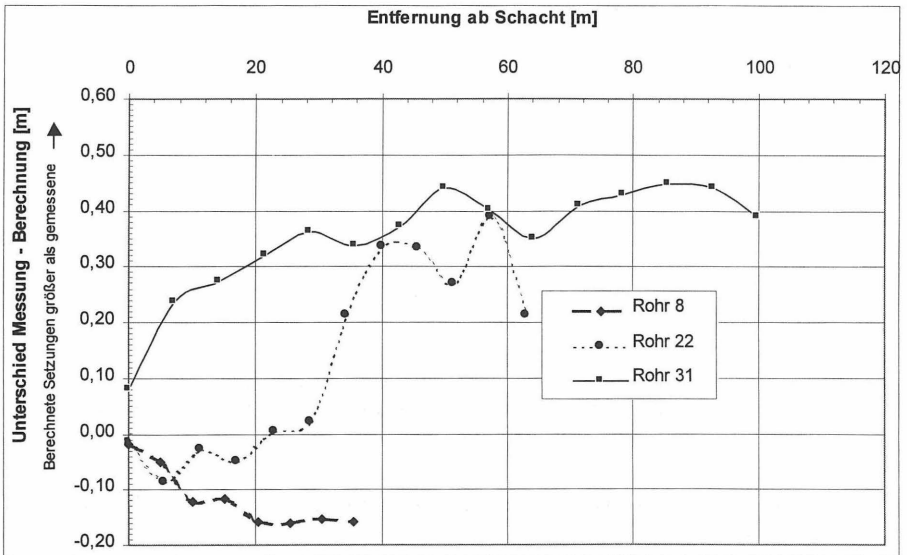
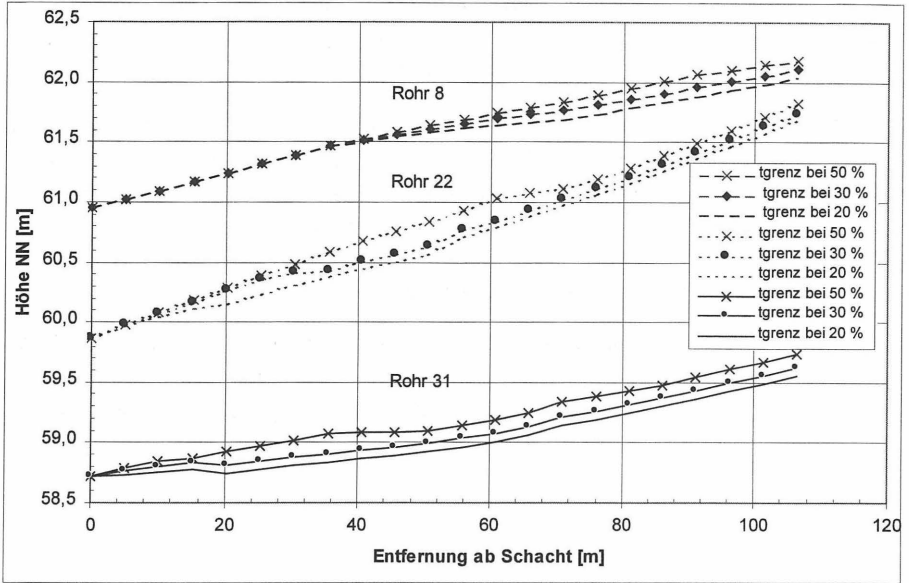


Abbildung 68: Verhältnis $\sigma_z/\gamma \cdot (t+z)$ am Hochpunkt Drän 22 ZD Hannover zur Bestimmung der Grenztiefe (Beispiel 20%- und 30%-Kriterium; zugehörige Setzungen)

Der unregelmäßige Höhenverlauf in der Abbildung 69 ergibt sich aus der Strukturierung des Untergrundes in Verbindung mit dem Spannungsniveau infolge Bauwerkslast.



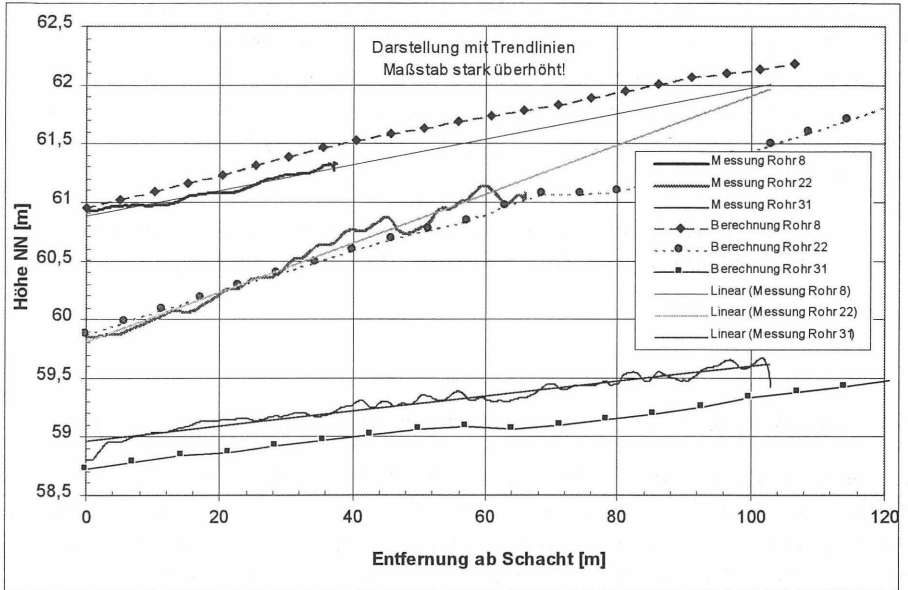


Abbildung 71: Messung und Berechnung Konsolidationssetzungen ZD Hannover 1997 bei Ansatz $0,5 = \sigma_z/\gamma \cdot (t+z)$ für die Grenztiefe

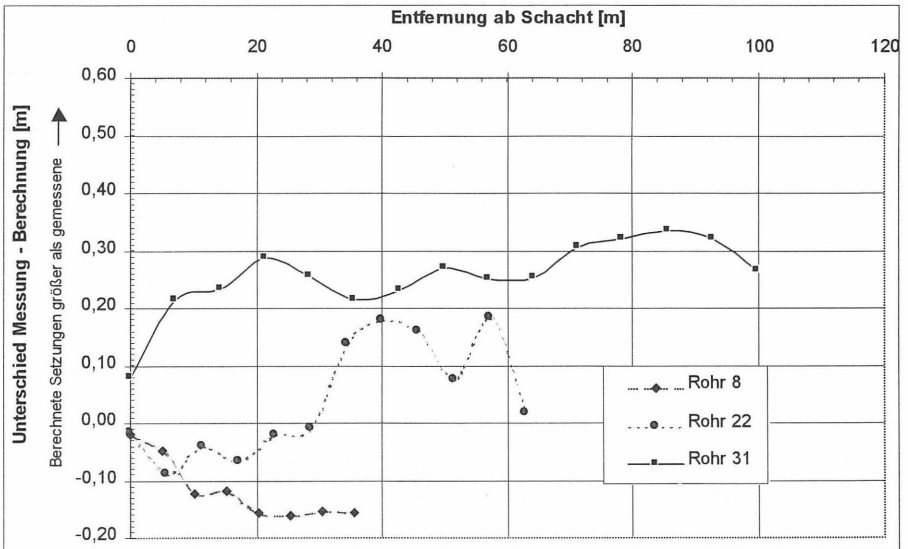


Abbildung 72: Unterschied Messung / Berechnung der Dränhöhen ZD Hannover 1997 bei Ansatz $0,5 = \sigma_z/\gamma \cdot (t+z)$ für die Grenztiefe

In Abbildung 69 bis Abbildung 72 ist qualitativ und absolut die im allgemeinen verbesserte Zusammenführung von Messung und Berechnung bei Ansatz von $0,2 \leq \sigma_z/\gamma \cdot (t+z) \leq 0,5$ (vgl. auch Abbildung 45) erkennbar. Im Zusammenhang mit den Ergebnissen aus Kap. 6.3.3 zum Ansatz der Steifigkeiten liegt nahe, beide Phänomene insbesondere wegen häufig bereits oberhalb der OCR-Böden erreichter Grenztiefe (Abbildung 68) in einem Einflußparameter zu fassen.

Hinsichtlich der in den Abbildungen erkennbaren Effekte geringerer Veränderungen des beispielhaft aufgeführten Drän 8 wird auf Kap. 3.4.2.6 und 7.2.3 verwiesen.

8.2 Auswertung von geometrischen Kriterien und Spannungskriterien

Bei der Berechnung ist die Geometrie des Abdichtungssystems zu berücksichtigen. Wird die Last aus dem Abfallkörper rechnerisch unmittelbar in Höhe der ehemaligen Geländeoberkante aufgebracht und eine sukzessive Erhöhung der Profilierung nicht berücksichtigt, ergibt sich der in Abbildung 73 exemplarisch für Drän 22 dargestellte „Fehler“.

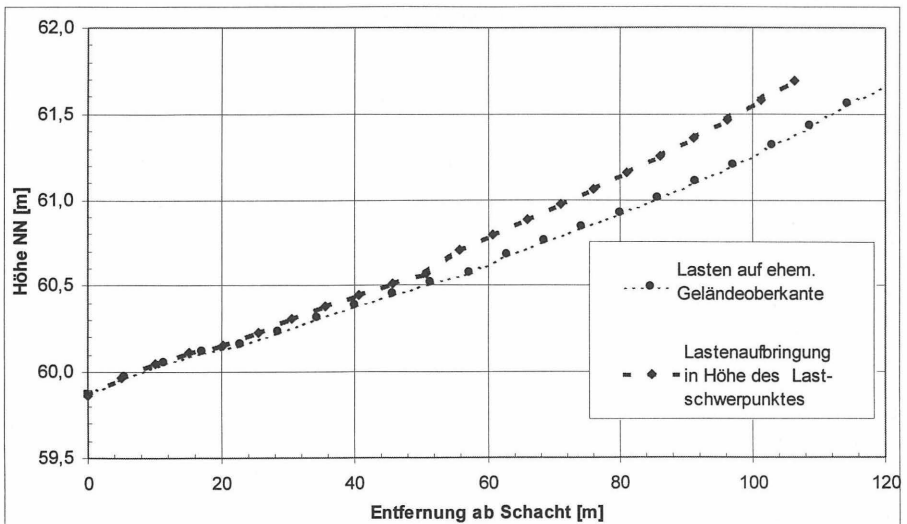


Abbildung 73: Unterschied rechnerischer Höhen Dränrohr 22 ZD Hannover 1997 mit / ohne Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung im Deponiekörper

In Abbildung 74 sind qualitativ zum Vergleich mit der Normrechnung (Abbildung 45) die bei Verzicht auf diese Erhöhung festgestellten Unterschiede zwischen Messung und Berech-

nung dargestellt. Die tendenziell im Vergleich mit den Messungen „falsch“ berechnete Neigung an der Basis wird also in der Regel eher verstärkt. Derartige Berechnungsansätze und Vereinfachungen sind damit zu verwerfen.

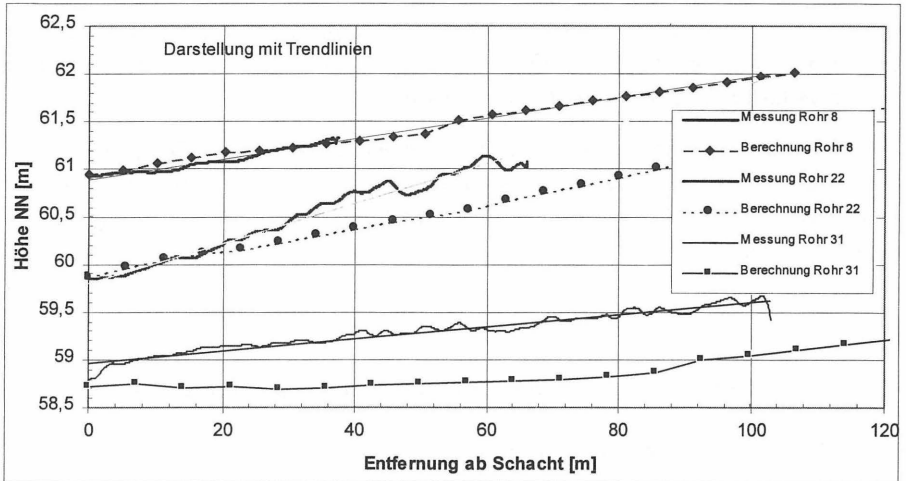


Abbildung 74: Messung und Berechnung der Dränhöhen ZD Hannover 1997 ohne Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung im Deponiekörper

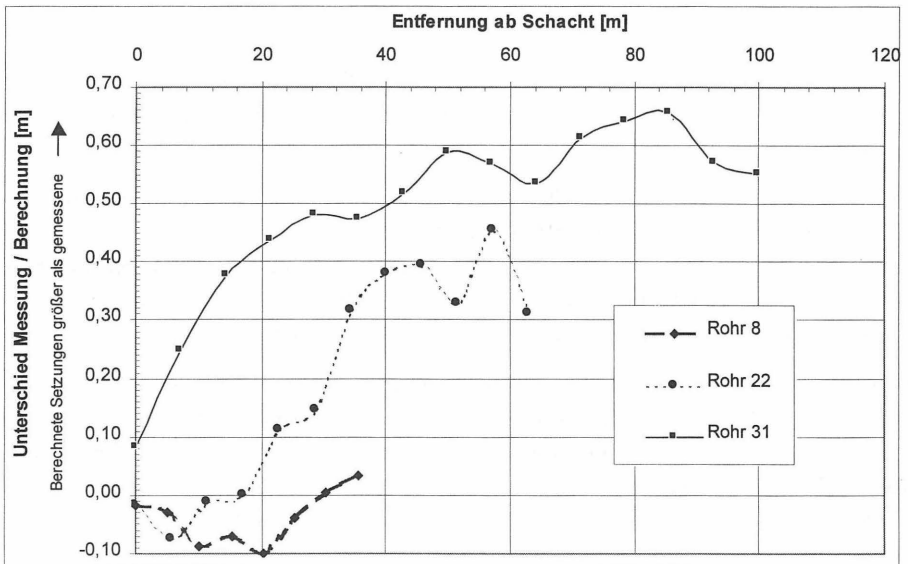


Abbildung 75: Unterschied Messung / Berechnung Konsolidationssetzungen ZD Hannover 1997 ohne Berücksichtigung der Schwerpunktverlagerung

Der Spannungsvergleich ($\sigma_z/\gamma (t+z)$) zur Grenztiefenbestimmung ist bereits ab der ehemaligen Geländeoberkante vorzunehmen, wie eigene Vergleichberechnungen gezeigt haben (PLÖTNER (1996)). Wird bei sukzessiver Verfüllung zeitabhängig gerechnet, muß innerhalb des anwachsenden Bodenprofils somit die Wichte des Abfalls und des Abdichtungssystems zu Null gesetzt werden. Als Auflast ist das Abdichtungssystem und der Abfall jedoch zu berücksichtigen. Die Annahme eines Steifemodules für die Wiederbelastung in wiederverfüllten Bereichen ist selbstverständlich (DGEG (1993)).

Die Abbildung 45f. zeigte Ergebnisse dieser Vorgehensweise für das Beispiel Salzgitter Diebesstieg. Es war abermals das bereits beschriebene Mißverhältnis zwischen Messungen und Berechnungen erkennbar, daß durch die Konsolidationsrechnungen nicht verifiziert werden konnte.

9 Einzelergebnisse für die untersuchten Deponiestandorte

9.1 Zentraldeponie Hannover

STEINKAMP (1994) stellt die 1982 für den Endzustand errechneten Setzungen den zu einem Zwischenzeitpunkt 1989 gemessenen gegenüber und kommt zu dem Schluß, „daß die gemessenen Gefälleverringeringen bisher größtenteils noch weit unter den vorausgerechneten Werten“ liegen.

Dies ist nach Analyse der Einlagerungsmengen bis 1997 und den zugehörigen Setzungsuntersuchungen sowie -messungen für die großräumigen Gefälleentwicklungen noch immer gültig.

Mit den Berechnungen konnten nicht immer die anhand der verifizierenden Setzungsmessungen der Verfüllphasen festgestellten Setzungstendenzen ermittelt werden, wenn rechnerisch die Konsolidation abgeschlossen war. Auch umgekehrt traten nach den Messungen keine Vertikalverformungen mehr auf, wenn rechnerisch noch Konsolidationssetzungen zu erwarten waren. Vereinzelt waren hier auch Hebungen zu verzeichnen.

Weil sich nach den Untersuchungen keine eindeutige Regelmäßigkeit als Gesetz ausbildet, kann nur phänomenologisch auf die oben genannte - je nach Alter des Deponieabschnittes und kleinräumiger Entwässerung - abgeschlossene Konsolidation hingewiesen werden. Eine endgültige und eindeutige Stellungnahme zu den noch zu erwartenden Setzungen ist aufgrund der beobachteten Unregelmäßigkeiten bei den gemessenen Setzungen an dieser Stelle nicht möglich.

Da vom angenommenen Fortschritt der Konsolidation direkt auch Aussagen zu den anzusetzenden Steifigkeiten des Untergrundes abhängen, kann die generelle Stellungnahme aufrecht erhalten werden, daß höhere Steifigkeiten und geringere Grenztiefen als nach DIN 4019 üblich anzusetzen sind. Die rechnerisch im Einzelfall anzusetzenden OCR-Verhältnisse und Grenztiefen sind mangels weiterer Datenmasse umstritten.

Wie bei anderen untersuchten Deponien in zum Teil größerem Umfang und stärkerem Maße, treten andeutungsweise im Randbereich Setzungsmulden auf, die allgemein im Rahmen kleinräumiger Verformungen und speziell durch das geotechnische Verhalten im Bereich der Randdämme erklärt werden.

9.2 Deponie Heinde, Erweiterung Hoersten-West

In RODATZ / KNOLL (1998) werden umfangreiche Überlegungen unter Berücksichtigung eines Grundwasseranstieges im Baufeld diskutiert, um eine Zusammenführung der bei Messungen festgestellten Hebungen und Berechnungen zu ermöglichen.

Nach später selbst durchgeführten Berichtigungen externer Meß-Auswertungen (Einarbeitung echter Anschlußhöhen am IGB-TUBS) ergaben sich schließlich plausible Verformungsbilder für die Dräne (KNOLL (1998)) ohne Hebungen.

Im Bereich eines südlichen Randdammes (Durchdringungsbauwerk) zeigte sich eine geringfügige Verlagerung der Setzungsmulde infolge der Dammlast. Der im Bereich der Leitungszone um ca. 4 m gegenüber der Basis erhöhte und ca. 34 m breite Randdamm (mit Böschungsneigungen 1:3 innen ; 1:2 außen, Kronenbreite ca. 7 m) erzeugte nach eigenen Parameterstudien auch unter Berücksichtigung der Überkonsolidation des Untergrundes eine höhere Setzung als an den Dränen tatsächlich gemessen wurde. Das Berechnungsmodell mußte hinsichtlich der Steifemoduln angepaßt werden.

9.3 Deponie Diebesstieg, Entsorgungszentrum Salzgitter

Der Vergleich mit der Baumaßnahme Deponie Diebesstieg, Salzgitter zeigt ein ähnliches Verhalten in den ersten Meßzyklen, wie es in Hildesheim Heinde festgestellt wurde.

Die errechneten und die gemessenen Setzungen lassen sich bei dem jeweils betrachteten Lastfall erst zusammenführen, nachdem die Steifigkeit des Untergrundes gegenüber der ursprünglichen Annahme erhöht wurde. Weitere Betrachtungen - insbesondere zur Plausibilität der Meßergebnisse - wurden analog der Zentraldeponie Hannover und der Deponie Heinde durchgeführt. Hier sind vergleichbare Vermutungen hinsichtlich gemessener He-

bungen zu formulieren, die mangels weiteren Datenmaterials leider nicht verifiziert werden können.

9.4 Gewerbeabfalldeponie der Volkswagen AG „Barnbruch“

Die Meßergebnisse in Polder IIIb haben gezeigt, daß die vom Deponiebetreiber zunächst erwarteten Setzungen seit Einlagerungsbeginn bislang ausgeblieben sind. In dem zu Grunde gelegten geotechnischen Gutachten wurden Vertikalverformungen von mehreren Dezimetern prognostiziert. Tatsächlich eingetreten sind Setzungen im cm-Bereich.

Das Tragverhalten der in der Deponie eingelagerten, puzzolan reagierenden Schlämme und Filterstäube mit einer virtuellen mittleren Ablagerungsdichte von $\rho_{\text{virt}} = 1,2$ bis $1,3 \text{ t/m}^3$ erzeugt auf der ehemaligen Geländeoberkante ein Lastbild wie ein unbewehrtes Fundament. Die verhärtende Reaktion setzt vor der Konsolidation ein (KNOLL / BRUNS (1996)).

Mit den seinerzeit zur Modellierung der Aufstandsfläche und zur Erhöhung des Urgeländes zwischen ca. $d = 1 \text{ m}$ und ca. $d = 2 \text{ m}$ mächtig eingespülten Sande wird eine erste setzungsarme Lastverteilung oberhalb des Liegenden im Aller-Urstromtal erreicht. Insbesondere die Zusammendrückbarkeit und die Lastverteilung in den oberen Schichten sind - wie Parameterstudien am IGB-TUBS zeigen (FELDEMA (1994)) - für das Setzungsverhalten insgesamt wesentlich. Die anstehenden Sande oberhalb des überkonsolidierten Lias-Tons weisen nach Baugrundgutachten Schluff- und Torf-Einschlüsse auf. Diese mit vergleichsweise geringer Steifigkeit ausgestatteten Böden sind zwar leichter verformbar als die weiteren hier anstehenden Böden, in ihrer Ausbreitung sind sie aber räumlich begrenzt. Darüber hinaus konnte mit einfachen Handrechnungen unter Berücksichtigung der OCR-Verhältnisse gezeigt werden, daß bei der Untergrundbelastung durch ein starres Fundament Weichzonen nur insoweit ins Gewicht fallen, als die benachbarten, sich steifer verhaltenden Bodenmaterialien die Belastung brückenartig im Bodengewölbe übernehmen und damit einer erhöhten Belastung ausgesetzt sind.

10 Schlußfolgerungen und Empfehlungen

10.1 Geotechnische Berechnungen

10.1.1 System und Lastbild

Wie in RODATZ / KNOLL (1998) anhand des Beispiels der Deponie Heinde gezeigt wurde, kommt der Beschreibung der Historie und der zeitlichen Entwicklung beim Bau der Deponie eine ebensolche Relevanz zu wie der Angabe der Steifemoduln, welche zudem häufig pauschal geschätzt oder lastunabhängig angegeben werden. Auf die Beauftragung einfacher Setzungsberechnungen lediglich zur Erfüllung der Vorgaben der Überwachungsbehörden muß daher verzichtet werden. Vielmehr sollte bei den Setzungsberechnungen bereits die tatsächliche Situation während und nach der Baumaßnahme vor Ort berücksichtigt werden.

Für den Entwurf können die Setzungsberechnungen anhand einer Abfallprognose bei Grenzwertbetrachtungen erstellt werden. Die Wichten für den Abfall sollten zeitabhängig anhand der erwarteten Stoffgruppen sowie des Einbauverfahrens (mit Wasserbilanz und Stoffumsatz) ermittelt werden, da die festgestellten Abweichungen zu den pauschalen Angaben z. B. von DRESCHER (1992) nicht in jedem Fall auf der „sicheren Seite“ liegen oder andererseits zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen können. Anhand der Beobachtungsmethode sind entsprechende Berechnungsergebnisse mit den tatsächlichen Ablagerungswichten aus den Jahresabschlußberichten mit Kenntnis der angelieferten Massen und eingelagerten Volumina zu überprüfen. Die tatsächlichen Abfalllasten sind, falls keine Erkenntnisse aus in-situ-Untersuchungen zur Verfügung stehen, anhand bislang vorliegender Erkenntnisse über Wasserrückhaltevermögen und Speicherkapazität der jeweilig erwarteten Abfallzusammensetzung zuzuordnen und abzuschätzen.

Unter Berücksichtigung der zeitlich sich verändernden Abfallwichte sollte das Zeit-Setzungs-Verhalten des Untergrundes zur Verifikation der tatsächlich eintretenden Setzungen überprüft werden. Bislang wird davon ausgegangen, daß keine meßbaren Konsolidationsverzögerungen zwischen Berechnung und Messung anzusetzen sind und festgestellte Unterschiede somit als absolute Fehler anzusehen sind.

10.1.2 Ansatz der Kennwerte in Berechnungen

Für die Herleitung der Bodenwichten des Untergrundes und des Abdichtungssystems sind jahreszeitliche oder über längere Zeiträume auftretende Schwankungen des Grundwassers über Annahmen des voll gesättigten Bodens auf Grundlage des Kapillarsaumes mit passiver Steighöhe über den Ansatz von γ_r zu beachten. Bei FEM-Analysen sind auch die Wichten nach Aufbringen des Primärspannungszustandes in Nachlaufrechnungen zu kon-

trollieren. Sie müssen den charakteristischen Bodenkennwerten aus der Baugrunderkundung nach den Lastschritten des Primärspannungszustandes entsprechen.

Bei den zur Konsolidation anzusetzenden Kennwerten des Untergrundes / des Abdichtungssystems ist die Konsolidation des Gesamtsystems unter Berücksichtigung der Temperaturen, des Spannungszustandes und damit des Verfüllungszustandes zu berücksichtigen.

Vorliegende Daten des Untergrundes, insbesondere zu den Steifemoduln und dem Zeitsetzungsverhalten, sind wegen häufiger Fehler oder Unstimmigkeiten bei der Versuchsdurchführung einer kritischen Prüfung zu unterziehen. Insbesondere der Ansatz der Steifemoduln nach Wiederbelastung ist zum Teil noch praxisunüblich, wie die eigene Recherche zeigte.

Da grundsätzlich eine Entspannung der Bodenproben bei dem Einbau in das Ödometer anzunehmen ist, sind die ermittelten Kennwerte tendenziell an der Obergrenze der festgestellten Spannweite anzunehmen. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung läßt sich so verbessern.

Wesentlich ist die Berücksichtigung der Wiederbelastung wegen der Einbaubeeinflussung in situ auch bei den Materialien des Abdichtungssystems und des Erdplanum. Es ist in Abhängigkeit des Verdichtungsprozesses eine Spannung bis zu ca. $\sigma_z = 350 \text{ kPa}$ anzusetzen.

Auf Grundlage der Erkundungen ist ein Baugrundprofil zu erstellen, das je nach Tiefenlage weicherer, begrenzter Zonen räumliche Lastabtragungen auf steifere Bereiche über Generalisierungen des Schichten- und Kennwerteprofiles berücksichtigt.

Die Zunahme des Steifemoduls mit der Tiefe (SIEVERING (1980)) ist zu beachten. Nicht in jedem Fall hat die Erhöhung der Steifigkeiten jedoch in der Praxis tatsächlich Relevanz. Es wurde gezeigt, daß die Kriterien der Grenztiefe in vielen Fällen schon oberhalb einer anzunehmenden Steifigkeitserhöhung greifen. Dieses Fazit gilt auch für die OCR-Böden.

Die Dehnungsverfestigung wird als quasi-plastisches Verhalten über den Ansatz von multilinear-elastischen Stoffansätzen für die Steifigkeiten gut repräsentiert.

Der Einfluß der Querdehnung ist bei den in Norddeutschland häufig vorkommenden überkonsolidierten Tönen geringer als bei NC-Böden. Eine Überschätzung der Querdehnung führt zu höheren Setzungen in Deponiemitte relativ zum Deponierand und damit rechnerisch zur Verringerung der Drängefälle. Wie Vergleichsrechnungen zeigten, kann auch ein Konsolidationsverzug die tatsächlich bei den Messungen festgestellten vergleichsweise geringen Setzungen in Deponiemitte nicht erklären. Die Relevanz der Querdehnung sollte daher im Rahmen von Parameterstudien insbesondere bei den NC-Böden geprüft werden.

Die diagenetische Verfestigung der OCR-Böden wird im ödometrischen Spannungszustand gut nachvollzogen (GRÜNDER (1978)). Für die Randbereiche der Deponie sind je-

doch zur Beschreibung derlei Auswirkungen auf Kompressionsbeiwerte Triaxialversuche durchzuführen. Allerdings liegt ein entsprechender Einfluß, der zur Vergrößerung der Setzungen und damit auch der Drängefälle führt, auf der sicheren Seite.

Weitere plastische Verformungen sind - außer Anfangsschubverformungen (Sofortsetzungen) und Kriechverformungen - in der Regel nicht zu berücksichtigen. Für die Bestimmung der Kriechsetzungen sollte zunächst ein „Kriechprofil“ (Abbildung 64) des Untergrundes erstellt werden, um deutlich zu machen, inwieweit Kriechen überhaupt relevant sein kann.

10.1.3 Durchführung von Berechnungen - Umgang mit den Berechnungsverfahren

Bei „einfachen“ Berechnungs-Programmen, welche für die Spannungsausbreitung die Elastizitätstheorie im elastisch isotropen Halbraum zu Grunde legen, ist zu verhindern, daß programmintern eine falsche (ebene) Geländeoberfläche sowie eine stets gleiche Ansatzhöhe des Lastschwerpunktes zu Grunde gelegt wird. Dort ist je nach Programm mit gewichtslosen (virtuellen) Bodenschichten zu rechnen, die zwar zusammendrückbar sind, die aber mit Erhöhung des Bodenprofils nicht zur Verlagerung der Grenztiefe nach oben führen dürfen.

Es ist das ursprüngliche Geländeprofil in der Berechnung der Grenztiefe auch bei sukzessiver Belastung zu verwenden. Die Spannung σ_{zg} für die Ermittlung der Grenztiefe muß damit stets ab der ehemaligen Geländeoberkante und nicht ab der mit Verfüllung sukzessive sich nach oben verschiebenden „neuen Geländeoberfläche“ ermittelt werden, da Abdichtungs- und Abfallgewichte nicht zur Erhöhung von σ_{zg} führen. Dazu müssen in den meisten Berechnungsprogrammen für die Wichten γ des Abdichtungssystems bzw. des Abfalls Werte von $\gamma = 0$ im Bodenprofil eingegeben werden. Die Eigensteifigkeit des Abdichtungssystems ist zu beachten, da hier Setzungen entstehen.

Im Lastansatz ist das Abdichtungssystem bei dieser Vorgehensweise mit seiner tatsächlichen Wichte als Auflast auf Untergrund und Abdichtungssystem zu berücksichtigen.

Setzungen können mit einem vereinfachten Lastbild entlang der Dränleitungen berechnet werden (das „Sägezahn-Querprofil“ kann bei den einzelnen Dränabschnitten entfallen).

Abbildung 76 zeigt ein zusammenfassendes Ergebnis von Parameterstudien für die Zentraldeponie Hannover. Bei den erkennbaren verringerten Unterschieden zwischen Messung und Berechnung zur Normrechnung infolge Ansatz von höheren Steifemoduln und modifizierter Grenztiefe t_{grenz} bzw. verbesserter Treffsicherheit bei $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,5$ (KÉZDI (1970)) wird die Relevanz von Vergleichsuntersuchungen deutlich.

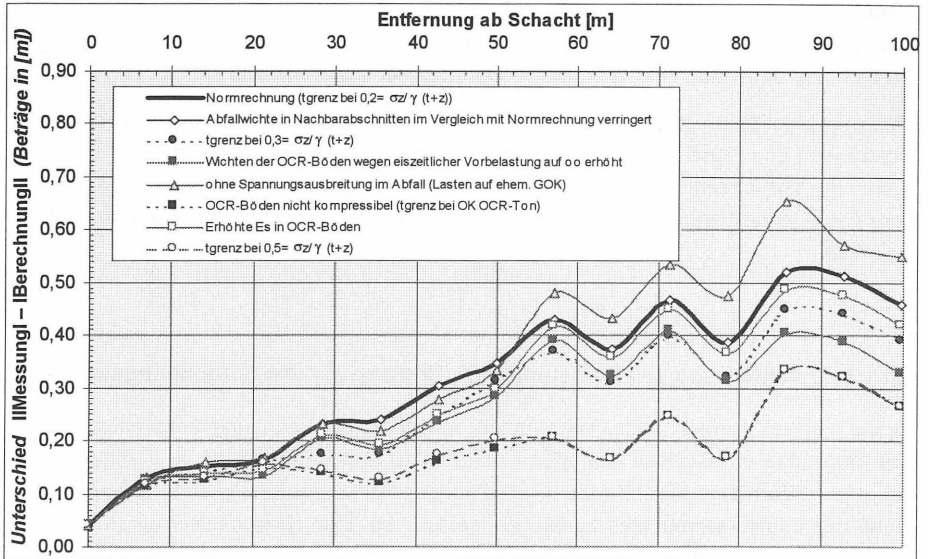


Abbildung 76: Vergleich verschiedener Parametervariationen zum Unterschied zwischen Messung und Berechnung (Beispiel ZD Hannover; Multilinear-elastische Berechnungen im elastisch isotropen Halbraum)

Aus der Verwendung multilinear-elastischer Stoffansätze resultiert automatisch die gleichzeitige Berücksichtigung eines Grenztiefenkriteriums (DIN 4019) und die Begrenzung der Verformungen schon durch den Ansatz der Steifemoduln. Weitestgehend hat dieser Ansatz der Steifigkeiten auch für numerische Berechnungen Bedeutung, da hier die Grenztiefenkriterien in der Regel nur schwierig und über Nachlaufrechnungen integrierbar sind.

Problematisch ist damit die Arbeitsweise mit Berechnungs-Programmen, die nur die Eingabe eines konstanten, lastunabhängigen Steifemoduls erlauben. Da diese in der Regel aber die Berechnung bei Variation der Querdehnung anbieten, sollten sie für verifizierende Parameterstudien zu diesem Kennwert verwendet werden. Die aus den Studien innerhalb sinnvoll gewählter Grenzen (Tabelle 9) sich ergebenden Größenordnungen sind als potentielle Unsicherheiten bei den weiteren Setzungsermittlungen zu berücksichtigen.

Bei FEM-Analysen sind die vielfältigen Randbedingungen gemäß EAN zu beachten. Insbesondere hat die Unterscheidung der Lastschritte aus Primär- und Sekundärbelastung Bedeutung, da sonst rechnerisch der Abfall auf eine Setzungsmulde (bereits verformte Oberfläche des Abdichtungssystems) aufgebracht wird. Die Vorbelastung aus älteren Deponieabschnitten darf nicht vernachlässigt werden. Die Berücksichtigung bzw. Ermittlung einer Grenztiefe kann in den meisten Fällen nur durch Modifikation oder Ergänzung der Quellcodes bzw. in sogenannten offenen Programmsystemen (ANSYS) vollzogen werden.

Ohne derartige zusätzliche Implementierungen ergeben sich Setzungsanteile bis zum unteren Netzrand, womit dessen Wahl das Ergebnis wesentlich beeinflusst.

In diesem Zusammenhang sind auch die Netzgröße und die Wahl der Auflagerbedingungen zu benennen. In der Regel sind hier verifizierende Vergleichsberechnungen durchzuführen.

Horizontalverformungen sind - je nach Lasthöhe und Untergrundeigenschaften - in der Regel zu vernachlässigen. Randsetzungen konnten bei den Projektbeispielen bislang nicht nachgewiesen werden. Hinsichtlich potentieller Spreizspannungen sollten bei Unsicherheiten in der Einschätzung der Belastungsgeschwindigkeit zusätzliche Analysen zu möglichen gefällemindernden Einflüssen durchgeführt werden.

Setzungen sind zur Verifikation getrennt für die Deponie-Mitte und für die Randbereiche zu ermitteln. Nach aktuell im Anschluß der Forschungsarbeit von RODATZ / KNOLL (1998) durchgeführten Ausgrabungen (PROJEKTUNTERLAGEN ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1998)) wird davon ausgegangen, daß die in Schachtnähe zum Teil bei der Messung festgestellten Mulden der Dränleitungen nicht existent sind und auf Meßfehler nach Kap. 3.4.2.5 zurückzuführen sind. Ähnliche Schlußfolgerungen sind für andere Projekte mangels weiterer Daten nicht zu verifizieren. Das zeigt die Relevanz (bau)begleitender Messungen für die weitere Berechnung endgültiger Verformungen (Abbildung 77).

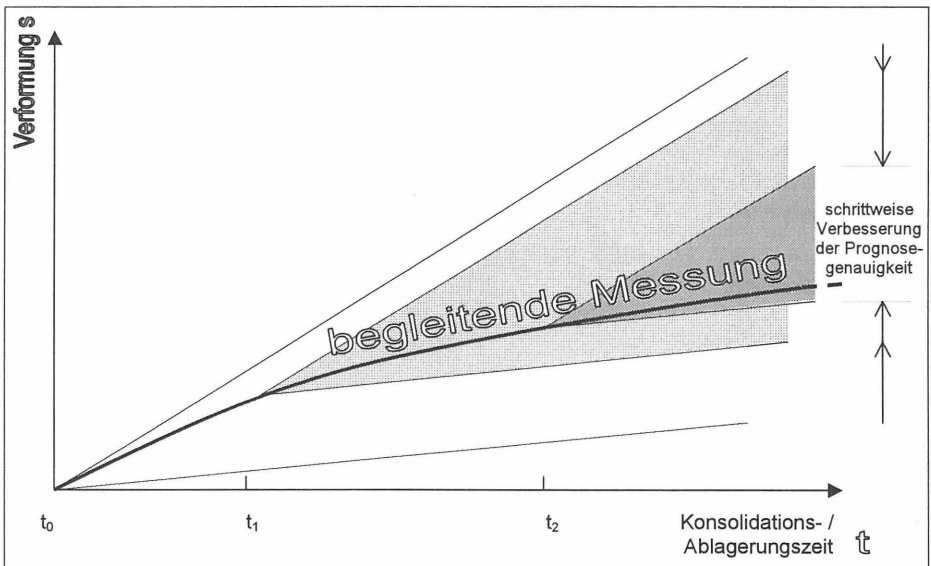


Abbildung 77: Verbesserung der Prognosegenauigkeit durch begleitende Messungen

Sofort- und Kriechsetzungen sind über ergänzende Parameterstudien projektbezogen zu ermitteln und den Konsolidationssetzungen hinzuzurechnen.

Ein Höchstmaß von Einflüssen und Randbedingungen wird letztlich durch die gegenseitige Ergänzung und Verifikation verschiedener Rechenverfahren (z. B. FEM sowie analytische Vertikalspannungsermittlung zur Verwendung bei der schichtweisen Setzungsermittlung mit multilinear-elastischen Steifemoduln) erfaßt.

Damit ist die geotechnische Modellierung des Gesamtbauwerkes „Deponie / Untergrund“ zu verbessern, indem Abweichungen von der konsistenten Abbildung des Kontinuum erkannt und durch weitere Vergleichsrechnungen analysiert werden. Setzungsberechnungen für Lastphasen (Zwischenschritte) helfen im Vergleich mit Messungen bei der Verifikation und Adaption von Kennwerten und Berechnungsverfahren.

10.1.4 Dokumentation und Prüfung von Berechnungen

Die Dokumentation der Berechnungen ist für eine unabhängige Prüfung erforderlich. Dies betrifft speziell numerische Berechnungen. KÖNGETER / FORKEL (1997) erwähnten insbesondere Aussagen, die eine Prüfung von

- *Modellstrukturfehlern*
- *Eingabedaten*
- *Programmfehlern*
- *Numerischen Fehlern*
- *Ungenauigkeiten bei Prognosedaten*
- *Ungenauigkeiten bei Auswertungen*
- *Bewertungsfehlern*

erlauben. Die eigene Forderung nach Parametervariationen und Vergleichsrechnungen wird damit bekräftigt.

10.2 Geo- und abfalltechnische Messungen und Untersuchungen

10.2.1 Geotechnische Erkundung des Untergrundes

Um die Qualität künftiger Setzungsberechnungen zu steigern, sind folgende Grundsätze bei Untersuchungen und Messungen vor dem Bau von Deponien zu berücksichtigen:

- ° Die Empfehlung von SIEVERING (1980) wird aufgegriffen, Steifemoduln durch Standard Penetration Tests festzustellen. Hierdurch wird für die interessierenden vertikalen Ver-

formungsanteile auch die Abhängigkeit von Anisotropien des Baugrundes berücksichtigt.

- ° Für die Bestimmung von Eingangsparametern zur Berechnung der Anfangsschubverformung sollten Pressiometerversuche sowie Triaxialversuche (DGGT (1993)) durchgeführt werden.
- ° Im Zusammenhang mit Kalibrierungsbohrungen (GDA) sollten gegebenenfalls geophysikalische Verfahren (geoelektrische Kartierung mit mindestens zwei Wirkungstiefen) zur Verbreiterung der Datenbasis für die Anwendung geostatistischer Methoden sowie als Grundlage für die Festlegung von Meßpunkten für eine vertikale Gliederung (BEHRENS / WELLER (1996)) der Mächtigkeit und Zusammensetzung von Lockergesteinsschichten angewendet werden.
- ° Da sich die Konsolidation als wesentliche Randbedingung für abgeklungene Setzungen und möglicherweise eintretende Versteifungen des Untergrundes ergibt, müssen die Gebirgsdurchlässigkeiten - auch anhand der geophysikalischen Erkundungen - genauer als bislang (in räumlicher Darstellung) angegeben werden.

10.2.2 Messungen während des Deponiebetriebes

Ein kontrollierter Einbau und ein Abfallkataster bzw. die katasterisierte Auswertung erlangt bei der Verwendung des bislang vorliegenden Datenmaterials zur Wichte und zum Spannungs-Verformungs-Verhalten große Wichtigkeit.

Die nach KÖGLER / SCHEIDIG (in: RODATZ (1995)) für schlaffe, gleichmäßig belastete Rechteckfundamente durch Messungen nachgewiesene Spannungsausbreitung unter 45° ist auch für die Haldenauflasten von Deponien zu verifizieren. Dies sollte über ein redundantes System sowohl über Messungen der Spannungen als auch der Verformungen im Untergrund sowie an der Basis geschehen. Die tatsächliche Veränderung der Auflasten soll dabei mit erfaßt werden (RODATZ / KNOLL (1997)).

Inklinometermessungen mit Vertikal-Inklinometern sollten im Randbereich durchgeführt werden, um die plastischen Verformungen zu erfassen und die Größenordnung zu untersuchen.

Eigene Berechnungen haben im Vergleich mit den Messungen bestätigt, daß wegen des großen Einflusses der Steifemoduln und der Durchlässigkeiten (Fissuren, Schichtgrenzen) die Konsolidation nur grob abgeschätzt werden kann. Porenwasserdruck- und Gebirgsdurchlässigkeitsmessungen sind zur Kontrolle des Konsolidationsverhaltens (LANG / HUDER / AMANN (1996)) soweit möglich durchzuführen, um die Randbedingungen für Kon-

solidationsvorgänge wie Drainagebedingungen, Durchlässigkeiten, Anisotropien etc. zu verifizieren.

Porenwasserdruckmessungen sollten auch im Bereich der Randwälle zur Verifikation der für dränierte oder undränierte Verhältnisse angesetzten Festigkeitsparameter erfolgen.

Bei den Höhen- bzw. Verformungsmessungen in den Dränleitungen sind folgende Grundsätze zu beachten:

- Nach EDENBERGER / GATYS (1996) sollten immer 2 Tage zwischen Spülung und Messung eingehalten werden, damit die ursprünglichen Temperaturverhältnisse wieder zurückkehren.
- Bei den Auswertungen ist ein Zusammenhang zwischen Temperatur in den Dränen, Überschüttungshöhe und Rohrverformung herzustellen.
- Den häufig beobachteten widersprüchlichen Angaben und Interpretationen bei den Verformungen an der Basis kann durch Installation von dauerhaft fehlerfrei arbeitenden Meßsystemen, bei denen Kalibrierungsvorgänge automatisiert sind, begegnet werden. Alternativ wären Kalibrierungen der linienhaften Messung durch Setzungspegel vorzunehmen.
- Anschlußhöhen müssen vermessungstechnisch spannungsfrei im Umfeld eingebunden werden. Vermessungskampagnen für diese Anbindung sind großräumig und zeitgleich zu den Meßkampagnen durchzuführen. Es sind auch potentielle horizontale Randverschiebungen zu prüfen.
- Da ein Vergleich mit der Nullmessung und die zeitabhängige Betrachtung der Setzungen (KNOLL / RODATZ (1996)) wegen zum Teil nicht korrelierbarer Meßzyklen schwierig ist, wird empfohlen, zusätzlich auch weiterhin nach dem Drängefälle der Leitungen in den Untersuchungen auszuwerten.
- Je nach Zweck der Kontrollen sollten nur die Gefälleänderungen aufgetragen werden; dabei werden die Anfangsbezugshöhen der Punkte vernachlässigt. Es werden nur die Setzungsmulden nachgebildet und geprüft. Dieses Verfahren ist insbesondere beim Vergleich nur weniger Meßkampagnen sinnvoll, da die geodätischen Messungen für die Bezugspunkte in der Praxis höhere Ungenauigkeiten erbringen und damit teilweise zu nicht interpretierbaren Ergebnissen führen (OLTMANN / WYRWA (1992)). So können auch einfache und vergleichsweise kostengünstige Verfahren wie Inklinometerverfahren verwendet werden. Zu berücksichtigen sind hier jedoch die möglichen Fehler bei der Ermittlung der Neigungen. Tendenzen sind aus einander folgenden Messungen häufig nicht ableitbar.

- Zyklische jährliche Messungen sind relevant, um Einflüsse aus jahreszeitlichen oder aus anderen Gründen bedingten Hebungen über Reihenmessungen zu eliminieren. Meßzyklen sollten sich darüber hinaus an der Geschwindigkeit bei der Einlagerung (Belastungsgeschwindigkeit) orientieren. Zudem könnten Aussagen zu tatsächlichen Genauigkeiten der Meßverfahren abgeleitet werden.

10.3 Planung und Bauausführung

Die Feststellung der Anschlußhöhen für Linienvermessungen an der Basis muß durch konstruktive Maßnahmen an den Sickerwasserschächten vereinfacht werden.

Bei dachprofilartigen Sohlausformungen verringern die Setzungen im Randbereich der Deponie das Gefälle. Die Auswertungen der Beobachtungen haben gezeigt, daß an dieser sensiblen Stelle mehrere Sicherungsmaßnahmen sinnvoll sind:

- Vergrößerung der planmäßigen Längsgefälle im Randbereich.
- Erhöhung der Steifigkeit von Auffüllungen, Barrieren, Abdichtungen (z. B. bei bereichsweise abgeänderten Materialien) in den Hochpunkten im Vergleich mit den Tiefpunkten: Diese Maßnahme bedingt einen erhöhten Aufwand bei erdstatischen Berechnungen und in der baubegleitenden Qualitätssicherung. Sie ist jedoch nur wirksam, wenn ein „Aufhängen“ der Dränrohre am Schacht durch eine entsprechende Sohlbettung vermieden werden kann. Zu beachten ist, daß sogar ein ungünstiges Verhalten provoziert wird, wenn unterhalb der Schachtsohle im Vergleich steifere Materialien anstehen.

Durch eine sorgfältige Qualitätssicherung beim Bau des Abdichtungssystems sollen flächig gleichmäßige Verdichtungsgrade bei möglichst gleichmäßigen Einbauwassergehalten erreicht werden. Kleinräumige Setzungsunterschiede sowie Setzungsmulden sollen hierdurch vermieden werden.

10.4 Grundsätze für Prognosen, Messungen und Bauausführung

Für Prognosen und Messungen von Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien sind nach den durchgeführten Sensibilitätsanalysen die folgenden relevanten Grundsätze in Tabelle 11 zusammengefaßt. Soweit diese Beachtung finden, ist die Wahl der eingesetzten Rechentechnik sekundär. Die Tabelle beinhaltet auch Empfehlungen zur Bauausführung.

(1)	(2)	(3)	(4)
Modell		Bauwerk	künftige Modelladaption
Messungen vor Bau	Berechnung und Kennwerte	Bauausführung	Messungen beim Deponiebetrieb
- Anwendung geo-statistischer Verfahren / ggf. geophysikalische Erkundung vor Festlegung des weiteren Untersuchungsprogramms	- Historie des Bauwerks (Bau und Einlagerung) beachten - Abfallwichten zeit-, einbauverfahrens- und stoffabhängig abschätzen - Sickerwasseraufstau beachten		- Auswertungen insbesondere zu Wichten über Abfallkataster vornehmen
	- Vertikale Verlagerung des Lastschwerpunktes durch Verfüllung beachten - Bodenwichten mit Kapillarsaum - Abdichtungs- und Abfallgewichte führen nicht zur Erhöhung von σ_{zg} für die Grenzflächenbestimmung (Bodenwichten in rechnerischen Bodenprofilen sind zu Null zu setzen = Grenzfläche ab ehem. GOK) - Auflast aus Abfall und Abdichtungssystem bewirkt Setzungen in Abdichtungssystem und Untergrund	- Vergrößerung der planmäßigen Längsgefälle im Randbereich	- Meßsystem mit automatisierter Kalibrierung vorsehen oder Eichung linearer Messungen durch Setzungspegel
- Prüfung der Bergsdurchlässigkeit / räumliche Darstellung	- Durchlässigkeit des Untergrundes im oberen Bereich höher aufgrund Temperatur; Ausgleich über höheren Spannungszustand infolge Verfüllung	- Flächig gleichmäßige Verdichtungsgrade, Einbauwassergehalte von Abdichtung, Barriere, Auffüllung	- Anschlußhöhen spannungsfrei zeitgleich zu übrigen Meßkampagnen anbinden
- Standard Penetration Tests (Steifemoduln) - Diagenetische Verfestigung OCR im Ödometer für mittlere Deponiebereiche, für Randbereiche Triaxialversuche vorsehen	- Last- bzw. tiefenunabhängige Definition von E_s unzulässig; multilinear-elastischer Stoffansatz oder Ansatz der Dehnungsverfestigung berücksichtigt qualitativ Grenzfläche; Grenzfläche näherungsweise bei OK OCR-Ton bzw. $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,5$ - Steifigkeiten aus Ödometer wegen Entnahmestörungen näherungsweise an der Obergrenze der festgestellten Spannweite anzunehmen - Vorbelastung aus älteren Deponieabschnitten beachten - Ansatz i.d.R. der Wiederbelastung für E_s bei Abdichtungsmaterial und Planum - örtliche Weichzonen insbesondere in größeren Tiefen nicht zu berücksichtigen	- „Aufhängen“ der Dränrohre am Schacht verhindern: Wahl der Sohlbettung Schacht; bereichsweise planmäßige Änderung der Steifigkeiten von Abdichtung, Barriere, Auffüllung	- Messungen zyklisch jährlich
- Zur Feststellung der Anfangsschubverformung Pressiometer- und Triaxialversuche ansetzen	- Abschätzung des Kriechens über „Kriechprofil“ des Untergrundes - Parametervariationen zur Abschätzung von Sofort- und Kriechsetzungen durchführen - Querdehnung bei OCR mit geringerem Einfluß als bei NC; Parametervariation insbesondere bei NC empfohlen	- Festpunkte an Sickerwasser-schächten für Anschlußhöhen der Linienvermessungen	- Redundantes System aus Verformungs- und Spannungsmessungen an der Basis und im Untergrund einschließlich Randbereich der Deponie
	- Analysen zur Verringerung oder Erhöhung von Setzungen durch Spreizspannungen in Abhängigkeit erwarteter Verfüllungsgeschwindigkeiten durchführen		
	- Setzungsberechnungen für Lastphasen (Zwischenschritte) im Vergleich mit Messungen zur Verifikation und Adaption der Kennwerte und Rechenverfahren		

Tabelle 11: Vorschläge und Hinweise zur Verbesserung von Berechnungsmodell und Konstruktion des Abdichtungssystems sowie zu Messungen

11 Ausblick

Soweit Erkenntnisse älterer Baugrunderkundungen für geotechnische Berechnungen neuer (Deponie-)Bauwerke genutzt werden sollen (DIN 4020), kommt Informationssystemen, wie sie z. B. in der Projekt-Datenbank des IGB-TUBS repräsentiert sind, heute eine wesentliche Bedeutung zu. Die zentrale Datenverwaltung für bodenmechanische Kennwerte, wie sie im Ansatz vom Niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung verfolgt wird, ist daher anzustreben.

Zur Schaffung der Grundlagen einer sicheren Erhöhung der Müllauflasten infolge Kompaktierung, Vorbehandlung, Änderung der Einlagerungshöhen (Ertüchtigung von Deponien), Änderung der Müllwichten durch Einlagerung von inertem Material (Umnutzung) müssen zumindest exemplarisch die in Kapitel 10.2 beschriebenen kalibrierenden und redundanten Messungen durchgeführt werden. Wesentlichen Anteil können hier die in RODATZ / KNOLL (1997) geschilderten Erkundungsprogramme im Hinblick auf den richtigen Ansatz von Kennwerten des Untergrundes und zur Ermittlung der Grenztiefe leisten.

Die beschriebenen Modelle zum Verformungsverhalten des Untergrundes von Haldendeponien müssen anhand der beschriebenen Messungen weiter verfeinert und verifiziert werden, um künftig volkswirtschaftlich vertretbar Deponien betreiben zu können.

12 Zusammenfassung

Für Setzungsberechnungen des Untergrundes von Haldendeponien konnten auf der Grundlage der Rückrechnung aus Abfallangaben differenzierte und verifizierte Kennwerte zu der sich zeitlich verändernden Auflast aus dem Deponiekörper in Parameterstudien zum Untergrundverhalten eingearbeitet werden. Für Setzungsberechnungen ist eine derartige Berücksichtigung der System-Geschichte unverzichtbar.

Die nach eigener Untersuchung hergeleiteten Abfallwichten in situ des Deponiekörpers liegen zum Teil oberhalb der häufig in der Literatur angegebenen Wichte $\gamma_{\text{Abfall}} = 15 \text{ kN/m}^3$. Dieser Kennwert deklariert somit für den Deponiebau nicht die sogenannte sichere Seite bei Setzungsberechnungen.

Anhand von umfangreichen Recherchen sowie Analysen von Verformungsmessungen zur Kalibrierung der Berechnungen waren für verschiedene Spannungszustände und damit Belastungssituationen herkömmliche Modell- und Rechenansätze zu adaptieren. Die Schwachstellenidentifikation der Berechnungsverfahren hat inhärente Modellunsicherheiten ergeben, die zum Teil schon ursächlich bei der Wahl der Eingangsparameter - insbesondere bei der Steifigkeit der OCR-Böden, aber auch beim Ansatz der Querdehnung - liegen. Mit anzupassenden und hier in groben Zügen vorgestellten einfachen Berechnungsverfahren, die unter anderem eine in Niedersachsen typische Überkonsolidation von Böden über die Variation von Steifemoduln und Grenztiefen sowie einen räumlichen Ansatz der Belastungshöhen erfassen, ist das Setzungsverhalten des Untergrundes von Haldendeponien noch mit vertretbaren Genauigkeiten darstellbar, soweit die wesentlichen geometrischen, zeitlichen und stofflichen Ansätze berücksichtigt werden.

Der Steifemodul sollte bei Ödometerversuchen wegen Entnahmestörungen an der Obergrenze der festgestellten Spannweite angenommen werden. Mit der pauschalen Begrenzung der Verformungen an der Oberfläche der OCR-Tone bzw. mit einem Grenztiefenkriterium $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,5$ wurde zudem eine wesentliche Verbesserung der Kongruenz von Messung und Rechnung erzielt.

Abdichtungs- und Abfallgewichte führen nicht zur Erhöhung von σ_{zg} für die Grenztiefenbestimmung. Aufgrund der im Deponiekörper vorhandenen Spannungsausbreitung ist eine sukzessive vertikale Verlagerung der Höhe seines Lastschwerpunktes nach oben zu berücksichtigen soweit nicht mit numerischen Methoden gerechnet wird. Mit den herkömmlichen Setzungsberechnungen nach DIN 4019 ergeben sich häufig zu flach ausgeprägte mittlere Längsgefälle bei rechnerisch zu hohen Setzungen in Deponiemitte. Zum Teil wird dies mit dem Ansatz einer Volumenkonstanz im elastisch isotropen Halbraum begründet. Setzungsmulden im Randbereich werden bei den Berechnungen in der Regel nicht erfaßt. Hier sind Detailbetrachtungen unter Berücksichtigung der baubetrieblichen Einflüsse durchzuführen. Grundsätzlich müssen Setzungsanalysen die möglichen Lastphasen berücksichtigen.

Es hat sich gezeigt, daß die geotechnische Modellierung des Gesamtbauwerks „Deponie /

Untergrund“ nur durch die gegenseitige Ergänzung und Verifikation verschiedener Rechenverfahren zu verbessern ist, da jeweils nur Näherungslösungen zu erwarten sind. Ein Höchstmaß von Einflüssen und Randbedingungen wird so erfaßt. Letztlich ist damit unwesentlich, ob numerisch oder analytisch - z. B. bei elastisch isotropem Ansatz und multilinear-elastischen Steifigkeiten - gerechnet wird. Dieser Grundsatz gilt, weil Abweichungen von der konsistenten Abbildung des Kontinuum erkennbar und durch weitere Vergleichsrechnungen analysierbar sind.

Um den Genauigkeitsgrad von Setzungsberechnungen zu optimieren, wird empfohlen, prognostische Überwachungsstrategien für Verformungen an der Deponiebasis sowie zu den Abfallmengen und -arten in adaptive Berechnungsmodelle einzubinden. Dabei sind Berechnungsgrößen durch Meßgrößen (Wichten, Verformungen, Konsolidationsgrade) zu ersetzen. Zumindest sollten Messungen und Berechnungen zur gegenseitigen Prüfung und Kalibrierung verwendet werden, um Treffsicherheiten der Berechnungen zu steigern.

Deutlich wurde, daß hierbei schon die sorgfältigere und umfangreichere Datenauswertung als Grundlage der Verbesserung der Prognosegenauigkeit überproportional eingeht. Damit sind vor Durchführung geotechnischer Untersuchungen bereits Konzepte zu den weiteren geotechnischen Berechnungen und Analysen auf Basis des zu erwartenden Bauwerksentwurfes und -betriebes standortabhängig zu erstellen.

Die Ergebnisse aus den Erkundungen des Baugrundes sind für den Ansatz der Steifigkeiten, der Durchlässigkeiten sowie der Grenztiefe und der anzusetzenden Querdehnung nur nach sorgfältiger Prüfung der Untersuchungsmethoden und der Gegenüberstellung der Spannungszustände in situ sowie im Versuch zu verwenden. Die verwendeten Steifeprofile müssen Tiefenabhängigkeiten, eingeprägte Spannungszustände und das jeweilige Spannungsniveau berücksichtigen.

Letztlich ergibt sich in Anlehnung an DGEG (1993) ein einfaches Schema für künftige Setzungsberechnungen (Gleichung (22)) bei Haldendeponien. Dabei stellen die Konsolidationssetzungen den Hauptanteil; übrige Summanden sind im Verhältnis je nach Einfluß bestimmender Parameter ausgeprägt.

$$(22) \quad s_{\text{ges}} = s_1 + s_2 + s_{\mu} + s_{\text{Spreiz}} + s_0 + s_{\text{GW Schwank.}} \quad [m]$$

Mit:

s_{ges}	=	Gesamtsetzungen
s_1	=	Anteil Konsolidationssetzungen
s_2	=	Anteil Kriechsetzungen
s_{μ}	=	Zuschläge oder Abzüge nach Variation der Querdehnung (+ / -)
s_{Spreiz}	=	Anteil Setzungen aus Spreizspannungen (+ / -)
s_0	=	Sofortsetzungen
$s_{\text{GW Schwank.}}$	=	Anteil Setzungen aus Schwankungen des Grundwasserspiegels (+ / -)

Für die nach dieser Gleichung berechneten Setzungen ist der jeweils betrachtete Zeitraum und die Lasthistorie anzugeben.

Danksagung:

Der Autor bedankt sich bei den zahlreichen Informanten für die tatkräftige Unterstützung während seiner Recherchen. Der Deutschen Bundesstiftung Umwelt sei ausdrücklicher Dank für ihre Förderung ausgesprochen.

Anhang (A)

ANSATZ DER RECHENWERTE BEI DEN VERIFIKATIONSBERECHNUNGEN (BEISPIELE):

Schicht Nr.	Bodenart n. DIN 4021	d Schichtmächtigkeit	cal $\gamma_r / \gamma' / \gamma''$ Wichte	cal E_{sm} mittlerer Steifemodul in den Laststufen*
		m	kN/m³	MN/m²
1	T, u, fs' (mineralische Abdichtung)	0,75	19,9	5,5/5,9/6,9/12,8/26
2	Lößlehm/Löß/Geschiebelehm (künstliche geologische Barriere)	3,51	20,1	2,6/7,9/11,6/17,2/26
3	Löl / Löß anstehend, oberhalb GW, steif mit γ_r	0,15	20	7,5/9,8/15,9/25,7/41,8
4	Löl / Löß oberhalb GW, weich-steif mit γ_r	0,55	20	5,2/7,2/11,4/19,4/33,4
5	Geschiebelehm oberhalb GW, steif mit γ_r	0,64	20,5	8/12,5/15,3/25,6/44,1
6	Geschiebelehm unterhalb GW, steif	1,06	10	8/12,5/15,3/25,6/44,1
7	Geschiebemergel unterhalb GW, steif	4,17	10	8/12,5/15,3/25,6/44,1
8	Kreideton, steif	0,7	9	5/17/17/18,5/24,9
9	Kreideton, halbfest	15	10	12/22/36/41/46
10	Tonstein, mürbe	180	12	20/34/49,7/73,1/113,5

* in den Laststufen bis $\sigma_1 = 100/200/400/800/1600$ kN/m²

**Tabelle 12: Rechenwerte (I) Deponie Diebesstieg, Salzgitter für ein Profil am
Hochpunkt Drän 11**

Für die FEM-Untersuchungen wurden zusätzlich die folgenden Kennwerte der Tabelle 13 auf der Grundlage der Ergebnisse von KNOLL / HORST (1993/94) und der vorangegangenen Überlegungen der Kap. 6.3.1 bis 6.3.3 ermittelt.

Schicht Nr.	Bodenart n. DIN 4021	cal ϕ'	cal c'	cal E	cal ν
		°	kN/m ²	MN/m ²	
1	T, u, fs' (mineralische Abdichtung)	20	15	7	0,4
2	Lößlehm/Löß/Geschiebelehm (künstliche geologische Barriere)	22,5	5	7	0,4
3	Löl / Löß anstehend, oberhalb GW, steif mit γ_r	25	5	7	0,41
4	Löl / Löß oberhalb GW, weich-steif mit γ_r	22,5	5	7	0,41
5	Geschiebelehm oberhalb GW, steif mit γ_r	25	5	8	0,41
6	Geschiebelehm unterhalb GW, steif	25	5	8	0,41
7	Geschiebemergel unterhalb GW, steif	25	10	10	0,4
8	Kreideton, steif	17,5	15	20	0,4
9	Kreideton, halbfest	22,5	50	30	0,37
10	Tonstein, mürbe	27,5	100	75	0,28

Tabelle 13: *Rechenwerte (II) Deponie Diebesstieg, Salzgitter für ein Profil am Hochpunkt Drän 11 (FEM-Vergleichsberechnungen)*

Die Abbildung 78 zeigt die für die Verifikationsuntersuchungen zu Plastifizierungen angenommene Kennwerte der Entfestigung im Spannungs-Dehnungs-Diagramm am Beispiel der Schicht 2.

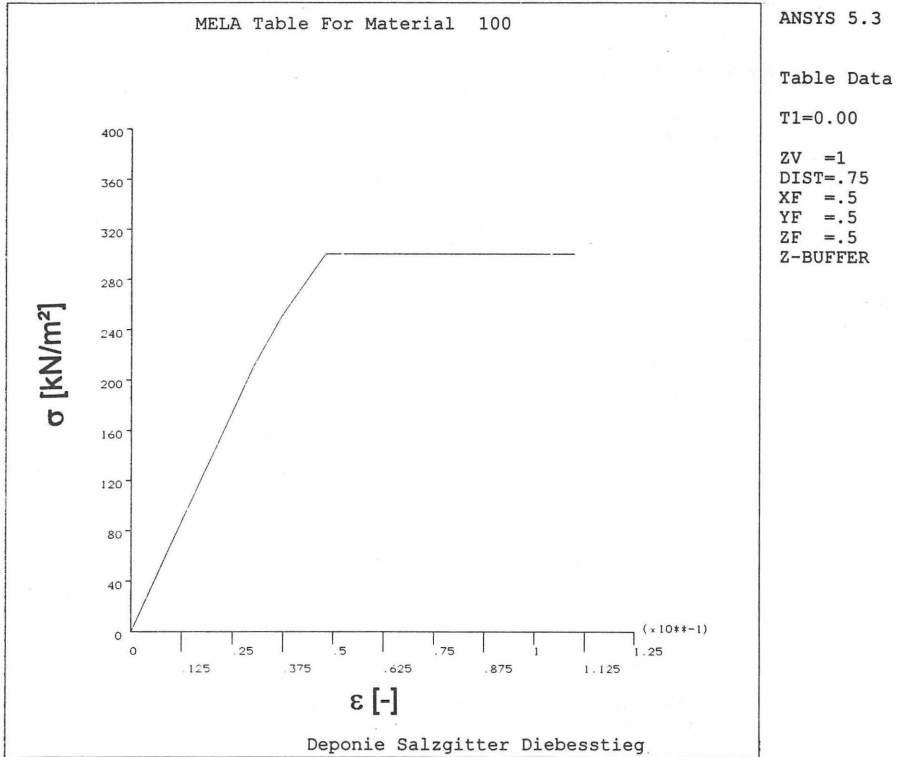


Abbildung 78: Spannungs-Dehnungs-Diagramm zur Festlegung der Entfestigung für das Beispiel „Material der Schicht 2 der Deponie Diebesstieg, Salzgitter“ auf Grundlage von Daten aus KNOLL / HORST (1993/94)

Wie in Abbildung 78 erkennbar ist, wurde ab $\sigma = 300 \text{ kN/m}^2$ volle Entfestigung als Spannungsfließen angenommen.

Schicht Nr.	Bodenart n. DIN 4021	d Schichtmächtigkeit	cal $\gamma_r / \gamma / \gamma'$ Wichte	cal E_{sm} mittlerer Steifemodul in den Laststufen*
		m	kN/m³	MN/m²
1	T, u, fs' (mineralische Abdichtung)	1	20,9	5,5/11/16/26/50
2	Auffüllung / Bauschutt mitteldicht-dicht	2,5	19,5	36/54/83/102/160
3	Sande / Kiese oberhalb GW	3	19	35/53/81/100/150
4	Sande / Kiese unterhalb GW	3,5	11	35/53/81/100/150
5	Geschiebemergel	25	11,5	31/48/76/98/145
6	Schluff / Beckenschluff / Ton weich-steif	5	8	3/5/7/11/20
7	Sande / Kiese	15	11	35/53/81/100/150
8	Schluff, Ton	1	10	5/11/16/28/50
9	Kreideton steif-halbfest	1	10	14/15/29/30/52
10	Tonstein I	39	10	19/38/77/106/150
11	Tonstein II	204	10	30/70/130/200/300

* in den Laststufen bis $\sigma_1 = 200/400/800/1600$ kN/m²

Tabelle 14: Bodenkennwerte Zentraldeponie Hannover für ein Profil am Hochpunkt Drän 22

Schicht Nr.	Bodenart n. DIN 4021	d Schichtmächtigkeit	cal $\gamma_r / \gamma / \gamma'$ Wichte	cal E_{sm} mittlerer Steifemodul in den Laststufen*
		m	kN/m ³	MN/m ²
1	T, u, fs' (mineralische Abdichtung)	0,5	21	5,5/6/6,5/6,9/9,5/26
2	Sande (Auffüllung)	2,7	19	11/23/49/58/78/180
3	Sande (i.d.R. fs; fs, u') unterhalb GW	2,6	10,8	7,7/18,2/43/53,2/73/ 170
4	Sande (i.d.R. fs + mS)	1,9	11	9,7/29,4/49,7/57,1/78/ 180
5	Sande (i.d.R. ms, gs, g')	5,7	11,4	13/31,9/51,7/66,8/99/ 200
6	Schluff, tonig	10,5	13	3,3/14,5/24,3/26,5/ 36,3/80
7	S, u', g'	9,1	12	6,5/22/37/41,8/57,2/ 130
8	Kreideton, steif	2	13	2/4,8/7,8/18/25/29/65
9	Kreideton, halbfest	8	13,1	3,5/18/25/26/31,5/37
10	Tonstein, mürbe	110	13,3	5/21/29/36/43/52

* in den Laststufen bis $\sigma_1 = 100/200/300/400/600/1600$ kN/m²

Tabelle 15: *Bodenkennwerte Gewerbeabfalldeponie der VW AG „Barnbruch“ für ein Profil am Hochpunkt Drän 1*

Die im Vergleich mit den übrigen Deponiestandorten und Angaben aus Standardwerken der Geotechnik (SMOLTCZYK ET AL. (1996)) hoch erscheinenden Wichten in den unteren Schichten (Tabelle 15) wurden unter strenger Berücksichtigung der Angaben des Baugrundgutachtens festgelegt.

Auf die Darstellung der Rechenwerte für die eher phänomenologischen Vergleichsberechnungen des Fallbeispiels der Deponie Hildesheim Heinde wird verzichtet.

Anhang (B)

LITERATUR / QUELLENANGABEN:

Zitierte Normen, Vorschriften und Regelwerke:

ATV-REGELWERK (1993)

Abwassertechnische Vereinigung e.V., Hinweis H 359 vom Juli 1993, Durchführung und Auswertung von Vermessungsarbeiten auf Deponien im Rahmen der Eigenkontrollen des Deponiebetreibers., über: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik, Sankt Augustin

BMU: TA SIEDLUNGSABFALL (1993)

Dritte Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Verwertung, Behandlung und sonstigen Entsorgung von Siedlungsabfällen, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln

BMU: TA ABFALL (1991)

Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz, Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen, Gesamtfassung vom 12.03.1991, Bundesanzeiger Verlags-Ges. mbH, Köln

DGGT (1997)

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), GDA-Empfehlungen, Geotechnik der Deponien und Altlasten, 3. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin

DGGT (1994)

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“, in: Bautechnik 71, Heft 9/1994, Ernst & Sohn, Berlin

DGEG (1993)

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik) e. V. (Hrsg.), Empfehlungen „Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen“ - EVB, Ernst & Sohn, Berlin

DGEG: EAN (1991)

Empfehlungen des „Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik“ (AK 1.6) der Dt. Gesellschaft f. Erd- und Grundbau e. V., zusammengestellt v. H. Meißner, in: Geotechnik 14 (1991), S. 1 - 10, Verlag ehem. Polyphoto Stuttgart, DGEG Essen

GDA siehe DGGT

ISO 3534 (1985/93)

International Standard, Statistics - Vocabulary and Symbols, Part 1 - 3, International Organisation for Standardization, Genf, Schweiz

KRW-/ABFG (Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz, in: LOUIS (1996))

LANDESAMT FÜR WASSER UND ABFALL, NRW (HRSG) (1993)

Mineralische Deponieabdichtungen - Richtlinie, Abfallwirtschaft NRW Nr. 18/1993, Düsseldorf

NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (1992)

Durchführung des Abfallgesetzes; Anforderungen an Deponiestandorte für Siedlungsabfälle, RdErl. d. MU v. 27.11.1991 - 504-62812/21 B - GültL 30/56, in: Nds. Ministerialblatt Nr. 3/1992, S. 86/87, Hannover 1992

NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (1988)

Durchführung des Abfallgesetzes; RdErl. d. MU v. 24.06.1988, Hannover 1988

Ö-Norm B4420 (1989)

Erd- und Grundbau; Untersuchungen von Bodenproben; Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien

REICHSREGIERUNG (1934)

Gesetz über die Durchforschung des Reichsgebietes nach nutzbaren Lagerstätten (Lagerstättengesetz) und Durchführungsverordnung, in: Reichsgesetzblatt, Jahrgang 1934, Teil I, S. 1223 - 1224 und 1261 - 1262, Reichsverlag, Berlin

Alle folgenden im NABau im DIN e.V., Beuth Verlag, Berlin:

DIN 1054 / DIN V 1054-100 : 1996-04 (1976/1996)

Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau,

DIN 1319, T.1 bis T.4 (1980 bis 1985)

Grundbegriffe der Meßtechnik

DIN 4019 / DIN V 4019-100 : 1996-04 (1979/1996)

Setzungsberechnungen

DIN 4020 (1990)

Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke

DIN 4084 / DIN V 4084-100 : 1996-04: Böschungs- und Geländebruchberechnungen

DIN 18130 T1 (1989)

Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts; Laborversuche

DIN 18135 (1999-06)

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben; Eindimensionaler Kompressionsversuch

DIN 18137, T.1, T.2 (1990)

Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen sowie Triaxialversuch

E DIN 18137, T.3 (1997)

Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte; Direkter Scherversuch, Entwurf im Gelbdruck vorgesehen

DIN 18196 (1988)

Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
bzw.

Entwurf ISO DIN 14688 (01/1997)

Geotechnik im Bauingenieurwesen; Bestimmung und Klassifizierung von Böden.

DIN 19667 (1991)

Dränung von Deponien, Technische Regeln für Planung, Bauausführung und Betrieb

DIN 55302, T.1 (1970)

Statistische Auswertungsverfahren

DIN 55350, T.11 UND T.13 (1987)

Begriffe der Qualitätssicherung

DIN V ENV 1997-1 : 1994

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Anhang D: Verfahren zur Setzungsermittlung, Stand 1995 (ENV 1997-1 : 1994), CEN (Comité Européen de Normalisation), Brüssel 1994 in: Bauen in Europa - Geotechnik, Beuth Verlag, Berlin 1996

PROJEKTUNTERLAGEN und Projektdaten wurden in diesem Bericht verwendet / benannt von:

BÜRO WERSCHE / ABFALLWIRTSCHAFTSBETRIEB HANNOVER (1996-98) SARSTEDT / HANNOVER

EZS (1997), ENTSORGUNGSZENTRUM SALZGITTER

INGENIEURBÜRO RICHTER (1997), HILDESHEIM

LÜNIG (1997), EZS, SALZGITTER

LWI (1993, 1995-98) LEICHTWEIß-INSTITUT FÜR WASSERBAU, BRAUNSCHWEIG

STEINKAMP / NEGELMANN (1997), HANNOVER / SARSTEDT

VW AG (1996), WOLFSBURG

ZAH (1995/97) ZWECKVERBAND ABFALLWIRTSCHAFT HILDESHEIM

Weitere Literatur- und Quellenangaben:

- ADIKARI, G. S. N. / PARKIN A. K. / DONALD I. B. (1981):
Non-Linear Behaviour of a Silty Clay Dam Core, Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Stockholm), Vol. 1, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam
- ALAI-OMID, M. / SEIFERT, G. / TEMMLER, H. (1985):
Ein Beitrag zur Verbesserung der Setzungsvorhersage flachgegründeter Öltanks auf Marschenböden, Bautechnik 11/1985, Ernst & Sohn, Berlin
- ALBER, D. (1991)
Überlegungen zur stochastischen Formulierung von Bodenkennwerten, Bauingenieur 66 (1991), Heft 5, Springer Verlag, Berlin
- ALBER, D. (1992)
Überlegungen und Verfahren zur Schätzung statistischer Parameter von Bodenkennwerten, Bauingenieur 67 (1991), Heft 1, Springer Verlag, Berlin
- ALONSO, E. / BATLLE, F. (1995)
Construction and impoundment of an earthdam, application of the coupled flow-deformation analysis of unsaturated soils, in: GENS / JOUANNA / SCHREFLER (1995).
- ALONSO, E. / DELAGE (1995)
(Editors) Unsaturated Soils, Balkema, Rotterdam
- ALTES, J. (1976) IN SIEVERING (1980) UND:
Die Grenztiefe bei Setzungsberechnungen, in: Der Bauingenieur 51, S. 93 - 96, Springer Verlag, Berlin
- AMANN, P.; BRETH, H. (1972)
Das Setzungsverhalten der Böden nach Messungen unter einem Frankfurter Hochhaus, Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Essen
- ANSYS (1996)
Ansys User's Manuals I-IV, Revision 5.3, Swanson Analysis Systems, Inc. Houston
- ARSLAN, U. / GUTWALD, J. (1997)
Neues Verfahren zur Ermittlung der Langzeitsackungen von Oberflächenabdichtungen, in: Abfallwirtschafts Journal, Heft 6/1997 (9. Jahrgang), S. 28 - 33, Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- ARSLAN, U.; DIETRICH, TH.; GUTWALD, J.; KATZENBACH, R.; STEINMETZER, D. (1995)
Einfluß mechanischer Beanspruchungen auf die Funktionsfähigkeit mineralischer Deponieabdichtungen, Schlußbericht, BMBF-Verbundforschungsvorhaben
- AUGUST, H. / MÜLLER, W. (1996)
Bericht über das BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Weiterentwicklung von Deponie-Abdichtungssystemen“, in: Fachtagung „Die sichere Deponie 1996“, Süddeutsches Kunststoff-Zentrum, Würzburg

- BECKER, Th. (1996)
Studienarbeit zu Konsolidationsuntersuchungen am IGB-TUBS, unveröffentlicht
- BEHRENS, W. / FEISER, J. (1995)
Anmerkungen zur Berechnung der Setzungen von Deponiebauwerken, Abfallwirtschafts Journal, Heft 7/95, Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- BERNHARD, H. (1963)
hier: Anlage 1, siehe: KALTWANG (1992), S. 73
- BEZIRKSREGIERUNG HANNOVER (1996)
Übersicht über Deponien im Bereich der Bezirksregierung Hannover, 04.09.1996, unveröffentlicht
- BLÜMEL, W. / DÜSER, O. / STEINKAMP, S. (1994)
Verwendung von Baureststoffen beim Ausbau der Zentraldeponie Hannover, in: AbfallwirtschaftsJournal 6/94, Nr. 4, Bertelsmann, Gütersloh
- BOUSSINESQ, J. (1885)
Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des soils elastiques. Paris, Gauthier-Villars
- BRAMMER, F. (1997)
Rückbau von Siedlungsabfalldeponien - Schrittfolge und Entscheidungskriterien bei Planung und Ausführung, Dissertation, Mitteilungen Leichtweiss-Institut TU Braunschweig, Eigenverlag
- BRINCH HANSEN, J. / LUNDGREN, H. (1960)
Hauptprobleme der Bodenmechanik, Springer Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg
- BRUNS, S. / KNOLL, A. (1995)
Laborberichte 1736/2, /3 zum Verhalten von „Hirschberger Ton“, unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- BUNDESANSTALT FÜR MATERIALPRÜFUNG (BAM) (1996)
Projektleitung des BMBF-Verbundforschungsvorhabens *Weiterentwicklung von Deponieabdichtungssystemen*, diverse Teilprojekte, Projektträgerschaft: Umweltbundesamt, PT Abfallwirtschaft und Altlastensanierung, Veröffentlichung der Kurzfassungen der Teilprojekte im Abschlußbericht der BAM, Berlin
- BUSCHHÜTER, K. (1997)
Linienhafte Verformungsmessungen bei Deponiebasisabdichtungen - Meßverfahren, Durchführung und Auswertung der Messungen, Vortrag auf der 11. Nationalen Tagung Ingenieurgeologie 23. - 25.04.1997 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik in Würzburg (alle Beiträge z. Zt. noch als Kurzfassung), Veröffentlichung in einem Tagungsband geplant
- BUSSMANN, D. / EDENBERGER, W. / GATYS, D.P. (1996))
Einsatz einer deponiespezifischen Kanaldatenbank am Beispiel der Deponie Sannenhecken, in: Wasser, Luft und Boden, Heft 9/96, S. 56, 57, Vereinigte Fachverlage

CASAGRANDE, A. (1936)

The Determination of the Pre-Consolidation Load and its Practical Significance. In: Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge (Mass.), Vol. 3, pp. 60 - 64

CAQUOT, A. / KÉRISEL, J. (1967)

Grundlagen der Bodenmechanik, Dritte Auflage, Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg / New York

CHERUBINI, C. / CUCCHIARARO, L. / ORR, T.L.L. (1995)

Comparison between measured and calculated values in geotechnics; Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10. - 12. April, SEGditorali Padova, S. 267 - 274

COLLINS, H.-J. (1996a)

Ist das Alter einer Siedlungsabfalldeponie ein Kennwert für mechanisches Verhalten, Seminar am 24./25.01.1996 in Aachen, Kurzfassungen der Vorträge, Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Prof. Dr.-Ing. W. Wittke

COLLINS, H.-J. (1996b)

Sinn und Aufgabe der Nachsorge von Deponien, in: Tagungsband, Seminar März 1996, Mitteilungen Leichtweiss-Institut TU Braunschweig, Heft 11, S. 1 - 14, Eigenverlag

COLLINS, H.-J. (1994)

Anforderungen der TA Siedlungsabfall bezüglich Verformungsmessungen, in: Verformungsmessungen an der Deponiebasis, Tagungsband, Seminar 16.03.1994, S. 1 -10, Zentrum Für Abfallforschung / Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Eigenverlag, TU Braunschweig

COLLINS, H.-J (1992)

Verformungsmessungen in Deponien, in: Standsicherheiten im Deponiebau, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 37, S. 149 - 172, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig

COLLINS, H.-J. / MÜNNICH, K. (1993)

Temperaturen in Siedlungsabfalldeponien und deren Auswirkung auf die Basisabdichtung, in: Müll und Abfall, Jahrgang 25 (1993), Heft 4, Verlag E. Schmidt, Berlin

COLLINS, H.-J. / SPILLMANN, P. (1990)

Lagerungsdichte und Sickerwasser einer Modelldeponie von selektiertem Hausmüll, in: Müll und Abfall, Jahrgang 22 (1990), Heft 6, S. 365 - 373, Verlag E. Schmidt, Berlin

COLLINS / SPILLMANN (1982)

in: BRAMMER (1997)

COUMOULOS, D.G. / KORYALOS, T.P. (1997)

Prediction of attanuation of landfill settlement rates with time, in: Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburg 6.-12.09.1997, Volume 3, S. 1807 - 1811, Balkema, Rotterdam / Brookfield

- DANIEL, D. E. (1992)
Summarized Test Report on Shear Tests with Gundseal, University of Texas at Austin, 13. November 1992
- DEGENHARDT, R. (1996)
Nichtlineare dynamische Bauwerksprobleme und Interaktion mit dem Baugrund, Braunschweiger Studien zur Mechanik Nr. 22-1996, Hrsg. vom Mechanik Zentrum TU Braunschweig
- DETTMER, J. / HAMEL, G. (1996)
Sicherung der Zentraldeponie Hannover, in: Wasser und Boden, 48. Jg., Heft 3 (1996), Verlag P. Parey, Hamburg
- DORGARTEN, H.-W. (1995)
Planung und Ausführung von Deponieabdichtungen auf setzungsempfindlichem Untergrund, 2. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TH Darmstadt, Heft Nr. 34, Hrsg. R. Katzenbach, Eigenverlag, Darmstadt
- DRESCHER, J. (1997)
Telefongespräch zur Herkunft einer Formel zur Bohrtiefe; Formel in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 37, S. 17, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- DRESCHER, J. (1992)
Ermittlung von Basisdaten für die Stabilitäts- und Verformungsnachweise von Deponien, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 37, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- Duddeck, H. (1984)
Der interaktive Bezug zwischen in-situ Messung und Standsicherheitsberechnung im Tunnelbau, Felsbau 2, S. 8 - 16
- DÜLLMANN, H. (1996)
Verbesserung der Standsicherheiten im Deponiebau mit Geokunststoffen, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 51, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- DUNCAN, J. M. / CHANG, C.Y. (1970)
Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Journal ASGE 96, SMS, S. 1629ff.
- EDELMANN, L. / KATZENBACH, R. (1996)
Verformbarkeit mineralischer Deponiebarrieren im Großversuch, in: 12. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstitutes Nürnberg, Heft 75, S. 139 - 151, Hrsg. H. Prühs, Nürnberg
- EDENBERGER, W. / BURKHARDT, G. (1996).
Verfahren zur Höhenvermessung und Ortung von Dränleitungen in Deponien, in: Deponieentwässerungssysteme II, Band 501, S. 107 - 126, Expert Verlag, Renningen-Malmsheim
- EDENBERGER, W. / GATYS, D., P. (1996)
Stand der Technik bei der Inspektion und Ortung von Deponiesickerwasserleitun-

gen, Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996) Heft 7, S. 465 - 472, Verlag E. Schmidt, Berlin

- EGLOFFSTEIN, TH. / BURKHARDT, G. / MAINKA, A. (1996),
Setzungsbetrachtungen bei Oberflächenabdichtungssystemen von Siedlungsabfalldeponien, Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996), S. 312 - 324, Verlag E. Schmidt, Berlin
- ERNST, M. (1997)
Die Neufassung des EC1 - Einwirkungen auf Bauwerke, in: Bautechnik 74 (1997) Heft 2, S. 63 - 84, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- ERNST, H. / LHOTZKY, K. (1997)
in: Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997), Verlag E. Schmidt, Berlin
- ERNST, H. / FALIUS, H.-H. / LHOTZKY, K. (1996)
Einfluß der Einbautechnik auf die Temperaturentwicklung deponierter Verbrennungsrückstände am Beispiel der SAD Rondeshagen, in: Deponietechnik 1996, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 85, Hrsg. Stief, K., Verlag E. Schmidt, Berlin
- FALKE, M. (1995)
Geowissenschaftliche Untersuchungen zur Eignung von tonigen Sedimenten und Sedimentgesteinen als Deponieuntergrund im Braunschweiger Raum, Dissertation, Herausgeber Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe und Geologische Landesämter in der Bundesrepublik Deutschland, Hannover
- FELDEMA, A. (1993)
Studienarbeit am IGB-TUBS, 1993
- FERBER, M. (1997)
Die Müllberge schwinden, Editorial, Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997), Heft 2, Seite 65, Verlag E. Schmidt, Berlin
- FISCHER, L. (1997)
Statements zu den Eurocodes 1 bis 7, in: Bautechnik 74, Heft 8, S. 537 - 539, Ernst & Sohn, Berlin
- FLOHR, H. (1997)
Studienarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht
- FRANKE, E. (1989)
„Zum Geleit“ in MADER (1989)
- FRÖHLICH, O. K. (1934)
Druckverteilung im Baugrund mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen, Verlag J. Springer, Wien
- GABENER, H.-G. (1984)
Über die Abweichung vom Darcy'schen Gesetz bei der Durchströmung bindiger Böden, in: Die Bautechnik, Band 10, S. 351 - 358
- GASSNER, H. / SIEDERER, W. (1997)
Ablagerung biologisch-mechanisch vorbehandelter Abfälle nach dem 1. Juli 2005,

Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997), Heft 5, Seite 256 -267, Verlag E. Schmidt, Berlin

GEOLOGISCHES LANDESAMT NRW (1997)

Schreiben vom 10.06.1997 über eigene Setzungsmessungen des Landesamtes, Krefeld

GENS, A. / JOUANNA, P. / SCHREFLER, B.A. (Ed.) (1995)

Modern issues in non-saturated soils, CISM Courses and lectures no. 357, International centre for mechanical sciences, Springer Verlag, Wien / New York

GERTLOFF, K.-H. (1996)

Setzung und Dichte im Innern einer Hausmülldeponie, Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996), Heft 7, Seite 178 -184, Verlag E. Schmidt, Berlin

GERTLOFF, K.-H. (1994)

Verformungsmessungen an der Deponiebasis - Möglichkeiten und Erwartungen aus der Sicht eines Anwenders, Seminar am 16.03.1994: "Verformungsmessungen an der Deponiebasis", Tagungsband, S. 11 - 20, Zentrum für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Eigenverlag, Leichtweiss-Institut TU Braunschweig

GERTLOFF, K.-H. (1993)

Setzungsanalyse und Setzungsprognose für eine Hausmülldeponie, in: Müll und Abfall, Jahrgang 25 (1993), Heft 10, Seite 752 -766, Verlag E. Schmidt, Berlin

GRASSHOFF, H. / KANY, M. (1996))

Berechnung von Flächengründungen, in: Grundbau Taschenbuch, Band 3, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin / München

GRÜNDER, J. (1978)

Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones – am Beispiel des Feuerletzens, Veröffentlichungen der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 31, Eigenverlag, Nürnberg

GUDEHUS, G. (1996)

Kapitel 1.6 *Stoffgesetze*, in: Grundbau Taschenbuch, Band 1, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin / München

GUDEHUS, G. / HÜGEL, H. / NIEMUNIS, A. / PIERSCHKE, K.-J. (1996)

Vorhersage und Steuerung von Bodenverformungen infolge Tagebauaktivitäten, in: Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, 25. -27.09.1996, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., Essen

GUDEHUS, G. (1981)

Bodenmechanik, Enke Verlag, Stuttgart

GUSSMANN, P. (1996)

Berechnung von Zeitsetzungen; in: Grundbau-Taschenbuch, Band 1, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin / München

GUSSMANN, P. / SPOTKA, H. (1973)).

Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden, in: Die Bautechnik 50 (1973), S. 265 – 272

GUTWALD, J. / STEINMETZER, D. (1995)

Untersuchungen zur mechanischen Beanspruchung von mineralischen Deponieabdichtungen, 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30. März. 1995, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt, Hrsg. Katzenbach, R., Eigenverlag, Darmstadt

GUTWALD, J. / ARSLAN, U. / KATZENBACH, R. (1996)

Neues Verfahren zur Ermittlung der Langzeitsackungen von Oberflächenabdichtungen, in: 12. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstitutes Nürnberg, Heft 75, S. 119 - 135, Hrsg. H. Prühs, Nürnberg

HAMMERICH, H. W. (1996)

Erfahrungen mit der Vermessung der Deponiebasis, in: Tagungsband, Seminar März 1996, Mitteilungen Leichtweiss-Institut TU Braunschweig, Heft 11, S. 229 - 242, Eigenverlag

HECKÖTTER, CH. (1985)

Untersuchungen zur Abschätzung des Steifemoduls von Grobschluffschüttungen mit Hilfe einfacher, bodenmechanischer Kennwerte, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Heft 9, Hrsg. H. Nendza, Universität GH Essen,

HEIBROCK, G. (1996)

Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien, Ruhr Universität Bochum, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Heft 26

HESSISCHE LANDESANSTALT FÜR UMWELT (1996)

Umweltplanung, Arbeits- und Umweltschutz (Abfallanlagen in Hessen), Heft 218, 1. Auflage, Schriftenreihe der Hessischen Landesanstalt für Umwelt, Wiesbaden

HIGHT, D.W. / HIGGINS, K.G. (1995)

An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application, in: Pre-failure deformation of geomaterials, Vol. 2, S. 909 - 945, Ed.: Shibuya, Mitachi & Miura, Balkema, Rotterdam

HILDEBRANDT, TH. (1996)

Diplomarbeit am IGB-TUBS: Untersuchungen zu Messungen und Prüfungen der Funktionstüchtigkeit von Drainageleitungssystemen bei Haldendeponien, Braunschweig, unveröffentlicht

HOCH, A. (1996)

Standortsicherheitsnachweise von Rohren in und um Deponien, Süddeutsches Kunststoff Zentrum, Fachtagung 22./23.02.1996, Eigenverlag, Würzburg

HOLZE, B. (1997)

Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht

HOLZLÖHNER, U. (1994)

Mechanische Beanspruchung von Erdstoff-Abdichtungsschichten, Setzungsschäden, in Forschungsbericht 201, Deponieabdichtungssysteme, Statusbericht, Hrsg.

- Holzlöhner / August / Meggyes / Brune, Bundesanstalt für Materialprüfung, Eigenverlag, Berlin
- HORN / BAUMGARTL / GRÄSLE / RICHARDS (1995)
Stress induces changes of hydraulic properties in soils; Unsaturated soils, Vol. 1, Ed. Alonso / Delage, Balkema, Rotterdam
- HÜGEL, H. M. (1995)
Prognose von Bodenverformungen, Veröff. des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Univ. Fridericana, Karlsruhe, Hrsg. G. Gudehus, O. Natau
- IGB-TUBS (1993)
Forschungsantrag an das Niedersächsische Ministerium für Wissenschaft und Kultur vom 26.07.1993 zum Projekt: „Spannungs-Verformungsuntersuchungen für den Untergrund von Haldendeponien“, unveröffentlicht
- JANBU / BJERRUM / KJAERNLI (1956))
Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppgaver, Norges Geotekniske Institutt, Oslo, Publ. 16
- JESSBERGER, H. L. / KOCKEL, R. (1995) Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben „Geotechnische Abfalleigenschaften“; DFG Az. Je30/35-1, Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum
- JESSBERGER, H. L. / KOCKEL, R. (1993)
in: 9. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstitutes Nürnberg, Heft 72, Hrsg. H. Prühs, Nürnberg
- JOLAS, P. (1993)
Eignung von Bergbaukippen als Deponiebasis - Auswertung von Großversuchen; Kongreß „West-Ost-Transfer Umwelt 93 der Terratec, Fachmesse für Umwelttechnik und Umweltschutz, 10./11.03.1993, Leipzig
- KAHL, M. (1991)
Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidierten Tonen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 35, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KALTWANG, J. (1992)
Die pleistozäne Vereisungsgrenze im südlichen Niedersachsen und östlichen Westfalen, Mitteilungen aus dem Geologischen Institut der Universität Hannover, Heft 33, Eigenverlag
- KATZENBACH, R. (1997)
Zitat aus der Eröffnungsrede des 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 1996
- KATZENBACH, R. / ARSLAN, U. / GUTWALD, J. (1995)
Numerical simulation of embanking a waste deposit with regard to the serviceability of the mineral sealing layers, Proc. 6th Intern. Conference on Coputing in Civil and Building Engineering, 12. -15.07.1995, Berlin S. 1291 - 1295

- KATZENBACH, R. / BOLEY, C. (1995)
Finite-element-analysis of the time dependant displacements of a 140 m high building engineering, Berlin, 12.-15. Juli 1995, Balkema / Rotterdam / Brookfield
- KATZENBACH, R. (1993)
in: MAYBAUM (1996), S. 42
- KAYSER, J. (1995)
Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 49, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KÉZDI, A. (1970),
Handbuch der Bodenmechanik, Band II, Bodenmechanik im Erd- Grund- und Straßenbau, VEB Verlag für Bauwesen, Budapest
- KHERA, P. R. / SCHULZ, H. (1985)
Vorbelastung und Erdruhedruck eines Kreidetons, in: Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgesteinen, S. 417 - 434, Hrsg. Heitfeld, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg
- KLOBE, B. (1992)
Eindimensionale Kompression und Konsolidation und darauf basierende Verfahren zur Setzungsprognose, Veröffentlichungen Heft 128, Karlsruhe 1992
- KNÖDEL, K. (1997)
(Hrsg.) Methodenhandbuch Deponieuntergrund, Band 3, Tonmineralogie und Bodenphysik, Springer Verlag, Berlin
- KNÖDEL, K. (1996)
(Hrsg.) Methodenhandbuch Deponieuntergrund, Band 2, Strömungs- und Transportmodelle, Springer Verlag, Berlin
- KNÖDEL, K. (1995)
(Hrsg.) Methodenhandbuch Deponieuntergrund, Band 1, Geofeinerkundung, Springer Verlag, Berlin
- KNÖDEL, K. et al. (1996)
Methoden zur Erkundung und Beschreibung des Untergrundes von Deponien und Altlasten - BMBF-Verbundforschungsvorhaben und Methodenhandbuch, in: Deponietechnik 1996, S. 39 - 74, Hrsg. K. Stief, Verlag E. Schmidt, Berlin
- KNOLL, A. (1998)
Prognosen für Setzungen an der Deponiebasis - Forschungsvorhaben zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 56, S. 345 - 390, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KNOLL, A. (1996/97)
Verbesserungen am Quellcode des EDV-Programmes PEGASUS (Versionen 1.66 bis 1.67), Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht

- KNOLL, A. / BACHMANN, M. (1996)
Zentraldeponie Heinde, Erweiterung Hoersten West, Bauabschnitt I, II, Bau des Basisabdichtungssystems, Abschlußbericht der Fremdprüfung „mineralisch“ zu den baubegleitenden bodenmechanischen Untersuchungen 1995/96; sowie:
Untersuchungen zum geänderten Setzungsverhalten infolge Toneinbau (08.07.1996), unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- KNOLL, A. / BRUNS, S. (1996)
Bodenvergütung im Deponiebau - Qualitätssicherung, in: EntsorgungsPraxis, Heft 3/96 (14. Jahrgang), S. 25 - 35, Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- KNOLL, A. / BRUNS, S. (1994)
Bericht Projekt 1693 vom 08.11.1994, Deponie Barnbruch, Teilpolder IIIa, Oberflächenabdichtung, unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- KNOLL, A. / HORST, M. (1993/94)
Abschlußbericht zu den baubegleitenden bodenmechanischen Untersuchungen 1993/94, Abfallentsorgungsanlage Salzgitter-Diebesstieg, BA 1A, Basisabdichtungssystem, Fremdüberwachung „mineralisch“, Bericht vom 06.12.1994, unveröffentlichte Projektunterlagen des IGB TUBS
- KNOLL, A. / RODATZ, W. (1996)
Qualitätssicherungsplan nach TA-Siedlungsabfall - Fallbeispiel Basisabdichtungssystem unter Berücksichtigung einer Bentonitmatte und eines Basisneigungsmeßsystems, in: Abfallwirtschafts Journal, Heft 4/1996 (8. Jahrgang), S. 39 - 43, Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- KOCKEL, R. (1995)
Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien, Heft 24, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Ruhr Universität Bochum, Hrsg. H. L. Jessberger, Bochum
- KÖHLER, H.-J. (1997)
Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Meßverfahren und Berechnungsansätze, in: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 75, Karlsruhe
- KÖLSCH, F. (1998)
Vergleichsmessungen an verschiedenen Deponien, Meßergebnisse und Verfahrensvergleich, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft 56, S. 331 - 344, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- KÖLSCH, F. (1997)
Standsicherheitsberechnung für Siedlungsabfalldeponien unter Berücksichtigung anisotroper Stoffeigenschaften, in: Geotechnik 20, Nr. 3, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Essen
- KÖLSCH, F. (1996)
Der Einfluß der Faserbestandteile auf die Scherfestigkeit von Siedlungsabfall, Mitteilungen Heft 133/1996, Leichtweiss-Instituts für Wasserbau TU Braunschweig, Hrsg. H.-J. Collins, Eigenverlag, Braunschweig

- KÖNGETER, J. / FORKEL, C. (1997)
Grundwassermodellierung - Anspruch und Wirklichkeit, in: Deponien und Altlasten, S. 189 - 200, Hrsg. W. Wittke, Balkema, Rotterdam
- KÖNIG, D. / KOCKEL, R. / JESSBERGER, H. L. (1996)
Zur Beurteilung der Standsicherheit und zur Prognose der Setzungen von Mischabfalldeponien; in: Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, 12. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstitutes Nürnberg, Heft 75, Hrsg. H. Prühs, Nürnberg
- KRAUSE, J. (1966)
Das rheologische Verhalten von Schluff beim Kompressionsversuch, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Aachen, Heft 35, Eigenverlag
- KREMER, K. (1992)
Die Randelementemethode für elasto-plastische Strukturberechnungen im Grundbau und ihre Kopplung mit der Finite-Elemente-Methode; Institut für Statik der Technischen Universität Branscheig, Bericht 92-67, Eigenverlag
- KREUTER, H. (1996)
Ingenieurgeologische Aspekte geostatistischer Methoden, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericana in Karlsruhe, Heft 138, Hrsg. Gudehus / Natau, Karlsruhe
- KRISTA, M. (1991)
PEGASUS - EDV-Programm für die Spannungs- und Setzungsberechnung sowie Programmdokumentation, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, unveröffentlicht
- KRUSE, K. (1994)
Langfristiges Emissionsgeschehen von Siedlungsabfalldeponien, Dissertation, Institut für Siedlungswasserwirtschaft, TU Braunschweig, Heft 54, Eigenverlag
- KUNTSCHKE, K. (1992)
Bodenmechanische Setzungsprognosen für Tagebaukippen, Braunkohle 1-2/1992, RBD Zeitschriftenverlag, Düsseldorf
- LANG, H.-J. / HUDER, J. / AMANN, P. (1996)
Bodenmechanik und Grundbau, 6. Auflage, Springer Verlag, Berlin et al.
- LEHNERS, CH. / LHOTZKY, K. / FRANK, H. / ERNST, H. (1997)
Verformungen von Deponiekörpern, in Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997) Heft 7, S. 415 - 425, Verlag E. Schmidt, Berlin
- LHOTZKY, K. (1994a)
Hydrostatische Höhenvermessung - Prinzip, Meßanordnung und -genauigkeiten, Vortrag bei dem Seminar am 16.03.1994: "Verformungsmessungen an der Deponiebasis", Tagungsband, S. 21 (Anmerkung: aus patentrechtlichen Gründen wurde nur die Gliederung des Vortrages abgedruckt), Zentrum für Abfallforschung der Technischen Universität Braunschweig, Eigenverlag, Leichtweiss-Institut TU Braunschweig

LHOTZKY, K. (1994b)

Meßtechnik für Kontrollen des Deponieverhaltens durch den Deponiebetreiber, in: Fortschritte in der Deponietechnik 1993, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 64, Hrsg. Fehlau, K.-P., Stief, K., Verlag E. Schmidt, Berlin

LOUIS, H. W. (1996)

Umwelt- und Planungsrecht - Rechtsvorschriften der Europäischen Gemeinschaft, der Bundesrepublik Deutschland und des Landes Niedersachsen, Loseblattsammlung, Schapen Edition, ISBN 3-927942-03-0, ISBN 3-927942-04-9, ISBN 3-927942-05-7

LÜNIG, CH. / KNOLL, A. / RODATZ, W. (1997)

Praxisbericht zum Deponiebetrieb - erste Erkenntnisse zu Messungen und Berechnungen der Drängefälle, Abfallwirtschafts Journal, Heft 10/1997 (9. Jahrgang), Bertelsmann Verlag, Gütersloh

MADER, H. (1989)

Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 29, Hrsg. E. Franke

MATTHESS, G. (1994)

Die Beschaffenheit des Grundwassers, Lehrbuch der Hydrologie, Band 2, 3. Auflage, Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart

MATHIEU, B. / THIELE, V. (1997)

Datenbanken für relevante Stoffeigenschaften, in: Jahresbericht 1996, S. 113 - 116, Landesumweltamt NRW, Essen

MAYBAUM, G. (1996)

Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 52, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig

MAYBAUM, G. / GUILLEN, J.M. (1997)

Baugrube Spreebogen, Verankerung der Unterwasserbetonsohle - Geotechnisches Sicherheits- und Meßkonzept, in: Pfahl-Symposium 1997, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 53, S. 185 - 200, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig

MUHS, H. (1957)

Die Prüfung des Baugrundes und der Böden, Springer Verlag, Berlin (zitiert in KRAUSE (1966))

MÜLLER, ST. (1997)

Lastermittlung zur Berechnung von zeitabhängigen Setzungen an der Basis einer Haldendeponie unter Berücksichtigung der sukzessiven Anschüttung und der besonderen Deponiegeometrie, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, unveröffentlicht

- MÜLLER, W. (1996)
Anforderungen an die Schutzschicht für die Kunststoffdichtungsbahnen, Teil 1/2,
in: Müll und Abfall, Jahrgang 28 (1996), Heft 1/2, Verlag E. Schmidt, Berlin
- MÜLLER, G. / REHFELD, I. / KATHEDER, W. (1995)
FEM für Praktiker, Kontakt und Studium, Band 441, 2. Auflage, Expert Verlag,
Renningen-Malmsheim
- MÜLLNER, B. W. (1993)
Temperaturmessungen in Hausmülldeponien, in: 9. Nürnberger Deponieseminar,
Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 67, S. 179 - 185, Eigenverlag,
Nürnberg
- MURAYAMA, S. / SHIBATA, T. (1959)
On the Secondary Consolidation of Clay. In: Proceedings of the 2nd Japan Con-
gress on Testing Materials, Kyoto, pp. 178 - 181
- NIEMEIER, W. / HOMANN, CH. (1994)
Die Bedeutung des Meßabstandes für die Höhenvermessung von Rohrleitungen ,
in: Verformungsmessungen an der Deponiebasis (Tagungsband), Zentrum für
Abfallforschung, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Braunschweig
- NIENHAUS, U. (1997)
Selbstüberwachungs-Verordnung von Deponien, in: Jahresbericht 1996, S. 18 /
19, Landesumweltamt NRW, Essen
- NLfB (Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung) (1997)
Gespräch vom 06.11.1997 mit Herrn K. D. Meier zur eiszeitlichen Vorbelastung
von niedersächsischen Deponiestandorten
- NOTTRODT, H. P. (1988)
Zur Statistik der effektiven Scherparameter, Schriften der Hochschule für Archi-
tektur und Bauwesen Weimar, Heft 61, Redaktion d. Wissenschaftlichen Zeitschrift
und Publikationen, Weimar
- ODEKERKEN, CH. (1997)
Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, unveröffentlicht
- OHDE, J. (1939)
Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund, in: Der Bauingenieur, Heft 8,
S. 451 - 459
- OLLHOFF, I. / MENZEL, G. (1997)
Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, unveröffentlicht
- OLTMANN, W. / WYRWA (1992)
Inklinometermessungen bei Deponien - ein Erfahrungsbericht, in: Mitteilung des
Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft 43, S. 173 -
196, Hrsg. W. Rodatz, Eigenverlag, Braunschweig
- PICKAVÉ, CH. (1997)
Studienarbeit am IGB-TUBS: Auswertung von Berechnungen und Messungen zu
der Funktionstüchtigkeit von Drainageleitungssystemen bei Haldendeponien,
Braunschweig, unveröffentlicht

- PLÖTNER, CH. (1996))
Beeinflussung der Grenztiefe bei Haldendeponien, Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, unveröffentlicht
- RAABE, W. (1984)
Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft 14, Hrsg. H. Simons, Eigenverlag, Braunschweig
- RAMKE, H.-G. (1991)
Hydraulische Beurteilung und Dimensionierung der Basisentwässerung von Deponien fester Siedlungsabfälle - Wasserhaushalt, hydraulische Kennwerte, Berechnungsverfahren, Dissertation, Mitteilungen Heft 114/1991, Leichtweiss-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Eigenverlag
- REUTER, E. (1995)
Probleme beim Standsicherheitsnachweis des Deponiekörpers, Vortrag beim Fachseminar „Abfalldeponien“, Technische Akademie Wuppertal (TAW), Tagungsband, Eigenverlag der TAW, Wuppertal
- REUTER, E. / LÜKEWILLE, W. (1995)
Wasserhaushaltsberechnung für die Oberflächenabdichtung von Deponien mit Hilfe des Simulationsmodells HELP, in: Wasser und Boden S. 8 - 11, 47. Jahrg., 4/95, Verlag P. Parey, Hamburg
- REUTER, E. (1994)
Stabilitätsuntersuchungen bei Altdeponien, in: Fortschritte in der Deponietechnik 1993, Abfallwirtschaft in Forschung und Praxis, Band 64, Hrsg. Fehlau, K.-P., Stief, K., Verlag E. Schmidt, Berlin
- REUTER, E. / NEGELMANN / STEINKAMP, S. (1993)
Ausschreibung, Vergabe und Durchführung von Abfallbohrungen am Beispiel der Zentraldeponie Hannover, in: 9. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 67, S. 69 - 94, Eigenverlag, Nürnberg
- RICHIEN, W. / PERAU, E. / GOLÜCKE, K. (1997)
Beschreibung von Luft- und Wasserströmungen in Böden auf Basis der Theorie poröser Medien, in: Bauingenieur 72, S. 215 - 220, Springer-VDI Verlag, Berlin
- RIEDEL, V. / VIERLING, A. (1997)
Einfluß der Anmachwassertemperatur auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten und die Durchlässigkeit von Dichtwandmassen, Studienarbeit am IGB-TUBS, Braunschweig, unveröffentlicht
- RODATZ, W. (1995)
Vorlesungsumdruck Vertiefungsstudium, Unterlagen des 8. + 9. Semesters, Grundbau und Bodenmechanik IV, Nachdruck 6. Auflage, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig

- RODATZ, W. (1992)
Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen, Hansa - Schifffahrt - Schiffbau - Hafen, 129. Jahrgang, Nr. 7
- RODATZ, W. / KNOLL, A. (1998)
Untersuchungen zum Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien, Schlußbericht des Forschungsprojektes bei der Deutschen Bundesstiftung Umwelt, AZ 06939, Osnabrück
- RODATZ, W. / KNOLL, A. (1997)
Forschungsantrag für das Teilprojekt: *Geotechnische Bauwerksüberwachung für Prognosen des Verformungs-Verhaltens des Untergrundes von Haldendeponien - Auswirkungen auf die Stabilität und Funktion des Basisabdichtungssystems* eines neu zu gründenden Sonderforschungsbereiches an der TU Braunschweig, unveröffentlicht
- RODATZ, W. / KNOLL, A. (1996)
Fragenkatalog zum Forschungsvorhaben *Spannungs-Verformungs-Verhalten des Untergrundes von Haldendeponien*, verschickt an ausgewählte niedersächsische Deponiebetreiber und Ingenieurbüros im Februar / März 1996, unveröffentlicht
- RODATZ, W. / STAHLHUT, O. (1997)
Erddruckentwicklung an Kaimauern in Schlitzwandbauweise, Abschlußbericht zum von der DFG geförderten Forschungsvorhaben Ro 749/9-1, Februar 1997 unveröffentlicht
- RODE, U. (1997)
Stand der aktuellen Deponietechnik, Umwelt, Band 27, Nr. 7/8
- RUPPERT, F.-R. (1980)
Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Heft Nr. 80-4, Eigenverlag, Braunschweig
- SÁNCHEZ-ALCITURRI, J.M. / PALMA, J. / SAGASETA, C. / CANIZAL, J. (1995)
Three years of deformation monitoring a landfill, in: *Waste Disposal by Landfill, Symposium on Geotechnics Related to the Environment*, ed. by. R. W. Sarsby, Balkema, Rotterdam
- SCHAD, H. (1994)
Interaktion bei Flächengründungen, Geotechnik 17, Heft 3, S. 150 - 156, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen
- SCHERNHAMMER, L. / SCHIMPF, H. (1997)
Die Bauwerksbeobachtung im Hauptbauwerk des Kraftwerks Freudenaus, in: *Felsbau* 15 (1997) Nr. 4, S. 312 - 315
- SCHREFLER, L. (1993)
Zur Berechnung von ungesättigten Konsolidierungsproblemen, in: *Bauingenieur* 68 (1993), S. 375 - 384, Springer Verlag, Berlin

- SCHULTZE, E. (1966)
Druckverteilung und Setzungen, in: Grundbau Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin/München
- SCHULTZE, E. / HORN, A. (1996)
Kapitel *Spannungsberechnung*, in: Grundbau Taschenbuch, Band 1, siehe SMOLTCZYK (1996)
- SCHULTZE, E. / MUHS, H. (1967)
Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin
- SCHWEIGER, H. F. (1994)
Ein Beitrag zur Anwendung der FEM in der Geotechnik, Habilitationsschrift, Fakultät Bauingenieurwesen, TU Graz (A)
- SHERIF (1973)
Setzungsmessungen an Industrie und Hochbauten und ihre Auswertung, Mitteilungen VGB Aachen, Heft 57
- SIELER, U. (1993)
Kennwerte für die Wärmeleitfähigkeit von Böden, in: 9. Nürnberger Deponieseminar, Veröffentlichungen des LGA-Grundbauinstituts, Heft 67, S. 189 - 196, Eigenverlag, Nürnberg
- SIEVERING, W. (1980)
Die Zuverlässigkeit von Setzungsberechnungen, FBG, Heft 6, Aachen
- SKEMPTON (1954)
in: RODATZ (1995)
- SMOLTCZYK, U. (1996)
(Hrsg.) Grundbau Taschenbuch, 5. Auflage, Band 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- SOOS, P. VON (1996)
Kapitel *Eigenschaften von Boden und Fels*, in: Grundbau Taschenbuch, Band 1, siehe SMOLTCZYK (1996)
- SPILLMANN, P. (1992)
Auswirkungen von Wasser- und Gasanfall auf die Standsicherheit von Restmülldeponien, in: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 37, S. 119 - 135, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig
- SPILLMANN, P. (1986)
Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkung auf Gewässer, Forschungsbericht DFG, VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim
- SPILLMANN, P. / COLLINS, H.-J. (1986)
Physikalische Untersuchungen zum Wasser- und Feststoffhaushalt, in: Wasser- und Stoffhaushalt von Abfalldeponien und deren Wirkung auf Gewässer, Hrsg. P. Spillmann, VCH-Verlagsgesellschaft, Weinheim
- STATISTISCHES BUNDESAMT (1996)
Fachserie 19: Umwelt R 1.1: „Öffentliche Abfallbeseitigung 1993“, Verlag Metzler / Pöschel, Berlin

- STEINBRENNER, W. (1934)
Tafeln zur Setzungsberechnung, Die Straße, Heft 1
- STEINKAMP, S. (1994)
Untersuchungen und Messungen im Bereich der Entwässerungsrohre zur Beschreibung des Zustandes des Deponieabdichtungssystems. Fortschritte der Deponietechnik 1993, Hrsg. Fehlau / Stief, E. Schmidt Verlag, Berlin
- STIEF, K. (Hrsg.) (1997)
Deponietechnik 1996, Verlag E. Schmidt, Berlin
- TABASARAN, O. / RETTENBERGER, G. (1987)
Grundlagen zur Planung von Entgasungsanlagen, in: Hösel / Schenkel / Schnurer (Hrsg.), Müllhandbuch, Kennziffer 4547, E. Schmidt Verlag, Berlin
- TAN-TJONG-KIE in: Rodatz (1995)
- TATSUOKA, F. / KOHATA, Y. (1995)
Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications; in: Pre-failure deformation of geomaterials, Vol. 2, S. 947 - 1063, Ed.: Shibuya, Mitachi & Miura, Balkema, Rotterdam
- TERZAGHI, K. V. / FRÖHLICH, O. K. (1936)
Theorie der Setzung von Tonschichten, Verlag F. Deuticke, Leipzig, Wien
- TERZAGHI, K. V. (1954)
Theoretische Bodenmechanik, 5. Auflage, Springer Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg
- THIENEMANN, J. B. / JUNGE, TH. / GRÄSLE, W. / BAUMGARTL, TH. / HORN, R. (1997)
Zum Einfluß von Spannungen und Porenwasserdrücken auf die mechanische Stabilität von Basisabdichtungen, in: Müll und Abfall, Jahrgang 29 (1997) Heft 6 (Teil I), Heft 7 (Teil II), Verlag E. Schmidt, Berlin
- TÖLKE (1969)
Spannungs- und Verschiebungszustände im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie, in: SMOLTCZYK (1996)
- TURK, M. / BRAMMER, F. / COLLINS, H.-J-. (1997)
Einfluß von mechanischer und mechanisch -biologischer Vorbehandlung auf die Einbaudichte von Restabfall, in: EntsorgungsPraxis, Heft 12/1996 (14. Jahrgang), S. 41 -46, Bertelsmann Verlag, Gütersloh
- UMWELTBUNDESAMT (1994)
Daten zur Umwelt 1992/93 und:
- UMWELTBUNDESAMT (1997)
Daten zur Umwelt 1994/95, Fachgebiet I 1.2 „Umweltforschung / Umweltstatistik“, Verlag E. Schmidt, Berlin
- V. D. WALL (1983)
Diplomarbeit am Institut für Geowissenschaften, TU Braunschweig, unveröffentlicht

VIETE, G. (1960)

hier: S. 53, in: KALTWANG (1992), S. 72, siehe oben

VITTINGHOFF, T. / RODATZ, W. / SCHMITT, J. (1997)

FE-Berechnungen zur Ermittlung der Erdwiderstandsverteilung bei Wahl unterschiedlicher Stoffgesetze, in: Tagungsband zum Ohde Kolloquium, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, Eigenverlag, Dresden

VITTINGHOFF, T. (1996)

Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, in : Messen in der Geotechnik '96, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Heft Nr. 50, S. 59 - 82, Technische Universität Braunschweig, Herausgeber W. Rodatz, Braunschweig

WANNINGER, R. (1980)

Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an einer verankerten Wand, Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt, Heft 24

WEISSMANTEL, R. (1994)

Bauwerkssetzungen bei hochvorbelasteten Keupertonschichten, Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der LGA Bayern, Heft 73, Eigenverlag LGA, Nürnberg

WIEMER, K. (1982)

Qualitative und quantitative Kriterien zur Bestimmung der Dichte von Abfällen in geordneten Deponien; Dissertation im Fach Abfallwirtschaft an der TU Berlin

WIEMER, K. (1978)

Untersuchungen zur Ablagerungsdichte und zum Setzungsverhalten geordneter Deponien, Aktuelle Probleme der Deponietechnik. 8. Abfallwirtschaftsseminar an der TU Berlin, Hrsg. Jäger / Kayser, Berlin

WILHELM, F. (1976)

Hydrologie / Glaziologie, Das Geographische Seminar, Westermann Verlag

WITTKKE, W. / HARTMANN, R. / BOSCH, G. / LÜKE, J. (1993)

Ausbreitung von Schadstoffen aus Deponien im Untergrund aus klüftigem Fels unter Berücksichtigung der Verformbarkeit des Felses bei Belastung; in: Verbundvorhaben „Methoden zur Erkundung und Beschreibung des Untergrundes von Deponien und Altlasten“, 3. Statusseminar 1. - 3. Dezember 1993 in Berlin, S. 264 - 276, Projektleitung: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover

WUNSCH, R. (1997)

Selbstheilung mineralischer Oberflächenabdichtungen, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Universität der Bundeswehr München, Eigenverlag

ZIEHMANN, G. (1994)

Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, unveröffentlicht

Synopsis

Prognostic models for subsoil settlement of North German stockpiles

1 Introduction

The sealing systems of a stockpile are stressed by the weight load of the waste stored. This leads to the settlement of subsoil caused by surcharges. Therefore, the influence of working suitability as a consequence of deformation is of interest even in the phase of aftercare. The fundamental problem concerning preservation of "good environment worth protecting" is the digestibility of the deformation and the structure and its system elements (Table 1).

System Elements	Influence on the element by
Drainage	Mud silting / reduction of the drainage function by reduction of the drainage slope
	Insufficient drainage by synclinal formation
	Instability of the pipes and pipe connections by multi-axial bending and push-up of the material / reduction of the cross-section
Geomembrane	Instability caused by expansion of the material and / or by distortion of material / loss of imperviousness due to cracking
Mineral Sealing / Barrier	Insufficient sealing effect caused by bending and cracking, as well as by inadmissible pondage of seepage caused by dysfunctional drainage or settlement hollows
	Drying due to excessive distance to the groundwater level, or insufficient groundwater distance

Table 1: *Possible influences on the working suitability of some elements of the base sealing system caused by horizontal and vertical deformation, as well as by the superposition of expanding deformation and settlements*

The settlement problem of stockpiles is in many aspects uncertain and on the whole not solvable. Among other things, it is based on the interaction between filling and subsoil. Furthermore, there is no definite knowledge of the stress/deformation behaviour of the stockpiles subsoil.

In comparison to building foundations, the dimensions of stockpiles are considerably larger. That is why it is questionable whether the estimation of the limiting depth for deformations of the subsoil according to the usual standards (DIN 4019, T.1 or V DIN 4019, T.100) is valid. Apart from that, the weight loads on the base of the stockpile are changing with

time. The waste weights increased by storing are later reduced by chemical and biological conversion. At the same time, the waste body is gradually saturated by precipitation. The resulting settlements of the waste body influence the relative shift of its load centroid towards the lower waste layers of higher density.

It is uncertain to what extent the measured and calculated deformations of the base differ for each stage of filling. Assessments of deformation measurements according to Euro-Code 7 (observation method) and further correlations with other data sets have rarely been done so far.

2 Ascertaining Data

A catalogue of questions (RODATZ / KNOLL (1996)) which was prepared in coordination with the "Niedersächsisches Landesamt für Bodenerforschung", was used as a basis for ascertaining data. Representative investigated locations have been compiled in RODATZ / KNOLL (1998). The collected data included in this project had been measured until autumn 1997. The project-related data from the stockpiles is stored in a data bank (RODATZ / KNOLL (1998)) which was especially developed within the framework of this research project at the IGB-TUBS. Figure 1 shows the load situation giving the qualitative size proportion of the stockpiles investigated with regard to their stress/deformation behaviour.

The **waste disposal plant "Diebesstieg"** of the city of **Salzgitter** has been operated by the Entsorgungszentrum Salzgitter GmbH (EZZ) since 1993. The subsoil is usually composed of stiff quaternary loose sediment (loess, loess loam), glacial loam and glacial drift, which is underlain by chalk clay and in deeper depths by claystone and upper chalk (Emscherian / Senonian). The chalk base shows a distinct hollow structure which results in differing depths and consistencies.

The **"Central Waste Pile Hannover"** is situated in the north-east of the city and has a size of 140 hectares. The southern and eastern parts have been operated as stockpiles for urban waste by the Abfallwirtschaftsbetrieb Hannover since 1980 (STEINKAMP (1994)). According to DETTMER / HAMEL (1996), there is a strong, fifteen-metre layer of Pleistocene sand and gravel below the stockpile surface. The existing chalk clay is completely overlain by the quaternary. The subsoil is characterized by a sub-glacial channel structure which runs from the south-west to the north-east and lies approximately 8 - 70 m below surface. It is composed of semi-solid to solid claystone of the lower chalk and is a few hundred metres thick. This channel is filled with maximum 20 m of water-bearing sand and gravel in the lower part and covered by 5 - 25 m strong layers of basin-silt and glacial drift.

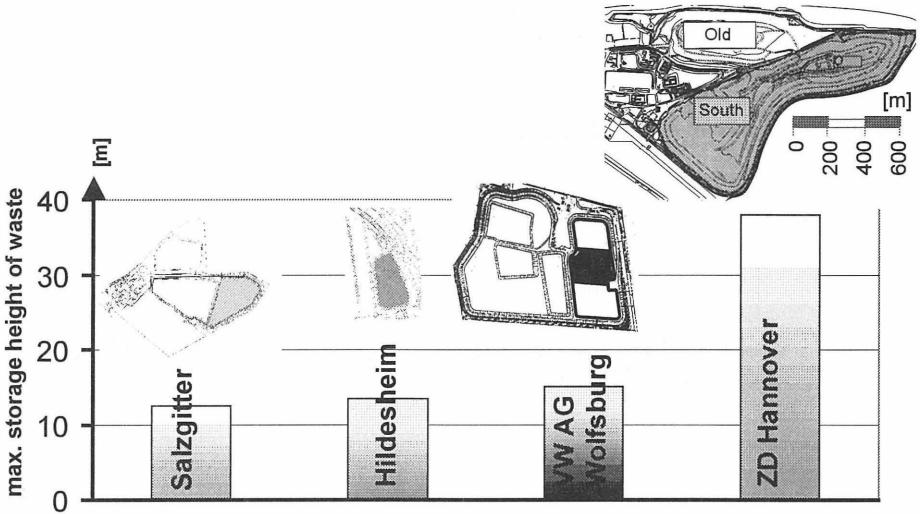


Figure 1: Waste piles with qualitative stating of the size proportions and storage heights closely investigated as exemplary project samples

In 1995-96, with the new stage of construction "Hoersten-West", the „Zweckverband Abfallwirtschaft" **Hildesheim** (ZAH) extended westwards the already existing waste pile "Heinde" which had already been operated for 20 years. The base sealing system is partly heavily jagged because of the high number of conduits within the cross-sections. In the conduit area, its maximum strength (from the bottom of the artificial geological barrier to the top of the mineral sealing) is approximately $d = 5$ m. The subsoil is composed of claystone (Dogger) which is weathered in the upper part and of solid to semi-solid consistency. It is overlain by quaternary loess.

The stockpile of the **Volkswagen AG Barnbruch** is divided into three separate industrial waste storage parts which have been filled since 1984. The subsoil in the area of the glacial valley of the River Aller is composed of Pleistocene and Holocene deposit to a depth of approximately 30 - 40 m. Clays and slates form the floor of the Jurassic System (V. D. WALL (1983)).

The assessment scheme for the data is described in RODATZ / KNOLL (1989). Before calculations, the evaluated measurement data was used for a plausibility test and for an improvement of the calculation model on the one hand, and had to be subjected to a deterministic process on the other (Figure 2).

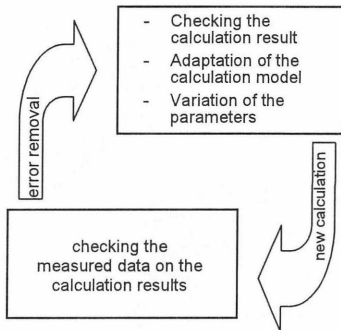


Figure 2: *Checking of the measured data and calculations for the actual investigations until plausibility is reached* (Fig. 4, p. 20 in the dissertation)

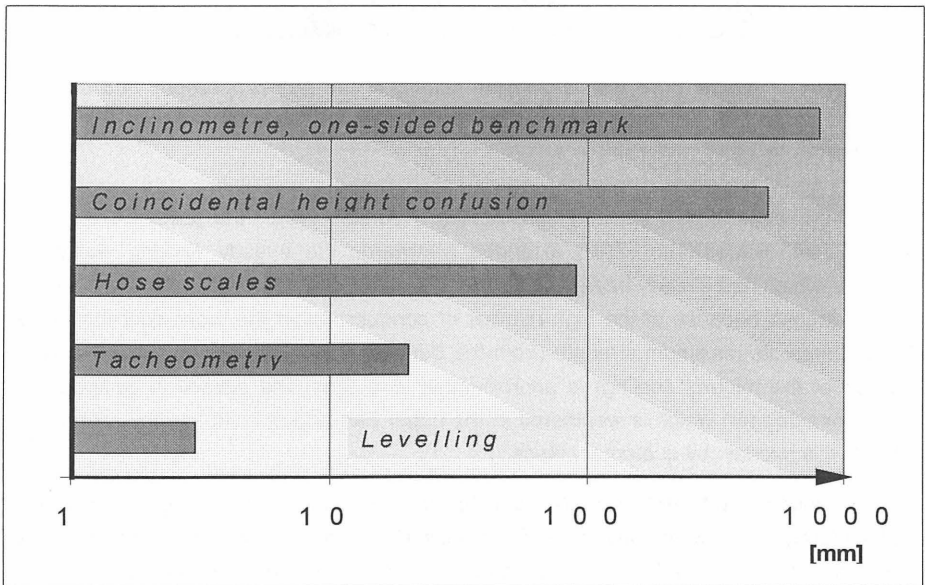


Figure 3: *Measuring errors determined*

All coincidental and systematic errors of the measurement were analysed. The determined errors relevant to practice are compiled in Figure 3.

3 Model of Structure

Each model of structure, as well as the calculation result, are characterised to a great extent by the selected arithmetical simulation method. That is why mutual supplementing and verification of the different methods for

- ① geometrical modelling of the continuum
- ② material modelling of the continuum
- ③ numerical (arithmetical) simulation.

with comparing parameter studies to optimise proximity to reality was essential.

The actual settlement calculations were inter alia carried out by using the EDP-program PEGASUS of the IGB-TUBS (KRISTA (1991)), *Version 1.67* (KNOLL (1996/97)). With the help of PEGASUS, vertical stresses were first determined on the basis of the homogeneous elastic isotropic half-space for loose loads. The settlements are calculated in layers for pre-selected cuts or single points by using multi-linear functions for the constrained modulus at strain stabilization. The calculations are based on the soil investigation reports and actual laboratory tests, as well as on geostatistical evaluations (RODATZ / KNOLL (1998)).

In order to verify simple calculation models, numerical comparative calculations of the material non-linearity were carried out with the help of the finite element program ANSYS (so-called open Version 5.3). Program descriptions are available in MÜLLER / REHFELD / KATHEDER (1994) and ANSYS (1996). Starting from the assumption of the ideal-elastic and ideal-plastic behaviour of the material and parallel to the experience at the IGB-TUBS (MAYBAUM (1996)), rules for destabilization in the parameter studies were implemented as multi-linear elastic material characteristics. At the same time, plasticizing in comparative calculations was tested, using varied characteristic values, varied surcharges and varied constitutive equations (constitutive equations MELAS after ANSYS (1994), material approaches after *Drucker-Prager*).

Structural non-linearity was not implemented because the contact problems in the area of the artificial sealing strip were analysed by using parameter studies and their shear stress behaviour. Investigation of geometrical non-linearity was not necessary because a plain strain for the selected area of the middle drain collectors had to be assumed. Therefore, the calculation in the continuum with additional types of elements and material characteristics was possible in comparison to the possibilities of three-dimensional investigation.

4 Loading

In addition to the soil investigation reports with their existing stress-deformation investigations (oedometric tests), the primary stages of stress were verified because the estimation of the current state of pre-stress of the subsoil was insecure as a result of post glacial influences, e.g. erosion and ground elevation.

The derivation of loading due to the stages of construction is given in detail in RODATZ / KNOLL (1998).

The waste weight varies in place as a consequence of the part of fine waste or the placing of pre-treated waste and the gradually changing composition of the waste (Figure 4).

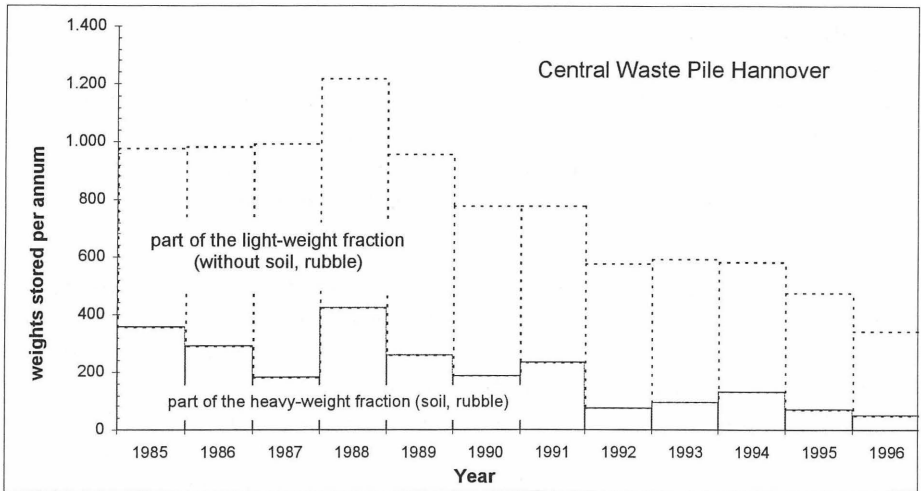


Figure 4: Heavy-weight and light-weight fractions for the Zentraldeponie Hannover example, data from STEINKAMP / NEGELMANN (1997) (Fig. 19, p. 54 in the dissertation)

The surcharge used for the calculation model results from the gravity force of the specific gravity of the waste in place, starting from virtually specific gravities (Equation (1)). The gravity force was determined by using the water balance of the waste.

$$(1) \quad \gamma_{\text{waste, virtual}} = G / V \text{ [kN / m}^3\text{]} \quad \text{mit: } G = \text{weight at delivery weighing [kN]} \\ V = \text{volume of the placed weights [m}^3\text{]}$$

Retention and storage – estimation of the moisture content of the waste:

Retention and storage capacity of precipitation water and newly emerging water were derived for the investigated waste piles. The analyses carried out were based on the compo-

sition of the waste in place according to PROJEKTDATEN and published literature (nationwide analysis of household waste by RAMKE (1991), storage tests of urban waste by TURK / BRAMMER / COLLINS (1997), data from the STATISTISCHES BUNDESAMT (1996) and the UMWELTBUNDESAMT (1997)). Finally, a linear increase over a period of 5 years ranging from initial moisture content (moisture capacity) of $w = 22\%$ to middle final moisture content of $w = 45\%$ (RAMKE (1991)) was used for the calculation and based on the average specific gravity of the waste. When considering the real settlement times of the weights from individual years, the increase of weight for the waste pile Salzgitter Diebesstieg arose as shown in Figure 5.

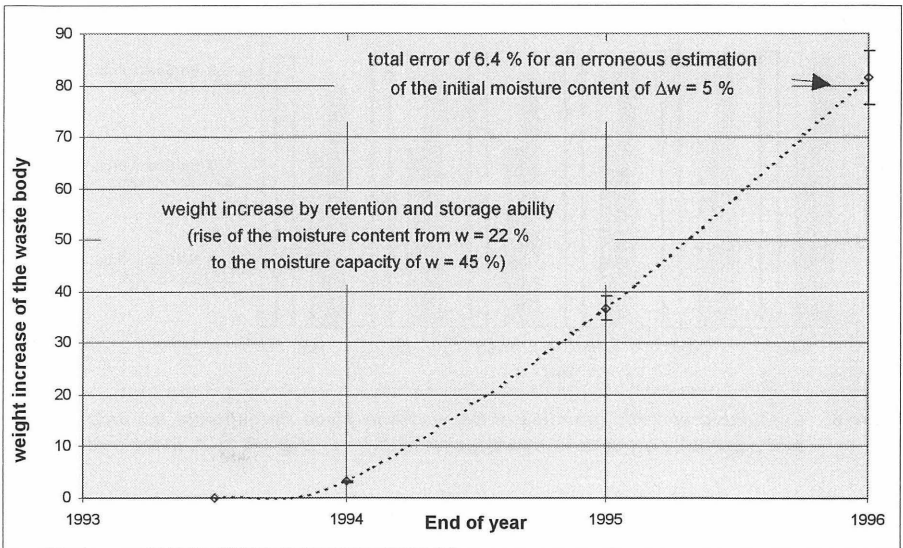


Figure 5: *Weight increase of the waste body by retention and storage, example Salzgitter Diebesstieg* (Fig. 26, p. 66 in the Dissertation)

The erroneous estimation of the initial moisture content $w_{\text{initial}} = 25\%$ by $\Delta w = \pm 5\%$ leads to an arithmetical weight difference of $\Delta G = \pm 6.7\%$ based on the biologically reduced waste.

Weight reduction and emerging water:

According to the examples of waste carbon content and loss-on-ignition (HEYER / STEGMANN (1996)), and according to the volume of pile gas (Equation (2), EGLOFFSTEIN / BURKHARDT / MAINKA (1996) by TABASARAN / RETTENBERGER (1987)), the weight loss for the investigated examples could be estimated by taking the standard gas potential as a basis.

$$(2) \quad G_t = 1.868 \cdot C_o \cdot (0.014 \cdot T + 0.28) \cdot (1 - 10^{-kt}) \quad [m^3 \text{ pile gas} / t \text{ waste}]$$

with: G_t = amount of specific pile gas formed until time t [m^3 / t]
 1.868 = $V_{gas} = 1.868$, standard gas potential of 1 kg of organic carbon [m^3] (KRUSE (1994))
 C_o = initial carbon content according to DICKERT / KAPPESSER / PAETZOLD (1994) [kg / t]
 T = temperature [$^{\circ}C$]
 k = constant of decomposition [$1/a$]
 t = calibration value for the decomposition of organic material
time in years [a]

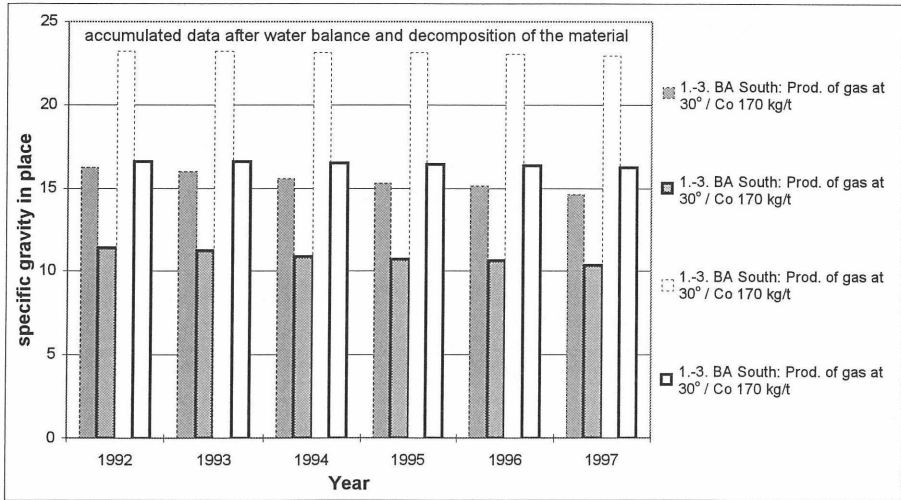


Figure 6: Calculated specific gravities of the waste in place (thresholds) according to actual parameter studies, Zentraldeponie Hannover (Fig. 29, p. 70 in the dissertation)

Standard investigations of the threshold were carried out with the help of this approach (Equation (2)). The resulting specific gravities of the calculations of the subsoil settlement for separate stages of loading are shown in Figure 6. The given specific gravities in place received from the actual parameter studies were verified by using lysimetric tests (SPILLMANN / COLLINS (1986)) and exploration data (REUTER (1994)).

5 Material Parameters of Subsoil

The assumptions of the elastic-isotropic half-space and the elastic material behaviour for the used structure models were permitted because triaxial tests at the IGB-TUBS confirmed the characteristic linear behaviour of the chalk clay used for the base sealing system after its isotropic consolidation up to limiting stress. Therefore, plasticizing can only be expected above $h_{waste} = 6 - 7$ m.

Figure 7 clarifies that by using the results of the FEM verification analysis it is not necessary to take into account plastic deformations of subsoil, not even at higher stress levels. First relevant plasticizing in direction to the first principal stress only arises when using the approach of multi-linear elastic material, as well as the multiplication of the actual waste load (the example of stockpile Salzgitter Diebesstieg with a storage height of $h_{\text{waste}} = 90 \text{ m}$). Simultaneously, the characteristic soil values are varied in two ways. The first is Variant (A) (Appendix (A)) where plasticizing starts according to the soil investigation report, and the second is Variant (B) where plasticizing starts considerably earlier (approximately 50 %).

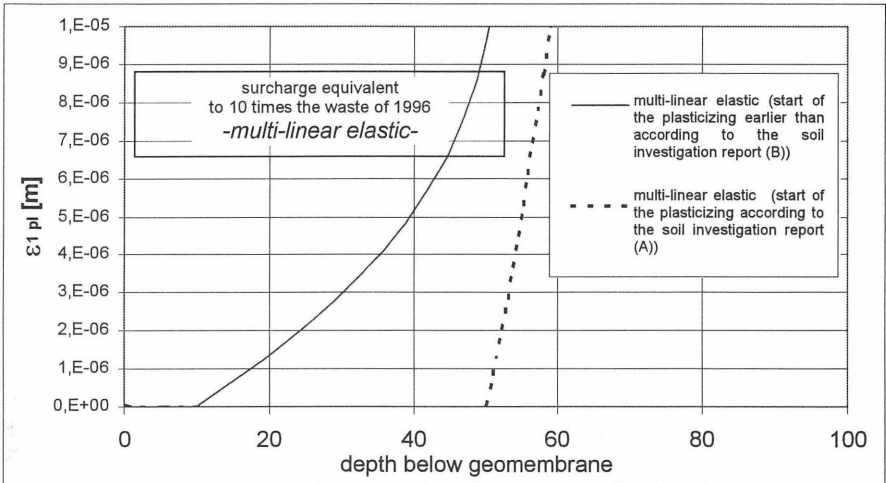


Figure 7: *Middle plastic deformation towards the first principal stress for the example of Salzgitter Diebesstieg (variation of the characteristic values of the subsoil) (Fig. 36, p. 80 in the dissertation)*

Depth-dependent transverse strain according to HOCH (1996) and SMOLTCHYK (1996) was used and varied (Appendix (A)). Figure 8 shows the effect of the variation according to the actual FEM analysis. As expected, when using more simple calculations with the PEGASUS program in the elastic isotropic half-space (using the multi-linear material approach), the constancy of the volume ($\nu = 0.5$) assumed for the stress determination will lead to smaller total settlements in comparison to real conditions. By considering the transverse strain ($\nu \neq 0$), a higher level of principal stress at constant vertical stress is reached. Settlements in the middle of a stockpile (often arrived at by measuring) which are smaller when compared to the edge of a stockpile, are also calculated this way. The settlements in the area of concentrated stress, i.e. in the middle of the waste pile, increase relatively and absolutely with a decreasing Poisson number ν , which is relevant for OCR-soils. Due to a

smaller Poisson number ν in comparison with NC-soils (clay / rock), the differences for OCR-soils are smaller.

The angle of dilatancy can in practice be neglected for settlement calculations (WEISSMANTEL (1994)). Some verification calculations based on the fact that no plastic deformation occurs have shown that further investigation is not necessary.

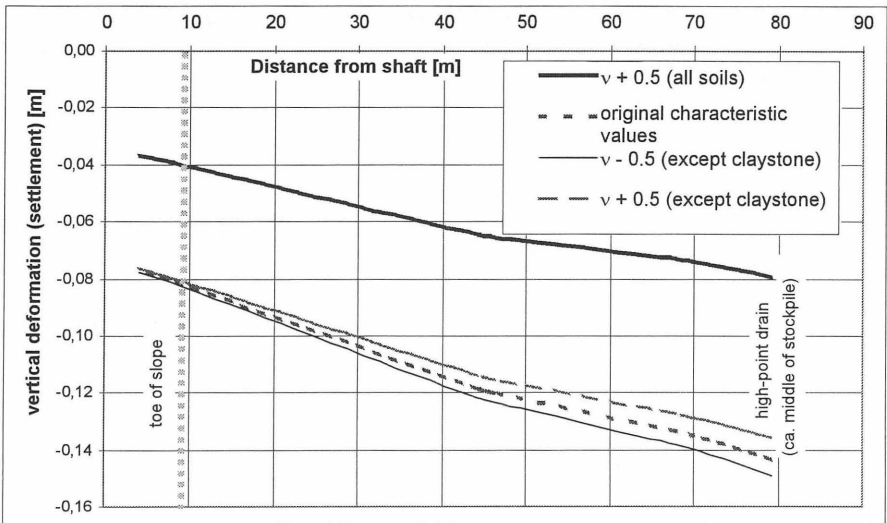


Figure 8: Results of the Poisson number variation of the transverse strain for the vertical deformations according to the FEM analysis (example drain 11, Salzgitter Diebesstieg 1996) (Fig. 40, p. 85 in the dissertation)

According to the actual parameter studies, a further reduction of the settlement reducing factor κ (according to DIN 4019) for OCR-soils is in some cases possible and depends on the geological pre-loading. It leads to proximity of the measured and calculated results (Figure 9).

When considering the remaining primary stages of stress due to glacial pre-loading, and following the suggestion of ALTES (1976) to include over-compacted soil by “using an equivalent depth”, the specific gravities of soil which are also arithmetically higher for the parameter variation are used in depths of over-compacted soil as well. The specific gravities result from the conversion of the former glacial overburden load, and increase with depth. Another consequence is the resulting increased stiffness. This is based on the agreed multi-linear elastic constrained modulus and the implemented routines of the program used (Figure 9).

In principle, the relief of tension must be assumed when a sample of soil is placed in the oedometer. Consequently, the determined constrained moduli must be assumed at the

upper limit of the span established. The agreement of measurement and calculation can be improved this way.

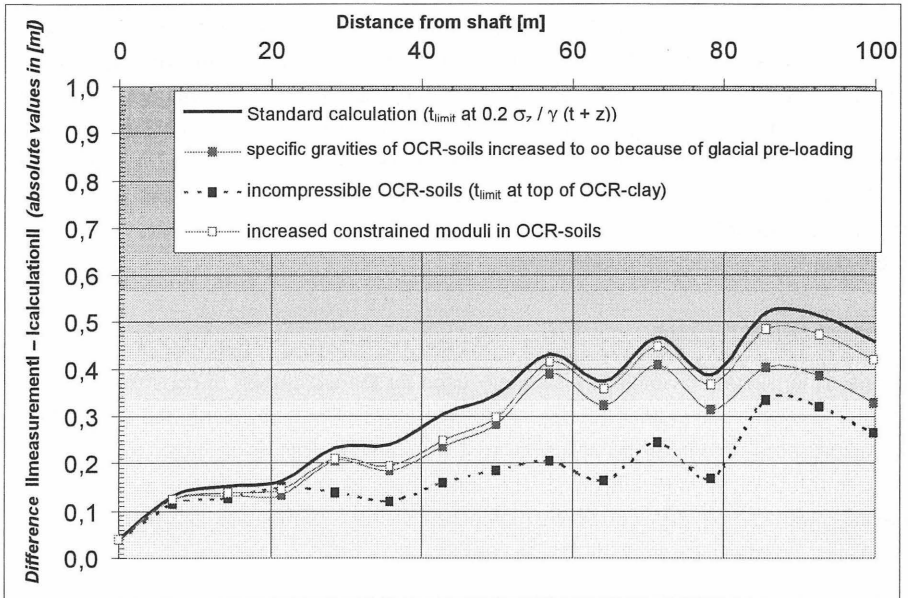


Figure 9: Results of parameter variations of OCR-soils in comparison to measurements (Zentraldeponie Hannover)

For the investigation of consolidation, "permeability profiles" of the subsoil were incorporated into the calculations, while considering the base sealing and the valid stages of stress and temperature (RODATZ / KNOLL (1998)).

6 Investigation of the Settlement Stages and Rates

Immediate settlements:

When low limiting depth is assumed, it is shown (in accordance with the requirements for OCR-soils) that a comparatively low value for the initial shear deformation has to be expected. A further arithmetical investigation of immediate settlements was not undertaken. This is due to considering the deformation pictures of the measurement series results (RODATZ / KNOLL (1998)), the edge deformations which are not usually detectable, as well as the comparatively high location-dependent base failure security. It was presupposed that immediate settlements are either included in the calculated settlements or not detectable due to inaccuracy of measurements.

Consolidation settlement:

A one-dimensional consolidation is usually used for the calculation of consolidation settlement in the centre of loading (centre of the waste pile). For that reason, the value of pore water pressure difference Δu resulting from the vertical change of stress $\Delta \sigma_v$ has to be used in the calculation (Equation 3). The applicability for the example of the stockpile Diebesstieg with its boundary conditions (comparatively high permeability) is valid even for the existing over-consolidated chalk clay in subsoil.

$$(3) \quad \Delta u = \Delta \sigma_v$$

The actual consolidation calculations were carried out with the use of the difference method (LANG / HUDER / AMANN (1996)). The example of Salzgitter clarified that consolidation can already be completed to a large part during the filling of the stockpile for the typical locations.

Multi-dimensional consolidation is assumed for the edge area of the waste pile. With the use parameter studies for three-dimensional consolidation based on the solution approach of DAVIS / POULOS (1972), it has been shown that for the valid maximum loading velocity of usually less than 300 kN/m² per annum (DIN V 4019-100) there is no arithmetical settlement after the filling in the case of multi-layer systems (HOLZE (1997)).

Further on, settlements occurring within the construction time have to be taken into account. Either, they have to be subtracted from the total settlements determined for the waste pile or they have to be added to the settlement of the waste body according to the degree of consolidation of the settlement part of the sealing system.

As shown in Figure 10, a consolidation is yielded in the case of Zentraldeponie Hannover with its comparatively high surcharges and waste, which have already been stored in the north-eastern body for a longer period of time. This is due to the state of loading in 1997

which roughly equals the waste height in 1985, including water balance and material partly decomposed in the meantime (according to PROJEKTUNTERLAGEN; including settlements of the waste body). A "consolidation delay" can be neglected since the loading velocity since 1985 has been approximately zero kN/m^2 per annum.

In 1997, the settlements up to the surface of the chalk clay were arithmetically almost completed. This result shows a tendency which corresponds with measurements.

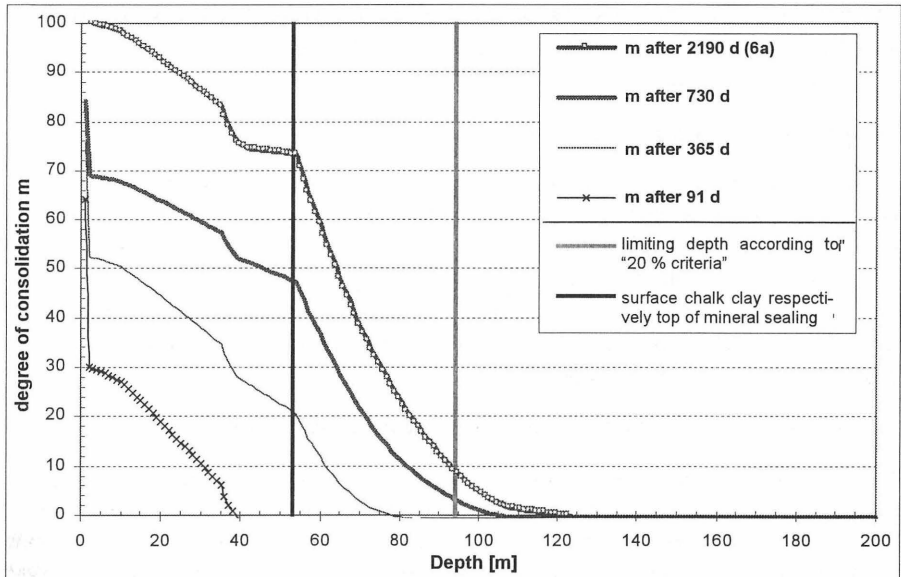


Figure 10: Degree of consolidation m ZD Hannover after a complete and sudden loading at the high point drain 22 (multi-layer model, one-dimensional consolidation, state of loading 1997 (equals approximately waste height 1985)) (Fig. 60, p. 110 in the dissertation)

Creep deformation:

Creeping was investigated surcharge-dependent. The gradual filling with its accompanying stress spreading in the waste pile body was considered together with the subsoil with variation of the transverse strain. An EDP program (OLLHOFF / MENZEL (1997)) developed at the IGB·TUBS was used for a schematised arithmetical simulation of time periods ranging from 10 up to 1000 years, as well as for the necessary project-specific classification into settlement stage including the correlation with deformation measurements. As a lower creeping limit, the cohesion has no detectable influence on the examples. Discernable effects of the lower calculation limit (depth) variation of the of creeping over limiting depth criteria (20%) were found only for non-relevant time periods. These periods of 100 years lie outwith the definition by RODE (1997).

On the basis of GRÜNDER's tests (1978) which prove that an OCR clay shows no creep tendency in oedometric loading, the construction of "creep profiles" gains special significance. Dependent on load and depth, this is to clarify whether and in which areas of the waste pile subsoil creeping can actually occur. The determined spans of the creep settlements s_2 are still in the range of $s_2 < 1$ cm for the investigated projects, and the time period interesting in this case is of up to 16 years (ZD Hannover). When applied to the total deformation in connection with the accuracy of the measurement in place, this part of the settlement with its magnitude applied to the investigated stages of settlement could be neglected in this project. However, the decrease of the drain slope accompanied by increasing settlements must be considered.

Inherent settlement of the sealing system:

The arithmetical layer profile is characterised by a treated layer of soil of stiff to semi-solid texture with the characteristics of OCR-soil after placing the sealing at the upper edge. Values of smaller settlements are obtained when the calculation makes use of the 20 % limiting depth-criteria DIN 4019 (as long as the limiting depth is reached above the OCR-soils). Additional settlement parts develop due to the sealing as long as a deformation limiting layer in the subsoil above the limiting depth is assumed, e.g. in the area of the OCR-soils with comparatively high stiffness.

Expansion stress and horizontal deformation at the base due to waste surcharge:

The settlement-producing acting vertical stress components develop from expansion stress in the subsoil in dependence of separation effective layers (geotextiles, geomembranes) according to the shear bond of the different materials and the slope of the bearing. In connection with the actual results of the analyses and the knowledge of the transverse strain from Chapter 5 as well as examples from literature (WANNINGER (1980)), it can be concluded that horizontal deformations at the edge of the waste piles are not to be expected. If it is not possible to secure that loading velocity is slower than consolidation velocity, expansion stresses should be considered in the future. They can reduce the slope at the edge because their influence coming from the slope centre or from the bottom third of slope decreases towards the outside.

7 Limiting Depth

The vertical deformation under load increases in total arithmetically with depth. But due to the stress spreading and geostatical and geological preloading it contains elements decreasing with depth. A "50 %-criterion" arises in the case of a typical waste pile subsoil from Lower Saxony (Equation (4)) because the constrained moduli increase heavily with depth. This means that no settlements need to be expected from a depth as small as 30 - 40 m (cp. KÉZDI (1970)).

$$(4) \quad \sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0.5 \quad (\text{with: } \gamma \cdot (t+z) = \text{overburden load due to the soil dead load [kN/m}^2])$$

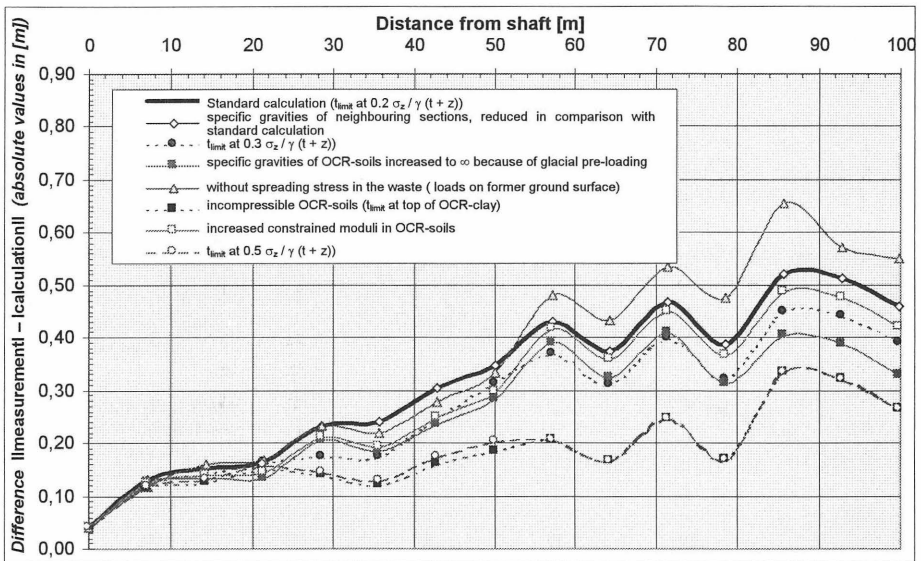


Figure 11: Vergleich verschiedener Parametervariationen zum Unterschied zwischen Messung und Berechnung (Beispiel ZD Hannover; Multilinear-elastische Berechnungen im elastisch isotropen Halbraum) (Abbildung im Langtext) (Fig. 76, p. 134 in the Dissertation)

It is clarified in Figures 9 and 11 that even a significant increase in stiffness of the OCR-soils in place which partially exist under limiting depth, can result in the desired similarity of measurement and calculation (although not in every case). The generally improved similarity of measurement and calculation in the approach of $0.2 \leq \sigma_z / \gamma (t+z) \leq 0.5$ is qualitatively and absolutely discernable. The use of multi-linear elastic material approaches auto-

matically results in simultaneous consideration of a limiting depth criterion (DIN 4019) and the limiting of the deformation just by using the constrained moduli.

The geometry of the sealing system must be considered in the calculation. In "simple" calculation programs which are based on the elastic theory for stress spreading, what has to be avoided is that the program internally bases the calculation on false (plain) ground surfaces and/or on the starting height of the load centroid being the same all the time. In this case (depending on the program), calculations have to be carried out with weightless (virtual) soil layers which are compressible, but which are not allowed to lead to an upward shift of the limiting depth in the case of an increase in the soil profile. That is why stress comparison ($\sigma_z / \gamma (t + z)$) to determine limiting depth must be carried out for the former ground surface. Otherwise it will result in an "error" which is shown as an example in Figure 12.

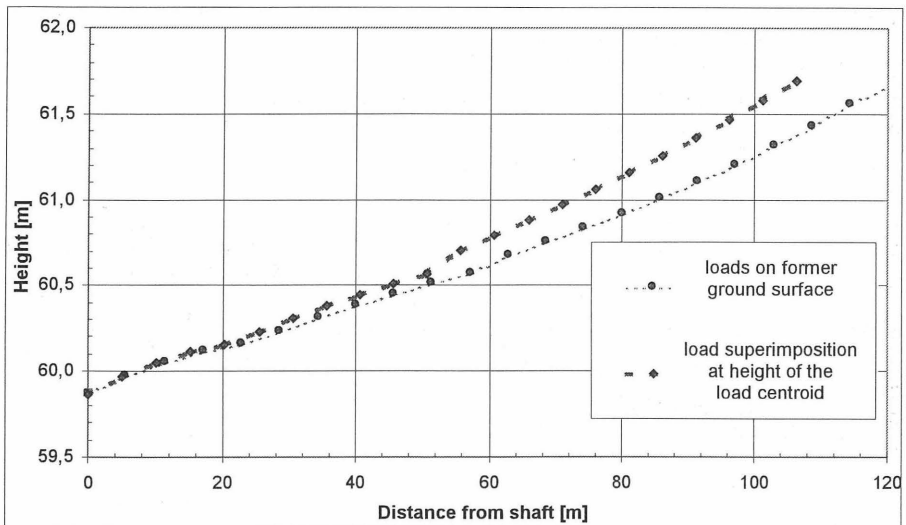


Figure 12: *Difference of arithmetical heights of drainpipe 22 ZD Hannover 1997 with / without considering the shift of the centroid within the waste pile body (Fig. 73, p. 126 in the Dissertation*

As a rule, it is more likely that the tendency of the "falsely" calculated tilt at the base will be intensified in comparison to the measurements.

8 Results of the Waste Pile Locations Investigated

STEINKAMP (1994) has compared the settlements for the final stage calculated in 1982 with the 1989 settlements measured at an intermediate time and concluded, *"that the values of slope decreases measured so far lie far beyond the predicted values"*. When looking at the analysis of the storage amounts until 1997 as well as at the accompanying settlement investigations and measurements, this conclusion is still valid for extensive slope developments.

After the consolidation process was completed (according to a calculation), it was not always possible to determine the settlement tendencies which were ascertained by using verified settlement measurements during the stages of filling, together with the actual calculations. Also according to the measurements, no vertical deformations occurred, even if arithmetically consolidation settlements still had to be expected. Uplifts were occasionally ascertained, which could unfortunately not be verified after further investigation due to a lack of data - especially for the plausibility of the measuring results. The corrections of external measuring assessments resulted in mainly plausible deformation pictures of drains (KNOLL (1998)) without uplifts.

As no definite regularity could be made into a rule after the investigation, it can only be phenomenologically pointed to the completed consolidation (according to the age of the waste pile section and small area drainage) as stated above.

The general argument that higher stiffness and lower limiting depths according to DIN 4019 have to be used can be maintained because arguments regarding the used stiffness of the subsoil depend directly on the assumed progress of the consolidation. Due to a lack of additional data, the arithmetically used OCR-conditions and limiting depths for the individual cases are controversial.

The settlement depressions partly occurring in the edge area can be explained by the general deformation of small areas and the geotechnical behaviour in the edge dam areas.

9 Conclusions and Suggestions

According to the sensibility analyses carried out for the prognosis and measurements of settlements of the subsoil of North German stockpiles, the relevant principles are compiled in Table 2. The choice of the calculation technique used is secondary as long as the given principles are considered. The table also includes suggestions for the construction of stockpiles.

(1)	(2)	(3)	(4)
Model		Structure	Adaptation in the future
Measurements prior to construction	Calculation and characteristic values	Construction	Measurements during the construction
- use of geostatistical methods / geophysical investigation prior to definition of further investigation programme (if necessary)	- concerning the history of the structure (storage and construction) - assumption of the specific waste gravities according to time, placing method and material - concerning seepage storage		- evaluations, especially of specific gravities, by using waste registry
	- concerning the vertical shift of the load centroid by filling - specific gravities of soil including capillary fringe - sealing and waste weights do not lead to an increase of σ_{zg} for the limiting depth (specific gravities of soil for arithmetical soil profiles have to be set to zero = limiting depth from former ground surface) - surcharge from waste and sealing system results in settlements of sealing system AND subsoil	- increase of planned longitudinal slopes in the edge area	- planning a measuring system with automatic calibration or calibration of line-wise measurements by settlement gauges
- test of formation permeability / spatial depiction	- permeability of subsoil is higher in upper area due to temperature; balanced by higher stress due to filling	- extensive gradual degree of compaction, moisture content of sealing, barrier and filling while placing	- including tie height stress free simultaneously into other measuring series
- standard penetration tests (constrained moduli) - diagenetical solidification OCR in oedometer for centred waste pile areas, triaxial tests for edge zones	- load- or depth-independent definition of E_s inadmissible; multi-linear elastic material approach or approach of strain solidification considers qualitatively limiting depth; limiting depth ca. at top of OCR-clay or $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0,5$ - assuming stiffness by oedometer ca. at the upper limit of ascertained span due to sampling disturbance - considering pre-loading from older waste pile sections - using reapplication of load for E_s for sealing material and formation as a rule - not considering local soft areas, especially in greater depths	- preventing the drain pipes from "hanging" at the shaft: choice of the shaft floor bedding; area-wise planned change of sealing stiffness, barrier and filling	- cyclic annual measurements
- using triaxial tests and pressiometric tests to ascertain initial shear deformation	- estimation of creeping by using creep profile of the subsoil - carrying out parameter variations for estimation of immediate and creep settlements - transverse strain at OCR with lower influence as for NC; parameter variation suggested especially for NC	- fixed points at seepage shafts for tie heights of the linear measurements	- redundant system due to deformation and stress measurements at the base and in the subsoil, including edge area of the waste pile
	- carrying out analyses of decrease or increase of settlements caused by expansion stress in dependence of the expected filling velocity		
	- settlement calculations for load stages (intermediate steps) in comparison with measurements for the verification and adaptation of characteristic values and calculation methods		

Table 2: *Suggestions and hints for an improvement of the calculation model and construction of the sealing system as well as improvement of the measurements (Table 11, p. 140 in the dissertation)*

Summary

On the basis of the recalculation of waste details, differentiated and verified characteristic values for the temporally changing surcharge of the waste pile body could be included in the parameter studies of the subsoil behaviour which were carried out for the settlement calculations of stockpiles. Such kind of consideration of the system history is fundamental in settlement calculations.

The derived specific waste in place gravities of the waste pile body according to the actual investigations lie partly above the specific gravity of $\gamma_{\text{waste}} = 15 \text{ kN/m}^3$, often found in literature. Consequently, this characteristic value does not define the so-called safe side of the settlement calculations for the waste pile construction.

On the basis of extensive enquiries and analyses of the deformation measurements for the calibration of the calculations, conventional model and calculation approaches for different stages of stress and loading situations had to be adapted. Identification of the calculation methods weak points resulted in inherent indistinctness of the model which is based partly on the causal choice of the initial parameter, especially in case of the stiffness of the OCR-soils, but also for the use of the transverse strain. With the help of adaptable and simple calculation methods briefly described herein, the settlement behaviour of the subsoil of stockpiles can be described with justifiable accuracy, as long as the fundamental geometrical, temporal and material approaches are considered. These simple calculation methods incidentally include over-consolidated soils typical for Lower Saxony using the variation of constrained moduli and limiting depths as well as a spatial approach of the loading heights.

Due to the sampling disturbance, the constrained modulus obtained by oedometer tests should be assumed at the upper limit of the ascertained span. With a simple limitation of the deformation at the top of the OCR-clays or when using the limiting depth criterion $\sigma_z / \gamma \cdot (t+z) = 0.5$, a fundamental improvement of the congruence of measurement and calculation was additionally reached.

Sealing weights and waste weights do not lead to an increase of σ_{zg} for the determination of the limiting depth. As long as numerical methods are not used for the calculation, a gradual vertical upward shift of the height of the centroid of the waste pile body due to its existing stress spreading has to be considered. Often, excessively flat longitudinal slopes with arithmetically excessive settlements in the centre of the waste pile are obtained by using the usual settlement calculations according to DIN 4019. The reason for this is partly explained with the use of a volume constancy in the elastic isotropic half-space. Settlement depressions in the edge area are usually not considered in the calculation. Therefore, detailed investigations have to be carried out while taking into account the influence of construction operations. Principally, settlement analyses have to adhere to the possible load stages.

It has been shown that the geotechnical modelling of the entire structure "waste pile / sub-soil" can be improved by mutual supplementing and verification of different calculation methods because each time only approximate solutions are expected. The maximum amount of influences and boundary conditions is considered. Finally it is not important whether it is calculated numerically or analytically, e.g. for the elastic isotropic approach or multi-linear elastic stiffness. This principle is valid because deviations from the consistent reproduction of the continuum are analysable by carrying out further comparative calculations.

To optimise the degree of accuracy of settlement calculations, it is suggested to include prognostic surveying strategies into adaptive calculation models for the deformation at the waste pile base as well as for the waste amounts and waste types. Calculative values are herewith replaced by measured values (specific gravities, deformations, degrees of consolidation). Measurements and calculations should be used at least for mutual checking and calibration to improve the certainty of the calculations.

It has been clarified that more careful and more extensive data evaluation serving as the basis for improvement of the prognostic accuracy already has an over-proportional influence. Before carrying out geotechnical investigations, plans for further geotechnical calculations and analyses still have to be developed independent from the location on the basis of the expected construction plans and construction use.

Stiffness, permeability, limiting depth and transverse strain as a result of soil investigation can only be used after careful verification of the investigation method and comparison of the stages of stress in place and in tests. The stiffness profiles used have to take into consideration the depth dependence, existing stages of stress and the prevailing stress level.

Finally, a simple scheme for future settlement calculations (Equation (5)) for stockpiles is obtained following the DGEG (1993). The consolidation settlements form the main part of the settlements, and the other summands are rated by the influence of their determining parameters.

$$(5) \quad s_{tot} = s_1 + s_2 + s_{\mu} + s_{exp} + s_0 + s_{gw \text{ fluc.}} \quad [m]$$

With:

s_{tot}	=	<i>total settlement</i>
s_1	=	<i>consolidation settlement</i>
s_2	=	<i>creep settlements</i>
s_{μ}	=	<i>addition or subtraction due to the variation of the transverse strain (+ / -)</i>
s_{exp}	=	<i>settlement due to expansion stress (+ / -)</i>
s_0	=	<i>immediate settlement</i>
$s_{gw \text{ fluc.}}$	=	<i>settlement due to fluctuations of the ground water level (+ / -)</i>

The investigated period of time and the load history have to be given when calculating settlements with the help of this equation.



Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976 *
Nr. 78-2	Frank, H.	Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 *
Nr. 80-4	Ruppert, F.-R.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 *
Nr. 81-5	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 *
Nr. 7	Bätcke, W.	Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982 *
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	Dichtungswände und -sohlen, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, F.-R.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982 *
Nr. 11	Papakyriakopoulos	Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983 * |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984 |
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieur-geologischen Merkmalen, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H. | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984 |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.
Meseck, H. | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984 |
| Nr. 17 | N.N. | Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 * |
| Nr. 18 | Simons, H.
Reuter, E. | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 * |
| Nr. 19 | Meseck, H. | Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 * |
| Nr. 20 | Meseck, H. | Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 * |
| Nr. 21 | Balthaus, H. | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethode, Diss., 1986 * |
| Nr. 22 | Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986 * |
| Nr. 23 | Meseck, H. | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987 |

Nr. 24	Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987 *
Nr. 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988 *
Nr. 27	Wichert, H.-W.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988
Nr. 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989
Nr. 29	Kruse, T.	Standssicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	Standssicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinfachbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
Nr. 32	Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
Nr. 34	He, G.	Standssicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|---|
| Nr. 35 | Rodatz, W.
Sehrbrock, U. | Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991 |
| Nr. 36 | Kahl, M. | Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdückers, Dissertation, Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992 |
| Nr. 38 | Rodatz, W.
Meier, K. | Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991 |
| Nr. 39 | Rösch, A. | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992 |
| Nr. 40 | Sehrbrock, U. | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993 |
| Nr. 41 | Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1993
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993 |
| Nr. 42 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M.
Kayser, J. | Deponieseminar '94
Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. u. 18. März 1994 |

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 44 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. | Messen in der Geotechnik '94
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai
1994 |
| Nr. 45 | Hartung, M. | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit
in Sand, Dissertation, 1994 |
| Nr. 46 | Hemker, O. | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung
mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 47 | Voigt, Th. | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,
Dissertation, 1994 |
| Nr. 48 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1995
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24.
Februar 1995 |
| Nr. 49 | Kayser, J. | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-
Dichtwandmassen, Dissertation, 1995 |
| Nr. 50 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B.
Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.
Februar 1996 |
| Nr. 51 | Rodatz, W.
Knoll, A. | Deponieseminar '96
Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung
bei Abdichtungssystemen, Fachseminar in Braun-
schweig am 22. und 23. März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G. | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-
weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996 |
| Nr. 53 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1997
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21.
Februar 1997 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 54 | Horst, M. | Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997 |
| Nr. 55 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. | Messen in der Geotechnik '98
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998 |
| Nr. 56 | Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. | Deponieseminar '98
Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998 |
| Nr. 57 | Wienholz, B. | Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung, Dissertation, 1998 |
| Nr. 58 | Bachmann, M. | Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton - Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen -, Dissertation, 1998 |
| Nr. 59 | Gattermann, J. | Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, Dissertation, 1998 |
| Nr. 60 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T.
Kirsch, F. | Pfahl-Symposium 1999
Fachseminar am 25. und 26. Februar 1999 in Braunschweig |
| Nr. 61 | Knoll, A. | Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien, Dissertation, 1999 |
| Nr. 62 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Platzmann, B. | Messen in der Geotechnik 2000
Fachseminar am 24. und 25. Februar 2000 in Braunschweig |



Nr. 63	Rodatz, W. Rosenberg, M. Schulz, Th.	9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme Fachseminar am 16. und 17. März 2000 in Braunschweig
	DGGT	Empfehlungen des Arbeitskreises 2.1 der deutschen Gesellschaft für Geotechnik für statische und dynamische Pfahlprüfungen, 1998

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

